

**Συνεισφορά μη-φέρουσας τοιχοπλήρωσης κτιρίων ΟΣ έναντι
πιθανής προοδευτικής κατάρρευσης μετά την απώλεια
υποστυλώματος**
Masonry infilling of RC building against progressive collapse
in case of loss of column

**Νικόλαος ΣΤΑΘΑΣ¹, Ιωάννης ΚΑΡΑΚΑΣΗΣ², Ηλίας ΣΤΡΕΠΕΛΙΑΣ³,
Ξενοφώντας ΠΑΛΙΟΣ⁴, Μιχαήλ Ν. ΦΑΡΔΗΣ⁵, Ευστάθιος Ν. ΜΠΟΥΣΙΑΣ⁶**

*Λέξεις κλειδιά: μη-φέρουσα τοιχοπλήρωση, προοδευτική κατάρρευση, απώλεια
υποστυλώματος
(masonry infills, progressive collapse, loss of column)*

ΠΕΡΙΛΗΨΗ: Έχει στο παρελθόν παρατηρηθεί σε πολλούς σεισμούς ότι οι μη-φέρουσες τοιχοπληρώσεις κτιρίων ΟΣ συμβάλλουν στην ανθεκτικότητα της κατασκευής, ακόμη και με την ανάληψη κατακόρυφων δράσεων μετά την αστοχία ενός ή περισσότερων υποστυλωμάτων, αποτρέποντας έτσι τη σταδιακή κατάρρευση του υπόλοιπου φορέα. Για την πειραματική διερεύνηση του μηχανισμού αυτού, κατασκευάστηκε, σε κλίμακα 1:0.8, διώροφο κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος με δύο και τρία ανοίγματα ανά διεύθυνση. Ο ισόγειος όροφος του κτιρίου ήταν ελεύθερος (χωρίς τοιχοπλήρωση), ενώ ο ανώτερος έφερε περιμετρικά τοιχοπλήρωση με ανοίγματα σε συγκεκριμένα φατνώματα. Ο φορέας δοκιμάστηκε για απώλεια ενός ενδιάμεσου περιμετρικού, ενός γωνιακού και ενός εσωτερικού υποστυλώματος (ένα υποστύλωμα ανά δοκιμή), με την απώλεια του εσωτερικού υποστυλώματος να έχει τη μεγαλύτερη επίδραση στον υπόλοιπο φορέα, χωρίς ωστόσο την εμφάνιση ρηγματώσεων στις τοιχοπληρώσεις ή το σκυρόδεμα. Στο τελευταίο στάδιο δοκιμών και παρά την αύξηση του φορτίου των ορόφων (κατά το ισοδύναμο ενός επιπλέον ορόφου) και την καθαίρεση των τοιχοπληρώσεων των φατνωμάτων στη διαμήκη

¹ Μεταδιδακτορικός ερευνητής, Εργαστήριο Κατασκευών, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πολυτεχνική Σχολή Πανεπιστημίου Πατρών, email: stathas@upatras.gr

² Μεταπτυχιακός ερευνητής, Εργαστήριο Κατασκευών, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πολυτεχνική Σχολή Πανεπιστημίου Πατρών, email: ioankarach@upatras.gr

³ Μεταδιδακτορικός ερευνητής, Εργαστήριο Κατασκευών, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πολυτεχνική Σχολή Πανεπιστημίου Πατρών, email: ilstrepelias@upatras.gr

⁴ Μεταδιδακτορικός ερευνητής, Εργαστήριο Κατασκευών, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πολυτεχνική Σχολή Πανεπιστημίου Πατρών, email: xenpal@upatras.gr

⁵ Ομ. Καθηγητής, Εργαστήριο Κατασκευών, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πολυτεχνική Σχολή Πανεπιστημίου Πατρών, email: fardis@upatras.gr

⁶ Καθηγητής, Εργαστήριο Κατασκευών, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πολυτεχνική Σχολή Πανεπιστημίου Πατρών, email: sbousias@upatras.gr

πλευρά του κτιρίου, η απώλεια ενός ενδιάμεσου περιμετρικού υποστυλώματος δεν οδήγησε στην εμφάνιση βλαβών.

ABSTRACT: Field evidence shows that, despite contributing to the increase in the vertical load, non-load-bearing masonry infilling also increases the resistance to vertical loads as in the case of complete loss of one or more columns due to earthquake or blast. This anti-progressive collapse scheme may play a decisive role against building collapse and is experimentally investigated in the present paper. A two-storey, 2-by-3 bay reinforced concrete building was constructed at 1:1.25 scale; the ground storey was left open and masonry infills were added along the perimeter of the upper floor, with openings of different dimensions at specific bays. The building was tested for loss of an intermediate exterior, a corner, or a central column by a purpose-built, instant-release mechanism. The tests yielded that removal of an internal column had the most marked impact on the rest of the building, albeit that impact being minor: no visible cracking of the infills or the concrete. In a final testing phase, the additional load was increased to a weight-equivalent of one more storey and the intermediate outer column was removed, after knocking down the infills of the entire side above, with no observed damage.

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η προοδευτική κατάρρευση κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος λόγω απώλειας σημαντικών φερόντων στοιχείων (π.χ. υποστυλωμάτων) μπορεί να αποφευχθεί, αν το δομικό σύστημα χαρακτηρίζεται από δομική ευρωστία και πολλαπλότητα διαδρομών μεταφοράς των φορτίων στο έδαφος. Παρά την παρατήρηση ότι σε πραγματικές κατασκευές οι μη-φέρουσες τοιχοπληρώσεις έχουν εξαιρετικά ευμενή επιρροή στην αποφυγή του ενδεχόμενου προοδευτικής κατάρρευσης του κτιρίου μετά την απώλεια ενός ή περισσότερων υποστυλωμάτων από τυχαυματική δράση, ο όγκος των σχετικών ερευνών, πειραματικών και αναλυτικών, είναι μικρός.

Οι Citipitioglu et al (1991) μελέτησαν την απόκριση ενός εξάωροφου κτίριου ΟΣ στο οποίο σημειώθηκε έκρηξη στον ισόγειο όροφο. Παρά το γεγονός ότι τρία υποστυλώματα του ισόγειου ορόφου και δύο του πρώτου ορόφου, μαζί με τις δοκούς και τις πλάκες που συνδέονταν σε αυτά, καταστράφηκαν ολοσχερώς, οι βλάβες περιορίστηκαν στον ισόγειο και πρώτο όροφο, ενώ οι υπόλοιποι όροφοι εμφάνισαν μόνο μικρού εύρους ρωγμές. Οι δυνάμεις που απελευθερώθηκαν από τα υποστυλώματα που αστόχησαν ανακατανεμήθηκαν στο κτίριο σε τρόπο ώστε να μην παραβιαστούν ακόμη και οι λειτουργικές συνθήκες στην υπόλοιπη κατασκευή. Από σχετικές αναλύσεις του φορέα προέκυψε ότι η αποφυγή κατάρρευσης και η διατήρηση των δυνάμεων/ροπών των φερόντων στοιχείων σε τιμές μικρότερες των αντιστοίχων τιμών αντοχής, οφείλονταν στη συνεισφορά της τοιχοπλήρωσης.

Στην έρευνα των Sasani et al (2011) μελετήθηκε πειραματικά και αναλυτικά η απόκριση δεκαώροφης κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος πολλών ανοιγμάτων και πλάκες μίας διεύθυνσης, στην περίπτωση ακαριαίας απομάκρυνσης ενός περιμετρικού ενδιάμεσου υποστυλώματος στον ισόγειο όροφο της κατασκευής (τα διαχωριστικά και το ωφέλιμο

φορτίο, είχαν προηγουμένως αφαιρεθεί). Η πλαισιακή δράση Vierendeel αναγνωρίστηκε ως ο κυρίαρχος μηχανισμός ανακατανομής των φορτίων στην κατασκευή, για την ανάπτυξη της οποίας είναι απαραίτητη η επαρκής αγκύρωση στους εξωτερικούς κόμβους των κάτω ράβδων οπλισμού των δοκών.

Η ανθεκτικότητα έναντι σταδιακής κατάρρευσης πραγματικού εξάωροφου ξενοδοχείου κατασκευασμένο τη δεκαετία του '30, μελετήθηκε πειραματικά από τους Sasani (2008) και Sasani & Sagiroglu (2008), μετά την απομάκρυνση των κινητών φορτίων των ορόφων και των τοιχοπληρώσεων στα περιμετρικά φατνώματα πρώτου και τρίτου ορόφου. Μετά την απώλεια ενός γωνιακού υποστυλώματος και ενός γειτονικού του στο ισόγειο, η δράση Vierendeel σε συνδυασμό με τις τοιχοπληρώσεις δεν επέτρεψαν τη σταδιακή κατάρρευση του κτιρίου. Σε μεταγενέστερη έρευνα των Sasani & Sagiroglu (2010) στην οποία εξετάστηκε η απόκριση πραγματικού 20-όροφου κτιρίου ΟΣ με πλάκες μιας διεύθυνσης για απώλεια ενός εσωτερικού υποστυλώματος του ισόγειου ορόφου, - δεν σημειώθηκε προοδευτική κατάρρευση, μολονότι είχαν αφαιρεθεί οι τοιχοπληρώσεις έξι ορόφων. Η καταγραφείσα βύθιση ήταν μόλις 9.7mm, χωρίς ενδείξεις βλαβών στην υπόλοιπη κατασκευή.

Η καθ' ύψος μερική τοιχοπλήρωση ενός ορόφου εξετάστηκε από τους Stinger & Orton (2013) σε υποκατασκευές (διώροφα επίπεδα πλαίσια ΟΣ δύο ανοιγμάτων) υπό κλίμακα. Πέραν των συμπερασμάτων που προέκυψαν σε προηγούμενες μελέτες, όπως η ευμενής επίδραση της συνέχειας του διαμήκους οπλισμού των δοκών στην ανθεκτικότητα έναντι σταδιακής κατάρρευσης, προέκυψε ότι ύψος τοιχοπλήρωσης φατνώματος μέχρι το 1/3 του ύψους του δεν διαφοροποιεί την απόκρισή του από ένα αντίστοιχο, μη τοιχοπληρωμένο φάτνωμα.

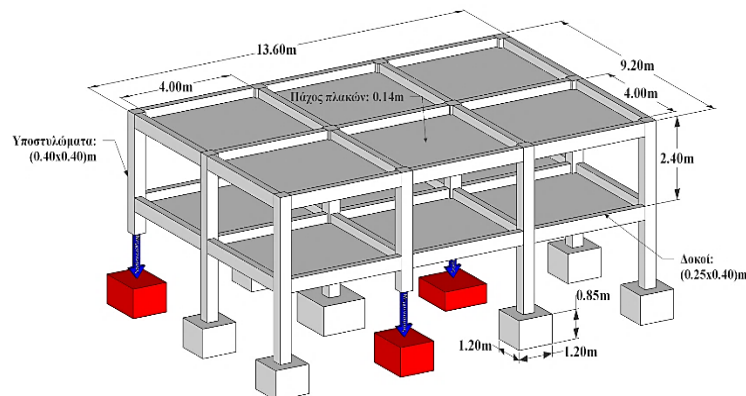
Προσφάτως, οι Shan et al (2016) μελέτησαν πειραματικά την απόκριση δύο διώροφων επίπεδων πλαισίων τεσσάρων ανοιγμάτων, με και χωρίς τοιχοπληρώσεις, για απώλεια του κεντρικού υποστυλώματος στον ισόγειο όροφο. Τα πειραματικά αποτελέσματα έδειξαν ότι οι τοιχοπληρώσεις παρέχουν εναλλακτικές διαδρομές μεταφοράς των φορτίων και επομένως βελτιώνουν την αντοχή του πλαισίου ΟΣ έναντι σταδιακής κατάρρευσης. Στην παρούσα έρευνα, η συνεισφορά των μη-φερουσών τοιχοπληρώσεων στην ανθεκτικότητα μιας κατασκευής έναντι σταδιακής κατάρρευσης, μελετάται πειραματικά με τη δοκιμή τρισδιάστατης κατασκευής υπό μεγάλη κλίμακα.

ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΤΑΞΗ ΚΑΙ ΔΟΚΙΜΙΑ

Ένα διώροφο κτίριο ΟΣ με δύο και τρία ανοίγματα ανά διεύθυνση, αντίστοιχα, σχεδιάστηκε και κατασκευάστηκε υπό κλίμακα 1:0.8, αποτελώντας ομοίωμα πρωτότυπου φορέα διαστάσεων κάτοψης 17.0m×11.50m. Ο πρωτότυπος φορέας σχεδιάστηκε κατά τον EN1992-1 (2004) και EN1998-1 (2005) με κυλινδρική αντοχή σκυροδέματος 20MPa, τάση διαρροής των ράβδων οπλισμού 500MPa, για μόνιμο φορτίο λόγω επικαλύψεων 1 kN/m², ωφέλιμο φορτίο 2 kN/m² (30% του οποίου θεωρείται ως οιονεί μόνιμο φορτίο που δρα τη στιγμή της τυχηματικής απώλειας του υποστυλώματος). Ο σχεδιασμός του κτιρίου έγινε για μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ίση με 0.275g, συντελεστή συμπεριφοράς ίσο με 3.9 και η

κατασκευή διαστασιολογήθηκε με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 (EN1998-1) για τη μέση κατηγορία πλαστιμότητας (DCM).

Το ομοίωμα του φορέα αναφοράς ήταν διαστάσεων $13.6\text{m} \times 9.20\text{m}$ σε κάτοψη, με 4.0m καθαρό μήκος ανοίγματος μεταξύ των υποστυλωμάτων και ύψος ορόφου 2.40m (Σχήμα 1). Τα υποστυλώματα ήταν τετραγωνικής διατομής πλευράς 0.40m ενώ οι δοκοί ήταν ανεστραμμένες, ορθογωνικής διατομής $0.25\text{m} \times 0.40\text{m}$. Οι πλάκες των ορόφων ήταν συμπαγείς, πάχους 0.14m . Τα υποστυλώματα έφεραν συνεχή διαμήκη οπλισμό $8\Phi 16$ και εγκάρσιο οπλισμό $\Phi 8/100\text{mm}$ και $\Phi 8/150\text{mm}$, εντός και εκτός, αντίστοιχα, των κρίσιμων περιοχών. Οι δοκοί οπλίστηκαν με συνεχή διαμήκη οπλισμό $2\Phi 12$ σε κάθε πέλμα και πρόσθετα $2\Phi 12$ στο άνω πέλμα τους στις στηρίξεις. Στις κρίσιμες περιοχές των δοκών, ο εγκάρσιος οπλισμός ήταν $\Phi 8/100\text{mm}$, ενώ στο υπόλοιπο μέλος τοποθετήθηκαν συνδετήρες $\Phi 8/250\text{mm}$. Τέλος, οι πλάκες έφεραν εσχάρα οπλισμού $\Phi 8/200\text{mm}$, ανά πέλμα.



Σχήμα 1. Γεωμετρία πειραματικού δοκιμίου

Ενώ ο ισόγειος όροφος του κτιρίου ήταν μη τοιχοπληρωμένος, στα περιμετρικά φαντώματα του ανώτερου ορόφου τοποθετήθηκε μη-φέρουσα μπατική τοιχοπλήρωση (Σχήμα 2α), πάχους 126mm . Ανοίγματα διαφορετικών διαστάσεων κατασκευάστηκαν σε συγκεκριμένα φαντώματα, προκειμένου να προσομοιώσουν ρεαλιστικά ανοίγματα σε πραγματικές κατασκευές. Από σειρά δοκιμών (12) που διενεργήθηκαν σε τοιχίσκους υπό κατακόρυφη (παράλληλα και κάθετα στις οπές) και διαγώνια θλίψη, προέκυψε μέση θλιπτική αντοχή $7.92/8.1\text{MPa}$ για θλίψη παράλληλα/κάθετα στις οπές και αντοχή σε διάτμηση 1.08MPa (μέτρο διάτμησης 2.17GPa).

Για ικανοποίηση των απαιτήσεων διαστατικής ομοιότητας το ανά όροφο πρόσθετο φορτίο (φορτίο επικαλύψεων και οιονεί-μόνιμα) στο ομοίωμα ήταν 365kN . Για λόγους ευχερολύς προσθήκης/αφαίρεσης του πρόσθετου φορτίου μεταξύ διαδοχικών δοκιμών, καθώς και για λόγους ασφάλειας κατά την τοποθέτηση/αφαίρεση των στηρίξεων των υποστυλωμάτων, η υλοποίηση της πρόσθετης μάζας έγινε με χρήση νερού. Για την αποθήκευση του απαιτούμενου όγκου νερού ανά όροφο, οι δοκοί των ορόφων κατασκευάστηκαν ανεστραμμένες.

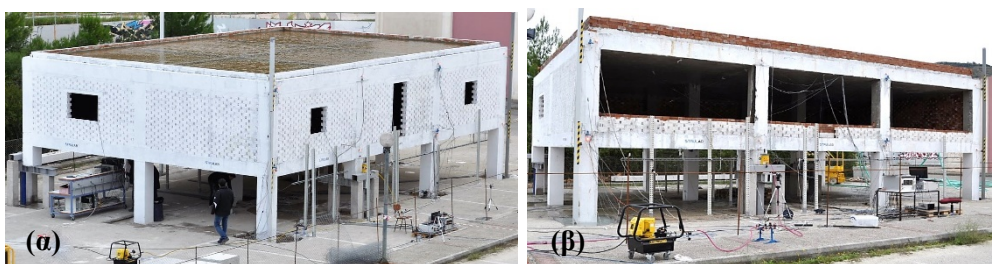
Ως κρίσιμες για την ευστάθειά της κατασκευής μετά την απώλεια υποστυλώματος στο ισόγειο, θεωρήθηκαν τρεις περιπτώσεις:

- (α) απώλεια ενός περιμετρικού ενδιάμεσου υποστυλώματος (δοκιμή PC-inf) σε πλαίσιο στο οποίο ο όροφος πάνω από το υποστύλωμα και παράλληλα στη διεύθυνση της μεγάλης πλευράς του κτιρίου είναι τοιχοπληρωμένος και φέρει ανοίγματα, ενώ ταυτόχρονα τα φαντώματα στο πλαίσιο της εγκάρσιας διεύθυνσης στο οποίο ανήκει το υποστύλωμα είναι μη τοιχοπληρωμένα,
- (β) απώλεια ενός γωνιακού υποστυλώματος (δοκιμή CC-inf) με τα φαντώματα των του ανώτερου ορόφου να είναι τοιχοπληρωμένα και στις δύο διευθύνσεις, ενώ άνοιγμα έφερε μόνο ένα γειτονικό φάντωμα στη μικρή διεύθυνση του κτιρίου, και,
- (γ) απώλεια ενός εσωτερικού υποστυλώματος (δοκιμή IC-inf), με τα φαντώματα των πλαισίων του ορόφου και στις δύο διευθύνσεις χωρίς τοιχοπληρώσεις.

Για λόγους σύγκρισης, εξετάστηκε και μία τέταρτη περίπτωση: απώλεια ενός περιμετρικού ενδιάμεσου υποστυλώματος (δοκιμή PC-bare), μετά την καθαίρεση των τοιχοπληρώσεων στα φαντώματα του εξωτερικού πλαισίου του κτιρίου (**Σχήμα 2β**) και αύξηση του πρόσθετου φορτίου ανά όροφο στα 700kN – η αύξηση αυτή ισοδυναμεί με το βάρος ενός επιπλέον ορόφου.

Τα υποστυλώματα του ισογείου ορόφου που απομακρύνονταν είχαν κατασκευαστεί μέχρι ένα μέρος του ύψους τους, με το υπόλοιπο τμήμα να αντικαθίσταται από ειδικά διαμορφωμένο μηχανισμό. Ο μηχανισμός, αφενός εξασφάλιζε (πριν/μετά τη δοκιμή) τη μεταφορά του αξονικού φορτίου των υποστυλωμάτων στη θεμελίωση και αφετέρου εξυπηρετούσε την ακαριαία απελευθέρωση του αξονικού φορτίου στην αρχή της δοκιμής.

Στο φορέα τοποθετήθηκαν 88 περίπου αισθητήρες για τη μέτρηση: (α) της κατακόρυφης μετακίνησης των δοκών που γειτονεύουν με το αφαιρούμενο υποστύλωμα, (β) της στροφής των άκρων δοκών και υποστυλωμάτων των δύο ορόφων, (γ) της βύθισης του κόμβου στον οποίο συντρέχει η αφαιρούμενη στήριξη, (δ) της παραμόρφωσης των διαγωνίων των φαντωμάτων του ορόφου του κτιρίου, (ε) της αξονικής παραμόρφωσης των δοκών που συντρέχουν στο απομακρυνόμενο υποστύλωμα, (στ) της επιτάχυνσης σημείων στη γειτονιά του αφαιρούμενου υποστυλώματος, και, (ζ) της συνολικής μετατόπισης/στροφής του κτιρίου στις δύο κύριες διευθύνσεις του.

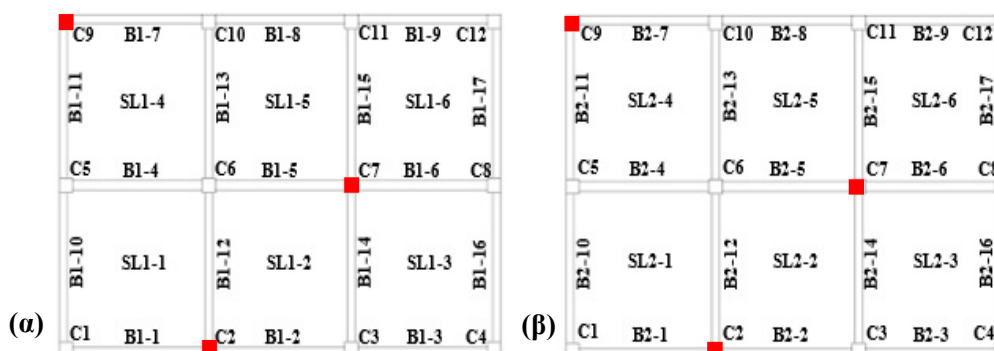


Σχήμα 2. (α) Γενική άποψη του φορέα πριν τις δοκιμές, (β) δοκιμή PC-bare

ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ – ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ

Δοκιμές PC-inf και PC-bare

Τα αποτελέσματα των δύο δοκιμών που περιλαμβάνουν την απώλεια του ενδιάμεσου περιμετρικού υποστυλώματος ισογείου ορόφου στη μία από τις δύο μεγάλες πλευρές του κτιρίου, με (δοκιμή PC-inf) και χωρίς (δοκιμή PC-bare) τοιχοπληρώσεις στον ανώτερο όροφο, παρουσιάζονται μαζί για λόγους σύγκρισης. Η ονοματολογία των δομικών μελών φαίνεται στο **Σχήμα 3**.

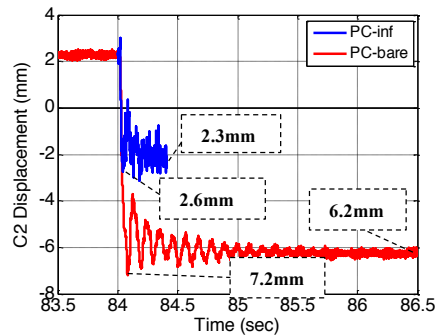


Σχήμα 3. Ονοματολογία μελών (α) Α' ορόφου και (β) Β' ορόφου του κτιρίου

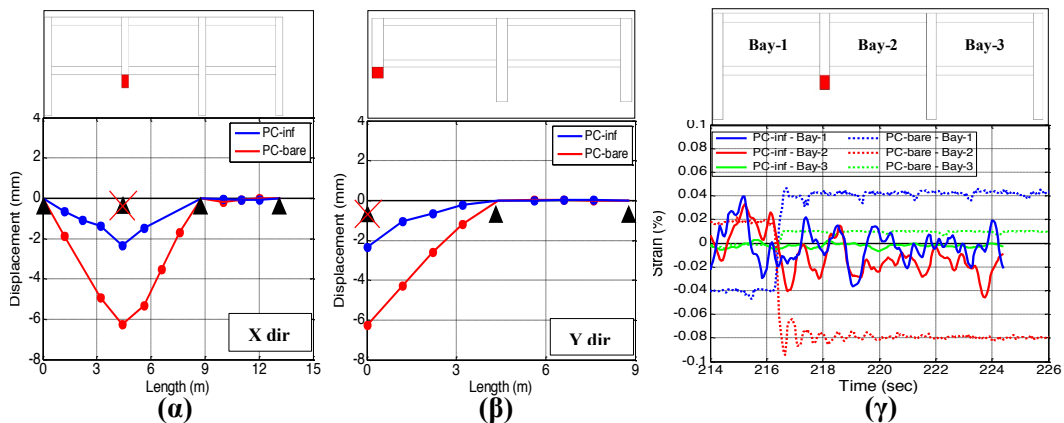
Στο **Σχήμα 4** απεικονίζεται η ιστορία της κατακόρυφης μετακίνησης του κόμβου στη θέση του αφαιρούμενου υποστυλώματος C2. Η αρχική κατακόρυφη μετακίνηση (2.5mm) αντιστοιχεί στην προς τα άνω μετακίνηση του κόμβου πριν την ενεργοποίηση του μηχανισμού απελευθέρωσης. Με την ακαριαία απομάκρυνση της στήριξης, η βύθιση του κόμβου του υποστυλώματος C2, φτάνει στα 2.6mm (PC-inf) και 7.2mm (PC-bare), ενώ μετά από περίοδο ταλάντωσης η βύθιση σταθεροποιείται σε 2.3mm και 6.2mm, αντίστοιχα. Σε τόσο μικρές βυθίσεις, δεν παρατηρήθηκε βλάβη στα φέροντα στοιχεία ή στις τοιχοπληρώσεις. Η ελεύθερη ταλάντωση του φορέα κατά τη δοκιμή PC-bare ολοκληρώνεται μερικούς κύκλους μετά τη μέγιστη τιμή βύθισης του C2, ενώ κατά τη δοκιμή PC-inf, παρατηρείται ηψίσυχη ταλάντωση πολύ μικρότερης διάρκειας, χάρη στις δύσκαμπτες τοιχοπληρώσεις.

Κατά μήκος της μεγάλης πλευράς του κτιρίου και κατόπιν της απώλειας του υποστυλώματος, οι δοκοί B1-1 και B1-2 λειτούργησαν μετά την απώλεια του υποστυλώματος ως ενιαία αμφιέριστη δοκός (διπλάσιου ανοίγματος από το αρχικό) σε θετική κάμψη υπό τα κατακόρυφα φορτία της και με τιμή βύθισης στη θέση απώλειας του C2, κατά τη δοκιμή PC-bare, 4-5 φορές μεγαλύτερη από ότι στη δοκιμή PC-inf (**Σχήμα 5α**). Οι κατακόρυφες μετακινήσεις κατά μήκος της γειτονικής δοκού B1-3 είναι ελάχιστες και παρόμοιων τιμών και στις δύο δοκιμές (**Σχήμα 5α**). Η δοκός B1-12 που συντρέχει κάθετα στο αφαιρούμενο υποστυλώμα, συμπεριφέρεται πρακτικά σαν πρόβολος, ενώ χάρη στην παραμόρφωση της δοκού B1-12 και την απουσία τοιχοπληρώσεων στα συμβάλλοντα φατνώματα, η δοκός B1-13 εμφανίζει μικρή αρνητική (προς τα άνω) κάμψη (**Σχήμα 5β**). Η

απόκριση αυτή αντανακλά, πρόσθετα στη συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων, την αυξημένη αντοχή χάρη στη συνέχεια του οπλισμού άνω και κάτω πέλματος στις στηρίξεις. Οι στροφές στα άκρα των υποστυλωμάτων C1 και C3 στον ισόγειο όροφο κατά τη δοκιμή PC-bare, ήταν 2-4 φορές μεγαλύτερες σε σύγκριση με τη δοκιμή PC-inf.



Σχήμα 4. Κατακόρυφη μετακίνηση του κόμβου στο αφαιρούμενο υποστύλωμα C2

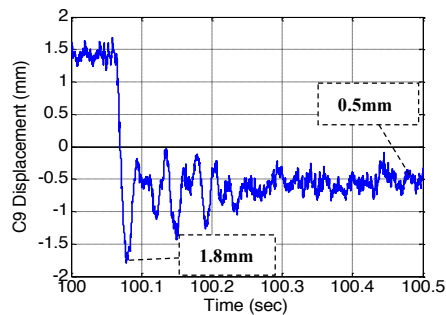


Σχήμα 5. Τελική κατακόρυφη μετακίνηση κατά μήκος των δοκών (α) B1-1, B1-2, B1-3, (β) B1-12, B1-13, (γ) διατμητική παραμόρφωση φατνωμάτων

Η διατμητική παραμόρφωση των τριών φατνωμάτων ορόφου κατά μήκος του εξωτερικού πλαισίου του κτιρίου (προσδιορίζεται από τις επιμέρους μετρηθείσες παραμορφώσεις των δύο διαγωνίων καθενός φατνώματος) παρουσιάζεται στο **Σχήμα 5γ** και για τις δύο δοκιμές PC-inf και PC-bare. Ενώ η διατμητική παραμόρφωση τη στιγμή της αφαίρεσης του υποστυλώματος C2 κατά τη δοκιμή PC-inf είναι ίδια για τα δύο φατνώματα εκατέρωθεν του C2, το σκηνικό αλλάζει κατά τη διάρκεια της ταλάντωσης που ακολουθεί, με το μέγεθος του ανοίγματος σε κάθε φάτνωμα να έχει τη δική του βαρύτητα.

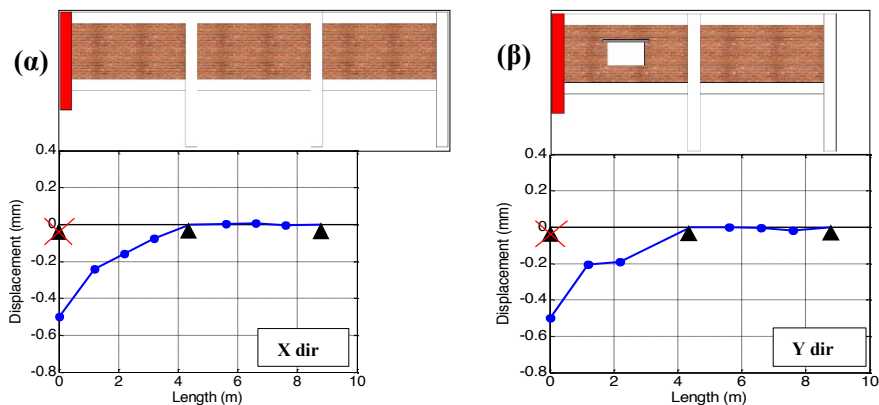
Δοκιμή CC-inf

Κατά τη δοκιμή CC-inf το γωνιακό υποστυλώμα C9 απομακρύνθηκε ακαριαία και η απόκριση του κτιρίου στη θέση εκείνη μέσω της κατακόρυφης μετακίνησής της, φαίνεται στο **Σχήμα 6**. Η μέγιστη βύθιση ήταν μικρότερη (1.8 mm) συγκριτικά με τη δοκιμή PC-inf, καθώς τα φαινόμενα πάνω από το αφαιρούμενο υποστυλώμα ήταν τοιχοπληρωμένα και στις δύο διευθύνσεις και το αξονικό φορτίο του υποστυλώματος C9 ήταν μικρότερο από αυτό του C2. Οι τελική τιμή βύθισης ήταν επίσης πολύ μικρότερη στην παρούσα δοκιμή, σε σχέση με τη δοκιμή αφαίρεση του περιμετρικού ενδιάμεσου υποστυλώματος (0.5mm σε αντίθεση με 2mm). Οπτικός έλεγχος μετά το πέρας της δοκιμής δεν έδειξε ρηγματώσεις στα δομικά μέλη ή τις τοιχοπληρώσεις.



Σχήμα 6. Κατακόρυφη μετακίνηση του κόμβου του αφαιρούμενου υποστυλώματος C9

Στο **Σχήμα 7** παρατίθενται οι τελικές κατακόρυφες μετακινήσεις κατά μήκος των δοκών B1-11, B1-10 στη μικρή πλευρά του κτιρίου, κατά μήκος των δοκών B1-7, B1-8 της μεγάλης πλευράς. Οι δοκοί B1-11 και B1-7 συμπεριφέρθηκαν ως πρόβολοι, ενώ οι γειτονικές δοκοί B1-10 και B1-8 εμφάνισαν πολύ μικρές μετακινήσεις χάρη στη δυσκαμψία των τοιχοπληρώσεων. Επίσης, η διατμητική παραμόρφωση των φανωμάτων και στις δύο διευθύνσεις ήταν σχεδόν μηδενική, ανεξάρτητα από την ύπαρξη ανοίγματος στο φάνωμα πάνω από τη δοκό B1-11.

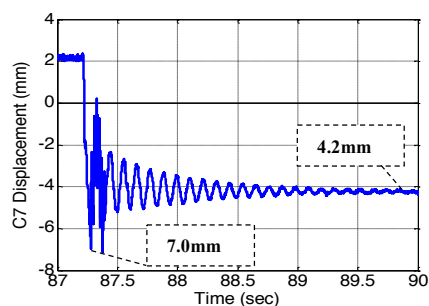


Σχήμα 7. Τελική κατακόρυφη μετακίνηση κατά μήκος των δοκών (α) B1-7, B1-8 και

(β) B1-10, B1-11

Δοκιμή IC-inf

Λόγω του αρκετά μεγαλύτερου αξονικού φορτίου συγκριτικά με το περιμετρικό ή το γωνιακό υποστύλωμα και της απουσίας τοιχοπλήρωσης στα φατνώματα του ανώτερου ορόφου, η απώλεια του εσωτερικού υποστυλώματος C7 είχε τη μεγαλύτερη επιρροή στην απόκριση της κατασκευής. Η κατακόρυφη μετακίνηση του κόμβου στη θέση του αφαιρούμενου υποστυλώματος (**Σχήμα 8**) – η μέγιστη μετακίνηση των 7mm (σε χρόνο 0.1sec από την απελευθέρωση της στήριξης) είναι παραπλήσια μεν της αντίστοιχης τιμής στη δοκιμή PC-bare, παρά το γεγονός ότι στη δοκιμή PC-bare το κτίριο είχε τις βλάβες από τις προγενέστερες δοκιμές και μεγαλύτερο κατακόρυφο φορτίο). Ως προς την τελική τιμή βύθισης αυτή είναι μικρότερη στη δοκιμή IC-inf (4mm) έναντι εκείνης στη δοκιμή PC-bare (6mm).

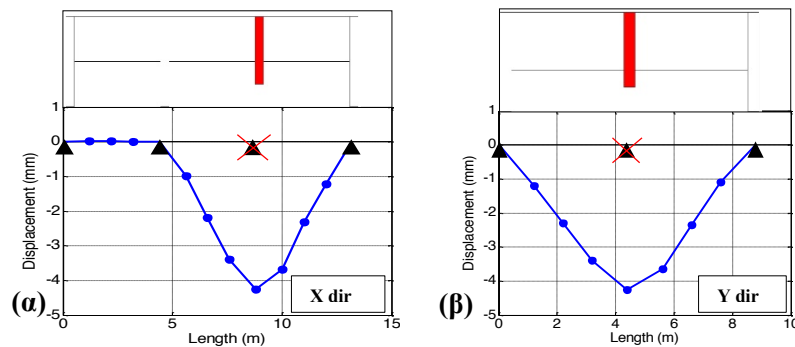


Σχήμα 8. Κατακόρυφη μετακίνηση του κόμβου του αφαιρούμενου υποστυλώματος C7

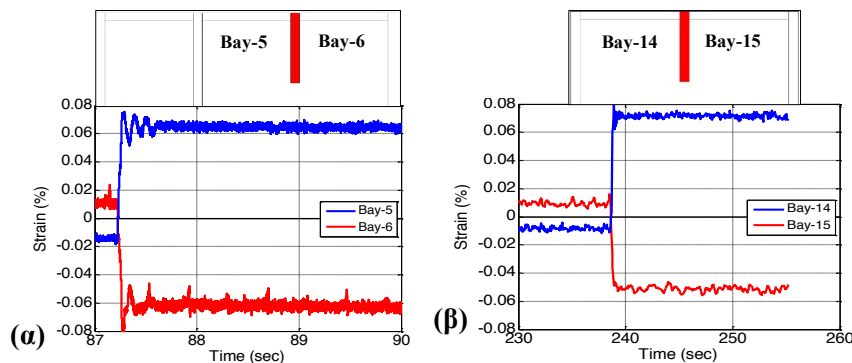
Οι κατακόρυφες μετακινήσεις (τελικές) κατά μήκος των δοκών που συντρέχουν στο υποστύλωμα C9 (δοκοί B1-4, B1-5, B1-6 κατά μήκος της μεγάλης πλευράς του κτιρίου και δοκοί B1-14, B1-15 κατά μήκος της μικρής πλευράς) παρουσιάζονται στο **Σχήμα 9**. Παρατηρείται σχετική συμμετρία μετακινήσεων, με τις μετακινήσεις των δοκών B1-5 και B1-6 να είναι ελαφρώς μικρότερες από τις αντίστοιχες των B1-14, B1-15 – αυτό οφείλεται στην παρουσία του ανοίγματος B1-4 (εμφάνισε μικρή κάμψη προς τα άνω). Καθώς τα φατνώματα πάνω από το αφαιρούμενο υποστύλωμα ήταν μη τοιχοπληρωμένα, η συνέχεια του διαμήκους οπλισμού των δοκών στις στηρίξεις και η δράση θόλου αποτέλεσαν τους βασικούς μηχανισμούς ανθεκτικότητας της κατασκευής.

Η διατμητική παραμόρφωση των φατνωμάτων του ορόφου που περιλαμβάνουν το απομακρυνόμενο υποστύλωμα C7 και στις δύο διευθύνσεις (**Σχήμα 10**), εμφανίζει συμμετρική απόκριση και στις δύο διευθύνσεις (πλαισιακή δράση και στις δύο διευθύνσεις), ενώ η παρουσία ενός επιπλέον φατνώματος κατά μήκος της μεγάλης πλευράς του κτιρίου δεν φαίνεται να επηρεάζει αισθητά τη συμπεριφορά των προηγούμενων. Αν θεωρηθεί ότι το διάμηκες επίπεδο πλαίσιο στο οποίο ανήκει το υποστύλωμα C7 αποτελεί το αντισυμμετρικό πλαίσιο του αντίστοιχου επίπεδου πλαισίου χωρίς τοιχοπληρώσεις στη δοκιμή PC-bare (με πολύ μεγαλύτερο κατακόρυφο φορτίο) ή το αντισυμμετρικό πλαίσιο του αντίστοιχου τοιχοπληρωμένου επίπεδου πλαισίου με το υποστύλωμα C2 στη δοκιμή PC-inf, τότε, η απουσία τοιχοπλήρωσης στον ανώτερο όροφο κατά τη δοκιμή IC-inf

επιτρέπει στα φαντώματα να παραμορφωθούν διαμητικά 2-4 φορές περισσότερο, συγκριτικά με τη δοκιμή PC-inf και 1-2 φορές περισσότερο συγκριτικά με τη δοκιμή PC-bare (Σχήμα 5γ, Σχήμα 10).



Σχήμα 9. Τελική κατακόρυφη μετακίνηση κατά μήκος των δοκών (α) B1-4, B1-5, B1-6 και (β) B1-14, B1-15

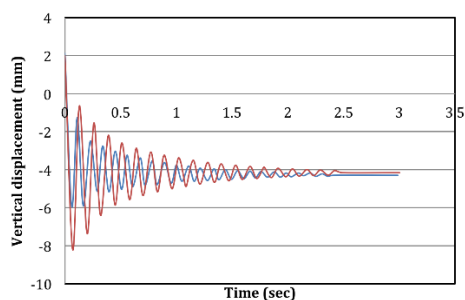


Σχήμα 10. Διαμητική παραμόρφωση φαντωμάτων

ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΚΤΙΡΙΟΥ

Για το αναλυτικό προσομοίωμα της κατασκευής χρησιμοποιήθηκαν γραμμικά στοιχεία, συγκεντρωμένης πλαστικότητας, ενώ οι διατομές προσομοιώθηκαν με την ελαστική (γεωμετρική) τους δυσκαμψία, χωρίς απομείωση, με εξαίρεση την αξονική δυσκαμψία του υποστρώματος C7, στον ανώτερο όροφο (μειώθηκε σε ποσοστό 5% της τιμής της πλήρους διατομής). Οι μηχανικές ιδιότητες του σκυροδέματος και του χάλυβα ελήφθησαν σύμφωνα με το MC2010 (fib, 2010), συμπεριλαμβάνοντας και την ταχύτητα παραμόρφωσής τους. Το βάρος των τοιχοπληρώσεων και του πρόσθετου φορτίου ανά όροφο προσδιορίστηκαν με ακρίβεια, ενώ οι τοιχοπληρώσεις προσομοιώθηκαν με την κοινή θεώρηση διαγώνιων θλιπτήρων, λαμβάνοντας υπόψιν τους συντελεστές απομείωσης λόγω της ύπαρξης ανοιγμάτων κατά τους Giannakas & Fardis (1987). Η μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας, βασίστηκε σε διέγερση τύπου παλμού ο οποίος προσομοίωσε την απώλεια της στήριξης- ο

παλμός προσδιορίστηκε από την προσεγγιστική σχέση κατά MC2010 (fib, 2010). Στο **Σχήμα 11** φαίνεται ότι η πρόβλεψη της απόκρισης της κατασκευής σύμφωνα με το αναλυτικό προσομοίωμα (κόκκινη γραμμή) συγκλίνει ικανοποιητικά με την πειραματική απόκριση στη δοκιμή IC-inf (μπλε γραμμή), κυρίως όσο αφορά την τελική βύθιση του κόμβου



Σχήμα 11. Σύγκριση αναλυτικής – πειραματικής απόκρισης κτιρίου (δοκιμή IC-inf)

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Ενώ η αύξηση της ανθεκτικότητας κατασκευών ΟΣ υπό πλευρική φόρτιση (σεισμό) που οφείλεται στην παρουσία μη-φερουσών τοιχοπληρώσεων έχει επιβεβαιωθεί στο παρελθόν, λιγότερη ωστόσο προσοχή έχει δοθεί στη συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων στην ανθεκτικότητα για κατακόρυφη φόρτιση. Στην παρούσα εργασία παρουσιάζονται αποτελέσματα σειράς δοκιμών που διενεργήθηκαν σε υπο-κλίμακα διάφορη κατασκευή δύο/τριών ανοιγμάτων στη διαμήκη/εγκάρσια διεύθυνση, αντίστοιχα. Το κτίριο σχεδιάστηκε σύμφωνα με του Ευρωκώδικες και είχε τα περιμετρικά φατνώματα του ανώτερου ορόφου πλήρως τοιχοπληρωμένα, με εξαίρεση τεσσάρων φατνωμάτων που έφεραν ανοίγματα. Σε κάθε δοκιμή απομακρύνονταν κάθε φορά, μέσω ειδικού μηχανισμού, ένα υποστυλώμα (περιμετρικό, γωνιακό ή εσωτερικό).

Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι οι τοιχοπληρώσεις όχι μόνο παρέχουν μια εναλλακτική διαδρομή μεταφοράς των κατακόρυφων φορτίων στη θεμελίωση, αλλά επιπλέον συμβάλλουν στη μείωση της έκτασης των βλαβών. Στην πραγματικότητα, οι δοκιμές ανέδειξαν την ανθεκτικότητα της κατασκευής και την απουσία βλαβών, ανεξάρτητα από τη θέση το υποστυλώματος που αστοχεί. Το συμπέρασμα αυτό ισχύει ακόμα και για την περίπτωση απώλειας εσωτερικού υποστυλώματος (χωρίς τοιχοπληρώσεις στα φατνώματα άνωθεν του αφαιρούμενου υποστυλώματος) ή και περιμετρικού ακόμα και για περίπου διπλάσιο φορτίο ανά όροφο. Στις περιπτώσεις αυτές, η συνέχεια του διαμήκους σπλισμού άνω και κάτω πέλματος των δοκών στις στηρίξεις καθώς και η πλαισιακή δράση στην εγκάρσια διεύθυνση αποτρέπουν να οδηγηθεί η κατασκευή σε προοδευτική κατάρρευση.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η παρούσα έρευνα συγχρηματοδοτήθηκε από την Ευρωπαϊκή Ένωση και από εθνικούς πόρους, στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος: ERC-12: PRESCIENT, "Κατασκευές από σκυρόδεμα ανθεκτικές σε ακραίες φυσικές και ανθρωπογενείς απειλές" στο πλαίσιο της δράσης "Χρηματοδότηση προτάσεων που αξιολογήθηκαν θετικά στην 5η προκήρυξη των "ERC Grant Schemes".

ΑΝΑΦΟΡΕΣ

CEN (2004) European Standard EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee of Standardization, Brussels

CEN (2005) European Standard EN 1998-1:2005 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee of Standardization, Brussels

Citipitioglu E. Sucuoglu H. & Altin S., "Reserve Strength and Rehabilitation of a Reinforced Concrete Building", ACI Publication, (1991), SP-182[2]: 1347-1361

fib [2012] Model Code 2010, Federation Internationale du Beton, Lausanne.

Giannakas, A., Patronis, D. & Fardis, M.N., "Influence of location and size of openings on elastic stiffness of infill walls", in Proc.of the 8th Greek Concrete Conference, (Kavala, Greece), Vol II, (1987), pp.49-56

Sasani M., "Response of a reinforced concrete infilled-frame structure to removal of two adjacent columns", *Engineering Structures*, (2008), 30: 2478 – 2491

Sasani M, & Sagioglu S., "Progressive collapse Resistance of Hotel San Diego", *ASCE Journal of Structural Engineering*, (2008), 134[3]: 478 – 488

Sasani M, & Sagioglu S., "Gravity Load Redistribution and Progressive Collapse Resistance of 20-Story Reinforced Concrete Structure following Loss of Interior Column", *ACI Struct J*, (2010), 107[6]: 636-645

Sasani M, Kazemi A, Sagioglu S & Forest S., "Progressive collapse resistance of an actual 11-story structure subjected to severe initial damage", *ASCE J. Struct. Eng.*, (2011), 137(9): 893 – 902

Shan S., Li S., Xu S., & Xie L., "Experimental study on the progressive collapse performance of RC frames with infill walls", *Engineering Structures*, (2016), 111: 80-92

Stinger S. M. & Orton S. L., "Experimental Evaluation of Disproportionate Collapse Resistance in Reinforced Concrete Frames", *ACI Structural J.*, (2013), 110[3]: 521-529