

Ανάλυση κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία για σεισμό εγγύς-πεδίου και προτάσεις επεμβάσεων

Κ. ΣΠΥΡΑΚΟΣ

Αναπλ. Καθηγητής Ε.Μ.Π. Σχολή
Πολιτικών Μηχανικών Εργαστήριο
Αντισεισμικής Τεχνολογίας Ε.Μ.Π.

Π. ΤΟΥΛΙΑΤΟΣ

Καθηγητής Ε.Μ.Π. Σχολή
Αρχιτεκτόνων Μηχανικών
Εργαστήριο Οικοδομικής Ε.Μ.Π.

Δ. ΠΑΤΣΙΛΙΒΑΣ

Πολιτικός Μηχανικός

Γ. ΠΕΛΕΚΗΣ

Πολιτικός Μηχανικός

Α. ΧΑΜΠΕΣΗΣ

Πολιτικός Μηχανικός

Χ. Α. ΜΑΝΙΑΤΑΚΗΣ

Πολιτικός Μηχανικός, Μ.Δ.Ε.

Περίληψη

Εξετάζεται η σεισμική συμπεριφορά ενός διατηρητέου κτιρίου του Αιγίου από φέρουσα τοιχοποιία, το οποίο υπέστη σοβαρές βλάβες κατά το σεισμό του 1995. Η σεισμική διέγερση, στην οποία υποβάλλεται το κτίριο, χαρακτηρίζεται ως σεισμός του εγγύς-πεδίου. Πραγματοποιείται προσομοίωση της κατασκευής με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, εύρεση των δυναμικών χαρακτηριστικών της κατασκευής και επιβεβαιώνεται η ανεπάρκεια σε αντοχή συγκεκριμένων στοιχείων του φέροντος οργανισμού, τα οποία αστόχησαν. Εν συνεχεία εξετάζεται η απαίτηση σε πλαστιμότητα, για τη σεισμική διέγερση του εγγύς-πεδίου, σε σύγκριση με την πλαστιμότητα που απαιτεί τεχνητό επιταχυνσιογράφημα συμβατό με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό 2000. Τέλος, προτείνονται κατάλληλες επεμβάσεις και εξετάζεται η αποτελεσματικότητά τους. Σύμφωνα με τη γνώση των συγγραφέων, η εργασία παρουσιάζει για πρώτη φορά τη διερεύνηση φέρουσας τοιχοποιίας για σεισμό εγγύς-πεδίου που χαρακτηρίζεται από παλμό.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ-ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

Η πόλη του Αιγίου έχει υποστεί πολλές φορές στο πέρασμα της ιστορίας τις καταστρεπτικές συνέπειες ισχυρών σεισμικών δονήσεων. Η πρώτη σεισμική δόνηση που καταγράφεται στην περιοχή σε ιστορικά κείμενα είναι ο σεισμός του 373 π.Χ., που είχε ως αποτέλεσμα την ολοσχερή καταστροφή της αρχαίας πόλης Ελίκης πλησίον του Αιγίου. Ακολούθησαν ισχυροί σεισμοί, με την πλέον πρόσφατη ισχυρή σεισμική δόνηση που προκάλεσε ανθρώπινα θύματα στις 15 Ιουνίου 1995. Ήταν μεγέθους 6,4 βαθμών της κλίμακας Richter και είχε επίκεντρο στη θαλάσσια περιοχή μεταξύ Αιγίου και Ερατεινής. Προκάλεσε την κατάρρευση πολυκατοικίας και της καινούργιας πτέρυγας ξενοδοχείου στην Τέμενη Αιγίου, με αποτέλεσμα να χάσουν τη ζωή τους 26 άτομα. Ο σεισμός προκάλεσε καταρρεύσεις και εκτεταμένες

Υποβλήθηκε: 27.4.2005 Έγινε δεκτή: 14.12.2006

βλάβες σε μεγάλο μέρος, τόσο των σύγχρονων από οπλισμένο σκυρόδεμα, όσο και των παλαιότερων κατασκευών από τοιχοποιία [1]. Το 1997 συνέβη ασθενέστερος σεισμός, ο οποίος επιδείνωσε τις ήδη υπάρχουσες βλάβες.

Η παρούσα εργασία ασχολείται με τη μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς του αρχοντικού Παναγιωτόπουλου, μιας τριώροφης κατασκευής με ένα επιπλέον υπόγειο έκτασης ίσης με αυτή των άλλων ορόφων, που βρίσκεται σε απόσταση της τάξης των 10km από το επίκεντρο του σεισμού του 1995. Η κάτοψη του είναι ορθογωνική με διαστάσεις 18,68m και 14,65m. Το ύψος των ορόφων είναι 4,5m και το συνολικό ύψος του κτιρίου με τη στέγη φτάνει τα 16,5m από το έδαφος. Η εξωτερική τοιχοποιία παρουσιάζει αρκετά ανοίγματα που στη βόρεια, νότια και ανατολική όψη φθάνουν σε ποσοστό 18% της κάθε όψης, ενώ στη δυτική σε ποσοστό 10% της όψης.

Οι εξωτερικοί φέροντες τοίχοι αποτελούνται από τρίστρωτη κροκαλολιθοδομή από ασβεστόλιθο με συνδετικό υλικό από ασβεστοκονίαμα με πάχος 95cm στο ισόγειο που μειώνεται στα 86cm στο Β' όροφο (σχήμα 1). Στο ισόγειο, οι τοίχοι είναι εξωτερικά επενδεδυμένοι με ημιλαξευτούς λίθους και στις γωνίες καθ' ύψος όλου του κτιρίου παρατηρείται καλή δόμηση με μεγάλου μεγέθους ημιλαξευτούς λίθους. Η τοιχοποιία του ισόγειου είναι επιμελημένη με ισότροπη δόμηση. Εμφανής είναι η προσπάθεια να μη δημιουργούνται κατακόρυφοι αρμοί.

Στη νότια και βόρεια εξωτερική όψη του κτιρίου δημιουργούνται πεσσοί μικρής διατομής μήκους 0,8m – 1,0m, λόγω της συνεχούς πυκνής παράθεσης τριών ανοιγμάτων σ' αυτές τις θέσεις.

Στο κτίριο υπάρχουν αρκετές ντουλάπες ενσωματωμένες στους τοίχους, οι οποίες φθάνουν στο ύψος των εσωτερικών ανοιγμάτων. Η ύπαρξη τέτοιων περιοχών με ντουλάπες και τζάκια μειώνει τη δυσκαμψία αυτών των τοίχων και την ικα-

νότητά τους να αναλάβουν τα σεισμικά φορτία.

Οι εσωτερικοί φέροντες τοίχοι από τρίστρωτη κροκαλολιθοδομή έχουν πάχος 80cm στο ισόγειο, 75cm στον πρώτο και 68cm στο δεύτερο όροφο, είναι παράλληλοι στις μικρές πλευρές του κτιρίου και συνεχίζουν καθ' όλο το ύψος. Οι εσωτερικοί διαχωριστικοί τοίχοι είναι οπτοπλινθοδομές, υπάρχουν μόνο στον πρώτο και δεύτερο όροφο και έχουν πάχος 18cm.

Η επικοινωνία μεταξύ των ορόφων γίνεται με μαρμάρινο κλιμακοστάσιο στη νότια πλευρά του κτιρίου, το οποίο στηρίζεται στις φέρουσες τοιχοποιίες και σε έναν φορέα που αποτελείται από τοξωτές κατασκευές, οριζόντιες δοκούς και πεσσούς από λιθοδομή.

Το ισόγειο φέρει δυο σειρές ελκυστήρων περιμετρικά στο ύψος των υπερθύρων και λίγο πιο πάνω από το σημείο γένεσης των καμάρων, όπως φαίνεται στη φωτογραφία 1. Οι ελκυστήρες αυτοί είναι, είτε χαλύβδινοι, είτε από ξύλινες ράβδους ορθογωνικής διατομής, που φέρουν στα άκρα τους μεταλλικές καρφωτές λάμες για την αγκύρωσή τους στην εξωτερική όψη των εγκάρσιων τοίχων [2].

Θέση στην οποία ενδεχομένως να υπάρχουν ελκυστήρες αποτελεί και η στάθμη έδρασης των πατωμάτων του Β' ορόφου. Στη στάθμη έδρασης της στέγης στην τοιχοποιία βρίσκεται στρωτήρας περιμετρικά στην εσωτερική παρειά της εξωτερικής τοιχοποιίας του κτιρίου. Αποτελείται από ξύλινες δοκούς διατομής 10/15 διαφόρων μηκών, που συνδέονται μεταξύ τους με καρφιά. Ο στρωτήρας δένεται στην τοιχοποιία με μεταλλικά ελάσματα τοποθετημένα ανά 1,5 – 2,0m περίπου. Η ύπαρξη του στρωτήρα είναι ιδιαίτερα σημαντική για τη μη κατάρρευση της στέγης, σε περίπτωση κατάρρευσης των τοίχων που τη στηρίζουν.



Φωτογραφία 1: Πείροι αγκύρωσης περίδεσης ισογείου.
Photograph 1: Horizontal ties at corners

Τα πατώματα του Α' και του Β' ορόφου είναι ξύλινα. Αποτελούνται από παράλληλες ξύλινες δοκούς που 'φωλιάζουν' στην τοιχοποιία, ενώ τα δάπεδα και οι οροφές διαμορφώνονται από σανίδωμα και ξύλινους πήχεις αντίστοιχα, που καρφώνονται στις δοκούς.

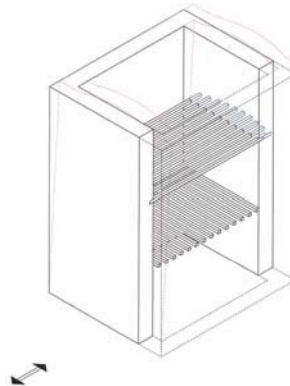
Η διάταξη των πατωμάτων στον Α' και Β' όροφο πραγματοποιείται με τέτοιο τρόπο, ώστε ο προσανατολισμός των ξύλινων δοκών να είναι διαφορετικός στα αντίστοιχα δωμάτια – χώρους των δυο ορόφων. Με αυτή την εναλλαγή στον προσανατολισμό των ξύλινων δοκών στον Α' και Β' όροφο επιτυγχάνεται η κατανομή των φορτίων των πατωμάτων σε όλους τους τοίχους της κατασκευής (σχήμα 2).



Σχήμα 1 :Αντιπροσωπευτική τομής εξωτερικής τοιχοποιίας.
Figure 1: Representative section of external masonry wall.

Τα πατώματα του ισογείου είναι εν μέρει ξύλινα και εν μέρει κτιστά μονής καμπυλότητας (καμάρες). Οι καμάρες βρίσκονται στο κεντρικό τμήμα του κτιρίου, εκεί που τα ανοίγματα μεταξύ των τοίχων του υπόγειου είναι σχετικά μικρά και η επιπέδωση των δαπέδων έχει γίνει με τοποθέτηση υλικών πλήρωσης. Εξασφαλίζουν μεγάλη δυσκαμψία στο επίπεδό τους, καθώς και ισχυρή διαφραγματική λειτουργία, είναι όμως σχετικά ασαφής η στάθμη του διαφραγματικού επιπέδου.

Η στέγαση του κτιρίου υλοποιείται με μια τετράριχτη ξύλινη στέγη με σανίδωμα και επικάλυψη από βυζαντινά κεραμίδια [2,3].



Σχήμα 2: Διάταξη των ξύλινων πατωμάτων.
Figure 2: Arrangement of wooden floors.

2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΩΝ ΒΛΑΒΩΝ

Το κτίριο έχει υποστεί σημαντικότερες βλάβες από τους σεισμούς του 1995 και 1997 (φωτ. 2 και 3). Ωστόσο, σημαντικό ρόλο στις βλάβες που παρατηρούνται σήμερα στο κτίριο έχουν επίσης παίξει, αφενός μεν η προ του σεισμού ανεπαρκής συντήρηση στο σύνολό του (το κτίριο εγκαταλείφθηκε το 1982 και έκτοτε χρησιμοποιήθηκε κυρίως ως χώρος γραφείων), αφετέρου δε η μη λήψη των αναγκαίων μέτρων για την προστασία του μετά το σεισμό του 1995.

Στη νότια όψη του κτιρίου, στον Β' όροφο, το νοτιοδυτικό τμήμα της τοιχοποιίας έχει καταρρεύσει από το σεισμό του 1995 (φωτογραφία 3), παρασύροντας και μεγάλο τμήμα της στέγης (φωτογραφία 2). Κατάρρευση έχει επίσης συμβεί σε τοίχους του κλιμακοστασίου (στο Β' όροφο), λόγω έλλειψης σύνδεσης καθ' ύψος και συνύπαρξης πολλών ανοιγμάτων.

Επίσης, παρατηρούνται αποκολλήσεις και τοπικές καταρρεύσεις στα σημεία συνάντησης των εγκάρσιων τοίχων, λόγω πιθανής κακής σύνδεσης μεταξύ τους και εμφανίζονται έντονες κατακόρυφες ρωγμές στη στέγη των ορόφων περί τα μέσα των τοίχων, κυρίως λόγω ανεπαρκούς σύνδεσης των πατωμάτων με την τοιχοποιία. Σε πολλές περιοχές παρατηρήθηκε αποδιοργάνωση της τριστηρωτής λιθοδομής, με μεγαλύτερη συχνότητα εμφάνισης στο Β' όροφο και μικρότερη στο ισόγειο, που χαρακτηρίζεται από επιμελημένη δόμηση. Τέλος, υπήρξε φθορά των ξύλινων στοιχείων της κατασκευής – ειδικά στο χώρο της στέγης (όπου παρουσιάστηκε και οξείδωση των μεταλλικών συνδέσμων) λόγω εκτεταμένης έκθεσής τους σε δυσμενείς περιβαλλοντικές συνθήκες [2].

Στο σχήμα 3 φαίνονται χαρακτηριστικές βλάβες που έχουν αποτυπωθεί και ερμηνεύεται ποιοτικά η δημιουργία τους [2]:

Α) Παραβολικής μορφής ρωγμές πάνω από το άνοιγμα θυρών και παραθύρων λόγω ανεπαρκούς καμπτικής αντοχής.



Φωτογραφία 2: Άποψη της νότιας όψης του κτιρίου. Διακρίνεται η περιοχή κατάρρευσης.

Photograph 2: South view of the building.

Β) Διατμητικές χιαστί ρωγμές που δηλώνουν την εναλλασσόμενη φοράς σεισμική διέγερση. Η κλίση και η μορφή των ρωγμών αυτών εξαρτάται από τα κατακόρυφα θλιπτικά φορτία, που φέρουν οι τοίχοι, τη θέση και το μέγεθος των ανοιγμάτων και το λόγο h/l , όπου h και l είναι το πλάτος και το ύψος του πεσσού, αντίστοιχα [4,5]. Οι διαμπερείς χιαστί διαγώνιες ρωγμές εμφανίζονται κυρίως στις οπτοπλινθοδομές του Β' ορόφου, αφού αυτές αποτελούν τις μόνες ενδιάμεσες στηρίξεις των περιμετρικών τοίχων από λιθοδομή και έχουν μειωμένη διατμητική αντοχή, αφού δε φέρουν κατακόρυφα φορτία.



Φωτογραφία 3: Ο πεσσός συγκρατήθηκε από τη δοκό.
Photograph 3: Internal view of collapsed region.

Γ) Σχεδόν οριζόντιες ρωγμές στα άκρα των ανοιγμάτων από τη δράση της παράλληλης στον τοίχο αυτό σεισμικής δύναμης.

Δ) Η ρωγμή βρίσκεται περίπου στη στάθμη γένεσης της καμάρας του ισογείου. Αυτή η ρωγμή οφείλεται στις οριζόντιες ωθήσεις που δέχεται η τοιχοποιία σε εκείνο το σημείο από την καμάρα, σε συνδυασμό με έντονες διατμητικές τάσεις στην περιοχή αυτή.

Ε) Κατακόρυφες ρωγμές στους πεσσούς μεταξύ των ανοιγμάτων οφειλόμενες σε αποκόλληση από εγκάρσιο εσωτερικό τοίχο και κρούση αυτού με τον πεσσό.

ΣΤ) Διαγώνια ρωγμή, σε τοιχοποιία μειωμένου πάχους, λόγω κατασκευής καμινάδας τζακιού.

Ζ) Ρωγμές κάμψεως υπερθύρων, οφειλόμενες ενδεχομένως στην απουσία στρωτήρα.

Η) Κατακόρυφες ρωγμές στην κορυφή των κοινών ακμών διασταυρούμενων τοίχων. Παρατηρείται τάση αποκόλλησης.

3. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΓΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ

Για τη διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής και την τεκμηρίωση των σημαντικότερων βλαβών στα τμήματα της κατασκευής, που παρουσιάζονται στο σχ. 3, υπολογίστηκε η απόκριση της κατασκευής για το σεισμό του Αιγίου της 15ης Ιουνίου 1995. Πρόκειται για σεισμική διέγερση «εγγύς-πεδίου», η οποία χαρακτηρίζεται από παλμό μέγιστης επιτάχυνσης 0,48g, περιόδου 0,65 sec και ταχύτητας 43 cm/sec (σχήμα 4) κατά τη διαμήκη διεύθυνση και μέγιστης επιτάχυνσης 0,52g, περιόδου 0,55 sec και ταχύτητας 42 cm/sec κατά την εγκάρσια διεύθυνση (σχήμα 5) [6].

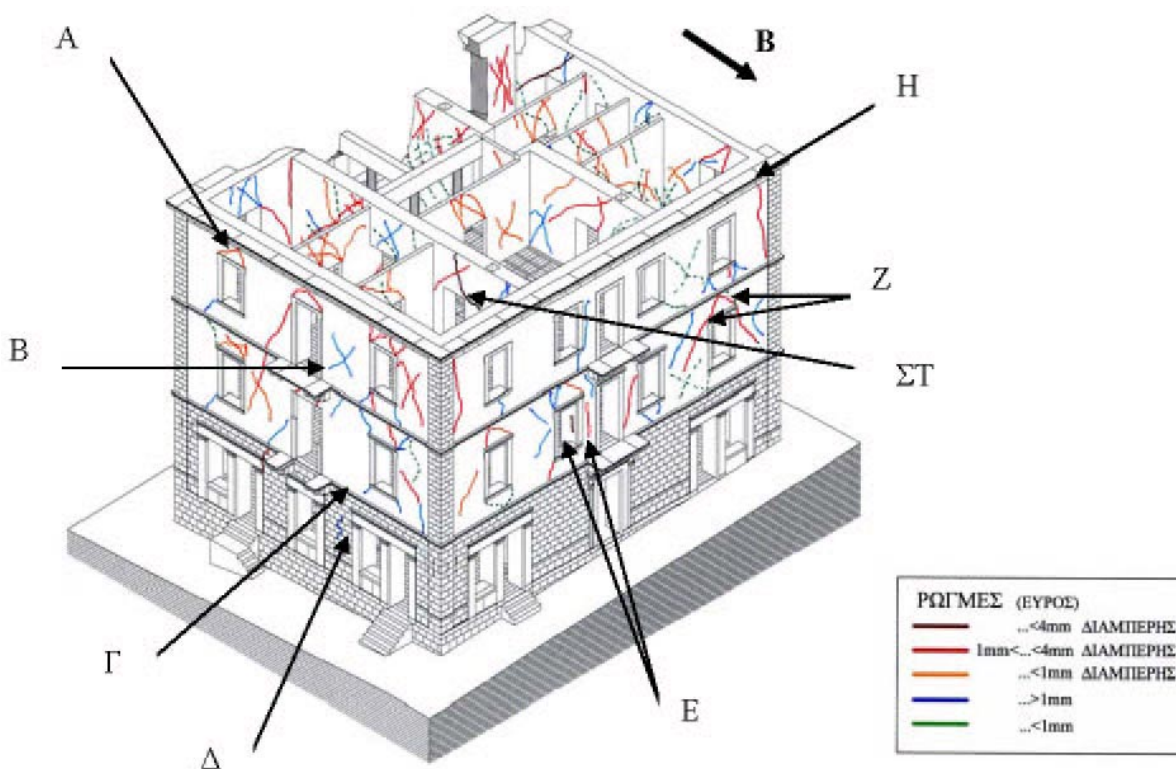
Η σεισμική φόρτιση θεωρείται ότι δρα ανεξάρτητα στις δύο διευθύνσεις X και Y και ότι συνδυάζεται με τα μόνιμα φορτία και το μέρος των κινητών που υπαγορεύει ο κανονισμός [7].

Πρέπει να τονιστεί ότι λόγω του προσανατολισμού του κτιρίου ως προς τη διεύθυνση της ακτογραμμής, που αποτελεί και τη διεύθυνση του ρήγματος του σεισμού του Αιγίου της 15ης Ιουνίου 1995, επιλέχθηκε η εισαγωγή του διαμήκους φάσματος στο πρόγραμμα ως φόρτιση κατά την X διεύθυνση του κτιρίου, ενώ το εγκάρσιο φάσμα εισήχθη ως φόρτιση κατά την Y διεύθυνση. Η επιλογή έγινε με δεδομένο ότι η X διεύθυνση του κτιρίου είναι παράλληλη προς την ακτογραμμή.

Το κτίριο προσομοιώθηκε με πεπερασμένα στοιχεία [8] και οι υπολογισμοί έγιναν με θεώρηση ελαστικής συμπεριφοράς. Για την προσομοίωση της τοιχοποιίας χρησιμοποιήθηκαν τρίκομβοι και τετράκομβοι στοιχεία κελύφους, με κοινούς κόμβους στις συνδέσεις της μικρού πάχους (18cm) εσωτερικής τοιχοποιίας με τη μεγάλη πάχους (75-80cm) φέρουσα τοιχοποιία [5,9]. Τα πατώματα προσομοιώθηκαν με γραμμικά στοιχεία με αξονική ατένεια μόνο στη διεύθυνση των ξυλοδοκών.

Κατά την επίλυση του προσομοιώματος πραγματοποιήθηκε δυναμική φασματική ανάλυση, στην οποία λήφθηκε υπόψη επαρκής αριθμός ιδιομορφών, σύμφωνα με τον κανονισμό [7]. Η 8η ιδιομορφή του κτιρίου είναι η πρώτη σημαντική ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση X με ιδιοπερίοδο $T_x=0,17$ sec, με συντελεστή συμμετοχής (39,65) και ιδιομορφική μάζα (62,82%). Η 9η ιδιομορφή με $T_y=0,16$ sec είναι η πρώτη σημαντική ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση Y με εξίσου μεγάλο συντελεστή συμμετοχής (31,02) με την 8η ιδιομορφή και μεγάλο ποσοστό ιδιομορφικής μάζας (38,46%). Στα σχήματα 6 και 7 παρατηρείται η έντονη εκτός επιπέδου καμπτική παραμόρφωση των οπτοπλινθοδομών σε σχέση με τα δύσκαμπτα μέλη της τοιχοποιίας από λιθοδομή.

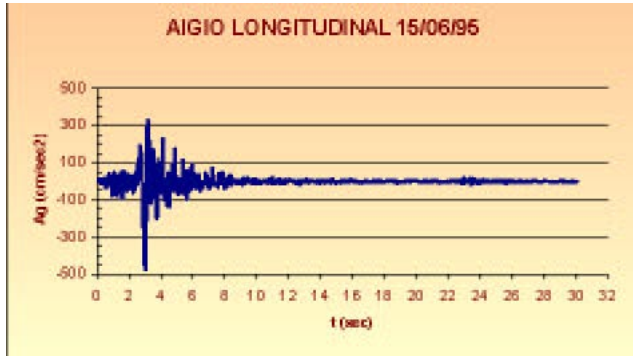
Οι μετακινήσεις εντός του επιπέδου των τοίχων είναι ασήμαντες για τις ιδιομορφές T_x και T_y . Στη δεύτερη σημαντική ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση Y (Ιδιομορφή 10) εμφανίζονται αντίρροπες μεταθέσεις των απέναντι εξωτερικών τοίχων μέσα στο επίπεδό τους, με αποτέλεσμα οι απέναντι γωνίες του προ-



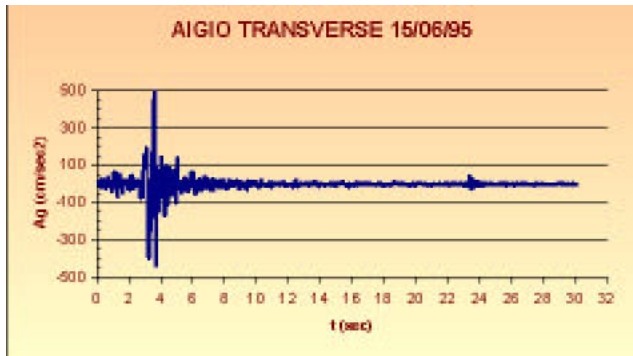
Σχήμα 3: Κατανομή βλαβών όπως προέκυψαν από επιτόπια επιθεώρηση.
Figure 3: Damage distribution from visual inspection.

σομοιώματος να συγκλίνουν με εναλλαγή. Οι ιδιομορφές, που εμφανίζουν έντονη στρωφική παραμόρφωση του προσομοιώματος περί τον κατακόρυφο άξονα, χαρακτηρίζονται από μικρό συντελεστή συμμετοχής και ιδιομορφική μάζα [2].

Το σημαντικότερο συμπέρασμα από τη διερεύνηση των ιδιομορφών και ιδιοπεριόδων είναι ότι κυρίως η μεταφορική απόκριση διεγέρθηκε από τις συχνότητες, στις οποίες το φάσμα του σεισμού του Αιγίου έδωσε υψηλές τιμές επιτάχυνσης.



Σχήμα 4: Διαμήκης συνιστώσα του σεισμού του Αιγίου.
Figure 4: Longitudinal component of Aegion earthquake.



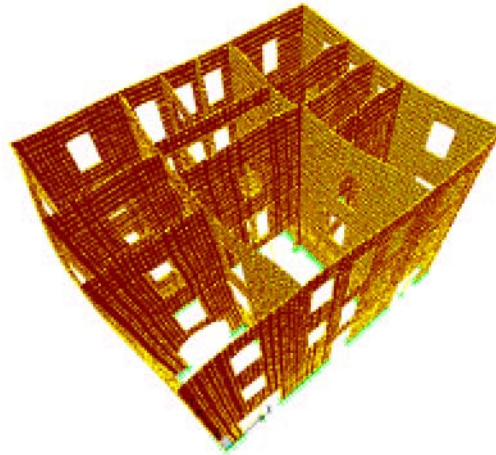
Σχήμα 5: Εγκάρσια συνιστώσα του σεισμού του Αιγίου.
Figure 5: Transverse component of Aegion earthquake.

4. ΣΥΣΧΕΤΙΣΜΟΣ ΑΣΤΟΧΙΩΝ ΚΑΙ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

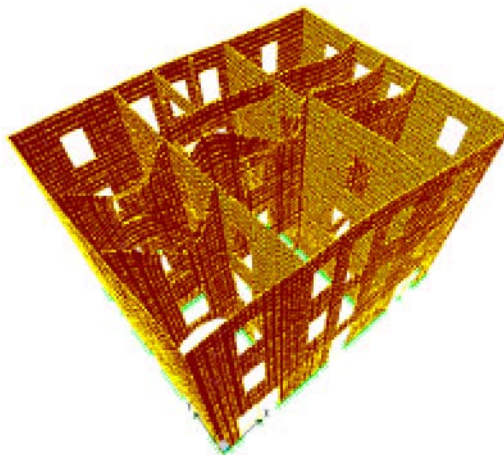
Για την αποτίμηση των μηχανικών χαρακτηριστικών των τοιχοποιιών, όπως η θλιπτική αντοχή τους, πραγματοποιήθηκε σειρά εργαστηριακών ελέγχων. Διαπιστώθηκε ότι η φέρουσα τοιχοποιία συντίθεται από ασβεστολιθικά λιθοσώματα θλιπτικής αντοχής $f_{bc}=54.00$ MPa και ασβεστοκονίαμα θλιπτικής αντοχής $f_{mc}=1.37$ MPa, ενώ η οπτοπλινθοδομή αποτελείται από οπτόπλινθους θλιπτικής αντοχής $f_{bc}=5.26$ MPa και ασβεστοκονίαμα θλιπτικής αντοχής $f_{mc}=1.37$ MPa. Η θλιπτική αντοχή της λιθοδομής είναι $f_{wc}=3.50$

MPa, η εφελκυστική αντοχή της είναι $f_{wt}=0.150$ MPa και $f_{wt}=0.075$ MPa παράλληλα και κάθετα στους αρμούς αντίστοιχα και η διατμητική αντοχή είναι $f_{vn}=0.103$ MPa. Έχει μέτρο ελαστικότητας $E_w=4$ GPa και λόγο Poisson $\nu=0.25$. Αντίστοιχα, η οπτοπλινθοδομή έχει τα ακόλουθα χαρακτηριστικά: θλιπτική αντοχή $f_{bc}=2.20$ MPa, εφελκυστική αντοχή $f_{wt}=0.075$ MPa και μέτρο ελαστικότητας $E_w=2.2$ GPa. Η ξυλεία προέρχεται από κωνοφόρα με μέτρο ελαστικότητας $E_t=12$ GPa και λόγο Poisson $\nu=0.30$. Τα μεταλλικά ελάσματα των δοκών είναι από δομικό χάλυβα Fe 360, μέτρου ελαστικότητας $E=210$ GPa και λόγου Poisson $\nu=0.30$.

Δεδομένου ότι χρησιμοποιήθηκε ελαστικό προσομοίωμα, δεν είναι δυνατή η εισαγωγή κριτηρίων αστοχίας, η αναμόρφωση του προσομοιώματος και η ανακατανομή της έντασης. Συνεπώς, η ανάλυση περιορίζεται στο να:

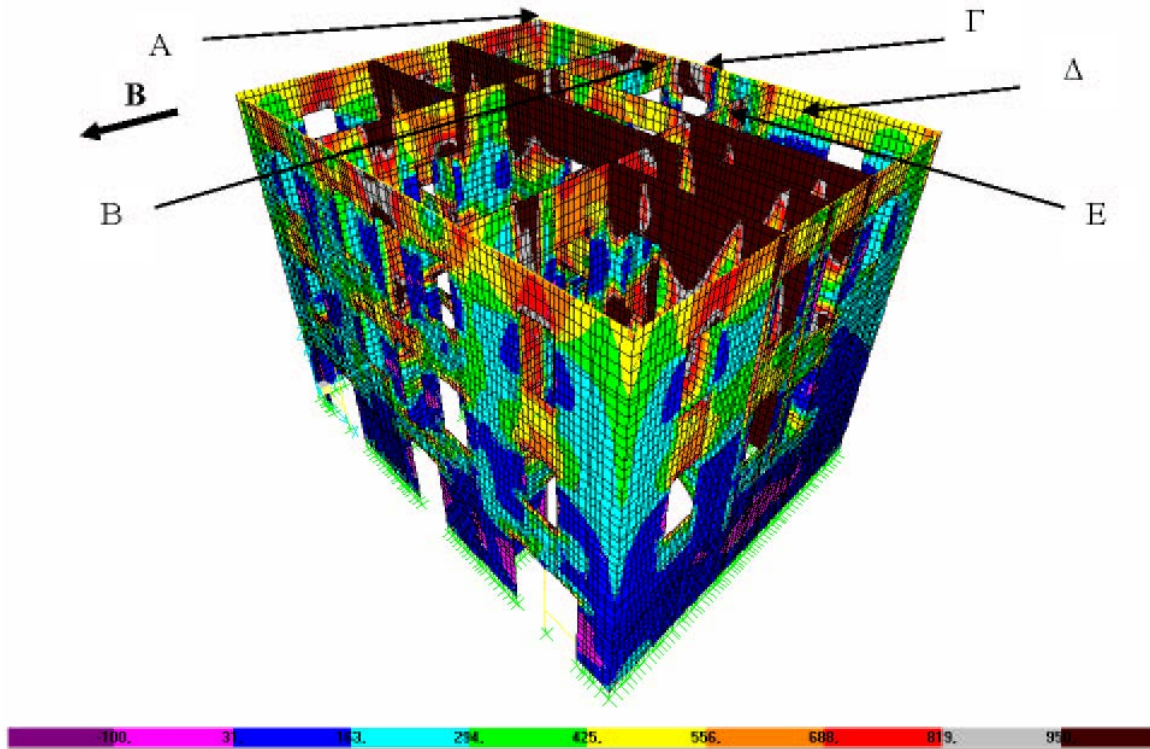


Σχήμα 6: 8η Ιδιομορφή, $T = 0,17$ sec
Figure 6: 8th mode shape, $T=0,17$ sec



Σχήμα 7: 9η Ιδιομορφή, $T = 0,16$ sec
Figure 7: 9th mode shape, $T=0,16$ sec

- i) εντοπίσει τις περιοχές της κατασκευής, στις οποίες έγινε υπέρβαση της εφελκυστικής αντοχής κατά το σεισμό,
- ii) επισημάνει τα μέλη της κατασκευής, στα οποία επήλθε



Σχήμα 8: Αξονομετρική απεικόνιση προσομοιώματος από ΒΔ άποψη. Με κόκκινο χρώμα απεικονίζονται οι ισοτασικές περιοχές που αντιστοιχούν σε κύρια τάση από 698KPa έως 826KPa, με γκρι από 826 έως 977 KPa και με καφέ από 977 KPa και πάνω, για συνδυασμό φόρτισης $G + 0,3Q + EY + 0,3EX$ [2].

Figure 8: NW view of finite element model. Red color depicts the areas with equal stresses varying from 698KPa to 826 KPa, gray scale varies from 826 KPa to 977 KPa and brown denotes stresses greater than 977 KPa, for the $G + 0,3Q + EY + 0,3EX$ combination [2].

αρχικά η αστοχία, όπως επίσης και τις περιοχές, οι οποίες ήταν ευάλωτες για τη δεδομένη σεισμική φόρτιση, η οποία παρουσιάζει παλμό εντός 2.5 sec και 3.2 sec, κατά τη διαμήκη και την εγκάρσια διεύθυνση αντίστοιχα, από την έναρξη της ισχυρής δόνησης (σχήματα 4, 5), όπως τα σημεία A-E στο σχήμα 8 [2]:

A: ΝΑ Γωνία

B: Εγκάρσια Δοκός

Γ: Στέγη Νότιου τοίχου χώρου κλιμακοστασίου

Δ: Λωρίδα λιθοδομής πάνω από εντοιχισμένη ντουλάπα (τοιχοποιία με μειωμένη διατομή)

E: Περιοχή καμινάδας τζακιού (μειωμένη διατομή εγκάρσιων τοίχων)

Εκτός από τις περιοχές της κατασκευής που έχουν μειωμένη διατομή, στην περιοχή της στέγης του Β' Ορόφου στο χώρο του κλιμακοστασίου, όπως φαίνεται στο σχήμα 8, αναπτύσσονται οι μεγαλύτερες κύριες εφελκυστικές τάσεις. Αυτό σημαίνει ότι η περιοχή αυτή είναι από τις πρώτες που αστοχούν στο σεισμό. Η αστοχία εκτός επιπέδου ενοείται και λόγω της έλλειψης καλής συνεργασίας με τον έναν από τους δύο εγκάρσιους εσωτερικούς τοίχους. Επίσης, μετά την κατάρρευση του πάνω τμήματος του τοίχου του κλιμακοστασίου, αναμένεται να αυξηθούν ακόμα περισσότερο οι ήδη μεγάλες εφελκυστικές τάσεις της πα-

ρακείμενης λιθοδομής, με αποτέλεσμα την κατάρρευσή της σε δεύτερη φάση.

Από τις τέσσερις γωνίες του κτιρίου, τη μεγαλύτερη τάση παρουσίασαν η ΝΑ και η ΝΔ γωνία. Η ΝΔ γωνία του κτιρίου κατέρρευσε λόγω έλλειψης καλής σύνδεσης μεταξύ των δύο εγκάρσιων εξωτερικών τοίχων σε εκείνο το σημείο. Στην περιοχή της ΝΑ γωνίας υπήρξε αποκόλληση μεταξύ των δύο εγκάρσιων εξωτερικών τοίχων και απόκλιση του ανατολικού τοίχου από την κατακόρυφο.

Ο σεισμός του Αιγίου δεν αποτέλεσε κρίσιμη φόρτιση για τη στέγη του κτιρίου. Οι αξονικές εντάσεις των γραμμικών στοιχείων του προσομοιώματος δεν υπερβαίνουν ούτε το 1/5 της τιμής της αντοχής τους σε θλίψη ή σε εφελκυσμό, στη δυσμενέστερη περίπτωση.

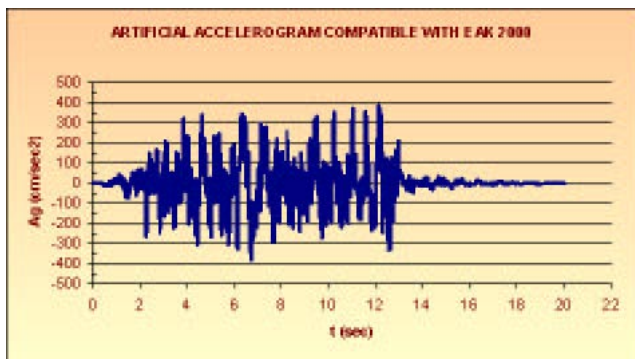
Επειδή η κατασκευή υπέστη σεισμική φόρτιση εγγύς-πεδίου κρίθηκε σκόπιμο να διερευνηθεί η συμπεριφορά της σε σχέση με σεισμική φόρτιση, όπως καθορίζεται από τον ΕΑΚ 2000. Για το σκοπό αυτό και με δεδομένη την κατά κύριο λόγο μεταφορική απόκριση της κατασκευής κατά τους άξονες X και Y, η διερεύνηση βασίστηκε σε θεώρηση ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς μονοβάθμιου ταλαντωτή, όπως αναπτύσσεται ακολούθως.

Για μονοβάθμιο ελαστοπλαστικό σύστημα μάζας m και ακαμψίας k , η εξίσωση κίνησης δίδεται από τη σχέση [10]

$$\ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2 u = -\frac{\omega^2}{\eta} \frac{\ddot{u}_g}{\ddot{u}_{g0}} \quad (1)$$

όπου $\mu=u/u_y$, $\rho=R/R_y$ και $\eta=R_y/(m\gamma_0)$. Το μ είναι η πλαστικότητα μετακινήσεων και η η κανονικοποιημένη αντοχή διαρροής. Τα u_y και R_y εκφράζουν την παραμόρφωση και την αντοχή διαρροής, αντίστοιχα. Το γ_0 είναι η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση και ω η κυκλική ιδιοσυχνότητα του μονοβάθμιου ταλαντωτή, που εκφράζεται από τη σχέση $\omega^2=k/m$.

Στο σχήμα 10 παρουσιάζεται το διάγραμμα της απαιτούμενης πλαστικότητας συναρτήσει της ιδιοπεριόδου, για $\eta=1.00$ και $\eta=0.80$, για τη διαμήκη συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης του Αιγίου και για ένα τεχνητό επιταχυνσιογράφημα που προκύπτει από το φάσμα του ΕΑΚ 2000 [7] για έδαφος κατηγορίας Γ, ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II ($\alpha=0,24g$) και συντελεστή σπουδαιότητας $\gamma I=1.00$ προσαυξημένο κατά 25% σύμφωνα με την παράγραφο 5.1.2(3) του αντισεισμικού κανονισμού (σχήμα 9). Χρησιμοποιήθηκε έδαφος κατηγορίας Γ, σύμφωνα με τις εδαφικές συνθήκες της περιοχής έδρασης του σειсмоγράφου του Γεωδυναμικού Ινστιτούτου του Εθνικού Αστεροσκοπείου Αθηνών [11] και από τα στοιχεία που παρουσιάζονται στην εργασία [2]. Στο σχήμα 11 παρουσιάζεται το αντίστοιχο διάγραμμα για τις εγκάρσιες συνιστώσες, σχήμα 5 και σχήμα 9. Οι συνεχείς γραμμές αναφέρονται στα επιταχυνσιογραφήματα του σεισμού του Αιγίου και οι διακεκομμένες στο τεχνητό.



Σχήμα 9: Τεχνητό επιταχυνσιογράφημα συμβατό με το φάσμα του ΕΑΚ 2000.

Figure 9: Artificial accelerogram compatible with EAK 2000 spectra.

Όπως προκύπτει από το σχήμα 10, για ιδιοπερίοδο $T_x=0,17$ sec απαιτείται πλαστικότητα $\mu=2.07$ για το σεισμό του Αιγίου και $\mu=4.35$ για το τεχνητό επιταχυνσιογράφημα του ΕΑΚ για τη διαμήκη συνιστώσα θεωρώντας $\eta=1$. Αντίστοιχα, από το σχήμα 10, για την εγκάρσια διεύθυνση και $T_y=0.16$ sec προκύπτει $\mu=2.83$ για το σεισμό του Αιγίου και $\mu=4.41$ για το τεχνητό επιταχυνσιογράφημα του ΕΑΚ. Διαπιστώνεται ότι σε όλες τις περιπτώσεις το τεχνητό επιταχυνσιογράφημα απαιτεί πλαστικότητες μεγαλύτερες από το σεισμό εγγύς-πεδίου. Το γεγονός αυτό, σε συνδυασμό με

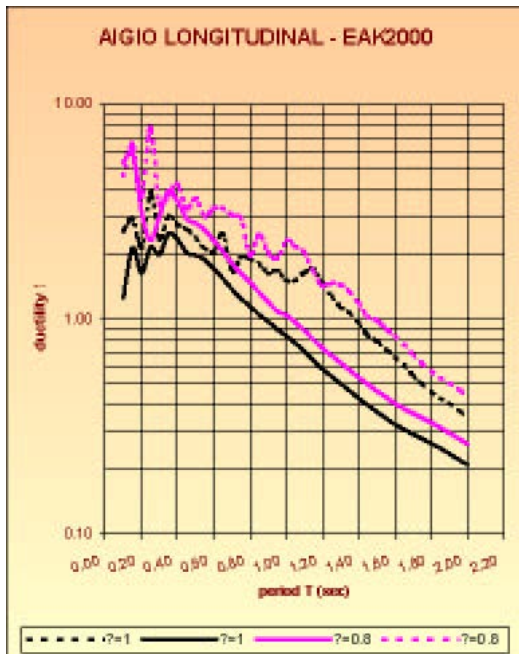
τη διερεύνηση των εναλλακτικών μεθόδων επέμβασης, που παρουσιάζονται στην ενότητα 5, υποδεικνύει τη συντηρητική θεώρηση του υφιστάμενου κανονισμού όσον αφορά στην αντιμετώπιση σεισμού κοντινού πεδίου για την περίπτωση μη πλαστικών και δύσκαμπτων κατασκευών.

5. ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΕΣ ΛΥΣΕΙΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

Για την επιλογή των κατάλληλων μεθόδων επέμβασης στην κατασκευή, πραγματοποιήθηκε σειρά αναλύσεων με τις ακόλουθες εναλλακτικά παραδοχές [2]:

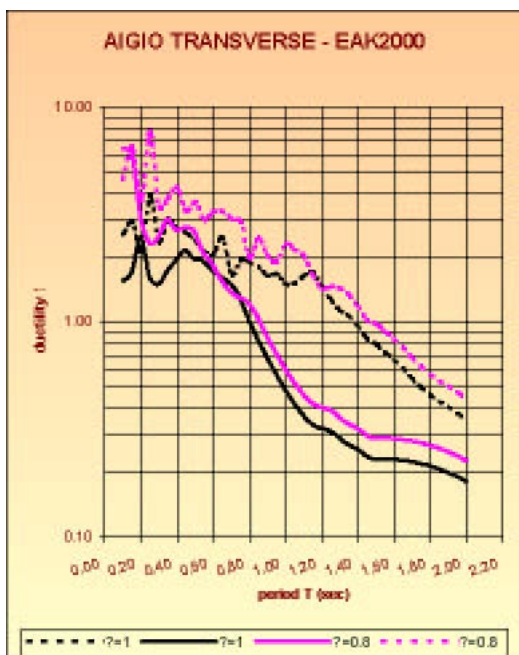
1. Διαφραγματική λειτουργία στις στάθμες των πατωμάτων Α' και Β' ορόφου και διάζωμα από οπλισμένο σκυρόδεμα στη στέγη του Β' ορόφου.
2. Διαφραγματική λειτουργία στις στάθμες οροφής του ισογείου, του Α' και του Β' ορόφου.
3. Ξύλινα περιμετρικά διαζώματα στις στάθμες των πατωμάτων Α' και Β' ορόφου (ίδιας διατομής με αυτό στη στάθμη των υπερθύρων του ισογείου) και περιμετρικά διαζώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα διατομής 30X86(cm) στη στέγη του Β' ορόφου.

Ως ενδεικτικό μέτρο σύγκρισης της αποτελεσματικότητας των προτεινόμενων επεμβάσεων, παρουσιάζεται ο λόγος των τελικών κυρίων τάσεων σ_1^i προς τις αρχικές τάσεις χωρίς επέμβαση σ_1^0 για το σεισμικό συνδυασμό φορτίσεων $G+0.3Q+Ey+0.3Ex$, στη νότια όψη του κτιρίου, σε επιλεγμένες θέσεις κάθε ορόφου (σχήμα 12). Επί το δυσμενέστερο, για τη σύγκριση της αποδοτικότητας των δομικών επεμβάσεων χρησιμοποιήθηκε η περιβάλλουσα μέγιστων (θετικών) τιμών του συνδυασμού $G+\psi 2Q+Ey+0.3Ex$, στην οποία αντιστοιχούν σημαντικές εφελκυστικές τάσεις στην εσωτερική παρειά του συγκεκριμένου τοίχου. Η αντοχή της τοιχοποιίας σε εφελκυσμό, όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, είναι σχετικά μικρή, δηλαδή $f_{wt}=0.150$ MPa και $f_{wt}=0.075$ MPa παράλληλα και κάθετα στους αρμούς αντίστοιχα, σε σύγκριση με τη θλιπτική αντοχή της λιθοδομής που είναι $f_{wc}=3.50$ MPa. Πράγματι, οι θλιπτικές τάσεις που προκύπτουν δεν ξεπερνούν σε καμία περίπτωση τα 3500 kN/m². Η μέση τιμή του λόγου σ_1^i/σ_1^0 για την εσωτερική παρειά του κτιρίου παρουσιάζεται στον πίνακα 1, όπου στον αύξοντα αριθμό (a/a) $i = 0$, θεωρείται η υφιστάμενη κατάσταση του κτιρίου άνευ επεμβάσεως και οι υπόλοιπες τιμές του a/a αντιστοιχούν στις τρεις εναλλακτικές προτάσεις ενίσχυσης. Στον πίνακα 1 παρουσιάζεται, επίσης, η μέση τιμή του λόγου των τελικών ορθών οριζοντίων τάσεων σ_{11}^i μετά την εφαρμογή της i -οστής μεθόδου επέμβασης προς τις αρχικές τιμές πριν την επέμβαση σ_{11}^0 . Διαπιστώνουμε ότι για τις συγκεκριμένες θέσεις για τις οποίες συγκρίνονται οι τάσεις και για το δεδομένο συνδυασμό φορτίσεων, τόσο οι οριζόντιες ορθές τάσεις σ_{11} , όσο και οι κύριες τάσεις σ_1 μεταβάλλονται κατά τον ίδιο τρόπο κατά την εφαρμογή των διαφόρων τύπων επεμβάσεων σε σχέση με τις τιμές τους στο αρχικό προσομοίωμα.



Σχήμα 10: Σύγκριση απαιτούμενης πλαστιμότητας για τη διαμήκη συνιστώσα του σεισμού και για το τεχνητό επιταχυνσιογράφημα.

Figure 10: Comparison of ductility demand for the longitudinal component of the Aegion record and the artificial accelerogram.



Σχήμα 11: Σύγκριση απαιτούμενης πλαστιμότητας για την εγκάρσια συνιστώσα του σεισμού και για το τεχνητό επιταχυνσιογράφημα.

Figure 11: Comparison of ductility demand for the transverse component of the Aegion record and the artificial accelerogram.

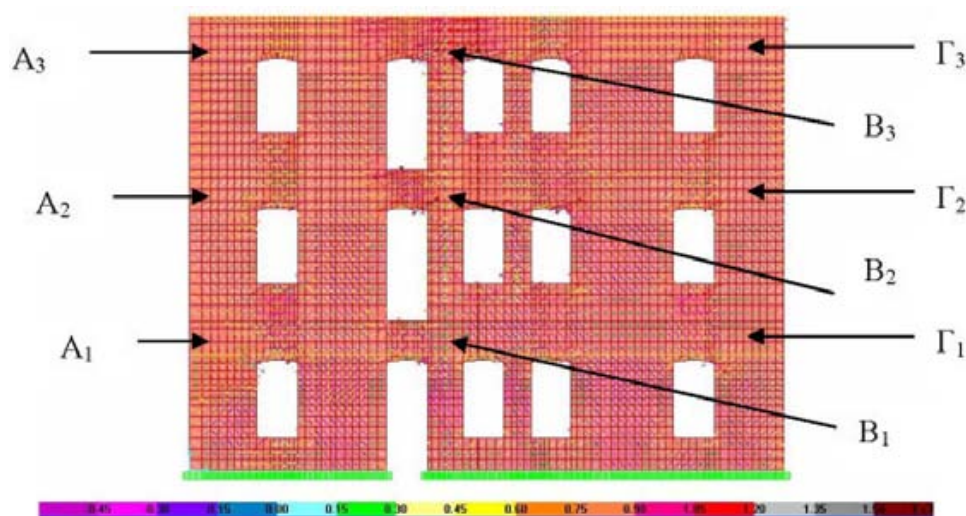
Περισσότερο αποτελεσματική εμφανίζεται να είναι η 2η επέμβαση, δηλαδή η εξασφάλιση διαφραγματικής λειτουργίας στη στάθμη και των τριών ορόφων, η οποία επιφέρει τη δραστηκότερη μείωση των αναπτυσσόμενων τάσεων. Η εξασφάλιση διαφραγματικής λειτουργίας στην οροφή του Ισογείου και Α' Ορόφου μόνο και η κατασκευή διαζώματος οπλισμένου σκυροδέματος στην οροφή του Β' Ορόφου είναι εξίσου αποτελεσματική για τις ακραίες θέσεις Α και Γ, όχι όμως και για τις θέσεις Β, όπου η μείωση των τάσεων είναι μικρότερη. Λιγότερο αποτελεσματική είναι η τρίτη πρόταση, στην οποία θεωρείται παρουσία διαζωμάτων στη στέγη των ορόφων και η οποία δεν συνοδεύεται από διαφραγματική λειτουργία. Στην αναφορά [2] παρουσιάζεται σειρά άλλων λιγότερο αποτελεσματικών συνδυασμών επεμβάσεων, όπως χρήση καλωδίων για προένταση και ρητινεδέσεων.

Σύμφωνα με την υφιστάμενη κατάσταση του κτιρίου, τους περιορισμούς λόγω του γεγονότος ότι το κτίριο έχει κηρυχθεί διατηρητέο και με τα αποτελέσματα των αναλύσεων προτείνεται σειρά ενισχύσεων, όπως [2,13-16]:

- * Αντικατάσταση των ξύλινων στοιχείων των πατωμάτων, όπου κρίνεται αναγκαίο και ενίσχυση της διαφραγματικής τους λειτουργίας.
- * Περίδεση του κτιρίου σε ορισμένες στάθμες.
- * Ενίσχυση της απομειωμένης διατομής της τοιχοποιίας στις περιοχές κατασκευής τζακιών.
- * Ενίσχυση πεσσών μικρής διατομής.
- * Ανακατασκευή της περιοχής κατάρρευσης και ενίσχυση της τοιχοποιίας στο χώρο του κλιμακοστασίου.
- * Καθαίρεση και ανακατασκευή των αποκλινόντων από την κατακόρυφο τοίχων.
- * Ανακατασκευή της γωνίας και ενίσχυση στις συμβολές των εγκάρσιων τοίχων.
- * Επισκευή και ενίσχυση του φορέα του κλιμακοστασίου.
- * Αποφόρτιση των οπτοπλινθοδομών και δημιουργία ενδιάμεσης στήριξης των εγκάρσιων σ' αυτές τοίχων.
- * Τοποθέτηση διαζώματος στη στέγη του Β' ορόφου.
- * Ανακατασκευή της στέγης με επαναχρησιμοποίηση των παλαιών υγιών μελών της.
- * Ομογενοποίηση της μάζας της τοιχοποιίας.

6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Παρουσιάζεται η μελέτη της απόκρισης ενός διατηρητέου κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία σε σεισμό εγγύς-πεδίου. Διαπιστώθηκε ότι η ελαστική ανάλυση της κατασκευής με χρήση πεπερασμένων στοιχείων μπορεί να εντοπίσει με ικανοποιητική αξιοπιστία τα πιο ευπαθή στοιχεία του φέροντος οργανισμού. Μεταξύ των διαφορετικών μεθόδων επέμβασης που εξετάστηκαν, η εξασφάλιση διαφραγματικής λειτουργίας σε όλες τις στάθμες του κτιρίου προέκυψε να είναι η πλέον αποτελεσματική. Η απαιτούμενη πλαστιμότητα από το σεισμό εγγύς-πεδίου υπερκαλύπτεται από το συμβατό, με



Σχήμα 12: Τροχιές κυρίων τάσεων στη νότια όψη του κτιρίου για το αρχικό προσομοίωμα και σημεία υπολογισμού τάσεων.
 Figure 12: Principal stress contours on south view for the unretrofitted model and stress evaluation positions.

	Ισόγειο						Α' Όροφος						Β' Όροφος					
	A ₁		B ₁		Γ ₁		A ₂		B ₂		Γ ₂		A ₃		B ₃		Γ ₃	
α/α (i)	$\frac{\sigma_1^i}{\sigma_1^0}$	$\frac{\sigma_{11}^i}{\sigma_{11}^0}$	$\frac{\sigma_1^i}{\sigma_1^0}$	$\frac{\sigma_{11}^i}{\sigma_{11}^0}$	$\frac{\sigma_1^i}{\sigma_1^0}$	$\frac{\sigma_{11}^i}{\sigma_{11}^0}$	$\frac{\sigma_1^i}{\sigma_1^0}$	$\frac{\sigma_{11}^i}{\sigma_{11}^0}$	$\frac{\sigma_1^i}{\sigma_1^0}$	$\frac{\sigma_{11}^i}{\sigma_{11}^0}$	$\frac{\sigma_1^i}{\sigma_1^0}$	$\frac{\sigma_{11}^i}{\sigma_{11}^0}$	$\frac{\sigma_1^i}{\sigma_1^0}$	$\frac{\sigma_{11}^i}{\sigma_{11}^0}$	$\frac{\sigma_1^i}{\sigma_1^0}$	$\frac{\sigma_{11}^i}{\sigma_{11}^0}$	$\frac{\sigma_1^i}{\sigma_1^0}$	$\frac{\sigma_{11}^i}{\sigma_{11}^0}$
0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1	0,36	0,08	0,64	0,85	0,29	0,19	0,24	0,07	0,61	0,64	0,13	0,04	0,33	0,25	0,43	0,43	0,34	0,29
2	0,24	0,05	0,16	0,18	0,28	0,14	0,13	0,02	0,05	0,05	0,09	0,04	0,13	0,08	0,02	0,02	0,11	0,05
3	1,15	1,05	0,83	0,82	0,83	0,86	0,98	0,89	0,79	0,78	0,97	1,00	0,84	0,87	0,69	0,68	0,89	0,92

i: αύξων αριθμός που δηλώνει το είδος της επέμβασης (i=0 αρχική κατάσταση του φορέα) σύμφωνα με ενότητα 5

σ_1 : μέγιστη εφελκυστική κύρια τάση

σ_{11} : ορθή οριζόντια τάση

σ_1^i/σ_1^0 : λόγος τελικής προς αρχική κύρια τάση για την περίπτωση ενίσχυσης i

$\sigma_{11}^i/\sigma_{11}^0$: λόγος τελικής προς αρχική ορθή οριζόντια τάση για την περίπτωση ενίσχυσης i

Πίνακας 1: Τιμές του λόγου τελικής προς αρχική κύρια τάση σ_1^i/σ_1^0 και τελικής προς αρχική ορθή οριζόντια τάση $\sigma_{11}^i/\sigma_{11}^0$ για τους διαφορετικούς τρόπους επέμβασης για την εσωτερική παρειά του κτιρίου (σχήμα 12).

Table 1: Values of final to initial principal stress ratio σ_1^i/σ_1^0 and final to initial horizontal stress ratio $\sigma_{11}^i/\sigma_{11}^0$ for the different types of interventions, for the internal side of the building (fig. 12).

το φάσμα του Ε.Α.Κ. 2000, επιταχυνσιογράφημα.

Επίσης, διαπιστώνεται ότι για μικρές ιδιοπεριόδους, δηλαδή για δύσκαμπτες κατασκευές, όπως κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία με $\eta \approx 1$, η εξασφάλιση επαρκούς αντοχής αντισταθμίζει την απουσία επαρκούς πλαστιμότητας. Αντίθετα, η μειωμένη αντοχή της κατασκευής, η οποία συνεπάγεται μικρότερες τιμές του η , οδηγεί σε υπερβολικές απαιτήσεις πλαστιμότητας.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Ο Χ.Α. Μανιατάκης ευχαριστεί θερμά το Κοινοφελές Ίδρυμα Αλέξανδρος Σ. Ωνάσης για την οικονομική υποστήριξη που του παρέχει με υποτροφία για εκπόνηση διδακτορικής διατριβής.

7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Papazachos, B., Papazachou, C., "The earthquakes in Greece", Ziti Editions, Thessaloniki, 1997.
- Πατσιλίβας, Δ., Πελέκης, Γ., Χάμπεσης, Α., «Αποκατάσταση από κατασκευαστικής άποψης του αρχοντικού Παναγιωτόπουλου στο Αίγιο», διπλωματική εργασία, Ε.Μ.Π., Αθήνα, 2004.
- Ιωαννίδης, Π., «Οι στέγες στην οικοδομική σαν μορφολογικά και φέροντα στοιχεία», 7η έκδοση, Αθήνα 1997.
- Τουλιάτος, Π., «Συμπεριφορά στη σεισμική καταπόνηση των ιστορικών παραδοσιακών κατασκευών. Ιστορικές αντισεισμικές κατασκευές στην Ελλάδα», Ο.Α.Σ.Π.-Ε.Μ.Π., Αθήνα, 2001.
- Groci, G., "The Conservation and Structural Restoration of Architectural Heritage", Advances in Architectural Series, **Computational Mechanics Computations**, Southampton, UK, 1998.
- Spyrakos, C.C., Maniatakis, Ch.A., Taflambas J., "Critical Evaluation of near field seismic records in Greece", **International Conference on Earthquake Resistant Engineering Structures, ERES 2005**, Skiathos, Greece, 2005.
- Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός ΕΑΚ 2000», Αθήνα, 2000.
- Spyrakos, C.C., "Finite Element Modeling in Engineering Practice", Algor Publishing Division, Pittsburgh, P.A., 1995.
- Karantoni, F.V., Fardis, M.N., "Computed vs Observed Seismic Response and Damage of Masonry Buildings", **Journal of Structural Engineering ASCE**, 1992, Vol. 118, No 7, pp. 1804-1821.
- Chopra, A.K., "Dynamics of structure", Prentice Hall, 2001.
- Geodynamic Institute, National Observatory of Athens, "Strong Motion Database 1973-1999", CD form.
- Tomazevic, M., "Earthquake Resistant Design of Masonry Buildings", Imperial College Press, London Neuman A. 2001, Structural Renovation of Buildings, McGraw-Hill, N.York, 1999.
- Σπυράκος, Κ., «Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία», Τ.Ε.Ε., Αθήνα, 2004.
- Καραντώνη, Φ., «Κατασκευές από Τοιχοποιία», Εκδόσεις Παπασωτηρίου, Αθήνα, 2004.
- Vintzileou, E., Tassios, T.P., "Three-leaf stone masonry strengthened by injecting cement grout", **Journal of Structures Engineering ASCE**, N. York, 1995, Vol. 121, No 5, pp. 848-856.
- Syrmakezis, C., Sophocleous, A., Asteris, P. Liolios, A., "Earthquake resistant design of masonry structural systems", **Proceedings of the First International Conference on Earthquake Resistant Engineering Structures, ERES 96**, 1996, Vol. 2, pp. 717-726.

Κωνσταντίνος Σπυράκος

Αναπληρωτής Καθηγητής ΕΜΠ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Τομέας Δομοστατικής, Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Ζωγράφου 15700, τηλ. 210 7721187, e-mail: spyrakos@hol.gr

Παναγιώτης Τουλιάτος

Καθηγητής ΕΜΠ, Σχολή Αρχιτεκτόνων Μηχανικών, Τομέας Συνθέσεων Τεχνολογίας Αιχμής, Εργαστήριο Οικοδομικής, Πατησίων 42, Αθήνα 10682, τηλ. 210 7723881

Πατσιλίβας Δημήτριος

Πολιτικός Μηχανικός

Πελέκης Γεώργιος

Πολιτικός Μηχανικός

Χάμπεσης Αλέξανδρος

Πολιτικός Μηχανικός

Χαρίλαος Α. Μανιατάκης

Πολιτικός Μηχανικός, Μ.Δ.Ε., Υ.Δ. ΕΜΠ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Τομέας Δομοστατικής, Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας.

Extended summary

Analysis of masonry building for near-source ground motion and recommendations for retrofit

C.C. SPYRAKOS

Associate Professor N.T.U.A.
Civil Engineering Department
Laboratory for Earthquake
Engineering

P. TOULIATOS

Professor N.T.U.A. School
of Architecture Architectural
Technology

A. HAMPESIS

Civil Engineer

D. PATSILIVAS

Civil Engineer

G. PELEKIS

Civil Engineer

CH. A. MANIATAKIS

Civil Engineer, M.Sc.

Abstract

The seismic response of a three-story unreinforced masonry building that was heavily damaged during the Aegion 1995 earthquake was investigated. The building is located a few kilometers from the fault and was thus subjected to “near-source” ground motions. Seismic analysis of the building, using an elaborate finite element model with properties extracted from material testing of representative structural members and excitation from records obtained from a nearby station, revealed the mechanism of partial failure of the top floor as well as the weaknesses of the original building design and construction. As far as the authors are aware, this is the first study of the seismic response of a historic unreinforced masonry building subjected to near-source ground motion. Alternative retrofits and strengthening techniques are presented that can be implemented while maintaining the architectural and aesthetical appearance of the historic building.

1. INTRODUCTION-BUILDING DESCRIPTION

The city of Aegion has suffered several strong earthquakes through the years. The most recent powerful earthquake which caused human losses occurred on June 15, 1995. It was a Mw=6.4 shallow depth earthquake with an epicentral distance of about 18 kilometers southwest of Aegio, which caused the death of 26 people, as well as massive and, in many cases, irreparable, damage to both modern and older (masonry) buildings [1]. In 1997 a weaker earthquake caused additional damage to already deteriorated buildings.

The three story Panagiotopoulos mansion is located in

Submitted: Apt. 27, 2005 Accepted: Dec. 14, 2006

the city center of Aegio, [Photo 1]. It has a basement of similar dimensions to the other floors. Its plan is rectangular, with dimensions 18.68m by 14.65m, the height of the floors is about 4.5m [2].

The external walls are made of sack masonry with a thickness that reduces with height. The walls are three-layered, with exterior sides constructed from large boulders (stones) connected with mortar and smaller stones with thicker mortar placed between them. In the whole building, there are quite a few closets incorporated in the masonry walls that reach the height of interior openings. The openings of the external walls are formed in their upper part from shallow arches made of bricks. About 18% of the external walls are openings in the northern, southern and eastern view. In the western view about 10% are openings. In the interior of the building there are two walls made of stone masonry.

The external walls are made of three-layered limestone masonry, of reducing thickness ranging from 95cm on the ground floor to 86cm on the second floor (fig. 1). The light internal partition walls on the first and second floor of the building are made of bricks with a thickness of 17cm to 18cm, supported on either sturdy masonry walls or wooden floor beams.

The first and second story floors are made of timber planks as shown in fig. 2. The floors of the ground floor are either timber or stone masonry domes located at the central part of the building where the wall openings of the basement are relatively small. The roof is covered by byzantine style tiles supported by a timber truss [3].

2. DESCRIPTION OF DAMAGES

The building has suffered extensive damage caused by the 1995 and 1997 earthquakes. An important role in the damage was played, on the one hand, by the insufficient maintenance prior to the earthquakes, and on the other hand by the failure to take all necessary protective measures after the 1995 earthquake.

Photographs 2 and 3 show an extensive collapse of a large part of the external wall on the second floor. The southwestern corner of the building on the second floor has also collapsed. A qualitative interpretation of the representative damages is shown in Fig. 3:

- A. Crack of parabolic form over a window opening caused by inadequate bending strength. After the collapse of the southern external wall, the rest of the stone masonry carries even higher compressive loads.
- B. "Shear" cracks forming an "X" caused by the alternating direction of seismic action. The inclination and form of the cracks depends on the vertical compressive loads carried by the walls, the position and size of the openings [2].
- C. Cracks around the openings developed by the seismic forces parallel to the wall.
- D. Crack located at the level of the arch on the ground floor. The crack is caused by either horizontal thrust acting on the masonry wall, resulting in bending stresses, or the coexistence of the intense shear stresses in this area.
- E. Vertical cracks in the panels between windows, caused by intense compression.
- F. Diagonal crack in a wall with reduced thickness to form the chimney.

3. ANALYSIS FOR SEISMIC LOADS

The building walls were modeled and analyzed using finite elements [8]. Linear elastic behavior was assumed, using three and four node thick shell elements, a process that is usually adopted for the analysis of similar structural systems. Beam elements were used to model the timber parts, such as the floors. Time history analysis was carried out for the seismic records shown in figs. (4), (5) and (9).

It must be emphasized that, due to the orientation of the building along the direction of the coastline (which is also the direction of the earthquake fault), the longitudinal record was applied along the X direction of the building, whereas the transverse record was applied along the Y direction. This selection was based on the fact that the X direction of the building is parallel to the coastline. The records correspond to horizontal ground acceleration recorded a few kilometers from the mansion. The near-source ground motions are characterized by pulses with a maximum acceleration of 0.54g, a long period of about 0.5sec along the transverse

direction to the fault and velocity of about 52cm/sec [6].

Figure 6 shows the 8th mode of the building with $T = 0.17$ sec which is the first most significant mode along the X direction with the largest participation factor (-39.65) and modal mass (62.82%). The 9th mode, shown in fig. 7, is the first most significant mode along the Y direction with a participation factor (31.02) and modal mass (38.46%).

4. CORRELATION OF ANALYTICAL RESULTS WITH OBSERVED DAMAGES

Masonry structures, such as the Panagiotopoulos building in Aegio, have a small out of plane bending stiffness. The Aegio earthquake caused mostly bending out of level response, and as a result tension prevailed over the construction with detrimental effects.

Dynamic analysis, based on material properties extracted from laboratory tests, showed that the building response was primarily affected by the translational modes along the X and Y axes, and that for the largest part of the building seismic demand surpassed the strength of the masonry. Use of a linear elastic model does not allow redistribution of stresses once a part of the structure has failed. However, use of this model demonstrates with remarkable accuracy the building parts that were either the first to fail or suffered considerable damage. As shown in figure 8, the area of the staircase at the 2nd floor level, indicated by (A), develops the largest tensile stresses, which implies that this area was one of the first to fail during the earthquake. The collapse of the SW corner of the building should be attributed to the lack of good connection between the two transverse external walls, indicated as point B in Fig. 8. In the area of the SE corner, indicated as point C in Fig. 8, there was a detachment between the two transverse external walls and deviation of the eastern wall from the vertical [2].

5. PROPOSED INTERVENTIONS

In order to examine the ductility demand for the Aegio ground motions (fig. 4 and 5), as compared to the demand for an artificial earthquake with equal acceleration about the X and Y axis corresponding to the linear spectra of EAK 2000 for the building site (fig. 9), figures 10 and 11 were generated based on one-degree-of-freedom elastoplastic system motion expressed by eqn. (1). The results demonstrate that the code is conservative.

Evaluation of the present condition of the structure in conjunction with the results of dynamic analysis lead to interventions such as [2, 12, 14]:

1. Construction of a concrete kerb to create an overall "box" connection at the top of the masonry walls. Connection

- of the kerb to the masonry walls with steel bars and dowels to the timber roof.
2. Enhance most of the diaphragm behavior by strengthening the connection of the timber floor to the masonry walls and replacing the timber elements where it is necessary to strengthen diaphragm function.

A detailed discussion and presentation of an extensive repair and strengthening scheme is presented in [2]. A thorough evaluation of alternative schemes and corresponding dynamic analysis of the building, such as the construction of a concrete kerb at the roof level combined with enhancement of diaphragm action is shown in Table 1. The location A_i , B_i , Γ_i ($i=1,2,3$), listed in Table 1 are indicated in figure 12.

6. CONCLUSIONS

The seismic response of a historic unreinforced masonry

building was studied for near-source seismic motion. The accuracy of the finite element method in allocating the most vulnerable regions was ascertained. Among the alternative methods of intervention, diaphragm action in all the building levels appeared to be the most effective. Parametric studies for SDOF showed that for stiff structures with $\eta \approx 1$ satisfaction of strength demand counterbalance the absence of adequate ductility. Reversibly smaller values of η , which denote strength deficiency, necessitate excessive ductility demands.

7. ACKNOWLEDGEMENTS

The research investigation of Ch.A. Maniatakis is funded by a doctoral scholarship from the Alexander S. Onassis Public Benefit Foundation. This financial support is gratefully acknowledged.

C.C. Spyrakos

Associate Professor N.T. University of Athens, Civil Engineering Dept., Lab. for Earthquake Engineering, GR – 15 700 Zografou - Athens, Hellas ph. 210 772 1187, e-mail: spyrakos@hol.gr

P. Toulitatos

Professor N.T. University of Athens, School of Architecture, Architectural Technology, Patision 42 str, GR – 10 682, Athens, Hellas, ph. 210 772 3881

D. Patsilivas

Civil Engineer

G. Pelekis

Civil Engineer

A. Xampesis

Civil Engineer

Ch.A. Maniatakis

Civil Engineer, MSc, Phd Candidate N.T.U.A., Civil Engineering Dept., Lab. for Earthquake Engineering