

## ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

### ΚΑΡΑΜΑΝΟΥ ΘΕΟΔΩΡΑ

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

### Περίληψη

Η παρούσα εργασία στοχεύει στην αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας διώροφου κτιρίου σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Αρχικά, ελέγχεται η επάρκεια της υπό μελέτη κατασκευής σύμφωνα με την τροποποιημένη κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. Νεοζηλανδική Πρόταση και στην συνέχεια με προσαρμογή του Β' επιπέδου ελέγχου της προσεγγιστικής Ιαπωνικής μεθόδου. Έπειτα, υπολογίζεται αναλυτικά η επάρκεια της κατασκευής με χρήση κατάλληλου λογισμικού, εφαρμόζοντας στατική ανελαστική ανάλυση (push over). Σε όλες τις μεθόδους που ακολουθήθηκαν, η αποτίμηση του υπό μελέτη κτιρίου πραγματοποιήθηκε για στάθμες επιτελεστικότητας Β & Γ και για σεισμικές ζώνες επιταχύνσεις 0.24g και 0.36g. Ακόμη, προκειμένου να διερευνηθεί η επιρροή των τοιχοπληρώσεων στον βαθμό επάρκειας του κτιρίου προστίθενται στο προσομοίωμα του υπό μελέτη κτιρίου τοιχοπληρώσεις και στους δύο ορόφους και στην συνέχεια μόνο στον δεύτερο όροφο (pilotis). Η ανάλυση όλων των προσομοιωμάτων που μελετήθηκαν πραγματοποιήθηκε στο πρόγραμμα STRAD 2015 3DR.

### 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Για την εκτίμηση της συμπεριφοράς μιας υφιστάμενης κατασκευής για δεδομένο σεισμό σχεδιασμού και την λήψη αποφάσεων που αφορούν ενδεχόμενη ενίσχυσή της, είναι απαραίτητο να προηγηθεί ανάλυση για τον υπολογισμό των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών που έχουν αναπτυχθεί στα στοιχεία του φέροντος οργανισμού. Με την ανάλυση εξετάζεται εάν η κατασκευή ανταποκρίνεται στους στόχους αποτίμησης και σχεδιασμού που έχουν οριστεί ανάλογα με την σπουδαιότητά της. Οι στόχοι αυτοί προκύπτουν με βάση την επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας, δηλαδή την επιθυμητή συμπεριφορά της κατασκευής για την αντίστοιχη σεισμική δράση σχεδιασμού. Ο υπολογισμός της σεισμικής δράσης μπορεί να γίνει από τα φάσματα σχεδιασμού. Τέλος, πριν την επιλογή των κριτηρίων επιτελεστικότητας είναι απαραίτητο να γίνει διαχωρισμός των στοιχείων της κατασκευής σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα. Ως πρωτεύοντα χαρακτηρίζονται τα στοιχεία που συμβάλουν ουσιαστικά στην αντοχή του κτιρίου έναντι κατάρρευσης υπό σεισμική δράση, ενώ όλα τα υπόλοιπα στοιχεία χαρακτηρίζονται ως δευτερεύοντα.

### 2. ΠΕΠΙΓΡΑΦΗ ΜΕΘΟΔΩΝ

#### 2.1 ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΝΕΟΖΗΛΑΝΔΙΚΗ ΠΡΟΤΑΣΗ

Η τροποποιημένη κατά ΚΑΝ.ΠΕ. Νεοζηλανδική Πρόταση εφαρμόζεται ξεχωριστά για τις δύο διευθύνσεις X και Y. Σύμφωνα με την συγκεκριμένη μέθοδο θα πρέπει να υπολογιστεί η τιμή της μέγιστης τέμνουσας βάσης  $V_{R,B}$  που μπορεί να αντέξει το κτίριο κατά διεύθυνση. Ο υπολογισμός αυτός μπορεί να πραγματοποιηθεί με τρεις τρόπους. Σύμφωνα με τον 1<sup>ο</sup> τρόπο γίνεται ελαστική ανάλυση για τέμνουσα  $V=1$ , θεωρώντας ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή και υπολογίζεται για κάθε μέλος η τιμή  $r_i = \frac{A_{ντοχή}}{Ενταση}$  για κάμψη και διάτμηση. Τελικά,  $V_{R,B} = \min r_i$  (συντηρητική παραδοχή). Ο 2<sup>ος</sup> τρόπος βασίζεται στη μη συντηρητική παραδοχή  $V_{R,B} = \sum V_{R,i}$ , όπου  $V_{R,i}$  η τέμνουσα αντοχής κάθε κατακόρυφου μέλους. Τέλος, σύμφωνα με τον 3<sup>ο</sup> τρόπο γίνεται στατική ανελαστική ανάλυση (push-over) για κατακόρυφα φορτία  $G + \Psi_2 Q$  (ακριβής μέθοδος). Στη συνέχεια υπολογίζεται η απαιτούμενη  $V_{B,απαιτ}$  με βάση το αντίστοιχο φάσμα και υπολογίζεται ο λόγος  $q_{απαιτ} = \frac{V_{B,απαιτ}}{V_{R,B}}$ . Τέλος, γίνεται έλεγχος  $q_{απαιτ}$  και  $q_{διαθ}$ . Το  $q_{διαθ}$  προκύπτει από πιν. Σ4.4 του ΚΑΝ.ΠΕ. Αν  $q_{απαιτ} < q_{διαθ}$  η κατασκευή παρουσιάζει επάρκεια, ενώ σε αντίθετη περίπτωση ανεπάρκεια.

## 2.2 ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΗ ΙΑΠΩΝΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

Η μέθοδος των Ιαπωνικών Οδηγιών προβλέπει τρία επίπεδα ελέγχου. Ανάλογα με την ακρίβεια και αξιοπιστία που απαιτείται για κάθε περίπτωση, επιλέγεται το επίπεδο ελέγχου που θα εφαρμοστεί. Η συγκεκριμένη μέθοδος ελέγχει για κάθε διεύθυνση την ανίσωση  $V_{sd,ελ}^{op} \geq V_{Rd}^{op}$ , όπου  $V_{sd,ελ}^{op}$  η τιμή της ελαστικής τέμνουσας βάσης που αναπτύσσεται στην βάση του κρίσιμου ορόφου και  $V_{Rd}^{op}$ , η τιμή της τέμνουσας αντοχής του ίδιου ορόφου. Εάν  $V_{sd,ελ}^{op} < V_{Rd}^{op}$  η υπό μελέτη κατασκευή παρουσιάζει επάρκεια, ενώ σε αντίθετη περίπτωση ανεπάρκεια. Οι τιμές των  $V_{sd,ελ}^{op}$  και  $V_{Rd}^{op}$  υπολογίζονται ανάλογα με το επίπεδο ελέγχου που επιλέγεται να εφαρμοστεί. Ακόμη, στην τελική τιμή της  $V_{Rd}^{op}$  υπεισέρχονται μειωτικοί συντελεστές που λαμβάνουν υπόψη την δομική μορφολογία της κάτοψης και την ηλικία της κατασκευής.

## 2.3 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ (PUSHOVER)

Η στατική ανελαστική μέθοδος, γνωστή και ως μέθοδος ελέγχου των μετακινήσεων χρησιμοποιεί απλοποιημένες τεχνικές προσέγγισης της μη γραμμικής συμπεριφοράς του φορέα για την εκτίμηση των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία του φορέα όταν η κατασκευή υπόκειται στη σεισμική δράση σχεδιασμού. Η ανίσωση ασφαλείας που πρέπει να ικανοποιείται σε όλα τα στοιχεία και για όλους τους συνδυασμούς δράσεων είναι:  $S_d < R_d$ , όπου  $S_d$  οι τιμές των εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις και  $R_d$  οι τιμές των αντίστοιχων διαθέσιμων αντιστάσεων. Η στατική ανελαστική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική επιτρέπεται να εφαρμοστεί υπό τον όρο ότι θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση.

Η στατική ανελαστική ανάλυση χρησιμοποιείται για την κατασκευή της καμπύλης αντίστασης του κτιρίου. Η καμπύλη αυτή χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης του κόμβου ελέγχου. Κατά την ανάλυση το προσομοίωμα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανομημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία θα αυξάνονται μονότονα, μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Στην πρακτική εφαρμογή της μεθόδου αρκεί η χάραξη της καμπύλης αντίστασης μέχρι ένα σημείο που αντιστοιχεί σε μετακίνηση μεγαλύτερη από εκείνη για την οποία θα γίνει ο έλεγχος (στοχευόμενη). Μετά την κατασκευή της καμπύλης αντίστασης η μη γραμμική σχέση που συνδέει την τέμνουσα βάσης με την μετακίνηση του κόμβου ελέγχου μπορεί να αντικατασταθεί από μία εξιδανικευμένη διγραμμική καμπύλη προκειμένου να υπολογιστεί η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία  $K_e$  και η αντίστοιχη δύναμη διαρροής  $V_y$  του κτιρίου. Ως κόμβος ελέγχου λαμβάνεται το κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Η μετατόπιση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στην σεισμική δράση για την οποία γίνονται οι έλεγχοι ικανοποίησης των κριτηρίων ανάλογα με την επιτελεσματικότητα ορίζεται ως η στοχευόμενη μετατόπιση  $\delta_T$ . [3]

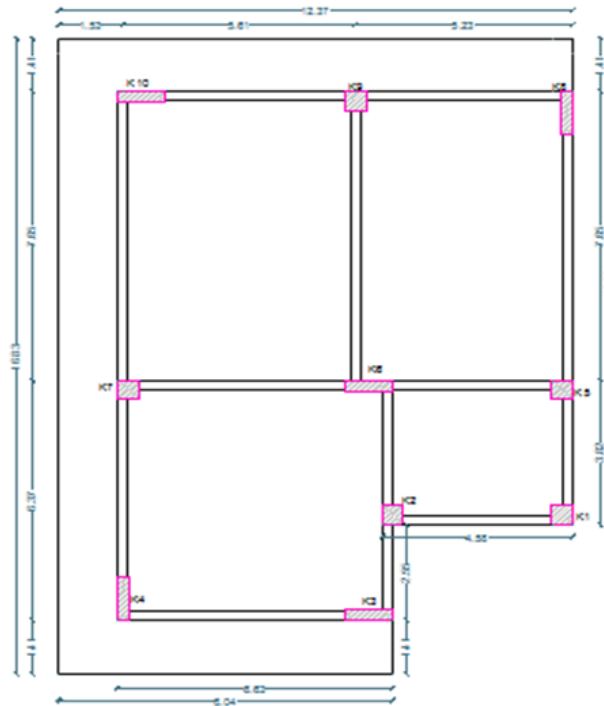
## 3. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

### ✓ Γεωμετρικά χαρακτηριστικά

Το υπό μελέτη κτίριο αποτελείται από δύο ορόφους. Όπως έχει προαναφερθεί αρχικά θα μελετηθεί απουσία τοιχοπληρώσεων, ενώ στη συνέχεια θα μελετηθεί για την περίπτωση ύπαρξης τοίχων και στους δύο ορόφους και την περίπτωση ύπαρξης τοίχων μόνο στον δεύτερο όροφο. Κατά την προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων θεωρήθηκε ότι η θέση όλων των τοίχων συμπίπτει με αυτή των δοκών. Οι εσωτερικοί τοίχοι έχουν πάχος 10 cm και οι εξωτερικοί 20 cm. Στην συνέχεια παρατίθεται η κάτοψη τυπικού ορόφου, η οποία ισχύει χωρίς καμία αλλαγή και για τους δύο ορόφους. Στην κάτοψη παρουσιάζεται η διαμόρφωση των φερόντων

στοιχείων του κτιρίου. Το τυπικό ύψος ορόφου ισούται με 4.08 m και το πάχος της πλάκας 0.17m. Η διατομή των εσωτερικών δοκών έχει διαστάσεις 250x600 mm και των περιμετρικών 250x550 mm. Επίσης, τα υποστυλώματα Κ1, Κ2, Κ5, Κ7 & Κ9 έχουν διαστάσεις 51x51 cm και τα υποστυλώματα Κ3, Κ4, Κ6, Κ8 & Κ10 29x116 cm. Ακόμη, στον πιν.2.1 δίνονται οι διαστάσεις και η θέση των ανοιγμάτων για τις περιπτώσεις όπου στο προσομοίωμα προστίθενται και οι τοιχοπληρώσεις.

### ΤΥΠΙΚΗ ΚΑΤΟΨΗ ΟΡΟΦΟΥ



Σχήμα 3.1: Κάτοψη τυπικού ορόφου κτιρίου

Τοίχος	Είδος ανοίγματος	Διαστάσεις ανοίγματος		Θέση ανοίγματος
		Μήκος(m)	Πλάτος(m)	
K1-K2	παράθυρο	1.30	1.20	κέντρο
K3-K4	πόρτα	2.20	1.50	κέντρο
K4-K7	πόρτα	2.20	1.30	κέντρο
K7-K10	πόρτα	2.20	2.00	κέντρο
K10-K9	πόρτα	2.20	1.50	κέντρο
K9-K8	πόρτα	2.20	1.30	κέντρο
K8-K5	παράθυρο	1.30	1.50	κέντρο
K5-K1	παράθυρο	1.30	0.90	κέντρο
K5-K6	πόρτα	2.20	0.80	κέντρο
K6-K2	πόρτα	2.20	0.80	κέντρο
K6-K7	πόρτα	2.20	0.80	κέντρο
K6-K9	πόρτα	2.20	0.80	κέντρο

Πίνακας 3.1: Στοιχεία ανοιγμάτων κτιρίου

### ✓ Οπλισμός στοιχείων

Τα υποστυλώματα K1, K2, K5, K7 & K9 φέρουν συνολικό κατακόρυφο οπλισμό 4Φ20 (1Φ20 σε κάθε γωνία) και τα υποστυλώματα K3, K4, K6, K8 & K10 φέρουν 3Φ20 σε κάθε μικρή πλευρά και 5Φ8 σε κάθε μεγάλη πλευρά. Ακόμη, όλα τα υποστυλώματα έχουν ορθογωνικούς συνδετήρες Φ8/200.

Οι περιμετρικές δοκοί οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 5Φ16 στα ανοίγματα, από τα οποία τα 2Φ16 κάμπτονται στις στηρίξεις. Οι εσωτερικοί δοκοί οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ20 στα ανοίγματα από τα οποία τα 2Φ20 κάμπτονται στις στηρίξεις. Στο πάνω πέλμα όλων των δοκών υπάρχει οπλισμός 2Φ10, που δεν συμμετέχει στην ανάληψη ροπής στις παρειές στήριξης, λόγω ανεπαρκούς ακύρωσης. Επιπλέον, όλες οι δοκοί διαθέτουν ορθογωνικούς συνδετήρες Φ8/250.

Οι πλάκες είναι οπλισμένες σε δύο διευθύνσεις με Φ10/120 και δεν θα ελεγχθούν στην παρούσα εργασία.

### ✓ Φορτία

Επί των πλακών υπάρχει φορτίο από επίστρωση ίσο με  $1.2 \text{ KN/m}^2$ . Για τον πρώτο όροφο το ωφέλιμο φορτία λαμβάνεται ίσο με  $2.00 \text{ KN/m}^2$  για την πλάκα και  $5.00 \text{ KN/m}^2$  για τους προβόλους. Ακόμη, στις περιμετρικές δοκούς λαμβάνεται φορτίο τοιχοπληρώσεων  $6.35 \text{ KN/m}$  και στις τις εσωτερικές  $4.75 \text{ KN/m}$ . Στον δεύτερο όροφο το ωφέλιμο φορτίο λαμβάνεται μηδενικό, καθώς θεωρείται μη βατός, ενώ στις περιμετρικές δοκούς λαμβάνεται φορτίο ίσο με  $4.32 \text{ KN/m}$  λόγω ύπαρξης στηθαιού από μπατική τοιχοποιία ύψους  $1.20 \text{ m}$ .

### ✓ Υλικά

Η αντοχή του σκυροδέματος έχει εκτιμηθεί με ικανοποιητική Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων και οι αντιπροσωπευτικές τιμές έχουν προκύψει.  $f_{cm} = 20 \text{ MPa}$  και χαρακτηριστική  $f_{cm} - s = 15 \text{ MPa}$ , ενώ ο χάλυβας είναι S400.

### ✓ Άλλα απαραίτητα στοιχεία

Το υπό μελέτη κτίριο έχει κατασκευαστεί το 1980.

Κατηγορία σπουδαιότητας κτιρίου: Σ3

Κατηγορία εδάφους: B

Μελετάται για ζώνες σεισμικότητας II ( $0.24g$ ) και III ( $0.36g$ ) και για στάθμες επιτελεσματικότητας B και Γ.

Δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία

## 4. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΜΕΘΟΔΩΝ

### 4.1 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΠΕ. ΝΕΟΖΗΛΑΝΔΙΚΗ ΠΡΟΤΑΣΗΣ

Στην παρούσα εργασία υπολογίζεται η τιμή αντοχής της τέμνουσας βάσης  $V_{R,B}$  σύμφωνα με τον 2<sup>ο</sup> τρόπο που ορίζει η μέθοδος. Γίνεται υπολογισμός των τεμνουσών βάσης κατά τις δύο διευθύνσεις X και Y όλων των υποστυλωμάτων του πρώτου ορόφου, καθώς αποτελεί τον κρίσιμο όροφο της κατασκευής. Για τον υπολογισμό των  $V_{R,i}$  γίνεται αρχικά έλεγχος του τύπου αστοχίας (κάμψη ή διάτμηση) των κατακόρυφων μελών.

Η τιμή της διατμητικής αντοχής υποστυλώματος λόγω των ροπών που αναπτύσσονται στα άκρα του δίνεται από τον τύπο:  $V_{Mu,i} = \frac{M_R^G + M_R^K}{L_{καθ.}}$  ( $= \frac{M_R}{L_s}$ , όπου  $L_s \cong \frac{L_{καθ.}}{2}$ )

Η τιμή της «κανονικής» διατμητικής αντοχής υποστυλώματος δίνεται από την σχέση:  $V_{u,i} = \min(V_{Rd2}, V_{Rd3})$ , όπου  $V_{Rd2}$  η τιμή αντοχής του διατμητικού οπλισμού σε λοξό εφελκυσμό και  $V_{Rd3}$  η τιμή αντοχής του σκυροδέματος σε λοξή θλίψη. Τελικά,  $V_{Ri} = \min(V_{u,i}, V_{Mu,i})$ .

Η συνολική τέμνουσα υπολογίζεται από την σχέση:  $V_{R,B} = \lambda \sum V_{R,i}$ . Ο μειωτικός συντελεστής λ αποσκοπεί στην μείωση της αβεβαιότητας της μη συντηρητικής παραδοχής για την συνολική

τέμνουσα βάσης και παίρνει τιμές από 0,7 έως 0,9 ανάλογα με το πλήθος των τοιχωμάτων (επιλέγεται  $\lambda=0,75$ ). Έπειτα, υπολογίζεται η βασική ιδιοπερίοδος της κατασκευής από την προσεγγιστική σχέση  $T = 0,075H^{2/3}$ , όπου H το ύψος του κτιρίου, προκειμένου να υπολογιστεί από το φάσμα απαίτησης του ΕΑΚ η τιμή της  $V_{B,απαιτ.}$ . Τέλος, υπολογίζεται ο λόγος  $q_{απαιτ} = \frac{V_{B,απαιτ.}}{V_{R,B}}$  και συγκρίνεται με την τιμή του  $q_{διαθ.}$ . Το  $q_{διαθ.}$  σύμφωνα με τον πιν. Σ4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [1] παίρνει τιμή 1,7. Στη συνέχεια δίνεται συγκεντρωτικός πίνακας με τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την εφαρμογή της Νεοζηλανδικής μεθόδου.

Υποστώ λωμα	N(G+0.3Q) (KN)	VMUi(KN)		VUi(KN)		VRi(KN)		Είδος αστοχίας	
		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
<b>K1</b>	151.92	67.65	67.65	101.86	101.86	67.65	67.65	καμπτική	καμπτική
<b>K2</b>	215.67	82.67	82.67	104.48	104.48	82.67	82.67	καμπτική	καμπτική
<b>K3</b>	303.15	60.79	221.08	79.7	210.61	60.79	210.61	καμπτική	διατμητική
<b>K4</b>	391.82	198.98	71.85	305.05	178.8	198.98	71.85	καμπτική	καμπτική
<b>K5</b>	333.06	97.7	97.7	181.77	181.77	97.7	97.7	καμπτική	καμπτική
<b>K6</b>	737.41	88.44	243.2	221.73	349.98	88.44	243.2	καμπτική	καμπτική
<b>K7</b>	586.03	112.74	112.74	213.03	213.03	112.74	112.74	καμπτική	καμπτική
<b>K8</b>	315.69	221.08	60.79	214.94	83.55	214.94	60.79	διατμητική	καμπτική
<b>K9</b>	616.34	120.25	120.25	216.79	216.79	120.25	120.25	καμπτική	καμπτική
<b>K10</b>	424.54	77.38	176.87	185.76	309.31	77.38	176.87	καμπτική	καμπτική

Πίνακας 4.1.1: Αποτελέσματα Νεοζηλανδικής μεθόδου

$$V_{R,B}^x = \lambda \sum V_{R,i}^x = 0.75 * 1121.54 = 841.16 \text{ (KN)}$$

$$V_{R,B}^y = \lambda \sum V_{R,i}^y = 0.75 * 1244.33 = 933.25 \text{ (KN)}$$

$$T = 0.075H^{3/4} = 0.075 * 8.16^{3/4} = 0.36 \text{ (sec)}$$

Από τα φάσματα του ΕΑΚ2000 [2] για κατηγορία εδάφους Β προκύπτει:

$$T_1 = 0,15 \text{ (sec)}, T_{12} = 0,60 \text{ (sec)} \quad \eta = \theta = q = 1, \quad \beta_0 = 2.5$$

Για σπουδαιότητα κτιρίου Σ3:  $\gamma_1 = 1.15$

- ζώνη σεισμικότητας II :  $\Phi_d = \gamma_1 2.5 \alpha g = 1.15 * 2.5 * 0.24 g = 0.69 g$

$$V_{B,απαιτ.} = \Phi_d m = 0.69 g \frac{3703.75}{g} = 2556 \text{ (KN)}$$

- ζώνη σεισμικότητας III :  $\Phi_d = \gamma_1 2.5 \alpha g = 1.15 * 2.5 * 0.36 g = 1.035 g$

$$V_{B,απαιτ.} = \Phi_d m = 1.035 g \frac{3703.75}{g} = 3833.38 \text{ (KN)}$$

Ζώνη σεισμικότητας II (0,24g)					
Διεύθυνση X			Διεύθυνση Y		
$q_{\text{απαιτ}}$	$q_{\text{διαθ}}$	βαθμός ανεπάρκειας	$q_{\text{απαιτ}}$	$q_{\text{διαθ}}$	βαθμός ανεπάρκειας
3	1.7	1.8	2.74	1.7	1.6

Πίνακας 4.1.2: Έλεγχος  $q_{\text{απαιτ}}$  και  $q_{\text{διαθ}}$  για ζώνη σεισμικότητας II

Ζώνη σεισμικότητας III (0,36g)					
Διεύθυνση X			Διεύθυνση Y		
$q_{\text{απαιτ}}$	$q_{\text{διαθ}}$	βαθμός ανεπάρκειας	$q_{\text{απαιτ}}$	$q_{\text{διαθ}}$	βαθμός ανεπάρκειας
4.56	1.7	2.68	4.11	1.7	2.42

Πίνακας 4.1.3: Έλεγχος  $q_{\text{απαιτ}}$  και  $q_{\text{διαθ}}$  για ζώνη σεισμικότητας III

#### 4.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΗ ΙΑΠΩΝΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

Στην παρούσα εργασία επιλέγεται να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής με προσαρμογή του Β' επιπέδου ελέγχου της προσεγγιστικής Ιαπωνικής μεθόδου. Σύμφωνα με το 2<sup>ο</sup> επίπεδο ελέγχου η τιμή της τέμνουσας αντοχής ορόφου δίνεται από την σχέση:  $V_R^{OP} = \sqrt{\sum M_i V_{Ri}}$ , όπου  $V_{Ri}$  οι τιμές της μέγιστης τέμνουσας βάσης των κατακόρυφων μελών, όπως υπολογίστηκαν παραπάνω στην τροποποιημένη κατά ΚΑΝ.ΠΕ. Νεοζηλανδική Πρόταση και  $m_i$  οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς κάθε υποστυλώματος για δεδομένη διεύθυνση και στάθμη επιτελεστικότητα. Οι τιμές των  $m_i$  υπολογίζονται από τις σχέσεις:

– Για στάθμη επιτελεστικότητας Β (Σημαντικές Βλάβες):  $m_B = 0.5 \frac{\theta_u + \theta_y}{\gamma_{Rd} \theta_y}$ ,  $\gamma_{Rd} = 1.5$

– Για στάθμη επιτελεστικότητας Γ (Οιονεί Κατάρρευση):  $m_\Gamma = \frac{\theta_u}{\gamma_{Rd} \theta_y}$

Οι τιμές των  $\theta_u$  (γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία) και  $\theta_y$  (γωνίας στροφής χορδής στην διαρροή) υπολογίζονται σύμφωνα με δ7 ΚΑΝ.ΕΠΕ.[1]

Δημιουργούνται 3 κατηγορίες κατακόρυφων στοιχείων:

1<sup>η</sup>: όσα έχουν  $m_i = 1.0$  (στοιχεία που αστοχούν σε διάτμηση)

2<sup>η</sup>: όσα έχουν  $m_i = 1.0$  έως 2.0

3<sup>η</sup>: όσα έχουν  $m_i > 2.0$

- Για στάθμη επιτελεστικότητας Β (Σημαντικές Βλάβες):

Διεύθυνση X				Διεύθυνση Y			
Υποστύλωμα	$m_i$	$V_{Ri}$	$V_{Ri} * m_i$	Υποστύλωμα	$m_i$	$V_{Ri}$	$V_{Ri} * m_i$
<b>K8</b>	1	214.94	214.94	<b>K1</b>	1	210.61	210.61
$\sum m_i V_{Ri}$		214.94		$\sum m_i V_{Ri}$		210.61	
<b>K3</b>	1.48	60.79	89.97	<b>K5</b>	1.94	97.7	189.54
<b>K5</b>	1.94	97.7	189.54	<b>K6</b>	1.98	243.2	481.54
<b>K6</b>	1.30	88.44	114.97	<b>K7</b>	1.77	112.74	199.55
<b>K7</b>	1.77	112.74	199.55	<b>K8</b>	1.47	60.79	89.36
<b>K9</b>	1.75	120.25	210.44	<b>K9</b>	1.75	120.25	210.04
<b>K10</b>	1.42	77.38	109.88	$\sum m_i V_{Ri}$		1170.03	
$\sum m_i V_{Ri}$		914.35		<b>K1</b>	2.09	67.65	141.39
<b>K1</b>	2.09	67.65	141.39	<b>K2</b>	2.03	82.67	167.82
<b>K2</b>	2.03	82.67	167.82	<b>K4</b>	2.05	71.85	147.29
<b>K4</b>	2.15	198.98	427.81	<b>K10</b>	2.13	176.87	376.73
$\sum m_i V_{Ri}$		737.02		$\sum m_i V_{Ri}$		833.23	

$$S_D = 1 - 0.05g_1 = 1 - 0 * 1 = 1.0 \text{ (συντελεστής δομικής μορφολογίας)}$$

$$T = 0.8 \text{ (συντελεστής φθοράς)}$$

$$V_{R,x} = \sqrt{\sum (m_i V_{Ri})^2} = \sqrt{(214.94)^2 + (914.35)^2 + (737.02)^2} = 1193.92 \text{ (KN)}$$

$$V_{R,x,τελικο} = V_R S_D T = 919.89 * 1.0 * 0.8 = 955.14 \text{ (KN)}$$

$$V_{R,y} = \sqrt{\sum (m_i V_{Ri})^2} = \sqrt{(210.61)^2 + (1170.03)^2 + (833.23)^2} = 2107.6 \text{ (KN)}$$

$$V_{R,y,τελικο} = V_R S_D T = 2107.6 * 1.0 * 0.8 = 1686.08 \text{ (KN)}$$

- Για στάθμη επιτελεστικότητα Γ (Οιονεί κατάρρευση):

Διεύθυνση X				Διεύθυνση Y			
Υποστύλωμα	$m_i$	$V_{Ri}$	$V_{Ri} * m_i$	Υποστύλωμα	$m_i$	$V_{Ri}$	$V_{Ri} * m_i$
<b>K8</b>	1	214.94	214.94	<b>K3</b>	1	210.61	210.61
$\sum m_i V_{Ri}$	214.94			$\sum m_i V_{Ri}$	210.61		
<b>K6</b>	1.94	88.44	171.57	<b>K1</b>	3.51	67.65	237.45
$\sum m_i V_{Ri}$	171.57			<b>K2</b>	3.40	82.67	281.08
<b>K1</b>	3.51	67.65	237.45	<b>K4</b>	3.43	71.85	246.45
<b>K2</b>	3.40	82.67	281.08	<b>K5</b>	3.21	97.7	313.62
<b>K3</b>	2.28	60.79	138.6	<b>K6</b>	3.30	243.2	802.56
<b>K4</b>	3.63	198.98	722.3	<b>K7</b>	2.87	112.74	323.56
<b>K5</b>	3.21	97.7	313.62	<b>K8</b>	2.27	60.79	137.99
<b>K7</b>	2.87	112.74	323.56	<b>K9</b>	2.83	120.25	340.31
<b>K9</b>	2.83	120.25	340.31	<b>K10</b>	3.60	176.87	636.73
<b>K10</b>	2.18	77.38	168.69				
$\sum m_i V_{Ri}$	210.61			$\sum m_i V_{Ri}$	3319.75		

Πίνακας 4.2.2: Αποτελέσματα Ιαπωνικής μεθόδου για στάθμη επιτελεστικότητας Γ

$$V_{R,x} = \sqrt{\sum (m_i V_{Ri})^2} = \sqrt{(214.94)^2 + (171.57)^2 + (2525.61)^2} = 2540.54 \text{ (KN)}$$

$$V_{R,x,τελικο} = V_R S_D T = 2540.54 * 1.0 * 0.8 = 2032.43 \text{ (KN)}$$

$$V_{R,y} = \sqrt{\sum (m_i V_{Ri})^2} = \sqrt{(210.61)^2 + (0)^2 + (3319.75)^2} = 3326.42 \text{ (KN)}$$

$$V_{R,y,τελικο} = V_R S_D T = 3326.42 * 1.0 * 0.8 = 2661.14 \text{ (KN)}$$

Η τιμή της ελαστικής τέμνουσας βάσης που αναπτύσσεται  $V_{sd,ελ}^{op}$  προκύπτει όπως περιεγράφηκε παραπάνω στην τροποποιημένη κατά ΚΑΝ.ΠΕ. Νεοζηλανδική Πρόταση.

Σύγκριση  $V_{R,τελικο}$  και  $V_{sd,ελ}^{op}$  :



- Για στάθμη επιτελεστικότητας Β (Σημαντικές Βλάβες):

Ζώνη σεισμικότητας II (0,24g)					
Διεύθυνση X			Διεύθυνση Y		
$V_{sd,ελ}^{op}$ (KN)	$V_{R,τελικο}$ (KN)	βαθμός ανεπάρκειας	$V_{sd,ελ}^{op}$ (KN)	$V_{R,τελικο}$ (KN)	βαθμός ανεπάρκειας
2556	955.14	2.67	2556	1686.08	1.52
Ζώνη σεισμικότητας III (0,36g)					
Διεύθυνση X			Διεύθυνση Y		
$V_{sd,ελ}^{op}$ (KN)	$V_{R,τελικο}$ (KN)	βαθμός ανεπάρκειας	$V_{sd,ελ}^{op}$ (KN)	$V_{R,τελικο}$ (KN)	βαθμός ανεπάρκειας
3833.4	955.14	4.01	3833.4	1686.08	2.27

Πίνακας 4.2.3: Σύγκριση  $V_{R,τελικο}$  και  $V_{sd,ελ}^{op}$  για στάθμη επιτελεστικότητας Β

- Για στάθμη επιτελεστικότητας Γ (Οιονεί κατάρρευση):

Ζώνη σεισμικότητας II (0,24g)					
Διεύθυνση X			Διεύθυνση Y		
$V_{sd,ελ}^{op}$ (KN)	$V_{R,τελικο}$ (KN)	βαθμός ανεπάρκειας	$V_{sd,ελ}^{op}$ (KN)	$V_{R,τελικο}$ (KN)	επάρκεια
2556	2032.43	1.26	2556	2661.14	0.96
Ζώνη σεισμικότητας III (0,36g)					
Διεύθυνση X			Διεύθυνση Y		
$V_{sd,ελ}^{op}$ (KN)	$V_{R,τελικο}$ (KN)	βαθμός ανεπάρκειας	$V_{sd,ελ}^{op}$ (KN)	$V_{R,τελικο}$ (KN)	βαθμός ανεπάρκειας
3833.4	2032.43	1.89	3833.4	2661.14	1.44

Πίνακας 4.2.4: Σύγκριση  $V_{R,τελικο}$  και  $V_{sd,ελ}^{op}$  για στάθμη επιτελεστικότητας Γ

#### 4.3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΕΛΥΣΗΣ (PUSHOVER)

Στο υπό μελέτη κτίριο όλα τα δομικά στοιχεία θεωρούνται πρωτεύοντα. Ακόμη, η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Επομένως, η στατική ανελαστική ανάλυση δεν συνοδεύεται από συμπληρωματική ελαστική δυναμική ανάλυση. Σύμφωνα με την φασματική ανάλυση η ιδιοπερίοδος της κατασκευής προκύπτει:

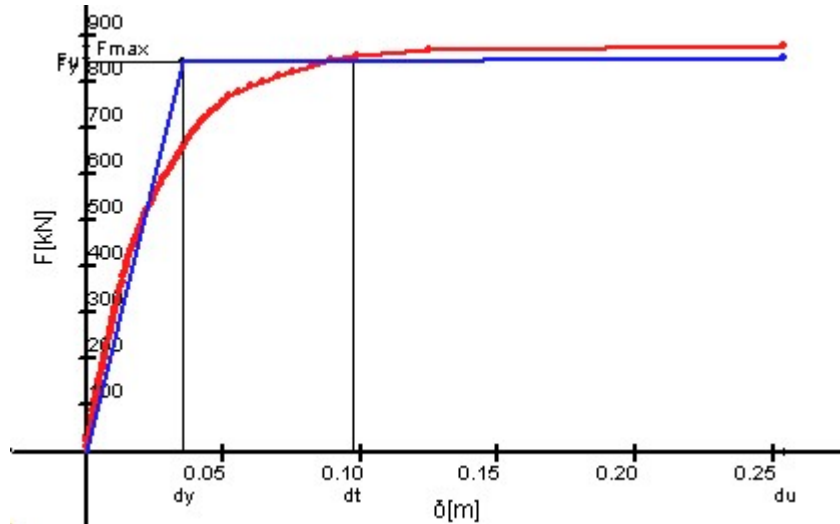
- Για ζώνη σεισμικότητας II:  $T_x = 0.52sec$  και  $T_y = 0.59sec$
- Για ζώνη σεισμικότητας III:  $T_x = 0.51sec$  και  $T_y = 0.57sec$

Η στατική ανελαστική ανάλυση πραγματοποιείται από το πρόγραμμα για δύο διαφορετικούς τρόπους κατανομής της οριζόντιας φόρτισης στις στάθμες (τριγωνική και ορθογωνική). Επίσης, επειδή η στατική ανελαστική ανάλυση δεν είναι γραμμική και δεν είναι δυνατό να γίνει επαλληλία των αποτελεσμάτων, γίνεται ανάλυση για όλους τους δυνατούς συνδυασμούς για τις δύο διευθύνσεις του σεισμού ( $\pm X, \pm Y, X + 0.3Y, Y + 0.3X, -X - 0.3Y, -Y - 0.3X$ ). Έτσι, προκύπτουν συνολικά 16 συνδυασμοί φόρτισης. Για κάθε έναν από αυτούς τους συνδυασμούς παράγεται διάγραμμα δύναμης - στοχευόμενης μετατόπισης το οποίο έχει την μορφή του Σχ.4.3.1.

Η στοχευόμενη μετατόπιση  $\delta_\tau$  υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση (KAN.EΠΕ. Σ5.6):  $\delta_\tau = C_0 C_1 C_2 C_3 \left(\frac{T_e^2}{4\pi^2}\right) S_{e(T)}$ , όπου  $C_0, C_1, C_2, C_3$  είναι διορθωτικοί συντελεστές και  $S_{e(T)}$  η φασματική επιτάχυνση που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο  $T_e$  και υπολογίζεται από το ελαστικό φάσμα απόκρισης του σεισμού σχεδιασμού.



Η καμπύλη ικανότητας παρέχει σημαντικές πληροφορίες για τα χαρακτηριστικά της συμπεριφοράς του κτιρίου. Η στοχευόμενη μετατόπιση αντιπροσωπεύει την απαίτηση σε μετακίνηση της κατασκευής για τον αντίστοιχο σεισμό σχεδιασμού. Η κατασκευή πληροί τους στόχους αποτίμησης όταν η τιμή της  $\delta_T$  είναι μικρότερη από αυτή της  $\delta_u$ .



Σχήμα 4.3.1 Διάγραμμα δύναμης- στοχευόμενης μετατόπισης

Σύμφωνα με τα διαγράμματα δύναμης - στοχευόμενης μετατόπισης που προκύπτουν καμία από τις τρεις περιπτώσεις των κτιρίων που μελετώνται δεν πληροί τους στόχους αποτίμησης για όλους τους δυνατούς συνδυασμούς οριζόντιας φόρτισης, ανεξαρτήτως της στάθμης επιτελεσματικότητας. Ακόμη, για τις περιπτώσεις των τοιχοπληρώσεων προκύπτει ψαθυρή αστοχία των τοίχων, όπως αναμενόταν, καθώς είναι άοπλοι και με απλή περιμετρική επαφή.

Επιπλέον, για τα στοιχεία που αστοχούν δίνονται από το πρόγραμμα οι τιμές της επιτρεπόμενης γωνίας στροφής του κάθε στοιχείου και αυτής που τελικά αναπτύσσεται. Με βάση τις τιμές αυτές προκύπτουν τα ακόλουθα συμπεράσματα:

Ο όροφος με τον μεγαλύτερο αριθμό στοιχείων που αστοχούν αλλά και που τα στοιχεία του εμφανίζουν τον μεγαλύτερο βαθμό ανεπάρκειας είναι το ισόγειο. Ο ελάχιστος αριθμός κατακόρυφων στοιχείων που αστοχούν είναι έξι. Ακόμη, στην περίπτωση του κτιρίου με τοιχοπληρώσεις μόνο στον δεύτερο όροφο και για ζώνη σεισμικότητας III και στάθμη επιτελεσματικότητας B αστοχούν σε κάμψη όλα τα υποστυλώματα. Επιπλέον, παρατηρείται πως στις περισσότερες περιπτώσεις το υποστύλωμα που παρουσιάζει τον μεγαλύτερο βαθμό ανεπάρκειας είναι το Κ6. Κατά την σύγκριση του κτιρίου χωρίς καθόλου τοιχοπληρώσεις, του κτιρίου που διαθέτει τοιχοπληρώσεις και στους δύο ορόφους και του κτιρίου με τοιχοπληρώσεις μόνο στον δεύτερο όροφο συμπεραίνεται πως οι μεγαλύτεροι βαθμοί ανεπάρκειας παρουσιάζονται για την περίπτωση του κτιρίου με τοιχοπληρώσεις μόνο στον δεύτερο όροφο. Επίσης, παρατηρείται σημαντική μείωση των βαθμών ανεπάρκειας των στοιχείων στην περίπτωση του κτιρίου με τοιχοπληρώσεις και στους δύο ορόφους. Τέλος, για όλα τα κτίρια παρατηρείται μεγάλη αύξηση των ανεπαρκειών για ζώνη σεισμικότητας III σε σύγκριση με αυτές που προκύπτουν για ζώνη II. Επίσης, μεγαλύτερες ανεπάρκειες παρουσιάζουν και τα κτίρια τα οποία μελετώνται για στάθμη επιτελεσματικότητας B σε σύγκριση με αυτά που μελετώνται για στάθμη επιτελεσματικότητας Γ.

## 5.ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- ❖ Τόσο από τις προσεγγιστικές, όσο και από την αναλυτική μέθοδο που χρησιμοποιήθηκε για την αποτίμηση του κτιρίου προκύπτουν σημαντικές ανεπάρκειες για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας και ζώνες σεισμικότητας για τις οποίες μελετήθηκε το κτίριο. Ακόμη, όπως είναι αναμενόμενο οι ανεπάρκειες που προέκυψαν για ζώνη σεισμικότητας ΙΙΙ είναι πολύ μεγαλύτερες από αυτές που προέκυψαν για ζώνη σεισμικότητας ΙΙ. Επίσης, μεγαλύτερες είναι και οι ανεπάρκειες για στάθμη επιτελεστικότητας Β σε σύγκριση με τις ανεπάρκειες για στάθμη Γ.
- ❖ Το ισόγειο παρουσιάζει τον μεγαλύτερο βαθμό ανεπαρκειών σε σύγκριση με τον όροφο.
- ❖ Όσον αφορά την συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων στον βαθμό επάρκειας του κτιρίου συμπεραίνεται ότι όταν υπάρχουν τοιχοπληρώσεις και στους δύο ορόφους οι βαθμοί επάρκειας μειώνονται σημαντικά. Αντίθετα, η υπέρξη τοιχοπληρώσεων μόνο στον δεύτερο όροφο (pilotis) οδηγεί σε σημαντική αύξηση των ανεπαρκειών του κτιρίου.

## 6.ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013

[2] Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός ΕΑΚ 2000

[3] Παραδείγματα από το Βασιλικό διάταγμα του 1959 έως τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. του 2012, Εκδόσεις 3DR