

## ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

### ΚΕΦΑΛΑ ΠΑΝΑΓΙΩΤΑ

#### Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας αποτελεί η μελέτη κατασκευής διώροφου κτιρίου με βάση τους αντισεισμικούς κανονισμούς του 1959, 1984 και ΕΑΚ. Στη συνέχεια έγινε αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής για απαίτηση στάθμης επιτελεστικότητας Β, εφαρμόζοντας τον ΚΑΝ.ΕΠΕ και χρησιμοποιώντας τη μέθοδο ανελαστικής στατικής ανάλυσης (Μέθοδος Pushover ) και της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης με την μέθοδο των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας (Μέθοδος m) κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. Για τη διαστασιολόγηση και την αποτίμηση της Φέρουσας Ικανότητας έγινε χρήση του λογισμικού Scada Pro15.

#### 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

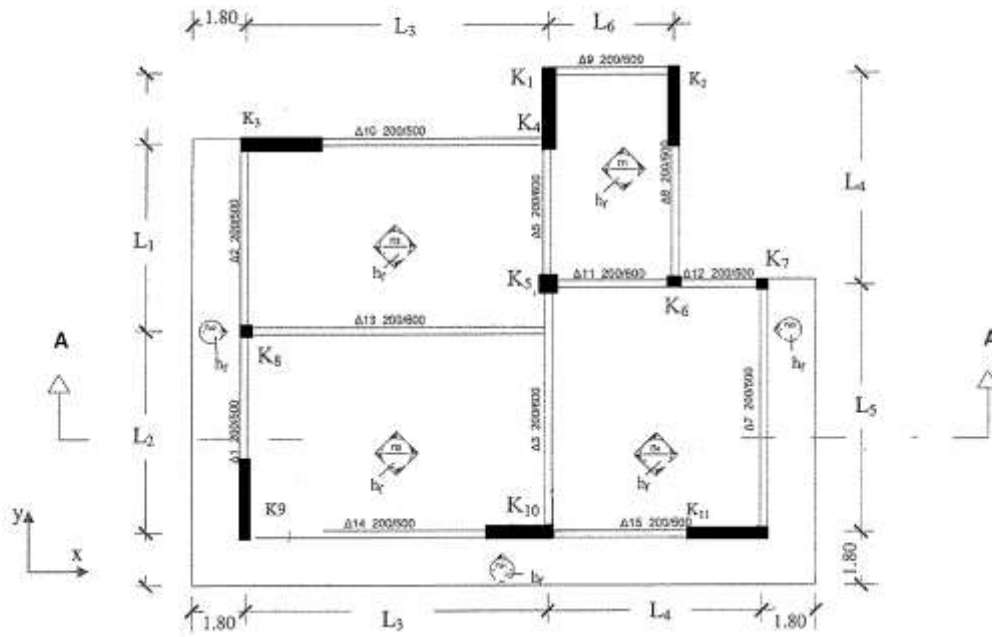
Σκοπός της αποτίμησης υφιστάμενου δομήματος είναι η εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητας του και ο έλεγχος ικανοποίησης των ελάχιστων υποχρεωτικών απαιτήσεων που επιβάλλονται από τους ισχύοντες Κανονισμούς. Για τις ανάγκες της εργασίας θεωρήθηκε ότι για την κατασκευή του φορέα έχει εφαρμοσθεί με ακρίβεια η στατική μελέτη και, συνεπώς, η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων είναι ικανοποιητική. Όσον αφορά τη διάκριση των στοιχείων σε «κύρια» (ή πρωτεύοντα) και «δευτερεύοντα», στην παρούσα εργασία όλα τα στοιχεία του φορέα θεωρήθηκαν πρωτεύοντα. Σημειώνεται ότι ως «κύρια» εν γένει χαρακτηρίζονται τα στοιχεία ή οι επιμέρους φορείς που συμβάλλουν στην αντοχή και ευστάθεια του κτιρίου υπό σεισμικά φορτία. Τα υπόλοιπα φέροντα στοιχεία ή επιμέρους φορείς χαρακτηρίζονται ως δευτερεύοντα.

Το διώροφο κτίριο που επιλέχθηκε διαστασιολογήθηκε μέσω του προγράμματος σύμφωνα με τον Κανονισμό Σκυροδέματος του 1954 και τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1985 και τον σύγχρονο Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ). Το κτίριο σχεδιάστηκε, σε περιοχή με σεισμική επιτάχυνση 0,16 g (π.χ. Πάτρα), ως σύνηθες κτίριο (κατηγορία σπουδαιότητας ΙΙ). Στη συνέχεια, πραγματοποιήθηκε αποτίμησή του με τη μέθοδο της μη γραμμικής ανάλυσης με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ και μελετήθηκε η συμπεριφορά του για τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας: Α (DL-Περιορισμένες βλάβες), Β (SD-Σημαντικές βλάβες) και Γ (NC-Οιονεί κατάρρευση).

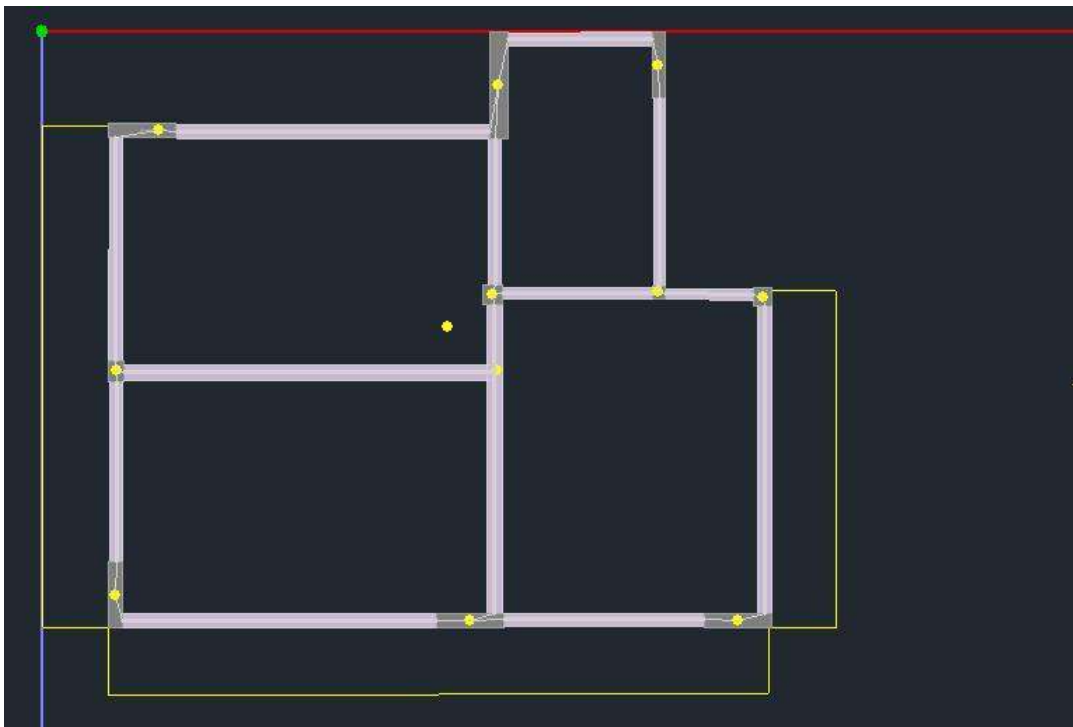
#### 2. ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΦΟΡΕΑ-ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ

Ο ξυλότυπος του τυπικού ορόφου του κτιρίου απεικονίζεται στο Σχήμα 1.

**ΚΤΙΡΙΟ Γ**



Σχήμα 2.1: Ξυλότυπος κτιρίου

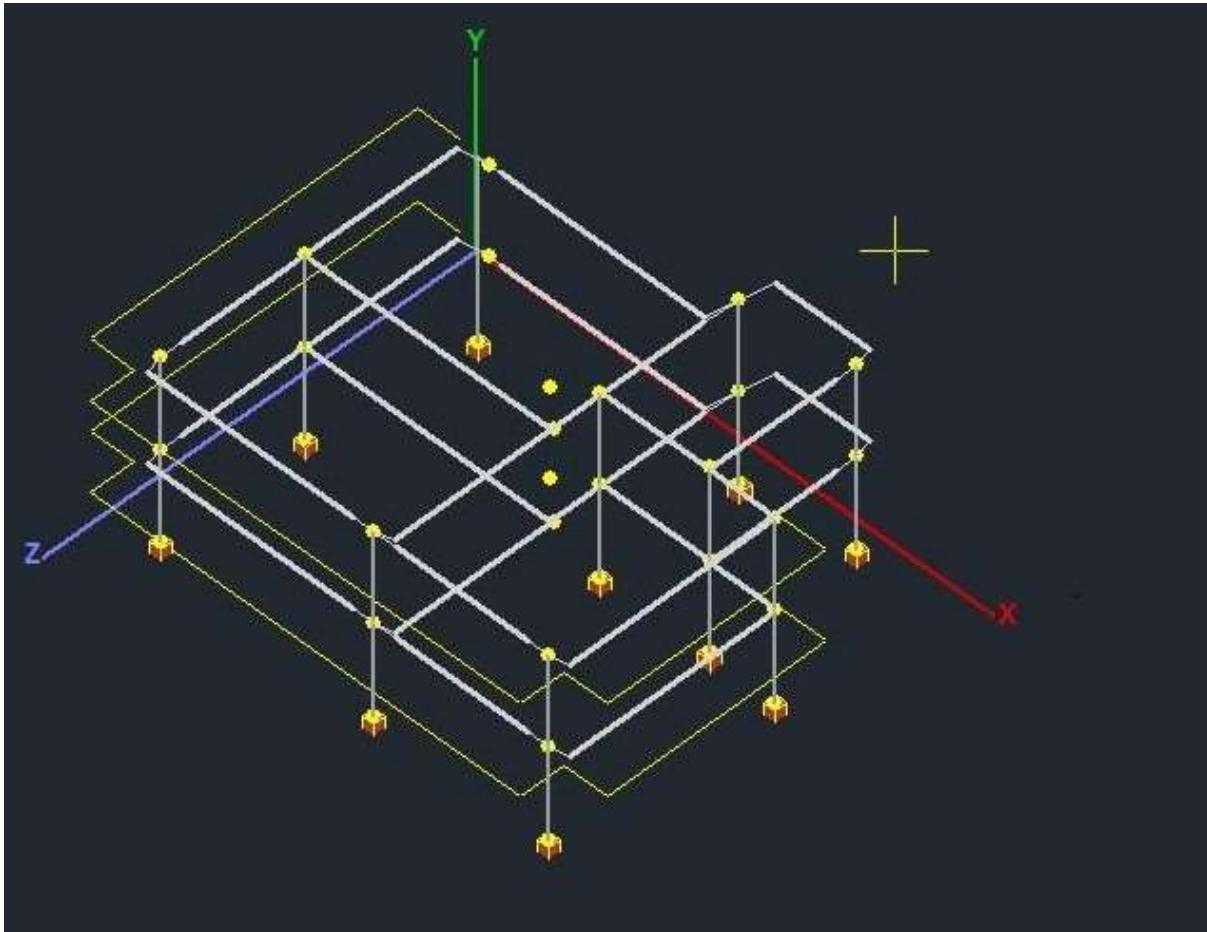


Σχήμα 2.2: Κάτοψη Κτιρίου

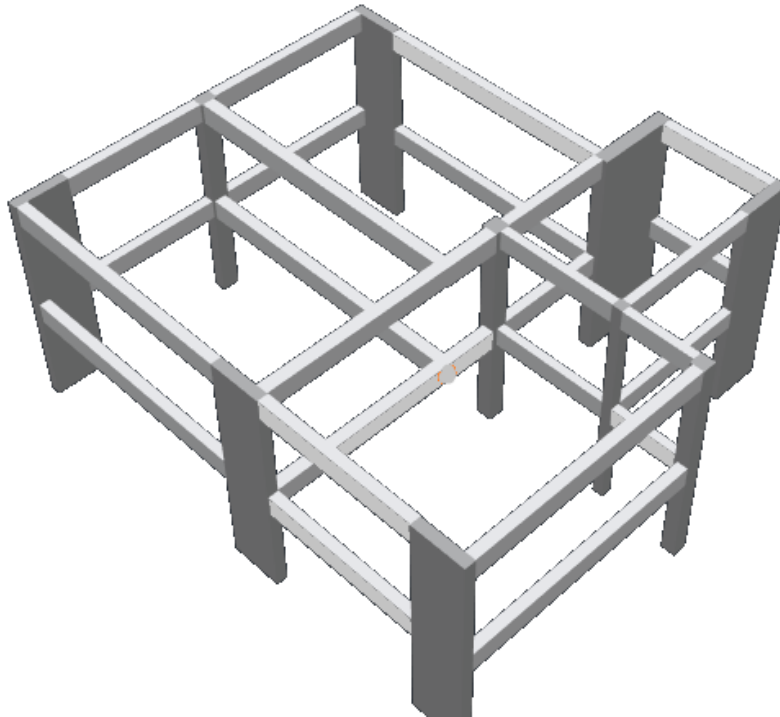
Το κτίριο θεωρείται ότι βρίσκεται σε περιοχή ζώνης σεισμικότητας II, με κατηγορία εδάφους B και σπουδαιότητα συνήθη. Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν είναι:

- Σκυρόδεμα κατηγορίας C16/20
- Χάλυβας κατηγορίας S400 [4]

Το ύψος κάθε ορόφου είναι 3.20 m. Τα τοιχεία έχουν διαστάσεις 1.5/0.3 m και οι δοκοί 0.3/0.55 m. Το πάχος των πλακών είναι  $h=15\text{cm}$  και είναι οπλισμένες σε δύο διευθύνσεις με  $\Phi 8/150$ . Επί των πλακών υπάρχει φορτίο από επίστρωση ίσο με  $1.5\text{ KN/m}^2$ , ενώ το δώμα θεωρείται μη βατό. Περιμετρικά σε κάθε όροφο υπάρχει μπατική τοιχοποιία με εκτιμώμενο φαινόμενο βάρος  $3.6\text{ KN/m}^2$  επιφάνειας όψης και εσωτερικά, κάτω από κάθε (εσωτερική) δοκό, δρομική τοιχοποιία με φαινόμενο βάρος  $2.1\text{ KN/m}^2$ . Στις περιμετρικές δοκούς της οροφής η μπατική τοιχοποιία είναι ύψους 1.20 m.



Σχήμα 2.3: Μαθηματικό μοντέλο ισογείου και ορόφου



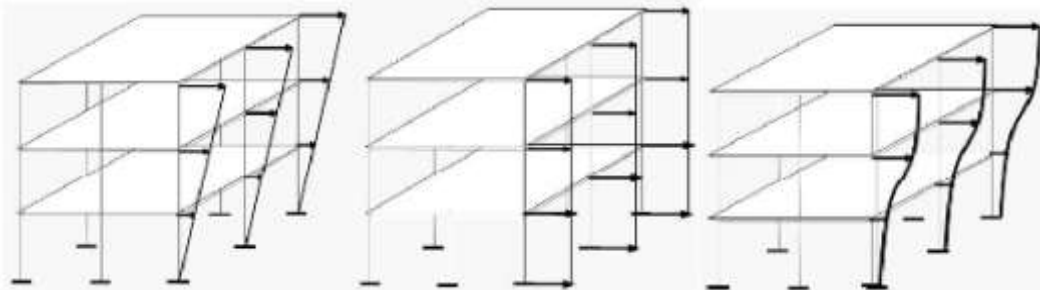
Σχήμα 2.4: Τρισδιάστατη μορφή φορέα

### 3. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΘΕΩΡΙΑΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

#### 3.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (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 στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση και η σύγκριση τους με τις επιτρεπόμενες τιμές σχεδιασμού. Το προσομοίωμα αυτό υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία καταναμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού. [2] Η φόρτιση αυξάνεται μονότονα και σταδιακά δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις κατά μήκος των μελών, δηλαδή επέρχεται αστοχία. Όταν οι πλαστικές παραμορφώσεις είναι τέτοιες που, είτε η κατασκευή δεν δύναται να παραλάβει περαιτέρω ένταση, είτε επέλθει πρόωμη διατμητική αστοχία σε πρωτεύοντα στοιχεία, το κτίριο καταρρέει.

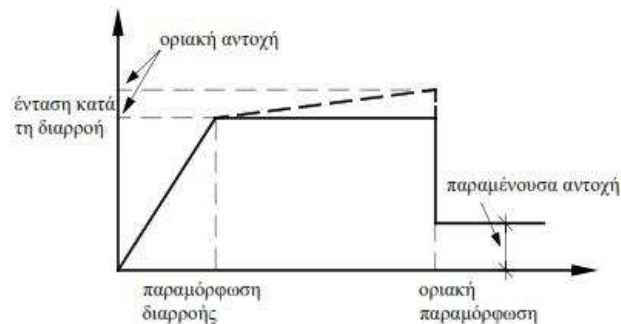
Συνήθως, η κατανομή των παραπάνω φορτίων είναι τριγωνική καθ' ύψος με τα φορτία να ασκούνται στις στάθμες της κορυφής των ορόφων. Άλλες περιπτώσεις κατανομής φορτίων είναι η ομοιόμορφη και η ιδιομορφική όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.1 [2].



(α) (β) (γ)  
Σχήμα 3.1 :α)τριγωνική, β)ομοιόμορφη και γ)ιδιομορφική καθ' ύψος κατανομή σεισμικών φορτίων

Προϋποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου είναι να διασφαλίζεται ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων και η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών να μην είναι σημαντική.

Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, η οποία χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης και μετακίνησης κόμβου ελέγχου, ο οποίος λαμβάνεται στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Γίνεται εξιδανίκευση αυτής της καμπύλης σε μία διγραμμική καμπύλη, βάση της οποίας προσδιορίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση και έτσι γίνονται όλοι οι απαιτούμενοι έλεγχοι ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας. Η μορφή της φαίνεται στο Σχήμα 3.2 που ακολουθεί [2].



Σχήμα 3.2: Θεωρητικές καμπύλες εντατικού μεγέθους – παραμόρφωση

Εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη, τότε τα κατάλληλα μεγέθη για την καμπύλη των δομικών στοιχείων είναι η ροπή κάμψης  $M$  με τη στροφή  $\theta$ . Εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η διάτμηση τότε το κατάλληλο διάγραμμα είναι η διατμητική δύναμη συναρτήσει της παραμόρφωσης. Επειδή στα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα οι καμπτικές και οι διατμητικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν, η καταλληλότερη επιλογή μεγεθών είναι η ροπή κάμψης  $M$  και η γωνία στροφής χορδής  $\theta$  στα άκρα του στοιχείου, μέγεθος που υπεισέρχεται και στη διαδικασία αποτίμησης κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ [2]. Ως γωνία στροφής χορδής ορίζεται η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον άξονα του στοιχείου στο άκρο υπό διαρροή και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρο του ανοίγματος διάτμησης, δηλαδή το σημείο μηδενισμού των ροπών. Παρακάτω στο Σχήμα 3.3 φαίνεται η γραφική επεξήγηση τη γωνίας στροφής χορδής [2].



Σχήμα 3.3: Γωνία στροφής χορδής

### 3.2 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικό-οικονομικών αναγκών, θεσπίζονται διάφορες «στάθμες επιτελεστικότητας» (στοχευόμενες συμπεριφορές) υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού. Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτιρίου». Συγκεκριμένα, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ ορίζει τρεις στάθμες επιτελεστικότητας:

- Περιορισμένες βλάβες (Α): Ο φορέας έχει υποστεί ελαφρίες βλάβες που δεν χρήζουν άμεσης επισκευής, ενώ οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι αμελητέες. Το κτίριο είναι ασφαλές για χρήση μετά το σεισμό.
- Σημαντικές βλάβες (Β): Ο φορέας έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι μετρίου μεγέθους. Το κτίριο δεν κινδυνεύει από μετασεισμούς μικρής έντασης.
- Οιονεί κατάρρευση (Γ): Ο φορέας έχει υποστεί σοβαρές και εκτεταμένες βλάβες, μη επισκευάσιμες. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι μεγάλες. Το κτίριο είναι ακατάλληλο για χρήση.

Οι στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού μπορούν να διαφέρουν μεταξύ τους ανάλογα με την σπουδαιότητα του κτιρίου και τα διαθέσιμα οικονομικά κριτήρια. Ο πίνακας 3.1 που ακολουθεί παρουσιάζει την επιλογή ενός συγκεκριμένου στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού του φέροντος οργανισμού. (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §2.2.2)

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

Πίνακας 3.1: Στάθμες επιτελεστικότητας

### 3.3 ΛΟΓΟΙ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΜΕΛΩΝ $\lambda$

Οι λόγοι επάρκειας  $\lambda$  (απαίτηση / ικανότητα) μας δείχνουν την πιθανότητα ένα μέλος του φέροντος οργανισμού να έχει ξεπεράσει την οριακή τιμή γωνίας στροφής χορδής  $\theta$  ( $\lambda = \theta / \theta_{lim}$ ) ή της τέμνουσας δύναμης ( $\lambda = V / V_R$ ) όπως αυτοί αντιστοιχούν στην κάθε στάθμη επιτελεστικότητας.

Για τις στάθμες DL, SD, NC και για μετατόπιση ίση με την αντίστοιχη στοχευόμενη υπολογίζονται οι λόγοι  $\lambda = \theta / \theta_{lim}$  ενώ για τη στάθμη NC υπολογίζεται και ο λόγος  $\lambda = V / V_R$ . Αναγκαία προϋπόθεση για να ικανοποιείται το κριτήριο είναι η τιμή του  $\lambda$  να είναι μικρότερη της μονάδας διαφορετικά το μέλος δεν επαρκεί για την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας.

## 4. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

### 4.2 ΕΠΙΛΟΓΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ

Για την αποτίμηση του κτιρίου προχωρήσαμε στις εξής επιλογές:

- Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση:  $ag_R = 0.16$
- Σπουδαιότητα κτιρίου: II
- Συντελεστής σπουδαιότητας :  $\gamma_I = 1.2$

- Συμβατικός χρόνος ζωής: TL=50 έτη
- 1<sup>η</sup> κατανομή φόρτισης Pushover : τριγωνική
- 2<sup>η</sup> κατανομή φόρτισης Pushover : ορθογωνική

#### 4.3 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ PUSHOVER

Με βάση όσα αναφέρθηκαν παραπάνω, κάνοντας χρήση του προγράμματος Scada Pro15, έγινε η ανάλυση του φορέα του κτιρίου με την μέθοδο Pushover.[1] Οι συνδυασμοί φόρτισης προκύπτουν από τις δύο διευθύνσεις σεισμικής ώθησης, μιας κύριας και μίας δευτερεύουσας. Οι διευθύνσεις αυτές δημιουργούν με τα πρόσημα τους και τους συντελεστές τους οκτώ δυνατούς συνδυασμούς φόρτισης.

Από τον ακόλουθο πίνακα συμπεραίνουμε πως και για τους οκτώ δυνατούς συνδυασμούς φόρτισης η μετακίνηση στην αστοχία του κτιρίου ξεπερνά τη στοχευόμενη μετακίνηση για τη στάθμη Β, άρα επαρκεί για τη στάθμη Β κάνοντας διαστασιολόγηση με τον Κανονισμό του 1959.

Ανάλυση	Είδος	Κατανομή	Τέμνουσα Βάσης (kN)	Στοχευόμενη Μετακίνηση (m)	Μέγιστη Μετακίνηση (m)
1	Τριγωνική	$F_x+0.30 \cdot F_z$	1842	0,04	0,157
2	Τριγωνική	$-F_x+0.30 \cdot F_z$	1900	0,258	0,108
3	Τριγωνική	$F_z+0.30 \cdot F_x$	1988	0,035	0,108
4	Τριγωνική	$-F_z+0.30 \cdot F_x$	1842	0,04	0,075
5	Ορθογωνική	$-F_x+0.30 \cdot F_z$	1817	0,052	0,141
6	Ορθογωνική	$F_x+0.30 \cdot F_z$	1990	0,043	0,157
7	Ορθογωνική	$F_z+0.30 \cdot F_x$	1159	0,038	0,096
8	Ορθογωνική	$-F_z+0.30 \cdot F_x$	1800	0,018	0,045

Πίνακας 4.1: Μέγιστες και στοχευόμενες μετακινήσεις για τριγωνική και ορθογωνική κατανομή (Κανονισμός 1959)

Αντίστοιχα, διαστασιολογώντας με τον Κανονισμό του 1984, προκύπτει πάλι πως η μετακίνηση του κτιρίου ξεπερνά την στοχευόμενη μετακίνηση για τη στάθμη Β και για τους οκτώ δυνατούς συνδυασμούς φόρτισης.

Ανάλυση	Είδος	Κατανομή	Τέμνουσα Βάσης (kN)	Στοχευόμενη Μετακίνηση (m)	Μέγιστη Μετακίνηση (m)
1	Τριγωνική	$F_x+0.30 \cdot F_z$	1840	0,039	0,148
2	Τριγωνική	$-F_x+0.30 \cdot F_z$	1987	0,022	0,104
3	Τριγωνική	$F_z+0.30 \cdot F_x$	1985	0,033	0,105
4	Τριγωνική	$-F_z+0.30 \cdot F_x$	1840	0,038	0,075
5	Ορθογωνική	$-F_x+0.30 \cdot F_z$	1815	0,045	0,141
6	Ορθογωνική	$F_x+0.30 \cdot F_z$	1989	0,041	0,157
7	Ορθογωνική	$F_z+0.30 \cdot F_x$	1157	0,035	0,093
8	Ορθογωνική	$-F_z+0.30 \cdot F_x$	1797	0,037	0,054

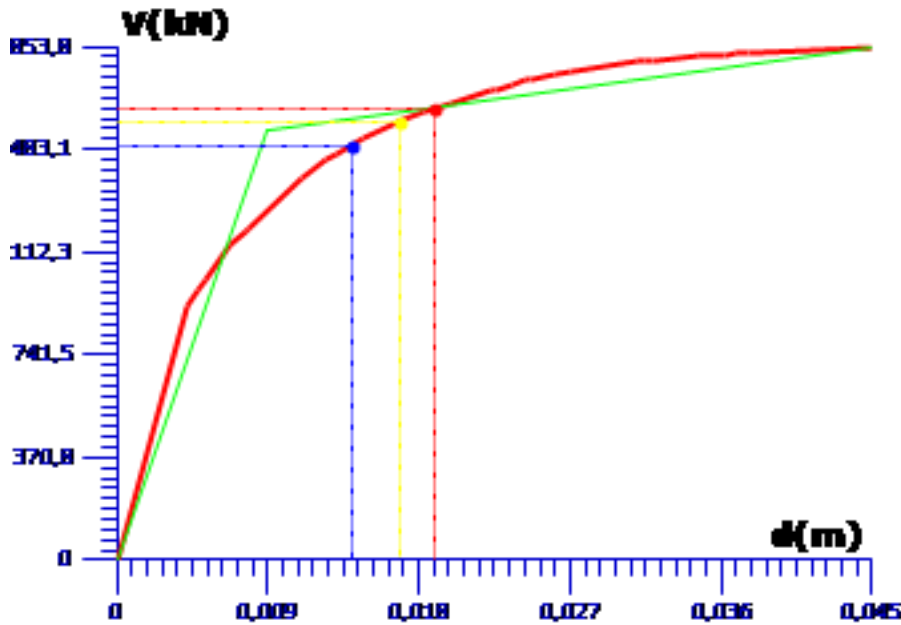
Πίνακας 4.2: Μέγιστες και στοχευόμενες μετακινήσεις για τριγωνική και ορθογωνική κατανομή (Κανονισμός 1984)

Και τέλος, διαστασιολογώντας με τον ΕΑΚ προκύπτει ξανά το ίδιο αποτέλεσμα (επάρκεια για στάθμη Β) και για τους οκτώ δυνατούς συνδυασμούς φόρτισης.

Ανάλυση	Είδος	Κατανομή	Τέμνουσα Βάσης (kN)	Στοχευόμενη Μετακίνηση (m)	Μέγιστη Μετακίνηση (m)
1	Τριγωνική	$F_x+0.30 \cdot F_z$	1838	0,037	0,146
2	Τριγωνική	$-F_x+0.30 \cdot F_z$	1985	0,248	0,102
3	Τριγωνική	$F_z+0.30 \cdot F_x$	1982	0,033	0,105
4	Τριγωνική	$-F_z+0.30 \cdot F_x$	1833	0,038	0,075
5	Ορθογωνική	$-F_x+0.30 \cdot F_z$	1812	0,045	0,141
6	Ορθογωνική	$F_x+0.30 \cdot F_z$	1983	0,041	0,155
7	Ορθογωνική	$F_z+0.30 \cdot F_x$	1154	0,035	0,092
8	Ορθογωνική	$-F_z+0.30 \cdot F_x$	1791	0,034	0,0533

Πίνακας 4.3: Μέγιστες και στοχευόμενες μετακινήσεις για τριγωνική και ορθογωνική κατανομή (ΕΑΚ 2003)





Σχήμα 4.1: Καμπύλη αντίστασης για ορθογωνική κατανομή με συνδυασμό φόρτισης  $-F_z+0.30 \cdot F_x$

Η κουκκίδα αυτή, ανάλογα με το μέγεθος της γωνίας στροφής της πλαστικής άρθρωσης, χρωματίζεται με τρία χρώματα [3].

Μπλε όταν

$$S_d \leq R_d = \theta^{pl} d = 0.5 \frac{\theta^{pl}}{\gamma_{Rd}} = 0.5 \frac{\theta^{pl^{cr}}}{\gamma_{Rd}}$$

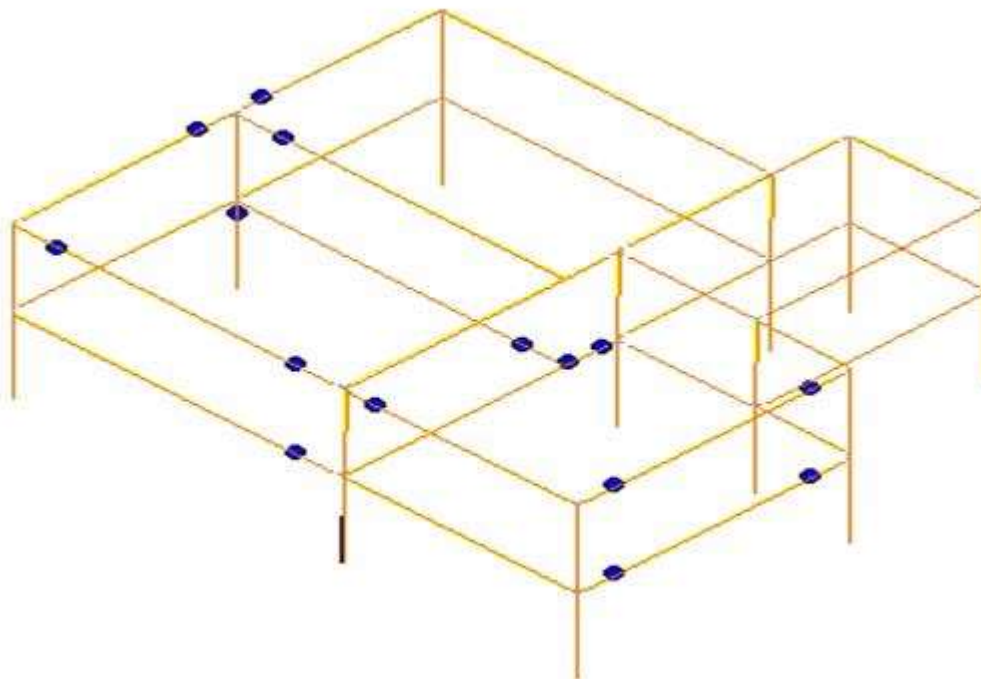
Κίτρινη όταν

$$0.5 \frac{\theta^{pl}}{\gamma_{Rd}} = 0.5 \frac{\theta^{pl^{cr}}}{\gamma_{Rd}} \leq S_d \leq R_d = \theta^{pl} d = \frac{\theta^{pl}}{\gamma_{Rd}} = \frac{\theta^{pl^{cr}}}{\gamma_{Rd}}$$

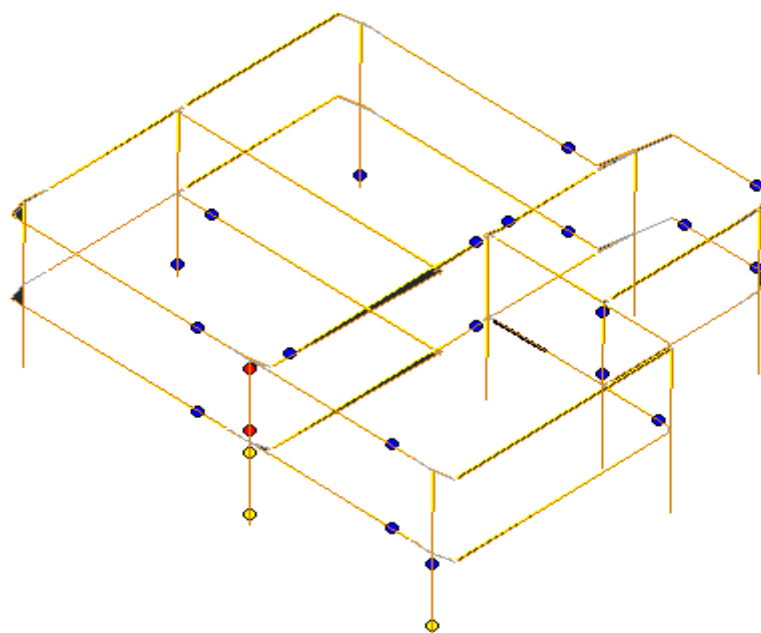
Κόκκινη όταν

$$S_d \leq R_d = \theta^{pl} d = \frac{\theta^{pl}}{\gamma_{Rd}} = \frac{\theta^{pl^{cr}}}{\gamma_{Rd}}$$

Συγκρίνοντας την μέγιστη μετακίνηση με την στοχευόμενη παρατηρούμε ότι η στοχευόμενη είναι μικρότερη της μέγιστης και για ορθογωνική και για τριγωνική κατανομή φορτίσεων, επομένως η κατασκευή επαρκεί για την εξεταζόμενη στάθμη επιτελεστικότητας (B).



Σχήμα 4.2: Πρώτες πλαστικές αρθρώσεις



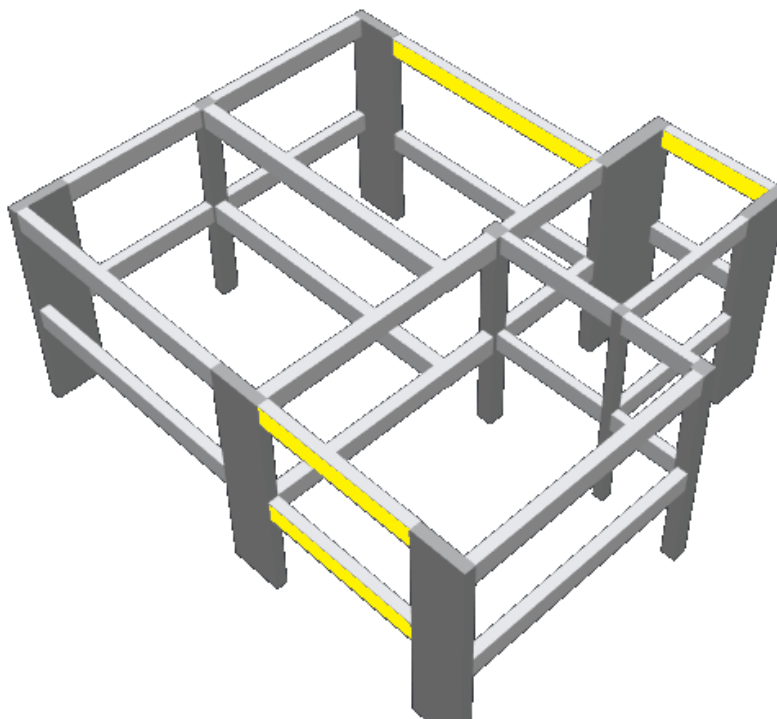
Σχήμα 4.3: Αστοχία τοιχώματος

Κατά την ανελαστική ανάλυση παρατηρούμε ότι οι πρώτες πλαστικές αρθρώσεις εμφανίζονται στις δοκούς, γεγονός το οποίο αποτελεί επιθυμητό τρόπο αστοχίας. Μεγαλύτερη σεισμική δράση δέχεται το εξωτερικό κεντρικό τοίχωμα και για το λόγο αυτό αστοχεί πρώτο.

## 5.ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ m

Μέλος	$M_z$	$RM_z$	$\lambda$
43	125	109	1.17
48	166	120	1.38
54	150	132	1.14
68	145	132	1.10

Πίνακας 5.1: Δείκτες ανεπάρκειας μελών



Σχήμα 5.1: Καμπτική ανεπάρκεια μελών

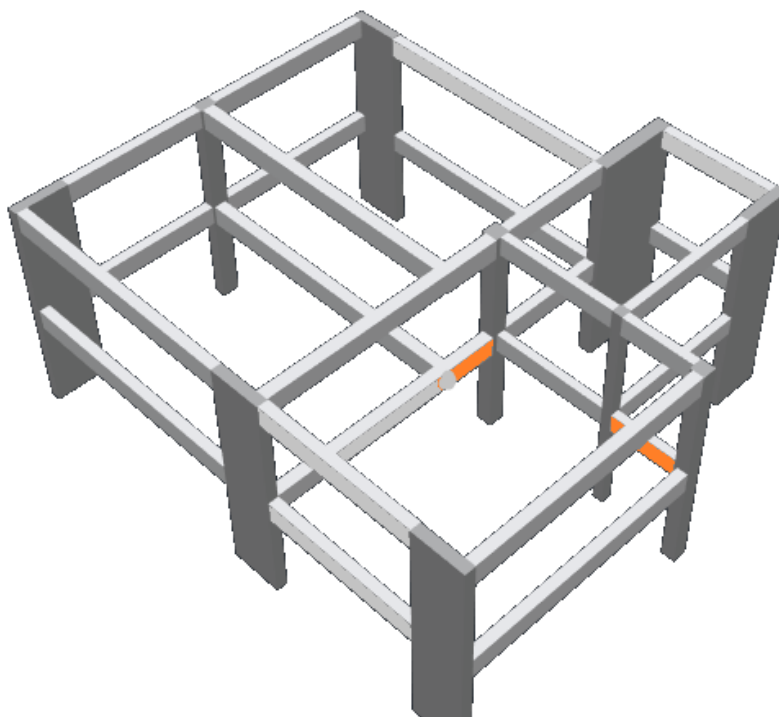
Με την μέθοδο m προσδιορίζεται ο λόγος ένταση προς αντοχή σε κάμψη, ο οποίος ονομάζεται δείκτης ανεπάρκειας  $\lambda$ , με την απαίτηση  $\lambda \leq 1$ . Κατά την ανάλυση 4 στοιχεία παρουσίασαν καμπτική ανεπάρκεια και απεικονίζονται στο Σχήμα 5.1 με κίτρινο.

Μέλος	$\mu 1/r$	$\mu d$	as	Αστοχία
42	11.3	<b>4.92</b>	1.33	ΨΑΘΥΡΗ
50	5.92	<b>2.77</b>	1.82	ΨΑΘΥΡΗ

Πίνακας 5.2: Τοπικοί δείκτες πλαστιμότητας ψαθυρών στοιχείων

Μέλος	Ved/Vrd	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
42	1	ΟΧΙ
50	<b>1.1</b>	ΟΧΙ

Πίνακας 5.3: Ανεπάρκεια μελών σε τέμνουσα



Σχήμα 5.2: Ψαθυρή αστοχία δοκών

Επίσης, 2 δοκοί παρουσίασαν ψαθυρή συμπεριφορά λόγω του μικρού τους μήκους και απεικονίζονται στο Σχήμα 5.2 με πορτοκαλί. Η δοκός 42 αστόχησε ψαθυρά και λόγω της έμμεσης στήριξης (στήριξη δοκού σε δοκό).

## ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- Η καταλληλότερη ανάλυση για την αποτίμηση ενός υφιστάμενου κτιρίου είναι η δυναμική ελαστική ανάλυση με τους τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας (μέθοδος m) διότι μας δίνει μία πιο καλή εικόνα του τρόπου αστοχίας των στοιχείων.
- Οι μικρές δοκοί ( <1.5m ) υποφέρουν συχνά σε διάτμηση, πιο εύκολα από τις μεγαλύτερες σε μήκος δοκούς.
- Παρόλο που ορισμένα μέλη εμφανίζουν λόγο ανεπάρκειας μεγαλύτερο της μονάδας, μπορεί να μην είναι κρίσιμα για την ολική συμπεριφορά του κτιρίου, για την ελαστική δυναμική ανάλυση.
- Παρόλο που κάποια στοιχεία εμφάνισαν πρόωγη διαρροή, η κατασκευή παρουσίασε μεγάλη ικανότητα κατανάλωσης σεισμικής ενέργειας, διότι απείχε πολύ από το σημείο κατάρρευσης.
- Οι πρώτες πλαστικές αρθρώσεις εμφανίστηκαν στις δοκούς, γεγονός που υπακούει στον ικανοτικό σχεδιασμό.
- Η καλή διάταξη των τοιχωμάτων συνέβαλε ευεργετικά στην καλύτερη απορρόφηση σεισμικής ενέργειας.
- Κατά την ανελαστική ανάλυση η τοιχοποιία αστόχησε ψαθυρά, επομένως η παρουσία της δεν έπαιξε κανένα ρόλο. Σε αντίθεση με την ελαστική δυναμική, στην οποία οι μετατοπίσεις των στοιχείων μειώθηκαν κατά ένα ποσοστό της τάξεως του 15% .

## 7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1]Στέφανος Η. Δρίτσος, «Ενισχύσεις – Επισκευές Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος», Έκδοση Πανεπιστημίου Πατρών, Πάτρα 2013
- [2] ΚΑΝ.ΕΠΕ 2013
- [3]Λογισμικό SCADA PRO 15
- [4]Φ.Ε.Κ. Αντισεισμικός Κανονισμός 1959, Αναθεώρηση Α.Κ. 1959\_1984/85, Κανονισμός Σκυροδέματος 1954

