

**Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας ενός παραδοσιακού διώροφου
κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία κατασκευασμένου προ του έτους 1955
και σύγκριση των προτεινόμενων προτάσεων ανασχεδιασμού του βάσει
Κ.Α.Δ.Ε.Τ**

**Θωμάς Τουραλιάς¹, Ιωάννης Τηγάνης², Αριστείδης Παπαχρηστίδης³,
Κωνσταντίνος Ρεπαπής⁴**

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα εργασία έχει ως αντικείμενο τη μελέτη αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας ενός παραδοσιακού διώροφου κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία, κατασκευασμένη πριν από το έτος 1955. Στόχος της εργασίας είναι η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου βάσει του Κανονισμού για την Αποτίμηση και τις Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας (Κ.Α.Δ.Ε.Τ), καθώς και η συγκριτική αξιολόγηση των προτεινόμενων στρατηγικών ανασχεδιασμού. Για την κατασκευή του υπολογιστικού προσομοιώματος και την ανάλυση της κατασκευής χρησιμοποιήθηκαν πεπερασμένα στοιχεία και εφαρμόστηκε ελαστική στατική ανάλυση. Οι μέθοδοι ενίσχυσης που προτείνονται είναι: α) Βαθιά αρμολογήματα β) Ομογενοποίηση της μάζας της φέρουσας τοιχοποιίας με τη χρήση ενέματος. Από την ανάλυση του υφιστάμενου φέροντος οργανισμού διαπιστώθηκαν ανεπάρκειες στη φέρουσα ικανότητα στα περισσότερα δομικά στοιχεία, σύμφωνα με τους ελέγχους του (Κ.Α.Δ.Ε.Τ) τόσο σε εντός όσο και σε εκτός επιπέδου δράση. Η σύγκριση των προτάσεων ανασχεδιασμού ανέδειξε την επίδραση της κάθε ενίσχυσης στην συμπεριφορά των φερόντων στοιχείων σε εκτός επιπέδου κάμψη καθώς και σε εντός επιπέδου κάμψη και τέμνουσα.

Λέξεις Κλειδιά: Αποτίμηση, Ανασχεδιασμός, Φέρουσα ικανότητα, Κ.Α.Δ.Ε.Τ

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Τα διατηρητέα κτίρια και τα νεότερα μνημεία δεν έχουν κατασκευαστεί βάσει κάποιου κανονισμού αλλά σύμφωνα με την παραδοσιακή τεχνική των μαστόρων της εποχής τους [1]. Για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό των κτηρίων αυτών, τέθηκε σε ισχύ τον Απρίλιο του 2023, ο Κανονισμός για την Αποτίμηση και τις Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας. Ο κανονισμός

¹ Πολιτικός μηχανικός Δ.Π.Θ., MSc Π.Α.Δ.Α ΑΔΟΑΠ, touralias@yahoo.gr

² Πολιτικός μηχανικός, 3DR Engineering Software Ltd, ioannis.tiganis@3dr.eu

³ Δρ. Πολιτικός μηχανικός, 3DR Engineering Software Ltd, aristidi@3dr.eu

⁴ Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Πανεπιστήμιο Δυτικής Αττικής, crepapis@uniwa.gr

αυτός σε συνδυασμό με το υφιστάμενο κανονιστικό πλαίσιο για την εκπόνηση μελετών και την εκτέλεση εργασιών σε ακίνητα μνημεία [2], αποτελούν δυο σημαντικά εργαλεία στα χέρια των μηχανικών που δραστηριοποιούνται με την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό διατηρητέων κτηρίων από φέρουσα τοιχοποιία.

Στην παρούσα εργασία πραγματοποιείται αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας ενός διώροφου παραδοσιακού κτιρίου από φέρουσα λιθοδομή, κατασκευασμένου προ του έτους 1955, βάσει του Κ.Α.Δ.Ε.Τ. Διενεργούνται οι έλεγχοι των κριτηρίων της ανίσωσης ασφαλείας με όρους εντατικών μεγεθών, για την επιλεγείσα στάθμη επιτελεστικότητας στο στάδιο της αποτίμησης.

Το κτίριο που επιλέχθηκε βρίσκεται στον οικισμό Παλιούρι του Δήμου Αισωνίας στο νομό Μαγνησίας. Η παραδοσιακή αρχιτεκτονική του οικισμού ήταν προσαρμοσμένη στην γεωκτηνοτροφική οικονομία. Τα παλιότερα σπίτια του οικισμού ήταν τριώροφα πυργόσπιτα με μικρές πόρτες λίγα παράθυρα καθώς και διώροφα κτίρια που διέθεταν τους απαραίτητους βοηθητικούς χώρους [3].

2 ΣΤΑΔΙΟ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

2.1 Διερεύνηση του φέροντος οργανισμού.

Το διώροφο κτίριο έχει σχήμα ορθογωνίου διαστάσεων 6.90m x 7.70m και ύψος 4.55m. Οι φέροντες εξωτερικοί τοίχοι του κτιρίου έχουν πάχος 60cm και είναι κατασκευασμένοι από δίστρωτη λιθοδομή από σχιστόλιθο με διάτονα λιθοσώματα και κονίαμα από πηλό και άχυρο. Στο ισόγειο και εγκάρσια στη μεγάλη διάσταση του κτιρίου, υπάρχει αντίστοιχος εσωτερικός φέρων τοίχος πάχους 0,45m, που δεν συνεχίζει στον όροφο. Το ξύλινο πάτωμα του ορόφου εδράζεται πάνω σε ορθογωνικής διατομής δοκούς που πακτώνονται εν μέρει στους εξωτερικούς τοίχους και εν μέρει στον εσωτερικό πεσσό του ισογείου. Τα σημεία γέννησης των τοξωτών ανωφλιών του κτιρίου συνδέονται με ξύλινους ελκυστήρες.

2.2 Ιστορικό σεισμικών γεγονότων και παθολογία της κατασκευής.

Ο καταστροφικός σεισμός μεγέθους 6.2 της κλίμακας Ρίχτερ, με επίκεντρο τον Παγασητικό Κόλπο, που σημειώθηκε στις 19 Απριλίου του 1955, είχε ως αποτέλεσμα πολλά τριώροφα πυργόσπιτα και διώροφες κατοικίες στον οικισμό Παλιούρι να υποστούν μεγάλες ζημιές.[3]

Από ταχύ οπτικό έλεγχο που πραγματοποιήθηκε στο κτίριο διαπιστώθηκε ότι δεν εμφανίζει έντονη παθολογία. Συγκεκριμένα διαπιστώθηκαν μικρού εύρους ρωγμές αποκόλλησης κατά μήκους των γωνιών σύνδεσης των τοίχων του α ορόφου και ρηγμάτωση τοξωτών ανωφλιών.

Στο Σχήμα 1 φαίνεται η νότια και βορειανατολική όψη του κτιρίου.



(α)



(β)

Σχήμα 1:(α) Νότια όψη (πρόσοψη) και (β) βορειανατολική όψη του κτιρίου

2.3 Προσδιορισμός των μηχανικών χαρακτηριστικών του φέροντος οργανισμού.

Για τον προσδιορισμό των μηχανικών χαρακτηριστικών της φέρουσας τοιχοποιίας, δεν διενεργήθηκαν καταστρεπτικές μέθοδοι ούτε εργαστηριακές δοκιμές. Επειδή το κτίριο δεν έχει χαρακτηριστεί με απόφαση των αρμόδιων υπηρεσιών ως διατηρητέο ή νεότερο μνημείο, γίνεται χρήση των ερήμην τιμών των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών βάσει του παραρτήματος 3.1 του Κ.Α.Δ.Ε.Τ.

- Θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας f_{mc} και μέτρο Ελαστικότητας E_{wc}

Η μέση θλιπτική αντοχή της δίστρωτης τοιχοποιίας υπολογίζεται από την σχέση (1) που αντιστοιχεί στη σχέση Σ 6.3 του Κ.Α.Δ.Ε.Τ και λαμβάνει τιμή $f_{wc} = 2.03 \text{ MPa}$.

$$f_{wc} = \xi \left[\frac{2}{3} (\sqrt{f_{bc}} - f_0) + f_{mc} \right] \quad (\Sigma 6.3 \text{ ΚΑΔΕΤ}) \quad (1)$$

Το μέτρο ελαστικότητας υπολογίζεται από την εμπειρική σχέση (2) που προτείνει ο Κ.Α.Δ.Ε.Τ και λαμβάνει τιμή $E_{wc} = 698.632 \text{ MPa}$

$$E_{WC} \approx 1300 \left(1 - \frac{f_{wc}}{5} \right) f_{wc} \mp 140 f_{wc}^2 [\text{MPa}] \text{ για } 1 \text{ MPa} < f_{wc} < 3 \text{ MPa} \quad (\Sigma 6.5 \text{ ΚΑΔΕΤ}) \quad (2)$$

- Διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας σε διάτμηση f_v και μέτρο διάτμησης G_{wc}

Η αντοχή της τοιχοποιίας έναντι τέμνουσας υπολογίζεται από την σχέση (3) του ΚΑΔΕΤ

$$f_v = f_{v0} + \mu \sigma \quad (6.4 \text{ ΚΑΔΕΤ}) \quad (3)$$

- Εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας f_{wt}

Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας λόγω ελλείψει ακριβέστερων στοιχείων υπολογίζεται βάσει της παραγράφου 6.5 του ΚΑΔΕΤ και λαμβάνει τιμή 0.2 MPa , επειδή η αντοχή του

κονιάματος είναι μεταξύ 2 και 5 MPa.

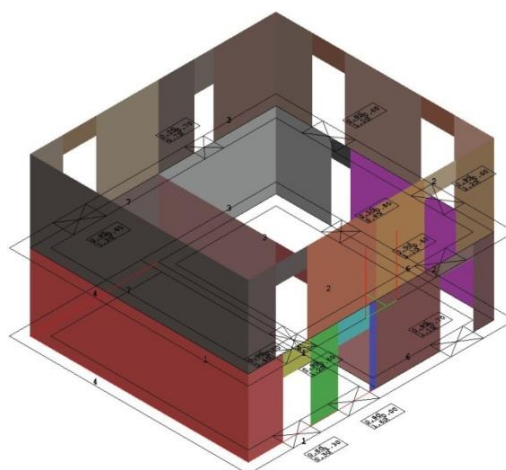
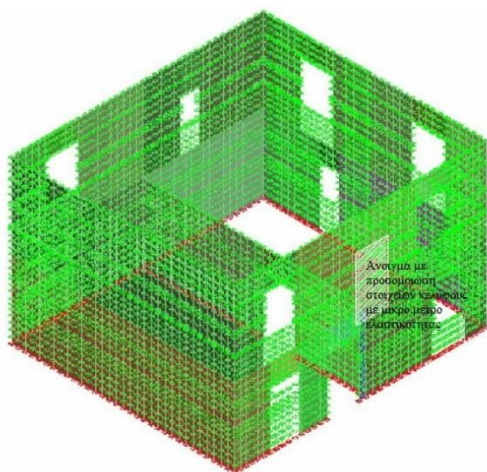
2.4 Προσδιορισμός στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων και στάθμης επιτελεστικότητας

Η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων θεωρήθηκε ανεκτή καθώς έγινε χρήση ερήμην τιμών των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών κατά ΚΑΔΕΤ.

Η κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου είναι II διότι έχει χρήση κατοικία. Η στάθμη επιτελεστικότητας που επιλέχθηκε είναι η (B1) σημαντικές βλάβες (SD). Τόσο στο στάδιο της αποτίμησης όσο και του ανασχεδιασμού, το δόμημα μελετάται ώστε να μπορεί να υποστεί σημαντικές βλάβες, ορισμένες από τις οποίες ενδέχεται να είναι βαριές, χωρίς να υπάρχουν τοπικές καταρρεύσεις, ωστόσο να διαθέτει απομένονσα φέρουσα ικανότητα και δυσκαμψία.[4]

2.5 Προσομοίωση και ανάλυση

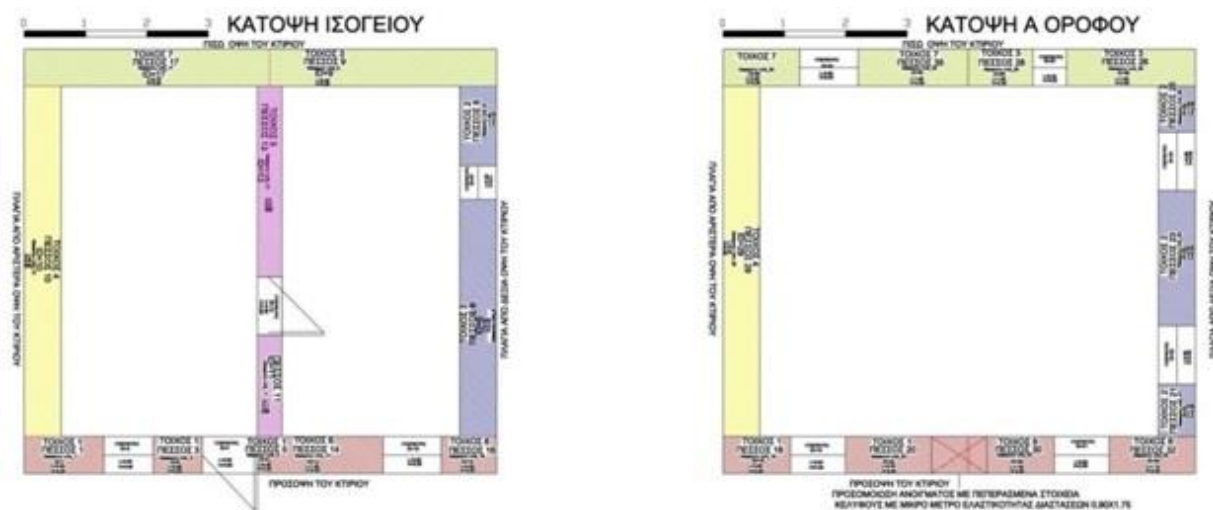
Ο φορέας προσομοιώθηκε (Σχήμα 2) με την μέθοδο των πεπερασμένων επιφανειακών τετρακομβικών στοιχείων κελύφους, του λογισμικού Pessos της εταιρείας 3DR Engineering Software Ltd [5].



Σχήμα 2: Προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων

Σχήμα 3: Χρωματική αναπαράσταση πεσσών

Η τρισδιάστατη χρωματική αναπαράσταση των πεσσών (Σχήμα 3) και η αρίθμηση των πεσσών στις κατόψεις (Σχήμα 4) δίνει μεγαλύτερη εποπτικότητα του φορέα που εξετάζουμε. Χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος της ισοδύναμης στατικής ανάλυσης, με ομοιόμορφη κατανομή των σεισμικών δυνάμεων καθ' ύψος και εφαρμόστηκε καθολικός δείκτης σεισμικής συμπεριφοράς $q=1.5$, τόσο στο στάδιο της αποτίμησης όσο και του ανασχεδιασμού.



Σχήμα 4: Ονομαστική απεικόνιση των πεσσών στις κατόψεις ισογείου και ορόφου.

Επιλέχθηκαν οι παρακάτω παράμετροι αντισεισμικού σχεδιασμού:

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας: II-Επιτάχυνση εδάφους: 0.24g

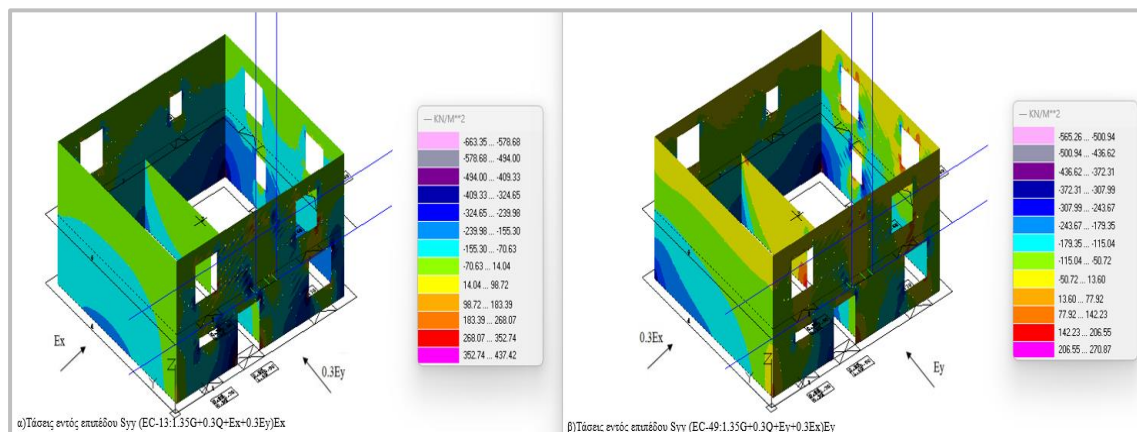
Κατηγορία σπουδαιότητας: II (κατοικία)

Κατηγορία εδάφους B- Συντελεστής εδάφους $S=1.20$

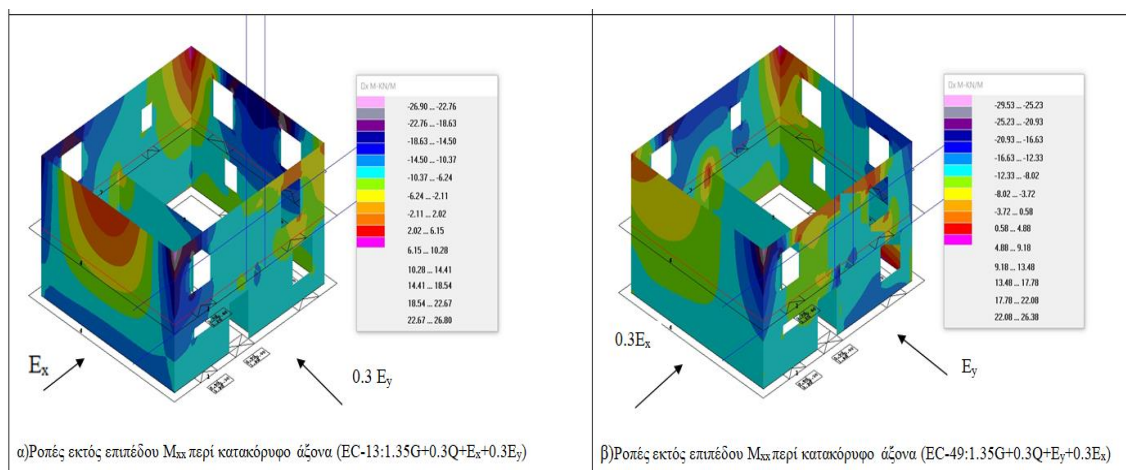
Χαρακτηριστικές περίοδοι φάσματος $T_b=0.15\text{sec}$, $T_c=0.50\text{sec}$. Απόσβεση $\zeta=5\%$

2.6 Αποτελέσματα αποτίμησης

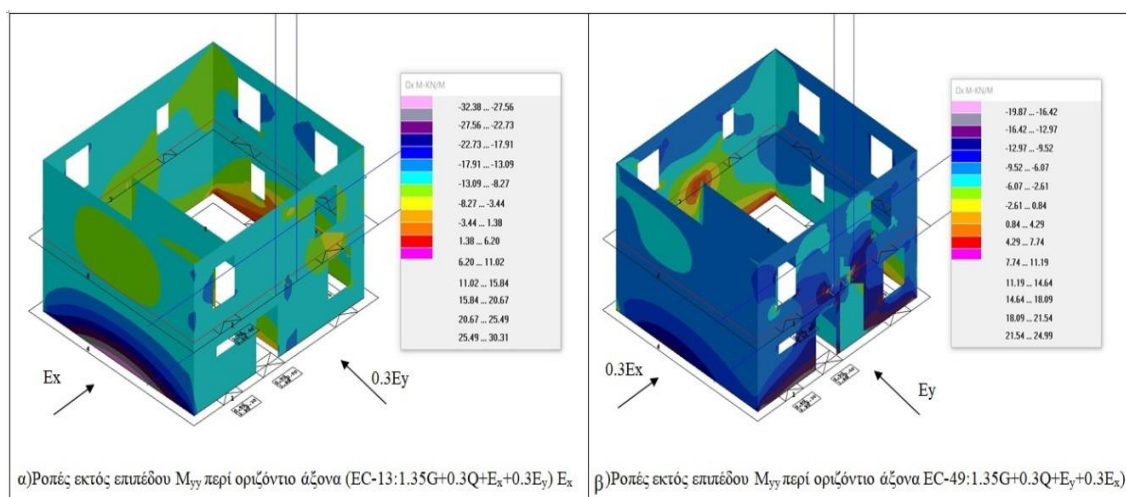
Η γραφική απεικόνιση των κατακόρυφων τάσεων εντός επιπέδου παρουσιάζεται στο Σχήμα 5, ενώ στα Σχήματα 6 & 7 παρουσιάζονται οι εκτός επιπέδου ροπές κάμψης περί κατακόρυφο άξονα M_{xx} και περί οριζόντιο άξονα M_{yy} , για τους συνδυασμούς φόρτισης $E_x+0.3E_y$ και $0.30E_x+E_y$.



Σχήμα 5: Κατακόρυφες τάσεις εντός επιπέδου S_{yy} για τους συνδυασμούς φόρτισης $E_x+0.3E_y$ και $0.30E_x+E_y$.



Σχήμα 6: Ροπές κάμψης M_{xx} εκτός επιπέδου περί κατακόρυφο άξονα για τους συνδυασμούς φόρτισης $E_x+0.3E_y$ και $0.30E_x+E_y$.



Σχήμα 7: Ροπές κάμψης M_{yy} εκτός επιπέδου περί κατακόρυφο άξονα για τους συνδυασμούς φόρτισης $E_x+0.3E_y$ και $0.30E_x+E_y$.

Πίνακας 1: Δείκτες ανεπάρκειας στο στάδιο της αποτίμησης στο επίπεδο του ισογείου.

ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΙΣΟΓΕΙΟΥ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ $q=1,5$								
		ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΑΞΙΟΝΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΠΕΡΙ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟ ΑΞΟΝΑ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΠΕΡΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΑΞΟΝΑ	ΕΛΕΓΧΟΣ
		ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ	ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ	ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ	ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ	ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ	ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ	
ΤΟΙΧΟΣ 1	ΠΕΣΣΟΣ 1	0,22	10,00	41,52	4,69	22,00	0,97	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	ΠΕΣΣΟΣ 3	0,28	10,00	1,44	18,88	1,60	1,07	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	ΠΕΣΣΟΣ 5	0,41	11,83	3,44	0,61	1,73	4,58	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
ΤΟΙΧΟΣ 6	ΠΕΣΣΟΣ 14	0,14	7,00	1,82	0,91	1,49	0,35	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	ΠΕΣΣΟΣ 16	0,23	11,53	98,55	2,97	40,03	1,20	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
ΤΟΙΧΟΣ 2	ΠΕΣΣΟΣ 6	0,14	2,48	0,73	0,56	1,74	0,07	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	ΠΕΣΣΟΣ 8	0,16	7,99	1,80	1,00	2,82	0,18	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
ΤΟΙΧΟΣ 3	ΠΕΣΣΟΣ 9	0,16	4,93	2,82	0,67	2,17	0,29	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
ΤΟΙΧΟΣ 7	ΠΕΣΣΟΣ 17	0,15	4,26	2,53	0,51	1,92	0,25	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
ΤΟΙΧΟΣ 4	ΠΕΣΣΟΣ 11	0,15	1,39	0,89	0,48	1,82	0,07	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
ΤΟΙΧΟΣ 5	ΠΕΣΣΟΣ 10	0,13	10,00	4,88	44,27	5,43	0,30	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	ΠΕΣΣΟΣ 13	0,10	10,00	1,48	1,66	1,94	0,16	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ

Ο έλεγχος επάρκειας με όρους εντατικών μεγεθών γίνεται σε κάθε επιμέρους πεσσο των τοίχων του κτιρίου. Υπολογίζουμε τους δείκτες ανεπάρκειας των εντατικών μεγεθών δηλαδή το λόγο

των τιμών σχεδιασμού των μεγεθών (E_d) που προκαλούνται από τις δράσεις στο δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης, προς τις τιμές σχεδιασμού των διαθέσιμων αντίστοιχων αντιστάσεων (R_d), τόσο στο ισόγειο (Πίνακας 1) όσο και στον όροφο (Πίνακας 2).

Πίνακας 2: Δείκτες ανεπάρκειας στο στάδιο της αποτίμησης στο επίπεδο του ορόφου.

ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΟΡΟΦΟΥ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ $q=1,5$						
		ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΑΞΟΝΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΠΕΡΙ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟ ΑΞΟΝΑ ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΠΕΡΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΑΞΟΝΑ ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ λ	ΕΛΕΓΧΟΣ
ΤΟΙΧΟΣ 1	ΠΕΣΣΟΣ 18	0,09	0,46	0,73	5,63	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	ΠΕΣΣΟΣ 20	0,07	1,65	0,76	2,25	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
ΤΟΙΧΟΣ 6	ΠΕΣΣΟΣ 30	0,07	0,95	0,95	2,47	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	ΠΕΣΣΟΣ 32	0,08	0,67	0,74	2,90	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
ΤΟΙΧΟΣ 2	ΠΕΣΣΟΣ 21	0,09	0,54	0,54	5,58	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	ΠΕΣΣΟΣ 23	0,08	0,47	0,46	2,73	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	ΠΕΣΣΟΣ 25	0,08	0,38	0,49	5,85	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
ΤΟΙΧΟΣ 3	ΠΕΣΣΟΣ 26	0,09	0,45	0,41	2,64	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	ΠΕΣΣΟΣ 28	0,08	0,55	1,28	4,53	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
ΤΟΙΧΟΣ 7	ΠΕΣΣΟΣ 33	0,08	0,67	0,98	2,38	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
	ΠΕΣΣΟΣ 35	0,08	0,52	0,62	4,51	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
ΤΟΙΧΟΣ 4	ΠΕΣΣΟΣ 29	0,08	0,25	0,23	1,28	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ

Από την ανάλυση των αποτελεσμάτων διαπιστώνουμε ότι:

- Όλοι οι πεσσοί του ισογείου παρουσιάζουν ανεπάρκεια σε διάτμηση, όταν η σεισμική δράση είναι παράλληλη στο επίπεδο των τοίχων (εντός επιπέδου διάτμησης).
- Όλοι οι πεσσοί του ισογείου, όταν η σεισμική δράση είναι κάθετη στο επίπεδο των τοίχων, παρουσιάζουν ανεπάρκεια σε κάμψη εκτός επιπέδου, με επίπεδο θραύσης παράλληλα στους οριζόντιους αρμούς (εκτός επιπέδου κάμψη περί οριζόντιο άξονα).
- Όλοι οι πεσσοί του ορόφου, όταν η σεισμική δράση είναι κάθετη στο επίπεδο των τοίχων, παρουσιάζουν ανεπάρκεια σε κάμψη εκτός επιπέδου, με επίπεδο θραύσης κάθετα στους οριζόντιους αρμούς (εκτός επιπέδου κάμψη περί κατακόρυφο άξονα).

3 ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Για τη βελτίωση της φέρουσας ικανότητας της τοιχοποιίας επιλέχθηκαν δυο μέθοδοι ενίσχυσης που προτείνονται από το ΚΑΔΕΤ και είναι εφαρμόσιμες σε διατηρητέα κτίρια ή μνημεία γιατί χρησιμοποιούν ως βασικό συστατικό την υδραυλική άσβεστο και την διαβαθμισμένη άμμο [6]. Επιπλέον ενισχύθηκε το διάφραγμα στην στέγη και το μεσοπάτωμα. Εξετάζονται πέντε προσομοιώματα ανασχεδιασμού: α) ανασχεδιασμό με ενίσχυση διαφράγματος μόνο στην στέγη, β) ανασχεδιασμό με ενίσχυση διαφράγματος στο ενδιάμεσο πάτωμα και στην στέγη, γ) ανασχεδιασμό μόνο με ομογενοποίηση μάζας, δ) ανασχεδιασμό με ενίσχυση διαφράγματος μόνο στην στέγη και ομογενοποίηση μάζας της φέρουσας τοιχοποιίας ε) ανασχεδιασμό με ενίσχυση διαφράγματος στο μεσοπάτωμα και στην στέγη και ομογενοποίηση μάζας της φέρουσας τοιχοποιίας.

3.1 Ενίσχυση της φέρουσας τοιχοποιίας με αμφίπλευρο βαθύ αρμολόγημα με κονίαμα με βάση την υδραυλική άσβεστο.

Η επιλογή της μεθόδου του βαθιού αρμολογήματος στην συγκεκριμένη φέρουσα τοιχοποιία προτείνεται λόγω του μικρού πάχους της και των μικρών αρχικών μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας.

Το βάθος του αμφίπλευρου αρμολογήματος επιλέχθηκε να είναι 16cm, δηλαδή 8 cm σε κάθε παρειά.

Η επιλογή του κατάλληλου κονιάματος αρμολόγησης, με βασικό συστατικό την υδραυλική άσβεστο και την διαβαθμισμένη άμμο πρέπει να ακολουθεί συγκεκριμένο τρόπο εφαρμογής, ώστε να εξασφαλίζεται σταθερή ανά τετραγωνικό μέτρο όψεως της τοιχοποιίας κατανάλωση του κονιάματος.

Για τον υπολογισμό των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας μετά την εφαρμογή του βαθιού αρμολογήματος, υπολογίστηκε η θλιπτική αντοχή του μεικτού κονιάματος αρμολογήματος βάσει της σχέσης (4).

$$f_{m,f} = f_j \delta + f_{m,0}(1 - \delta) \quad (8.1 \text{ ΚΑΔΕΤ}) \quad (4)$$

Από την εφαρμογή της παραπάνω σχέσης, λαμβάνοντας υπόψη ότι η θλιπτική αντοχή του κονιάματος αρμολόγησης με βάση την υδραυλική άσβεστο είναι $f_j=0,4\text{MPa}$, προκύπτει ότι η αντοχή μεικτού κονιάματος αρμολογήματος είναι $f_{m,f} = 0.26\text{MPa}$

Η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας μετά το βαθύ αρμολόγημα, σχέση (5), προκύπτει από την σχέση (1) με αντικατάσταση της θλιπτικής αντοχής του αρχικού κονιάματος f_{mc} με την θλιπτική αντοχή του μεικτού κονιάματος αρμολογήματος, σχέση (4)

$$f_{wc,f} = \xi \left[\frac{2}{3} (\sqrt{f_{bc}} - f_0) + f_{m,f} \right] \quad (5)$$

Από την εφαρμογή της παραπάνω σχέσης στο κτίριο που εξετάζουμε προκύπτει ότι η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας μετά το αρμολόγημα είναι $f_{wc,f}=2.436 \text{ MPa}$

Το μέτρο ελαστικότητας της ενισχυμένης τοιχοποιίας με βαθιά αρμολογήματα μπορεί να εκτιμηθεί με βάση την σχέση (6)

$$E_{wc,f} \approx 1300 \left(1 - \frac{f_{wc,f}}{5} \right) f_{wc,f}, \mp 140 f_{wc,f}^2 [\text{MPa}] \text{ για } 1\text{MPa} < f_{wc,f} < 3 \text{ MPa} \quad (6)$$

3.2 Ενίσχυση της φέρουσας τοιχοποιίας με ομογενοποίηση μάζας με ένεμα με βάση την υδραυλική άσβεστο.

Η σχέση (7), δίνει την θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας μετά την ομογενοποίηση $f_{wc,f}$

$$f_{wc,f} = f_{wc,0} + \Delta f_0 + \lambda n f_{grc} \quad (7)$$

f_0 = συντελεστής ο οποίος λαμβάνει υπόψη το βαθμό λάξευσης των λίθων (σε MPa).

Ο συντελεστής f_0 παίρνει τιμές: 0.00 για λαξευτή τοιχοποιία, 0.50-1.00 για ημικανονικούς λίθους και 1.5-2.5 για αργολιθοδομή ανάλογα με την ποιότητα δόμησης.

λ = συντελεστής συνάφειας λιθοσώματος, κονιάματος, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 0.50 για τραχείς λίθους και 0.1 για λείους λίθους.

Για την περίπτωση που εξετάζουμε έχουμε τα εξής δεδομένα: $f_{wc,0} = 2.03$ MPa, $f_0 = 1.5$ για αργολιθοδομή, $n = 0.1$, $\lambda = 0.50$ για τραχείς λίθους. Για την ενίσχυση της τοιχοποιίας προτείνεται η χρήση ενέματος με βάση την υδραυλική άσβεστο, θλιπτικής αντοχής $f_{grc} = 5$ MPa.

Το Δf_0 δίνεται από την παρακάτω σχέση (8) όπου n = ο λόγος του όγκου του εισαγόμενου ενέματος ως προς τον συνολικό όγκο του κονιάματος. Συνίσταται ο λόγος του ενέματος να μην λαμβάνεται μεγαλύτερος από 30% του κονιάματος $n < 0.3$. Επειδή δεν διαθέτουμε ακριβή στοιχεία, λαμβάνουμε την τιμή $n = 0.1$

$$\Delta f_0 = f_0 : \left(1 + \frac{1}{10n} \right) \quad (8)$$

Από τις σχέσεις (7) και (8) προκύπτει ότι η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας μετά την ομογενοποίηση είναι $f_{wc,f} = 3.03$ MPa

Η τιμή της εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας στην περίπτωση που εξετάζουμε μετά τη χρήση ενέματος μπορεί να θεωρηθεί προσαυξημένη κατά 10% της αρχικής εφελκυστικής αντοχής της $f_{wt,0} = 0.10$ MPa. Άρα, η τελική εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας είναι: $f_{wt,f} = f_{wt,0} + 0.1 \cdot f_{wt,0} \Rightarrow f_{wt,f} = 0.11$ MPa.

Η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας f_{vo} υπό μηδενική θλιπτική τάση, αυξάνεται με την εφαρμογή ενεμάτων. Για την εκτίμηση της διατμητικής αντοχής της ενισχυμένης τοιχοποιίας λαμβάνεται υπόψη η θλιπτική αντοχή του μικτού κονιάματος (ένεμα-κονίαμα δόμησης)

Η τιμή της ενισχυμένης διατμητικής αντοχής f_{vko} , για την συγκεκριμένη περίπτωση που εξετάζουμε μπορεί να θεωρηθεί αυξημένη κατά 200% σε σχέση με την υφιστάμενη διατμητική αντοχή:

$$f_{vko} = 0.10 + 0.10 \cdot 200\% = 0.10 + 0.2 = 0.3 \text{ MPa} \Rightarrow f_{vko} = 0.3 \text{ MPa}$$

Η εφαρμογή ενεμάτων στην τοιχοποιία οδηγεί σε αύξηση του μέτρου ελαστικότητας της, το ποσοστό της αύξησης εξαρτάται από την σύνθεση του ενέματος. Επειδή στην βιβλιογραφία το ποσοστό της αύξησης του μέτρου ελαστικότητας της ενισχυμένης τοιχοποιίας παρουσιάζει αύξηση της τάξεως του 60% κατά μέσο όρο σε σχέση με το μέτρο ελαστικότητας πριν την επέμβαση, συνίσταται από το κανονισμό ΚΑΔΕΤ, 2023, υπέρ της ασφαλείας να γίνονται δυο αναλύσεις μία με την προσαύξηση του μέτρου ελαστικότητας και μία χωρίς την προσαύξηση.

Στην μελέτη μας θα θεωρήσουμε ότι το μέτρο ελαστικότητας της ενισχυμένης τοιχοποιίας θα αυξηθεί κατά 60% σε σχέση με το μέτρο ελαστικότητας πριν την επέμβαση.

$$E_{we} = 698.63 \text{ MPa} + 60\% \cdot 698.63 \text{ MPa} = 1117.81 \text{ MPa}$$

3.3 Ενίσχυση του διαφράγματος στην στέγη και το μεσοπάτωμα.

Στο υπό εξέταση κτίριο προτείνονται :

- η ενίσχυση του πατώματος του α ορόφου με πρόσθετη στρώση σανιδώματος και ενίσχυση με μεταλλικά ελάσματα.
- στην στέγη στο επίπεδο της στέγης των πεσσών του β ορόφου θα τοποθετηθεί νέο σανίδωμα που θα εδραστεί στις υφιστάμενες οριζόντιες δοκούς των ζευκτών της στέγης. Πάνω από αυτό θα τοποθετηθεί πλέγμα χαλύβδινων ελασμάτων με διευθύνσεις που σχηματίζουν γωνία 45° σε σχέση με το νέο μετατρέποντας την στέγη σε μη εμφανή. Το πρόσθετο σανίδωμα μαζί με το πλέγμα των χαλύβδινων ελασμάτων θα ενισχύσει την διαφραγματική λειτουργία της στέγης και θα αυξήσει η δυσκαμψία της. Το ίδιο βάρος των πρόσθετων στρώσεων σανιδώματος και χαλύβδινων ενισχύσεων της στέγης δεν ελήφθησαν υπόψη κατά τους υπολογισμούς.

4 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΠΡΟΤΑΣΕΩΝ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Για την σύγκριση των δύο τρόπων ενίσχυσης της φέρουσας τοιχοποιίας συγκρίνονται τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης ροπής εντός επιπέδου και αξονικού φορτίου, επιλεγμένων πεσσών του κτιρίου. Στην συνέχεια συγκρίνονται οι δείκτες ανεπάρκειας επιλεγμένων πεσσών του κτιρίου.

4.1 Σύγκριση διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης σε ροπή εντός επιπέδου και αξονικού φορτίου

Η αντοχή ενός πεσσού, σε κάμψη εντός επιπέδου δίνεται από την σχέση (9)

$$M_{Rd} = \frac{N_{sd} L}{2} \left(1 - 1,15 \frac{N_{sd}}{L t f_d} \right) \quad (9)$$

Η μέγιστη τιμή κάμψης εντός επιπέδου προκύπτει αν μηδενίσουμε την παράγωγο της σχέσης (9) ως προς N_{sd} [7]. Προκύπτει έτσι ότι η δρώσα αξονική δύναμη που μεγιστοποιεί την ροπή κάμψης εντός επιπέδου δίδεται από την σχέση (10)

$$N_{sdmax} = L t \frac{f_d}{2.30} \quad (10)$$

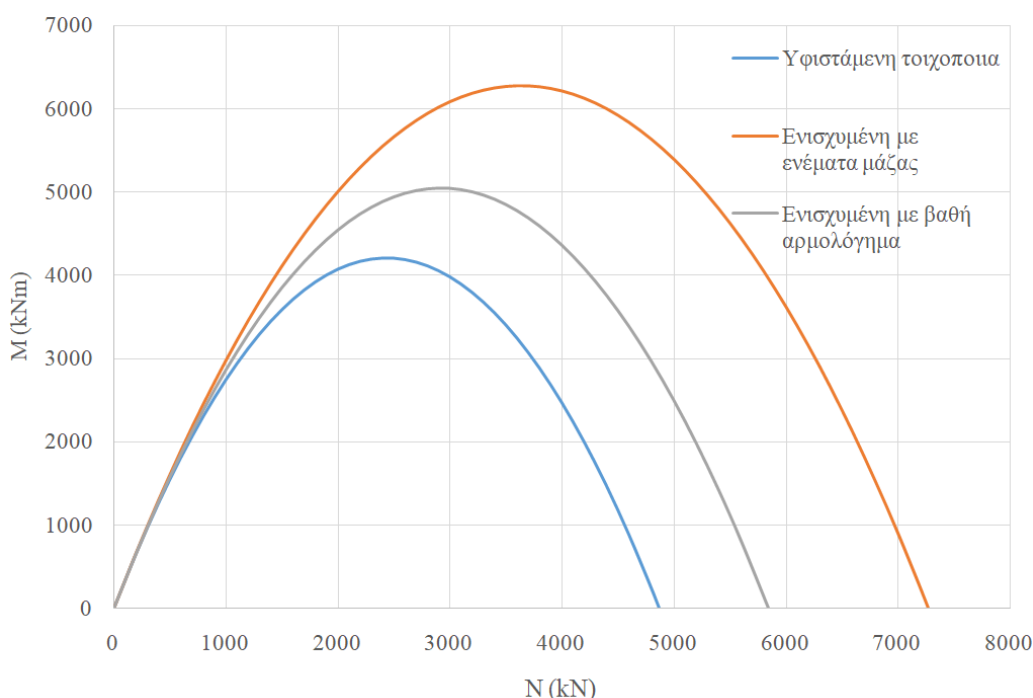
Ενώ η μέγιστη ροπή εντός επιπέδου σχέση (11) προκύπτει από την σχέση (9) με αντικατάσταση στην σχέση 10 και είναι:

$$M_{sdmax} = \frac{L^2 t f_d}{9.20} \quad (11)$$

Η μέγιστη αξονική δύναμη για την οποία ξανά μηδενίζεται η ροπή εντός επιπέδου προκύπτει από την σχέση (9) με μηδενισμό της M_{Rd} , από την οποία προκύπτει η σχέση (12)

$$N_{sd} = \frac{f_d L t}{1.15} \quad (12)$$

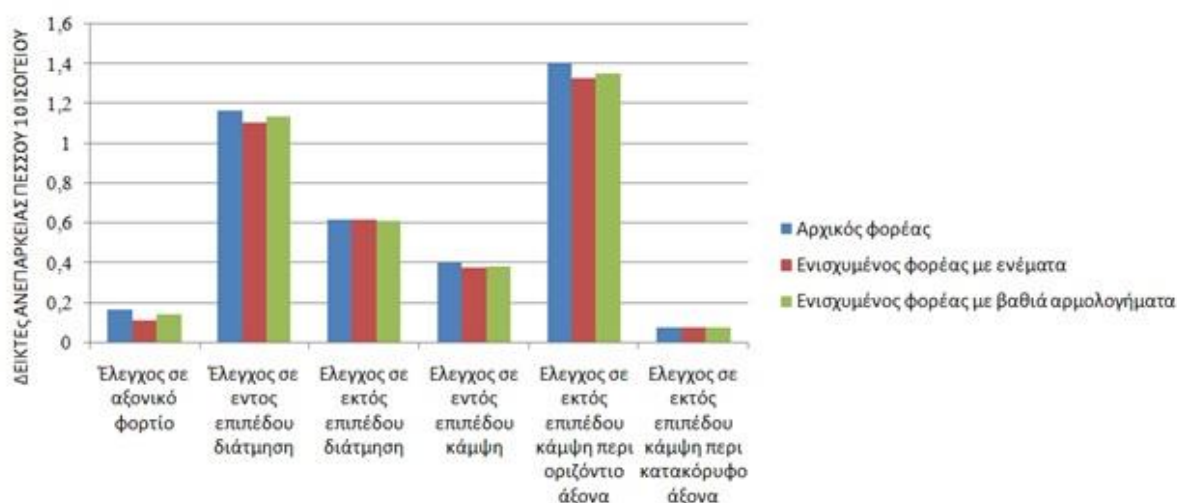
Εφαρμόζοντας τις παραπάνω σχέσεις για το υφιστάμενο φορέα και τις προτάσεις ανασχεδιασμού για τον τοίχο 4, πεσσός 10 προκύπτει το παρακάτω συγκριτικό διάγραμμα. (Σχήμα 8)



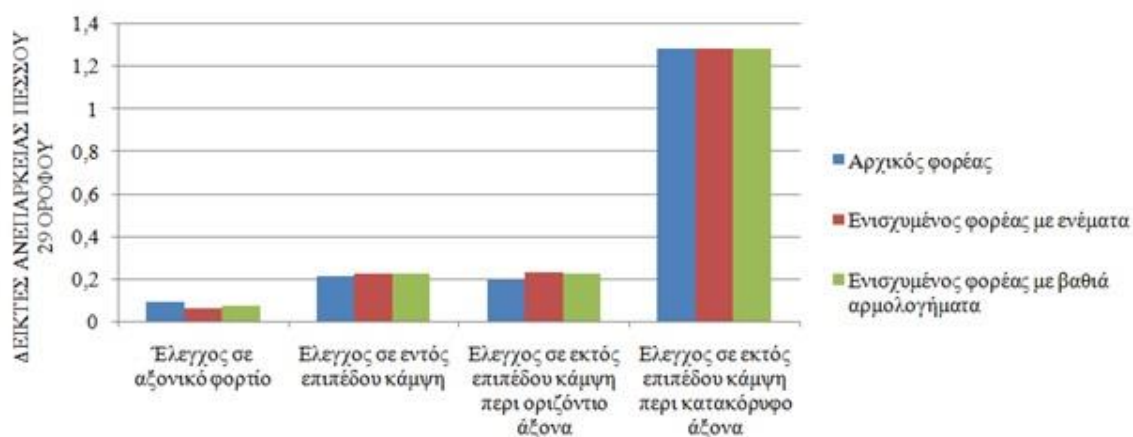
Σχήμα 8: Σύγκριση διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης ροπής εντός επιπέδου και αξονικού φορτίου αρχικού φορέα και προτάσεων ανασχεδιασμού

4.2 Σύγκριση δεικτών ανεπάρκειας του υφιστάμενου φορέα και των προτάσεων ανασχεδιασμού.

Ακολουθεί η σύγκριση των δεικτών ανεπάρκειας του τοίχου 4 και συγκεκριμένα των πεσσών 10 του ισογείου και 29 του ορόφου που τον αποτελούν, τόσο του υφιστάμενου φορέα και των προτάσεων ανασχεδιασμού με ομογενοποίηση μάζας και βαθιά αρμολογήματα (Σχήματα 9 και 10).



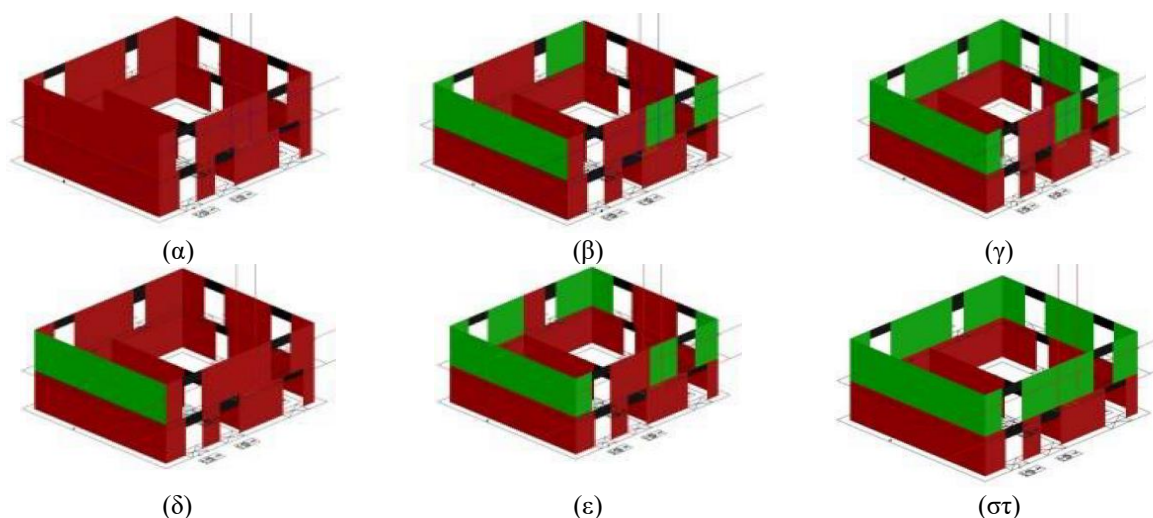
Σχήμα 9: Σύγκριση δεικτών ανεπάρκειας πεσσού 10 του ισογείου



Σχήμα 10: Σύγκριση δεικτών ανεπάρκειας πεσσού 29 του ορόφου

Στο Σχήμα 11 παρουσιάζεται η σύγκριση επάρκειας των πεσσών για (α) το αρχικό κτίριο, (β) το κτίριο με ενίσχυση διαφραγματικής λειτουργίας στην στέγη, (γ) το κτίριο με ενίσχυση διαφραγματικής λειτουργίας στην στέγη και το μεσοπάτωμα, (δ) το κτίριο με ενίσχυση φέρουσας τοιχοποιίας με ομογενοποίηση μάζας, (ε) το κτίριο με ενίσχυση της φέρουσας τοιχοποιίας με ομογενοποίηση μάζας και της διαφραγματικής λειτουργίας μόνο στην στέγη, (στ) το κτίριο με ενίσχυση της φέρουσας τοιχοποιίας με ομογενοποίηση μάζας και διαφραγματική λειτουργία στην στέγη και μεσοπάτωμα.

Στον Πίνακα 3 παρουσιάζεται ο αριθμός των πεσσών ανά στάθμη με επάρκεια για κάθε περίπτωση. Από τον Πίνακα 3 διαπιστώνεται ότι καμία πρόταση ανασχεδιασμού δεν δίνει επάρκεια στους πεσσούς του ισογείου ενώ μόνο η πρόταση με διαφράγματα τόσο στο μεσοπάτωμα όσο και στην στέγη και ομογενοποίηση μάζας με ενέματα δίνει επάρκεια στον όροφο και θεωρείται η βέλτιστη λύση για το επίπεδο αυτό. Συνολικά όμως το κτίριο παρά τις προτάσεις ανασχεδιασμού συνεχίζει να παρουσιάζει ανεπάρκεια.



Σχήμα 11: Γραφική σύγκριση της επάρκειας των πεσσών στις διάφορες προτάσεις ανασχεδιασμού (α) Αρχικό κτίριο, (β) ενίσχυση διαφραγματικής λειτουργίας στην στέγη, (γ) ενίσχυση διαφραγματικής λειτουργίας στην στέγη και το μεσοπάτωμα, (δ) ενίσχυση φέρουσας τοιχοποιίας με ομογενοποίηση μάζας, (ε) ενίσχυση της φέρουσας τοιχοποιίας με ομογενοποίηση μάζας και της διαφραγματικής λειτουργίας μόνο στην στέγη, (στ) ενίσχυση της φέρουσας τοιχοποιίας με ομογενοποίηση μάζας και διαφραγματική λειτουργία στην στέγη και μεσοπάτωμα.

Πίνακας 3: Σύγκριση αριθμού πεσσών με επάρκεια κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό

ΑΡΙΘΜΟΣ ΠΕΣΣΩΝ	ΙΣΟΓΕΙΟ		ΟΡΟΦΟΣ	
	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ	ΕΠΑΡΚΕΙΑ	ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑ
ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ	0	12	0	12
ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΜΟΝΟ ΣΤΕΓΗ	0	12	5	7
ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΣΤΕΓΗ ΚΑΙ ΜΕΣΟΠΑΤΩΜΑ	0	12	11	1
ΜΟΝΟ ΕΝΕΜΑΤΑ	0	12	1	11
ΔΙΑΦΡΑΓΜΑ ΜΟΝΟ ΣΤΗ ΣΤΕΓΗ ΚΑΙ ΕΝΕΜΑΤΑ	0	12	9	3
ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ ΚΑΙ ΕΝΕΜΑΤΑ	0	12	12	0

5 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων για την αποτίμηση του διωρόφου κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

- Στην περίπτωση ενίσχυσης με ομογενοποίηση μάζας ή βαθιών αρμολογημάτων όταν το θλιπτικό φορτίο του πεσσού είναι μικρό η αύξηση της αντοχής σε κάμψη εντός επιπέδου είναι μικρή σε σχέση με τον αρχικό φορέα, δηλαδή στην περίπτωση εφελκυσμού ή μικρού θλιπτικού φορτίου η επίδραση της ενίσχυσης είναι περιορισμένη.
- Σε ότι αφορά την βελτίωση των δεικτών ανεπάρκειας του φορέα σε όλους τους ελέγχους με ενίσχυση της μάζας της τοιχοποιίας είτε με ομογενοποίηση μάζας είτε με βαθιά αρμολογήματα, δεν παρατηρούνται σημαντικές αυξομειώσεις. Δεν παρατηρούνται

άρσεις ανεπαρκειών σε κανένα έλεγχο εντατικών μεγεθών όταν εφαρμόζουμε ενίσχυση της τοιχοποιίας με ενέματα ή με βαθιά αρμολογήματα.

- Η ενίσχυση των διαφραγμάτων βελτιώνουν την συμπεριφορά της κατασκευής και μειώνουν τις ανεπάρκειες λόγω εκτός επιπέδου κάμψης.
- Διαπιστώνεται ότι καμία πρόταση ανασχεδιασμού δεν δίνει επάρκεια στους πεσσούς του ισογείου ενώ μόνο η πρόταση με διαφράγματα τόσο στο μεσοπάτωμα όσο και στην στέγη σε συνδυασμό με ομογενοποίηση της μάζας με ενέματα δίνει επάρκεια στον όροφο και θεωρείται η βέλτιστη λύση για το επίπεδο αυτό.

6 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Καραντώνη, Φ. (2012). Κατασκευές από τοιχοποιία. Σχεδιασμός και επισκευές, Αθήνα, Παπασωτηρίου.
2. ΥΠ.ΠΟΑ/ΑΤΝΕΚΕ/3565112/2019 ΦΕΚ 2837/Β/5-7-2019/Κανονιστικό πλαίσιο για την εκπόνηση μελετών και την εκτέλεση εργασιών σε ακίνητα μνημεία.
3. Σακαβάλας, Κ.(2006). Το Παλιούρι του Δήμου Αισωνίας.
4. Υ.Α 261/2023 ΦΕΚ 2493/Β/18-04-2023/ Έγκριση του κανονισμού για Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας (ΚΑ.Δ.Ε.Τ)
5. 3DR Engineering Software Ltd, (2025). Λογισμικό 3DR-PESSOS.
6. Χατζηγεοφύτου, Κ. (2022). Σχεδιασμός και έλεγχος ενεμάτων βασισμένων στην υδραυλική άσβεστο με ειδικά πρόσθετα και εφαρμογή σε δοκίμια τοιχοποιίας. Μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης.
7. Σπυράκος, Κ (2019).Κατασκευές από τοιχοποιία Αποτίμηση και Επεμβάσεις για Σεισμικά Φορτία. Αθήνα, Εργόνομος, ΙΚΕ.