

Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς και πρότασης ενίσχυσης ιστορικού κτηρίου από φέρουσα τοιχοποιία, στο Μαρασί Αγ. Νικολάου στη Ρόδο

Ανδρομάχη Ελευθερίου¹, Κωνσταντίνος Ρεπαπής²,
Δημήτριος Κουτζής³, Αριστείδης Παπαχρηστίδης⁴

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα εργασία έχει ως αντικείμενο μελέτης ιστορικό διώροφο κτήριο, κατασκευασμένο από φέρουσα τοιχοποιία, το οποίο βρίσκεται στη πόλη της Ρόδου. Στόχος της εργασίας είναι η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτηρίου και η διερεύνηση τρόπων επεμβάσεων για την ενίσχυσή του και την βελτίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών του. Για το υπολογιστικό προσομοίωμα και την ανάλυση της κατασκευής χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό 3DR.PESSOS. Για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτηρίου πραγματοποιήθηκε ελαστική ισοδύναμη στατική ανάλυση με βάση τον Κανονισμό για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ). Εφαρμόστηκαν οι μέθοδοι του καθολικού δείκτη q και των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m για στάθμες επιτελεστικότητας B1 και B2. Μετά την πραγματοποίηση των απαιτούμενων ελέγχων έναντι συνδυασμών σεισμικών και μη σεισμικών δράσεων προέκυψε το συμπέρασμα ότι το κτήριο παρουσιάζεται ευάλωτο ως προς την εντός και εκτός επιπέδου δράση. Για τον λόγο αυτό διερευνώνται μέθοδοι επεμβάσεων με σκοπό την αύξηση της διαφραγματικής λειτουργίας του κτηρίου και τη βελτίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών της τοιχοποιίας του.

Λέξεις Κλειδιά: Αποτίμηση Σεισμικής Συμπεριφοράς, Ιστορικό Κτήριο, Φέρουσα Τοιχοποιία, ΚΑΔΕΤ

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Τα κτήρια από φέρουσα τοιχοποιία μέχρι τα μέσα του 19^{ου} αιώνα, αποτελούσαν την πλειονότητα του δομημένου περιβάλλοντος όχι μόνο στην Ελλάδα αλλά και σε όλο τον κόσμο. Παρά το γεγονός ότι αποτελούσε ένα από τα αρχαιότερα υλικά η γνώση σε σχέση με την μηχανική συμπεριφορά της ήταν περιορισμένη. Τη δεκαετία του '70, ξεκινά το έντονο ερευνητικό ενδιαφέρον, που συνεχίζεται μέχρι σήμερα, κυρίως από την ανάγκη συντήρησης των παλαιών κατασκευών που αποτελούν μνημεία πολιτιστικής κληρονομιάς καθώς είχε αποδειχθεί ότι οι

¹Πολιτικός Μηχανικός, ΠΜΣ Αρχιτεκτονική και Δομοστατική Αποκατάσταση Ιστορικών Κτιρίων και Συνόλων, Πανεπιστήμιο Δυτικής Αττικής, andromahi.elef@gmail.com

²Αναπληρωτής Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Δυτικής Αττικής, crepapis@uniwa.gr

³Πολιτικός Μηχανικός, Δήμος Κερατσινίου Δραπετσώνας, dkoutzis@gmail.com

⁴Δρ. Πολιτικός Μηχανικός, 3DR Engineering Software, aristidi@3dr.eu

μέθοδοι συντήρησης και ενισχύσεως τους που είχαν γίνει στο παρελθόν, ήταν αναποτελεσματικές και μερικές φορές και επικίνδυνες [1].

Ο κανονισμός που ισχύει και εφαρμόζεται σήμερα για την αποτίμηση κτηρίων από φέρουσα τοιχοποιία υπό σεισμική φόρτιση και το σχεδιασμό επεμβάσεων, είναι ο Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3 [2]. Ωστόσο, τον Απρίλιο του 2017 τέθηκε προς διαβούλευση ο Κανονισμός για Αποτίμηση και Δομητικές επεμβάσεις τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ), ενώ τον Μάρτιο του 2021 κατατέθηκε νέο σχέδιο του Κανονισμού προς διαβούλευση [3]. Σκοπός του Κανονισμού είναι η θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων δομημάτων από φέρουσα τοιχοποιία, καθώς και ο ανασχεδιασμός αυτών μετά από ενδεχόμενες επεμβάσεις (επισκευές, ενισχύσεις).

Στην παρούσα εργασία γίνεται αποτίμηση ενός ιστορικού κτηρίου από φέρουσα τοιχοποιία, που βρίσκεται στην Ρόδο, βάσει του ΚΑΔΕΤ. Συγκεκριμένα ελέγχεται εάν ικανοποιούνται οι ελάχιστες απαιτήσεις φέρουσας ικανότητάς του τόσο κατά την αποτίμηση όσο και κατά τον ανασχεδιασμό του, μετά τις προτεινόμενες επεμβάσεις. Υπό προϋποθέσεις οι ελάχιστες απαιτήσεις φέρουσας ικανότητας κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό μπορεί να είναι μειωμένες σε σχέση με τις προβλέψεις των ισχυόντων Κανονισμών σχεδιασμού νέων δομημάτων κατά τον χρόνο αποτίμησης και τον χρόνο επέμβασης.

2 ΜΕΛΕΤΗ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ

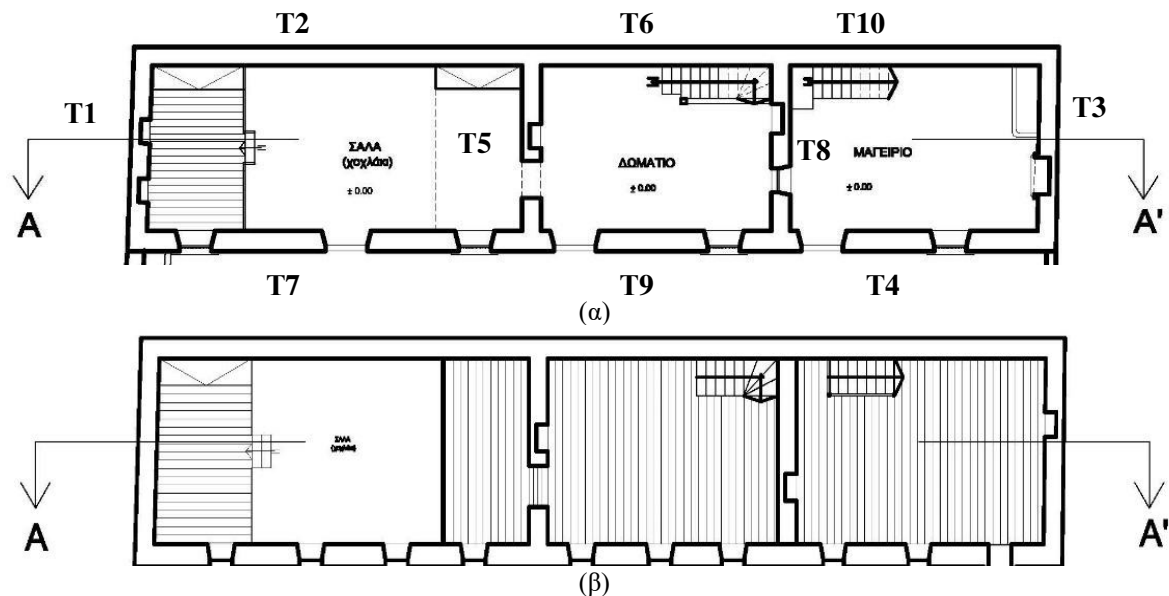
2.1 Ιστορικά στοιχεία – Θέση κτηρίου

Το 1522, όταν η Ρόδος καταλήφθηκε από τους Οθωμανούς, το καθοριστικό μέτρο για τη διαμόρφωση των νέων συνθηκών ζωής για τα επόμενα 400 χρόνια ήταν η απομάκρυνση των Ελλήνων από την τειχισμένη πόλη. Έτσι για να καλυφθούν οι ανάγκες του διωγμένου πληθυσμού, δημιουργήθηκαν νέοι οικιστικοί πυρήνες, τα «Μαράσια». Η μορφή αυτή των «Μαρασιών» διατηρήθηκε μέχρι το 1925, οπότε και άρχισαν να κτίζονται τα ιταλικά κτίρια. Έτσι τα «Μαράσια» επεκτάθηκαν και με τη νέα πλέον πολεοδομική οργάνωση, ιδίως προς το τέλος της ιταλικής περιόδου, εντάχθηκαν για πρώτη φορά σε έναν ενιαίο πολεοδομικό ιστό. Παρά τις αλλοιώσεις, που έχει επιφέρει η οικοδομική δραστηριότητα των τελευταίων χρόνων στην πόλη της Ρόδου, ο πολεοδομικός ιστός στα Μαράσια διατηρείται ακόμα, ενώ σώζονται αρκετά κτίρια του τέλους του 19^{ου} αιώνα και του αρχών του 20^{ου} αιώνα χάρη και στο χαρακτηρισμό τους ως διατηρητέα, από το ΥΠ.ΠΟ. και το ΥΠΕΧΩΔΕ. Αν και κανένα κτίσμα, μέσα στον πολεοδομικό ιστό των Μαρασιών, δεν μπορεί να θεωρηθεί προγενέστερο του τέλους του 18ου αιώνα, μπορούμε να υποθέσουμε ότι ο τύπος της κατοικίας στα Μαράσια διαμορφώθηκε στα πρώτα χρόνια της οθωμανικής περιόδου και διατηρήθηκε αναλλοίωτος με μικρές παραλλαγές μέχρι το τέλος του 19^{ου} αιώνα [4].

Το υπό εξέταση κτήριο βρίσκεται νοτιοανατολικά της Μεσαιωνικής Πόλης, εντός πολεοδομικού σχεδίου πόλεως Ρόδου και συγκεκριμένα στην οικιστική ενότητα «Μαράσι Αγ. Νικολάου», όπου σύμφωνα με την υπουργική απόφαση ΥΠΠΟ/ΔΝΣΑΚ/2500/40 [5] είναι χαρακτηρισμένη ως «Ιστορικός τόπος». Επίσης το κτήριο είναι ιδιοκτησίας του Ταμείου Αρχαιολογικών Πόρων και Απαλλοτριώσεων (Τ.Α.Π.Α.) και από το 1948 [6], έχει οριστεί ως ιστορικό διατηρητέο μνημείο και αποτελεί ίσως το πρωιμότερο δείγμα λαϊκού μαρασιώτικου σπιτιού που σώζεται.

2.2 Γεωμετρία, υλικά, φορτία

Το κτήριο μελέτης είναι κατασκευασμένο από φέρουσα τοιχοποιία με δίστρωτη λιθοδομή από τοπικό παρόλιθο Ρόδου, πάχους 50 cm και 55 cm. Είναι ορθογωνικής κάτοψης, τρίγωνο, με μέσες εξωτερικές διαστάσεις 5.55 m πλάτος και 24.60 m μήκος. Αποτελείται από το ισόγειο, το μεσοπάτωμα το οποίο καταλαμβάνει τα 2/3 του κτηρίου και το δώμα. Το μεσοπάτωμα αποτελείται από σανίδωμα επί ξύλινων δοκών διαστάσεων 10 cm x 15 cm ανά 50 cm, ενώ το δώμα από σανίδωμα επί ξύλινων δοκών διατομής 15 cm x 20 cm ανά 50 cm και επικάλυψη από πολύ ελαφριά πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος. Το ύψος του ισογείου ανέρχεται στα 5.80 m και στα 3.25 m, ενώ του ορόφου στα 2.55 m. Στο Σχήμα 1 απεικονίζεται η κάτοψη του ισογείου και η κάτοψη του μεσοπατώματος (άνω), του κτηρίου.



Σχήμα 1:(α) Κάτοψη ισογείου και (β) Κάτοψη ανώιου [7].

Για τα υλικά ελήφθησαν τιμές από πειραματικά δεδομένα για αντίστοιχα κτήρια. Έτσι η θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος f_{bc} ελήφθη ίση με 30 MPa και η μέση θλιπτική αντοχή του κονιάματος f_{mc} ίση με 1.0 MPa. Η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας f_{wc} η οποία υπολογίστηκε από την Εξίσωση (1) [3], ελήφθη ίση με 2 MPa.

$$f_{wc} = \xi \left[\left(\frac{2}{3} \sqrt{f_{bc}} - f_0 \right) + \lambda f_{mc} \right] = 0.74 \left[\left(\frac{2}{3} \sqrt{30} - 1.50 \right) + 0.50 \cdot 1.0 \right] = 2.0 \text{ MPa} \quad (1)$$

όπου $\xi = 1 / [1 + 3.5 (k - k_0)] = 0.74$, συντελεστής ο οποίος λαμβάνει υπ' όψη την δυσμενή επιρροή του πάχους των αρμών κονιάματος, k το ποσοστό κατ' όγκον του κονιάματος στην τοιχοποιία, ίσο με 0.40, k_0 το μέγιστο ποσοστό κονιάματος που θεωρείται ότι δεν προκαλεί μείωση στην αντοχή του τοίχου, ίσο με 0.3, f_0 συντελεστής ο οποίος λαμβάνει υπ' όψη τον βαθμό λάξευσης των λίθων, ίσος με 1.50, λ συντελεστής συνάφειας λιθοσώματος-κονιάματος, ίσος με 0.5 για λιθοδομή.

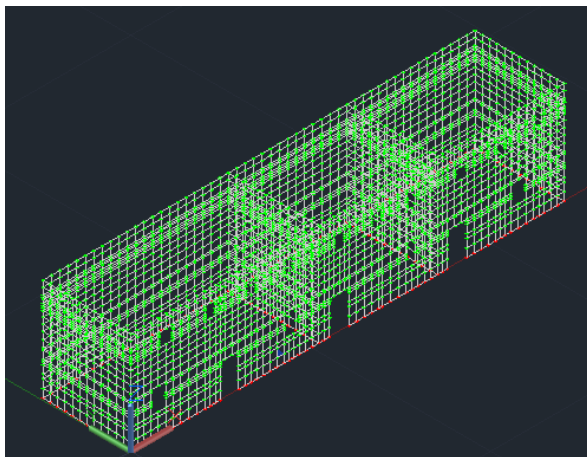
Η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας f_{wt} βάσει της παραγράφου 6.5 του ΚΑΔΕΤ, ελήφθη ίση με 0.10 MPa και η διατμητική αντοχή συνοχής της τοιχοποιίας, f_{vk0} , βάσει του Πίνακα 3.5 του EC6-1-1 [9], για φυσικούς λίθους, ίση με 0.10 MPa. Το ίδιο βάρος της τοιχοποιίας ίσο με 21 kN/m³ και ο συντελεστής ασφαλείας του υλικού γ_m ίσος με 1.35 βάσει της παραγράφου 4.5.3.1 του ΚΑΔΕΤ. Το μέτρο ελαστικότητας E υπολογίστηκε από την εξίσωση του Τάσιου [10], $E = \alpha f_{wc} = 1600$ MPa, όπου $\alpha = 800$. Επειδή βάσει του EC8-1 [11] και EC8-3[2], η δυσκαμψία εκτιμάται ως το ήμισυ αυτής για μη ρηγματωμένα στοιχεία, το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας ελήφθη ίσο με 800 MPa. Το μέτρο διάτμησης G ελήφθη ίσο με 315 MPa και ο λόγος Poisson ίσος με 0.30.

Σε όλες τις πλάκες του μεσοπατώματος και του δώματος λήφθηκε κινητό φορτίο ίσο με 2.0 kN/m² και μόνιμο φορτίο ίσο με 1.0 kN/m². Το κτήριο βρίσκεται σε περιοχή με ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II (σεισμική επιτάχυνση εδάφους 0.24g κατά ΕΑΚ), κατηγορία εδάφους Β, σπουδαιότητα Σ_{II} ($\gamma_I=1$), και συντελεστή φασματικής ενίσχυσης $\beta_0 = 2.50$. Για τα γεωμετρικά δεδομένα και για τα υλικά., η στάθμη αξιοπιστίας λήφθηκε «ικανοποιητική».

3 ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

Για την προσομοίωση του κτηρίου χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων, όπου η φέρουσα τοιχοποιία προσομοιώθηκε με 3319 τετραπλευρικά-τετρακομβικά στοιχεία κελύφους στο λογισμικό 3DR.PESSOS [12], με μέγιστη διάσταση κανάβου 50 cm (Σχήμα 2).

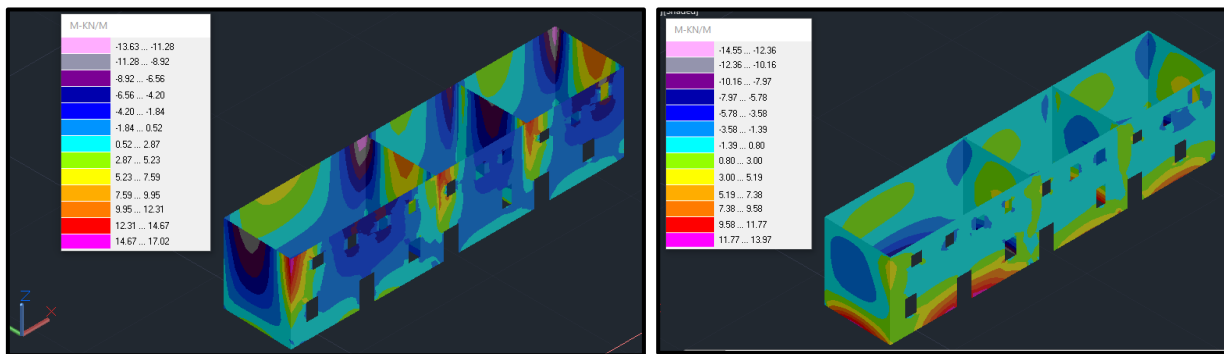
Τα ξύλινα πατώματα δεν προσομοιώθηκαν ως στατικές οντότητες στο πρόγραμμα. Λήφθηκαν υπ' όψη μέσω των φορτίων των ιδίων βαρών τους, των μόνιμων και των κινητών φορτίων, έτσι ώστε τα φορτία αυτά να κατανεμηθούν στους περιμετρικούς τοίχους.



Σχήμα 2: Τρισδιάστατη απεικόνιση του υπολογιστικού προσομοιώματος κτηρίου.

Για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών και των παραμορφώσεων του κτηρίου πραγματοποιήθηκε ελαστική ισοδύναμη στατική μέθοδος ανάλυσης και εφαρμόστηκαν οι μέθοδοι του καθολικού δείκτη q και των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m , για στάθμες επιτελεστικότητας Β1 και Β2, σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ [3].

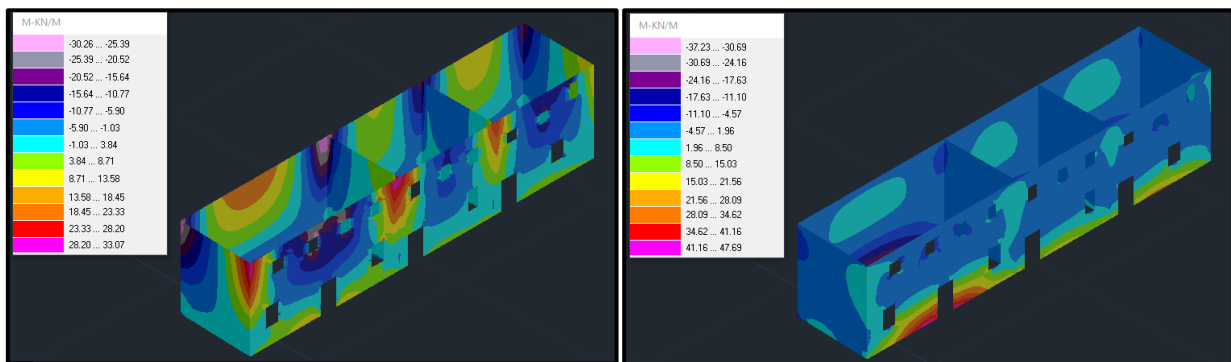
Στα Σχήματα 3 και 4 παρουσιάζεται η κατανομή των ροπών M_{xx} και M_{yy} για τους δύο βασικούς σεισμικούς συνδυασμούς $G+0.30Q+E_x+0.30E_y$ και $G+0.30Q+0.30E_x+E_y$ με την μέθοδο του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς $q=1.50$ και για στάθμη επιτελεστικότητας Β1.



(α) Κατανομή ροπών M_{xx} .

(β) Κατανομή ροπών M_{yy} .

Σχήμα 3: Κατανομή ροπών για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.30Q+E_x+0.30E_y$



(α) Κατανομή ροπών M_{xx} .

(β) Κατανομή ροπών M_{yy} .

Σχήμα 4: Κατανομή ροπών για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.30Q+0.30E_x+E_y$

Παρατηρείται ότι στις παρειές με τους εγκάρσιους τοίχους αναπτύσσονται οι μεγαλύτερες τιμές των εκτός επιπέδου ροπών κάμψης περί κατακόρυφο άξονα, ενώ οι μεγαλύτερες τιμές των εκτός επιπέδου ροπών κάμψης περί οριζόντιο άξονα αναπτύσσονται στη βάση των τοίχων.

4 'ΕΛΕΓΧΟΙ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ ΒΑΣΕΙ ΚΑΔΕΤ

Για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτηρίου, πραγματοποιήθηκαν οι έλεγχοι της ανίσωσης ασφαλείας βάσει του ΚΑΔΕΤ. Επιλέχθηκε η αποτίμηση να πραγματοποιηθεί με ελαστικές μεθόδους ανάλυσης. Στους Πίνακες που ακολουθούν παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των ελέγχων ανά τοίχο, ανά πεσό και ανά στάθμη, με τη μεγαλύτερη τιμή του δείκτη ανεπάρκειας λ . Οι τιμές του δείκτη ανεπάρκειας προκύπτουν από την ανάλυση του κτηρίου με τις δύο μεθόδους ελαστικής ανάλυσης που επιλέχθηκαν για την αποτίμηση του κτηρίου, την μέθοδο του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς q και τη μέθοδο τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m και για στόχους αποτίμησης B1 και B2. Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα συγκριτικά αποτελέσματα για κάθε μέθοδο και για κάθε στόχο.

4.1 Αποτελέσματα ελέγχων με τη μέθοδο ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς για $q=1.5$ και στάθμη επιτελεστικότητας B1

Στον Πίνακα 1 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των ελέγχων με την μέθοδο του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς q , για στάθμη επιτελεστικότητας B1 και $q = 1.5$ για την στάθμη 1 του κτηρίου, ενώ στον Πίνακα 2 παρουσιάζονται τα αντίστοιχα αποτελέσματα για την στάθμη 2.

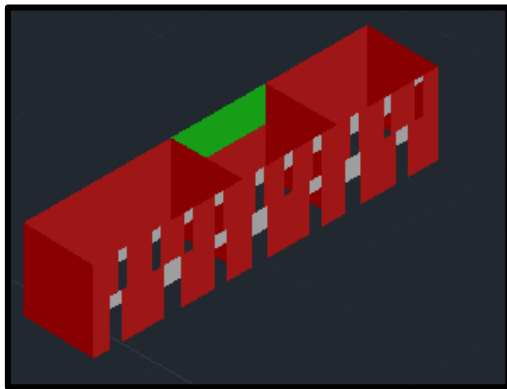
Πίνακας 1: Αποτελέσματα ελέγχων ανά τοίχο, ανά πεσσό, στάθμης 1, με την μεγαλύτερη τιμή του δείκτη ανεπάρκειας λ , *Πράσινο* (≤ 1.00): Επάρκεια, *Κόκκινο* (> 1.00): Ανεπάρκεια).

Τοίχος	Πεσσός	Εντός επιπέδου διάτμηση	Εντός επιπέδου κάμψη	Εκτός επιπέδου κάμψη περί οριζόντιο άξονα	Εκτός επιπέδου κάμψη περί κατακόρυφο άξονα	Εκτός επιπέδου διάτμηση
		λ	λ	λ	λ	λ
1	1	2.75	0.95	1.17	0.45	1.01
2	2	1.12	0.19	4.38	0.01	2.23
3	3	2.61	0.82	1.27	0.46	1.79
4	4	10.00	1.31	107.47	0.75	76.99
	6	5.07	0.76	2.05	0.66	0.96
5	9	3.01	0.61	0.82	0.40	0.61
6	10	1.57	0.07	2.49	0.23	3.32
	11	13.85	1.22	39.86	3.71	36.51
7	13	4.63	0.63	2.95	1.66	1.24
	15	3.43	0.57	3.14	1.33	1.29
	17	10.00	5.96	48.15	3.60	7.89
8	18	2.98	0.59	0.81	0.40	0.59
9	19	15.63	0.95	135.56	1.18	244.34
	21	4.33	0.74	1.51	0.43	1.59
10	24	1.79	0.29	4.31	0.30	3.25

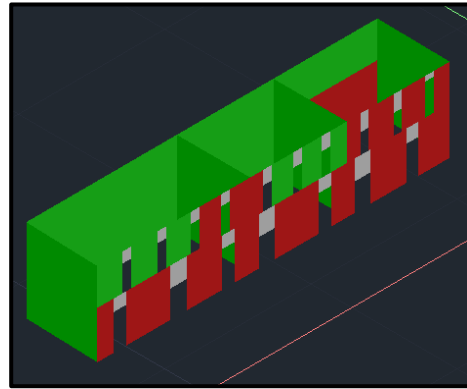
Στο Σχήμα 5α απεικονίζονται χρωματικά στο τρισδιάστατο μοντέλο, οι πεσσοί για τους οποίους παρουσιάζεται ανεπάρκεια. Επομένως κατά την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτηρίου με την μέθοδο του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς q και λαμβάνοντας ως στόχο αποτίμησης την στάθμη επιτελεστικότητας B1, προκύπτει το συμπέρασμα ότι το κτήριο δεν επαρκεί και θα πρέπει να ενισχυθεί.

Πίνακας 2: Αποτελέσματα ελέγχων ανά τοίχο, ανά πεσσό, στάθμης 2, με την μεγαλύτερη τιμή του δείκτη ανεπάρκειας λ .

Τοίχος	Πεσσός	Εντός επιπέδου κάμψη	Εκτός επιπέδου κάμψη περί οριζόντιο άξονα	Εκτός επιπέδου κάμψη περί κατακόρυφο άξονα
		λ	λ	λ
1	25	0.49	0.34	1.32
2	26	0.08	0.27	1.33
3	27	0.34	0.43	1.34
	28	0.18	0.66	7.59
4	30	0.89	1.02	5.29
	32	0.29	0.99	4.91
	34	0.89	1.17	8.83
5	54	0.24	0.27	1.22
6	35	0.04	0.44	0.99
	36	0.29	1.97	8.30
	38	0.02	0.61	7.98
7	40	0.67	0.96	6.92
	42	0.08	0.81	6.56
	44	0.33	1.52	6.69
8	45	0.21	0.31	1.22
	46	0.43	0.77	4.13
9	48	0.31	0.81	3.52
	50	0.57	0.85	3.17
	52	0.89	1.36	5.58
10	53	0.11	0.69	1.52



(α) Έλεγχος με τη μέθοδο q , για B1



(β) Έλεγχος με τη μέθοδο m , για B1.

Σχήμα 5: Χρωματική απεικόνιση επάρκειας πεσσών.

4.2 Αποτελέσματα ελέγχων με τη μέθοδο τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m και στάθμη επιτελεστικότητας B1

Στον Πίνακα 3 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των ελέγχων με την μέθοδο τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m , για στάθμη επιτελεστικότητας B1 για την στάθμη 1 του κτηρίου, ενώ στον Πίνακα 4 παρουσιάζονται τα αντίστοιχα αποτελέσματα για την στάθμη 2.

Πίνακας3: Αποτελέσματα ελέγχων ανά τοίχο, ανά πεσσό, στάθμης 1, με την μεγαλύτερη τιμή του δείκτη ανεπάρκειας λ .

Τοίχος	Πεσσός	Εντός επιπέδου διάτμηση	Εντός επιπέδου κάμψη	Εκτός επιπέδου κάμψη περί οριζόντιο άξονα	Εκτός επιπέδου κάμψη περί κατακόρυφο άξονα	Εκτός επιπέδου διάτμηση
		λ	λ	λ	λ	λ
1	1	0.63	0.22	0.29	0.12	0.25
2	2	0.54	0.09	0.94	0.008	0.48
3	3	0.59	0.19	0.30	0.12	0.43
4	4	3.90	0.65	28.07	0.16	20.11
	6	2.53	0.38	0.54	0.14	0.25
5	9	0.71	0.14	0.20	0.11	0.15
6	10	0.55	0.025	0.29	0.05	0.39
	11	10.55	0.63	9.63	0.52	8.81
7	13	2.38	0.32	0.71	0.23	0.29
	15	1.77	0.29	0.76	0.19	0.31
8	17	10.00	3.07	11.62	0.50	1.91
	18	0.69	0.14	0.19	0.11	0.15
9	19	4.91	0.30	17.59	0.26	31.72
	21	1.36	0.23	0.19	0.09	0.21
10	24	0.59	0.09	1.02	0.06	0.77

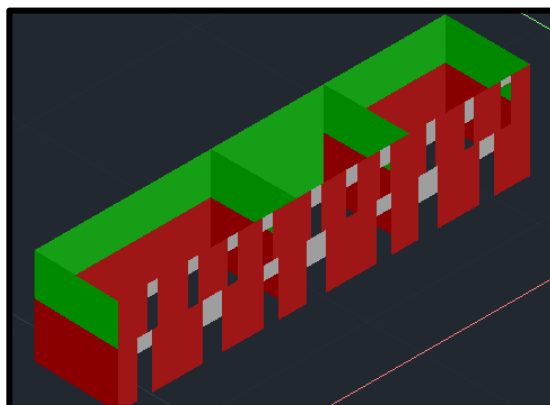
Στο Σχήμα 5β απεικονίζονται χρωματικά στο τρισδιάστατο μοντέλο, οι πεσσοί για τους οποίους παρουσιάζεται ανεπάρκεια. Παρατηρείται ότι κατά την ανάλυση με την μέθοδο τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m , τα αποτελέσματα των ελέγχων είναι πολύ πιο ευνοϊκά συγκριτικά με την ανάλυση με τον καθολικό δείκτη q (Σχήμα 5α), καθώς είναι πολύ περισσότεροι οι πεσσοί οι οποίοι παρουσιάζουν επάρκεια.

Πίνακας 4: Αποτελέσματα ελέγχων ανά τοίχο, ανά πεσσό, στάθμης 2, με την μεγαλύτερη τιμή του δείκτη ανεπάρκειας λ .

Τοίχος	Πεσσός	Εντός επιπέδου κάμψη λ	Εκτός επιπέδου κάμψη περί οριζόντιο άξονα λ	Εκτός επιπέδου κάμψη περί κατακόρυφο άξονα λ
1	25	0.11	0.08	0.35
2	26	0.04	0.06	0.17
3	27	0.08	0.10	0.35
	28	0.09	0.17	1.58
4	30	0.45	0.27	1.10
	32	0.15	0.26	1.02
	34	0.44	0.31	1.84
5	54	0.06	0.06	0.32
6	35	0.01	0.05	0.20
	36	0.15	0.47	1.16
	38	0.01	0.15	1.12
7	40	0.34	0.23	0.97
	42	0.04	0.19	0.92
	44	0.17	0.37	0.94
8	45	0.05	0.07	0.32
	46	0.14	0.10	0.92
9	48	0.09	0.10	0.78
	50	0.18	0.11	0.70
	52	0.28	0.18	1.24
10	53	0.04	0.16	0.28

4.3 Αποτελέσματα ελέγχων με την μέθοδο ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς για $q=1.5$ και στάθμη επιτελεστικότητας B2

Στην συνέχεια διερευνήθηκε η επιρροή της στάθμης επιτελεστικότητας στα αποτελέσματα της σεισμικής αποτίμησης του κτηρίου. Επιλέχθηκε η στάθμη επιτελεστικότητας B2 και πραγματοποιήθηκαν νέες αναλύσεις με την μέθοδο ενιαίου δείκτη για $q = 1.5$. Στο Σχήμα 6 απεικονίζονται χρωματικά στο μοντέλο, οι πεσσοί για τους οποίους παρουσιάζεται ανεπάρκεια, οι οποίοι είναι εμφανώς λιγότεροι σε σχέση με την ανάλυση για στάθμη επιτελεστικότητας B1.



Σχήμα 6: Χρωματική απεικόνιση πεσσών που αστοχούν (πράσινο: επάρκεια, κόκκινο: ανεπάρκεια).

Υιοθετώντας λιγότερο αυστηρό στόχο αποτίμησης, δηλαδή πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 50% στα 50 χρόνια, βάσει της οποίας η σεισμική δράση λαμβάνεται μειωμένη περίπου κατά 40%, είναι εμφανής η ευνοϊκότερη συμπεριφορά της τοιχοποιίας κυρίως στην εκτός επιπέδου κάμψη. Βέβαια σε αυτή την περίπτωση αναμένουμε πιο συχνές και περισσότερο εκτεταμένες βλάβες για τον ίδιο σεισμό.

5 ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

Από την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτηρίου σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ με τις δύο διαφορετικές μεθόδους ανάλυσης που επιλέχθηκαν καθώς και για τις δύο στάθμες επιτελεστικότητας, προκύπτει ότι το κτήριο παρουσιάζει ανεπάρκειες. Γι' αυτό τον λόγο διερευνώνται κάποιες επεμβάσεις οι οποίες θα βελτιώσουν την συμπεριφορά της κατασκευής.

Για την ενίσχυση της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας αρχικά διερευνήθηκε να γίνει ομογενοποίηση της μάζας μέσω κατάλληλων ενεμάτων υπό ελεγχόμενη πίεση. Η νέα θλιπτική αντοχή της ενισχυμένης τοιχοποιίας, υπολογίστηκε βάσει της εξίσωσης 8.2 του ΚΑΔΕΤ,

$$f_{wc,f} = f_{wc,0} + \Delta f_0 + \lambda n f_{gc} = 2.0 + 0.75 + 0.50 \cdot 0.10 \cdot 5.0 = 3.0 \text{ MPa} \quad (2)$$

όπου $f_{wc,0}$ η αρχική αντοχή της τοιχοποιίας, ίση με 2.0 MPa, n ο λόγος του όγκου του εισαγόμενου ενέματος ως προς τον συνολικό όγκο του κονιάματος, ο οποίος επειδή δεν διατίθενται ακριβή στοιχεία, λαμβάνεται ίσος με 0.10, f_{gc} η θλιπτική αντοχή του ενέματος ίση με 5.0 MPa, λ ο συντελεστής συνάφειας λιθοσώματος-κονιάματος, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 0.50 για τραχείς λίθους, f_0 ο συντελεστής (σε MPa) ο οποίος λαμβάνει υπ' όψη τον βαθμό λάξευσης των λίθων και παίρνει τιμή 1.50-2.50 MPa για αργολιθοδομή, ανάλογα με την ποιότητα δόμησης. Στην εργασία ελήφθη $f_0 = 1.50$ MPa, ενώ λόγω των ενεμάτων μειώνεται η ακανονιστία και ανομοιογένεια της δόμησης που οφείλεται στον βαθμό λάξευσης των λίθων και επομένως απαιτείται μείωση του συντελεστή f_0 σύμφωνα με την σχέση:

$$\Delta f_0 = f_0 : \left(1 + \frac{1}{10n}\right) = 1.50 : (1 + 1) = 0.75 \quad (3)$$

Άρα η νέα θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας μετά την ομογενοποίηση είναι ίση με 3.0 MPa. Η αύξηση της αντοχής της τοιχοποιίας σε διάτμηση εξαρτάται εντόνως από την σύνθεση, την τεχνική εφαρμογή και την κατανάλωση του ενέματος [3]. Στην παρούσα εργασία θεωρήθηκε μια αύξηση της αντοχής κατά 10%, άρα η διατμητική αντοχή στην περίπτωση απουσίας κατακόρυφου φορτίου (συνοχή), f_{wv0} , της ενισχυμένης τοιχοποιίας, λήφθηκε ίση με 0.11 MPa.

Η συμπεριφορά της κατασκευής έναντι σεισμού μπορεί να βελτιωθεί και με την ενίσχυση της διαφραγματικής λειτουργίας του κτηρίου. Διερευνάται η κατασκευή περιμετρικού διαζώματος στη στέγη των τοίχων και πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος στο δώμα. Στο μεσοπάτωμα εξετάζεται η τοποθέτηση δεύτερου πρόσθετου σανιδώματος με προσανατολισμό κάθετο σε αυτόν του υπάρχοντος. Στην ανάλυση του ενισχυμένου φορέα, σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ, μπορεί να ληφθεί συντελεστής συμπεριφοράς ίσος με 2.0.

Τα αποτελέσματα των ελέγχων του ενισχυμένου κτηρίου, για ενιαίο δείκτη συμπεριφοράς $q = 2.0$ και στάθμες επιτελεστικότητας B1 και B2, παρουσιάζονται στους Πίνακες και τα Σχήματα που ακολουθούν:

5.1 Αποτελέσματα ελέγχων του ενισχυμένου κτηρίου με τη μέθοδο ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς για $q' = 2.0$ και στάθμη επιτελεστικότητας B1

Αρχικά πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις στο ενισχυμένο κτήριο για στάθμη επιτελεστικότητας B1. Στον Πίνακα 5 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των ελέγχων της στάθμης 1 για εντός επιπέδου δράση, ενώ στον Πίνακα 6 για εκτός επιπέδου δράση. Στον Πίνακα 7 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των ελέγχων της στάθμης 2 για εκτός επιπέδου δράση.

Πίνακας 5: Σύγκριση δεικτών ανεπάρκειας λ πεσσών στάθμης 1, για εντός επιπέδου δράση πριν και μετά τις ενισχύσεις

Στάθμη 1		Εντός επιπέδου διάτμηση		Εντός επιπέδου κάμψη	
		Πριν	Μετά	Πριν	Μετά
Τοίχος	Πεσσός	λ	λ	λ	λ
1	1	2.75	2.37	0.95	0.70
2	2	1.12	0.86	0.19	0.19
3	3	2.61	2.15	0.82	0.63
4	4	10.00	3.67	1.31	0.51
	6	5.07	3.16	0.76	0.43
5	9	3.01	1.96	0.61	0.39
6	10	1.57	1.12	0.07	0.06
	11	13.85	9.21	1.22	0.58
7	13	4.63	2.92	0.63	0.47
	15	3.43	2.37	0.57	0.39
	17	10.00	7.25	5.96	0.71
8	18	2.98	2.02	0.59	0.39
9	19	15.63	8.82	0.95	0.53
	21	4.33	2.73	0.74	0.45
10	24	1.79	1.33	0.29	0.24

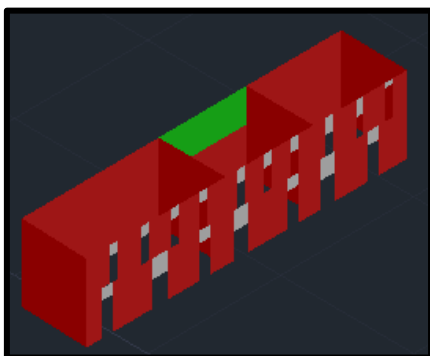
Στο Σχήμα 7 απεικονίζονται χρωματικά οι πεσσοί που αστοχούν στον αρχικό φορέα και στον ενισχυμένο φορέα, αντίστοιχα, για στάθμη επιτελεστικότητας B1. Τόσο από τους Πίνακες 5 έως 7 όσο και από το Σχήμα 7, παρατηρείται ότι οι δείκτες ανεπάρκειας κατά τον έλεγχο στην εντός επιπέδου διάτμηση στους περισσότερους πεσσούς έχουν μειωθεί σημαντικά μετά τις επεμβάσεις, ωστόσο η ανεπάρκεια της τοιχοποιίας να παραλάβει τέμνουσα παραμένει. Το ίδιο συμπέρασμα προκύπτει και για τους ελέγχους κατά την εκτός επιπέδου δράση. Σημαντικά βελτιωμένη εμφανίζεται η συμπεριφορά της τοιχοποιίας κυρίως στην στέψη των τοίχων και συγκεκριμένα στην εκτός επιπέδου κάμψη περί κατακόρυφο άξονα, γεγονός το οποίο μπορεί να αποδοθεί στην ενίσχυση της διαφραγματικής λειτουργίας του δώματος. Συνολικά, παρά την σημαντική βελτίωση που παρατηρείται στους δείκτες ανεπάρκειας, το κτήριο εξακολουθεί να παρουσιάζει ανεπάρκειες.

Πίνακας 6: Σύγκριση δεικτών ανεπάρκειας λ πεσσών στάθμης 1, για εκτός επιπέδου δράση πριν και μετά τις ενισχύσεις

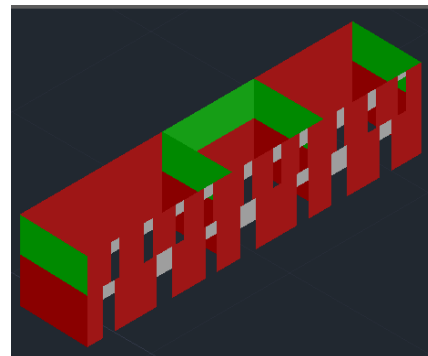
Στάθμη 1		Εκτός επιπέδου κάμψη περί οριζόντιο άξονα		Εκτός επιπέδου κάμψη περί κατακόρυφο άξονα		Εκτός επιπέδου διάτμηση	
		Πριν	Μετά	Πριν	Μετά	Πριν	Μετά
Τοίχος	Πεσσός	λ	λ	λ	λ	λ	λ
1	1	1.17	0.66	0.45	0.26	1.01	0.87
2	2	4.38	1.89	0.01	0.03	2.23	2.34
3	3	1.27	0.65	0.46	0.29	1.79	0.96
4	4	107.47	4.66	0.75	0.27	76.99	7.09
	6	2.05	1.24	0.66	0.23	0.96	1.36
5	9	0.82	0.56	0.40	0.25	0.61	0.91
6	10	2.49	1.19	0.23	0.14	3.32	1.62
	11	39.86	5.26	3.71	1.38	36.51	9.17
7	13	2.95	1.27	1.66	0.62	1.24	1.36
	15	3.14	1.42	1.33	0.49	1.29	1.51
	17	48.15	23.32	3.60	1.34	7.89	25.31
8	18	0.81	0.56	0.40	0.26	0.59	0.92
9	19	135.56	2.36	1.18	0.62	244.34	4.03
	21	1.51	0.95	0.43	0.23	1.59	1.07
10	24	4.31	2.18	0.30	0.15	3.25	2.98

Πίνακας 7: Σύγκριση δεικτών ανεπάρκειας λ πεσσών στάθμης 2, για εκτός επιπέδου δράση πριν και μετά τις ενισχύσεις

Στάθμη 2		Εκτός επιπέδου κάμψη περί οριζόντιο άξονα		Εκτός επιπέδου κάμψη περί κατακόρυφο άξονα	
		Πριν λ	Μετά λ	Πριν λ	Μετά λ
1	25	0.34	0.52	1.32	0.37
2	26	0.27	1.56	1.33	0.20
3	27	0.43	0.58	1.34	0.39
	28	0.66	1.89	7.59	1.57
4	30	1.02	1.62	5.29	1.09
	32	0.99	1.65	4.91	1.01
	34	1.17	0.25	8.83	1.83
5	54	0.27	0.39	1.22	0.37
6	35	0.44	0.78	0.99	0.31
	36	1.97	0.39	8.30	1.16
	38	0.61	1.54	7.98	1.11
7	40	0.96	1.88	6.92	0.96
	42	0.81	1.93	6.56	0.91
	44	1.52	1.18	6.69	0.93
8	45	0.31	0.40	1.22	0.39
	46	0.77	0.19	4.13	1.12
9	48	0.81	1.10	3.52	0.95
	50	0.85	1.15	3.17	0.86
	52	1.36	0.11	5.58	1.51
10	53	0.69	1.36	1.52	0.35

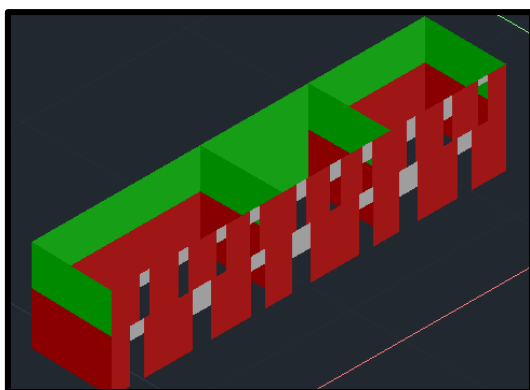


(α) Αρχικός φορέας, $q = 1.5$ και στάθμη B1.

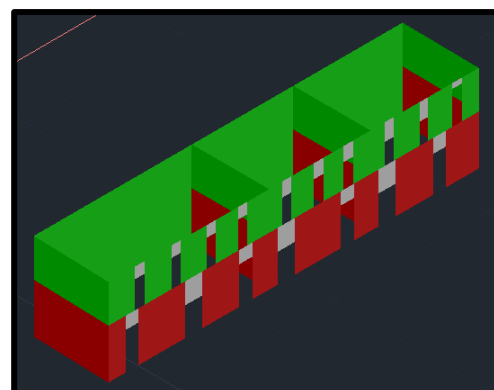


(β) Ενισχυμένος φορέας, $q = 2.0$ και στάθμη B1.

Σχήμα 7: Χρωματική απεικόνιση επάρκειας πεσσών



(α) Αρχικός φορέας, $q = 1.5$ και στάθμη B2.



(β) Ενισχυμένος φορέας, $q = 2.0$ και στάθμη B2.

Σχήμα 8: Χρωματική απεικόνιση επάρκειας πεσσών

5.2 Αποτελέσματα ελέγχων του ενισχυμένου κτηρίου με τη μέθοδο ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς για $q' = 2.0$ και στάθμη επιτελεστικότητας B2

Όπως και στο αρχικό, έτσι και στο ενισχυμένο κτήριο διερευνήθηκε η συμπεριφορά του για στάθμη επιτελεστικότητας B2, δηλαδή για σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης 50% στα 50 χρόνια. Στο Σχήμα 8 απεικονίζονται χρωματικά στο τρισδιάστατο μοντέλο, οι πεσσοί που αστοχούν στον αρχικό και στον ενισχυμένο φορέα, αντίστοιχα, για στάθμη επιτελεστικότητας B2.

Όπως προκύπτει από την ανάλυση και τους ελέγχους για τον ενισχυμένο φορέα, με στόχο αποτίμησης B2, ανεπάρκεια εμφανίζεται μόνο για την εντός επιπέδου διάτμηση, στους πεσσούς της όψης και στους πεσσούς κατά την εγκάρσια διεύθυνση (μικρή πλευρά) του κτηρίου, μόνο για την στάθμη του ισογείου. Επίσης, είναι εμφανής η ευνοϊκή λειτουργία του διαφράγματος στη στέψη του κτηρίου, όπου κανένας πεσσός δεν εμφανίζει ανεπάρκεια σε εκτός επιπέδου κάμψη.

Συμπερασματικά, με την μέθοδο ομογενοποίησης της μάζας της τοιχοποιίας με ενέματα και την αύξηση της θλιπτικής της αντοχής, ως προς την εντός επιπέδου διάτμηση δεν επιτυγχάνεται επάρκεια σε όλους τους πεσσούς του δομήματος, ωστόσο είναι σαφώς βελτιωμένη η σεισμική συμπεριφορά της τοιχοποιίας. Ταυτόχρονα η συμβολή του διαφράγματος στην στάθμη της στέψης είναι καθοριστική στην εκτός επιπέδου καμπτική αστοχία.

6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα εργασία πραγματοποιήθηκε η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς ενός ιστορικού δώροφου κτηρίου, κατασκευασμένου από φέρουσα τοιχοποιία, το οποίο βρίσκεται στη πόλη της Ρόδου. Στην συνέχεια έγινε πρόταση επεμβάσεων για την ενίσχυσή του και την βελτίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών του. Πραγματοποιήθηκε ελαστική ισοδύναμη στατική ανάλυση με βάση τον ΚΑΔΕΤ και εφαρμόστηκαν οι μέθοδοι του καθολικού δείκτη q και των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m για στάθμες επιτελεστικότητας B1 και B2. Από τις αναλύσεις προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

- Ο αρχικός φορέας παρουσιάζει σημαντικές ανεπάρκειες τόσο ως προς την εντός όσο και την εκτός επιπέδου δράση. Οι πεσσοί που παρουσιάζουν ανεπάρκειες είναι σημαντικά μειωμένοι, όταν επιλεγθεί η στάθμη επιτελεστικότητας B2 έναντι της B1. Με την επιλογή της στάθμης επιτελεστικότητας B1, μόνο το 3% των πεσσών εμφανίζει επάρκεια, ενώ εάν επιλεγθεί στάθμη επιτελεστικότητας B2, το ποσοστό των πεσσών που επαρκούν φτάνει το 23%.
- Λόγω της ανεπάρκειας του αρχικού φορέα, διερευνώνται μέθοδοι επεμβάσεων με σκοπό την βελτίωση της διαφραγματικής λειτουργίας του κτηρίου και την αναβάθμιση των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών της τοιχοποιίας του. Ενισχύονται τα διαφράγματα τόσο στο μεσοπάτωμα όσο και στην στέψη του κτηρίου, ενώ με τη μέθοδο ομογενοποίησης της μάζας της τοιχοποιίας με ενέματα επιτυγχάνεται αύξηση της θλιπτικής της αντοχής. Η εφαρμογή ενεμάτων οδήγησε σε αύξηση της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας κατά 50%, ενώ επιπλέον εξασφαλίζεται και καλύτερη συνεργασία κονιάματος και φυσικών λίθων.
- Στον ενισχυμένο φορέα, ως προς την εντός επιπέδου διάτμηση δεν επιτυγχάνεται επάρκεια σε όλους τους πεσσούς του δομήματος, ωστόσο είναι σαφώς βελτιωμένη η σεισμική συμπεριφορά της τοιχοποιίας. Ταυτόχρονα, η συμβολή του διαφράγματος στην στάθμη της στέψης είναι καθοριστική στην εκτός επιπέδου καμπτική αστοχία

7 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Καραντώνη, Φ. (2004). Κατασκευές από τοιχοποιία, Σχεδιασμός και επισκευές. Αθήνα: Παπασωτηρίου.
2. EN1998-3 (2005). Ευρωκώδικας 8, Αντισεισμικός Σχεδιασμός των Κατασκευών, Μέρος 3: Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενισχύσεις κτιρίων, Ευρωπαϊκή Επιτροπή για την Τυποποίηση, Βρυξέλλες.
3. ΟΑΣΠ (2021), Κανονισμός για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ), Σχέδιο – Μάρτιος 2021.
4. Τ.Ε.Ε.-Τμήμα Δωδεκανήσου & ΥΠ.ΠΟ.-Υπηρεσία Νεωτέρων Μνημείων και Έργων Δωδεκανήσου. (2005). *Ρόδος. Η πόλη εκτός των τειχών 1522-1947. Αρχιτεκτονική-Πολεοδομία*. Ρόδος: Τ.Ε.Ε.-Τμήμα Δωδεκανήσου.
5. ΥΠΠΟ/ΔΝΣΑΚ/2500/40, ΦΕΚ/171/ΑΑΠ/14-5-2008, Χαρακτηρισμός ως ιστορικού τόπου της περιοχής που ορίζεται από τις οδούς Πατριάρχου Αθηνάγορα Α', Ναυάρχου Κόρδιγκτων, Μητρ. Παπαϊωάννου Απο1414στόλου, Καναδά, Αντιν. Δαμασκηνού, Καποδίστρια, Ε. Μπέβιν, Καναδά και Πατρ. Αθηνάγορα Α', στα μαράσια Αγίου Γεωργίου Ανω, Αγίου Γεωργίου Κάτω και Αγίου Νικολάου, στην πόλη της Ρόδου, Ν Δωδεκανήσου.
6. Υ.Α. 23084/737/25-8-1948 - ΦΕΓΔΔ 10/23-9-1948, Περί ιστορικών διατηρητέων μνημείων Πόλεως Ρόδου.
7. Καρυδάκης, Γ. (2017). Μαράσια, οι Ελληνικές Ροδίτικες γειτονιές.
8. Τάσιος, Θ.Π. & Χρονόπουλος, Μ.Π. (1986). Επεμβάσεις, (επισκευές/ ενισχύσεις) σε κτίρια από τοιχοποιία, ΕΜΠ, Αθήνα.
9. EN1996-1-1 (2005). Ευρωκώδικας 6, Κατασκευές από Τοιχοποιία, Μέρος 1: Γενικοί κανόνες για κατασκευές από οπλισμένη και άοπλη τοιχοποιία, Ευρωπαϊκή Επιτροπή για την Τυποποίηση, Βρυξέλλες.
10. Τάσιος, Θ.Π. (1992). Η Μηχανική της Τοιχοποιίας, Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα.
11. EN1998-1 (2004). Ευρωκώδικας 8, Αντισεισμικός Σχεδιασμός των Κατασκευών, Μέρος 1: - Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, Ευρωπαϊκή Επιτροπή για την Τυποποίηση, Βρυξέλλες
12. 3DR Engineering Software Ltd (2022). Λογισμικό 3DR.STRAD-PESSOS.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α ΑΝΑΛΥΤΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

Παρακάτω παρουσιάζονται αναλυτικοί υπολογισμοί για τους βασικότερους ελέγχους επάρκειας. Παρουσιάζονται έλεγχοι πεσσών σε κατακόρυφα φορτία, εντός και εκτός επιπέδου κάμψη και διάτμηση.

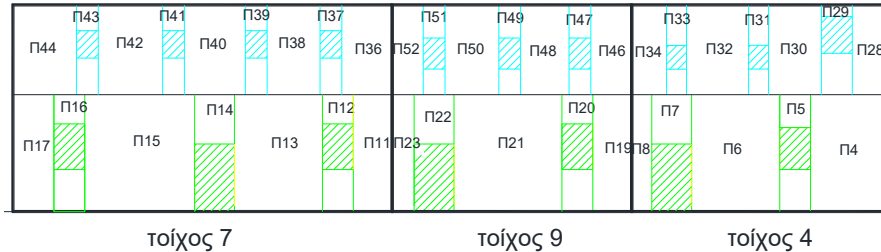
Έλεγχος σε κατακόρυφα φορτία

Η μέγιστη ορθή τάση, υπολογίζεται από την σχέση $\sigma_c = N_{sd,max}/A_w$, όπου $N_{sd,max}$ η μέγιστη αξονική δύναμη κάθε πεσσού που προκύπτει από την ανάλυση του κτηρίου για τον συνδυασμό φόρτισης $1.35G+1.50Q$ και A_w το εμβαδόν του πεσσού στη στάθμη ελέγχου. Για τον πεσσό 6, με μήκος $L=2.425m$ και ύψος $H=3.20m$, η μέγιστη αξονική από την ανάλυση είναι $N_{sd,max} = 261.95kN$, οπότε η μέγιστη ορθή τάση είναι ίση με $\sigma_c = N_{sd,max}/A_w = 196.40 kN$. $f_{mc} = 2.0 MPa$ η μέση θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας, $\gamma_w = 1.35$ ο συντελεστής ασφαλείας για ΣΑΔ «ικανοποιητική», $f_d = f_{mc}/\gamma_w = 2 MPa/1.35 = 1481.48 kPa$ η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού της τοιχοποιίας) (ΚΑΔΕΤ, 2021, §4.5.3.1). Οπότε ο λόγος ανεπάρκειας είναι $\lambda = \sigma_c / f_d = 0.13 < 1$, δηλαδή ο πεσσός επαρκεί.

Έλεγχος σε εντός επιπέδου δράση

Παρουσιάζεται αναλυτικά ο έλεγχος επάρκειας σύμφωνα με την μέθοδο του καθολικού δείκτη q , του πεσσού 6 του ισογείου (Σχήμα 9), σε εντός επιπέδου διάτμηση βάσει του σεισμικού συνδυασμού $G+0.30Q+Ex+0.30Ey$, με την βοήθεια των εξισώσεων του ΚΑΔΕΤ και των εντατικών μεγεθών που προέκυψαν από την ανάλυση του κτηρίου με το λογισμικό 3DR.PESSOS 2022. Τα εντατικά μεγέθη στη βάση του πεσσού 6, όπως υπολογίστηκαν από την ελαστική

(ισοδύναμη) στατική ανάλυση για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.30Q+Ex+0.30Ey$ είναι $F_x (V_{sd}) = 99.43 \text{ kN}$, $F_y (N_{sd}) = 135.91 \text{ kN}$, $F_z = 10.11 \text{ kN}$, $M_x (M_{sd,x}) = 14.32 \text{ kNm}$, $M_y (M_{sd,y}) = 1.63 \text{ kNm}$ και $M_z (M_{sd,z}) = 79.29 \text{ kNm}$



Σχήμα 9: Αριθμητική απεικόνιση πεσσών στάθμης 1 και στάθμης 2.

Αντοχή υπό αξονική δύναμη και κάμψη

Η ικανοτική τέμνουσα V_f στον πεσσο 6, του τοίχου 4, της στάθμης 1 υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_f = \frac{L N}{2H_0} (1 - 1.15v_{sd}) = \frac{2.425 \text{ m } 135.91 \text{ kN}}{2 \cdot 5.47 \text{ m}} (1 - 1.15 \cdot 0.0687) = 27.73 \text{ kN}$$

όπου: $H_0 = 5.47 \text{ m}$ το διατμητικό μήκος, δηλαδή η απόσταση μεταξύ της διατομής στην οποία αναπτύσσεται η μέγιστη ροπή και του σημείου μηδενισμού των ροπών, $L = 2.425 \text{ m}$ το μήκος του πεσσού, $t = 0.55 \text{ m}$ το πάχος του τοίχου, $N_{sd(G+0.30Q)} = -135.91 \text{ kN}$ η δρώσα αξονική, $V_{sd} = -99.43 \text{ kN}$, η δρώσα τέμνουσα, $v_{sd} = N_{sd} / (L \cdot t \cdot f_d) = 0.0687$ το ανηγμένο αξονικό φορτίο.

Αντοχή υπό διατμητική ένταση

Η διατμητική αντοχή του τοίχου εντός επιπέδου ορίζεται ως η ελάχιστη των παρακάτω δύο μηχανισμών διατμητικής αστοχίας:

α) Λόγω διαγώνιας εφελκυστικής αστοχίας (ΚΑΔΕΤ, 2021, §7.2.2i)

$$f_{vd,t} = \sqrt{f_{wtd} \cdot (f_{wtd} + v_{sd} \cdot f_d)} = 142.09 \text{ kN}$$

όπου: $f_{vd,t}$ η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας που σχετίζεται με διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση, $f_{wtd} = 100 \text{ kN/m}^2$ η μέση εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας.

β) Λόγω ολίσθησης κατά μήκος οριζόντιου αρμού κονιάματος (ΚΑΔΕΤ, 2021, §7.2.2ii)

Η μέση διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας, η οποία συνυπολογίζει και την παρουσία κατακόρυφου φορτίου είναι:

$$f_{vd,s} = f_{vm0} + 0.4 \frac{N_{sd}}{L' t} = 135.69 \text{ kPa} \leq 0.065 f_b = 1950 \text{ kPa}$$

όπου $f_{vm0} = 100 \text{ kN/m}^2$ η διατμητική αντοχή στην περίπτωση απουσίας κατακόρυφου φορτίου, για φυσικούς λαξευτούς λίθους, $L' = 1.89 \text{ m}$ το μήκος της θλιβόμενης περιοχής του πεσσού, $f_b = 30 \text{ MPa}$ η κανονικοποιημένη θλιπτική αντοχή λιθοσώματος κατά EN 1996-1-1. Οπότε η διατμητική αντοχή του τοίχου εντός επιπέδου είναι

$$f_{vd} = \min(f_{vd,t}, f_{vd,s}) = 135.69 \text{ kPa}$$

και η διατμητική αντίσταση του πεσσού είναι

$$V_v = f_{vd} \cdot L' \cdot t = 140.90 \text{ kN}$$

Κατά τον έλεγχο επάρκειας του πεσσού συγκρίνεται η τέμνουσα σχεδιασμού V_{sd} με την ελάχιστη των τιμών V_v και V_f . Αν $V_v \leq V_f$, θεωρείται ότι κρίσιμη για την αστοχία του τοίχου είναι η τέμνουσα και ο τοίχος ελέγχεται από διάτμηση, άλλως θεωρείται ότι κρίσιμη είναι η ροπή και ο τοίχος ελέγχεται από τη κάμψη (ΚΑΔΕΤ, 2021, §7.2.3). Επειδή $V_v < V_f$, κρίσιμη για την αστοχία του πεσσού από ελαστικές δυνάμεις είναι η κάμψη. Άρα η καμπτική ικανότητα του πεσσού, είναι $V_{Rd} = 27.73$ kN. Η δρώσα τέμνουσα στη βάση του πεσσού, (από την ανάλυση) είναι $V_{sd} = 99.43$ kN. Οπότε $\lambda = V_{sd} / V_{Rd} = 3.59 > 1$, δηλαδή ο πεσσός δεν επαρκεί.

Αντοχή σε κάμψη

Η καμπτική αντοχή σχεδιασμού του πεσσού με θεώρηση αδρανούς περιοχής είναι

$$M_{Rd} = N_{sd} (1 - 1.15v_{sd}) L/2 = 151.76 \text{ kNm}$$

ενώ η δρώσα ροπή κάμψης στην βάση του πεσσού, (από την ανάλυση) είναι $M_{sd,z} = 79.29$ kNm. Οπότε $\lambda = M_{sd,z} / M_{Rd} = 0.52 < 1$, δηλαδή ο πεσσός επαρκεί.

Έλεγχος σε εκτός επιπέδου δράση

Παρουσιάζεται αναλυτικά ο έλεγχος επάρκειας σύμφωνα με την μέθοδο του καθολικού δείκτη q , του πεσσού 32 του ορόφου (Σχήμα 9), σε εκτός επιπέδου δράση βάσει του σεισμικού συνδυασμού $G+0.30Q+0.30E_x+E_y$, με την βοήθεια των εξισώσεων του ΚΑΔΕΤ και των εντατικών μεγεθών που προέκυψαν από την ανάλυση του κτηρίου. Ο πεσσός 32 έχει μήκος $L=1.71$ m και ύψος $H= 2.46$ m. Τα εντατικά μεγέθη στη βάση του πεσσού 32, όπως υπολογίστηκαν από την ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση για τον σεισμικό συνδυασμό $G+0.30Q+0.30E_x+E_y$ είναι $F_x (V_{sd}) = 0.079$ kN, $F_y (N_{sd}) = 35.22$ kN, $F_z = 1.34$ kN, $M_x (M_{sd,x}) = 5.61$ kNm, $M_y (M_{sd,y}) = 25.98$ kNm και $M_z (M_{sd,z}) = 2.67$ kNm

Υπολογισμός εκτός επιπέδου ροπής κάμψης, περί οριζόντιο άξονα (ΚΑΔΕΤ, §7.3, εξ.7.6α):

Η ροπή κάμψης την οποία μπορεί να αναλάβει η διατομή ελέγχου, είναι:

$$M_{Rd1,o} = \frac{1}{2} \ell t_w^2 \sigma_o \left(1 - \frac{\sigma_o}{f_d} \right) = 9.36 \text{ kNm}$$

όπου: $\ell = L = 1.71$ m το μήκος του πεσσού, $t_w = 0.55$ m το πάχος του τοίχου, $N_{sd} = -35.22$ kN η δρώσα αξονική, $\sigma_o = N_{sd} / (\ell \cdot t_w) = 37.44$ kN/m² η μέση θλιπτική τάση λόγω αξονικής δράσης στην διατομή ελέγχου, $M_{sd,x} = 5.61$ kNm η δρώσα ροπή.

Ο λόγος ανεπάρκειας είναι $\lambda = M_{sd,x} / M_{Rd1,o} = 0.60 < 1$, δηλαδή ο πεσσός επαρκεί.

Υπολογισμός εκτός επιπέδου ροπής κάμψης, περί κατακόρυφο άξονα (ΚΑΔΕΤ, §7.3, εξ.7.6β)

Η ροπή κάμψης την οποία μπορεί να αναλάβει η διατομή ελέγχου, είναι:

$$M_{Rd2,o} = \frac{1}{6} f_{wt,d} t^2 \ell = 6.38 \text{ kNm}$$

όπου $f_{wt,d} = f_{wt} / \gamma_w = 100$ kN/m² / 1.35 = 74.07 kN/m² η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας και $\gamma_w = 1.35$ ο συντελεστής ασφαλείας για ΣΑΔ «ικανοποιητική». Η δρώσα ροπή κάμψης περί κατακόρυφο άξονα στη βάση του πεσσού, από την ανάλυση είναι $M_{sd,y} = 25.98$ kNm.

Ο λόγος ανεπάρκειας είναι $\lambda = M_{sd,y} / M_{Rd2,o} = 4.07 > 1$, δηλαδή ο πεσσός δεν επαρκεί.