

## **ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΗΣ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ ΣΕ ΑΠΛΟ ΚΤΗΡΙΟ ΑΠΟ ΦΕΡΟΥΣΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 6 ΚΑΙ ΤΟΝ Κ.Α.Δ.Ε.Τ.**

**ΝΙΚΟΛΙΑ ΧΡΟΝΟΠΟΥΛΟΥ**

*Προπτυχιακή Φοιτήτρια Π.Π., nikolia.chronopoulou@gmail.com*

### **Περίληψη**

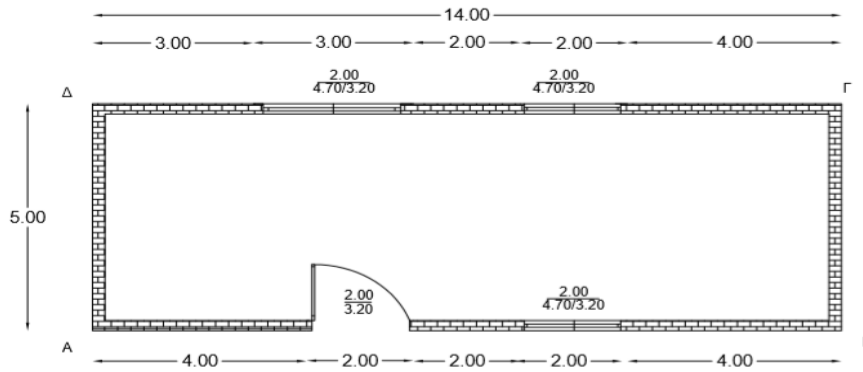
*Αντικείμενο της παρούσας εργασίας αποτελεί ο προσδιορισμός της συνεισφοράς της διαφραγματικής λειτουργίας σε κτήριο από φέρουσα τοιχοποιία παρουσία σεισμικής έντασης, καθώς και η σύγκριση αποτελεσμάτων μεταξύ Ευρωκώδικα 6 και Κ.Α.Δ.Ε.Τ.. Ο προσδιορισμός αυτός εκφράζεται τόσο σε όρους μετακινήσεων και γωνιακών παραμορφώσεων όσο δυνάμεων και τάσεων. Επιλέχθηκε το κτήριο να μελετηθεί για καμία, μέτρια και ισχυρή διαφραγματική λειτουργία αξιολογώντας τα αποτελέσματα των επιμέρους αναλύσεων και σχολιάζοντας τις ανερχόμενες παρατηρήσεις, ενώ διαφορές υπήρξαν μεταξύ των υπολογισμών με βάση τους δύο κανονισμούς. Η ανάλυση του κτιρίου έγινε με τη χρήση του προγράμματος SAP 2000 v14.*

### **1.ΕΙΣΑΓΩΓΗ**

Η πλειονότητα των υφιστάμενων κατασκευών στη χώρα μας περιλαμβάνει κτίρια από φυσικούς ή τεχνητούς λίθους, πολλά από τα οποία ανήκουν στην κατηγορία των μνημειακών κατασκευών. Η κύρια αιτία βλαβών ή αστοχίας των κατασκευών στην Ελλάδα είναι η σεισμική δράση, η οποία για το λόγο αυτό αποτελεί και την κύρια φόρτιση κατά το σχεδιασμό ή την αποτίμηση μιας κατασκευής. Η σεισμική αποτίμηση κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία προκαλεί ιδιαίτερους προβληματισμούς λόγω της ανομοιογένειας του υλικού και της περίπλοκης δομικής γεωμετρίας του. Τα κτήρια, λοιπόν, από φέρουσα τοιχοποιία όχι μόνο καλύπτουν το μεγαλύτερο δομημένο μέρος της Ελλάδας, αλλά συνήθως πρόκειται για κτίρια ιδιαίτερης ιστορικής ή καλλιτεχνικής αξίας ή για κτίρια που εντάσσονται σε ειδικά προστατευμένες περιοχές. Έτσι, για να μπορούν να συνεχίσουν να είναι σε χρήση κρίνεται αναγκαία η αποκατάστασή τους ή η ενίσχυσή τους.

### **2.ΓΕΝΙΚΕΣ ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΕΣ ΓΙΑ ΤΟ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΚΤΙΡΙΟ**

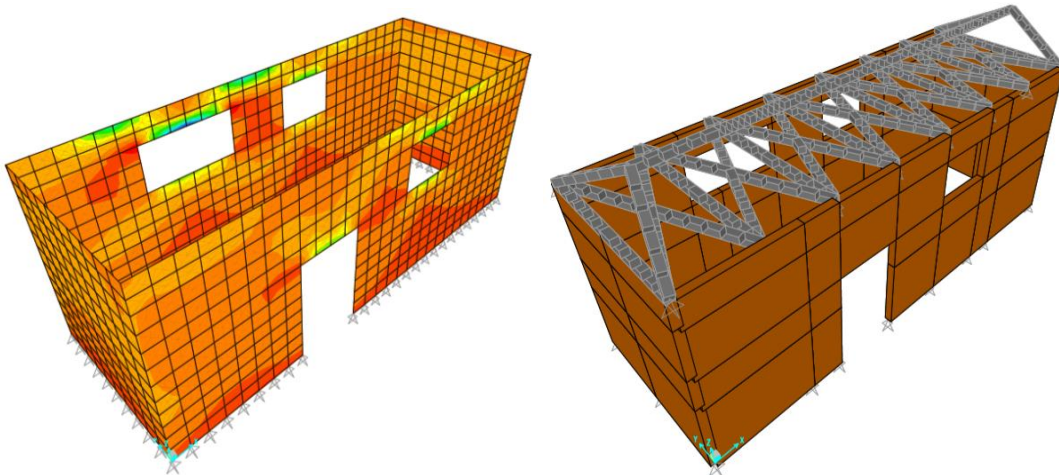
Στην παρούσα τεχνική έκθεση εξετάστηκε ένα ιδεατό κτήριο από φέρουσα τοιχοποιία. Η κάτοψη του κτιρίου είναι ορθογωνικής γεωμετρίας με συνολικό μήκος 14m και πλάτος 5m. Αποτελείται από έναν όροφο καθαρού ύψους 5,5 μέτρων. Οι περιμετρικές τοιχοποιίες του κτιρίου είναι από αργιλικούς οπτόπλινθους (δωδεκάποα) και το πάχος τους είναι 0,23 m. Στέγαση του κτιρίου στην πρώτη περίπτωση δεν υπήρξε, στην δεύτερη έγινε με ξύλινη στέγη και στην τελευταία από πλάκα σκυροδέματος. Οι προσομοιώσεις της ξύλινης στέγης έγιναν μέσω ξύλινων διαδοκίδων, διαστάσεων 20cm X 20cm, σχηματίζοντας ένα δικτυωτό πλαίσιο. Το κτήριο θεωρείται αρθρωτά συνδεδεμένο τόσο με τη θεμελίωση όσο και με την στέγη.



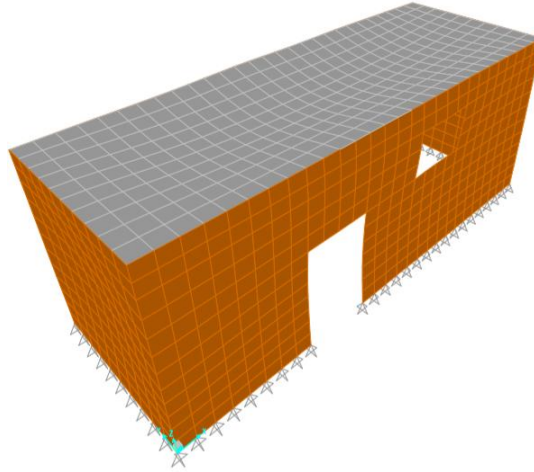
Εικόνα 1: Κάτοψη κτιρίου

### 3. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΣΤΟ SAP2000

Η προσομοίωση του κτιρίου έγινε με το πρόγραμμα SAP2000 v14. Το κτίριο θεωρήθηκε αρθρωμένο στη βάση του. Τα τοιχοσώματα προσομοιώθηκαν ως επιφάνειες στο Area Sections με πάχος 0,23 m. Οι επιφάνειες αυτές χωρίστηκαν σε μικρότερα κομμάτια με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία (area elements) διαστάσεων 0,50m x 0,50m. Προκειμένου να επιτευχθεί διαφραγματική λειτουργία και να σημειωθεί η συνεισφορά της παρουσιάζονται τρία μοντέλα, καθένα με διαφορετικό βαθμό διαφραγματικής λειτουργίας. Το πρώτο μοντέλο δεν παρουσιάζει κανενός τύπου διάφραγμα. Το δεύτερο, θεωρώντας την ξύλινη στέγη αρθρωτά συνδεδεμένη με τα τοιχώματα και κατάλληλα σχεδιασμένη, κατέχει μέτριου βαθμού διαφραγματική λειτουργία, ενώ το τελευταίο εξιδανίκευμα διαθέτει ισχυρό διάφραγμα λόγω της πλάκας σκυροδέματος. Οι ξύλινες δοκοί τοποθετήθηκαν ανά απόσταση δύο μέτρων, ενώ τα ίδια βάρη, τα μόνιμα και τα κινητά φορτία των επιμέρους διαφραγμάτων λήφθηκαν υπόψη στην ανάλυση.



Εικόνα 2: Προσομοίωμα χωρίς διάφραγμα και προσομοίωμα με ξύλινη στέγη



Εικόνα 3: Προσομοίωμα με πλάκα σκυροδέματος

#### 4. ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΤΩΝ ΥΛΙΚΩΝ

##### 4.1 ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ ( $f_{wk}$ ) ΜΕ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 6 ΚΑΙ ΚΑΔΕΤ

Κατά τον EN 1996- 1-1 η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή  $f_{wk}$  της άοπλης τοιχοποιίας από κονιάμα γενικής εφαρμογής αν δεν προσδιορίζεται πειραματικά κατά το πρότυπο EN 1052-1 ή δεν βασίζεται σε εκτίμηση πειραματικών δεδομένων μπορεί να υπολογίζεται από την εξ.(1) [2] :

$$f_k = K * f_b^{0.7} * f_m^{0.3} \quad (1)$$

Όπου :

$K$ :ο συντελεστής εξαρτώμενος από τον τύπο των τοιχοσωμάτων και του κονιάματος  
 $f_b$ :η ανηγμένη αντοχή των τοιχωμάτων

$f_m$ :η μέση θλιπτική αντοχή του συνδετικού κονιάματος

Η ανηγμένη θλιπτική αντοχή του τοιχοσώματος  $f_b$  δίδεται από την εξ.2[2]:

$$f_b = \delta * f_{bc} \quad (2)$$

όπου:

$f_{bc}$ : η μέση θλιπτική αντοχή του σώματος

$\delta$  :συντελεστής αναγωγής συναρτήσεϊ του ύψους και της ελαχίστης από τις άλλες δύο διαστάσεις του.

Οι θλιπτικές αντοχές των λιθοσωμάτων και του κονιάματος προέκυψαν από τον Πίνακα 1 [2]. Συγκεκριμένα, η θλιπτική αντοχή των τοιχοσωμάτων Ομάδας 2 (ποσοστό κενών<50%) επιλέχθηκε 15 MPa και η θλιπτική αντοχή του κονιάματος γενικής χρήσης 10 MPa. Ο μειωτικός συντελεστής  $K$  προέκυψε για αργιλικό τοιχόσωμα ομάδας 2 και κονιάμα γενικής χρήσης 0,45 από τον Πίνακα 2.1.7 [2],και ο συντελεστής αναγωγής  $\delta$  προέκυψε για ύψος τοιχώματος 120mm και ελάχιστη οριζόντια απόσταση 190mm,Πίνακας 2.1.8[2].

ΥΛΙΚΟ	ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ(MPa)
Οπτόπλινθοι	15
Κονίαμα M10	10
Συντελεστής K	0,45

Συντελεστής δ	0,8
---------------	-----

Πίνακας 1: Θλιπτική αντοχή των δομικών στοιχείων της τοιχοποιίας και οι συντελεστές K,δ [2]

Από τα παραπάνω, η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας προέκυψε:

$$f_{wc} = 0,45 * 0,8 * (0,9 * 15)^{0,7} * 10^{0,3} = 4,44 \text{N/mm}^2$$

Η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού  $f_{wd}$  δίδεται από την εξ. 3[2]:

$$f_{wd} = f_{wc} / \gamma_m = \frac{4,44 \text{N/mm}^2}{2,5} = 1,776 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 1776 \text{kN/m}^2 \quad (3)$$

όπου:

$f_{wc}$ : η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

$\gamma_m$ : επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την τοιχοποιία

Σύμφωνα με τον Τάσιο (1986), η θλιπτική αντοχή υπολογίζεται από την εξ.(4) [3]:

$$f_{wc} = \xi \left( \frac{2}{3} \sqrt{f_{bc}} - \alpha \right) + \beta \cdot f_{mc} \quad (4)$$

όπου:

$f_{bc}$ : θλιπτική αντοχή των τοιχοσωμάτων

$f_{mc}$ : θλιπτική αντοχή του κονιάματος

$\alpha$ : μειωτικός συντελεστής για τοιχοποιία από φυσικούς λίθους που κυμαίνεται από 0,5 για λαξευμένες πέτρες μέχρι 2,5 για κροκάλες (για τεχνητούς λίθους  $\alpha=0$ )

$\beta$ : συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τη συνεισφορά του κονιάματος στην αντοχή και είναι 0.5 για λιθοδομή και 0.1 για οπτοπλινθοδομή

$\xi$ : συντελεστής που αποσκοπεί στη μείωση της θλιπτικής αντοχής που υπολογίζεται για την τοιχοποιία στην περίπτωση που το ποσοστό κονιάματος είναι σημαντικό.

Δίνεται από την εξ.(5)[2], [3]:

$$\xi = \frac{1}{1 + 3.5(K - K_0)} \quad (5)$$

K: ποσοστό κατ' όγκον του κονιάματος στην τοιχοποιία

$K_0$ : μέγιστο ποσοστό κονιάματος που θεωρείται ότι δεν προκαλεί μείωση στην αντοχή του τοίχου και φυσικά εξαρτάται από το είδος της τοιχοποιίας. Είναι  $K_0=0,3$  για αργολιθοδομή και οπτοπλινθοδομή, 0,2 για ημιλαξευμένη και 0,1 για λαξευμένη λιθοδομή.

Οι θλιπτικές αντοχές των λιθοσωμάτων και του κονιάματος όπως προέκυψαν από τον Πίνακα 1 [2].

Επιλέχθηκαν οι τιμές:

$$K = 0.4$$

$$K_0 = 0.3$$

$$\alpha = 0$$

$$\beta = 0.1$$

Η τιμή του  $\xi$  προέκυψε:  $\xi = 0,741$

Από τα παραπάνω, η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας προέκυψε:

$$f_{wc} = \xi \left( \frac{2}{3} \sqrt{f_{bc}} - \alpha \right) + \beta \cdot f_{mc} = 0,741 \left( \frac{2}{3} \sqrt{15} - 0 \right) + 0,1 \cdot 10 = 2,913 \text{MPa}$$

4.2 ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ (E), ΛΟΓΟΣ POISSON ( $\nu$ ), ΜΕΤΡΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ(G)

Το μέτρο ελαστικότητας προκύπτει από την εξ.(6) (Τάσιος, 1992 CIB, 1958) [3]:

$$E = \alpha \cdot f_{wc} \quad (6)$$

όπου:

$\alpha$ : συντελεστής που παίρνει τιμές από 600 έως 1000.

Εδώ θεωρήθηκε  $\alpha = 800$ . Οπότε,  $E = 800 \cdot 2,913 = 2330,4 \text{ MPa}$

Ο λόγος Poisson δίνεται από την εμπειρική σχέση (7) (Tassios and Chronopoulos, 1986) [3]:

$$\nu = 0.5 - 0.1\sqrt[4]{f_{wc}} = 0,369 \quad (7)$$

Το μέτρο διάτμησης της τοιχοποιίας υπολογίζεται από την εξ.(8) (Τάσιος, 1992 CIB, 1958) [3]:

$$G = E / 2(1+\nu) = 851,13 \text{ MPa} \quad (8)$$

Κατά Ευρωκώδικα 6 το μέτρο ελαστικότητας του τοιχοσώματος υπολογίζεται από την παρακάτω εξ.(9) συναρτήσεως της χαρακτηριστικής θλιπτικής αντοχής:

$$E = 1000 * f_k = 1000 * 4,44 = 4.440 \text{ MPa} \quad (9)$$

Η συνηθέστερη τιμή του συντελεστή Poisson είναι  $\nu=0,20$  για οπτοπλινθοδομές (Dranasekar et al. 1982, Grimm, 1975b),[2].

Το μέτρο διάτμησης υπολογίζεται από την γνωστή σχέση εξ.(10) :

$$G = E / 2(1+\nu) = 1850 \text{ MPa} \quad (10)$$

#### 4.3 ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ( $f_{wt}$ )

Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας μπορεί να ληφθεί ίση με το 1/10 της θλιπτικής αντοχής [2]. Επομένως, η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας προκύπτει ως :

$$f_{wt} = 1 / 10 * f_{wc} = 1 / 10 * 2,913 = 0,2913 \text{ MPa} \quad (11)$$

#### 4.4 ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΞΥΛΟΥ

Όσων αφορά την ξύλινη στέγη, δημιουργήθηκε ένα υλικό (wood) με τις εξής ιδιότητες:

Πυκνότητα = 0.65 t/m<sup>3</sup>

Ειδικό Βάρος = 4 kN/m<sup>3</sup>

Μέτρο ελαστικότητας = 10 GPa

Λόγος Poisson  $\nu = 0.30$

#### 4.5 ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Όσων αφορά την πλάκα σκυροδέματος, δημιουργήθηκε ένα υλικό (concrete) με τις εξής ιδιότητες:

Πυκνότητα = 2,4 t/m<sup>3</sup>

Ειδικό Βάρος = 25 kN/m<sup>3</sup>

Μέτρο ελαστικότητας = 24,85 GPa

Λόγος Poisson  $\nu = 0.20$

### 5. ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Τα φορτία που λαμβάνονται υπόψη στο προσομοίωμα της κατασκευής περιλαμβάνουν όλα τα στατικά κατακόρυφα φορτία, δηλαδή τα ίδια βάρη της κατασκευής και τα εξωτερικά ασκούμενα μόνιμα και ωφέλιμα φορτία. Ειδικότερα:

- Ίδια βάρη κατασκευής  
Το ίδιο βάρος της τοιχοποιίας υπολογίζεται αυτόματα από το SAP2000, λαμβάνοντας υπόψη το ειδικό βάρος του τοιχοσώματος – το οποίο

προσδιορίζεται κατά τον ορισμό του υλικού της τοιχοποιίας – και το συνολικό όγκο των στοιχείων που την απαρτίζουν. Το ίδιο συμβαίνει για το ίδιο βάρος των ξύλινων διαδοκίδων και της πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος .

- Φορτία στέγης

Πρόκειται για τα μόνιμα φορτία επικάλυψης και τα ωφέλιμα. Στο υπό μελέτη κτίριο δόθηκαν μόνιμα φορτία  $2 \text{ kN/m}^2$  και κινητά  $1 \text{ kN/m}^2$  .

- Φορτία λόγω σεισμού

Στην παρούσα εργασία έγινε χρήση του φάσματος σχεδιασμού του Ευρωκώδικα, για ζώνη σεισμικότητας II, κατηγορία εδάφους A, εδαφική επιτάχυνση 0.24 και συντελεστή συμπεριφοράς  $q = 1.5$ .

## 6. ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΗΣ

Το κτίριο επιλύθηκε για τους εξής συνδυασμούς φόρτισης :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + 0,3Q + Ex + 0,3Ey$
- $G + 0,3Q + 0,3Ex + Ey$
- $G + 0,3Q$

## 7. ΣΧΕΣΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ

Με βάση το διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §5.4.4 Σχήμα Σ5.4.1) [1], μπορεί να αποδειχθεί η σχέση που συνδέει την ελαστική με την ανελαστική μετακίνηση ενός κτιρίου.

Θεωρώντας ίσα εμβαδά έχουμε:

$$\frac{1}{2} * V_{el} * d_{el} = \frac{d_{inel} + d_{inel} - d_y}{2} * V_y \rightarrow \frac{1}{2} * V_{el} * d_{el} = \frac{d_{inel} + d_{inel} - d_y}{2} * \frac{V_{el}}{q} \rightarrow$$

$$d_{el} = \frac{2 * d_{inel} - d_y}{q} \quad (12)$$

$$\text{Επίσης, ισχύει ότι: } \frac{d_{inel}}{d_y} = \mu_\delta \rightarrow d_{inel} = d_y * \mu_\delta \quad (13)$$

όπου, ο δείκτης πλαστιμότητας,  $\mu_\delta$ , λαμβάνεται από την εξ. (14) (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §7.5.1.2 σχέσεις 7.8α, 7.8β) [1]

$$\mu_\delta \begin{cases} q_\pi & \text{όταν } T > T_c \\ 1 + \left(\frac{T_c}{T}\right)(q_\pi - 1) & \text{όταν } T < T_c \end{cases} \quad (14)$$

όπου,  $T_c$  η περίοδος από την οποία αρχίζει ο φθίνων κλάδος του φάσματος σχεδιασμού. Για κατηγορία εδάφους A,  $T_c = 0.4 \text{ sec}$ .  $T = 0.247 \text{ sec} < T_c = 0.4 \text{ sec}$ .

$$\text{Άρα, } \mu_\delta = 1 + \left(\frac{T_c}{T}\right)(q_\pi - 1) = 1 + \left(\frac{0.4}{0.247}\right)(1.5 - 1) = 1.81$$

Επομένως ,

$$\frac{d_{inel}}{d_{el}} = \frac{d_{inel}}{\frac{2d_{inel} - d_y}{q}} = \frac{q \cdot d_{inel}}{2d_{inel} - d_y} = \frac{q \cdot d_y \cdot \mu_\delta}{2 d_y \cdot \mu_\delta - d_y} = \frac{q \cdot d_y \cdot \mu_\delta}{d_y(2 \cdot \mu_\delta - 1)} = \frac{q \cdot \mu_\delta}{2 \cdot \mu_\delta - 1}$$

Για  $q=1.5$  προκύπτει:

$$\frac{d_{inel}}{d_{el}} = \frac{1.5 \cdot 1.81}{2 \cdot 1.81 - 1} = 1.036 \Rightarrow d_{inel} = 1.036 * d_{el} \quad (15)$$

Στον κανονισμό, στο κεφάλαιο 5 (§ 5.4.3) [1], αναφέρεται ότι ο λόγος  $C1$  της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης ενός κτιρίου προς την αντίστοιχη ελαστικής, επιτρέπεται να λαμβάνεται από τις σχέσεις (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §5.4.3) [1]:

$$C1 = 1 \quad \text{για } T > T_c$$
$$C1 = \frac{1.0+(q-1) T_c T}{q} \quad \text{για } T < T_c \quad (16)$$

Για το κτίριο που μελετάται στην παρούσα εργασία ,με ιδιοπερίοδο  $T = 0.247 \text{ sec} < T_c = 0.4 \text{ sec}$ , προκύπτει ότι :

$$C1 = \frac{1.0+(1.5-1) \frac{0.4}{0.247}}{1.5} = 1.206 \Rightarrow \text{dinel} = 1.206 \cdot \text{del} \quad (17)$$

## 8. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Από την ανάλυση του κτιρίου, προέκυψαν οι μετακινήσεις και οι γωνιακές παραμορφώσεις των κόμβων κορυφής ,κάθε ορόφου, για τους σεισμικούς συνδυασμούς  $G+0.3Q+Ex+0.3Ey$  και  $G+0.3Q+0.3Ex+Ey$ . Τα αποτελέσματα της ανάλυσης, μέγιστες μετακινήσεις και μέσω αυτών γωνιακές παραμορφώσεις, παρουσιάζονται με τη μορφή πίνακα (Πίνακας 2) και για τις δύο διευθύνσεις της σεισμικής δράσης. Προσδιορίζονται οι πραγματικές μετακινήσεις της κατασκευής με πολλαπλασιασμό των ελαστικών μετακινήσεων με την τιμή  $\mu_s/q = 1.206$ , όπως ορίζεται από τον κανονισμό[1] . Οι γωνιακές παραμορφώσεις προκύπτουν με βάση τις μέγιστες μετακινήσεις του κτιρίου ανά όροφο για δράση σεισμού εντός και εκτός επιπέδου του εκάστοτε τοίχου σύμφωνα με την εξ.(18) [3]:

$$\text{Γωνιακή παραμόρφωση} = \frac{\text{υκορυφής ορόφου} - \text{υβάσης ορόφου}}{h} \quad (18)$$

όπου:

$h$  = τυπικό ύψος ορόφου

$u_{\text{κορυφής ορόφου}}$  = η μετακίνηση στην κορυφή του κρίσιμου τοίχου ανά όροφο

$u_{\text{βάσης ορόφου}}$  = η μετακίνηση στη βάση του κρίσιμου τοίχου ανά όροφο

Σε περίπτωση υπολογισμού γωνιακής παραμόρφωσης για σημεία ενδιάμεσα στον όροφο, ως  $u_{\text{κορυφής ορόφου}}$  λαμβάνεται η μετακίνηση στο σημείο που εξετάζεται, ως  $u_{\text{βάσης ορόφου}}$  λαμβάνεται η μετακίνηση στη βάση του αντίστοιχου ορόφου και ως  $h$  λαμβάνεται η μεταξύ τους κατακόρυφη απόσταση. Στη συνέχεια, βρέθηκαν οι μετακινήσεις και οι γωνιακές παραμορφώσεις, σε εκτός επιπέδου φόρτιση, κατά το μήκος των τοίχων για κάθε όροφο, με σκοπό τη διερεύνηση της συμπεριφοράς τους και στην οριζόντια διεύθυνση. Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τον τοίχο ΑΔ εφόσον είναι ίδιος με τον ΒΓ.

Παρατηρείται ότι για κάθε όροφο (διατομή), οι μετακινήσεις είναι μεγάλες στο μέσον του τοίχου και μικρές στα άκρα του στην εκτός επιπέδου δράση, ενώ οι γωνιακές παραμορφώσεις είναι μεγάλες στα άκρα και αρκετά μικρότερες στο μέσον. Αυτό σημαίνει ότι οι καταπονήσεις που δέχεται ο τοίχος σε κάθε όροφο, για σεισμική δράση κάθετη στο επίπεδό του, μεγιστοποιούνται στα άκρα του τοίχου.

Τοίχος	Στάθμη (m)	Διάφραγμα	Φόρτιση	Αστοχία	Μετακιν. (mm)	Γωνιακές Παραμορφ. (‰)
ΑΒ	z=2,2	Κανένα	G+0,3Q+ E <sub>x</sub> +0,3E <sub>y</sub>	Εντός	0,482	0,219
	z=3,2				0,724	0,226
	z=5,5				1,085	0,197
ΓΔ	z=2,2	Κανένα	G+0,3Q+ E <sub>x</sub> +0,3E <sub>y</sub>	Εντός	0,362	0,165
	z=3,2				0,603	0,188
	z=5,5				0,965	0,175
ΑΔ,ΓΒ	z=2,2	Κανένα	G+0,3Q+ E <sub>x</sub> +0,3E <sub>y</sub>	Εκτός	5,427	2,467
	z=3,2				7,598	2,374
	z=5,5				12,301	2,237
ΑΒ	z=2,2	Κανένα	G+0,3Q+ 0,3E <sub>x</sub> +E <sub>y</sub>	Εντός	0,241	0,109
	z=3,2				0,362	0,113
	z=5,5				0,603	0,109
ΓΔ	z=2,2	Κανένα	G+0,3Q+ 0,3E <sub>x</sub> +E <sub>y</sub>	Εντός	0,241	0,109
	z=3,2				0,362	0,113
	z=5,5				0,603	0,109
ΑΔ,ΓΒ	z=2,2	Κανένα	G+0,3Q+ 0,3E <sub>x</sub> +E <sub>y</sub>	Εκτός	2,653	1,206
	z=3,2				4,221	1,319
	z=5,5				5,788	1,052
ΑΒ	z=2,2	Εύλινη Στέγη (δοκοί)	G+0,3Q+ E <sub>x</sub> +0,3E <sub>y</sub>	Εντός	0,069	0,031
	z=3,2				0,083	0,026
	z=5,5				0,072	0,013
ΓΔ	z=2,2	Εύλινη Στέγη (δοκοί)	G+0,3Q+ E <sub>x</sub> +0,3E <sub>y</sub>	Εντός	0,074	0,033
	z=3,2				0,089	0,028
	z=5,5				0,077	0,014
ΑΔ,ΓΒ	z=2,2	Εύλινη Στέγη (δοκοί)	G+0,3Q+ E <sub>x</sub> +0,3E <sub>y</sub>	Εκτός	16,88	7,673
	z=3,2				24,12	7,538
	z=5,5				36,18	6,578
ΑΒ	z=2,2	Εύλινη Στέγη (δοκοί)	G+0,3Q+ 0,3E <sub>x</sub> +E <sub>y</sub>	Εντός	0,025	0,011
	z=3,2				0,029	0,009
	z=5,5				0,024	0,004
ΓΔ	z=2,2	Εύλινη Στέγη (δοκοί)	G+0,3Q+ 0,3E <sub>x</sub> +E <sub>y</sub>	Εντός	0,039	0,018
	z=3,2				0,046	0,014
	z=5,5				0,037	0,006
ΑΔ,ΓΒ	z=2,2	Εύλινη Στέγη (δοκοί)	G+0,3Q+ 0,3E <sub>x</sub> +E <sub>y</sub>	Εκτός	0,48	0,218
	z=3,2				0,72	0,225
	z=5,5				1,09	0,198
ΑΒ	z=2,2	Πλάκα Σκυροδέμ.	G+0,3Q+ E <sub>x</sub> +0,3E <sub>y</sub>	Εντός	0,6	0,273
	z=3,2				0,84	0,263
	z=5,5				1,33	0,242



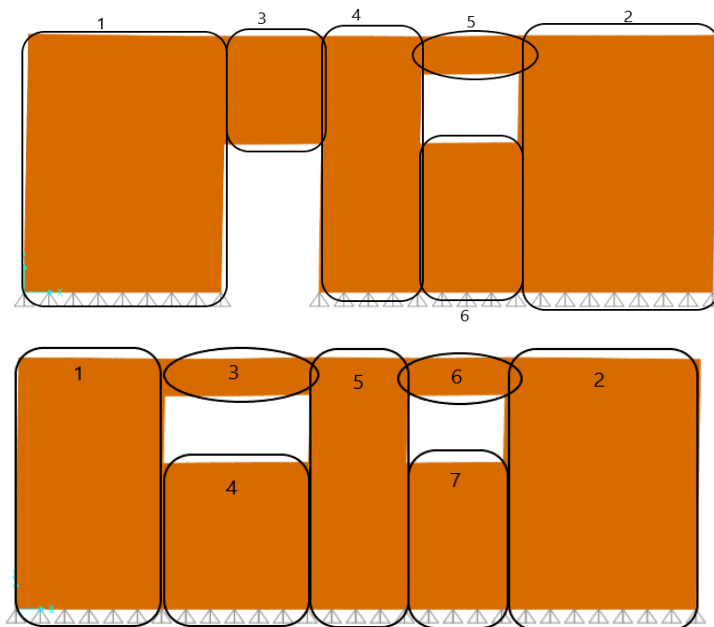
ΓΔ	z=2,2	Πλάκα Σκυροδέμ.	G+0,3Q+ E <sub>x</sub> +0,3E <sub>y</sub>	Εντός	0,48	0,218
	z=3,2				0,84	0,263
	z=5,5				1,33	0,242
ΑΔ,ΓΒ	z=2,2	Πλάκα Σκυροδέμ.	G+0,3Q+ E <sub>x</sub> +0,3E <sub>y</sub>	Εκτός	2,89	1,314
	z=3,2				3,5	1,094
	z=5,5				1,33	0,242
ΑΒ	z=2,2	Πλάκα Σκυροδέμ.	G+0,3Q+ 0,3E <sub>x</sub> +E <sub>y</sub>	Εντός	0,6	0,273
	z=3,2				0,84	0,263
	z=5,5				1,33	0,242
ΓΔ	z=2,2	Πλάκα Σκυροδέμ.	G+0,3Q+ 0,3E <sub>x</sub> +E <sub>y</sub>	Εντός	0,48	0,218
	z=3,2				0,84	0,263
	z=5,5				1,33	0,242
ΑΔ,ΓΒ	z=2,2	Πλάκα Σκυροδέμ.	G+0,3Q+ 0,3E <sub>x</sub> +E <sub>y</sub>	Εκτός	2,89	1,314
	z=3,2				3,5	1,094
	z=5,5				1,33	0,242

Πίνακας 2: Ανελαστικές μετακινήσεις και γωνιακές παραμορφώσεις

## 9. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ ΓΙΑ ΚΑΘΕ ΤΟΙΧΟ

### 9.1 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΕΥΡΕΣΗΣ ΔΡΩΣΑΣ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΚΑΙ ΑΞΟΝΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ

Για την εύρεση της δρώσας τέμνουσας, κάθε τοίχος χωρίστηκε σε συμπαγείς περιοχές λόγω της ύπαρξης ανοιγμάτων. Η επιλογή των περιοχών αυτών έγινε αυθαίρετα.



Εικόνα 3: Αρίθμηση συμπαγών τμημάτων ελέγχου

Κάθε περιοχή αποτελείται από πολλά πεπερασμένα στοιχεία. Κάθε στοιχείο αποτελείται από τέσσερις κόμβους. Για κάθε κόμβο κάθε στοιχείου βρέθηκαν τα εντατικά μεγέθη, και έπειτα υπολογίστηκε ο μέσος όρος ο οποίος πολλαπλασιάστηκε με το μήκος κάθε στοιχείου ώστε να μετατραπεί σε kN τα εξαγόμενα σε kN/m

αποτέλεσμα του προγράμματος [5]. Αθροίζοντας, τελικά, τα μεγέθη για κάθε στοιχείο, βρέθηκαν η δρώσα τέμνουσα και το αξονικό φορτίο για κάθε περιοχή.

## 10. ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΟΝ Κ.Α.Δ.Ε.Τ

### 10.1 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΙΚΑΝΟΤΙΚΗΣ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ $V_f$ ΚΑΙ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ $V_v$

Υπολογίζεται αρχικά η ικανοτική τέμνουσα  $V_f$  με βάση την εξ.(19) (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §7.2.1 σχέση 7.2β) [1]:

$$V_f = LN / 2 H_0 (1 - 1.15vd) \quad (19)$$

όπου,  $N$  = αξονικό φορτίο του τοίχου που ελέγχεται

$L$  = η οριζόντια εντός επιπέδου διάσταση του τοιχώματος

$H_0$  = η απόσταση μεταξύ της διατομής στην οποία αναπτύσσεται η μέγιστη ροπή και του σημείου μηδενισμού των ροπών

$vd = N / (L \cdot t \cdot f_d)$  (20), το ανηγμένο αξονικό φορτίο (με  $f_d = f_{mc} / \gamma_w$ , όπου  $f_{mc}$  η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας όπως λαμβάνεται από επί τόπου δοκιμές και από πρόσθετες πηγές πληροφόρησης, το  $\gamma_w$  ο συντελεστής ασφαλείας για την τοιχοποιία σύμφωνα με τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων κατά το κεφάλαιο 4 (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §4.5.3) [1], και  $t$  το πάχος του τοίχου.

Στη συνέχεια, υπολογίζεται η διατμητική αντίσταση  $V_v$  με βάση την εξ.(21)

(Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §7.2.2 σχέση 7.3α) [1]:

$$V_v = f_{vd} \cdot L' \cdot t \quad (21)$$

όπου,  $L'$  = το μήκος της θλιβόμενης περιοχής του τοίχου

$t$  = το πάχος του τοίχου

$f_{vd}$  = η μέση διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας η οποία συνυπολογίζει και την παρουσία κατακόρυφου φορτίου ως εξής (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §7.2.2 σχέση 7.3β) [1]:

$$f_{vd} = f_{vm0} + 0.4 N / L' t \leq 0.065 f_b, \quad (22)$$

όπου,  $f_{vm0}$  = η διατμητική αντοχή στην περίπτωση απουσίας κατακόρυφου φορτίου (συνοχή) (η οποία υπολογίζεται σύμφωνα με τον Πίνακα 1.3 [4])

$f_b$  = η ανηγμένη θλιπτική αντοχή λιθοσωμάτων για διεύθυνση εφαρμογής του φορτίου κατακόρυφα στους αρμούς. Παρακάτω υπολογίζονται οι  $V_f$  και  $V_v$  για τον τοίχο AB για τις περιοχές 1 & 2. Με τον ίδιο τρόπο βρέθηκαν και για τις υπόλοιπες περιοχές, για κάθε τοίχο.

ΓΙΑ ΤΟΝ ΤΟΙΧΟ AB:

• Για τις Περιοχές 1 & 2 :

$$L = 4\text{m}$$

$$H_0 = 5,5\text{m}$$

$$\gamma_w = 1,35$$

$$f_d = 2913/1.35 = 2157.78\text{kN/m}^2$$

$$N = -95\text{ kN}$$

$$vd = \frac{N}{L \cdot t \cdot f_d} = \frac{-95\text{kN}}{4 \cdot 0,23 \cdot 2157,78} = -0,048$$

$$V_f = \frac{LN}{2H_0} (1 - 1.15vd) = \frac{4 \cdot 95}{2 \cdot 5,5} (1 - 1.15 \cdot 0,048) = 32,64\text{kN}$$

$$L' = (1/3) \cdot 4 = 1,33 \text{ m}$$

$$t = 0,23 \text{ m}$$

$f_{vm0} = 0,30 \text{ MPa}$  για αργιλικό τοιχόσωμα και κονίαμα γενικής χρήσης κατηγορίας M10

$$f_b = 15 \text{ MPa}$$

$$f_{vd} = f_{vm0} + 0,4 \frac{N}{L' \cdot t} = 300 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,4 \cdot \frac{95}{1,33 \cdot 0,23} = 424,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} <$$

$$0,065 f_b = 0,065 \cdot 15000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 975 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$V_v = f_{vd} \cdot L' \cdot t = 424,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,33 \text{ m} \cdot 0,23 \text{ m} = 129,77 \text{ kN}$$

## 10.2 ΜΟΡΦΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΤΟΙΧΟΥ ΣΕ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΔΡΑΣΗ

Σύμφωνα με τον κανονισμό (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §7.2.3 σχέση 7.4) [1], θεωρείται ότι ένας τοίχος ελέγχεται από την κάμψη αν ισχύει η σχέση:

$$V_f \leq V_v \quad (23)$$

Σε περίπτωση που δεν ικανοποιείται η εξ.(23), ο τοίχος που μελετάται ελέγχεται από τη διάτμηση.

Τοίχος	Περιοχή	Διαφραγματική Λειτουργία	$V_f$ (kN)	$V_v$ (kN)	Έλεγχος	Αστοχία
ΑΒ	1	Χωρίς	32,64	129,77	$V_f < V_v$	Καμπτική
	2	Χωρίς	32,64	129,77	$V_f < V_v$	Καμπτική
	3	Χωρίς	12,16	75,19	$V_f < V_v$	Καμπτική
	4	Χωρίς	13,63	79,20	$V_f < V_v$	Καμπτική
	5	Χωρίς	10,16	69,99	$V_f < V_v$	Καμπτική
	6	Χωρίς	5,27	57,94	$V_f < V_v$	Καμπτική
ΓΔ	1	Χωρίς	21,43	102,6	$V_f < V_v$	Καμπτική
	2	Χωρίς	29,07	125,56	$V_f < V_v$	Καμπτική
	3	Χωρίς	14,36	91	$V_f < V_v$	Καμπτική
	4	Χωρίς	9,53	68,35	$V_f < V_v$	Καμπτική
	5	Χωρίς	11,84	74,35	$V_f < V_v$	Καμπτική
	6	Χωρίς	4,93	57,15	$V_f < V_v$	Καμπτική
	7	Χωρίς	9,84	69,15	$V_f < V_v$	Καμπτική
ΑΔ,ΒΓ	1	Χωρίς	36,69	148,54	$V_f < V_v$	Καμπτική
ΑΒ	1	Μέτρια	7,19	99,98	$V_f < V_v$	Καμπτική
	2	Μέτρια	5,05	97,58	$V_f < V_v$	Καμπτική
	3	Μέτρια	1,79	49,96	$V_f < V_v$	Καμπτική
	4	Μέτρια	1,44	49,15	$V_f < V_v$	Καμπτική
	5	Μέτρια	0,9	47,95	$V_f < V_v$	Καμπτική
	6	Μέτρια	1,79	49,95	$V_f < V_v$	Καμπτική
ΓΔ	1	Μέτρια	4,52	75,72	$V_f < V_v$	Καμπτική
	2	Μέτρια	5,41	97,98	$V_f < V_v$	Καμπτική
	3	Μέτρια	4,44	75,6	$V_f < V_v$	Καμπτική
	4	Μέτρια	3,24	73,8	$V_f < V_v$	Καμπτική
	5	Μέτρια	1,62	49,6	$V_f < V_v$	Καμπτική
	6	Μέτρια	0,72	47,55	$V_f < V_v$	Καμπτική
	7	Μέτρια	1,79	49,95	$V_f < V_v$	Καμπτική
ΑΔ,ΒΓ	1	Μέτρια	7,57	121,67	$V_f < V_v$	Καμπτική

ΑΒ	1	Ισχυρή	35,85	133,99	Vf < Vv	Καμπτική
	2	Ισχυρή	22,74	117,97	Vf < Vv	Καμπτική
	3	Ισχυρή	15,38	83,95	Vf < Vv	Καμπτική
	4	Ισχυρή	15,95	85,55	Vf < Vv	Καμπτική
	5	Ισχυρή	11,39	73,15	Vf < Vv	Καμπτική
	6	Ισχυρή	14,67	81,22	Vf < Vv	Καμπτική
ΓΔ	1	Ισχυρή	47,98	153	Vf < Vv	Καμπτική
	2	Ισχυρή	71,18	159	Vf < Vv	Καμπτική
	3	Ισχυρή	9,28	83	Vf < Vv	Καμπτική
	4	Ισχυρή	8,57	67,15	Vf < Vv	Καμπτική
	5	Ισχυρή	6,61	61,15	Vf < Vv	Καμπτική
	6	Ισχυρή	5,27	57,95	Vf < Vv	Καμπτική
	7	Ισχυρή	6,1	47,35	Vf < Vv	Καμπτική
ΑΔ,ΒΓ	1	Ισχυρή	100,57	215,02	Vf < Vv	Καμπτική

Πίνακας 3: Έλεγχος μορφής αστοχίας για εντός επιπέδου δράση για κάθε τοίχο

### 10.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΟΙΧΩΝ ΣΕ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΔΡΑΣΗ

Η γενική ανίσωση ασφαλείας ελέγχεται σε όρους εντατικών μεγεθών ως εξής: Για πλαστικούς τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς του τοίχου (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §9.3.1) [1]:

$$Sd = SG + SE < Rd \quad (24)$$

όπου, SG : εντατικό μέγεθος για τις δράσεις βαρύτητας (G+0.3Q)

SE : εντατικό μέγεθος για τη σεισμική δράση από την ανάλυση

Rd : τιμή σχεδιασμού της διαθέσιμης παραμόρφωσης, όχι μεγαλύτερη της αναμενόμενης οριακής παραμόρφωσης  $\delta_d$  (τιμή αστοχίας της σχετικής γωνίας στροφής χορδής,  $\theta_d$ , της γωνιακής παραμόρφωσης τοίχου σε εντός επιπέδου δράση,  $\gamma_d$ , κ.λπ.) .Στη στάθμη επιτελεστικότητας B, για πρωτεύοντα στοιχεία, η τιμή της Rd μπορεί να υπολογισθεί ως (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §9.3.1 σχέση 9.2α ) [1]:

$$Rd = \delta_{d,B} = \delta u / \gamma_{Rd,\delta} \quad (25)$$

$$\text{όπου, } \delta u = \delta u = 0.008H_0 / L \quad (26)$$

για τοίχο που ελέγχεται από κάμψη (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §7.4.1 σχέση Σ.7.4α) [1]

$\delta u = \delta u = 0.004$  (23), για τοίχο που ελέγχεται από διάτμηση (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §7.4.1 σχέση Σ.7.5α) [1]

$\gamma_{Rd} = 1.5$  για ένταση παράλληλη προς το επίπεδο του τοίχου (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §9.3.1) [1]

Για το υπό μελέτη κτίριο προέκυψε η κάμψη ως μορφή αστοχίας. Επομένως, ο έλεγχος του κάθε τοίχου θα γίνει για τη στροφή χορδής  $\theta$ , η οποία ταυτίζεται με τη γωνιακή παραμόρφωση  $\gamma$ .

Για εντός επιπέδου κάμψη ή διάτμηση, η στροφή χορδής «διαρροής»,  $\theta_y$ , μπορεί να λαμβάνεται ίση με 0.0015, όπως ορίζεται από τον κανονισμό (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §7.1.2.2) [1]. Στη συνέχεια, παρουσιάζεται ο έλεγχος για τον τοίχο ΑΒ για τις περιοχές 1 & 2. Με τον ίδιο τρόπο πραγματοποιήθηκαν οι έλεγχοι και για τις υπόλοιπες περιοχές, για κάθε τοίχο.

ΓΙΑ ΤΟΝ ΤΟΙΧΟ ΑΒ:

- Για τις περιοχές 1 & 2 :

Τοίχος	Στάθμη (m)	Διάφραγ.	Φόρτιση	Αστοχία	Ελαστική Μετακίν. (mm)	Ανελαστικ. Μετακίν. (mm)	Γωνιακή Παραμ. (%)
ΑΒ	z=2,2	Χωρίς	G+0,3Q	Εντός	0,032	0,038592	0,001573
	z=3,2				0,026	0,031356	
	z=5,5				0,023	0,027738	
	z=2,2	Χωρίς	E <sub>x</sub> +0,3E <sub>y</sub>		0,4	0,4824	0,157304
	z=3,2				0,6	0,7236	
	z=5,5				0,9	1,0854	
	z=2,2	Ξύλινη Στέγη (δοκοί)	G+0,3Q		0,012	0,014472	0,036704
	z=3,2				0,014	0,016884	
	z=5,5				0,084	0,101304	
	z=2,2	Ξύλινη Στέγη (δοκοί)	E <sub>x</sub> +0,3E <sub>y</sub>		0,05	0,0603	0,001573
	z=3,2				0,062	0,074772	
	z=5,5				0,059	0,071154	
	z=2,2	Πλάκα Σκυροδ.	G+0,3Q		0,074	0,089244	0,031461
	z=3,2				0,076	0,091656	
	z=5,5				0,016	0,019296	
	z=2,2	Πλάκα Σκυροδ.	E <sub>x</sub> +0,3E <sub>y</sub>		0,5	0,603	0,157304
z=3,2	0,8			0,9648			
z=5,5	1,1			1,3266			

Πίνακας 4: Μετακινήσεις και γωνιακές παραμορφώσεις για περιοχές 1 & 2

- $\theta_{G+0.3Q} + \theta_{E_x+0.3E_y} = 0.0000016 + 0,000157304 = 0,000159$
- $\theta_{G+0.3Q} + \theta_{E_x+0.3E_y} = 0.000037 + 0.0000016 = 0,0000386$
- $\theta_{G+0.3Q} + \theta_{E_x+0.3E_y} = 0.000031 + 0,000157304 = 0,000189$
- $\delta u = 0.008 H_0/L = 0.008 \cdot 5,5m / 4m = 00,011$
- $Rd = \delta u / \gamma_{Rd} = 0.011/1.5 = 0.0073$
- Έλεγχος :  $0,000159 < 0.0073$  ,  $0,0000386 < 0.0073$  ,  $0,000189 < 0.0073$

Άρα οι περιοχές 1 & 2 επαρκούν για εντός επιπέδου φόρτιση και στις τρεις περιπτώσεις διαφραγματικής λειτουργίας .

#### 10.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΟΙΧΩΝ ΣΕ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΔΡΑΣΗ

Η γενική ανίσωση ασφαλείας ελέγχεται σε όρους εντατικών μεγεθών ως εξής :  
Για πλάστιμους τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς του τοίχου (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §9.3.1) [1]:

$$Sd = SG + SE < Rd \quad (27)$$

όπου, SG : εντατικό μέγεθος για τις δράσεις βαρύτητας (G+0.3Q)

SE : εντατικό μέγεθος για τη σεισμική δράση από την ανάλυση

Rd : τιμή σχεδιασμού της διαθέσιμης παραμόρφωσης, όχι μεγαλύτερη της αναμενόμενης οριακής παραμόρφωσης δd (τιμή αστοχίας της σχετικής γωνίας στροφής χορδής, θd , της γωνιακής παραμόρφωσης τοίχου σε εντός επιπέδου δράση, γd, κ.λπ.) Στη στάθμη επιτελεστικότητας B, για πρωτεύοντα στοιχεία, η τιμή της Rd μπορεί να υπολογισθεί ως (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §9.3.1 σχέση 9.2α ) [1]:

$$Rd = \delta_{d,B} = \delta u / \gamma_{Rd,\delta} \quad (28)$$

όπου,  $\gamma_{Rd} = 2.0$  για ένταση κάθετη προς το επίπεδο του τοίχου (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §9.3.1) [1]  
 Για τοίχο που ελέγχεται από την κάμψη σε εκτός επιπέδου δράση, ως στροφή αστοχίας ( $\delta u$ ) λαμβάνεται η μικρότερη τιμή των (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §7.4.2 σχέσεις Σ7.8, Σ7.9) [1]:

$$\theta u_1 = 0.003 \cdot H_0 / t \quad (29)$$

$$\theta u_2 = \theta R u \cdot (1 - F_y / F_{Rd}) \quad (30)$$

όπου,  $H_0$  = η απόσταση του σημείου μέγιστης μετακίνησης από την ακμή αστοχίας  
 $t$  = το πάχος του τοίχου

$$\theta R_{u} = t / H_0 \text{ (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §7.4.2 σχέση Σ7.7) [1]} \quad (31)$$

$F_y$  = η μικρότερη εκ των  $V_f$  και  $V_v$ , όπως βρέθηκαν στον Πίνακα 4 (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §7.2.3)

Ο κανονισμός αναφέρει ότι η  $F_{Rd}$  (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §7.4.2 σχέση Σ7.6) [1] λαμβάνεται ως:

$$F_{Rd} = \lambda \cdot w E d \cdot A_{L,w} \quad (32)$$

όπου,  $A_{L,w}$  = η επιφάνεια του τοίχου ορθογώνια προς το σεισμό

$\lambda = 2$  για τοίχο με συνθήκες πάκτωσης πάνω και κάτω, ή αριστερά και δεξιά

$\lambda = 1$  για όλες τις άλλες περιπτώσεις

$$w E d = (S_e(T) \cdot t \cdot \gamma) / g \quad (33)$$

όπου  $S_e(T)$  η φασματική επιτάχυνση,  $t$  το πάχος του τοίχου και  $\gamma$  το ειδικό βάρος της τοιχοποιίας. Όμως, η τιμή αυτή της  $F_{Rd}$  δεν αποτελεί την δυσμενέστερη περίπτωση φόρτισης καθώς δεν λαμβάνει υπόψη τα κατακόρυφα φορτία που φέρει το κτίριο, και έτσι ως  $F_{Rd}$  λήφθηκε η δρώσα τέμνουσα. Για εκτός επιπέδου κάμψη, η στροφή χορδής «διαρροής»,  $\theta y$ , μπορεί να λαμβάνεται ίση με 0.0020, όπως ορίζεται από τον κανονισμό (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. §7.1.2.2) [1].

Στη συνέχεια, παρουσιάζεται ο έλεγχος για τον τοίχο AB για την περιοχή 1. Με τον ίδιο τρόπο πραγματοποιήθηκαν οι έλεγχοι και για τις υπόλοιπες περιοχές, για κάθε τοίχο.

ΓΙΑ ΤΟΝ ΤΟΙΧΟ AB:

• Για την περιοχή 1 :

$$\theta R u = t / H_0 = 0,23m / 5,5m = 0.042$$

$$\min \begin{cases} \theta u_1 = 0.003 \cdot \frac{H_0}{t} = 0.003 \cdot \frac{5,5}{0,23} = 0,072 \\ \theta u_2 = \theta R u \cdot (1 - F_y / F_{Rd}) = 0,042 \cdot (1 - 32,64 / 401,2) = 0,0386 \end{cases}$$

$$\rightarrow \min \begin{cases} \theta u_1 \\ \theta u_2 \end{cases} = 0,0386$$

$$\min \begin{cases} \theta u_1 = 0.003 \cdot \frac{H_0}{t} = 0.003 \cdot \frac{5,5}{0,23} = 0,072 \\ \theta u_2 = \theta R u \cdot (1 - F_y / F_{Rd}) = 0,042 \cdot (1 - 36,69 / 144) = 0,0313 \end{cases}$$

$$\rightarrow \min \begin{cases} \theta u_1 \\ \theta u_2 \end{cases} = 0,0313$$

$$\min \begin{cases} \theta_{u1} = 0.003 \cdot \frac{H_0}{t} = 0.003 \cdot \frac{5,5}{0,23} = 0,072 \\ \theta_{u2} = \theta_{Ru} \cdot (1 - F_y / FR_d) = 0,042 \cdot (1 - 35,85 / 480) = 0,0389 \end{cases}$$

$$\rightarrow \min \begin{cases} \theta_{u1} \\ \theta_{u2} \end{cases} = 0,0389$$

Τοίχος	Στάθμη (m)	Διάφραγ.	Φόρτιση	Αστοχία	Ελαστική Μετακίν. (mm)	Ανελαστική Μετακίν. (mm)	Γωνιακή Παραμόρφ. (%)
AB	z=2,2	Χωρίς	G+0,3 Q	Εντός	0,032	0,038592	0,001573
	z=3,2				0,026	0,031356	
	z=5,5				0,023	0,027738	
	z=2,2	Χωρίς	E <sub>x</sub> +0,3 E <sub>y</sub>		0,2	0,241	0,105
	z=3,2				0,3	0,362	
	z=5,5				0,5	0,603	
	z=2,2	Εύλινη Στέγη (δοκοί)	G+0,3 Q		0,012	0,014472	0,036704
	z=3,2				0,014	0,016884	
	z=5,5				0,084	0,101304	
	z=2,2	Εύλινη Στέγη (δοκοί)	E <sub>x</sub> +0,3 E <sub>y</sub>		0,021	0,025	0,00087
	z=3,2				0,026	0,031	
	z=5,5				0,024	0,029	
	z=2,2	Πλάκα Σκυροδ.	G+0,3 Q		0,074	0,089244	0,031461
	z=3,2				0,076	0,091656	
	z=5,5				0,016	0,019296	
	z=2,2	Πλάκα Σκυροδ.	E <sub>x</sub> +0,3 E <sub>y</sub>		0,2	0,241	0,262
z=3,2	0,3			0,362			
z=5,5	0,8			0,965			

Πίνακας 5: Μετακινήσεις και γωνιακές παραμορφώσεις

- $\theta_{G+0.3Q} + \theta_{E_x+0.3E_y} = 0,0000016 + 0,000105 = 0,0001066$
  - $\theta_{G+0.3Q} + \theta_{E_x+0.3E_y} = 0,000037 + 0,00000087 = 0,0000378$
  - $\theta_{G+0.3Q} + \theta_{E_x+0.3E_y} = 0,000031 + 0,000262 = 0,000293$
  - $\delta u_1 = 0,0386, \delta u_2 = 0,0313, \delta u_3 = 0,0389$
  - $Rd_1 = \delta u / \gamma_{Rd} = 0,0386/2 = 0,0193, Rd_2 = \delta u / \gamma_{Rd} = 0,0313/2 = 0,0157, Rd_3 = \delta u / \gamma_{Rd} = 0,0389/2 = 0,0195$
  - Έλεγχος :  $0,0001066 < 0,0193, 0,0000378 < 0,0157, 0,000293 < 0,0195$
- Άρα η περιοχή 1 επαρκεί για εκτός επιπέδου φόρτιση και στις τρεις περιπτώσεις .

## 11. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- ❖ Με βάση την ανάλυση ,τους ελέγχους και τους υπολογισμούς με στόχο τον έλεγχο αστοχίας για τις παραπάνω σεισμικές φορτίσεις και την σύγκριση των δύο κανονισμών προέκυψαν μερικά συμπεράσματα είτε για τον φορέα είτε για τους κανονισμούς. Αρχικά ,κατά την εύρεση των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας παρατηρήθηκαν διαφορές μεταξύ του Ευρωκώδικα 6 και των τύπων που αναφέρονται στον ΚΑΔΕΤ. Η διαφορά αυτή ποσοτικοποιείται κατά την παρατήρηση της τιμής της χαρακτηριστικής θλιπτικής αντοχής του τοιχοσώματος. Ο Ευρωκώδικας βρίσκει τη χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή

του τοιχοσώματος περίπου μιάμιση φορά μεγαλύτερη από την αντοχή που προκύπτει από τον ΚΑΔΕΤ με την εξίσωση του Τάσσιου ( $\frac{f_{wd}}{f_{wc}} = \frac{4440}{2913} \approx 1,5$ ).

Αντίστοιχα από την τελική τιμή της θλιπτικής αντοχής προκύπτει και το μέτρο ελαστικότητας οπότε και σε αυτό υπάρχει μία διαφορά μεταξύ των δύο κανονισμών, με αποτέλεσμα ο Ευρωκώδικας να βρίσκεται από την ευμενή πλευρά για αυτό στην παρούσα εργασία ελήφθησαν μόνο οι τιμές που προήλθαν από τον ΚΑΔΕΤ για την ανάλυση και τον έλεγχο του κτιρίου.

- ❖ Κατά τη διαδικασία ανάλυσης αποτελεσμάτων παρατηρήθηκαν οι εξής διαφορές μεταξύ των προσομοιωμάτων με μέτρια και ισχυρή διαφραγματική λειτουργία σε σχέση με το κτήριο χωρίς κάποια διαφραγματική λειτουργία. Σε όρους μετακινήσεων και γωνιακών παραμορφώσεων το κτίριο με μέτρια διαφραγματική λειτουργία, έχοντας δηλαδή τις ξύλινες δοκούς παρουσιάζει μείωση στις μετακινήσεις περίπου μίας τάξης μεγέθους και κατά τις δύο σεισμικές φορτίσεις στους δύο στους δύο τοίχους ΑΒ και ΓΔ από το αντίστοιχο εξιδανίκευμα χωρίς καμία διαφραγματική λειτουργία. Το ίδιο ισχύει και για τις γωνιακές παραμορφώσεις εφόσον προκύπτουν από τις μετακινήσεις. Δεν ισχύει το ίδιο για μία μόνο περίπτωση για τους τοίχους ΑΔ και ΓΒ στην εκτός επιπέδου δράση όπου εκεί παρουσιάζονται μεγάλες τιμές και σε επίπεδο μετακινήσεων και σε επίπεδο γενικών παραμορφώσεων, το οποίο χρήζει ιδιαίτερης προσοχής. Το κτίριο με διαφραγματική λειτουργία ισχυρή, έχοντας την πλάκα σκυροδέματος παρουσιάζονται σταθερά μικρές τιμές τόσο στις μετακινήσεις όσο και στις γωνιακές παραμορφώσεις, όμως συγκριτικά με την μέτρια διαφραγματική λειτουργία με τις ξύλινες δοκού παρουσιάζεται και πάλι διαφορά στις μετακινήσεις και στις γωνιακές παραμορφώσεις μιας τάξης μεγέθους, πράγμα που σημαίνει ότι εφόσον μελετηθούν και τοποθετηθούν σωστά οι διαδοκίδες μπορούμε να έχουμε επιθυμητά αποτελέσματα χωρίς τη χρήση της ισχυρότερης διαφραγματικής λειτουργίας.
- ❖ Επιπλέον, προς εξασφάλιση της δυσμένειας κατά τον έλεγχο των τοίχων σε εκτός επιπέδου δράση η δύναμη  $F_{rd}$  που αναφέρει ο κανονισμός έχει εξαχθεί ως η δρώσα τέμνουσα στον τοίχο και όχι από τον τύπο (32) ΚΑΔΕΤ προκειμένου να ληφθούν και τα κατακόρυφα φορτία.
- ❖ Το κτίριο επαρκεί για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β για εντός και εκτός επιπέδου φόρτιση εφόσον ικανοποιούνται τα κριτήρια που θέτει ο κανονισμός. Στις περιοχές όπου η στροφή χορδής  $\theta$  προκύπτει μικρότερη από τη στροφή χορδής διαρροής  $\theta_y$  δηλώνει ότι οι ρηγματώσεις σε αυτούς τους τοίχους δεν θα είναι αισθητές.
- ❖ Τέλος, για τις εκάστοτε σεισμικές δράσεις στο επίπεδο των τοίχων παρατηρούνται μετακινήσεις στα άκρα τους αν πρόκειται για φόρτιση κάθετα στο επίπεδό τους και στο μέσον αν πρόκειται για παράλληλα. Αυτά θα πρέπει να αποτελούντα κύρια σημεία ελέγχου.



## 12. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Κανονισμός για την Αποτίμηση Δομητικών Επεμβάσεων σε κτίρια από Τοιχοποιία (Κ.Α.Δ.Ε.Τ.), Μάρτιος 2019.
- [2] Φυλλίτσα Β.Καραντώνη, “Κατασκευές από τοιχοποιία Σχεδιασμός και επισκευές”, Αθήνα 2012 .
- [3] Σαρρή Αλκυόνη, “Επιρροή του μεγέθους ανοιγμάτων στη σεισμική συμπεριφορά κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία – Συγκρίσεις με το δευτεροβάθμιο έλεγχο κατά ΟΑΣΠ”, Διπλωματική εργασία, Πάτρα Φεβρουάριος 2016.
- [4] Χατζηκωνσταντίνου Αλεξάνδρα, “Σύγκριση μεθόδων αποτίμησης σεισμικής επάρκειας κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία”, Μεταπτυχιακή Διατριβή, Πάτρα Φεβρουάριος 2014.
- [5] SAP2000 MANUAL.

