

Προσεγγιστική ανάλυση για την αποτίμηση απλών κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία και σύγκριση με ελαστικές και ανελαστικές αναλύσεις

Γεωργίου Α¹, Πανταζοπούλου Σ²

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η χρήση προσεγγιστικών μεθόδων ανάλυσης για την αποτίμηση κατασκευών μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε περιπτώσεις που το μέγεθος της κατασκευής είναι μικρό και τα φορτία προβλέψιμα. Οι μηχανικοί μπορούν με τις προσεγγιστικές μεθόδους να προσφέρουν γρήγορα αποτελέσματα με μειωμένο κόστος, χωρίς την χρήση πολύπλοκων υπολογιστικών μοντέλων. Ο Κανονισμός για την Αποτίμηση και τις Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ), περιγράφει την χρήση απλοποιημένων προσεγγιστικών μεθόδων, παρέχοντας μια πρακτική λύση για την αποτίμηση της εντός και εκτός επιπέδου αστοχίας των φερόντων στοιχείων στην περίπτωση μη απαιτητικών εφαρμογών. Στο άρθρο αυτό παρουσιάζεται ένα παράδειγμα εφαρμογής για την αποτίμηση μιας απλής τυπικής 2-όροφης κατασκευής. Η προσεγγιστική ανάλυση περιλαμβάνει τον υπολογισμό των σεισμικών απαιτήσεων για εντός και εκτός επιπέδου δράση (μέθοδος λωρίδων και μέθοδος γραμμών διαρροής), διεμβολισμό διαδοκίδων και έλεγχο αποκόλλησης των τοίχων στις γωνίες. Τα αποτελέσματα της προσεγγιστικής μεθόδου συγκρίνονται στην συνέχεια με ελαστική στατική ανάλυση με επιβολή επιταχύνσεων στις μάζες της τοιχοποιίας, όπως περιγράφεται στον ΚΑΔΕΤ. Με βάση τα αποτελέσματα, αναλύεται η διαφορά μεταξύ των διάφορων προσεγγίσεων σε όρους μετακινήσεων και στροφών.

Λέξεις Κλειδιά: Φέρουσα τοιχοποιία, ΚΑΔΕΤ, Προσεγγιστική ανάλυση

1 ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η παρουσίαση ενός απλού παραδείγματος εφαρμογής των προσεγγιστικών μεθόδων του ΚΑΔΕΤ [1] που έχουν σκοπό την άμεση διεξαγωγή σεισμικής αποτίμησης υφιστάμενων συνήθων κατασκευών από φέρουσα τοιχοποιία (όπως οι συνήθεις πετρόκτιστες κατοικίες) χωρίς να απαιτούνται εκτενείς υπολογισμοί όπως προβλέπονται σύμφωνα με τις μεθόδους του κυρίως σώματος του ΚΑΔΕΤ [2-6]. Το υπό μελέτη κτίριο είναι

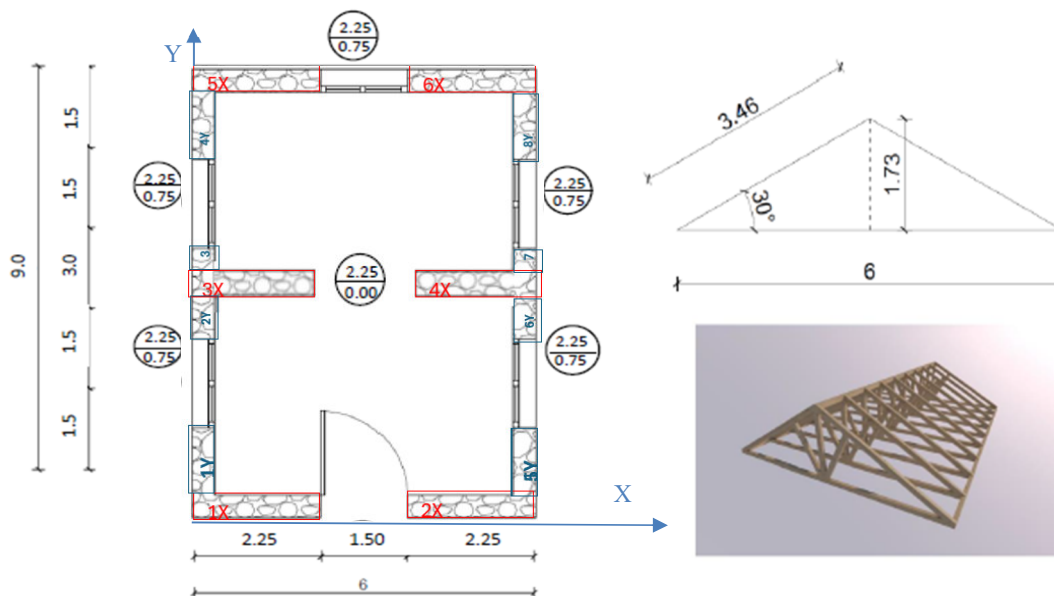
¹ Senior Researcher, School of Civil Engineering and Architecture, FH Kärnten-Fachhochschule, Austria, a.georgiou@fh-kaernten.at

² Professor, Department of Civil Engineering, Lassonde School of Engineering, York University, Canada, pantazo@yorku.ca

διώροφο με ευπαράμορφα διαφράγματα, και έχει ορθογωνική κανονική κάτοψη όπως φαίνεται στο Σχήμα 1. Για την άμεση και ταχεία αποτίμηση του κτιρίου, η ανάλυση γίνεται με βάση τα Παραρτήματα 5Α (Προσεγγιστική Ανάλυση) και 5Β (Έλεγχος για φορτία εκτός επιπέδου του τοίχου σε κτίρια με ευπαράμορφα διαφράγματα), του ΚΑΔΕΤ [1]. Η ανάλυση πραγματοποιείται μόνο για σεισμό στην διεύθυνση Χ.

1.1 Δεδομένα κτιρίου ανάλυσης

Ο υπό μελέτη φορέας είναι μια απλή διώροφη κατασκευή με διαστάσεις κάτοψης 6 m x 9 m, και ύψος ορόφου $H=2.5$ m (Σχ. 1). Τα πατώματα των ορόφων είναι ξύλινα, με δοκούς κατά την διεύθυνση Χ, διαστάσεων 8x14 cm ανά αποστάσεις 75 cm, επί των οποίων καρφώνεται διπλό σανίδωμα πάχους 4 cm. Οι ξύλινες δοκοί στηρίζονται απευθείας με “φωλιές” επί των τοίχων της διεύθυνσης Υ. Η στέγη του κτιρίου είναι ξύλινη, δόρριχτη κατά την διεύθυνση Χ, με κλίση 30° και στηρίζεται επί του σεναζιού της στέγης των τοίχων της διεύθυνσης Υ. Αποτελείται από ζευκτά με διατομή 8x14 cm. Επί των κεκλιμένων στοιχείων της στέγης καρφώνονται ξύλινες σανίδες πάχους 2 cm. Η επικάλυψη είναι από κεραμίδια βάρους 1 KN/m^2 κεκλιμένης επιφάνειας (συμπεριλαμβανομένου του σανιδώματος). Το πάχος των τοίχων είναι $t=0.6$ m, και θεωρείται ότι το κτίριο είναι πανταχόθεν ελεύθερο. Η τοιχοποιία είναι από αργολιθοδομή με καλή πλοκή λιθοσωμάτων και ασβεστοτσιμεντοκονίαμα, το οποίο είναι σε καλή κατάσταση. Επί της τοιχοποιίας δεν υπάρχουν διαζώματα παρά μόνο στη στάθμη της στέγης. Οι περιμετρικοί τοίχοι είναι επαρκώς συνδεδεμένοι, όχι όμως με τους εσωτερικούς. Ελλείπει ειδικών λεπτομερειών λαμβάνονται οι κάτωθι ιδιότητες για την τοιχοποιία, με συντελεστή ασφάλειας για τα υλικά ίσο με 1. Αντοχή σε θλίψη: 2.0 MPa. Αντοχή σε εφελκυσμό: 0.2 MPa. Συνοχή: 0.1 MPa.



Σχήμα 1: Γεωμετρία φορέα (α) Κάτοψη κτιρίου, (β) Λεπτομέρειες στέγης, (γ) Γεωμετρία στέγης.

1.2 Προϋποθέσεις προσεγγιστικής ανάλυσης

Για την εφαρμογή της απλοποιημένης μεθόδου ανάλυσης πρέπει να πληρούνται οι πιο κάτω προϋποθέσεις (βλ. Παράρτημα 5^Α):

- α) Αριθμός ορόφων (εκτός του υπογείου) < 2 ✓
- β) Κάτοψη ορθογώνια: ✓
- γ) Λόγος πλευρών: $9/6 = 1.5 < 4$ ✓
- δ) Επιφάνεια Προβολής Εσοχών < 15% της Συνολικής: ✓
- ε) Τοίχοι κτιρίου διατεταγμένοι συμμετρικά σε κάτοψη και κατά Χ και κατά Υ: ✓
- στ) Υπάρχουν 2 παράλληλοι τοίχοι σε δύο ορθογωνικές διευθύνσεις, μήκος κάθε τοίχου > 30% του μήκους του κτιρίου στην κατεύθυνση που εξετάζεται: ✓
- ζ) Απόσταση τοίχων σε μια κατεύθυνση = $5.5 \text{ m} > 75\% \cdot 6 \text{ m} = 4 \text{ m}$. ✓
- η) 100% των κατακορύφων φορτίων φέρονται από τους τοίχους. ✓
- θ) Τοίχοι συνεχείς από την κορυφή έως την βάση του κτιρίου. ✓
- ι) Διαφορά στην μάζα και οριζόντια διατομή τοίχων < 20% (ίδιοι όροφοι, βάρος στέγης δεν διαφοροποιείται σημαντικά από βάρος τυπικού ξύλινου πατώματος) ✓
- ια) Τοίχοι σε μία κατεύθυνση να είναι συνδεδεμένοι με τοίχους στην ορθογωνική κατεύθυνση ανά μέγιστη απόσταση 7 m. Ισχύει. ✓

2 ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 5Α ΓΙΑ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΔΡΑΣΕΙΣ

2.1 Υπολογισμός σεισμικών απαιτήσεων

2.1.1 Εκτίμηση ιδιοπεριόδου και φασματικής επιτάχυνσης της κατασκευής – Διεύθυνση Χ

Για την εκτίμηση της ιδιοπεριόδου, υπολογίζεται η δρώσα επιφάνεια των τοιχωμάτων στο ισόγειο, στην υπό μελέτη κατεύθυνση, A_c , με βάση την δρώσα επιφάνεια της διατομής των τοίχων ισόγειου στην θεωρούμενη κατεύθυνση, A_i , και το μήκος, l_{wi} , αντίστοιχα, όπου $l_{wi}/H < 0.9$.

$$A_c = \sum [A_i \cdot (0.2 + (l_{wi}/H)^2)] = 6 [0.6 \cdot 2.25 \cdot (0.2 + (2.25/5)^2)] = 3.26 \text{ m}^2 \quad (1)$$

Υπολογίζεται στην συνέχεια η σταθερά C_t με βάση την σχέση:

$$0.05 \leq C_t = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}} = 0.0415 \leq 0.075 \quad (2)$$

Η ιδιοπερίοδος της κατασκευής εκτιμάται από την σχέση της Παρ. 5.4.3.1 του ΚΑΔΕΤ, για κτίρια με ευπαράμορφα διαφράγματα:

$$T_{1max} = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} \quad (3)$$

Η εκτίμηση της ιδιοπεριόδου με την Εξ. (3) που αφορά φέρουσα τοιχοποιία, πρέπει να είναι επαρκώς συντηρητική εφόσον ο έλεγχος γίνεται με βάση τις παραμορφώσεις και όχι με βάση τις δυνάμεις. Για τον λόγο αυτό, η τιμή του C_t , για την περίπτωση παραδοσιακών κατασκευών, πρέπει να λαμβάνεται ίση με το άνω όριο της Εξ. (2) – επειδή οι τοίχοι σε μια παλιά κατασκευή θεωρούνται ήδη ρηγματωμένοι, αλλά και λόγω της παρουσίας των εύκαμπτων διαφραγμάτων, δηλαδή $T_1 = 0.075 \cdot 5^{3/4} = 0.25 \text{ s}$. Το κτίριο βρίσκεται σε Σεισμική ζώνη Ζ2, Κατηγορία Εδάφους Β ($a_g = 0.24g$, $S = 1.2$, $T_B = 0.15 \text{ s}$, $T_C = 0.5 \text{ s}$, $T_D = 2 \text{ s}$) [7]. Υπολογίζεται η φασματική επιτάχυνση:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot 2.5 = 0.72g = 7.06 \text{ m/s}^2 \quad (4)$$

2.1.2 Συνολικό βάρος κτιρίου

Πίνακας 1: Υπολογισμός συνολικού βάρους.

Συνολικό βάρος τοίχων (συμπαγές)	$0.6 \cdot (2 \cdot 9 + 3 \cdot 6 - 6 \cdot 0.6) \cdot 5 \cdot 20 \text{ kN/m}^3$	1944 kN
Πόρτες & παράθυρα	$[(5 \cdot 1.5 \cdot 0.6 \cdot (2.25 - 0.75) \cdot 2) + 2 \cdot 1.5 \cdot 0.6 \cdot 2.25 \cdot 2] \cdot 20 \text{ kN/m}^3$	-432 kN
Βάρος δαπέδου: Δοκίδες:	$9 \cdot 0.08 \cdot 0.14 \cdot (6 - 2 \cdot 0.6) \cdot 3.6 \text{ kN/m}^3$	1.74 kN
Βάρος δαπέδου: Σανίδωμα:	$0.02 \cdot (9 - 0.6 \cdot 2) \cdot (6 - 0.6 \cdot 2) \cdot 3.6 \text{ kN/m}^3$	2.69 kN
Στέγη:	$(9 \text{ m} + 10 \cdot (2 \cdot 3.46 + 6 + 1.73 + 2 \cdot \cos 30 \cdot 1.73) \text{ m}) \cdot 0.08 \cdot 0.14 \cdot 3.6 \text{ kN/m}^3$	7.47 kN
Κεραμίδια μαζί με σανίδωμα:	$0.130 \text{ kN/m}^3 \cdot 3.46 \cdot 9 \cdot 2$	8.4 kN
Συνολικό βάρος κτιρίου:		1532 kN

2.1.3 Σεισμική Δράση

Για τον υπολογισμό της ελαστικής τέμνουσας βάσης χρησιμοποιείται η Εξ. 5, όπου ο συντελεστής δρώσα μάζας C_m λαμβάνεται ίσος με 1 για διώροφα κτίρια. Αντίστοιχα υπολογίζεται και η ροπή ανατροπής, υιοθετώντας ομοιόμορφη κατανομή της μάζας καθ' ύψος του κτιρίου (Εξ. 6).

$$V_{el} = C_m \cdot S_d(T) \cdot W/g = 1103 \text{ kN} \quad (5)$$

$$M_{el} = V_{el} \cdot H/2 = 2757.6 \text{ kN} \quad (6)$$

2.2 Εύρεση του συντελεστή συμπεριφοράς R (ή το q)

2.2.1 Εύρεση ύψους θλιβόμενης ζώνης στο εμβαδό της κάτοψης

Για τον υπολογισμό της αντοχής σε τέμνουσα των τοίχων που διάκεινται παράλληλα στον σεισμό, υπολογίζονται οι περιοχές που φέρουν θλιπτικό και εφελκυστικό (αδρανείς ζώνες) φορτίο. Η ροπή αδράνειας προκύπτει από τις επιμέρους τοιχοποιίες, όπως είναι διαχωρισμένες στο Σχ. 1, σε ορθογώνια, ως προς το κέντρο βάρους της κάτοψης ($x_{CG} = 3 \text{ m}$; $y_{CG} = 4.5 \text{ m}$). Το εμβαδόν των φερόντων τοίχων στην στάθμη ελέγχου ισούται με 13.14 m^2 .

$$I = \sum d_y \cdot d_x^3 / 12 = \left(0.6 \cdot \frac{2.25^3}{12}\right) \cdot 6 + (0.6 \cdot 2.25) \cdot (3 - 0.5 \cdot 2.25)^2 \cdot 6 + \left(0.63 \cdot \frac{9 - 2 \cdot 1.5 - 0.6 \cdot 3}{12}\right) \cdot 2 + 2 \cdot 0.6 \cdot (9 - 2 \cdot 1.5 - 0.6 \cdot 3) \cdot (3 - 0.3)^2 = 3.417 + 28.47 + 0.1512 + 36.74 = 68.77 \text{ m}^4 \quad (7)$$

Η ροπή αντίστασης της κάτοψης, Ω_w , δίνει: $\Omega_{\theta\lambda} = 68.77 \text{ m}^4 / 3 \text{ m} = 22.92 \text{ m}^3$; $\Omega_{\varepsilon\varphi} = 68.77 \text{ m}^4 / 3 \text{ m} = 22.92 \text{ m}^3$, ενώ προκύπτουν οι ορθές τάσεις που εμφανίζονται στις ακραίες ίνες:

$$\sigma_{wt,c} = \pm \left(\frac{2757.5}{22.92} \right) + \left(\frac{1532}{13.14} \right) = \left\langle \frac{237}{-3.73} \text{ kN/m}^2 = \left\langle \frac{0.24}{-0.0037} \text{ MPa} \right. \quad (8)$$

Η θέση του ουδέτερου άξονα, από την Εξ. 9, δίνει το εμβαδόν των τοιχοποιιών που βρίσκονται υπο θλιπτικές τάσεις, το οποίο αφορά σχεδόν το σύνολο της κάτοψης (0.1 m σε εφελκυσμό θεωρείται αμελητέο).

$$\chi^{\theta\lambda\beta} = \frac{\ell_x}{2} \cdot \left(1 + \frac{N_{Ed}}{M_{Ed}} \cdot \frac{\Omega_w}{A_w} \right) = \frac{6}{2} \cdot \left(1 + \frac{1532}{2757.6} \cdot \frac{22.92}{13.14} \right) = 5.9 \text{ m} \quad (9)$$

Αντίστοιχα μπορεί να υπολογιστεί η μέση αξονική τάση λόγω του υπερκείμενου φορτίου βαρύτητας, ίση με $1532 \text{ kN} / (13.14 - 0.1 \cdot 9) \text{ m}^2 = 125 \text{ kN/m}^2 = 0.125 \text{ MPa}$, ενώ το ανηγμένο αξονικό φορτίο των πεσσών για αυτό το φορτίο προκύπτει ίσο με: $\nu_d = 0.125 \text{ MPa} / 2 \text{ MPa} = 0.0625$.

2.2.2 Υπολογισμός τάσεων για εντός επιπέδου δράση

Η διατενόμενη επιφάνεια της κάτοψης, λαμβάνοντας υπόψη μόνο το μήκος των πεσσών που βρίσκονται υπο θλίψη, ισούται με $A_{sh}=3 \cdot 2.25 \cdot 0.6 + 3 \cdot (2.25-0.1) \cdot 0.6 = 7.92 \text{ m}^2$. Υπολογίζεται η Μέση Διατμητική τάση (απαίτηση): $\tau_{av} = 1103 \text{ kN}/7.92 \text{ m}^2 = 139.3 \text{ kN/m}^2 = 0.14 \text{ MPa}$. Δεδομένου ότι η τάση συνοχής (διατμητική αντοχή απουσία κατακόρυφου φορτίου) ισούται με $f_{vm0}=0.1 \text{ MPa}$, ενώ η τάση του υπερκείμενου φορτίου βαρύτητας είναι 0.125 MPa , και λαμβάνοντας ερήμην τιμή $f_{bc}=50 \text{ MPa}$ (ασβεστολιθικό πέτρωμα), ο έλεγχος κατά την Εξ. 10 δίνει ότι η απαίτηση θα πλησιάσει πολύ κοντά στην διατμητική αντοχή σε εντός επιπέδου δράση.

$$\tau_{av} = 0.14 \text{ MPa} < f_{vd} = f_{vm0} + 0.4 \cdot N_{sd}/(L' \cdot t) = 0.1 + 0.4 \cdot 0.125 = 0.15 \text{ MPa}$$

$$< 0.065 f_{bc} = 3.25 \text{ MPa} \quad (10)$$

3 ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 5B ΓΙΑ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΔΡΑΣΕΙΣ

3.1 Στατικό μοντέλο τυπικού τοίχου

Θεωρείται ότι στις τοιχοποιίες κάθετα στην διεύθυνση του σεισμού επιβάλλεται ομοιόμορφη οριζόντια πίεση λόγω αδράνειας: $w = 0.72g \cdot 0.6m \cdot 20 \text{ kN/m}^3/g = 8.64 \text{ kN/m}^2$. Προστίθεται το γραμμικό φορτίο της στέγης στην οροφή, και το γραμμικό φορτίο του πατώματος στην στάθμη του ορόφου. Δεδομένου ότι οι διαδοκίδες εδράζονται σε εσοχές στους κατακόρυφους τοίχους, θεωρώ ότι όλη η αδρανειακή δύναμη που μεταφέρεται από το πάτωμα και από την στέγη ασκείται εξ'ολοκλήρου στον τοίχο που θλίβεται από την ροπή ανατροπής:

- Γραμμικό φορτίο στέγης: $\frac{7.47+8.4}{9} = 1.76 \text{ kN/m}$. (διεύθυνση Z – στάθμη στέγης)
- Οριζόντιο γραμμικό αδρανειακό φορτίο: $0.72g \cdot 1.76 \text{ kN/m/g}$ (διεύθυνση X – στάθμη στέγης)
- Γραμμικό φορτίο ορόφου: $\frac{1.74+2.69}{9} = 0.493 \text{ kN/m}$ (διεύθυνση Z – στάθμη ορόφου)
- Οριζόντιο γραμμικό αδρανειακό φορτίο: $0.72g \cdot 0.493 \text{ kN/m/g}$ (διεύθυνση X – στάθμη ορόφου)

3.1.2 Μέθοδος Λωρίδων

Θεωρείται μεταφορά φορτίων σε οριζόντια κατεύθυνση επειδή τα παράθυρα διακόπτουν την λειτουργία λωρίδων στην κατακόρυφη έννοια (Σχ. 2α). Τα τμήματα των πεσσών παραπλεύρως των ανοιγμάτων λειτουργούν ως οριζόντιοι πρόβολοι, και άρα λόγω απαιτήσεων της κινηματικής συμβατότητας αποχωρίζονται από τις συνεχείς οριζόντιες λωρίδες. Η στατική ροπή από τις εγκάρσιες σεισμικές πιέσεις στους τοίχους είναι και στις 2 περιπτώσεις λωρίδων που φαίνονται στο Σχ. 2α, $M_x = 8.64 \cdot 3.6^2/8 = 14 \text{ kN-m/m}$. Θεωρείται μερικός βαθμός πακτώσεως στις στηρίξεις επομένως το 70% της ροπής παραλαμβάνεται στο άνοιγμα και μόνο 30% στις στηρίξεις.

Λωρίδα 1: Η ροπή στο άνοιγμα της λωρίδας υπολογίζεται αθροίζοντας τις ροπές από το ομοιόμορφο επιφανειακό και γραμμικό φορτίο στέγης. Η απαίτηση είναι:

$$M_{avoi} = 0.7 \cdot (14 + 0.72g \cdot 1.7 \cdot 3.6^2/8/g) = 9.8 \text{ kN-m/m} + 1.44 \text{ kN-m}$$

$$M_{στηρ} = -4.2 \text{ kN-m/m} - 0.62 \text{ kN-m}$$

Για ύψος υπέρθυρου 0.25 m , η ροπή ανοίγματος είναι: $M_{fl,dem} = 9.8 \cdot 0.25 + 1.44 = 3.89 \text{ kN-m}$

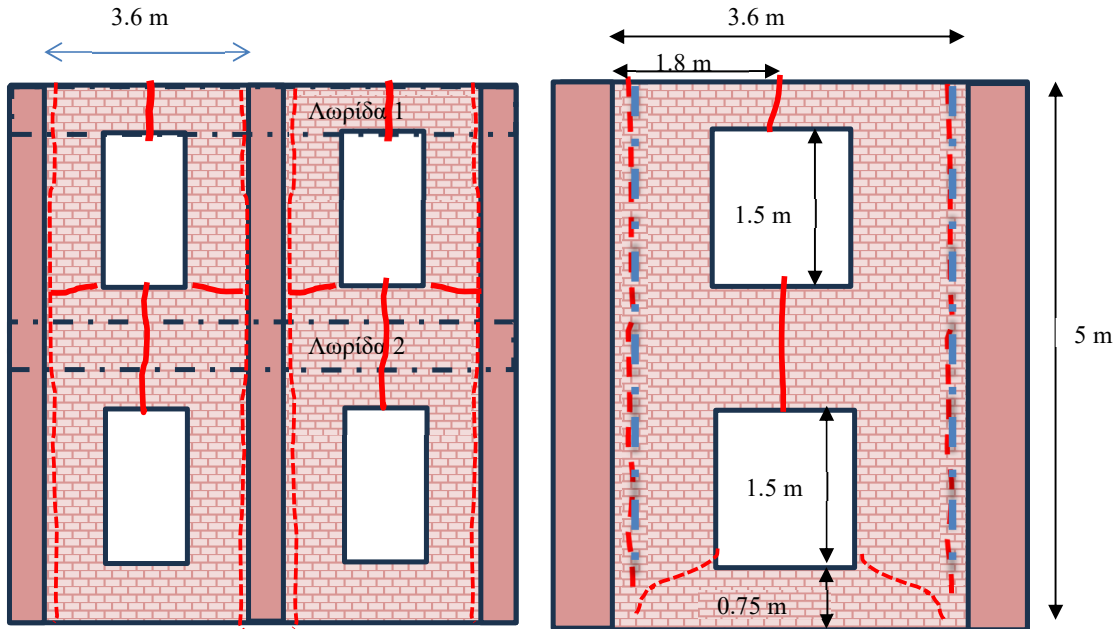
Η αντοχή σε κάμψη υπολογίζεται: $M_{fl,cap} = 0.2 \text{ MPa} \cdot (0.6^2/6) = 200 \text{ kN/m}^2 \cdot (0.6^2/6) = 12 \text{ kN-m/m}$, αντιστοιχεί για ύψος υπέρθυρου 0.25 m σε $12 \cdot 0.25 = 3 \text{ kN-m}$. Η αντοχή είναι μικρότερη από την

απαίτηση έτσι αναμένεται δημιουργία ρηγμάτων στο μέσον του ανοίγματος πάνω από το παράθυρο (βλ. κόκκινη γραμμή Σχ. 2α).

Λωρίδα 2: Αντίστοιχα υπολογίζεται η απαίτηση και η ικανότητα για την Λωρίδα 2. Το ύψος του υπέρθυρου στην οροφή του ισογείου είναι 1.0 m. Η απαίτηση υπολογίζεται ως:

$$M_{avoi} = 0.7 \cdot (14 + 0.72g \cdot 0.574 \cdot 3.6^2 / 8 / g) = 10.2 \text{ kN-m/m} + 0.4 \text{ kN-m/m}; M_{fl,dem} = 9.8 + 0.4 = 10.2 \text{ kN-m/m}.$$

Η τιμή αυτή συγκρίνεται με την αντοχή $M_{fl,cap} = 12 \text{ kN-m/m} \cdot 1 \text{ m} = 12 \text{ kN-m}$.



Σχήμα 2α: Μέθοδος λωρίδων – κατανομή ρωγμών.

Σχήμα 2β: Γραμμές διαρροής - Στατικό μοντέλο τυπικού επιμήκους τοίχου.

3.2 Συντελεστής συμπεριφοράς για τους τοίχους σε εκτός επιπέδου δράση:

$$\text{Δείκτης συμπεριφοράς } R (=q) = M_{fl,dem} / M_{fl,cap} = 3.89 / 3 = 1.29 \quad (11)$$

$$\text{Δείκτης } \mu = 1 + (R - 1) \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right) = 1 + (1.29 - 1) \cdot \left(\frac{0.5}{0.25} \right) = 1.59 \quad (12)$$

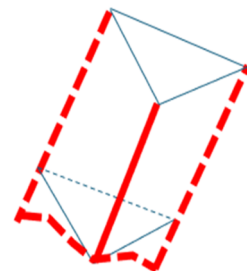
Μετακίνηση κορυφής:

$$(\alpha) \text{ Στο υπέρθυρο: } S_D = S_D(T) \cdot \frac{T^2}{(2\pi)^2} \cdot \frac{\mu}{R} = 0.72g \cdot \frac{0.25^2}{(2\pi)^2} \cdot \frac{1.59}{1.29} = 13.8 \text{ mm} \quad (13)$$

(β) Στις γωνίες της οροφής εφόσον δεν έχουμε υπέρβαση της διατμητικής αντοχής των τοίχων που διάκεινται παράλληλα προς το σεισμό: $S_D = 0.72g \cdot \frac{0.25^2}{(2\pi)^2} = 0.011 \text{ m} = 11.25 \text{ mm}$

Στροφή κτιρίου οριζόμενη σε σχέση με τον κατακόρυφο άξονα (δηλ. στο επίπεδο xz):

Στις γωνίες της κάτοψης: εφόσον δεν έχει γίνει υπέρβαση διατμητικής αντοχής η στροφή θα είναι: $\theta_{xz} = 0.011 \text{ m} / 5 \text{ m} = 0.22\% > 0.15\%$ (=αυτό είναι το όριο της οιονεί διαρροής στην τοιχοποιία), δηλ. αναμένεται εντός επιπέδου ρηγμάτωση στους τοίχους. Η στροφή είναι αρκετά χαμηλότερη της καμπτικής ικανότητας των τοίχων που διάκεινται παράλληλα προς το σεισμό =



Σχήμα 2γ: Λεπτομέρεια γεωμετρίας μηχανισμού τοίχου εκτός επιπέδου για γραμμές διαρροής

$0.008 \cdot H/L = 0.008 \cdot 5/2.25 = 1.7\%$, αλλά κοντά στην διατμητική ικανότητα των τοίχων αυτών = 0.4%. Συνεπώς θα υπάρξει ρηγμάτωση των τοίχων κατά Χ.

Στο μέσο των τοίχων (διευθ. Υ): Στροφή του επιμήκους τοίχου οριζόμενη σε σχέση με τον κατακόρυφο άξονα στο μέσο του υπέρθυρου (στο επίπεδο xz): $\theta_{xz} = 0.0138\text{m}/5\text{m} = 0.28\%$. Επομένως θα υπάρξουν βλάβες από εκτός επιπέδου δράση στους επιμήκεις τοίχους (διευθ. Υ), κυρίως στα υπέρθυρα των ανοιγμάτων.

3.3 Εναλλακτικός έλεγχος των τοίχων σε εκτός επιπέδου ένταση με γραμμές διαρροής:

Με βάση τις γραμμές διαρροής, θεωρείται ότι ο τοίχος έχει διαρρεύσει στα σημεία που αναπτύσσονται οι μέγιστες ροπές (Σχ. 2β κόκκινες γραμμές), και χρησιμοποιείται η αρχή των δυνατών έργων για να υπολογιστεί το μέγιστο δυνατό ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο, όπου σε αυτή την περίπτωση σχετίζεται με την μέγιστη ανεκτή επιτάχυνση, a : $w = S_d(0.25) \cdot 0.6\text{m} \cdot 20\text{kN/m}^3/g = a \cdot 12\text{kN/m}^2$. Γίνεται συντηρητικά η υπόθεση ότι υπάρχει κάποιος βαθμός πακτώσεως στους κατακόρυφους αρμούς, ώστε να είναι εφικτή η δημιουργία μηχανισμού (Σχ. 2γ). Στον τοίχο εφαρμόζονται επίσης συγκεντρωμένα φορτία στη στέγη και το πάτωμα, $a \cdot 1.76 \text{ kN/m}$, και $a \cdot 0.493 \text{ kN/m}$, αντιστοίχως. Ο έλεγχος που ακολουθεί είναι προσεγγιστικός ως προς την ακρίβεια της γεωμετρίας.

3.3.1 Ολικός Έλεγχος

Επιβάλλεται μετακίνηση δ στο κέντρο της πλάκας, η οποία προκαλεί στροφή $\theta = \delta/1.8$. Το εσωτερικό έργο (W_I) υπολογίζεται από το γινόμενο των ροπών που αναπτύσσονται κατά μήκος των ρωγμών (κόκκινες γραμμές) επι των στροφών που πραγματοποιούν. Το εξωτερικό έργο (W_E) υπολογίζεται από το γινόμενο του ομοιόμορφου φορτίου επι των μετακινήσεων που προκαλούνται σε κάθε σημείο της πλάκας λόγω του δ . Τέλος τα δύο έργα εξισώνονται για να υπολογιστεί η ανεκτή επιτάχυνση.

$$W_I = \frac{12\text{kNm}}{m} \cdot \frac{2\delta}{1.8\text{m}} \cdot (5 - 2 \cdot 1.5) + 2 \cdot \frac{12\text{kNm}}{m} \cdot \frac{\delta}{1.8\text{m}} \cdot 5 = 26.6\delta + 66.66\delta = 93.32\delta \quad (14)$$

$$W_E = a \cdot 12 \cdot 1.8 \cdot (5 - 0.75) \cdot \frac{\delta}{2} \cdot 2 + a \cdot 12 \cdot 3.6 \cdot \frac{\delta}{3} \cdot \frac{0.75}{1.8} + a \cdot (1.76 + 0.493) \cdot 3.6 \cdot \frac{\delta}{2} = 101.85a \cdot \delta \quad (15)$$

$$W_E = W_I \rightarrow a = \frac{93.32}{101.85} = 0.916 \rightarrow w = 0.91 \cdot 12 = 10.99 \text{ kN/m}^2 \quad (16)$$

Σε περίπτωση καθόλου πάκτωσης το $W_I = 26.6\delta$, και το φορτίο αστοχίας εξαιρετικά χαμηλό. Η πραγματικότητα είναι κάπου ανάμεσα, άρα αναμένονται έντονες βλάβες στα υπέρθυρα.

$$a = \frac{26.6\delta}{101.85\delta} = 0.26 \rightarrow S_d(0.25) = 0.26g \rightarrow w = 3.12 \text{ kN/m}^2$$

3.3.2 Τοπικός Έλεγχος (Σχήμα 3(α)).

Εσωτερικό Έργο (μήκος διαγωνίων ρωγμών στο σχήμα $= (0.9^2 + 0.25^2)^{1/2} = 0.93\text{m}$):

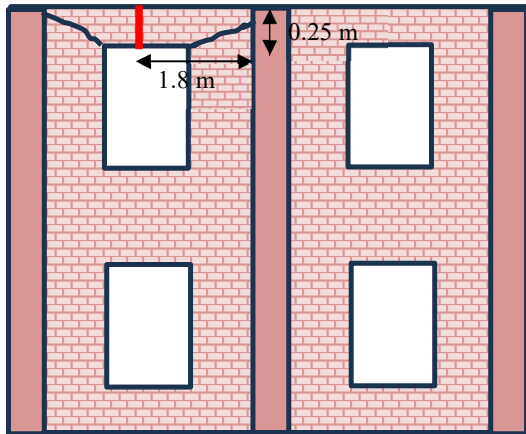
$$W_I = \frac{12\text{kNm}}{m} \cdot \frac{2\delta}{1.8\text{m}} \cdot 0.25\text{m} + 2 \cdot \frac{12\text{kNm}}{m} \cdot \frac{\delta}{1.8\text{m}} \cdot 0.93\text{m} = 15.73\delta$$

Εξωτερικό Έργο:

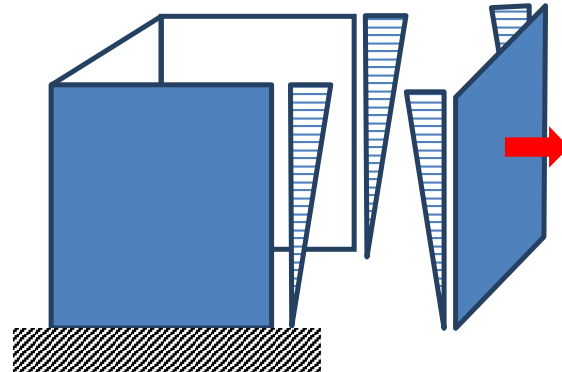
$$W_E = a \cdot 12 \cdot \frac{(3.6 + 1.5)}{2} \cdot 0.25 \cdot \frac{\delta}{2} + a \cdot 1.76 \cdot 3.6 \cdot \frac{\delta}{2} = 6.99a\delta \rightarrow a = \frac{15.73}{6.99} = 2.25$$

$$\rightarrow S_d(0.25) = 2.25g \rightarrow w = 12 \cdot 2.25 \cdot 0.25 + 2.25 \cdot 1.76 = 10.71 \frac{kN}{m}$$

Το γραμμικό φορτίο στο υπέρθυρο υπολογίζεται ίσο με 10.71 kN/m. Επομένως πιο κρίσιμη είναι η περίπτωση 3.3.1. Επισημαίνεται ότι η γεωμετρία έχει γίνει προσεγγιστικά και τα αποτελέσματα μπορούν να αξιολογηθούν μόνο ως ποιοτικές ενδείξεις.



Σχήμα 3α: Στατικό μοντέλο για τοπικό έλεγχο.



Σχήμα 3β: (ΚΑΔΕΤ Σχ. Σ 5.6) Μεταφορά εφελκυστικού φορτίου από τους τοίχους κάθετα στο σεισμό, στους παράλληλους προς τη δράση του σεισμού τοίχους.

3.4. Διεμβολισμός διαδοκίδων πατώματος:

Σε περίπτωση που δεν υπάρχει άκαμπτο διάφραγμα πρέπει να πραγματοποιείται έλεγχος διάτρησης του τοίχου στα σημεία που στηρίζονται οι δοκοί. Κάθε διαδοκίδα μεταφέρει την αδρανειακή δύναμη που αφορά την μάζα που της επιμερίζεται. Το βάρος αυτής της μάζας είναι $= (1.74 + 2.69)/9 = 0.49$ kN. Από το βάρος υπολογίζεται η σεισμική δύναμη διεμβολισμού: $0.72g \cdot 0.49/g = 0.355$ kN. Ο έλεγχος γίνεται με βάση την Εξ. 17. Επομένως δεν υπάρχει κίνδυνος διάτρησης. ✓

$$R_d = (0.1f_d) \pi t'^2 \sqrt{2} = 0.1 \cdot 2MPa \cdot 3.14 \cdot 400^2 \cdot \sqrt{2} = 142 \text{ kN} \quad (17)$$

3.5. Έλεγχος αποκόλλησης τοίχων στις γωνίες (Σχήμα Σ. 3β):

Η συνολική αδρανειακή δύναμη που ασκείται στους διαμήκεις τοίχους στο σημείο σύνδεσης με τους τοίχους που διάκεινται παράλληλα προς το σεισμό είναι:

$$8.64 \frac{kN}{m^2} \times (3.6 \times 5 - 2 \times 1.5^2) + 0.72g \times (1.74 + 2.69 + 7.47 + 8.4)/4g = 120.29 \text{ kN} \quad (18)$$

Η δύναμη αυτή μεταφέρεται κατά μήκος της κατακόρυφης σύνδεσης - θεωρείται ανεστραμμένη τριγωνική κατανομή (Σχήμα 3(β)), με ένταση $= \sigma_{max} \cdot t \cdot H/2$, που αντιστοιχεί σε ορθή εφελκυστική τάση σ_{max} , μικρότερη της αντοχής της τοιχοποιίας σε ορθό εφελκυσμό (0.2 MPa).

$$\sigma_{max} \cdot 0.6m \cdot \frac{5m}{2} = 120.29 \text{ kN} \Rightarrow \sigma_{max} = 80.2 \frac{kN}{m^2} = 0.08 \text{ MPa} < 0.2 \text{ MPa} \quad (19)$$

4 ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΣΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ SAP2000

Για την ανάλυση του φορέα δημιουργήθηκε ελαστικό μοντέλο με στοιχεία κελύφους. Πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις δύο διαφορετικών φορέων σε σχέση με το μέτρο ελαστικότητας του υλικού της τοιχοποιίας: Φορέας Α με $E = 0.5 \cdot 1000 \cdot f_c = 0.5 \cdot 1000 \cdot 2 = 1000$ MPa και Φορέας

B με $E = 250 \cdot f_c = 500 \text{ MPa}$. Η πυκνότητα της τοιχοποιίας ισούται με 20 kN/m^3 , ενώ τα φορτία του πατώματος και της στέγης κατανεμήθηκαν στους κόμβους των επιφανειακών στοιχείων στα αντίστοιχα επίπεδα. Δεν χρησιμοποιήθηκε διαφραγματική λειτουργία. Η μάζα του φορέα όπως υπολογίζεται από το πρόγραμμα ανάλυσης είναι: 159.23 tn . Το σύνολο της μάζας του φορέα χρησιμοποιείται για την ιδιομορφική ανάλυση με τις ιδιομορφές που ενεργοποιούν σημαντικό ποσοστό της μάζας στις δύο διευθύνσεις και περί του άξονα Z, όπως φαίνονται στον Πίνακα 2.

Πίνακας 2: Κύριες ιδιομορφές.

Eig. No.	E=500 MPa				E=1000 MPa			
	Period (s)	UX	UY	RZ	Period (s)	UX	UY	RZ
1	0.169	0.521	0.000	0.001	0.119	0.521	0.000	0.001
2	0.160	0.000	0.498	0.000	0.113	0.000	0.498	0.000
7	0.111	0.016	0.000	0.530	0.079	0.016	0.000	0.530

Η σεισμική δράση επιβλήθηκε με multistep static analysis. Στο πρώτο βήμα τοποθετήθηκαν τα φορτία βαρύτητας στον φορέα, ενώ στο δεύτερο βήμα επιβλήθηκε επιτάχυνση ίση με 7 m/s^2 , στις μάζες που κατανέμονται στους κόμβους του φορέα. Στα Σχήματα 4α-4δ και 4ε-4θ παρουσιάζονται τα αποτελέσματα σε όρους μετακινήσεων και ροπών, αντίστοιχα, του τοίχου που παραμορφώνεται εκτός επιπέδου. Με βάση τις μετακινήσεις κατά X (στάθμη στέγης τοιχοποιίες 5-8Υ, Σχ. 1.α) από την ελαστική στατική ανάλυση προκύπτουν οι στροφές εντός του επιπέδου της πλάκας: στροφές στο επίπεδο xy - $\theta = (0.004 - 0.0022)/3 = 0.0006 = 0.6\text{‰}$ και καθ' ύψος: στροφές στο επίπεδο xz - γωνίες $\theta_1 = 0.0022/5 = 0.44\text{‰}$, Υπέρθυρο $\theta_4 = 0.004/5 = 0.8\text{‰}$.

Επισημαίνεται ότι τα αποτελέσματα για την περίπτωση $E=500 \text{ MPa}$ είναι ακριβώς διπλάσια των ως άνω τιμών. Η στροφή στο επίπεδο xz από τους υπολογισμούς στο χέρι είναι $\theta_{xz} = 0.22\text{‰}$, ενώ με βάση τους υπολογισμούς του προγράμματος προκύπτει ότι, για $E=1000 \text{ MPa}$, $\theta_{xz} = 0.044\text{‰}$, και για $E=500 \text{ MPa}$, $\theta_{xz} = 0.088\text{‰}$. Με βάση τα παραπάνω οι υπολογισμοί με βάση το πρόγραμμα είναι λιγότερο κρίσιμοι σε σχέση με τους υπολογισμούς στο χέρι. Αυτό οφείλεται στην διαφορά τιμής της μεταφορικής περιόδου. Σημειώνεται ότι θεωρήθηκε ιδιοπερίοδος $0.25 \text{ s} > 0.16 \text{ s}$ που προκύπτει για κτίρια ίδιας γεωμετρίας με άκαμπτα διαφράγματα σύμφωνα με την Εξίσωση (5.4) του ΚΑΔΕΤ. Αν είχε χρησιμοποιηθεί η τιμή 0.16 s , τότε οι υπολογισμοί στο χέρι θα έδιναν στροφή στο επίπεδο xz ίση με: $\theta_{xz} = 0.22\text{‰} \times (0.16/0.25)^2 = 0.4 \times 0.22\text{‰} = 0.088\text{‰}$ που είναι σε συμφωνία με την υπολογιστική ανάλυση για $E=500 \text{ MPa}$.

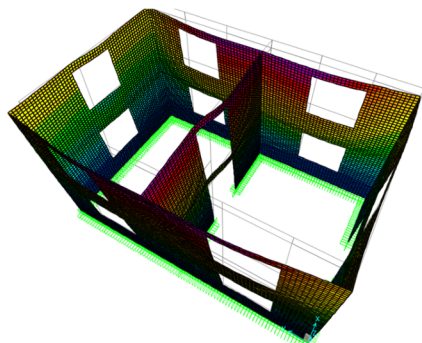
5 ΑΝΑΓΝΩΡΙΣΗ:

Το παράδειγμα που εξετάζεται στην παρούσα μελέτη προτάθηκε από τον Ομ. Καθ. Κ. Δρίτσο.

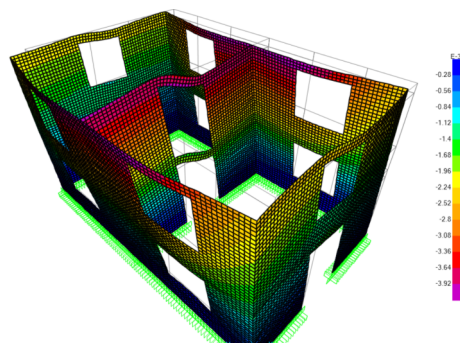
6 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Κανονισμός για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας – ΚΑΔΕΤ. ΦΕΚ 2493/Β/18-4-2023. Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ), Αθήνα, 2023.
2. Nikolaidis, D., S. Tastani and S. J. Pantazopoulou, (2022). Arch stone bridges: procedures for evaluation of structural integrity, *International Journal of Architectural Heritage UARC*, Taylor & Francis, 17(9), Pages 1484-1504, <https://doi.org/10.1080/15583058.2022.2042624>
3. Pardalopoulos, S. J., Karantoni F. and S. J. Pantazopoulou, (2019), "Practical assessment of the seismic behavior of a confined masonry system", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volume 127, December 2019, 105831, <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.105831>.

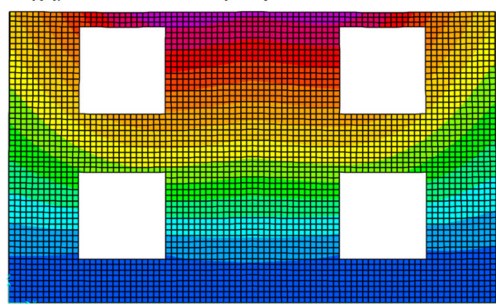
4. Pardalopoulos S., and Pantazopoulou, S. J. (2017), “Methodology for practical seismic assessment of unreinforced masonry buildings with historical value”, *EESD*, 2017;0:1 -18, *J. Wiley & Sons*, <https://doi.org/10.1002/eqe.2931>.
5. Karantoni, F., Papadopoulos M., and Pantazopoulou, S.J., (2016), “Simple Seismic Assessment of Traditional Unreinforced Masonry Buildings”, *International Journal of Architectural Heritage*, Taylor & Francis, June, <http://dx.doi.org/10.1080/15583058.2016.1183062>.
6. Pardalopoulos S., Pantazopoulou, S.J., and Ignatakis Ch., (2016), “Rapid Seismic Assessment Procedure of Historical and Monumental Masonry Buildings”, *Earthquakes & Structures*, Technopress, **11**(2) (2016), DOI: <http://dx.doi.org/10.12989/eas.2016.11.2.000>.
7. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. EN 1998-1:2004. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, 2004.



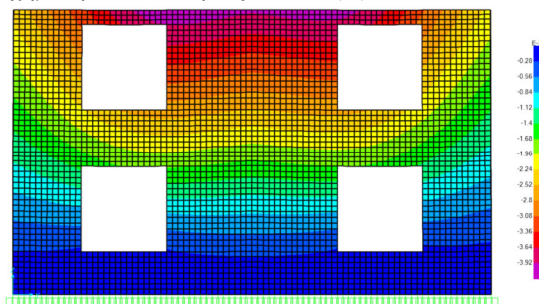
Σχήμα 4α: Μετακινήσεις κατά X (m) E=500 MPa



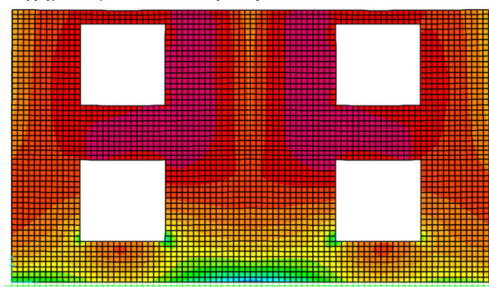
Σχήμα 4β: Μετακινήσεις κατά X (m) E=1000 MPa



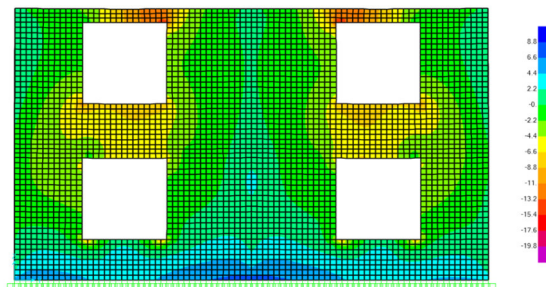
Σχήμα 4γ: Μετακινήσεις κατά X (m) E=500 MPa



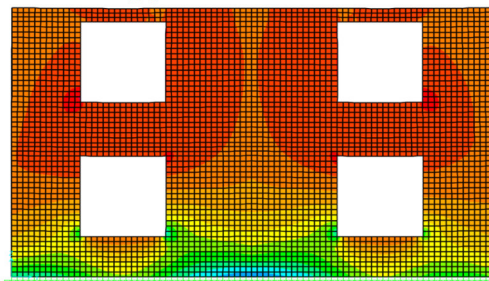
Σχήμα 4δ: Μετακινήσεις κατά X (m) E=1000 MPa



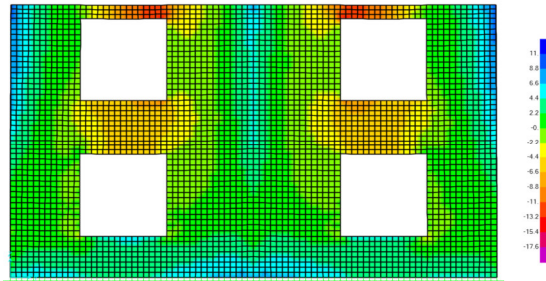
Σχήμα 4ε: M_{MAX} E=500 MPa



Σχήμα 4ζ: M_{MIN} E=1000 MPa



Σχήμα 4η: M_{22} E=500 MPa



Σχήμα 4θ: M_{11} E=1000 MPa