

# ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΜΕ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ, ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΚΑΙ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.

**ΚΟΡΔΑ ΕΛΕΝΗ**

Μεταπτυχιακή Φοιτήτρια Π.Π., [elenakordaa@gmail.com](mailto:elenakordaa@gmail.com)

## Περίληψη

Στην παρούσα εργασία εξετάζουμε την σεισμική επάρκεια μιας κατασκευής ενός διώροφου κτιρίου από σκυρόδεμα που έχει κατασκευαστεί προ του 1984. Αρχικά γίνεται έλεγχος με δύο προσεγγιστικές μεθόδους αποτίμησης, την Ιαπωνική, με προσαρμογή του Β' επιπέδου ελέγχου της καθώς και με την μέθοδο που υιοθετείται στον Δευτεροβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο. Στην συνέχεια, γίνεται αποτίμηση με χρήση κατάλληλου λογισμικού, με εφαρμογή ελαστικής ανάλυσης, με την μέθοδο  $m$  και  $q$ , καθώς και ανελαστικής στατικής ανάλυσης (pushover) σύμφωνα με τα κριτήρια του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και του Ευρωκώδικα 8. Επιπλέον, κατά την εφαρμογή των παραπάνω μεθόδων, διερευνάται η επιρροή των τοιχοπληρώσεων και κατά πόσο αυτές δρουν θετικά ή αρνητικά στην αύξηση της αντοχής του φορέα. Για τις αναλύσεις, χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SCADA Pro της εταιρίας ACE Hellas.

## 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στην Ελλάδα υπάρχουν πολλά κτίρια τα οποία έχουν κατασκευαστεί προ του 1985, τότε που ακόμα δεν είχε ενσωματωθεί στα ελληνικά προσαρτήματα ο αντισεισμικός σχεδιασμός. Ένα από τα κτίρια αυτά είναι και αυτό που εξετάζεται στην παρούσα εργασία. Γνωρίζοντας την έντονη σεισμική δράση που επικρατεί στην Ελλάδα, και τους ισχυρούς ανά περιόδους σεισμούς, είναι απαραίτητη η δυνατότητα επέμβασης στις κατασκευές αυτές και η καλύτερη δυνατή γνώση της συμπεριφοράς τους, προκειμένου να αποφευχθούν μελλοντικές αστοχίες και ατυχήματα.

Για τον λόγο αυτόν δημιουργήθηκε ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Κανονισμός Επεμβάσεων) ο οποίος προτείνει λύσεις τόσο για την σεισμική αποτίμηση ενός υφιστάμενου φορέα, όσο και για την ενίσχυσή του σε περίπτωση ανεπάρκειας. Αποτελεί ένα ισχυρό εργαλείο για τους μηχανικούς, καθώς δίνει αναλυτικά τα βήματα για την αποτίμηση μιας κατασκευής, προσεγγιστικά, ώστε να υπάρχει μια πρώτη εικόνα της κατάστασής της, αλλά και αναλυτικά, με την χρήση λογισμικών ανάλυσης. Ειδικότερα, βοήθησε στο να εφαρμοστούν σωστά οι ανελαστικές αναλύσεις, ώστε να αποδοθεί στην κατασκευή η μη γραμμική συμπεριφορά των μελών της, οι οποίες δεν ήταν ευρέως γνωστές στους μηχανικούς παλαιότερα. Λόγω της πολυπλοκότητας της διαδικασίας που πρέπει να ακολουθηθεί για να δημιουργηθεί μια πλήρης και ορθή μελέτη, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. αποτελεί ένα εύχρηστο, αλλά δυσνόητο ως προς την εφαρμογή του κανονισμό.

Η εργασία αυτή έχει ως σκοπό την ανάδειξη ενός παραδείγματος αποτίμησης της επάρκειας ενός τυπικού διώροφου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, εφαρμόζοντας ελαστικές και ανελαστικές μεθόδους με χρήση λογισμικού, αλλά και προσεγγιστικές μεθόδους σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η εφαρμογή αυτή μπορεί να επεκταθεί και για πολυώροφα κτίρια. Αρχικά δίνεται μια πρώτη εικόνα για την υπάρχουσα κατάσταση του φορέα και στην συνέχεια γίνεται ανάλυση με χρήση Η/Υ προκειμένου να εξαχθούν ακριβέστερα αποτελέσματα, τα οποία θα συγκριθούν με τα προσεγγιστικά. Το κτίριο ελέγχεται δύο φορές, μία με θεώρηση τοιχοπληρώσεων μόνο στον δεύτερο όροφο και μία με τοιχοπληρώσεις σε όλους τους ορόφους, για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II και στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (ΣΑΔ) Ικανοποιητική.

## 2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΟΡΕΑ

Η συλλογή δεδομένων μιας υφιστάμενης κατασκευής ώστε να προκύψουν τα κατάλληλα αποτελέσματα για την αποτίμηση, είναι μια χρονοβόρα και δύσκολη διαδικασία, η οποία απαιτεί αρκετή εμπειρία. Το γεγονός ότι στην πράξη τα κτίρια ελέγχονται συνολικά σε ομάδες προκειμένου να επισκευαστούν με σειρά προτεραιότητας ανάλογα την δυσμέμεια τους, καθιστά την διαδικασία ακόμα δυσκολότερη. Την στιγμή όμως που θα είναι γνωστά τα δεδομένα αυτά, ο μηχανικός θα είναι σε θέση να κάνει την όποια ανάλυση αυτός επιθυμεί, και να κρίνει ποιες είναι οι καταλληλότερες μέθοδοι για την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό, και ο καταλληλότερος τρόπος προσεισμικής ή μετασεισμικής ενίσχυσης.

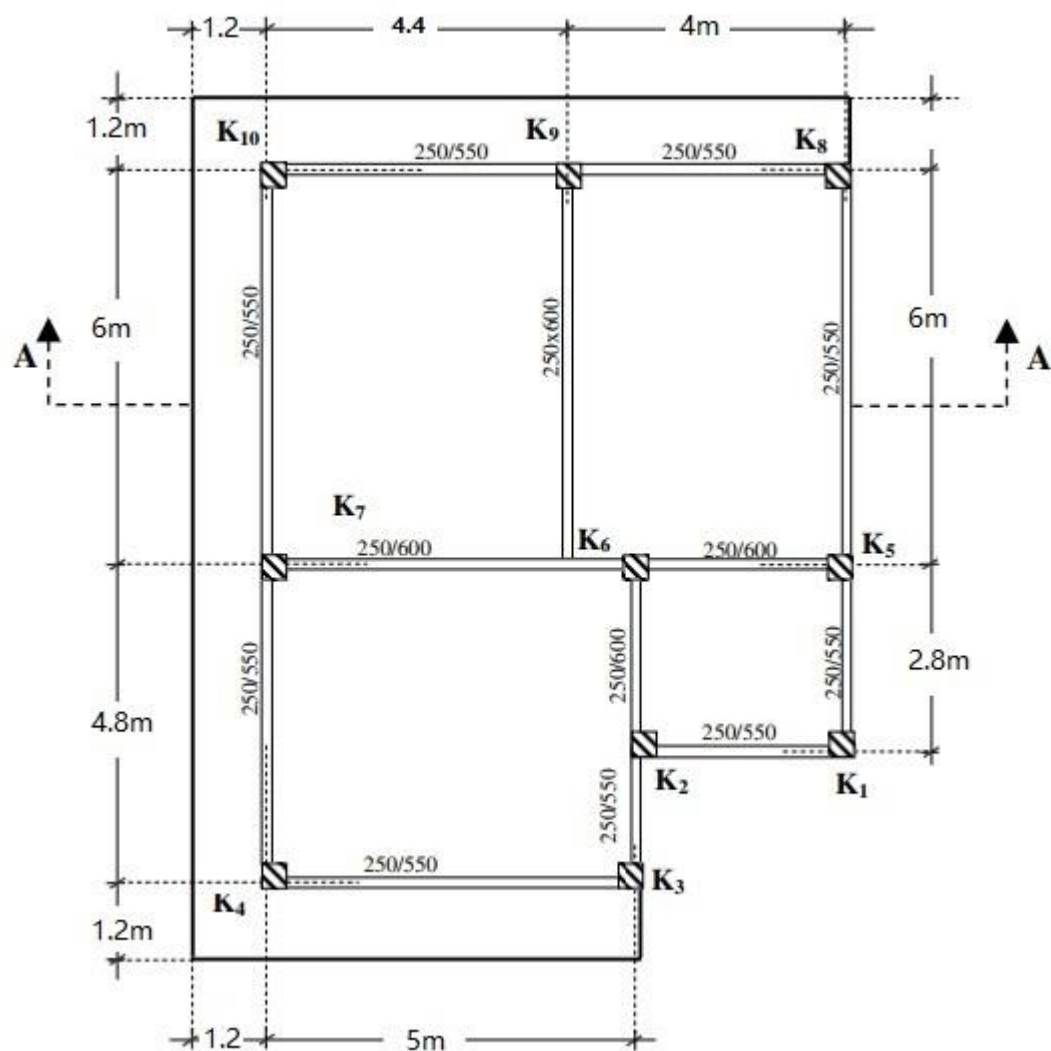
Το κτίριο της εργασίας αυτής είναι διώροφο με ύψος κάθε ορόφου 3.00m. Η κάτοψη του παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα, και αμέσως μετά δίνονται πιο αναλυτικά τα χαρακτηριστικά των διατομών και των υλικών του.

- Οι πλάκες έχουν πάχος 150 mm και είναι οπλισμένες σε δύο διευθύνσεις με  $\Phi 10/130$ , οι οποίες όμως δεν θα ελεγχθούν. Υπάρχει φορτίο επίστρωσης ίσο με  $1.3 \text{ kN/m}^2$  και το ωφέλιμο φορτίο επί όλων των πλακών λαμβάνεται ίσο με  $2.0 \text{ kN/m}^2$ .
- Οι περιμετρικές δοκοί έχουν διαστάσεις 250/550 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 250/600 και οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4 $\Phi 20$  στα ανοίγματα από τα οποία τα 2 $\Phi 20$  κάμπτονται στις στηρίξεις.
- Στο πάνω πέλμα όλων των δοκών υπάρχει οπλισμός 2 $\Phi 8$  που δεν συμμετέχει στην ανάληψη ροπής στις παρειές στήριξης, λόγω ανεπαρκούς μήκους αγκύρωσης.
- Τα υποστυλώματα είναι τετραγωνικά με διατομή 350/350 περιμετρικά και 400/400 το κεντρικό. Τα περιμετρικά είναι οπλισμένα με 4 $\Phi 20$  και το κεντρικό με 4 $\Phi 20$  και 4 $\Phi 14$ .
- Οι συνδετήρες είναι ορθογωνικοί  $\Phi 8/200$  σε όλα τα υποστυλώματα και  $\Phi 8/250$  στις δοκούς με κακή αγκύρωση.
- Περιμετρικά σε κάθε όροφο υπάρχει μπατική τοιχοποιία με εκτιμηθέν φαινόμενο βάρος  $3.5 \text{ kN/m}^2$  επιφάνειας όψης και εσωτερικά, κάτω από κάθε εσωτερική δοκό, δρομική τοιχοποιία με φαινόμενο βάρος  $2.0 \text{ kN/m}^2$  τα οποία μειώνονται κατά 50% και 35% αντίστοιχα ώστε να ληφθούν υπόψη τα ανοίγματα.
- Επί των περιμετρικών δοκών της οροφής υπάρχει μπατική τοιχοποιία ύψους 1.0m που αντιστοιχεί σε φορτίο  $3.5 \text{ kN/m}$ .

Η αντοχή του σκυροδέματος έχει εκτιμηθεί με ΣΑΔ ικανοποιητική και οι αντιπροσωπευτικές τιμές έχουν προκύψει:

- Μέση αντοχή:  $f_{cm} = 18 \text{ MPa}$ .
- Χαρακτηριστική αντοχή:  $f_{cm-s} = 14 \text{ MPa}$ .
- Χάλυβας κατηγορίας S400.

Το κτίριο βρίσκεται σε περιοχή ζώνης σεισμικότητας II κατά ΕΑΚ, με κατηγορία εδάφους B και σπουδαιότητα Σ2.



Εικόνα 2.1: Κάτοψη Φορέα

### 3. ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ

Όπως αναφέρθηκε και νωρίτερα, οι προσεγγιστικές μέθοδοι αποτίμησης της σεισμικής επάρκειας ενός κτιρίου είναι αναγκαίες για να υπάρξει μια αρχική εκτίμησή της.

Δίνουν απαντήσεις στα ερωτήματα:

- Ποιες κατασκευές έχουν προτεραιότητα να ενισχυθούν και το πως είναι δυνατό να ξεχωρίσουν οι πλέον τρωτές κατασκευές σε ένα δομικό σύνολο.
- Με ποια διαδικασία θα μπορούσε να αποτιμηθεί το αναμενόμενο επίπεδο βλάβης σε μια κατασκευή.
- Ποια είναι η προσεγγιστική εκτίμηση του συνολικού μεγέθους απωλειών ανά χωρική ενότητα.

Συγκεκριμένα, το δεύτερο επίπεδο ελέγχου μπορεί να δώσει αποτελέσματα για την συγκριτική κατάταξη των κτιρίων με βάση τον δείκτη ανεπάρκειας  $\lambda$ , ο οποίος ορίζεται ως ο λόγος της σεισμικής επιβάρυνσης προς την σεισμική αντίσταση. Έτσι, προσδιορίζεται μια τιμή της μέγιστης τέμνουσας βάσης που μπορεί να αναληφθεί από το κτίριο και συγκρίνεται με την απαιτούμενη τέμνουσα που προκύπτει από την κάθε μέθοδο. Η ευκολία των μεθόδων αυτών

έγκειται στο γεγονός ότι χρησιμοποιούν εμπειρικές, αλλά αρκετά αξιόπιστες σχέσεις και δίνουν μια καλή προσέγγιση της αντοχής του κτιρίου, χωρίς να απαιτείται η χρήση λογισμικού.

Οι μέθοδοι που θα ακολουθηθούν στην παρούσα εργασία είναι η Ιαπωνική Μέθοδος Αποτίμησης με προσαρμογή του Β' επιπέδου ελέγχου της και ο Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός έλεγχος τα στοιχεία των οποίων περιγράφονται αναλυτικότερα παρακάτω. Το κοινό στοιχείο και των δύο μεθόδων είναι ότι υπολογίζεται προσεγγιστικά η αντοχή (επάρκεια) του ορόφου έναντι της φόρτισης  $G+0.3Q$  λαμβάνοντας υπόψη μόνο την συμβολή των υποστυλωμάτων και αγνοώντας πλήρως τις δοκούς και θεωρώντας ως μηχανισμό αστοχίας την δημιουργία πλαστικού ορόφου στον κρίσιμο όροφο, που είναι το ισόγειο.

### 3.1. ΔΕΥΤΕΡΟΒΑΘΜΙΟΣ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ

Σύμφωνα με τη διεθνή πρακτική η απογραφή και ιεραρχική αποτίμηση των κτιρίων γίνεται σε τρεις διαδοχικές φάσεις που έχει επικρατήσει να ονομάζονται:

- α. Ταχύς οπτικός ή πρωτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος
- β. Δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος
- γ. Τριτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος

Στόχος του δευτεροβάθμιου προσεισμικού ελέγχου είναι η εκ νέου ιεραρχική βαθμονόμηση των κτιρίων αυτών με βάση την αποτύπωση και αξιολόγηση τεχνικών χαρακτηριστικών. Η προτεινόμενη μεθοδολογία αποτελεί μια προσεγγιστική διαδικασία αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας και της σεισμικής επάρκειας υφιστάμενων κτιρίων από Ο.Σ. σε σχέση με τη σεισμική απαίτηση, όπως ορίζεται στις σύγχρονες κανονιστικές διατάξεις. Η μεθοδολογία περιλαμβάνει κάποιους υπολογισμούς, οι οποίοι είναι γενικά προσεγγιστικοί, χωρίς απαιτήσεις κατάστρωσης ενός λεπτομερούς μοντέλου του κτιρίου όπως συμβαίνει στις πλήρεις μελέτες που απαιτεί ένας τριτοβάθμιος έλεγχος.

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

Η εφαρμογή της μεθοδολογίας σε ομάδα κτιρίων έχει ως στόχο τον υπολογισμό του δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου των κτιρίων, ο οποίος καθορίζει την προτεραιότητα κάθε κτιρίου για περαιτέρω έλεγχο, συγκριτικά με τα υπόλοιπα κτίρια της ομάδας που υπόκεινται, κατά όμοιο τρόπο, στον ίδιο έλεγχο.

Σημειώνεται πάντως ότι ο παραπάνω δείκτης προτεραιότητας λ βασίζεται στα δομικά χαρακτηριστικά του κάθε κτιρίου και δεν συνεκτιμά άλλες κρίσιμες παραμέτρους που αφορούν την σπουδαιότητα κάθε κτιρίου και έπρεπε να επηρεάσουν την τελική κατάταξη προτεραιότητας.

Τα βήματα τα οποία ακολουθούνται στην μέθοδο αυτή είναι:

1. Προσδιορισμός σεισμικής απαίτησης  $V_{req}$  σε κάθε διεύθυνση, δηλαδή το συνολικό μέγεθος των σεισμικών φορτίων του κτιρίου, με βάση το φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ8-1 ως:

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

Όπου  $M$  η ροπή που προκύπτει από την φόρτιση  $G + 0.3Q$ .

- $T$  η ιδιοπερίοδος της κατασκευής που εκτιμάται προσεγγιστικά από τον ΕΚ8-1 μέσω της σχέσης  $T = 0,075 H^{3/4}$ , όπου  $H$  το ύψος του κτιρίου.
- $S_d(T)$  η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού
- $q$  η τιμή που προκύπτει από τον συνδυασμό των πινάκων 4.1 και Σ4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017, ανάλογα την στάθμη επιτελεστικότητας για την οποία διενεργείται ο έλεγχος.

2. Προσδιορισμός της συνολικής σεισμικής αντίστασης  $V_R$ , σε όρους τέμνουσας βάσης ως

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

- όπου  $V_{R0}$  η μέσω προσεγγιστικών υπολογισμών προκύπτουσα τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτιρίου, χωρίς να λαμβάνεται υπόψη τυχόν αρνητική επιρροή από οποιοδήποτε από τα κριτήρια (1) έως (13). Οι μειωτικοί συντελεστές αι εξαρτώνται από το πλήθος των στοιχείων της κάθε ομάδας.

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

όπου  $V_{Ri}^{υποστ}$  η σεισμική αντίσταση κάθε υποστυλώματος. Στο παρόν κτίριο δεν υπάρχουν τοιχώματα ή κοντά υποστυλώματα. Εδώ λήφθηκε  $\alpha_1 = 0.85$ .

- $\beta$  ο μειωτικός συντελεστής επιρροής των κριτηρίων (1) έως (13) στην τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτιρίου που λαμβάνει υπ' όψιν του τον συντελεστή βαρύτητας κάθε κριτηρίου ( $\sigma_i$ ) και το βαθμό που έλαβε κάθε κριτήριο στο υπό εξέταση κτίριο ( $\beta_i$ )

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

Ο υπολογισμός των διατμητικών αντοχών  $V_{Ri}$  γίνεται από τη σχέση  $V_{Ri} = \min ( V_{Rd}, V_M )$  όπου  $V_{Rd}$  η διατμητική αντοχή του κατακόρυφου μέλους σύμφωνα με το παράρτημα 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και  $V_M = M_R / L_s$  με  $L_s = L_k / 2$  αφού το συγκεκριμένο κτίριο έχει μόνο υποστυλώματα.

3. Προσδιορισμός του δείκτη προτεραιότητας ελέγχου  $\lambda$  της κατασκευής ανά διεύθυνση.

$$\lambda = \frac{V_{Req}}{\beta_o V_{R0}}$$

Η ασύμμετρη κατανομή των στοιχείων που συνεισφέρουν στην πλευρική δυσκαμψία του φορέα και στην ανάληψη των σεισμικών δράσεων συνήθως οδηγεί στην ανομοιόμορφη κατανομή της σεισμικής έντασης με άμεσο αποτέλεσμα την εμφάνιση σημαντικών βλαβών στα δομικά στοιχεία που επιβαρύνονται περισσότερο από αυτήν. Στον Β' β' βαθμίο Προσεισμικό Έλεγχο λαμβάνονται υπόψη υποχρεωτικά οι τοιχοπληρώσεις στον υπολογισμό των φορτίων, στον υπολογισμό της δυσκαμψίας σε κάτοψη (κριτήριο K5), στον υπολογισμό της δυσκαμψίας καθ' ύψος (κριτήριο K7), στα κοντά υποστυλώματα (κριτήριο K9). Εν γένει λαμβάνονται υπόψη οι μπατικές τοιχοποιίες εντός πλαισίων. Ειδικότερες προϋποθέσεις, σχετικά με την επιλογή των τοιχοπληρώσεων που λαμβάνονται υπόψη, ορίζονται σε κάθε κριτήριο. Για την επιλογή των τοιχοπληρώσεων που λαμβάνονται υπόψη και για τον προσδιορισμό των μηχανικών χαρακτηριστικών τους ισχύουν τα προβλεπόμενα στην §7.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017. Τα κριτήρια βαθμονομούνται με ακέραιο αριθμό σε 5/θμια κλίμακα, όπου το 1 αντιστοιχεί στη μεγαλύτερη επιβάρυνση (= μείωση της σεισμικής αντίστασης) του κτιρίου και το 5 στη μικρότερη. ( $1 \leq \beta_i \leq 5$ ). Προέκυψε ως δυσμενέστερο το κριτήριο (7) ( $\beta=3$ ) που αφορά την κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος του κτιρίου, καθώς επηρεάζεται από την ύπαρξη ή μη των τοιχοπληρώσεων. Οι βαθμοί επιβάρυνσης που επιρρέασαν την διαμόρφωση του  $\beta$  φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

a/a	ΚΡΙΤΗΡΙΑ		ΒΑΘΜΟΣ ΕΠΙΒΑΡΥΝΣΗΣ					$\sigma_i$	
			$\beta_i$						
			0 max	1	2	3	4		5 min
1	ΥΠΕΡΚΡΙΣΙΜΑ	ΒΛΑΒΕΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ						X	0.10
2		ΟΞΕΙΔΩΣΗ ΟΠΛΙΣΜΩΝ						X	0.10
3		ΜΕΓΕΘΟΣ $v = N_{ed} / bhfc$						X	0.05
4	ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΚΑΤΟΨΗΣ							X	0.05
5	ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΣΕ ΚΑΤΟΨΗ - ΣΤΡΕΨΗ						X		0.10
6	ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΣΕ ΤΟΜΗ /ΟΨΗ							X	0.05
7	ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ – ΜΑΛΑΚΟΣ ΟΡΟΦΟΣ					X			0.15
8	ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΜΑΖΑΣ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ						X		0.05
9	ΚΟΝΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ							X	0.15
10	ΑΣΥΝΕΧΕΙΕΣ							X	0.05
11	ΔΙΑΔΡΟΜΗ.ΜΕΤΑΦΟΡΑ ΔΥΝΑΜΕΩΝ						X		0.05
12	ΓΕΙΤΟΝΙΚΑ ΚΤΙΡΙΑ							X	0.05
13	ΚΑΚΟΤΕΧΝΙΕΣ							X	0.05

Πίνακας 3.2: Συντελεστές σεισμικής επιβάρυνσης.

Υποσύλωμα	Ned (kN)	$\phi_y$	$\xi_y$	Vrd,i (kN)	VMγ (kN)	τροπος αστοχιας	Vr = min(Vrd,VM)
K1	62,6	0,009225	0,270661	79,9	82,3	διατμητική	79,9
K2	114,6	0,009452	0,288147	84,6	87,8	διατμητική	84,6
K3	111,9	0,009441	0,287294	84,3	87,5	διατμητική	84,3
K4	225,4	0,009086	0,326683	93,8	92,3	καμπτική	92,3
K5	140,0	0,009559	0,296116	86,8	90,5	διατμητική	86,8
K6	290,6	0,007367	0,34601	130,7	159,8	διατμητική	130,7
K7	310,9	0,008164	0,363587	100,0	90,2	καμπτική	90,2
K8	127,6	0,009507	0,292264	85,7	89,2	διατμητική	85,7
K9	291,4	0,008365	0,354847	98,7	90,6	καμπτική	90,6
K10	219,8	0,009151	0,324381	93,3	92,5	καμπτική	92,5
							<b>917,7</b>

ΣVrd,i	<b>917,7</b>	<b>Στάθμη Β</b>	
VRo	780,1	s(d)	4,53
$\beta$	0,85	Mtot (kN)	205,40
<b>VR (kN)</b>	<b>663,1</b>	<b>Vreq (kN)</b>	<b>930,00</b>
<b><math>\lambda</math></b>	<b>1,403</b>		

Πίνακας 3.3: Αποτελέσματα Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου.

Μετά τους υπολογισμούς βρέθηκε ότι η σεισμική απαίτηση ισούται με  $V_{Reqx} = V_{Reyz} = 930 \text{ kN}$  ενώ η σεισμική αντίσταση  $V_{Rx} = V_{Rz} = \beta V_{Ro} = 0,85 * (0,85 * 917) = 663 \text{ kN}$  δίνοντας τελικά συντελεστή ανεπάρκειας  $\lambda$  ίσο με  $\lambda = V_{Req} / V_R = 1.4$ . Φαίνεται ότι σύμφωνα με την μέθοδο αυτή, το κτίριο δεν επαρκεί για σεισμό με  $A = 0,24g$  και στάθμη επιτελεστικότητας B.

### 3.2 Β' ΕΠΙΠΕΔΟ ΕΛΕΓΧΟΥ ΤΗΣ ΙΑΠΩΝΙΚΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ

Η μέθοδος αυτή δίνει επίσης μια συνολική τέμνουσα που μπορεί να αναλάβει το κτίριο, η οποία προκύπτει από το άθροισμα των επιμέρους αντοχών των κατακόρυφων στοιχείων δηλαδή στην προκειμένη περίπτωση των υποστυλωμάτων. Εκτός από την αντοχή του κάθε στοιχείου σε τέμνουσα, υπολογίζεται για κάθε υποστύλωμα και ένας ικανοτικός συντελεστής  $q_i$ , ο οποίος στην παρούσα εργασία θα αντικατασταθεί από τους συντελεστές  $m_i$  που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. Αφού ληφθεί υπόψη και η διατμητική αστοχία του κάθε κατακόρυφου στοιχείου, ανάλογα αν ο τρόπος αστοχίας είναι πλαστικός ή ψαθυρός, επιλέγεται ο κατάλληλος συντελεστής που ισούται με  $m_i = (\mu_\theta + 1) / 2\gamma_{Rd}$  αν η αστοχία του μέλους είναι καμπτική και με  $m_i = 1.2$  αν η αστοχία είναι διατμητική. Για να υπολογιστούν οι επιμέρους συντελεστές αυτοί, χρησιμοποιήθηκαν οι εμπειρικές σχέσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τις γωνίες στροφής  $\theta_y$  και  $\theta_u$  του κάθε μέλους ξεχωριστά. Τα αποτελέσματα για κάθε υποστύλωμα δίνονται συνοπτικά στον παρακάτω πίνακα.

Υποστυλωμα	Ned (kN)	$\phi_y$	$\xi_y$	Vrd,i (kn)	VMy (KN)	τρόπος αστοχίας	Vr = min(Vrd,VM)
K1	62,6	0,009225	0,270661	79,9	82,3	διατμητική	79,9
K2	114,6	0,009452	0,288147	84,6	87,8	διατμητική	84,6
K3	111,9	0,009441	0,287294	84,3	87,5	διατμητική	84,3
K4	225,4	0,009086	0,326683	93,8	92,3	καμπτική	92,3
K5	140,0	0,009559	0,296116	86,8	90,5	διατμητική	86,8
K6	290,6	0,007367	0,34601	130,7	159,8	διατμητική	130,7
K7	310,9	0,008164	0,363587	100,0	90,2	καμπτική	90,2
K8	127,6	0,009507	0,292264	85,7	89,2	διατμητική	85,7
K9	291,4	0,008365	0,354847	98,7	90,6	καμπτική	90,6
K10	219,8	0,009151	0,324381	93,3	92,5	καμπτική	92,5
							917,7

$\theta_y$ (rad)	$\theta_u$ (rad)	$\mu_\theta$	$\mu_{\theta R, B}$	$m_i$	κατηγορία	$(m_i * VR, i)^2$	VR (kN)	Vbase (kN)
0,008970	0,047686	5,32	3,74	1,2	2η	9199,54	360,6	1209
0,009143	0,046000	5,03	3,52	1,2	2η	10299,18		930
0,009134	0,046085	5,05	3,53	1,2	2η	10242,60	<b><math>\lambda</math></b>	<b>3,35</b>
0,008863	0,042607	4,81	3,36	1,94	2η	31930,59		
0,009225	0,045200	4,90	3,42	1,2	2η	10842,29		
0,007548	0,042815	5,67	4,00	1,2	2η	24617,36		
0,008158	0,040160	4,92	3,44	1,97	2η	31734,03		
0,009185	0,045589	4,96	3,47	1,2	2η	10576,38		
0,008312	0,040705	4,90	3,42	1,97	2η	31750,10		
0,008913	0,042773	4,80	3,35	1,93	2η	31955,90		
						<b>203147,975</b>		

Πίνακας 3.4: Αποτελέσματα Β' Επιπέδου ελέγχου της Ιαπωνικής Μεθόδου.



Η σχέση που χρησιμοποιείται είναι η

$$qV_R = \sqrt{\left(\sum_{q_i=1} q_i V_{Ri}\right)^2 + \left(\sum_{1 < q_i \leq 2} q_i V_{Ri}\right)^2 + \left(\sum_{q_i > 2} q_i V_{Ri}\right)^2}$$

με αντικατάσταση του  $q_i$  με  $m_i$ . Οι 3 ομάδες στις οποίες κατηγοριοποιούνται τα μέλη είναι αυτά που έχουν  $q_i$  ίσο με 1 (δηλαδή  $m_i$  περίπου ίσο με 1.2), αυτά που έχουν  $q_i$  από 1 ως 2 και εκείνα που έχουν  $q_i$  πάνω από 2. Για τον υπολογισμό της αντοχής σε διάτμηση, χρησιμοποιήθηκε κι εδώ η αναλυτική σχέση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. που δίνεται στο παράρτημα 7Γ. Επειδή πολλά υποστυλώματα αστοχούν διατμητικά, ο συντελεστής  $m_i$  λαμβάνεται ίσος με 1.2 και επομένως περιμένουμε να έχουμε μικρή σχετικά αντοχή σε τέμνουσα σε σχέση με τον προσεισμικό έλεγχο, επομένως μεγαλύτερη ανεπάρκεια συνολικά.

Τα αποτελέσματα έδωσαν συνολική σεισμική αντίσταση  $V_R = T \sqrt{\sum_{n=1}^3 (m_i V_{Ri})^2} = 0.8 \times 360.6 \text{ kN}$  και στις 2 διευθύνσεις ενώ η σεισμική απαίτηση είναι  $V_{Req} = 0.6 \times M_{tot} \times 9.81 = 1209 \text{ kN}$ . Ο συντελεστής  $T$  είναι συντελεστής φθοράς που εισάγεται λόγω της μεγάλης ηλικίας της κατασκευής. Αυτό καταλήγει σε συντελεστή ανεπάρκειας  $\lambda = V_{Req} / V_R = 3.35$  μεγαλύτερο από τον προσεισμικό, όπως περιμέναμε. Και σε αυτή την μέθοδο φαίνεται ότι το κτίριο δεν επαρκεί για τον υπό μελέτη σεισμό και στάθμη επιτελεστικότητας Β.

### 3.3. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΤΩΝ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ

Και στις δύο μεθόδους αποτίμησης, έγινε χρήση των ίδιων αντοχών των υλικών. Χρησιμοποιήθηκαν οι μέσες αντοχές διαιρεμένες με συντελεστή 1.1 και οι ίδιες σχέσεις για τον υπολογισμό των διατμητικών και καμπτικών αντοχών των υποστυλωμάτων. Και οι δύο μέθοδοι αγνοούν παντελώς την συμβολή των δοκών στην σεισμική επάρκεια του κτιρίου. Η μόνη διαφορά είναι στην σχέση που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό της σεισμικής αντίστασης του κτιρίου.

Στον προσεισμικό η τέμνουσα βάσης του κτιρίου μειώθηκε μέσω των συντελεστών  $\alpha_i$  κατά 15% και στην συνέχεια η σεισμική αντίσταση μειώθηκε μέσω των κριτηρίων σεισμικής επιβάρυνσης  $\beta$  επίσης κατά 15%. Στην Ιαπωνική χρησιμοποιήθηκε το άθροισμα των αντοχών σε τέμνουσα των υποστυλωμάτων, κατηγοριοποιημένες ανάλογα με τον δείκτη συμπεριφοράς  $m$ . Η μείωση της σεισμικής αντίστασης είναι μεγαλύτερη στην Ιαπωνική, αφού το  $m_i$  λόγω της ψαθυρής αστοχίας των περισσότερων υποστυλωμάτων, τέθηκε ίσο με 1.2 προσεγγιστικά κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ και επιπλέον χρησιμοποιήθηκε ο συντελεστής φθοράς.

Και στις 2 μεθόδους, η ύπαρξη ή μή πυλωτής, δεν επηρέασε το τελικό αποτέλεσμα της σεισμικής αντίστασης του κτιρίου.

	$V_{Req}$ (kN)	$V_{Rd}$ (kN)	$\lambda$	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
<b>2ΒΑΘΜΙΟΣ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΟΣ</b>	930	663	<b>1.40</b>	40 %
<b>ΙΑΠΩΝΙΚΗ - 2<sup>ο</sup> ΕΠΙΠΕΔΟ ΕΛΕΓΧΟΥ</b>	1209	450	<b>3.36</b>	236 %

Πίνακας 3.5: Συγκριτικός Πίνακας Αποτελεσμάτων προσεγγιστικών μεθόδων αποτίμησης.

Λόγω του ότι μελετήθηκε και στις δύο μεθόδους η στάθμη επιτελεστικότητας Β για περιοχή ζώνης σεισμικότητας ΙΙ, το μόνο μέτρο σύγκρισης είναι ο συντελεστής ανεπάρκειας  $\lambda$ . Δεν μπορεί να ειπωθεί με σιγουριά ποια μέθοδος δίνει πιο ρεαλιστικά αποτελέσματα στο σημείο αυτό. Γι' αυτό στην συνέχεια θα γίνουν ανελαστικές και ελαστικές αναλύσεις, ώστε να έχουμε μια πληρέστερη άποψη.

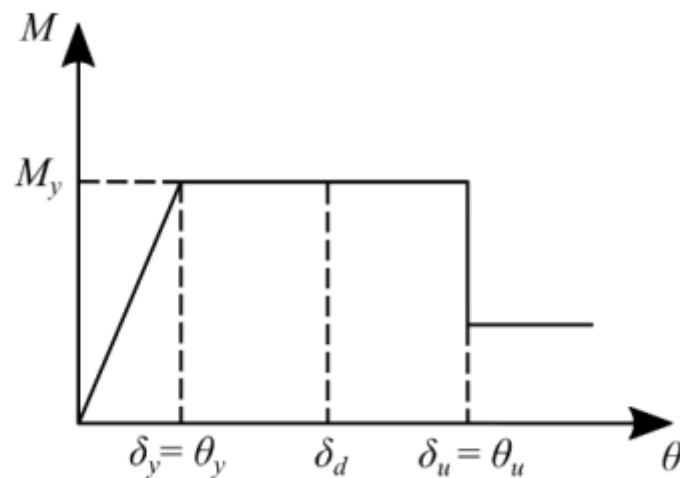


#### 4. ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ M-θ

Πριν προχωρήσουμε στην περιγραφή των αναλύσεων, θα εξεταστεί ο χειρονακτικός υπολογισμός της καμπύλης ικανότητας M-θ του υποστυλώματος K7, το οποίο είναι το δυσμενέστερα φορτισμένο, καθώς και οι δείκτες ικανότητας  $m_i$  και η ενεργή δυσκαμψία του, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Για το διάγραμμα χρειαζόμαστε την ροπή διαρροής  $M_y$  που δίνεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., και τις γωνίες στροφής  $\theta_i$  για τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας όπως δίνονται παρακάτω:

- $\theta_A = \theta_y = 0.00816$
- $\theta_{limB} = (\theta_y + \theta_u) / 2\gamma_{Rd} = (0.00816 + 0.04016) / 2 * 1.5 = 0.016106$
- $\theta_{lim\Gamma} = \theta_u / \gamma_{Rd} = 0.04016 / 1.5 = 0.02677$
- $\theta_u = 0.04016$

Η  $M_y$  έχει υπολογιστεί ίση με 129,5 kNm



Εικόνα 4.1: Διάγραμμα Ροπής - Γωνιών στροφής υποστυλώματος.

Ανάλογα με τα  $\theta_{limi}$  για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας, μπορούν να υπολογιστούν και οι συντελεστές ικανότητας  $m_i$ .

- Στάθμη Α:  $m_A = 1$
- Στάθμη Β:  $m_B = (\mu_\theta + 1) / 2\gamma_{Rd} = \theta_{limB} / \theta_y = 1.97$
- Στάθμη Γ:  $m_\Gamma = \mu_\theta / \gamma_{Rd} = \theta_{lim\Gamma} / \theta_y = 3.28$

Τέλος, η ενεργή δυσκαμψία του υποστυλώματος σύμφωνα με το κεφάλαιο 7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. δίνεται από τη σχέση  $K = M_y * L_s / 3\theta_y$ , όπου  $L_s = H_c / 2$ , και ισούται με  $K = 4548 \text{ kNm}^2/\text{rad}$ .

Πάνω στο θεωρητικό αυτό υπόβαθρο, βασίζονται η αναλυτική μέθοδος των τοπικών δεικτών  $m$  που θα παρουσιαστεί παρακάτω.

#### 5.1 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΚΑΘΟΛΙΚΟ ΔΕΙΚΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ (q)

Όπως αναφέρθηκε και νωρίτερα, θα γίνουν ελαστικές και ανελαστικές αναλύσεις προκειμένου να συγκριθούν τα αποτελέσματά τους τόσο μεταξύ τους, όσο και με τις προσεγγιστικές μεθόδους. Ο συντελεστής  $q$  επηρεάζεται από πολλούς παράγοντες όπως την επάρκεια των κανονισμών κατά την περίοδο της μελέτης και κατασκευής του κτιρίου, την πιθανή ύπαρξη ουσιαστών βλαβών, την στάθμη επιτελεστικότητας αλλά και τους διαθέσιμους βοηθητικούς συνδυασμούς αντισεισμικής συμπεριφοράς (πχ τοιχοπληρώσεων). Στις επόμενες παραγράφους αναλύονται κάποια στοιχεία από τον Κανονισμό επεμβάσεων απαραίτητα για την εφαρμογή της μεθόδου και ακολούθως παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης.

## 5.2 ΒΑΣΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ

Η ελαστική δυναμική ανάλυση, όπως και κάθε ανάλυση, έχει ορισμένα χαρακτηριστικά σημεία πάνω στα οποία βασίζεται ως μέθοδος. Μερικά από αυτά είναι:

Η ανάλυση της μεθόδου γίνεται με την εφαρμογή ενός καθολικού δείκτη συμπεριφοράς “q”, που σημαίνει ότι οι παραμορφώσεις που υπολογίζονται από την ανάλυση θα πολλαπλασιάζονται με το συντελεστή συμπεριφοράς q, ώστε να ληφθεί υπόψη η επιρροή της ανελαστικής συμπεριφοράς των επιμέρους δομικών στοιχείων. Προκειμένου να προσδιοριστεί το μέγεθος και η κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα κύρια στοιχεία του φορέα ανάληψης των σεισμικών δράσεων, απαιτείται μια προκαταρκτική ανάλυση του κτιρίου, έτσι ώστε για κάθε στοιχείο του να υπολογισθούν οι λόγοι («δείκτες ανεπάρκειας»)

$$\lambda = S / R_m$$

S: (i) Η ροπή λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού (βλ. §4.4.2, ΚΑΝ.ΕΠΕ.), όπου η σεισμική δράση λαμβάνεται χωρίς μείωση (q=1) και (ii) Η ικανοτική τέμνουσα που υπολογίζεται με βάση τις αντοχές των μελών που συμβάλλουν σε έναν κόμβο σύμφωνα με την §9.3.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

R<sub>m</sub>: Είναι η αντίστοιχη διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου, υπολογιζόμενη με βάση τις μέσες τιμές των αντοχών των υλικών (βλ. §5.1.4, ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Οι λόγοι λ θα υπολογίζονται για κάθε τύπο έντασης (καμπτική, διατμητική) σε κάθε κύριο στοιχείο. Κρίσιμο εντατικό μέγεθος για κάθε στοιχείο είναι εκείνο για το οποίο υπολογίστηκε η μεγαλύτερη τιμή του λόγου λ. Ο μεγαλύτερος λόγος λ για ένα επιμέρους στοιχείο σε έναν όροφο θα καλείται κρίσιμος λόγος λ για τον όροφο.

Το κτίριο θεωρείται ως μορφολογικά κανονικό όταν ικανοποιούνται όλες οι παρακάτω συνθήκες:

1. Κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δεν διακόπτεται καθ' ύψος ούτε συνεχίζει σε διαφορετικό φάτνωμα.
2. Κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δεν συνεχίζει στον γειτονικό όροφο σε εκτός επιπέδου εσοχή.
3. Το κτίριο δεν περιλαμβάνει όροφο του οποίου ο μέσος δείκτης ανεπάρκειας λ<sub>k</sub> υπερβαίνει το 150% του μέσου δείκτη ανεπάρκειας ενός γειτονικού (υποκείμενου ή υπερκείμενου) ορόφου, όπου :

$$\lambda_k = \frac{\sum_1^n \lambda_i V_{Si}}{\sum_1^n V_{Si}}$$

4. Το κτίριο δεν περιλαμβάνει όροφο του οποίου, για μια δεδομένη διεύθυνση της σεισμικής δράσης, το πηλίκο του κρίσιμου λόγου λ στοιχείου που βρίσκεται στη μια πλευρά του ορόφου, προς τον αντίστοιχο λόγο στοιχείου που βρίσκεται στην απέναντι πλευρά (του ορόφου) υπερβαίνει το 1.5. Ο κανόνας αυτός αφορά ορόφους των οποίων το υπερκείμενο διάφραγμα δεν είναι ευπαράμορφο εντός του επιπέδου του. Ένας τέτοιος όροφος ονομάζεται στρεπτικός ασθενής όροφος.

## 5.3 ΠΡΟΥΠΟΘΕΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ

Η εφαρμογή της στατικής ελαστικής μεθόδου επιτρέπεται όταν ικανοποιείται το σύνολο των παρακάτω συνθηκών :

- i. Για όλα τα στοιχεία προκύπτει λ ≤ 2,5 ή για ένα ή περισσότερα στοιχεία προκύπτει λ > 2,5, αλλά το κτίριο μπορεί να χαρακτηριστεί μορφολογικά κανονικό κατά την §5.5.1.2.

- ii. Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου  $T_0$  είναι μικρότερη του  $3,5T_2$  ( $T_2 \rightarrow \text{EAK2000}$ ). iii. Ο λόγος της οριζόντιας διάστασης σε έναν όροφο προς την αντίστοιχη διάσταση σε ένα γειτονικό όροφο δεν υπερβαίνει το 1,4 (εξαιρούνται ο τελευταίος όροφος και τα προσαρτήματα). Ως κριτήριο αυτής της προϋπόθεσης, στην περίπτωση που το διάφραγμα δεν είναι ευπαραμόρφωτο, μπορεί να χρησιμοποιηθεί ο κανόνας το σχετικό βέλος ορόφων σε οποιαδήποτε πλευρά του κτιρίου να μην υπερβαίνει το 150% του μέσου σχετικού βέλους.
- iv. Το κτίριο δεν παρουσιάζει έντονα ασύμμετρη κατανομή της δυσκαμψίας σε κάτοψη, σε οποιοδήποτε όροφο. Ως κριτήριο αυτής της προϋπόθεσης, μπορεί να χρησιμοποιηθεί ο κανόνας το μέσο σχετικό βέλος ενός ορόφου (εξαιρούνται τα προσαρτήματα) να μην υπερβαίνει το 150% του σχετικού βέλους του υποκείμενου ή του υπερκείμενου ορόφου.
- v. Το κτίριο σε καθ' ύψος τομή δεν παρουσιάζει ασύμμετρη κατανομή της μάζας ή της δυσκαμψίας.
- vi. Το κτίριο διαθέτει σύστημα ανάληψης σεισμικών δράσεων σε δύο περίπου κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις.

#### 5.4 ΕΝΙΑΙΟΣ ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ( $q$ )

Κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό, όταν κατά τις διατάξεις του Κεφ. 5 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. επιτρέπεται η χρήση ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς για το σύνολο του δομήματος, η τιμή του θα εκτιμάται λαμβάνοντας υπόψη τους παράγοντες οι οποίοι συνεργούν στην κατανάλωση τη σεισμικής ενέργειας (§4.6.1, ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας για την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό του φέροντος οργανισμού του κτιρίου, λαμβάνονται υπ' όψη οι διαφοροποιημένες τιμές  $q^*$  που δίνονται στον πίν. 4.4, με τιμή αναφοράς  $q'$  την τιμή που ισχύει για στάθμη επιτελεστικότητας Β («προστασία ζωής»), η οποία αντιστοιχεί στις προβλέψεις και διατάξεις του ΕΑΚ 2000. Έτσι, για στάθμη επιτελεστικότητας Β λαμβάνεται  $q/q' = 1$ .

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί μελέτης (και κατασκευής)	Ευμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων (1)		Δυσμενής (γενικής) παρουσία τοιχοπληρώσεων (1)	
	Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία		Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία	
	ΌΧΙ	ΝΑΙ	ΌΧΙ	ΝΑΙ
1995<....	3	2,3	2,3	1,7
1985<....<1995(2)	2,3	1,7	1,7	1,3
....<1985	1,7	1,3	1,3	1,1

Πίνακας 5.1: Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς  $q'$  για την στάθμη επιτελεστικότητας Β («Σημαντικές Βλάβες») (1) Περί του λόγου και της επιρροής των τοιχοπληρώσεων

(2) Για τα κτίρια αυτής της περιόδου, οι τιμές του Πίνακα ισχύουν με την προϋπόθεση πως ο έλεγχος αποφυγής σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των υποστυλωμάτων γίνεται σύμφωνα με την §9.3.3 (Ικανοποίηση της συνθήκης  $\Sigma M_{Rc} \geq 1.3 \Sigma M_{Rb}$ )

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. στην §4.5.3.1 διαχωρίζει τον καθορισμό των συντελεστών ασφαλείας υλικών ανάλογα με το είδος των τιμών που χρησιμοποιούνται για τις ιδιότητες των υλικών. Όταν η αντιπροσωπευτική τιμή είναι ίση με τη μέση μείον μία τυπική απόκλιση και η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων των υλικών είναι «ικανοποιητική», οι τιμές  $\gamma_m$  θα λαμβάνονται όπως προβλέπεται από τους ισχύοντες Κανονισμούς, δηλαδή  $\gamma_c=1,50$  για το σκυρόδεμα και  $\gamma_s=1,15$  για το χάλυβα, όπως ισχύει και στη συγκεκριμένη περίπτωση για την ελαστική ανάλυση (βλ. Κεφ.5).

Όταν για τον υπολογισμό των αντιστάσεων χρησιμοποιούνται οι «μέσες» τιμές ιδιοτήτων των υλικών, οι συντελεστές  $\gamma_m$  είναι περίπου ίσοι με την μονάδα (ή και ελαφρώς μεγαλύτεροι) (§4.5.3.3, ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Για «ικανοποιητική» στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων και αν η τυπική απόκλιση των επιμέρους τιμών είναι σχετικά μικρή, μπορεί να ληφθεί  $\gamma_m = 1,00$  για τα υφιστάμενα υλικά.

## 5.5 ΔΥΣΚΑΜΨΙΕΣ

Σύμφωνα με την παράγραφο §4.4.1.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ στην περίπτωση εφαρμογής γραμμικών μεθόδων, με χρήση του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς  $q$ , οπότε γενικώς οι έλεγχοι γίνονται σε όρους δυνάμεων, η δυσκαμψία μπορεί να εκτιμάται ως ποσοστό αυτής του σταδίου I (μή – ρηγματωμένα στοιχεία). Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, μπορούν να χρησιμοποιηθούν τιμές δυσκαμψίας κατά τον Πίνακα που ακολουθεί.

A/α	δομικό στοιχείο	Δυσκαμψία
1.1	Υποσύλωμα εσωτερικό	0,8*( $E_c I_g$ )
1.2	Υποσύλωμα περιμετρικό	0,6*( $E_c I_g$ )
2.1	Τοίχωμα-μη ρηγματωμένο	0,7*( $E_c I_g$ )
2.2	Τοίχωμα ρηγματωμένο (1)	0,5*( $E_c I_g$ )
3.	Δοκός(2)	0,4*( $E_c I_g$ )

Πίνακας 5.2: Τιμές Δυσκαμψίας

## 5.6 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ

Η παρουσία ή απουσία των τοιχοπληρώσεων μπορεί να επηρεάσει θετικά ή αρνητικά την σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής, ανεξάρτητα από το ότι δεν θεωρούνται φέροντα στοιχεία σε έναν φορέα. Κυρίως η ύπαρξη τους αυξάνει σε γενικές γραμμές την δυσκαμψία του, καθώς συμπεριφέρονται σαν ιδεατά τοιχώματα, ειδικότερα στα κτίρια τα οποία τα πραγματικά τοιχώματα απουσιάζουν. Συνήθως λοιπόν η παρουσία του, μεταβάλλει προς το καλύτερο την συμπεριφορά της κατασκευής και γι' αυτό θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη στην ανάλυση.

Η προσομοίωσή τους στο SCADA Pro, γίνεται μέσω ενός ζεύγους θλιβόμενων διαγωνίων ράβδων που δεν συμμετέχουν στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων. Το πάχος των ράβδων λαμβάνεται ίσο με  $b=0.15L$ , όπου  $L$  είναι το μήκος του διαγωνίου θλιπτήρα. Στην περίπτωση της ύπαρξης ανοιγμάτων, τα χαρακτηριστικά της τοιχοπλήρωσης απομειώνονται κατάλληλα από το πρόγραμμα.

## 5.7 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Αρχικά, έγινε ένας προέλεγχος ( $q=1$ ) προκειμένου να προσδιοριστούν οι δείκτες σεισμικής ανεπάρκειας των μελών και μέσω αυτών θα ελεγχθεί αν πληρούνται οι παραπάνω προϋποθέσεις εφαρμογής περί κανονικότητας μορφολογίας του κτιρίου και των δεικτών  $\lambda$  των μελών. Τα αποτελέσματα του προέλεγχου έδειξαν ότι το κτίριο είναι μορφολογικά μη κανονικό και υπάρχουν περισσότερα από 1 κύρια στοιχεία με  $\lambda > 2.5$ . Θεωρητικά λοιπόν δεν μπορεί να γίνει η αποτίμηση του κτιρίου. Σύμφωνα όμως με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., εφόσον δεν υπάρχουν ουσιώδης βλάβες στο κτίριο, ακόμα κι όταν δεν ικανοποιούνται οι έλεγχοι, η αποτίμηση είναι εφικτή με την συγκεκριμένη μέθοδο, αν προσαιξήσουμε τον συντελεστή ασφαλείας προσομοιώματος  $\gamma_{sd}$  από 1.00 σε 1.15.

Κρίσιμοι δείκτες ανεπάρκειας λ δομικών στοιχείων (παρ.5.5.2 α(i))

α/α	Συν/κο	Δοκοί				Υποστυλώματα				Σύνολο	
		λ<=2.5	λ>2.5	λ<=2.5	λ>2.5	λ<=2.5	λ>2.5	λ<=2.5	λ>2.5		
0	0.000	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
1	3.000	8	29%	6	21%	0	0%	10	50%	8	17%
2	6.000	14	50%	0	0%	10	50%	0	0%	24	50%
Σύνολο		22	79%	6	21%	10	50%	10	50%	32	67%

Εικόνα 5.1: Κρίσιμοι Δείκτες ανεπάρκειας Κτιρίου Α. (Προέλεγχος)

Το κτίριο έχει επιλυθεί 2 φορές, μια με θεώρηση πιλοτής (Κτίριο Α) και μια χωρίς, δηλαδή με τοιχοπληρώσεις στο ισόγειο (Κτίριο Β). Επομένως στην περίπτωση της πιλοτής, η απουσία των τοιχοπληρώσεων είναι δυσμενής άρα το  $q'$  λαμβάνεται ίσο με 1.3, ενώ στην περίπτωση τοιχοπληρώσεων στο ισόγειο, η παρουσία τους είναι ευμενής και το  $q'$  λαμβάνεται από τον πίνακα ίσο με 1.7. Τα κριτήρια κανονικότητας του κτιρίου πληρούνται σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Στην εικόνα 5.2 δίνονται τα στοιχεία με δείκτη ανεπάρκειας μεγαλύτερο του 1 για το κτίριο Α. Οι δοκοί αστοχούν σε ποσοστό 75% ενώ από τα υποστυλώματα δεν επαρκεί κανένα.

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

Κρίσιμοι δείκτες ανεπάρκειας λ δομικών στοιχείων (παρ.5.5.2 α(i))

α/α	Συν/κο	Δοκοί				Υποστυλώματα				Σύνολο	
		λ<=1.0	λ>1.0	λ<=1.0	λ>1.0	λ<=1.0	λ>1.0	λ<=1.0	λ>1.0		
0	0.000	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
1	3.000	0	0%	14	50%	0	0%	10	50%	0	0%
2	6.000	7	25%	7	25%	0	0%	10	50%	7	15%
Σύνολο		7	25%	21	75%	0	0%	20	100%	7	15%

Για όλα τα στοιχεία πρέπει λ<=1.0. ---- Ο έλεγχος Δεν Ικανοποιείται

Εικόνα 5.2: Δείκτες ανεπάρκειας μελών κτιρίου (Α) για μέθοδο q.

Για το κτίριο Β, η παρουσία τοιχοπληρώσεων στο ισόγειο είναι γενικά ευμενής αφού οι δείκτες ανεπάρκειας λ έχουν μειωθεί στις δοκούς και στα υποστυλώματα. Η συμβολή τους παρόλα αυτά δεν είναι τόσο μεγάλη ώστε να αστοχήσουν πλέον λιγότερα μέλη. Οι δοκοί αστοχούν σε ποσοστό 46%, ενώ από τα υποστυλώματα δεν επαρκεί κανένα για την υπό μελέτη σεισμική δράση.

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

Κρίσιμοι δείκτες ανεπάρκειας λ δομικών στοιχείων (παρ.5.5.2 α(i))

α/α	Συν/κο	Δοκοί				Υποστυλώματα				Σύνολο	
		λ<=1.0	λ>1.0	λ<=1.0	λ>1.0	λ<=1.0	λ>1.0	λ<=1.0	λ>1.0		
0	0.000	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
1	3.000	1	4%	13	46%	0	0%	10	50%	1	2%
2	6.000	14	50%	0	0%	0	0%	10	50%	14	29%
Σύνολο		15	54%	13	46%	0	0%	20	100%	15	31%

Για όλα τα στοιχεία πρέπει λ<=1.0. ---- Ο έλεγχος Δεν Ικανοποιείται

Εικόνα 5.3: Δείκτες ανεπάρκειας μελών κτιρίου (Β) για μέθοδο q.

Για την θεώρηση τοιχοπληρώσεων και στο ισόγειο, θεωρείται γενικώς ευμενής η παρουσία τους, καθώς συμμετέχουν σε έναν βαθμό στο σύστημα ανάληψης της σεισμικής δύναμης, κάνοντας το ισόγειο πιο δύσκαμπτο σε σχέση με την πιλοτή.

Στο προσομοίωμα, αυτό που αλλάζει είναι ότι επιλέγουμε «Ευμενή παρουσία τοιχοπληρώσεων» και πλέον το  $q'$  θα είναι ίσο με 1.7. Στις τοιχοπληρώσεις του ισόγειου, θεωρήθηκαν ανοίγματα πόρτας και μεγάλα ανοίγματα παραθύρου στο κέντρο.

Ένας συγκριτικός πίνακας αποτελεσμάτων για την ανάλυση των δύο κτιρίων με την μέθοδο καθολικού δείκτη συμπεριφοράς ( $q$ ) δίνεται παρακάτω. Ο συνολικός δείκτης ανεπάρκειας για κάθε κτίριο δίνεται όπως παρουσιάστηκε στην παράγραφο 5.2.



Εικόνα 5.3: Σύγκριση Δεικτών Ανεπάρκειας Υποστυλωμάτων.

ΚΤΙΡΙΟ A	$\lambda_y$	$\lambda_z$	$V_{y,i}$ (kN)	$V_{z,i}$ (kN)	$\lambda_i V_{i,y}$	$\lambda_i V_{i,z}$	$\lambda_y$	$\lambda_z$
K1	0.96	0.96	109	128	105	123	1.18	1.13
K2	0.96	1.01	109	114	105	110		
K3	1.06	0.81	120	91	128	97		
K4	1.07	1.05	121	119	129	127		
K5	0.90	1.15	96	141	86	127		
K6	1.65	1.38	216	180	356	297		
K7	0.85	1.24	96	141	82	120		
K8	1.39	0.73	134	96	186	133		
K9	1.19	0.86	159	82	189	98		
K10	1.17	1.02	132	114	155	133		
			1292	1206	1521	1365		
ΚΤΙΡΙΟ B	$\lambda_y$	$\lambda_z$	$V_{y,i}$ (kN)	$V_{z,i}$ (kN)	$\lambda_i V_{i,y}$	$\lambda_i V_{i,z}$	$\lambda_y$	$\lambda_z$
K1	0.56	0.57	109	128	61	73	0.72	0.65
K2	0.56	0.64	109	114	61	73		
K3	0.62	0.51	120	91	74	46		
K4	0.62	0.63	121	119	76	75		
K5	0.55	0.70	96	141	53	98		
K6	1.01	0.86	216	180	218	154		
K7	0.53	0.75	96	141	51	106		
K8	0.88	0.49	134	96	117	47		
K9	0.75	0.54	159	82	119	44		
K10	0.74	0.62	132	114	97	71		
			1292	1206	927	788		

Πίνακας 5.3: Σύγκριση μέγιστων δεικτών ανεπάρκειας μελών κάθε κτιρίου (μέθοδος q).

Είναι φανερό ότι στην περίπτωση του πλήρως τοιχοπληρωμένου κτιρίου, οι δείκτες ανεπάρκειας έχουν μειωθεί σημαντικά, επομένως οι τοιχοπληρώσεις σωστά λήφθηκαν υπόψη στο μοντέλο.

Γενικώς η μέθοδος q θεωρείται μια αρκετά συντηρητική αναλυτική μέθοδος, επομένως θα πρέπει να ακολουθήσουν επιπλέον αναλύσεις για να υπάρξει μια πληρέστερη εικόνα για την επιρροή των τοιχοπληρώσεων.

## 6.1 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ ΤΩΝ ΤΟΠΙΚΩΝ ΔΕΙΚΤΩΝ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ m

Στο παρόν κεφάλαιο αναλύεται και εφαρμόζεται η ελαστική στατική μέθοδος με χρήση όμως τοπικών δεικτών συμπεριφοράς (m) για τον έλεγχο επάρκειας του κτιρίου. Σκοπός είναι να συγκριθούν τα αποτελέσματα και των τριών μεθόδων (ελαστικής με τοπικούς και καθολικό δείκτη και ανελαστικής), και να προκύψουν συμπεράσματα σε σχέση με τις διαφορές και τη δυνατότητα εφαρμογής τους. Οι διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ που αφορούν στις αρχές εφαρμογής της ελαστικής στατικής μεθόδου όπως επίσης και η ανάγκη διεξαγωγής της προκαταρκτικής ανάλυσης ισχύουν και σε αυτή τη μέθοδο, όπως αναλύθηκαν και στην προηγούμενη μέθοδο. Οι όποιες διαφοροποιήσεις που αναφέρονται στη χρήση των τοπικών δεικτών m, τις χρησιμοποιούμενες δυσκαμψίες και τους συντελεστές ασφαλείας καθώς και τα αποτελέσματα της μεθόδου, παρουσιάζονται στα επόμενα.

Η μέθοδος με βάση τον καθολικό δείκτη συμπεριφοράς (q) θεωρητικά οδηγεί εν γένει σε αποτελέσματα παρόμοια ή συντηρητικότερα εκείνων που προκύπτουν από τη μεθοδολογία των επιμέρους δεικτών συμπεριφοράς (m) και εν γένει συνιστάται η εφαρμογή της σε φορείς που δεν παρουσιάζουν έντονη ανισοκατανομή των απαιτούμενων πλαστικών παραμορφώσεων (όπως π.χ. συμβαίνει στην περίπτωση κτιρίων με ασθενή όροφο). Για τους φορείς όπου αναμένεται έντονη ανισοκατανομή των απαιτούμενων πλαστικών παραμορφώσεων (και εφόσον ισχύουν οι λοιπές προϋποθέσεις εφαρμογής της ελαστικής στατικής ανάλυσης) συνιστάται να εφαρμόζεται η μέθοδος των επιμέρους δεικτών συμπεριφοράς (m). Η διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα, εκτιμάται μέσω των δεικτών (m). Στην στάθμη επιτελεστικότητας (B), «Προστασία ζωής», ο φέρων οργανισμός επιτρέπεται να αναπτύξει σημαντικές μετελαστικές παραμορφώσεις, αλλά πρέπει να διαθέτει επαρκή και αξιόπιστα περιθώρια έναντι ενδεχόμενης εξάντλησης των διαθέσιμων παραμορφώσεων αστοχίας. Επειδή η ανάλυση είναι ελαστική, η γενική ανίσωση ασφαλείας, ελέγχεται σε όρους εντατικών μεγεθών ως εξής:

α) Για πλάστιμους τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς και για τοιχοπληρώσεις οι οποίες λαμβάνονται υπόψη στο προσομοίωμα, ελέγχεται η ανίσωση :

$$S_d = S_G + S_E/m < R_d$$

όπου

$S_G$  : εντατικό μέγεθος για τις δράσεις βαρύτητας του σεισμικού συνδυασμού,

$S_E$  : εντατικό μέγεθος για την σεισμική δράση από την (ελαστική) ανάλυση

$$m = \delta_d / \delta_y$$

όπου

$\delta_d$ : η παραμόρφωση σχεδιασμού κατά την αστοχία η οποία για πρωτεύοντα στοιχεία και στάθμη επιτελεστικότητας B :  $\delta_d = d_d = 0.5 (d_y + d_u) / \gamma_{Rd}$  και  $\delta_y$  είναι η παραμόρφωση διαρροής.

Γενικότερα ο τοπικός δείκτης πλαστιμότητας m για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας υπολογίζεται ως  $m = \frac{d_{d,i}}{d_y}$



β) Για ψαθυρούς τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς, ο έλεγχος της γενικής ανίσωσης ασφαλείας, γίνεται αντίστοιχα με την ανάλυση με τον καθολικό δείκτη συμπεριφοράς  $q$ .

## 6.2 ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Για τα προσομοιώματα ανάλυσης και συμπεριφοράς, χρησιμοποιούνται επιμέρους συντελεστές ασφαλείας  $\gamma_{sd}$  και  $\gamma_{Rd}$  (βλ. και § 4.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ) για να ληφθούν υπόψη οι αυξημένες αβεβαιότητες που τα συνοδεύουν. Όταν το σύνολο σχεδόν των σεισμικών δράσεων αναλαμβάνεται κυρίως από νέους ικανούς και επαρκείς φορείς, λαμβάνεται γενικώς  $\gamma_{sd}=1,00$ . Όταν οι σεισμικές δράσεις αναλαμβάνονται και από το υφιστάμενο δόμημα και δεν γίνονται παραμετρικές διερευνήσεις και έλεγχοι (έτσι ώστε να εκτιμηθεί η ενδεχόμενη ευαισθησία έναντι μεταβαλλόμενων τιμών ορισμένων παραμέτρων), οι τιμές  $\gamma_{sd}$  που θα χρησιμοποιούνται εξαρτώνται από τη σοβαρότητα (την ένταση) και την έκταση των βλαβών ή και των επεμβάσεων (ανεξαρτήτως μεθόδου ανάλυσης). Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, μπορούν να χρησιμοποιηθούν τιμές  $\gamma_{sd}$  κατά τον πίν. Σ4.1. Στην παρούσα εργασία, χρησιμοποιείται η τιμή  $\gamma_{sd}=1,15$ , λόγω του προέλεγχου και της μη κανονικότητας του κτιρίου (§4.5.1, ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. στην §4.5.3.1 διαχωρίζει τον καθορισμό των *συντελεστών ασφαλείας υλικών* ανάλογα με το είδος των τιμών που χρησιμοποιούνται για τις ιδιότητες των υλικών. Για «ικανοποιητική» στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων και αν η τυπική απόκλιση των επιμέρους τιμών είναι σχετικά μικρή, μπορεί να ληφθεί  $\gamma_m=1,00$  για τα υφιστάμενα υλικά. Συνοψίζοντας, οι συντελεστές ασφαλείας που χρησιμοποιούνται στην παρούσα εργασία για τα υλικά με χρήση της ελαστικής στατικής μεθόδου με χρήση τοπικών δεικτών συμπεριφοράς ( $m$ ) προκύπτουν :

- Σκυρόδεμα : Χρήση μέσης τιμής  $\rightarrow \gamma_c=1,30$ .
- Χάλυβας : Χρήση μέσης τιμής  $\rightarrow \gamma_s=1,15$ .

## 6.3 ΔΥΣΚΑΜΨΙΕΣ

Σύμφωνα με την παράγραφο §4.4.1.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ στην περίπτωση εφαρμογής γραμμικών μεθόδων, με χρήση του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς  $q$ , οπότε γενικώς οι έλεγχοι γίνονται σε όρους δυνάμεων, η δυσκαμψία μπορεί να εκτιμάται ως ποσοστό αυτής του σταδίου I (μή – ρηγματωμένα στοιχεία). Ωστόσο επειδή η μέθοδος που ακολουθείται εδώ είναι οιονεί ανελαστική συνιστάται να χρησιμοποιούνται οι τιμές των δυσκαμψιών που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ., δηλαδή:  $K=M_y \cdot L_c / 3\theta_y$ , όπου  $M_y$  και  $\theta_y$  η τιμή της ροπής και της γωνίας στροφής χορδής, αντίστοιχα, στη διαρροή της ακραίας διατομής του στοιχείου.

## 6.4 ΑΝΑΛΥΣΗ

Η διαδικασία της ανάλυσης είναι παρόμοια με αυτή της μεθόδου  $q$ , με την μόνη διαφορά ότι στην μέθοδο  $m$  το φάσμα απόκρισης είναι ελαστικό και όχι το φάσμα σχεδιασμού. Γίνεται κι εδώ ένας προέλεγχος για να διαπιστωθεί αν πληρούνται τα κριτήρια του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την εγκυρότητα εφαρμογής της μεθόδου.

Παρακάτω παρουσιάζονται για κάθε κτίριο τα συνολικά μέλη που αστοχούν, δηλαδή εμφανίζουν δείκτη ανεπάρκειας μεγαλύτερο του 1.

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

Κρίσιμοι δείκτες ανεπάρκειας  $\lambda$  δομικών στοιχείων (παρ.5.5.2 α(i))

α/α Στάθμης	Συν/κο Υψός (Μ)	Δοκοί				Υποστυλώματα				Σύνολο			
		$\lambda \leq 1.0$		$\lambda > 1.0$		$\lambda \leq 1.0$		$\lambda > 1.0$		$\lambda \leq 1.0$		$\lambda > 1.0$	
0	0.000	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
1	3.000	12	43%	2	7%	0	0%	10	50%	12	25%	12	25%
2	6.000	14	50%	0	0%	10	50%	0	0%	24	50%	0	0%
Σύνολο		26	93%	2	7%	10	50%	10	50%	36	75%	12	25%

Για όλα τα στοιχεία πρέπει  $\lambda \leq 1.0$ . ---- Ο έλεγχος Δεν Ικανοποιείται

Εικόνα 6.1: Δείκτες ανεπάρκειας μελών κτιρίου Α (πιλοτή).

Στο κτίριο Α, ανεπαρκείς είναι μόνο 2 δοκοί. Τα περισσότερα υποστυλώματα δεν επαρκούν ( $\lambda > 1$ ), αστοχούν τα μισά.

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

Κρίσιμοι δείκτες ανεπάρκειας  $\lambda$  δομικών στοιχείων (παρ.5.5.2 α(i))

α/α Στάθμης	Συν/κο Υψός (Μ)	Δοκοί				Υποστυλώματα				Σύνολο			
		$\lambda \leq 1.0$		$\lambda > 1.0$		$\lambda \leq 1.0$		$\lambda > 1.0$		$\lambda \leq 1.0$		$\lambda > 1.0$	
0	0.000	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%	0	0%
1	3.000	14	50%	0	0%	6	30%	4	20%	20	42%	4	8%
2	6.000	14	50%	0	0%	10	50%	0	0%	24	50%	0	0%
Σύνολο		28	100%	0	0%	16	80%	4	20%	44	92%	4	8%

Για όλα τα στοιχεία πρέπει  $\lambda \leq 1.0$ . ---- Ο έλεγχος Δεν Ικανοποιείται

Εικόνα 6.2: Δείκτες ανεπάρκειας μελών κτιρίου Β (τοιχοπληρώσεις).

Στο κτίριο Β φαίνεται πως η συμβολή των τοιχοπληρώσεων του ισογείου είναι σημαντική καθώς πλέον αστοχούν μόνο 4 υποστυλώματα και καμία δοκός.

Παρακάτω παρουσιάζονται αναλυτικότερα οι δείκτες ανεπάρκειας για κάθε μέλος αλλά και συνολικά για την κατασκευή.



Εικόνα 6.3: Σύγκριση Δεικτών Ανεπάρκειας Υποστυλωμάτων

ΚΤΙΡΙΟ A	$\lambda_y$	$\lambda_z$	$V_{y,i}$ (kN)	$V_{z,i}$ (kN)	$\lambda_i V_{i,y}$	$\lambda_i V_{i,z}$	$\lambda_y$	$\lambda_z$
K1	0,67	0,63	109	128	73	80	<b>0,97</b>	<b>0,94</b>
K2	0,71	0,79	109	114	77	81		
K3	0,78	0,64	120	91	94	71		
K4	0,82	0,93	121	119	100	98		
K5	0,80	0,83	96	141	76	112		
K6	1,31	1,30	216	180	283	236		
K7	0,88	1,24	96	141	84	124		
K8	1,37	0,86	134	96	183	131		
K9	0,97	0,69	159	82	154	80		
K10	1,02	0,93	132	114	135	116		
			1292	1206	<b>1260</b>	<b>1129</b>		

Πίνακας 6.1: Υπολογισμοί δεικτών ανεπάρκειας κατασκευής κτιρίου A (μέθοδος m).

ΚΤΙΡΙΟ B	$\lambda_y$	$\lambda_z$	$V_{y,i}$ (kN)	$V_{z,i}$ (kN)	$\lambda_i V_{i,y}$	$\lambda_i V_{i,z}$	$\lambda_y$	$\lambda_z$
K1	0,56	0,56	109	128	61	72	<b>0,68</b>	<b>0,67</b>
K2	0,55	0,52	109	114	60	63		
K3	0,55	0,59	120	91	66	50		
K4	0,56	0,56	121	119	68	67		
K5	0,58	0,53	96	141	55	81		
K6	0,85	0,78	216	180	184	153		
K7	0,64	0,75	96	141	61	90		
K8	0,95	0,65	134	96	127	91		
K9	0,67	0,56	159	82	106	55		
K10	0,71	0,58	132	114	94	81		
			1292	1206	<b>882</b>	<b>802</b>		

Πίνακας 6.2: Υπολογισμοί δεικτών ανεπάρκειας κατασκευής κτιρίου B (μέθοδος m).

Εδώ είναι πιο ξεκάθαρο ότι οι δείκτες ανεπάρκειας της κατασκευής μειώνονται σημαντικά στην περίπτωση του πλήρως τοιχοπληρωμένου κτιρίου.

## 7.1 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΟΦΟΡΑΣ ΜΕ ΤΗΝ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER).

Η μέθοδος pushover έχει ως σκοπό την εκτίμηση των παραμορφώσεων και συγκεκριμένα των ανελαστικών, που θα αναπτυχθούν στα δομικά μέλη της κατασκευής κατά την διάρκεια της σεισμικής δράσης για την οποία γίνεται η αποτίμηση. Οι παραμορφώσεις αυτές στην συνέχεια θα συγκριθούν με τις επιτρεπόμενες παραμορφώσεις της κάθε στάθμης επιτελεστικότητας και τις ικανότητες των μελών.

Σύμφωνα με την μέθοδο αυτή, το κτίριο υπόκειται σε πλευρική φόρτιση, παρόμοια με αυτή του σεισμού. Η πλευρική αυτή ώθηση της κατασκευής συνεχίζεται έως ότου αναπτυχθούν στον φορέα πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των γραμμικών μελών, δηλαδή έως ότου η αντοχή των κόμβων απομειωθεί τόσο πολύ που το κτίριο θα μετατραπεί σε μηχανισμό και θα οδηγηθεί στην αστοχία. Καθώς οι πλαστικές αρθρώσεις συνεχίσουν να σχηματίζονται αυτή ώθηση, ορίζεται από τον ΚΑΠ.ΕΠΕ. και σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα.

Σε αντίθεση με τις ελαστικές μεθόδους, στην pushover μας ενδιαφέρουν τα παραμορφωσιακά μεγέθη και όχι τα εντατικά, αφού τα πρώτα είναι που καθορίζουν την διαρροή και εν συνεχεία την αστοχία των μελών. Αφού γίνει λοιπόν η ανάλυση, προκύπτει η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής, δηλαδή το διάγραμμα της τέμνουσας βάσης ως προς την μετακίνηση του κόμβου ελέγχου του κτιρίου, ο οποίος είναι το κέντρο μάζας του ανώτερου ορόφου. Στην συνέχεια, γίνονται οι έλεγχοι των κριτηρίων επιτελεστικότητας, και προσδιορίζεται ο λόγος υπεραντοχής του κτιρίου  $\alpha_u / \alpha_1$ .

Το πλεονέκτημα της μεθόδου αυτής είναι ότι τα σημεία και η σειρά εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων δίνονται σταδιακά σε κάθε βήμα ώθησης, κι έτσι ο μελετητής μηχανικός είναι σε θέση να γνωρίζει την συμπεριφορά της κατασκευής, τα μέλη δηλαδή που θα αστοχήσουν πρώτα, και να επέμβει κατάλληλα ώστε να βελτιώσει την συμπεριφορά αυτή.

Η ανελαστική στατική ανάλυση θα πραγματοποιηθεί επίσης με το πρόγραμμα SCADA Pro. Τα αποτελέσματά της αναλύονται παρακάτω.

## 7.2 ΠΡΟΫΠΟΘΕΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΚΑΙ ΒΑΣΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ

Όπως και η ελαστική δυναμική ανάλυση, έτσι και η ανελαστική μπορεί να εφαρμοστεί κάτω από συγκεκριμένες προϋποθέσεις σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Αρχικά θα πρέπει να έχει εξασφαλιστεί Ικανοποιητική Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων, αφού η pushover αποτελεί μια υψηλής στάθμης ανάλυση που δίνει λεπτομερή αποτελέσματα.

Επιπλέον, θα πρέπει στο υπό μελέτη κτίριο, η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών να μην είναι σημαντική. Ακόμα όμως και στην περίπτωση που οι επιρροές 2<sup>ης</sup> τάξης (ή αλλιώς φαινόμενα P – Δ) επηρεάζουν την κατασκευή, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. επιτρέπει την να εφαρμόζεται η ανάλυση, υπό τον όρο ότι θα συνοδεύεται από μια δυναμική ελαστική ανάλυση (πχ μέθοδος τοπικών δεικτών m ή μέθοδος καθολικού δείκτη συμπεριφοράς q) στην οποία θα έχει προσαυξηθεί το μέγεθος των παραμέτρων κατά 25% σε σχέση με την κανονική μέθοδο. Ποιο συγκεκριμένα για τον έλεγχο επιρροής των ανωτέρων ιδιομορφών γίνονται δύο αρχικές ελαστικές δυναμικές αναλύσεις, όπου στη πρώτη συνεκτιμώνται οι ιδιομορφές που συνεισφέρουν στο 90% τουλάχιστον της συνολικής μάζας ενώ στην δεύτερη συνεκτιμάται μόνο η πρώτη ιδιομορφή. Οι δύο αναλύσεις προκύπτουν και για τις δύο διευθύνσεις. Αν η τέμνουσα σε κάθε όροφο που προκύπτει από την πρώτη ανάλυση υπερβαίνει αυτή που προκύπτει από την δεύτερη κατά 130%, τότε η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών θεωρείται σημαντική.

Η μέθοδος εκτός από τις προϋποθέσεις κάτω από τις οποίες μπορεί να εφαρμοστεί, έχει και κάποια βασικά χαρακτηριστικά και παραδοχές πάνω στις οποίες βασίζεται, και δίνονται από τις παραγράφους §5.7.1.2 και §5.7.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

1. Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη-γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου δύναμης-παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων.
2. Το προσομοίωμα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία αυξάνονται μονότονα εν γένει μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου η οποία αποτελεί τη βάση για όλους τους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.

Στην πρακτική εφαρμογή της μεθόδου αρκεί κατ'ελάχιστο η χάραξη της καμπύλης αντίστασης μέχρι ένα σημείο που αντιστοιχεί σε μετακίνηση μεγαλύτερη από την στοχευόμενη (πχ κατά 50%). Συνίσταται ωστόσο μια πλήρης χάραξη της καμπύλης αντίστασης, δηλαδή μέχρι την μετακίνηση που αντιστοιχεί σε ουσιώδη πτώση της αντοχής του φορέα, καθώς αυτό μας παρέχει, πέραν της μέγιστης φέρουσας ικανότητας

του κτιρίου, και μια εκτιμήτρια της διαθέσιμης πλαστιμότητας των μετακινήσεων ( $\mu\delta$ ) ανεξαρτήτως της τιμής που θα ληφθεί υπόψη για τους σχετικούς ελέγχους.

3. Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού), ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνεται για την μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική αυτή δράση. Ελέγχεται ότι για τη μετακίνηση αυτή η παραμόρφωση (γωνία στροφής κατά ή μετά τη διαρροή) των πλαστιμών δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου (βλ. Κεφ. 4 και 9).
4. Όταν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (στοχευόμενη μετακίνηση  $\delta t$ ) που προκαλείται από τη σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού) μπορεί να εκτιμηθεί με βάση το φάσμα μετακινήσεων που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα συμβατή με τη μετακίνηση του κτιρίου.
5. Για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης επιτρέπεται η χρήση ευρέως αποδεκτών απλοποιητικών μεθόδων, όπως περιγράφεται στις επόμενες παραγράφους.

Στην συγκεκριμένη εργασία τα φαινόμενα δεύτερης τάξης δεν επηρεάζουν την κατασκευή. Η προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων έγινε όπως και στις παραπάνω μεθόδους.

Για τις δυσκαμψίες των στοιχείων χρησιμοποιήθηκαν κι εδώ οι τιμές των δυσκαμψιών που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ., δηλαδή:  $K=M_y \cdot L_s / 3\theta_y$ .

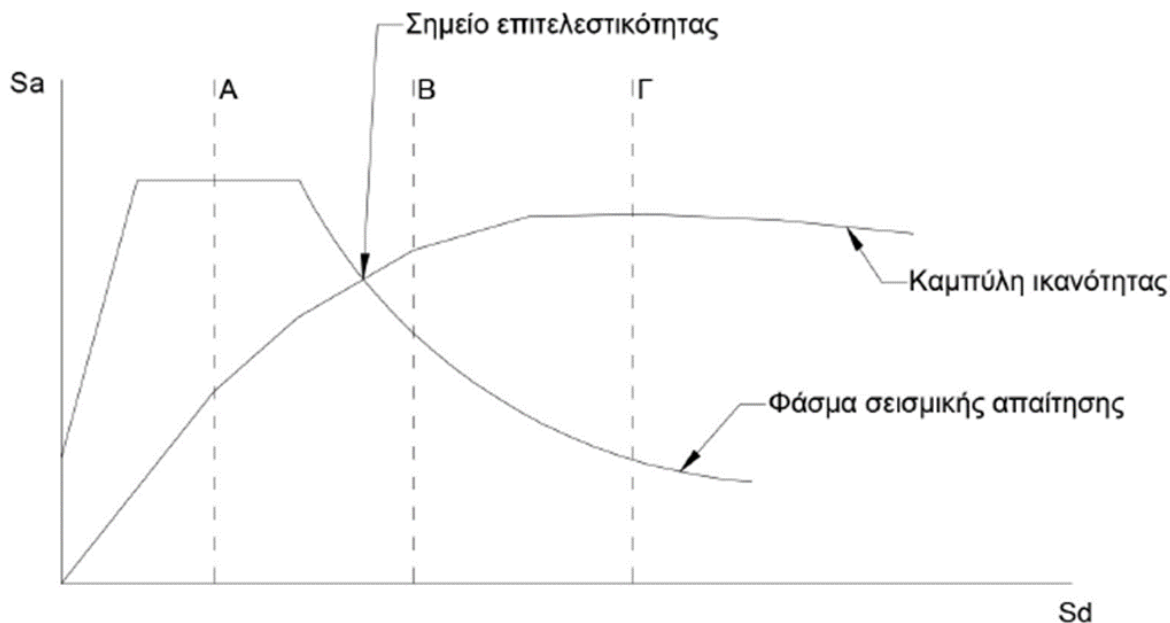
Για τις αντοχές των υλικών χρησιμοποιήθηκαν οι μέσες τιμές  $f_{cm} = 18 \text{ MPa}$  και  $f_{ym} = 450$  διαιρεμένες με συντελεστή  $\gamma_{cu}$  και  $\gamma_{su}$  ίσο με **1.1**.

### 7.3 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Μέσω της ανάλυσης Pushover, μπορεί να διαπιστωθεί αν τελικώς η κατασκευή επαρκεί ή όχι για μια επιλεγμένη στάθμη επιτελεστικότητας, δηλαδή ένα επιλεγμένο όριο βλαβών που είναι επιτρεπτές από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και ορίζονται ως εξής:

- Στάθμη (Α) «Περιορισμένες Βλάβες»: Ο φέρων οργανισμός έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες και τα στοιχεία δεν έχουν διαρρεύσει.
- Στάθμη (Β) «Σημαντικές Βλάβες»: Τα στοιχεία έχουν υποστεί αρκετές βλάβες κι έχουν διαρρεύσει, αλλά ο φορέας εξακολουθεί να παραλαμβάνει τα φορτία βαρύτητας»
- Στάθμη (Γ) «Οιονεί κατάρρευση»: Ο φορέας έχει υποστεί βαριές, μη επισκευάσιμες βλάβες κι έχει μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις. Τα κατακόρυφα φορτία δεν προκαλούν κατάρρευση του φορέα όμως η κατασκευή δεν έχει άλλο περιθώριο αντοχής με κίνδυνο να καταρρεύσει ακόμα και για μικρούς μετασεισμούς.

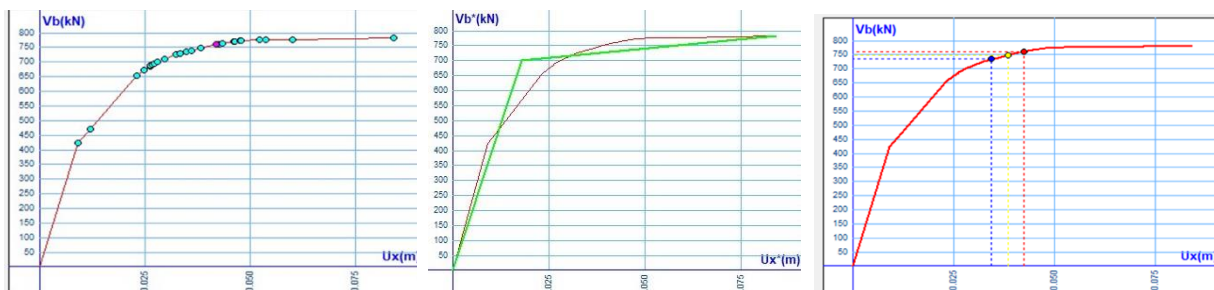
Όταν έστω κι ένα μέλος ξεπεράσει το αντίστοιχο όριο επιτελεστικότητας, σε όρους γωνιών στροφής χορδής, για μια συγκεκριμένη στάθμη, τότε θεωρούμε ότι ολόκληρη η κατασκευή έχει ξεπεράσει το όριο αυτό. Παρακάτω φαίνεται πως ορίζεται το όριο της στάθμης επιτελεστικότητας για κάθε στάθμη. Η καμπύλη ικανότητας αναπαριστά ένα όριο μεταξύ επαρκούς και ανεπαρκούς φορέα. Θεωρείται ότι η κατασκευή είναι ασφαλής μόνο όταν η καμπύλη ικανότητας επεκτείνεται στην «ασφαλή περιοχή», δηλαδή την περιοχή πάνω από το φάσμα σχεδιασμού. Για παράδειγμα, στην εικόνα 7.2 ο φορέας επαρκεί για στάθμη Β και Γ, ενώ είναι ανεπαρκής για στάθμη επιτελεστικότητας Α.



Εικόνα 7.2: Ορισμός Απαίτησης Ικανότητας Φορέα

#### 7.4 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Όπως και στην μέθοδο καθολικού δείκτη συμπεριφοράς  $q$ , το κτίριο επιλύθηκε δυο φορές, μια με θεώρηση πιλοτής (Κτίριο A) και μια με θεώρηση τοιχοπληρώσεων στο ισόγειο (Κτίριο B). Σε κάθε ανάλυση, το πρόγραμμα δίνει τρεις καμπύλες. Την καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, την διγραμμική καμπύλη, η οποία είναι η εξειδανίκευση της καμπύλης ικανότητας και την καμπύλη στοχευόμενης μετακίνησης, όπως παρουσιάζονται παρακάτω.



Εικόνα 7.1: Καμπύλη Ικανότητας, Διγραμμική Καμπύλη και Στοχευόμενη Μετακίνηση.

Η Καμπύλη Ικανότητας απεικονίζει τα βήματα που ακολουθεί η pushover μέχρι την αστοχία του φορέα, που είναι η τελευταία κουκίδα πάνω στην καμπύλη. Το πρόγραμμα δίνει την δυνατότητα, ανάλογα με την στάθμη που θα επιλέξουμε, να εμφανίζεται το βήμα στο οποίο στο κτίριο έχει ξεπεράσει την στοχευόμενη μετακίνηση για την στάθμη αυτή.

Η διγραμμική καμπύλη είναι μια προσαρμογή της καμπύλης ικανότητας και η αλλαγή της κλίσης της πραγματοποιείται κατά την διαρροή της κατασκευής, που είναι ουσιαστικά ένας μέσος όρος της διαρροής των στοιχείων της. Προσεγγιστικά μπορεί να θεωρηθεί ως σημείο διαρροής, το σημείο στο οποίο η τέμνουσα βάσης έχει φτάσει το 80% της μέγιστης τιμής της. Το σημείο αυτό δίνει και την μετακίνηση διαρροής  $\delta_y$  πάνω στην καμπύλη, που θα χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό των δεικτών ανεπάρκειας της κατασκευής.

Η Στοχευόμενη Μετακίνηση δίνει την μετακίνηση την οποία πρέπει να φτάσει και να ξεπεράσει ο κόμβος ελέγχου, για κάθε στάθμη, ώστε να θεωρηθεί ασφαλής η κατασκευή για την στάθμη

αυτή. Από την προαναφερθείσα καμπύλη προκύπτουν οι τιμές των στοχευόμενων μετακινήσεων  $\delta_i$  για κάθε στάθμη, που θα χρησιμοποιηθούν επίσης για τον υπολογισμό του δείκτη ανεπάρκειας του φορέα.

Οι δείκτες ανεπάρκειας που θα εξεταστούν, αφορούν στην συνολική κατασκευή, ώστε να συγκριθούν τόσο με τις υπόλοιπες αναλυτικές όσο και με τις προσεγγιστικές μεθόδους. Ο δείκτης ανεπάρκειας δίνεται ως:

$$\lambda_i = \frac{\delta_t}{\delta_{lim,i}}$$

όπου  $\delta_{lim,i}$  ορίζεται ανάλογα την στάθμη επιτελεστικότητας ως:

$$\text{Στάθμη A: } \delta_{lim,A} = \delta_y$$

$$\text{Στάθμη B: } \delta_{lim,B} = (\delta_y + \delta_u) / 2\gamma_{Rd}$$

$$\text{Στάθμη Γ: } \delta_{lim,\Gamma} = \delta_u / \gamma_{Rd}$$

Στους παρακάτω πίνακες παρουσιάζονται αναλυτικά οι δείκτες ανεπάρκειας του κάθε κτιρίου για κάθε Στάθμη και κάθε φόρτιση, όπως αυτοί υπολογίστηκαν από τις αντίστοιχες μετακινήσεις.

ΚΤΙΡΙΟ Α	Φόρτιση	Στοχευόμενη Μετακίνηση $\delta_t$ (m)			Δείκτης Ανεπάρκειας $\lambda$ Φορέα		
		στάθμη Α	στάθμη Β	στάθμη Γ	στάθμη Α	στάθμη Β	στάθμη Γ
τριγωνική	Fx+0.3Fz	0,0503	0,0557	0,0509	1,26	1,11	0,69
	-Fx+0.3Fz	0,0493	0,0546	0,0597	1,31	1,42	1,15
	Fz+0.3Fx	0,0474	0,0525	0,0574	1,21	1,03	0,76
	-Fz+0.3Fx	0,0453	0,0521	0,0555	1,19	1,05	0,86
ορθογωνική	Fx + 0.3Fz	0,0502	0,0556	0,0608	1,41	1,31	0,99
	-Fx+0.3Fz	0,0493	0,0546	0,0597	1,45	1,50	1,19
	Fz + 0.3Fx	0,0492	0,0541	0,0592	1,32	1,28	0,83
	-Fz+0.3Fx	0,0451	0,0510	0,0501	1,11	1,03	0,92

Πίνακας 7.1: Δείκτες Ανεπάρκειας Κτιρίου Α - Μέθοδος Pushover

ΚΤΙΡΙΟ Β	Φόρτιση	Στοχευόμενη Μετακίνηση $\delta_t$ (m)			Δείκτης Ανεπάρκειας $\lambda$ Φορέα		
		στάθμη Α	στάθμη Β	στάθμη Γ	στάθμη Α	στάθμη Β	στάθμη Γ
Τριγωνική	Fx+0.3Fz	0,0465	0,0521	0,0572	1,17	1,04	0,77
	-Fx + 0.3Fz	0,0461	0,0516	0,0567	1,23	1,34	1,09
	Fz+0.3Fx	0,0452	0,0506	0,0555	1,16	1,00	0,73
	-Fz + 0.3Fx	0,0451	0,0501	0,0552	1,11	0,91	0,82
Ορθογωνική	Fx + 0.3Fz	0,0464	0,0520	0,057	1,31	1,22	0,93
	-Fx + 0.3Fz	0,046	0,0515	0,0566	1,36	1,41	1,13
	Fz + 0.3Fx	0,0459	0,0518	0,0561	1,01	0,92	0,75
	-Fz + 0.3Fx	0,0456	0,0520	0,0563	0,97	0,8	0,71

Πίνακας 7.2: Δείκτες Ανεπάρκειας Κτιρίου Β – Μέθοδος Pushover

Είναι φανερό με μια πρώτη ματιά πως στην μέθοδο Pushover οι τοιχοπληρώσεις δεν παίζουν σημαντικό ρόλο στην μείωση της ανεπάρκειας του φορέα. Γενικώς φαίνεται το κτίριο Β να είναι ευμενέστερο και να έχει λιγότερες ανεπάρκειες, αλλά η διαφορά είναι ελάχιστη και δεν μπορεί να ειπωθεί με σιγουριά πως οι τοιχοπληρώσεις έχουν συμβάλει θετικά στην απόκριση της κατασκευής. Για να υπάρξει μια πληρέστερη εικόνα για την συμβολή των τοιχοπληρώσεων, μελετήθηκε με ανάλυση Pushover κι ένα τρίτο κτίριο, το **ΚΤΙΡΙΟ Γ**, το οποίο δεν φέρει καθόλου τοιχοπληρώσεις, ώστε να γίνει μια παραπάνω σύγκριση σε όρους μετακίνησης αστοχίας και τέμνουσας βάσης. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον πίνακα 7.3.



	Vy base (kN)	δγ (m)	Vmax base (kN)	δu (m)
Κτίριο Α	661	0,038	<b>670</b>	<b>0,09</b>
Κτίριο Β	710	0,042	<b>838</b>	<b>0,13</b>
Κτίριο Γ	605	0,031	<b>630</b>	<b>0,08</b>

Πίνακας 7.3: Σύγκριση Τέμνουσας Βάσης και Μετακίνησης κτιρίων Α, Β και Γ.

Έχοντας ορίσει ως μετακίνηση αστοχίας  $\delta_u$ , την μετακίνηση του κόμβου ελέγχου για την οποία πολλά στοιχεία έχουν διαρρεύσει ακόμα και για **στάθμη Γ**, είναι φανερό συγκρίνοντας το κτίριο Β που είναι πλήρως τοιχοπληρωμένο με το κτίριο Γ που δεν φέρει τοιχοπληρώσεις, ότι η διαφορά της τέμνουσας βάσης που μπορούν να παραλάβουν τα δύο κτίρια είναι πάνω από 200 kN. Επιπλέον η μετακίνηση κατά την αστοχία είναι περίπου 5 εκατοστά μεγαλύτερη στο κτίριο Β που σημαίνει ότι οι τοιχοπληρώσεις έχουν συμβάλει σε έναν σημαντικό βαθμό στην αντοχή της κατασκευής.

### 7.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ

Κατά την διάρκεια της σεισμικής δράσης, οι τοιχοπληρώσεις που είναι προσομοιωμένες ως ένα ζεύγος θλιβόμενων ράβδων, θα θλίβονται εναλλάξ ανά ζεύγος, ανάλογα την φορά του σεισμού. Στο ισόγειο υπάρχουν συνολικά 18 ράβδοι, από τις οποίες σε κάθε φόρτιση θλίβονται οι 9 κι εφελκούνται οι υπόλοιπες 9.

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια των τοιχοπληρώσεων του ισογείου σε όρους παραμορφώσεων, υπολογίστηκε για το κτίριο Β και στάθμη επιτελεστικότητας Β ως δείκτης ανεπάρκειας  $\lambda$  ο λόγος:

$$\lambda = \frac{\gamma_{sd} * \epsilon_f}{\frac{\epsilon_u}{\gamma_{rd}}}$$

Γενικά φαίνεται πως οι τοιχοπληρώσεις αστοχούν σχετικά πρόωρα, αλλά συμβάλουν στην αύξηση της αντοχής του κτιρίου σε βαθμό τέτοιο ώστε να μην μπορούν να αγνοηθούν.

Στον πίνακα 7.4 φαίνονται αναλυτικά οι δείκτες ανεπάρκειας  $\lambda$  των τοιχοπληρώσεων, από τις οποίες μόνον δύο φαίνεται να επαρκούν.

Στάθμη Β	Κτίριο Β		
Μέλη Ισογείου	$\gamma_{sd} * \epsilon_f$ (απαίτηση)	$\epsilon_u / \gamma_{rd}$ (αντοχή)	ανεπάρκεια $\lambda$
111	0,00402	0,00308	1,305
114	0,00366	0,00308	1,188
146	0,00142	0,00308	0,461
147	0,00662	0,00308	2,149
150	0,0065	0,00308	2,110
156	0,00548	0,00308	1,779
169	0,00162	0,00308	0,526
172	0,00609	0,00308	1,977
173	0,00109	0,00308	0,354

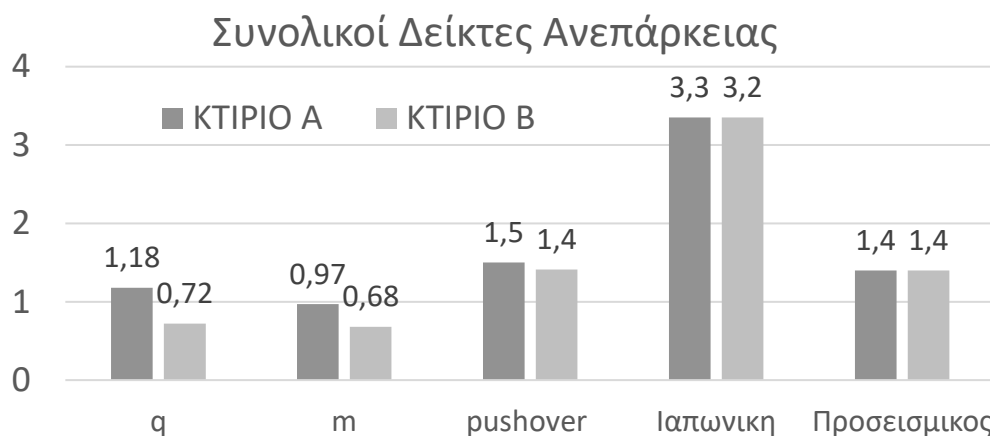
Πίνακας 7.4: Δείκτες Ανεπάρκειας Τοιχοπληρώσεων Ισογείου – Κτίριο Β.

## 7.5 ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ (PUSHOVER)

- Όπως αναφέρθηκε και νωρίτερα, η επιρροή των τοιχοπληρώσεων δεν μπορεί να γίνει διακριτή με μια πρώτη ματιά, καθώς η διαφορά των δεικτών ανεπάρκειας είναι σχετικά μικρή στα δύο κτίρια. Μπορεί όμως να φανεί καλύτερα στην σύγκριση του κτιρίου Β με το κτίριο Γ.
- Η τριγωνική κατανομή φορτίων είναι γενικότερα ευμενέστερη από την ορθογωνική.
- Τα περισσότερα μέλη της κατασκευής και στα δύο κτίρια αστοχούν ψαθυρά στο ισόγειο.

## 8. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Η σύγκριση των αποτελεσμάτων θα γίνει για την στάθμη επιτελεστικότητας Β, ώστε να είναι συμβατή με όλες τις μεθόδους, προσεγγιστικές και αναλυτικές. Αρχικά παρουσιάζεται ένα διάγραμμα με τους συνολικούς δείκτες ανεπάρκειας, όπως αυτοί προέκυψαν από την κάθε μέθοδο.



Εικόνα 8.1: Δείκτες Ανεπάρκειας Μεθόδων.

Φαίνεται γενικά με εξαίρεση την Ιαπωνική Μέθοδο αποτίμησης, η οποία είναι πολύ συντηρητική, οι υπόλοιπες να δίνουν αρκετά κοντινά αποτελέσματα. Η m είναι ευμενέστερη από την q, αφού αν τις συγκρίνουμε με την ακριβέστερη μέθοδο pushover, η q δίνει αποτελέσματα κοντινότερα σε αυτή. Επομένως προτείνεται η Ιαπωνική μέθοδος να αποφεύγεται και να ακολουθείται ο Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός έλεγχος.

Παρουσιάζεται για λόγους πληρότητας κι ένας πίνακας με τα συνολικά μέλη που αστοχούν σε κάθε κτίριο, για κάθε αναλυτική μέθοδο.

ΚΤΙΡΙΟ Α	Υποστυλ.	Δοκοί	ΚΤΙΡΙΟ Β	Υποστυλ.	Δοκοί
q	<b>20</b>	<b>21</b>	q	<b>20</b>	<b>13</b>
m	10	7	m	4	0
pushover (τριγωνική)	7	12	pushover (τριγωνική)	0	8
pushover (ορθογων)	4	12	pushover (ορθογων)	4	10

Πίνακας 8.1: Μέλη που Αστοχούν ανά Μέθοδο.

Από τα αποτελέσματα αυτά φαίνεται η  $q$  να είναι η δυσμενέστερη αναλυτική μέθοδος, καθώς αστοχούν όλα τα υποστυλώματα του ισογείου και στα δύο κτίρια και αρκετές δοκοί. Ο αριθμός των μελών που αστοχούν στην μέθοδο  $m$  είναι αρκετά κοντά με τον αριθμό των μελών που αστοχούν στην μέθοδο  $pushover$ . Όσον αφορά την κάθε μέθοδο ξεχωριστά, το κτίριο  $B$  παρουσιάζει λιγότερες αστοχίες από το κτίριο  $A$ , επομένως πλέον μπορούμε να ισχυριστούμε με μεγάλη σιγουριά ότι οι τοιχοπληρώσεις, αν και δεν είναι πρωτεύοντα στοιχεία, συμβάλλουν ικανοποιητικά στην μείωση της ανεπάρκειας της κατασκευής.

Ένα επιπλέον σχόλιο όσον αφορά τους δείκτες ανεπάρκειας των μελών στις ελαστικές μεθόδους αποτίμησης, είναι ότι παρουσιάστηκαν όπως αυτοί υπολογίστηκαν σε όρους τεμνουσών. Όταν υπολογίζονται σε όρους ροπών, προκύπτουν αρκετά δυσμενέστερες τιμές, που σημαίνει ότι πιθανώς τα μέλη αυτά να έχουν αστοχήσει πολύ νωρίτερα λόγω της ροπής που τους επιβάλλεται από την σεισμική δράση. Συγκεκριμένα, για την μέθοδο  $q$  ο δυσμενέστερος δείκτης ανεπάρκειας για υποστύλωμα προέκυψε  $\lambda_{max} = 6$  (Κτίριο  $A$ ) και  $\lambda_{max} = 4,3$  (Κτίριο  $B$ ). Για την μέθοδο  $m$  προέκυψε  $\lambda_{max} = 1.52$  (Κτίριο  $A$ ) και  $\lambda_{max} = 0.96$  (Κτίριο  $B$ ), τα οποία δεν απέχουν σημαντικά από τα  $\lambda$  σε όρους τεμνουσών, κάτι το οποίο δείχνει την ακρίβεια της μεθόδου αυτής, η οποία χρησιμοποιεί παραμορφώσεις σε επίπεδο μέλους, κι όχι έναν καθολικό δείκτη όπως συμβαίνει με την μέθοδο  $q$ .

## ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- Η Ιαπωνική Μέθοδος Αποτίμησης στο 2<sup>ο</sup> επίπεδο ελέγχου της είναι πολύ συντηρητική και δεν συνίσταται.
- Ο δευτεροβάθμιος είναι πολύ κοντά στα αποτελέσματα της pushover, άρα δίνει μια καλή πρώτη εικόνα.
- Η επιλογή του  $\mu_{\theta,pl}$  ως 1,5 ή 0,5 στον υπολογισμό της  $V_{Rd}$  κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. δεν επηρεάζει σημαντικά το αποτέλεσμα.
- Η κατασκευή δεν είναι ικανή να φέρει μεγάλα σεισμικά φορτία και απαιτείται ενίσχυση.
- Οι τοιχοπληρώσεις συνεισφέρουν ικανοποιητικά στην μείωση της ανεπάρκειας της κατασκευής κατά τις μεθόδους q και m ακόμα κι αν έχουν μεγάλα ανοίγματα .
- Όσο μικρότερα τα ανοίγματα στις τοιχοπληρώσεις του ισογείου, τόσο μεγαλύτερη η συνεισφορά τους.
- Η q είναι πιο συντηρητική από την m, αλλά τα αποτελέσματά της έδωσαν λ πλησιέστερα στην pushover.
- Ο προσδιορισμός του δείκτη ανεπάρκειας σε όρους τεμνουσών είναι ευμενέστερος από τον προσδιορισμό του σε όρους ροπών.
- Η pushover είναι η καταλληλότερη μέθοδος για τον έλεγχο μιας υφιστάμενης κατασκευής, αφού δίνει πολλές πληροφορίες για την πραγματική σεισμική συμπεριφορά της.
- Η τριγωνική κατανομή αδρανειακών δυνάμεων είναι συντηρητικότερη από την ορθογωνική.
- Για την αποτίμηση ενός υφιστάμενου κτιρίου προτείνεται η εφαρμογή του 2οβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου για να υπάρξει μία πρώτη εικόνα της κατασκευής και στην συνέχεια η εφαρμογή μιας pushover ανάλυσης για περαιτέρω διερεύνηση της σεισμικής της επάρκειας. Τέλος γίνεται προσδιορισμός των ασθενέστερων στοιχείων από την ανάλυση και επιλέγεται κατάλληλη στρατηγική ενίσχυσης από τον μηχανικό.

## **ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

[1] ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017, 2<sup>η</sup> Αναθεώρηση 2017

[2] ΕΑΚ2000

[3] SCADA Pro 20 «Μελέτη Αποτίμησης και Ανασχεδιασμού Κατασκευής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ»

[4] <http://www.episkeves2.civil.upatras.gr/>