

Δυναμική απόκριση κτηρίου από ΩΣ σε ενδόσιμο έδαφος στον σεισμό της Σάμου, 30/10/2020

Χρήστος Γιαρλέλης¹, Κωνσταντίνος Ρεπαπής², Γεώργιος Μυλωνάκης³, Αναστάσιος Σέξτος⁴, Γεώργιος Μανώλης⁵

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Μελετάται αριθμητικά η απόκριση διωρόφου κτηρίου από ωπλισμένο σκυρόδεμα στο Καρλόβασι κατά τον σεισμό της Σάμου, στις 30 Οκτωβρίου 2020. Πρόκειται για κατασκευή που σχεδιάστηκε με βάση τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959 στις όχθες του κεντρικού χειμάρρου της πόλης και παρουσίασε σοβαρές βλάβες. Ο ρόλος του εδάφους κρίθηκε σημαντικός και λήφθηκε υπ΄όψιν με κατάλληλη προσομοίωση της θεμελίωσης. Διαδοχικές αναλύσεις με την ανελαστική στατική μέθοδο και τη βήμα-προς-βήμα ολοκλήρωσης χρονοϊστοριών με χρήση των επιταχυνσιογραφημάτων των σεισμικών διεγέρσεων επεξηγούν ικανοποιητικά τις βλάβες που εμφανίστηκαν. Συμπεραίνεται ότι η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής μπορεί να επηρεάσει σημαντικά την σεισμική απόκριση και, ειδικότερα για το συγκεκριμένο κτήριο, αποτελεί βασικό εργαλείο ερμηνείας της σοβαρότητας των παρατηρηθεισών βλαβών.

Λέξεις Κλειδιά: αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής, δυναμική απόκριση, σεισμός Σάμου 2020

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στις 30 Οκτωβρίου 2020, στις 13:51 (11:51 UTC) ένας ισχυρός επιφανειακός σεισμός εκδηλώθηκε με επίκεντρο 14km βορείως της Σάμου [1-6] (Σχήμα 1). Το μέγεθός του εκτιμήθηκε M6.7 [2], M6.9 [3,4] έως M=7.0 [7]. Ο σεισμός προκάλεσε ζημιές κυρίως σε κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία, κατοικίες και εκκλησίες ενώ δύο άνθρωποι έχασαν τη ζωή τους από κατάρρευση σε δεύτερο χρόνο. Στο βόρειο τμήμα του νησιού εκδηλώθηκαν γεωτεχνικές αστοχίες ενώ τον σεισμό ακολούθησε τσουνάμι το οποίο έφτασε στο Βαθύ. Σημαντικότερες ήταν οι βλάβες στην πόλη της Σμύρνης στην Τουρκία, σε απόσταση 60 χιλιομέτρων βόρεια του επικέντρου, οι οποίες οδήγησαν σε μεγάλο αριθμό καταρρεύσεων και δυστυχώς σε αντίστοιχα μεγάλο αριθμό θυμάτων που έφτασαν τα 116.

¹Πολιτικός Μηχανικός Msc, Υποψήφιος διδάκτορας ΑΠΘ, giarlelis@equidas.com

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

³ Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, University of Bristol, University Walk, Clifton BS8 1TR, UK g.mylonakis@bristol.ac.uk, Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Khalifa University, Abu Dhabi, UAE, Adjunct Professor, University of California at Los Angeles, USA

⁴ Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, University of Bristol, University Walk, Clifton BS8 1TR, UK, asextos@bristol.ac.uk

⁵ Ομότιμος Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, ΑΠΘ, gdm@civil.auth.gr





Σχήμα 1: Χάρτης της Σάμου όπου σημειώνεται το επίκεντρο του σεισμού.

Στο Καρλόβασι Σάμου σημαντικός αριθμός κτηρίων παρουσίασε σοβαρές βλάβες. Σε πολλές περιπτώσεις αστοχιών ο ρόλος του εδάφους θα ήταν σκόπιμο να διερευνηθεί. Χαρακτηριστικές είναι οι βλάβες σε σειρά κτηρίων κοντά στην παραλία της πόλης όπου παρατηρήθηκε οριζόντια εξάπλωση του εδάφους [5]. Επιπρόσθετα προέκυψαν βλάβες σε κτήρια θεμελιωμένα στις όχθες των δύο σημαντικών ρεμάτων που διασχίζουν την πόλη: το Μεγάλο και το Φουρνιώτικο Ρέμα. Το γεγονός ότι κατά μήκος των ρεμάτων αυτών σημαντικότερες ήταν οι βλάβες σε κτήρια από ωπλισμένο σκυρόδεμα (ΩΣ) σε σχέση με κτήρια από τοιχοποιία έδωσε το έναυσμα για τη συγκεκριμένη εργασία. Επιλέχθηκε κτήριο από ΩΣ που βρίσκεται στις όχθες του Μεγάλου Ρέματος και εξετάστηκε ο ρόλος του εδάφους στη σεισμική συμπεριφορά του. Πρόκειται για κατασκευή που σχεδιάστηκε σύμφωνα με τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959 (AK 1959) [8]. Για τη διερεύνηση της απόκρισης της κατασκευής πραγματοποιήθηκαν διαδοχικές αναλύσεις στο πεδίο του χρόνου με τη χρήση επιταχυνσιογραφημάτων των σεισμικών διεγέρσεων, με και χωρίς συνυπολογισμό της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής (SSI). Οι αναλύσεις αυτές με την ανελαστική στατική μέθοδο (pushover) καθώς και με ολοκλήρωση χρονοϊστοριών (ανελαστικές δυναμικές αναλύσεις) διαφωτίζουν ως προς το ρόλο του εδάφους και τη σεισμική συμπεριφορά και παθολογία άλλων ομοειδών κτηρίων όπως τεκμαίρεται στα επόμενα.

2 Η ΣΕΙΣΜΙΚΟΤΗΤΑ ΤΗΣ ΣΑΜΟΥ

Η περιοχή της Σάμου χαρακτηρίζεται από υψηλή σεισμικότητα, όπως δείχνει το ιστορικό των σεισμών στην περιοχή κατά τη διάρκεια των τελευταίων 3 αιώνων από το 1751 και μετά, περίοδος για την οποία υπάρχουν σχετικά αξιόπιστες αναφορές.

Στον Πίνακα 1 παρουσιάζονται οι κυριότεροι από αυτούς τους σεισμούς. Σημειώνεται ότι τον προηγούμενο αιώνα δύο ισχυροί σεισμοί έπληξαν το νησί, το 1904 και το 1955 με μεγέθη M6.8 και M6.9 αντίστοιχα προκαλώντας εκτεταμένες βλάβες.



Πίνακας 1: Σημαντικοί σεισμοί που έπληξαν τη 2	Σάμο κατά την περίοδο 1751-1955 [9, 10]
--	---

Χρονολογία/Πλειό- σειστη περιοχή	Μέγεθος (M)	Ένταση Ι _ο (MM)	Περιγραφή Βλαβών
1751 Σάμος	6.4	VIII (Σάμος)	Καταρρεύσεις κατοικιών, εκκλησιών και μιναρέδων σε όλους τους οικισμούς του νησιού
1831 Σάμος	6.0	VΙΙ (Σάμος)	Κατολισθήσεις στο όρος Κερκετέα - 7 θύματα
1846 Σάμος	6.0	VΙΙ (Σάμος)	Κατολισθήσεις στο όρος Κερκετέα
1865 Σάμος	6.0	VΙΙ (Σάμος)	Κατάρρευση μικρού αριθμού κτηρίων
1868/ Σάμος	6.0	VII (Παγώνδας)	Κατάρρευση μικρού αριθμού κτηρίων και βλάβες κυρίως στην περιοχή του Παγώνδα
1873 Σάμος	6.5	VΙΙ (Σάμος)	Καταρρεύσεις και βλάβες σε κτήρια στο ανατολικό τμήμα του νησιού
1877 Σάμος	6.0	VIII (Κοκκάρι)	Κατάρρευση σημαντικού αριθμού κτηρίων κυρίως στους οικισμούς Αυλάκι και Κοκκάρι
1893 Σάμος	6.6	VΙΙ (Σάμος)	Κατάρρευση μικρού αριθμού κτηρίων
1904 Σάμος	6.8	VIII (Σάμος)	Εκτεταμένες καταρρεύσεις και βλάβες σε κτήρια σε όλους τους οικισμούς του νησιού - 4 θύματα
1955 Αγαθονήσι	6.9	VIII (Αγαθονήσι)	Εκτεταμένες καταρρεύσεις και βλάβες σε κτήρια σε όλους τους οικισμούς του νησιού

3 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΗΣ ΙΣΧΥΡΗΣ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΚΙΝΗΣΗΣ

Το μόνιμο δίκτυο του Ινστιτούτου Τεχνικής Σεισμολογίας και Αντισεισμικών Κατασκευών (ΙΤΣΑΚ/ΟΑΣΠ) και του Γεωδυναμικού Ινστιτούτου του Εθνικού Αστεροσκοπείου Αθηνών κατέγραψαν την ισχυρή κίνηση μέσω μεγάλου αριθμού επιταχυνσιογράφων σε επικεντρικές αποστάσεις που κυμαίνονται από 23 - 600 km περίπου. Μεταξύ αυτών καταγράφηκε στη θέση του σταθμού SMG1 στο Βαθύ της Σάμου, εγκατεστημένου στο υπόγειο τριωρόφου κτηρίου του ΟΤΕ. Το γεωτεχνικό προφίλ στη θέση του επιταχυνσιογράφου αποτυπώνει κυρίως αλλουβιακές αποθέσεις ενώ η μέση ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων στα επιφανειακά 30 m, μετρήθηκε $V_{s30} = 550 \text{ m/s}$ [11] που αντιστοιχεί σε έδαφος κατηγορίας B κατά τον EC-8 [12]. Από την καταγραφή του επιταχυνσιογράφου SMG1 προκύπτει ότι στις δύο οριζόντιες συνιστώσες η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ήταν, PGA=0.16g και 0.23g ενώ στην κατακόρυφη διεύθυνση είχε τιμή 0.13g [2]. Η διάρκεια της ισχυρής δόνησης στο εγγύς πεδίο (Bracketed Duration με επιτάχυνση > 0.05g), ήταν περίπου 7s.

Υπενθυμίζεται ότι για ένα κτήριο συνήθους σπουδαιότητας στη Σάμο, οι παράμετροι κατά τον EAK 2000 [13] και τον EC8 [12] είναι: σεισμικότητα $\alpha = 0.24$, συντελεστής σπουδαιότητας γ_I = 1, κατηγορία εδάφους B, συντελεστής απόσβεσης $\eta = 1$ ($\zeta = 5\%$). Το ισοδύναμο φάσμα του AK 1959 είναι ένα σταθερό φάσμα απόκρισης με τιμή $R_d = 1.75 \ q \varepsilon$ όπου: ε είναι ο συντελεστής σεισμικής επιβαρύνσεως που προτείνεται από τον AK 1959, q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής και 1.75 ένας εμπειρικός παράγοντας μετατροπής από τη μέθοδο των επιτρεπομένων τάσεων στη μέθοδο οριακής αντοχής [14]. Ο συντελεστής σεισμικής επιβαρύνσεως, ε , θεωρείται ίσος με 0.06, σύμφωνα με τον AK 1959 για σεισμική





Σχήμα 2: Χρονοϊστορίες εδαφικής επιτάχυνσης στο σταθμό Βαθέως (SMG1), στις διευθύνσεις N42E και N48W.



Σχήμα 3: Ελαστικά φάσματα επιταχύνσεων από την καταγραφή στο σταθμό του Βαθέως (SMG1), στις διευθύνσεις N42E και N48W, συγκρινόμενα με τα φάσματα των κανονισμών για συνήθη κτιριακά έργα.

επικινδυνότητα ΙΙ και επικινδυνότητα εδάφους α (όπως λαμβάνονταν συνήθως) ενώ ο συντελεστής συμπεριφοράς λαμβάνεται 1.5 ως αντιπροσωπευτική τιμή για κτήρια κατασκευασμένα προ του 1985. Από τις τιμές αυτές προκύπτει R_d =0.18. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 3, ο σεισμός υπερέβη σημαντικά όχι μόνο τις απαιτήσεις του ΑΚ 1959 αλλά, για κάποιο εύρος ιδιοπεριόδων μεταξύ 0.45s-0.65s, ακόμη και τις φασματικές επιταχύνσεις του ΕΑΚ 2000 και του ΕC8.

4 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΗΡΙΟΥ

Το κτήριο (Σχήμα 4) βρίσκεται επί της οδού Λυκούργου Λογοθέτη στο Νέο Καρλόβασι. Κατασκευάστηκε στα τέλη της δεκαετίας του 1960 με ορθογωνική κάτοψη, διαστάσεων περίπου 10.35 x 15.00 m. Αποτελείται από 2 στάθμες: ισόγειο με χρήση καταστήματος και όροφο με χρήση κατοικίας.



Πρόκειται για κτήριο με φέροντα οργανισμό από ΩΣ που αποτελείται από πλαισιακό σύστημα δοκών-υποστυλωμάτων (Σχήμα 5). Τα υποστυλώματα έχουν διαστάσεις 40x40 στο ισόγειο των οποίων η διατομή μειώνεται σε 30x30 στον όροφο κατά τη συνήθη πρακτική. Στο ισόγειο οι κύριες δοκοί έχουν διαστάσεις 25x70 και φέρουν συμπαγείς πλάκες ενώ στον όροφο το κύριο οριζόντιο δομικό σύστημα είναι δοκιδωτή πλάκα επί περιμετρικών δοκών. Και στις δύο στάθμες περιμετρικά υπάρχει μικρός πρόβολος. Σημειώνεται ότι, προ σεισμού, το ισόγειο, λόγω της χρήσης του, είχε μεγάλα ανοίγματα με υαλοπίνακες ενώ η τοιχοποιία, όπου υπήρχε, ήταν μονή δρομική. Κατά τη διάρκεια του σεισμού τα στοιχεία αυτά (υαλοπίνακες και τοιχοποιία) αστόχησαν πλήρως όπως ήταν αναμενόμενο. Αντίθετα, στον όροφο η περιμετρική τοιχοποιία είναι μπατική και δεν παρουσίασε βλάβες. Αναφορικά με τη θεμελίωση, αυτή μορφώνεται από μεμονωμένα πέδιλα διαστάσεων 120x120cm συνδεδεμένα με συνδετήριες δοκούς.

Η αποτύπωση βλαβών έδειξε ότι ο φέρων οργανισμός του κτηρίου ανέπτυξε σοβαρές βλάβες στην κεφαλή και τη βάση των κατακόρυφων στοιχείων του ισογείου, στα υποστυλώματα C1, C3, C4, C5, C6 και C10 καθώς και στην κεφαλή του C8 (Σχήμα 6). Στο Σχήμα 5 με μεγάλο κύκλο επισημαίνονται οι βλάβες στην κεφαλή και με μικρό αυτές στη βάση των υποστυλωμάτων. Σε αντίθεση με το ισόγειο, δεν παρατηρήθηκε δομική βλάβη στον όροφο.

Για τη συγκέντρωση των παραπάνω πληροφορίων απαιτήθηκε αποτύπωση του φέροντος οργανισμού ως προς τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των δομικών στοιχείων και ως προς τον οπλισμό τους που διενεργήθηκε από τους συγγραφείς. Το σκυρόδεμα, σύμφωνα με την υφιστάμενη μελέτη είναι κατηγορίας B160. Οι οπλισμοί είναι ποιότητας St I, συνήθεις για την εποχή, οι οποίοι ως προς τον αριθμό τους κρίνονται εν γένει ανεπαρκείς για τα σημερινά δεδομένα ιδιαίτερα σε ότι αφορά τα κατακόρυφα στοιχεία.



Σχήμα 4: Το εξεταζόμενο διώροφο κτήριο από ΩΣ στο Καρλόβασι.





Σχήμα 5: Κάτοψη ισογείου (με κύκλο σημειώνονται οι βλάβες στα κατακόρυφα στοιχεία) και Α' ορόφου.

Το κτήριο βρίσκεται επί της όχθης του Μεγάλου Ρέματος του Καρλοβάσου το οποίο αποτελεί μια από τις μεγαλύτερες υδρολογικές λεκάνες του νησιού. Η θεμελίωση, όπως προαναφέρθηκε, αποτελείται από μεμονωμένα πέδιλα διαστάσεων120 x 120 cm, (μικρά με τα σημερινά δεδομένα) που είχαν σχεδιαστεί κυρίως για κατακόρυφα φορτία ακολουθώντας την πρακτική της εποχής. Το έδαφος θεμελίωσης είναι επιφανειακά ιδιαίτερα μαλακό. Ωστόσο το υπέδαφος αποτελείται από πυκνότερα στρώματα μάργας και αργίλου και χαρακτηρίζεται ως κατηγορίας Γ σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000 αλλά και τον ΕC8.





Σχήμα 6: Καμπτική αστοχία στην κεφαλή του υποστυλώματος C1 και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις (άνω) και καμπτική αστοχία στην κεφαλή και στον πόδα του υποστυλώματος C4 (κάτω)



5 API Θ MHTIKH Δ IEPEYNH Σ H

Για τη διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτηρίου έγιναν στατικές και δυναμικές ανελαστικές αναλύσεις. Οι μη γραμμικές στατικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν για να διερευνηθεί ο πιθανός μηχανισμός κατάρρευσης, να υπολογιστεί η καμπύλη ικανότητας, να εκτιμηθεί η μέγιστη μετακίνηση οροφής καθώς και η κατάσταση της κατασκευής στην επιλεγμένη στάθμη επιτελεστικότητας. Στη συνέχεια έγιναν μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας με τις πραγματικές καταγραφές από του σεισμού στη θέση SMG1 στο Βαθύ, για την ακριβέστερη εκτίμηση της σεισμικής απαίτησης κατά τον σεισμό της 30/10/2020. Στην έδραση του προσομοιώματος λαμβάνονται υπόψη δύο διαφορετικές συνθήκες στήριξης: (α) πάκτωση και (β) ελαστική έδραση (με κατάλληλες παραμέτρους δυσκαμψίας), προκειμένου να διερευνηθεί η επιρροή της αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής.

5.1 Αριθμητική προσομοίωση του συστήματος εδάφους-ανωδομής

Το κτήριο επιλύεται ως χωρικό πλαίσιο υπό κατακόρυφα και σεισμικά φορτία με χρήση του λογισμικού Seismostruct [15]. Πρόκειται για λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων, ικανό να υπολογίσει την ευρεία απαίτηση μετακίνησης των χωρικών πλαισίων υπό στατική ή δυναμική φόρτιση λαμβάνοντας υπόψη τόσο τη γεωμετρική μη-γραμμικότητα, όσο και την ανελαστικότητα των υλικών.

Ο φέρων οργανισμός του κτηρίου προσομοιώνεται (Σχήμα 7) με γραμμικά στοιχεία και οι πλάκες θεωρούνται απαραμόρφωτες στο επίπεδό τους (διαφραγματική λειτουργία). Η προσομοίωση των δοκών, υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων του κτηρίου έγινε με στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας. Το μοντέλο των Mander et al. [16], τροποποιημένο από τους Martinez-Rueda and Elnashai [17], επιλέχθηκε για το περισφιγμένο και απερίσφιγκτο σκυρόδεμα, ενώ το μοντέλο των Menegotto-Pinto [18] επιλέχθηκε για τις ράβδους του οπλισμού. Η μάζα του κτηρίου υπολογίσθηκε από τα μόνιμα και κινητά φορτία που εκτιμάται ότι επέδρασαν κατά τη διάρκεια του σεισμού.



Σχήμα 7: Προσομοίωμα του κτηρίου (Seismostruct).



Η μέση θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος B160 ελήφθη σύμφωνα με τις ερήμην τιμές του ΚΑΝΕΠΕ [19] ίση με 13 MPa, ενώ η μέση εφελκυστική αντοχή του χάλυβα St I θεωρήθηκε 280 MPa.

Οπως αναφέρθηκε παραπάνω, στο ισόγειο η τοιχοποιία –όπου υπάρχει- είναι δρομική πάχους 0.10 m, υπέστη βλάβες στον σεισμό και δεν λήφθηκε υπόψη στο προσομοίωμα, λόγω αυξημένης λυγηρότητας και κινδύνου πρόωρης αστοχίας εκτός επιπέδου, όπως αναφέρεται και στον ΚΑΝΕΠΕ [19]. Στον όροφο η τοιχοποιία είναι μπατική πάχους 0.20 m και η θλιπτική αντοχή της λήφθηκε ίση με 2.0 MPa. Η προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων έγινε με το προσομοίωμα αυτό χρησιμοποιεί ισοδύναμους συνδέσμους για την ανελαστική συμπεριφορά της τοιχοποιίας η οποία υποβάλλεται σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Το κάθε φάτνωμα αποτελείται από 6 συνδέσμους. Σε κάθε διαγώνιο υπάρχουν 2 παράλληλοι σύνδεσμοι που παραλαμβάνουν αξονικό φορτίο και ένα ελατήριο για να μεταφέρει το διατμητικό φορτίο. Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι λειτουργούν μόνο σε θλίψη, συνεπώς, η ενεργοποίησή τους εξαρτάται από την παραμόρφωση της τοιχοπλήρωσης. Το πάχος του θλιπτήρα είναι όσο το πάχος της τοιχοποιίας.

Το πλάτος του ισοδύναμου διαγώνιου θλιπτήρα υπολογίστηκε σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ [19], ίσο με 0.15 L, όπου L το μήκος της διαγωνίου. Στα φατνώματα με ανοίγματα, υπήρξε κατάλληλη μείωση των χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας μέσω μείωσης του πλάτους του ισοδύναμου διαγώνιου θλιπτήρα για να ληφθεί υπόψη η επιρροή των ανοιγμάτων στην τοιχοποιία. Χρησιμοποιήθηκε ο μειωτικός συντελεστής λ [21] με τον οποίο πολλαπλασιάστηκε το ισοδύναμο πλάτους του θλιπτήρα:

$$\lambda = 1 - 2 \,\alpha_w^{0.54} + \alpha_w^{1.14} \tag{1}$$

όπου a_w είναι το ποσοστό της επιφάνειας των ανοιγμάτων προς την επιφάνεια της τοιχοποιίας.

Όσον αφορά τις συνθήκες στήριξης του κτηρίου στις αναλύσεις που λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής, για την προσομοίωση της ελαστικής βάσης χρησιμοποιήθηκαν κλειστές λύσεις υπολογισμού της δυναμικής δυσκαμψίας μεμονωμένων πεδίλων από ανάλυση παλινδρόμησης βασισμένη σε πεπερασμένα και συνοριακά στοιχεία [22]. Η ταχύτητα διατμητικών κυμάτων του μαλακού επιφανειακού στρώματος εκτιμάται σε $V_s = 160$ m/s ενώ η πυκνότητά του λαμβάνεται $\rho_s = 1.8$ Mg/m³.

Με βάση τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των μεμονωμένων θεμελίων (Σχήμα 8) προκύπτουν τιμές στατικής δυσκαμψίας που αποτελούν τα χαρακτηριστικά των σημειακών ελατήριων, μετακίνησης και στροφής, που τοποθετούνται στη βάση κάθε κατακόρυφου στοιχείου. Οι τιμές αυτές είναι: για κατακόρυφη παλινδρόμηση $K_z = 125$ MN/m, για διαμήκη και εγκάρσια παλινδρόμηση $K_x = K_y = 102$ MN/m, και για περιστροφική ταλάντωση $K_{rx} = K_{ry} = 36$ MNm/rad. Πρέπει να σημειωθεί ότι οι τιμές αυτές είναι χαμηλότερες από αυτές των θεμελίων ενός κτηρίου κατασκευασμένου με τους σύγχρονους κανονισμούς οι οποίες, αναμενόμενα, θα είχαν μεγαλύτερες διαστάσεις.

Από την ιδιομορφική ανάλυση για το πακτωμένο κτήριο προκύπτει ότι οι δύο κύριες ιδιομορφές είναι μεταφορικές στις διευθύνσεις x-x (μεγάλη) και y-y (μικρή) του κτηρίου με ιδιοπεριόδους 0.384s και 0.377s και με ποσοστά συμμετοχής άνω του 97% και στις δύο περιπτώσεις.



Οι αντίστοιχες τιμές για το κτήριο με ελαστική στήριξη στη βάση είναι 0.492 s και 0.486 s στις διευθύνσεις x-x και y-y και ποσοστά συμμετοχής 95% περίπου. Παρατηρείται ότι λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής προκύπτει σημαντική αύξηση στις ιδιοπεριόδους κατά 26% περίπου. Από το Σχήμα 3 προκύπτει ότι οι τιμές ιδιοπεριόδων του ελαστικά εδραζόμενου κτηρίου βρίσκονται πολύ κοντά στις ιδιοπεριόδους που τα φάσματα της καταγραφής του σεισμού στο Βαθύ λαμβάνουν τις μέγιστες τους τιμές.

5.2 Μη γραμμικές στατικές αναλύσεις

Οι μη-γραμμικές στατικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με ομοιόμορφη και τριγωνική κατανομή των πλευρικών δυνάμεων και στις δύο διευθύνσεις του κτηρίου, διαμήκη και εγκάρσια. Στο Σχήμα 9 παρουσιάζεται η καμπύλη ικανότητας (αντίστασης) του κτηρίου στις δύο διευθύνσεις του για τριγωνική κατανομή πλευρικών δυνάμεων, με και χωρίς συνυπολογισμό της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής (SSI). Επίσης παρουσιάζεται η διγραμμική προσέγγιση της καμπύλης και η αναμενόμενη μετακίνηση. Όπως φαίνεται στο σχήμα, η αντοχή της κατασκευής καθώς και η απαίτηση στις δύο διευθύνσεις είναι παρόμοιες (η αντοχή στην εγκάρσια διεύθυνση είναι λίγο μεγαλύτερη από ότι στη διαμήκη), ενώ το αντίθετο συμβαίνει με την απαίτηση, που είναι ελάχιστα αυξημένη στην διαμήκη διεύθυνση. Παρόμοια συμπεριφορά παρατηρείται και με την ομοιόμορφη κατανομή των πλευρικών δυνάμεων.







Οι πρώτες πλαστικές αρθρώσεις σε υποστυλώματα του ισογείου αρχίζουν να σχηματίζονται σε μετακίνηση οροφής 26 mm περίπου. Η στοχευόμενη μετακίνηση χωρίς συνυπολογισμό της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής (SSI), εκτιμώμενη για στάθμη επιτελεστικότητας B1 "Σημαντικές Βλάβες" (10% πιθανότητα υπέρβασης στα 50 χρόνια), είναι 63 mm για τριγωνική κατανομή πλευρικών δυνάμεων, στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις του κτηρίου για το φάσμα του EC8, για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2 ($a_{gR} = 0.24$ g), σπουδαιότητα Σ2, έδαφος κατασκευής, η στοχευόμενη μετακίνηση και κυμαίνεται από 75 έως 78 mm. Σε αυτές τις μετακινήσεις παρουσιάζουν αστοχία από κάμψη όλα τα υποστυλώματα ισογείου, τόσο στο πακτωμένο κτήριο (Σχήμα 10) όσο και στο κτήριο στο οποίο λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής (Σχήμα 11), δηλαδή σε όλα τα υποστυλώματα στα οποία



Διεύθυνση x-x

Διεύθυνση y-y



(β) Διατμητικές αστοχίες

Σχήμα 10: (α) Καμπτικές και (β) διατμητικές αστοχίες κατά την στατική ανελαστική ανάλυση στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις του πακτωμένου κτηρίου, στη στοχευόμενη μετακίνηση (με κόκκινο χρώμα επισημαίνονται οι καμπτικές και με μπλε οι διατμητικές αστοχίες).



Σχήμα 11: (α) Καμπτικές και (β) διατμητικές αστοχίες κατά την στατική ανελαστική ανάλυση στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις του κτηρίου με αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής, στην στοχευόμενη μετακίνηση (με κόκκινο χρώμα επισημαίνονται οι καμπτικές και με μπλε οι διατμητικές αστοχίες).



παρατηρήθηκαν βλάβες από τον σεισμό. Στη στοχευόμενη μετακίνηση παρουσιάζονται και διατμητικές αστοχίες σε δύο υποστυλώματα του ισογείου, για την περίπτωση του πακτωμένου κτηρίου, ενώ δεν παρουσιάζεται καμία διατμητική αστοχία στην περίπτωση του κτηρίου με ελαστικές στηρίξεις. Στην πραγματικότητα, όπως αναφέρθηκε παραπάνω, δεν παρατηρήθηκαν στο κτήριο διατμητικές αστοχίες από τον σεισμό.

5.2 Μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας

Για την κατανόηση της συμπεριφοράς της κατασκευής κατά το σεισμό της 30^{ης} Οκτωβρίου 2020 έγιναν μη γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας. Χρησιμοποιήθηκαν τα επιταχυνσιογραφήματα από τη σεισμική καταγραφή στον σταθμό του ΙΤΣΑΚ στο Βαθύ (Σχήμα 2). Στο κτήριο επιβάλλονται ταυτόχρονα και οι δύο συνιστώσες του σεισμού και εναλλάσσονται στις δυο κύριες διευθύνσεις του κτηρίου.

Στο Σχήμα 12 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής ισογείου και ορόφου από τη μη γραμμική δυναμική ανάλυση με ταυτόχρονη διέγερση στις δύο διευθύνσεις του κτηρίου: (α) στην περίπτωση που η συνιστώσα N42E επιβάλλεται στην διεύθυνση x-x του κτηρίου (μεγάλη πλευρά) και η συνιστώσα N48W στην διεύθυνση y-y του κτηρίου (μικρή πλευρά) και (β) όταν οι συνιστώσες N42E και N48W επιβάλλονται στις πλευρές y-y και x-x αντίστοιχα. Η μέγιστη μετακίνηση προκύπτει για την δεύτερη περίπτωση και είναι 38 mm για το κτήριο με ελαστική έδραση. Οι μετακινήσεις αυτές



(β) Συνιστώσα N48W στην διεύθυνση x-x και συνιστώσα N42E στην διεύθυνση y-y του κτηρίου Σχήμα 12: Χρονοϊστορίες μετακίνησης οροφής ισογείου και ορόφου από μη γραμμική δυναμική ανάλυση με και χωρίς συνυπολογισμό της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής (SSI).



είναι λίγο μικρότερες από τις στοχευόμενες μετακινήσεις που υπολογίσθηκαν από τις στατικές ανελαστικές μεθόδους όπως άλλωστε θα ανέμενε κανείς με βάση τις μετρημένες επιταγχύνσεις σε σχέση με τις προβλεπόμενες στους σύγχρονους κανονισμούς.

Στο Σχήμα 13 συγκρίνονται οι χρονοϊστορίες μετακινήσεων οροφής του κτηρίου από τη μη γραμμική δυναμική ανάλυση με την διέγερση N42E στην διεύθυνση x-x, για τις δύο διευθύνσεις του κτηρίου, με και χωρίς αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής. Οι μετακινήσεις στην εγκάρσια διεύθυνση είναι μεγαλύτερες σ' αυτήν την περίπτωση. Επίσης το πακτωμένο κτήριο έχει μικρότερες μετακινήσεις, όπως επίσης είναι αναμενόμενο.

Στο Σχήμα 14 παρουσιάζονται οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων για την διέγερση N42E στην διεύθυνση x-x και την N48W στην διεύθυνση y-y του κτηρίου. Διαπιστώνεται ότι η μέγιστη σχετική μετακίνηση παρουσιάζεται στο ισόγειο, ενώ στον όροφο η σχετική μετακίνηση είναι πολύ μικρή. Αυτό μπορεί να φανεί και από τις μετακινήσεις στις δύο στάθμες που είναι παρόμοιες, καθώς οι τοιχοπληρώσεις καθιστούν δύσκαμπτο τον όροφο και το κτήριο παρουσιάζει μαλακό όροφο στο ισόγειο. Οι μεγάλες σχετικές μετακινήσεις στο ισόγειο ταυτοποιούν τις εκτενείς βλάβες που παρατηρήθηκαν στο ισόγειο, ενώ οι πολύ μικρές σχετικές μετακινήσεις στον όροφο αιτιολογούν την απουσία βλαβών σ' αυτήν την στάθμη. Οι σχετικές μετακινήσεις είναι μεγαλύτερες στο προσομοίωμα στο οποίο λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευές. Στο Σχήμα 15 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες του ποσοστού σχετικής μετακίνησης του ισογείου με και χωρίς αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής για τις δύο διευθύνσεις, για διέγερση με την συνιστώσα N42E στην διεύθυνση x-x του κτηρίου (μεγάλη πλευρά) και την συνιστώσα N48W στην διεύθυνση y-y του κτηρίου (μικρή πλευρά). Οι σχετικές μετακινήσεις του ισογείου είναι μεγάλες και στην περίπτωση του κτηρίου με αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής σημαντικά αυξημένες σε σχέση με το πακτωμένο κτήριο. Επιπλέον, οι σχετικές μετακινήσεις είναι μεγαλύτερες στην εγκάρσια διεύθυνση του κτηρίου γεγονός που υποδηλώνει ότι αυτή είναι η ασθενής διεύθυνση της κατασκευής. Η μέγιστη τιμή για το ποσοστό της σχετικής μετακίνησης είναι 1.03% στην στάθμη του ισογείου για το πακτωμένο κτήριο στην εγκάρσια διεύθυνση, ενώ για το κτήριο με την ελαστική έδραση η τιμή του είναι 1.34%, δηλαδή αυξάνεται κατά 30% εξαιτίας του ρόλου του εδάφους. Παρόμοια αποτελέσματα προκύπτουν και όταν οι συνιστώσες της σεισμικής διέγερσης επιβάλλονται στις άλλες διευθύνσεις του κτηρίου.









Σχήμα 14:. Χρονοϊστορίες σχετικών μετακινήσεων στο ισόγειο και στον όροφο, στην διαμήκη διεύθυνση του κτηρίου από μη γραμμική δυναμική ανάλυση (α) χωρίς και (β) με συνυπολογισμό της αλληλεπίδρασης εδάφουςκατασκευής (SSI).



Σχήμα 15: Χρονοϊστορίες σχετικών μετακινήσεων στο ισόγειο, στις δύο διευθύνσεις του κτηρίου από μη γραμμική δυναμική ανάλυση χωρίς και με συνυπολογισμό της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής (SSI).

Στην περίπτωση του πακτωμένου κτηρίου, διαρρέουν όλα τα υποστυλώματα του ισογείου αλλά αστοχεί μόνο το πίσω γωνιακό υποστύλωμα σε κάμψη και τα δύο πίσω γωνιακά σε διάτμηση για την μη γραμμική δυναμική ανάλυση με ταυτόχρονη διέγερση στις δύο διευθύνσεις του κτηρίου όταν η συνιστώσα N42E επιβάλλεται στην διεύθυνση x-x του κτηρίου (μεγάλη πλευρά) και η συνιστώσα N48W στην διεύθυνση y-y του κτηρίου (μικρή πλευρά) (Σχήμα 16). Όταν οι συνιστώσες N42E και N48W επιβάλλονται στις πλευρές y-y και x-x αντίστοιχα, δεν αστογεί κανένα υποστύλωμα σε κάμψη, ενώ αστοχούν δύο υποστυλώματα σε διάτμηση (Σχήμα 17). Αντίθετα, στην περίπτωση που λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής (η οποία άλλωστε αποτυπώνει και πιο ρεαλιστικά την πραγματική συνθήκη) αστοχούν σε κάμψη όλα τα υποστυλώματα του ισογείου εκτός από τα πίσω δύο γωνιακά ή το μπροστινό γωνιακό (ανάλογα με το ποια συνιστώσα επιβάλλεται σε κάθε διεύθυνση), ενώ αντίθετα δεν αστοχεί κανένα υποστύλωμα σε διάτμηση (Σχήματα 16 και 17). Οι παρατηρήσεις αυτές συμφωνούν σε μεγάλο βαθμό την σοβαρότητα και την έκταση των βλαβών που υπέστη το κτήριο κατά τον σεισμό του Οκτωβρίου 2020. Στην περίπτωση αυτή, οι βλάβες παρατηρούνται στα δύο μπροστινά γωνιακά υποστυλώματα, στα υπόλοιπα μπροστινά υποστυλώματα καθώς και στα περιμετρικά πίσω υποστυλώματα.

Συνολικά, από τις ανελαστικές αναλύσεις χρονοϊστορίας, προκύπτει ότι στην περίπτωση που το κτήριο ληφθεί πακτωμένο στην βάση του, προκύπτουν διατμητικές αστοχίες, οι οποίες όμως



δεν παρατηρήθηκαν στην πράξη, καθώς και περιορισμένες καμπτικές αστοχίες, σε αντίθεση με την πραγματική τους έκταση. Το αντίθετο συμβαίνει στην περίπτωση που ληφθεί υπόψη η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής όπου παρατηρείται συμφωνία αριθμητικής αποτίμησης και πραγματικών βλαβών. Σ' αυτήν την περίπτωση προκύπτουν καμπτικές αστοχίες σε όλα σχεδόν τα υποστυλώματα του ισογείου, και καμία διατμητική αστοχία, όπως ακριβώς ήταν οι παρατηρούμενες βλάβες από τον σεισμό της $30^{η_{\rm S}}$ Οκτωβρίου 2022.



Σχήμα 16: (a) Καμπτικές και (β) διατμητικές αστοχίες κατά την δυναμική ανελαστική ανάλυση. σε πακτωμένο και ελαστικά εδραζόμενο προσομοίωμα. Η συνιστώσα N42E επιβάλλεται στην μεγάλη πλευρά (x-x) και η συνιστώσα N48W στην μικρή πλευρά του κτηρίου (y-y). (κόκκινο: καμπτικές, μπλε: διατμητικές αστοχίες).



Σχήμα 17: (α) Καμπτικές και (β) διατμητικές αστοχίες κατά την δυναμική ανελαστική ανάλυση σε πακτωμένο και ελαστικά εδραζόμενο προσομοίωμα. Η συνιστώσα N48W επιβάλλεται στην μεγάλη πλευρά (x-x) και η συνιστώσα N42E στην μικρή πλευρά του κτηρίου (y-y). (κόκκινο: καμπτικές, μπλε: διατμητικές αστοχίες).



6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην εργασία αυτή παρουσιάζεται αναλυτικά η απόκριση ενός διώροφου κτηρίου από ΩΣ θεμελιωμένου επί μαλακού, ενδόσιμου εδάφους στο Καρλόβασι κατά τον σεισμό της Σάμου, της 30 Οκτωβρίου 2020. Συγκρίνονται αποτελέσματα αναλύσεων με και χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής. Προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

1. Ο ρόλος της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής αποδεικνύεται ιδιαίτερα σημαντικός για το συγκεκριμένο κτήριο. Λαμβάνοντας υπόψη ελαστικές συνθήκες στήριξης αυξάνει η ιδιοπερίοδος του κτηρίου και προκύπτουν σημαντικά μεγαλύτερες ανηγμένες σχετικές μετακινήσεις ορόφων και απαιτήσεις πλαστιμότητας δομικών στοιχείων που αιτιολογούν πολύ καλά τις βλάβες που παρατηρήθηκαν. Οι βλάβες που προκύπτουν μέσω της ρεαλιστικότερης προσομοίωσης του εδάφους προσεγγίζουν πολύ καλά τον τύπο και το βαθμό βλάβης που παρατηρήθηκε, κυρίως καμπτική αστοχία σε υποστυλώματα του ισογείου. Αντίθετα η προσομοίωση με άκαμπτη στήριξη δεν δίνει καμπτικές αστοχίες αλλά μόνο διατμητικές -που δεν παρατηρήθηκαν- σε μικρότερο αριθμό στοιχείων.

2. Οι μετακινήσεις που προέκυψαν από τις ανελαστικές στατικές αναλύσεις είναι μεγαλύτερες κατά 40-50% σε σχέση με τις μετακινήσεις των μη γραμμικών αναλύσεων στο πεδίο του χρόνου υπό την θεώρηση ελαστικής έδρασης. Οι βλάβες που εμφανίστηκαν στα κατακόρυφα στοιχεία του ισογείου επαληθεύονται από τις αναλύσεις. Ωστόσο και οι δύο μέθοδοι υπέδειξαν και θέσεις αστοχιών στις οποίες δεν παρατηρήθηκαν βλάβες. Αυτό πιθανόν οφείλεται στην υπεραντοχή ορισμένων υλικών (κυρίως χάλυβα οπλισμού) σε σχέση με την ονομαστική τιμή που λήφθηκε υπόψη για την προσομοίωση του φορέα.

3. Η απουσία βλαβών στον όροφο του κτηρίου οφείλεται στην παρουσία ισχυρής τοιχοποιίας σε αντίθεση με το ισόγειο (μαλακός όροφος) αναδεικνύοντας το ρόλο της στην απόκριση κατασκευών σχεδιασμένων με παλαιότερους κανονισμούς.

4. Σε αντίθεση με τη γενικότερη αντίληψη ότι η αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής είναι ένα πολύπλοκο ζήτημα ερευνητικού ενδιαφέροντος και οφείλει να λαμβάνεται υπόψη μόνο σε κατασκευές υψηλής σπουδαιότητας, από την συγκεκριμένη μελέτη προκύπτει ότι τα φαινόμενα αλληλεπίδρασης μπορεί να είναι εξίσου σημαντικά και σε συνήθεις κατασκευές απομειώνοντας κατά περίπτωση δραστικά τη σεισμική τους επιτελεστικότητα. Δεδομένης της ανάπτυξης των υπολογιστικών εργαλείων αλλά και την πληθώρα απλουστευτικών μεθόδων προσομοίωσης της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής, κρίνεται σκόπιμη η συστηματικότερη συνεκτίμησή τους ακόμη και σε συνήθεις περιπτώσεις σχεδιασμού και αποτίμησης.

7 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- 1. Cetin, K.O., Mylonakis G., Sextos A., Stewart J.P. (report coordinators) (2020). Seismological and engineering effects of the M 7.0 Samos Island (Aegean Sea) Earthquake, GEER Report 069, Hellenic Association of Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Association of Turkey, Earthquake Foundation of Turkey, Earthquake Engineering Research Institute, Geotechnical Extreme Event Reconnaissance Association, https://doi.org/10.18118/G6H088.
- 2. Institute of Engineering Seismology and Earthquake Engineering (2020). Earthquake North of Samos Island (Greece) of 30/10/2020, Preliminary Report, Thessaloniki.



- Papadimitriou, P., Kapetanidis, V., Karakonstantis, A., Spingos, I., Kassaras, I., Sakkas, V., Kouskouna, V., Karatzetzou, A., Pavlou, K., Kaviris, G., Voulgaris, N., (2020). First results on the M=6.9 Samos earthquake of October 2020. Bull. Geol. Soc. Greece, 56(1), 251-279. https://doi.org/10.12681/bgsg.25359
- 4. Triantafyllou, I., Gogou, M., Mavroulis, S., Katsetsiadou, K.-N., Lekkas, E, Papadopoulos, G.A., 2020. The tsunami caused by the 30 October 2020 Samos (Greece), East Aegean Sea, M6.9 earthquake: impact assessment from post event field survey and video records. Report published at EMSC: https://edcm.edu.gr/images/docs/2020/Samos2020-TSUNAMI-REPORT.pdf
- Vadaloukas, G., Vintzileou, E., Ganas, A., Giarlelis, C., Ziotopoulou, K., Theodoulidis, N., Karasante, I., Margaris, B., Mylonakis, G., Papachristidis, A., Repapis, C., Psarropoulos, P., Sextos, A., (2020). Samos Earthquake of 30th October, 2020. Preliminary Report of the Hellenic Association for Earthquake Engineering, Athens, Greece. https://doi.org/10.13140/RG.2.2.22609.76644
- 6. Ganas, A., Elias P, Briole P, et al. (2020). Fault responsible for Samos earthquake identified, Temblor, http://doi.org/10.32858/temblor.134
- 7. Erdik M, Demircioğlu MB, Cüneyt T (2020). Forensic analysis reveals the causes of building damage in İzmir in the Oct. 30 Aegean Sea earthquake, Temblor, http://doi.org/10.32858/temblor.139
- 8. Βασιλικόν Διάταγμα (1959) Περί Αντισεισμικών Κανονισμών Οικοδομικών Έργων, ΦΕΚ 36/Α/19.2.1959.
- 9. Παπαζάχος Β., Παπαζάχου Κ. Οι σεισμοί της Ελλάδας, Εκδόσεις Ζήτη, 2η εκδ. Θεσσαλονίκη, 2003.
- 10. Σπυρόπουλος Π. Χρονικό των σεισμών της Ελλάδος. Εκδόσεις Δωδώνη, Αθήνα-Ιωάννινα, 1997.
- Cetin, K., Papadimitriou, A. Altun, S., Pelekis, P., Unutmaz, B., Rovithis, E., Akgun, M., Klimis, N., Askan, A., Ziotopoulou, K., Sezer, A., Kıncal, C., Ilgaç, M., Can, G., Çakır, E., Soylemez, B., Al-Suhaily, A., Elsaid, A., Zarzour, M., Mylonakis, G. (2021). The role of site effects on elevated seismic demands and corollary structural damage during the October 30, 2020, M7.0 Samos Island (Aegean Sea) Earthquake. Bulletin of Earthquake Engineering. 1-30. 10.1007/s10518-021-01265-z.
- 12. CEN. Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance (EN 1998). Brussels, 2004.
- 13. ΟΑΣΠ. Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ 2000), 2003.
- 14. Anagnostopoulos, S., Rinaldis, D., Lekidis, V., Margaris, V. and Theodoulidis, N. The Kalamata, Greece, earthquake of September 13, 1986, *Earthquake Spectra*, 1987, no 3, pp 365-402.
- 15. Seismosoft Ltd. Seismostruct, Pavia, Italy, 2022.
- 16. Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *ASCE Journal of structural engineering*, 1988, 114(8), 1804–1826.
- 17. Martinez-Rueda, J.E. and Elnashai, A.S. Confined concrete model under cyclic load. *Materials and Structures*, 1997, 30(3), 139-147.
- Menegotto, M., Pinto, P.E. Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending. Symposium on the Resistance, Ultimate Deformability of Structures acted on by Well Defined Repeated Loads, IABSE, Zurich, Switzerland, 1973.
- 19. ΟΑΣΠ. Κανονισμός Επεμβάσεων. 3η Αναθεώρηση, Αθήνα, 2022.
- 20. Crisafulli, F.J. Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills. Ph.D. Dissertation, University of Canterbury, New Zealand, 1997.
- 21. Asteris, P.G. Lateral stiffness of brick masonry infilled plane frames, *Journal of Structural Engineering*, *ASCE*, 2003; 129(8): 1071-1079.
- 22. Mylonakis, G., Nikolaou, S., Gazetas, G. Footings under Dynamics Loads: Analysis and Design Issues with Emphasis on Bridge Foundations. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2006, pp.1-30.