



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΜΕΝΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

ΘΩΜΑΣ ΙΩΑΝΝΙΔΗΣ

Επιβλέπων Καθηγητής: Χαράλαμπος Μουζάκης

Αναπληρωτής Καθηγητής Ε.Μ.Π.

ΑΘΗΝΑ, ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2023

Copyright © Θωμάς Ιωαννίδης, 2023

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση σε αρχείο πληροφοριών, διανομή, αναπαραγωγή, μετάφραση ή μετάδοση της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό, υπό οποιαδήποτε μορφή και με οποιοδήποτε μέσο επικοινωνίας, ηλεκτρονικό ή μηχανικό, χωρίς την προηγούμενη έγγραφη άδεια του συγγραφέα. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν στη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τον συγγραφέα.

Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από τη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

Copyright © Thomas Ioannidis, 2023

All Rights Reserved

Neither the whole nor any part of this diploma thesis may be copied, stored in a retrieval system, distributed, reproduced, translated, or transmitted for commercial purposes, in any form or by any means now or hereafter known, electronic or mechanical, without the written permission from the author. Reproducing, storing and distributing this thesis for non-profitable, educational or research purposes is allowed, without prejudice to reference to its source and to inclusion of the present text. Any queries in relation to the use of the present thesis for commercial purposes must be addressed to its author.

Approval of this diploma thesis by the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens (NTUA) does not constitute in any way an acceptance of the views of the author contained herein by the said academic organisation (L. 5343/1932, art. 202)

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Με την ολοκλήρωση της διπλωματικής μου εργασίας οφείλω αρχικά να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή κ. Χαράλαμπο Μουζάκη που μου ανέθεσε την παρούσα εργασία, δίνοντάς μου την ευκαιρία να ασχοληθώ και να εμβαθύνω στο αντικείμενο των τοιχοπληρώσεων.

Θα ήθελα επίσης να ευχαριστήσω την Δρ. Λουτσία Καράπιττα για την επιστημονική της καθοδήγηση και βοήθεια καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης της διπλωματικής.

Τέλος, θέλω να ευχαριστήσω την οικογένεια μου και τους φίλους μου για την υποστήριξη τους όλο αυτό το διάστημα.

Αθήνα, Οκτώβριος 2023

Θωμάς Ιωαννίδης

Πίνακας περιεχομένων

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ.....	III
ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	VII
ABSTRACT.....	VIII
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ – ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ ΣΕ ΚΤΙΡΙΑ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	1
1.1 ΓΕΝΙΚΑ	1
1.2 ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ	2
1.2.1 Ακανονικότητα τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη.....	3
1.2.2 Ακανονικότητα τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος.....	4
1.2.3 Τοπικές επιδράσεις τοιχοπληρώσεων.....	5
1.3 ΜΟΡΦΕΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΠΛΗΡΩΣΗΣ ΚΑΙ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ ΠΛΑΙΣΙΟΥ	8
2. ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ	10
2.1 ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΠΛΗΡΩΣΗΣ.....	10
2.1.1 Κονιάματα τοιχοδομών.....	10
2.1.2 Λιθασώματα – οπτόπλινθοι.....	11
2.2 ΕΠΙΡΡΟΗ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΠΛΗΡΩΣΗΣ	13
2.3 ΠΡΩΡΗ ΑΣΤΟΧΙΑ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ	15
2.4 ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ	16
2.5 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ – ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ	17
2.5.1 Προσομοίωση με χρήση διατμητικού φατνώματος [§7.4.1ζ ₁ ΚΑΝ.ΕΠΕ.].....	19
2.5.2 Προσομοίωση με χρήση θλιβόμενης διαγωνίου [§7.4.1ζ ₂ ΚΑΝ.ΕΠΕ.].....	20
2.5.3 Ερήμην αντιπροσωπευτικές τιμές αντοχής τοιχοπληρώσεων – ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	24
2.6 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ – ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΟ ΜΟΝΤΕΛΟ CRISAFULLI	25
2.6.1 Υστερητική καμπύλη μοντέλου θλιπτήρα – ελκυστήρα.....	26
2.6.2 Υστερητική σχέση για την καμπύλη τέμνουσας.....	27
2.6.3 Πάχος τοιχοποιίας.....	28
2.6.4 Επιφάνεια θλιπτήρα 1 – A_1	28
2.6.5 Επιφάνεια θλιπτήρα 2 – A_2	28
2.6.6 Ισοδύναμο μήκος επαφής h_z	28
2.6.7 Οριζόντια και κατακόρυφη μετάθεση X_{O_i} και Y_{O_i}	29
2.6.8 Ποσοστό δυσκαμψίας που ανατίθεται στην διάτμηση	29
2.7 ΣΤΑΘΜΗ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ ΥΛΙΚΩΝ – ΣΑΔγ	29
3. ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΟΝΩΡΟΦΟΥ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ	31
3.1 ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΚΑΙ ΣΤΟΧΟΙ.....	31
3.2 ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑΣ	31
3.2.1 Περιγραφή προβλήματος.....	31
3.2.2 Υπολογισμός $M - \theta$ διατομών.....	33
3.2.3 Προσομοίωση καμπύλη ικανότητας τοιχοπλήρωσης.....	33
3.2.4 Ελαστοπλαστική ανάλυση – Μέθοδος βήμα προς βήμα.....	34
3.2.5 Pushover – SeismoStruct.....	35
3.3 ΑΝΑΛΥΣΗ “ΓΥΜΝΟΥ” ΠΛΑΙΣΙΟΥ	36
3.3.1 Προσδιορισμός $M - \theta$ διατομών.....	36
3.3.2 Μέθοδος βήμα προς βήμα	39
3.3.3 Ανάλυση Pushover – SeismoStruct.....	40
3.3.4 Σύγκριση αναλύσεων pushover και διαγραμμάτων $M - \theta$	42

3.4	ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΜΕΝΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ	43
3.4.1	Προσδιορισμός $M - \theta$ διατομών.....	43
3.4.2	Προσδιορισμός καμπύλης ικανότητας τοιχοπλήρωσης	45
3.4.3	Μέθοδος βήμα προς βήμα	47
3.4.4	Ανάλυση <i>Pushover</i> – <i>SeismoStruct</i>	47
3.5	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΓΥΜΝΟΥ ΚΑΙ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΜΕΝΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ.....	49
4.	ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΚΑΙ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΔΙΩΡΟΦΟΥ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ ΜΕ ΚΑΙ ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ ΠΛΗΡΩΣΗΣ	50
4.1	ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΤΑΞΗ – ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ	50
4.1.1	Περιγραφή και στόχοι.....	50
4.1.2	Γεωμετρία κατασκευής – πρότυπο κτίριο.....	51
4.1.3	Υλικά κατασκευής	52
4.1.4	Όπλιση δοκιμών.....	53
4.1.5	Φόρτιση δοκιμών.....	54
4.1.6	Ανάλυση και αποτελέσματα δοκιμών.....	55
4.2	ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΔΟΚΙΜΙΟΥ Δ1-R1-BFR	60
4.2.1	Ιδιομορφική ανάλυση	62
4.2.2	Ελαστοπλαστική ανάλυση με τη μέθοδο βήμα προς βήμα	63
4.2.3	Μη γραμμική υπερωθητική ανάλυση με το λογισμικό <i>SeismoStruct</i>	69
4.2.4	Ανάλυση ιστορίας με το λογισμικό <i>SeismoStruct</i>	73
4.2.5	Σύγκριση αποτελεσμάτων.....	78
4.3	ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΔΟΚΙΜΙΟΥ Δ2-R2-BWAB.....	79
4.3.1	Ιδιομορφική ανάλυση	80
4.3.2	Ελαστοπλαστική ανάλυση με τη μέθοδο βήμα προς βήμα	81
4.3.3	Μη γραμμική υπερωθητική ανάλυση με το λογισμικό <i>SeismoStruct</i>	89
4.3.4	Ανάλυση ιστορίας.....	92
4.3.5	Σύγκριση αποτελεσμάτων.....	97
5.	ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ ΣΤΗΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΔΙΩΡΟΦΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ Ο/Σ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΙΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΤΟΥ ΚΑΝ.ΕΠΕ.	98
5.1	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ	98
5.2	ΣΧΕΔΙΑ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ	99
5.3	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΕΑ.....	108
5.3.1	Υλικά κατασκευής	108
5.3.2	Φορτία και μάζα κατασκευής.....	109
5.3.3	Προσδιορισμός καμπύλης $M - \theta$ διατομών.....	111
5.3.4	Προσδιορισμός συμπεριφοράς τοιχοπληρώσεων κτιρίου κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	112
5.4	ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	116
5.5	ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	118
5.6	ΕΛΑΣΤΟΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΒΗΜΑ ΠΡΟΣ ΒΗΜΑ	118
5.7	ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ – ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΩΝ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ	124
6.	ΣΥΝΟΨΗ – ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	131
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	133
	ΕΥΡΕΤΗΡΙΑ.....	134

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως στόχο την διερεύνηση της συμπεριφοράς και της επιρροής των τοιχοπληρώσεων στην αποτίμηση κτιρίων με βάση τις διατάξεις του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 3^η αναθεώρηση 2022). Ως τοιχοποιία πλήρωσης ορίζεται η κατάλληλη διάταξη τοιχοσωμάτων και η μεταξύ τους σύνδεση με κονίαμα που χρησιμοποιείται για την πλήρωση του σκελετού του κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, τόσο σε στοιχεία του εξωτερικού περιβλήματος, όσο και σε εσωτερικά χωρίσματα.

Αρχικά, γίνεται αναφορά στις πιθανές μορφές αστοχίας της τοιχοποιίας πλήρωσης με το περιβάλλον πλαίσιο και στην δυσμενή επίδραση που μπορεί να έχει στο κτίριο. Σε επίπεδο κατασκευής είναι πιθανό να προκληθούν ακανονικότητες τόσο σε κάτοψη, όσο και καθ' ύψος αλλά και σε τοπικό επίπεδο όπως για παράδειγμα αστοχία λόγω κοντού υποστυλώματος.

Στη συνέχεια, παρουσιάζονται εναλλακτικές μέθοδοι προσομοίωσης των τοιχοπληρώσεων. Ακριβέστερη από άποψη αποτελεσμάτων είναι η προσομοίωση του φαινομένου με πεπερασμένα στοιχεία, αλλά μπορεί να γίνει χρήση και της θλιβόμενης διαγώνιας ράβδου προσεγγίζοντας την πραγματική συμπεριφορά σε ικανοποιητικό βαθμό. Έμφαση δίνεται στις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. όσον αφορά την συμπεριφορά και την προσομοίωση της τοιχοπλήρωσης, λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή των ανοιγμάτων και την εξασφάλιση της έναντι πρόωρης αστοχίας εκτός επιπέδου.

Η πρώτη αριθμητική προσομοίωση και ανάλυση γίνεται σε μονώροφο, επίπεδο πλαίσιο. Εξαιτίας του απλού, στατικού του μοντέλου μπορεί να γίνει διερεύνηση της συμπεριφοράς της τοιχοπλήρωσης και μια πρώτη σύγκριση μεταξύ 'γυμνού' και τοιχοπληρωμένου πλαισίου.

Ακολουθεί η πειραματική διαδικασία και η αριθμητική προσομοίωση δώροφου, επίπεδου πλαισίου με και χωρίς τοιχοποιία πλήρωσης. Τα δοκίμια προς ανάλυση είναι μέρος του πειράματος που διενεργήθηκε στο εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.

Τέλος, ερευνάται η επίδραση που έχουν οι τοιχοπληρώσεις στην αποτίμηση υφιστάμενου δώροφου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.. Η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής προκύπτει με την ελαστοπλαστική ανάλυση βήμα προς βήμα και γίνεται σύγκριση με την αντίστοιχη καμπύλη για το μη τοιχοπληρωμένο κτίριο. Η επάρκεια του κτιρίου ελέγχεται για στάθμες επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής και Οιονεί Κατάρρευση.

ABSTRACT

This diploma thesis aims to investigate the behavior and influence of infill wall panels at the assessment of existing structures with the regulations of the Greek code for Structural Interventions – KAN.EPE. (OASP 3rd version, 2022). Masonry infill wall is defined as the appropriate arrangement of bricks and mortar used to fill the surrounding Reinforced Concrete (RC) frame structures.

Initially, there is a reference to the possible forms of failure of infill panels with the surrounding frame and the adverse effect at the building. At the structural level, irregularities are likely to occur both in plan and in height and at the local level failure in shear due to 'short' column.

Furthermore, single – elements methods are presented for the simulation of infill walls. Modelling with finite elements approach aims to provide an accurate description of the structural behavior of the infill wall. Otherwise, the infill panel is idealized as a diagonal beam element. Emphasis is placed on the provision of KAN.EPE. with regard to the behavior and simulation of infill wall, taking into account the influence of openings and ensuring against premature out of plane failure.

The first numerical analysis is performed on a single – storey frame with or not infill panels. Because of its simple, static model, the behavior of the infill can be investigated and a first comparison between with RC and infill frame.

The experimental procedure and the numerical analysis of a two – storey frame with or without infill are described below. The specimens to be analyzed are part of the experiment carried out at the Laboratory of Earthquake of National Technical University of Athens.

Finally, the effect of infill wall at the assessment of existing RC building according to KAN.EPE. The capacity curve of the structure is obtained by the step – by – step analysis and is compared with the corresponding curve for the non – wall infilled building. The adequacy of the building is checked for Significant Damage (SD) and Near Collapse (NC) performance requirements.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ – ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ ΣΕ ΚΤΙΡΙΑ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

1.1 ΓΕΝΙΚΑ

Τοιχοποιία πλήρωσης είναι η κατάλληλη διάταξη τοιχοσωμάτων και η μεταξύ τους σύνδεση με κονίαμα που χρησιμοποιείται για την πλήρωση του σκελετού του κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, τόσο σε στοιχεία του εξωτερικού περιβλήματος, όσο και σε εσωτερικά χωρίσματα. Οι κατασκευές αυτές αντιπροσωπεύουν μεγάλο μέρος του ευρωπαϊκού κτιριακού αποθέματος. Είναι τοιχοποιία κατασκευασμένη από οπτόπλινθους διαστάσεων 6x9x19 και σύνηθες ασβεστοσιμεντοκονίαμα. Τα πλεονεκτήματα της οπτοπλινθοδομής έναντι άλλων υλικών για την πλήρωση πλαισίων είναι το σχετικά χαμηλό κόστος, η ταχύτητα και η ευκολία κατασκευής και η ικανοποιητική θερμομόνωση, υγραμόνωση και ηχομόνωση που προσφέρει. Βασικό μειονέκτημα της είναι η ψαθυρή συμπεριφορά. Οι τοιχοποιίες πλήρωσης θεωρούνται συνήθως μη φέροντα δομικά στοιχεία και σχεδιάζονται για τις λειτουργίες που αναφέρονται παραπάνω, όμως είναι γνωστό ότι συμβάλλουν στην αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής, έναντι του γυμνού πλαισίου. Αυτό είναι λογικό καθώς το δομικό σύνολο που δημιουργείται (πλαίσιο με τοιχοπλήρωση) έχει πολύ διαφορετικά μηχανικά χαρακτηριστικά σε σχέση με το απλό πλαίσιο. Πολλές φορές όμως, η τοιχοπλήρωση μπορεί να γίνει ιδιαίτερα καταστροφική προκαλώντας τοπικές ή γενικές αστοχίες στην κατασκευή.

Οι τοιχοποιίες αναλόγως με τον τρόπο που κατασκευάζονται χωρίζονται στις παρακάτω κατηγορίες:

1. Ορθοδρομική: Έχει πάχος 6 εκατοστά. Παλαιότερα χρησιμοποιούνταν στην κατασκευή τοίχων που δέχονταν συρόμενα (χωνευτά) κουφώματα, για εξοικονόμηση λίγων εκατοστών στο πάχος του τοίχου. Σήμερα για λόγους στατικότητας δεν χρησιμοποιείται.
2. Δρομική: Έχει πάχος 9 εκατοστά. Χρησιμοποιείται για την κατασκευή των εσωτερικών χωρισμάτων. Κατασκευάζοντας δύο σειρές δρομικού τοίχου με θερμομονωτικό υλικό ανάμεσα τους μπορεί να χρησιμοποιηθεί και για εξωτερική τοιχοπλήρωση.
3. Μπατική: Έχει πάχος 19 εκατοστά (μια πλίνθος). Αποτελείται από διπλή σειρά πλίνθων τοποθετημένων κατά μήκος, χωρίς διάκενο μεταξύ τους και συνδεδεμένων με εγκάρσιες πλίνθους. Αντίστοιχα ορίζεται και η υπερμπατική με πάχος μιάμισης πλίνθου.
4. Ψαθωτή: Έχει πάχος 19 εκατοστά. Αποτελείται από δύο ορθοδρομικές πλινθοδομές με διάκενο μεταξύ τους, συνδεδεμένοι με εγκάρσιους πλίνθους.

Στις περισσότερες κατασκευές που είναι κτισμένες παλαιότερες δεκαετίες, παρατηρείται η τοιχοπλήρωση στους εξωτερικούς τοίχους να είναι μπατική, ενώ στους εσωτερικούς δρομική. Η πλειοψηφία είναι κατασκευασμένη από άοπλη τοιχοποιία, είτε διαζωματική με σενάζ. Το σενάζ είναι συνήθως 10 cm με ελάχιστο οπλισμό 2Ø10 άνω και κάτω και συνδετήρες Ø8/25.

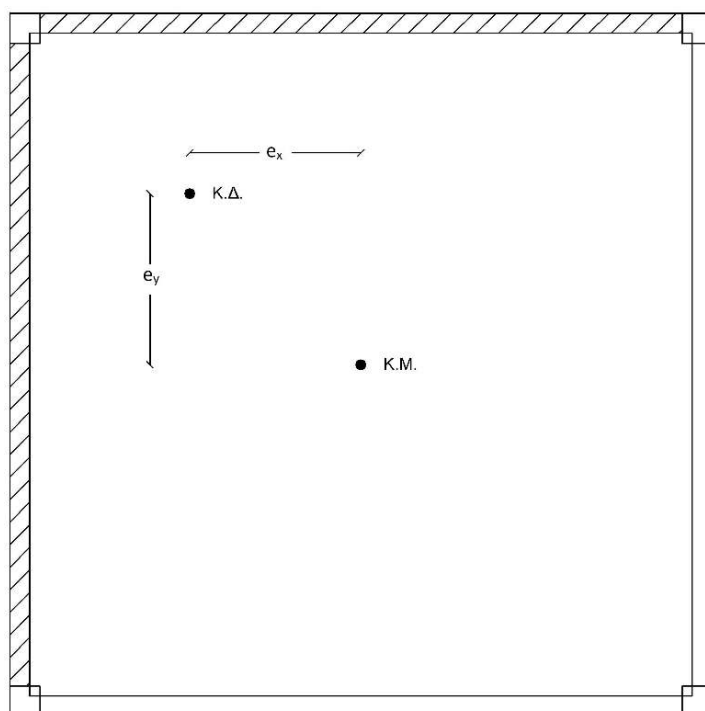
1.2 ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ

Η κατασκευή της τοιχοποιίας πλήρωσης γίνεται μετά από τη σκλήρυνση του σκυροδέματος των πλαισίων και γι' αυτό δεν αναλαμβάνει κατακόρυφα φορτία, εκτός από το ίδιο βάρος της. Για σεισμική διέγερση μπορεί να προσομοιωθεί είτε ως διατμητικό φάτνωμα, είτε ως θλιβόμενη διαγώνια ράβδος (βλ. κεφ. 2.4). Προκειμένου να ληφθεί υπόψη στο προσομοίωμα, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, πρέπει να είναι συνδεδεμένη ή σφηνωμένη τουλάχιστον κατά τις τρεις πλευρές της με στοιχεία του σκελετού, να μην έχει υψηλό ποσοστό ανοιγμάτων και να μην προηγείται εκτός επιπέδου αστοχία. Ο έλεγχος γίνεται σε όρους δυνάμεων ή παραμορφώσεων και μόνο για τις στάθμες επιτελεστικότητας Α ή Β. Για στάθμη επιτελεστικότητας Γ δεν προσομοιώνεται και κατ' επέκταση δεν ελέγχεται. Σύμφωνα με την παράγραφο §5.9.2 και τα παραρτήματα 4.2 και 4.4 του Κανονισμού Επεμβάσεων είναι απαραίτητο να ελέγχεται η δυσμενής επιρροή των τοιχοπληρώσεων (τοπικώς ή γενικώς) και να περιορίζεται. Αυτό συμβαίνει όταν επιφέρουν αύξηση της σεισμικής τέμνουσας ενός τουλάχιστον πρωτεύοντος στοιχείου ή της σεισμικής μετακίνησης ενός ορόφου σε ποσοστό μεγαλύτερο του 15% σε οποιαδήποτε στάθμη του κτιρίου. Για τον υπολογισμό των σεισμικών τεμνουσών εφαρμόζεται ελαστική στατική ανάλυση, όπως παρουσιάζεται στη παράγραφο §5.5 χωρίς καμία προϋπόθεση εφαρμογής. Απαγορεύεται επίσης σύμφωνα με την §5.4.3.γ να λαμβάνονται επιλεκτικά τοιχοποιίες, δηλαδή με διαφορετική κατανομή ανάμεσα στους ορόφους ή σε διαφορετικές θέσεις εντός του κτιρίου. Πρακτικά, η δυσμενής επιρροή τους οφείλεται σε έντονες ακανονικότητες καθ' ύψος ή σε κάτοψη, σε δημιουργία κοντών υποστυλωμάτων, είτε σε επιπλέον ένταση που μπορεί να προκαλέσουν στα άκρα των στύλων. Ακόμη, πολύ δύσκαμπτες τοιχοπληρώσεις σε σχετικά εύκαμπτες πλαισιακές κατασκευές επιφέρουν αλλαγές στα δυναμικά χαρακτηριστικά τους. Προκαλείται μείωση της ιδιοπεριόδου του συστήματος, άρα σημαντική αύξηση των σεισμικών δράσεων που εισάγονται στην κατασκευή. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 – 1, σε περιπτώσεις τοιχοπληρωμένων κτιρίων πρέπει να ληφθεί υπόψη τόσο η αυξημένη αβεβαιότητα που υπάρχει σχετικά με τις αντιστάσεις των φανωμάτων και τη σφήνωση τους στο σκελετό, όσο και ενδεχόμενες ανομοιόμορφες βλάβες που μπορούν να προκληθούν από σεισμό στον κύκλο ζωής του έργου. Για τον λόγο αυτό, λαμβάνονται κατάλληλα κατασκευαστικά μέτρα, όπως η διάταξη συνδέσμων ή

πλεγμάτων για τον περιορισμό των βλαβών, κυρίως σε περιπτώσεις μεγάλων ανοιγμάτων ή λυγερών φατνωμάτων (h/t ή $l/t > 15$).

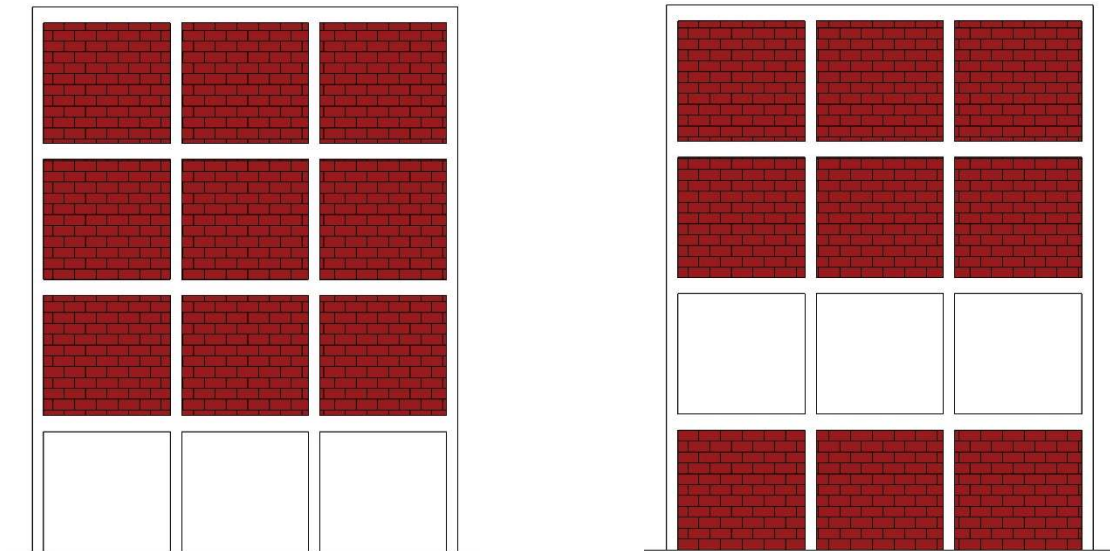
1.2.1 ΑΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ ΣΕ ΚΑΤΟΨΗ

Σε περιπτώσεις κτιρίων με ορθογωνικές κατόψεις μπορούν να δημιουργηθούν προβλήματα ακανονικότητας εξαιτίας της διάταξης των τοίχων πλήρωσης. Χαρακτηριστικό παράδειγμα ισόγειες κατόψεις με ισχυρή μπατική τοιχοποιία σε μία ή δύο πλευρές ενώ οι υπόλοιπες ανοικτές είτε με τζαμαρία. Η ασύμμετρη αυτή διάταξη μετατοπίζει το κέντρο δυσκαμψίας του ορόφου, δημιουργώντας μεγάλες εκκεντρότητες και στρεπτική καταπόνηση της κατασκευής. Σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων, σε ορισμένες περιπτώσεις επιβάλλεται παραμετρική διερεύνηση της επιρροής των πλινθοπληρώσεων με συνεκτίμηση ορισμένων και όχι όλων των φατνωμάτων ή/και σημαντική επαύξηση της τυχηματικής εκκεντρότητας ορόφου υπό σεισμική δράση.



Σχήμα 1-1. Κάτοψη με τοιχοπληρώσεις σε δύο συνεχόμενες πλευρές .

1.2.2 ΑΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ



Σχήμα 1-2. Ανομοιόμορφη κατανομή τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος.

Μια συνηθισμένη πρακτική στην κατασκευή πολυώροφων κτιρίων ήταν η διαμόρφωση ανοικτού ισογείου - πιλοτή και πλήρως τοιχοπληρωμένα πλαίσια στους υπόλοιπους ορόφους. Ο Γενικός Οικοδομικός Κανονισμός (Γ.Ο.Κ.) παρείχε την δυνατότητα εφαρμογής μια τέτοιας λύσης, με αποτέλεσμα να είναι πολύ διαδεδομένη στον ελλαδικό χώρο, τόσο για θέματα αρχιτεκτονικής και αισθητικής, όσο και για θέματα λειτουργίας αφού μπορεί να αξιοποιηθεί ως χώρος στάθμευσης των ενοίκων της πολυκατοικίας. Στην ίδια κατηγορία κτιρίων με ελεύθερο ισόγειο ανήκουν και χώροι καταστημάτων ή γραφείων που οι τοιχοπληρώσεις έχουν αντικατασταθεί από τζαμαρίες. Η διαμόρφωση πιλοτής όμως έχει προβληματική συμπεριφορά υπό σεισμική δράση. Η απότομη μεταβολή δυσκαμψίας μεταξύ των ορόφων προκαλεί μεγάλες ανελαστικές μετακινήσεις και συγκέντρωση παραμορφώσεων στο ισόγειο με αποτέλεσμα την αστοχία των υποστυλωμάτων και την κατάρρευση του ισογείου. Το φαινόμενο του μαλακού ορόφου μπορεί να συμβεί σε οποιοδήποτε όροφο παρουσιαστεί ακανονικότητα των τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος.

Σε δυσμενείς περιπτώσεις ανοικτών ορόφων ή απομείωσης των τοίχων, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. επιβάλλει αύξηση των εντατικών μεγεθών κατά πολλαπλασιαστικό συντελεστή η , μόνο όταν έχει τιμές μεγαλύτερες του 1.1.

$$\eta = 1 + \frac{\Delta V_{Rw}}{\Delta V_{Sd}} \leq q \quad (1.1)$$

όπου,

ΔV_{Rw} η συνολική μείωση της διατμητικής δύναμης των τοιχοπληρώσεων στον συγκεκριμένο όροφο, σε σύγκριση με τον υπερκείμενο όροφο

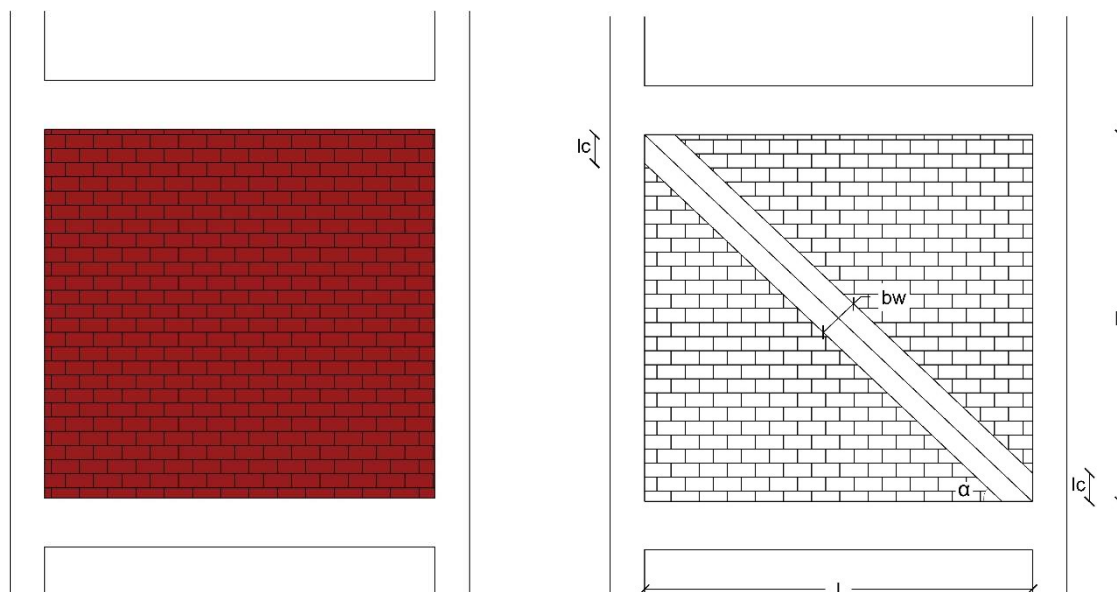
ΔV_{sd} η συνολική σεισμική τέμνουσα για όλα τα κατακόρυφα πρωτεύοντα στοιχεία του συγκεκριμένου ορόφου



Σχήμα 1-3. Κατάρρευση κτιρίων λόγω ακανονικότητας καθ' ύψος – Σεισμός Izmit $M = 7.4$ (αριστερά), σεισμός Kobe $M = 6.8$ (δεξιά).

1.2.3 ΤΟΠΙΚΕΣ ΕΠΙΔΡΑΣΕΙΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ

1.2.3.1 ΜΟΝΟΠΛΕΥΡΟΙ ΤΟΙΧΟΙ ΠΛΗΡΩΣΗΣ



Σχήμα 1-4. Περίπτωση μονόπλευρου τοίχου πλήρωσης.

Αρκετές έρευνες έχουν δείξει ότι στα τοιχοπληρωμένα πλαίσια περισσότερο επιβαρύνονται τα υποστυλώματα εξαιτίας των συγκεντρωμένων δυνάμεων που ασκούνται στα άκρα τους λόγω της θλιβόμενης διαγώνιας ράβδου της τοιχοποιίας, ιδίως όταν υπάρχει μονόπλευρη επαφή (πχ. σε γωνιακά υποστυλώματα). Κρίσιμος είναι ο έλεγχος σε ασθενή πλαίσια με πολύ ισχυρές και καλά σφηνωμένες πλινθοδομές με μέση διατμητική αντοχή $\bar{f}_{vk} \geq 0.30 \text{ MPa}$. Τότε, τα ανεπαρκώς οπλισμένα σε συνδετήρες υποστυλώματα κινδυνεύουν να αστοχήσουν σε διάτμηση και γι' αυτό τον λόγο απαιτείται ειδικός έλεγχος στην κορυφή και στην βάση του υποστυλώματος, σε μήκος l_c . Το κρίσιμο μήκος επαφής l_c λαμβάνεται ίσο με την κατακόρυφη προβολή της θλιβόμενης διαγωνίου, πλάτους b_w και γωνίας α .

$$l_c = \frac{b_w}{\cos\alpha} \quad (1.2)$$

Ο έλεγχος σε διάτμηση γίνεται με δύναμη V_E , που ισούται με τη μικρότερη τιμή από τις V_{E1} και V_{E2} όπως φαίνεται παρακάτω:

$$V_E = \min \{V_{E1}; V_{E2}\} \quad (1.3)$$

$$V_{E1} = f_{vk} \cdot (l \cdot t) \quad (1.4)$$

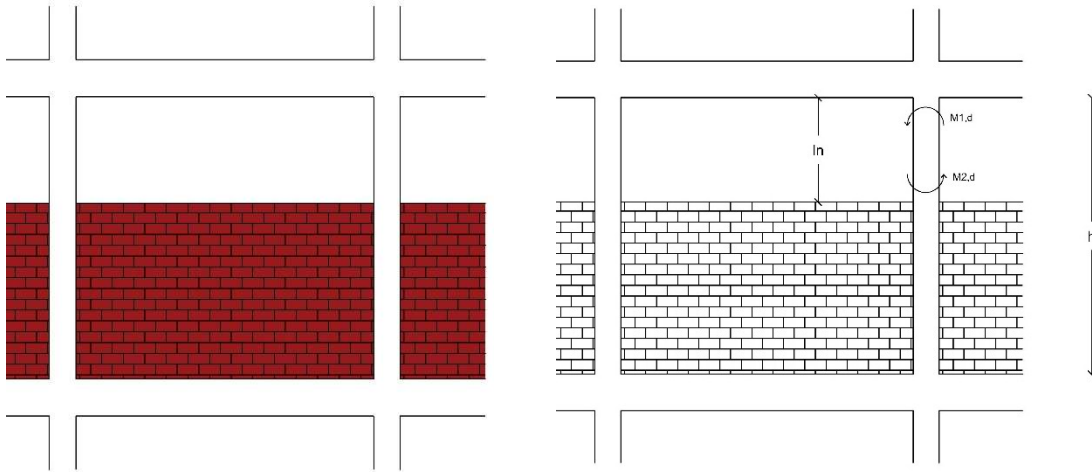
$$V_{E2} = \frac{2 \cdot \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc}}{l_c} \quad (1.5)$$

όπου,

- V_{E1} η διατμητική αντοχή της τοιχοπλήρωσης καθαρού μήκους l και πάχους t
- V_{E2} η ικανοτική τέμνουσα που προκύπτει θεωρώντας ότι αναπτύσσεται ροπή $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc}$ στα δύο άκρα της κρίσιμης περιοχής του υποστυλώματος
- M_{Rc} ροπή αντοχής διατομής
- γ_{Rd} συντελεστής υπεραντοχής,
- $\gamma_{Rd} = 1.10$ για ΚΠΜ
 - $\gamma_{Rd} = 1.30$ για ΚΠΥ

Ταυτόχρονα, ο Ευρωκώδικας 8 στις περιπτώσεις μονόπλευρων τοίχων πλήρωσης περιλαμβάνει αυστηρές διατάξεις και ελέγχους θεωρώντας όλο το μήκος του υποστυλώματος κρίσιμο και οπλίζεται με την κατάλληλη διάταξη συνδετήρων όπως απαιτούνται στις κρίσιμες περιοχές.

1.2.3.2 ΚΟΝΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ



Σχήμα 1-5. Περίπτωση κοντού υποστυλώματος.

Ένα ακόμη συχνό πρόβλημα στις κατασκευές είναι η δημιουργία κοντού υποστυλώματος. Συμβαίνει σε τοιχοποιίες οι οποίες δεν καλύπτουν όλο το ύψος των πλαισίων. Τέτοιου είδους ανοίγματα συναντώνται κυρίως σε βιομηχανικά κτίρια, σχολεία, ημιυπόγειους χώρους, αποθηκευτικούς χώρους κοντά στην οροφή, για να προσφέρουν φυσικό φωτισμό και αερισμό στο εσωτερικό τους. Σε αυτή την περίπτωση όμως το υποστυλώμα συμπεριφέρεται ως αμφίπακτο, με πολύ μικρότερο ύψος (κοντό υποστυλώμα) και έχει ως αποτέλεσμα την ψαθυρή του αστοχία και μερική ή ολική κατάρρευση του κτιρίου. Για την αντιμετώπιση του φαινομένου ο ευρωκώδικας 8 περιλαμβάνει διατάξεις για την διαστασιολόγηση και όπλιση κοντών υποστυλωμάτων. Θεωρείται ότι δημιουργείται πλαστική άρθρωση στο υποστυλώμα στο ύψος που σταματάει η τοιχοπλήρωση και το υποστυλώμα σχεδιάζεται ικανοτικά για το μειωμένο ύψος l_n .

$$V_{E,d} = \frac{M_{1,d} + M_{2,d}}{l_n} \quad (1.6)$$

όπου,

$V_{E,d}$ ικανοτική τέμνουσα

$M_{i,d}$ ικανοτική ροπή ίση με $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc}$

l_n ελεύθερο ύψος ανοίγματος



Σχήμα 1-6. Αστοχία κοντού υποστυλώματος υπό σεισμική δράση – Σεισμός Managua, Nicaragua, 1972 (αριστερά), σεισμός Mexico City, 1985 (δεξιά).

1.3 ΜΟΡΦΕΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΠΛΗΡΩΣΗΣ ΚΑΙ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ ΠΛΑΙΣΙΟΥ

i. Αποκόλληση τοιχοποιίας – πλαισίου

Από πειραματικά αποτελέσματα τοιχοπληρωμένων πλαισίων που φορτίζονται με οριζόντια στατική δύναμη προκύπτει διαχωρισμός του τοίχου με το περιβάλλον πλαίσιο. Η αποκόλληση συμβαίνει περιμετρικά της τοιχοποιίας και μόνο στη γωνία που επιβάλλεται η φόρτιση και αντιδιαμετρικά αυτής παραμένει σε επαφή με το πλαίσιο.

ii. Καμπτική ενιαία μορφή παραμόρφωσης πλαισίου και τοιχοποιίας

Στην περίπτωση αυτή δεν υπάρχει αποκόλληση του τοίχου με το πλαίσιο, αλλά λειτουργούν ως ένα ενιαίο σύστημα μέχρι την αστοχία. Δεν είναι συνηθισμένη μορφή αστοχίας και συναντάται μόνο σε πολύ εύκαμπτα τοιχοπληρωμένα πλαίσια, με χαμηλά ποσοστά σπλισμού στα υποστυλώματα.

iii. Οριζόντια ολίσθηση τμημάτων τοιχοποιίας κατά μήκος των αρμών

Κύριο χαρακτηριστικό της είναι η οριζόντια ρηγμάτωση στο μέσο του ύψους της τοιχοποιίας. Οφείλεται σε ασθενές κονίαμα, συγκριτικά με τα τούβλα. Εξαιτίας της χαμηλής του αντοχής υπάρχει υπέρβαση της διατμητικής αντοχής της τοιχοπλήρωσης, με τις υψηλότερες τιμές παραμορφώσεων να αναπτύσσονται στα

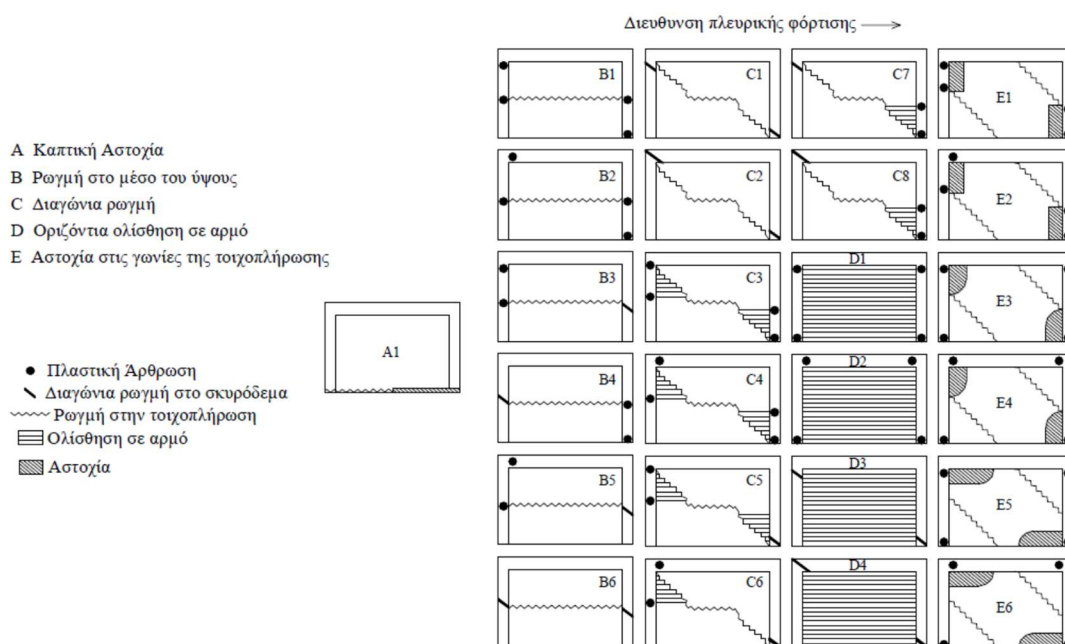
μισά του ύψους. Εκεί, υπάρχει αποκόλληση και σχετική μετακίνηση του άνω και κάτω μισού τμήματος της τοιχοποιίας. Στο ίδιο ύψος θα υπάρξει και αστοχία του υποστυλώματος, ενώ είναι πιθανό να παρατηρηθούν πλαστικές αρθρώσεις και σε λοιπές διατομές. Αντίστοιχη μορφή αστοχίας είναι να δημιουργηθούν και περισσότερες από μια οριζόντιες ρηγματώσεις καθ' ύψος του τοίχου και πλαστικές αρθρώσεις στις βάσεις ή στις κορυφές των υποστυλωμάτων.

iv. Διαγώνια ρηγμάτωση

Εμφανίζεται σε πλαίσια με τοιχοπλήρωση που υπόκεινται σε οριζόντια πλευρική φόρτιση. Κατά τη διαγώνιο που αρχίζει από τη γωνία φόρτισης και καταλήγει στη βάση του απέναντι υποστυλώματος, αναπτύσσονται θλιπτικές τάσεις και παραμορφώσεις. Στην άλλη διαγώνιο του πλαισίου αναπτύσσονται αντίστοιχα εφελκυστικές τάσεις και παραμορφώσεις, οι οποίες όταν υπερβούν τις οριακές τιμές παραμορφώσεων, εμφανίζονται διαγώνιες ρηγματώσεις κατά τη θλιβόμενη διαγώνιο. Αντίστοιχη μορφή αστοχίας είναι και οι παράλληλες διαγώνιες ρωγμές κατά μήκος της θλιβόμενης διαγωνίου της τοιχοπλήρωσης. Στις περιπτώσεις αυτές, θεωρείται ότι το σύνολο των σεισμικών φορτίων που αναλαμβάνει ο τοίχος μεταφέρονται μέσω της θλιβόμενης διαγωνίου.

v. Αστοχία τοιχοποιίας εκτός επιπέδου φόρτισης

Η συγκεκριμένη μορφή αστοχίας μπορεί να συμβεί είτε λόγω αδύναμης τοιχοπλήρωσης, είτε από εξωτερική σεισμική διέγερση κατά την εγκάρσια διεύθυνση. Τοιχοποιίες με μεγάλη επιφάνεια (μήκος, ύψος), με ασθενές συνεκτικό κονίαμα, δρομικές και ορθοδρομικές κινδυνεύουν από εκτός επιπέδου αστοχία.



Σχήμα 1-7. Μορφές αστοχίες τοιχοποιίας πλήρωσης.

2. ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ

Ο τρόπος συμπεριφοράς ενός δομικού συστήματος πλαισίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με τοιχοποιία πλήρωσης είναι αντικείμενο μελέτης και έρευνας τις τελευταίες δεκαετίες. Εξαιτίας των δυσκολιών που υπάρχουν στην κατανόηση της απόκρισης της τοιχοποιίας υπό σεισμική δράση, οι σύγχρονοι κανονισμοί δεν δίνουν σαφείς οδηγίες ή κανόνες για την προσέγγιση και μοντελοποίηση της πραγματικής τους συμπεριφοράς. Πιθανοί παράγοντες που την επηρεάζουν είναι:

- i. η συνολική γεωμετρία της κατασκευής (πλαίσιο – τοίχος)
- ii. η ύπαρξη αλλά και η μορφή των ανοιγμάτων
- iii. η ύπαρξη σενάζ
- iv. η πιθανή εκτός επιπέδου αστοχία της τοιχοποιίας
- v. η διαφορά δυσκαμψίας πλαισίου και τοιχοπλήρωσης
- vi. η ποικιλία στα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοπλήρωσης

Έτσι, επαφίεται στην κρίση του μηχανικού και σε πειραματικές δοκιμές που έχουν προηγηθεί για τον τρόπο μοντελοποίησης. Ο Κανονισμός Επεμβάσεων στο κεφάλαιο 7 και παράγραφο §7.4, αναφέρεται σε θέματα συμπεριφοράς και προσομοίωσης των τοιχοπληρώσεων, όπως παρουσιάζονται παρακάτω.

2.1 ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΠΛΗΡΩΣΗΣ

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας πλήρωσης, σύμφωνα με τη παράγραφο §7.4.1ζ του Κανονισμού Επεμβάσεων, εκτιμώνται βάσει των μηχανικών χαρακτηριστικών των πλινθοσωμάτων και του κονιάματος, λαμβάνοντας υπόψη και τον τρόπο δόμησης της τοιχοποιίας. Όμως, η αντίσταση της τοιχοπλήρωσης είναι συνάρτηση και του μήκους επαφής με τα στοιχεία του περιβάλλοντος πλαισίου, το οποίο εξαρτάται από την οριζόντια μετακίνηση και τις βλάβες που έχει υποστεί. Έτσι, τα γεωμετρικά μεγέθη που διαμορφώνουν τις αντιστάσεις και τελικά οι αντιστάσεις καθ' εαυτές, εκτιμώνται και αναλόγως του ανεκτού βαθμού βλάβης. Για στάθμη επιτελεστικότητας A, οι αντιστάσεις (διατμητική και θλιπτική) είναι κατά 50% μεγαλύτερες από αυτές που παρουσιάζονται στην παράγραφο §7.4.1ζ του ΚΑΝ.ΕΠΕ., που είναι για στάθμη επιτελεστικότητας B.

2.1.1 ΚΟΝΙΑΜΑΤΑ ΤΟΙΧΟΔΟΜΩΝ

Κονίαμα είναι το μίγμα μιας ή και περισσότερων κονιών με άμμο (με συνήθη διάμετρο μέχρι 4 mm) και νερό. Ανάλογα τη χρήση τους διακρίνονται σε κονιάματα

φερόντων δομικών στοιχείων (πχ. τοιχοπληρώσεις) και σε κονιάματα μη φερόντων δομικών στοιχείων (πχ. επιχρίσματα).

Τα κονιάματα τοιχοδομών που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή των αρμών, είναι είτε από τσιμεντοκονιάματα, είτε ασβεστοτσιμεντοκονιάματα. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 6 [EN1996-1-1-2005] κατατάσσονται σε κονιάματα γενικής εφαρμογής (με πυκνότητα 1900 – 2000 kg/m³), σε κονιάματα λεπτής στρώσης και σε ελαφροκονιάματα. Η ταξινόμηση τους γίνεται με βάση την αντοχή τους σε θλίψη και συμβολίζεται με το γράμμα M (mortar) ή με βάση τη σύστασή τους.

Πίνακας 2-1. Αντοχή κονιαμάτων και κατ' όγκων αναλογίες συστατικών.

Ποιότητα κονιάματος	Θλιπτική αντοχή [MPa]	Αναλογίες υλικών		
		Τσιμέντο	Άσβεστος	Άμμος
M2.5	2.5	1	3	9
M5	5	1	2	6
M10	10	1	0.5	5
M20	20	1	-	3

Από τις αναλογίες των συστατικών (τσιμέντο, άσβεστος, άμμος) επηρεάζεται και η συμπεριφορά του κονιάματος. Αύξηση του ποσοστού του τσιμέντου, αυξάνει την αντοχή, το μέτρο ελαστικότητας, τη πυκνότητα, την ανθεκτικότητα σε διάρκεια και τη συστολή ξήρανσης, μειώνει όμως την πλαστιμότητα. Απ' την άλλη η προσθήκη ασβέστη αντί για τσιμέντο θα μειώσει το κόστος και τη θλιπτική αντοχή του, θα αυξήσει όμως την πλαστικότητα, την ικανότητα πρόσφυσης και συγκράτησης νερού. Τέλος, καλά διαβαθμισμένη θραυστή άμμος δίνει υψηλότερες τιμές αντοχής σε σχέση με μια λεπτόκοκκη, λεία άμμο.

2.1.2 ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΑ – ΟΠΤΟΠΛΙΝΘΟΙ

Ο οπτόπλινθος (ή κοινός τούβλο) είναι το βασικό δομικό προϊόν της κεραμειτικής και αποτελεί κλασικό υλικό τοιχοποιίας. Χαρακτηριστικές του ιδιότητες είναι η υψηλή μηχανική αντοχή, χαμηλή υδαταπορροφητικότητα, καλή θερμομόνωση και υγρομόνωση, σταθερές διαστάσεις, μεγάλη διάρκεια ζωής και χαμηλό κόστος παραγωγής. Σύμφωνα με μελέτες, τα τούβλα καλύπτουν το 1-2% του συνολικού κόστους μια κατασκευής κατοικίας. Το χρώμα τους εξαρτάται από τη χημική σύσταση σε άργιλο και από την περιεκτικότητα σε οξείδια του σιδήρου. Διακρίνονται σε διάτρητα (1100 kg/m³) και συμπαγή (1950 kg/m³). Οι διαστάσεις τους είναι τυποποιημένες σε 6x9x19, 9x9x19, 12x9x19 για μικρά τούβλα και 15x18x25, 15x18x30 για τούβλα τύπου μπλοκ. Η θλιπτική τους αντοχή εξαρτάται από το ποσοστό και την διάταξη των κενών. Οπτόπλινθοι με μέση αντοχή 3.0 MPa χαρακτηρίζονται ως τούβλα

πλήρωσης και συμβολίζονται με το γράμμα Γ, αντοχής 3.0 – 5.0 MPa χαρακτηρίζονται μέσης αντοχής και συμβολίζονται με το γράμμα Β και με αντοχή τουλάχιστον 5.0 MPa χαρακτηρίζονται υψηλής αντοχής και συμβολίζονται με το γράμμα Α. Τέλος, η εφελκυστική τους αντοχή κυμαίνεται περίπου στο 10 – 30 % της θλιπτικής.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 6 [EN1996-1-1-2005] ως θλιπτική αντοχή λιθοσώματος θεωρείται η μέση θλιπτική αντοχή πλήθους λιθοσωμάτων. Η αντοχή αυτή ανηγμένη στη θλιπτική αντοχή ενός ξηρού λιθοσώματος πλάτους 100 mm και ύψους 100 mm πολλαπλασιασμένη με ένα συντελεστή δ, ονομάζεται ανηγμένη θλιπτική αντοχή και συμβολίζεται f_b .

Πίνακας 2-2. Τιμές του συντελεστή δ.

Ύψος λιθοσώματος [mm]	Ελάχιστη οριζόντια απόσταση λιθοσώματος [mm]				
	50	100	150	200	≥ 250
50	0.85	0.75	0.70	-	-
65	0.95	0.85	0.75	0.70	0.65
100	1.15	1.00	0.90	0.80	0.75
150	1.30	1.20	1.10	1.00	0.95
200	1.45	1.35	1.25	1.15	1.10
≥ 250	1.55	1.45	1.35	1.25	1.15

Τα λιθοσώματα κατατάσσονται σε ομάδες 1, 2, 3, 4, ανάλογα τις γεωμετρικές απαιτήσεις που φαίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 2-3. Τιμές του συντελεστή Κ.

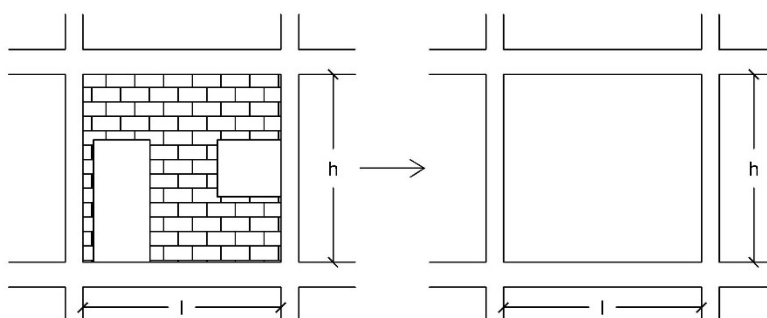
Υλικό λιθοσώματος		Κονίαμα γενικής εφαρμογής	Κονίαμα λεπτής στρώσεως οριζόντιος αρμός $\geq 0,5\text{mm}$ και $\leq 3\text{mm}$)	Ελαφροκονίαμα με πυκνότητα	
				$600 \leq \rho_s \leq 800$ Kg/m ³	$800 \leq \rho_s \leq 1300$ Kg/m ³
Άργιλος	Ομάδα 1	0,55	0,75	0,30	0,40
	Ομάδα 2	0,45	0,70	0,25	0,30
	Ομάδα 3	0,35	0,50	0,20	0,25
	Ομάδα 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Πυριτικό Ασβέστιο	Ομάδα 1	0,55	0,80	‡	‡
	Ομάδα 2	0,45	0,65	‡	‡
Σκυρόδεμα με αδρανή	Ομάδα 1	0,55	0,80	0,45	0,45
	Ομάδα 2	0,45	0,65	0,45	0,45
	Ομάδα 3	0,40	0,50	‡	‡
	Ομάδα 4	0,35	‡	‡	‡
Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα	Ομάδα 1	0,55	0,80	0,45	0,45
Τεχνητοί λίθοι	Ομάδα 1	0,45	0,65	‡	‡
Λαξενοτοί φυσικοί λίθοι	Ομάδα 1	0,45	‡	‡	‡

‡ Συνδυασμός κονιάματος/λιθοσώματος ο οποίος συνήθως δεν εφαρμόζεται. Δεν δίδεται σχετική τιμή του Κ.

2.2 ΕΠΙΡΡΟΗ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ ΠΛΗΡΩΣΗΣ

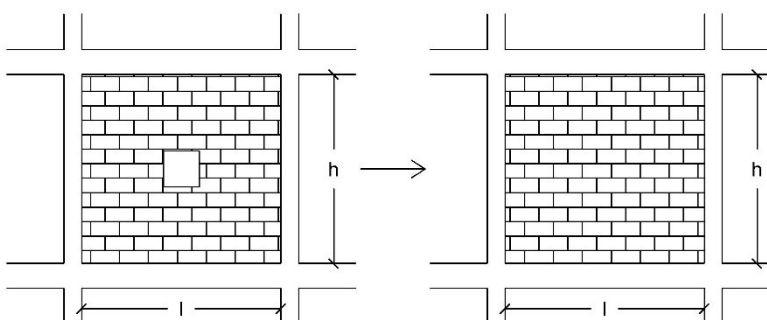
Σε πολλές περιπτώσεις εντός του φαντώματος η τοιχοπλήρωση έχει ανοίγματα, επομένως πρέπει να εξετάζεται κατά πόσο επηρεάζεται η δυστημής και η φέρουσα ικανότητα της. Στον έλεγχο αυτό, είναι απαραίτητο να ληφθεί υπόψη η ύπαρξη ή μη ενισχυτικών στοιχείων οριζόντια ή κατακόρυφα περιμετρικά του ανοίγματος. Ελλείψει ακριβέστερων δεδομένων στην παράγραφο §7.4.1δ ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. προτείνει τα παρακάτω:

- i. Όταν υπάρχουν δύο μεγάλα ανοίγματα κοντά σε αμφότερα τα άκρα του φαντώματος, η τοιχοπλήρωση αγνοείται



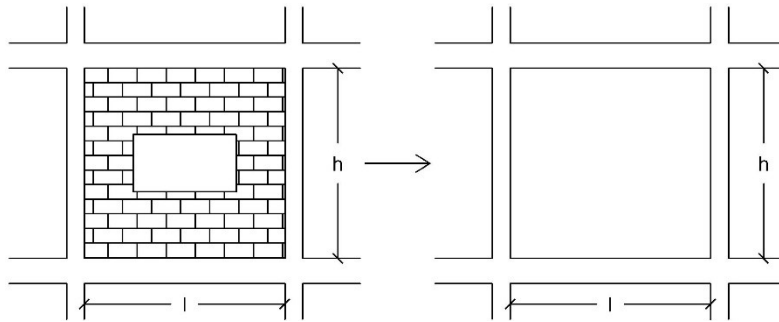
Σχήμα 2-1. Τοιχοπλήρωση με μεγάλα ανοίγματα στα άκρα του φαντώματος.

- ii. Όταν υπάρχει άνοιγμα με διαστάσεις οι οποίες δεν υπερβαίνουν το 20% των αντίστοιχων διαστάσεων του φαντώματος και είναι τοποθετημένο περίπου στο κέντρο του φαντώματος, η επιρροή του στα χαρακτηριστικά της τοιχοπλήρωσης μπορεί να αμεληθεί



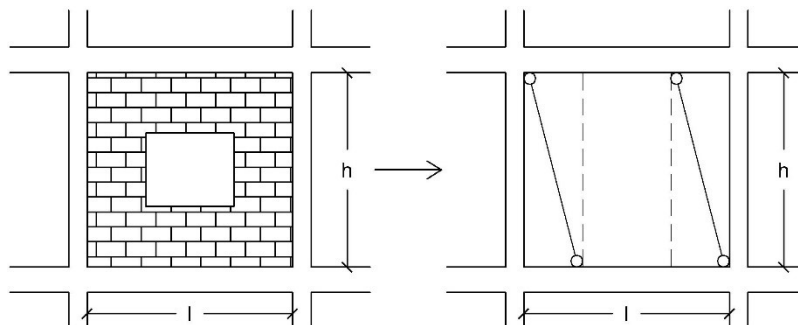
Σχήμα 2-2. Τοιχοπλήρωση με μικρή επιφάνεια ανοίγματος στο κέντρο του φαντώματος.

- iii. Όταν υπάρχει άνοιγμα τοποθετημένο περίπου στο κέντρο του φαντώματος του οποίου οι διαστάσεις πλησιάζουν ή υπερβαίνουν το 50% των αντίστοιχων διαστάσεων του φαντώματος, η τοιχοπλήρωση μπορεί να αμεληθεί



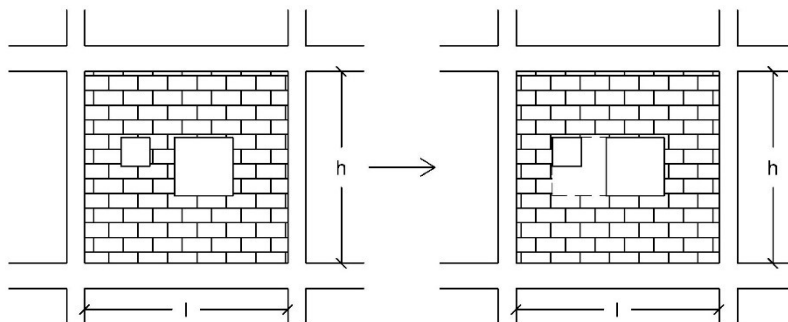
Σχήμα 2-3. Τοιχοπλήρωση με μεγάλη επιφάνεια ανοίγματος στο κέντρο του φατνώματος.

- iv. Όταν υπάρχει άνοιγμα τοποθετημένο περίπου στο κέντρο του φατνώματος του οποίου οι διαστάσεις είναι μεταξύ του 20% και του 50% των αντίστοιχων διαστάσεων του φατνώματος τότε είναι δυνατόν να ληφθούν δύο λοξοί θλιπτήρες ανά φάτνωμα. Αυτοί οι θλιπτήρες θα ξεκινούν από τα δύο άκρα της κύριας διαγωνίου και θα καταλήγουν κοντά στο μέσο της υπερκείμενης και της υποκείμενης αντιστοίχως. Σε αυτή την περίπτωση θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή των θλιπτήρων στην ασφάλεια της δοκού έναντι τέμνουσας



Σχήμα 2-4. Τοιχοπλήρωση με μεσαία επιφάνεια ανοίγματος στο κέντρο του φατνώματος και προσομοίωση με λοξές ράβδους.

- v. Όταν δύο μικρά και γειτονικά ανοίγματα σε ένα φάτνωμα μπορούν να θεωρηθούν ως ένα ισοδύναμο και ενιαίο περιεγραμμένο σε αυτά



Σχήμα 2-5. Τοιχοπλήρωση με μικρά γειτονικά ανοίγματα.

Σύμφωνα με πειραματικά αποτελέσματα των Kakaletsis και Karayannis 2009 για κεντρικά συμμετρικά ανοίγματα τύπου παραθύρου με πλάτος 25% - 50% του συνολικού πλάτους της τοιχοπλήρωσης προκύπτει μέση μείωση των μεγεθών, από τα αντίστοιχα χωρίς ανοίγματα, κατά:

- i. 18.7% της πλευρικής αντοχής
- ii. 26.3% της αρχικής δυσκαμψίας
- iii. 4.3% της ικανότητας σε απορρόφηση ενέργειας

Τα αντίστοιχα αποτελέσματα για ανοίγματα τύπου θύρας είναι μέση μείωση κατά:

- i. 28.7% της πλευρικής αντοχής
- ii. 30.3% της αρχικής δυσκαμψίας
- iii. 27% της ικανότητας σε απορρόφηση ενέργειας

Ακόμη, από πειραματικές δοκιμές των Kakaletsis και Karayannis 2007 για την επιρροή της θέσης του ανοίγματος, προκύπτει βελτιωμένη σεισμική συμπεριφορά του πλαισίου όταν η θέση του ανοίγματος πλησιάζει τα άκρα (υποστυλώματα), συγκριτικά με κεντρικά ανοίγματα. Στην πρώτη περίπτωση που το πλάτος της τοιχοπλήρωσης είναι μεγαλύτερο, το δομικό σύστημα απορροφά περισσότερη ενέργεια, σε σχέση με μικρότερα πλάτη δεξιά και αριστερά ενός κεντρικού ανοίγματος.

2.3 ΠΡΩΡΗ ΑΣΤΟΧΙΑ ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ

Οι τοιχοπληρώσεις πρέπει να εξασφαλίζονται έναντι πρόωρης, εκτός επιπέδου αστοχίας. Εάν δεν μπορεί να γίνει ακριβής υπολογισμός, η εξασφάλιση επιτυγχάνεται με κατάλληλη μείωση της διατμητικής και θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας, με βάση τη λυγηρότητα της.

$$\lambda = \frac{L}{t_{eff}} \quad (2.1)$$

$$L = \sqrt{l^2 + h^2} \quad (2.2)$$

όπου,

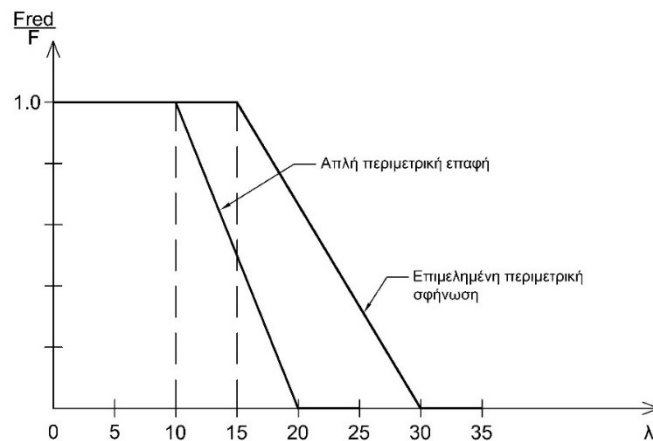
- λ η λυγηρότητα της τοιχοποιίας
- L το καθαρό μήκος της διαγωνίου
- l καθαρό μήκος φατνώματος
- h καθαρό ύψος φατνώματος
- t_{eff} ισοδύναμο πάχος τοιχοποιίας,

- $t_{\text{eff}} = t$ για ενιαίες διατομές τοιχοποιίας
- $t_{\text{eff}} = \frac{1}{2} \cdot (t_1 + t_2)$ για ημιτελή σύνδεση δίστρων τοιχοπληρώσεων
- $t_{\text{eff}} \approx \frac{2}{3} \cdot (t_1 + t_2)$ για πλήρη σύνδεση παρειών δίστρων τοιχοπληρώσεων

Για περιπτώσεις απλής περιμετρικής επαφής πλαισίου και τοίχου, ισχύει η εξής προσέγγιση:

- i. $\lambda \leq 15$, δεν απαιτείται μείωση αντίστασης
- ii. $\lambda \geq 30$, η τοιχοπλήρωση αμελείται
- iii. $15 \leq \lambda \leq 30$, λαμβάνεται υπόψη μειωτικός συντελεστής ϕ κατά ΕΚ6

Απλούστερα, ο Κανονισμός Επεμβάσεων στην παράγραφο §7.4.1ε προτείνει απομειωμένες τιμές αντοχών (F_{red}) των τοιχοπληρώσεων, οι οποίες μπορούν να υπολογισθούν από το παρακάτω διάγραμμα, είτε για απλή περιμετρική επαφή, είτε για επιμελημένη περιμετρική σφήνωση προς το περιβάλλον πλαίσιο.



Διάγραμμα 2-1. Απομείωση τιμής αντοχής τοιχοπλήρωσης λόγω πρόωρης εκτός επιπέδου αστοχίας.

όπου, $\lambda' = \nu(I \cdot h) / t_{\text{eff}} = 2/3 \cdot L$ για συνήθη φατνώματα τοιχοπληρώσεων

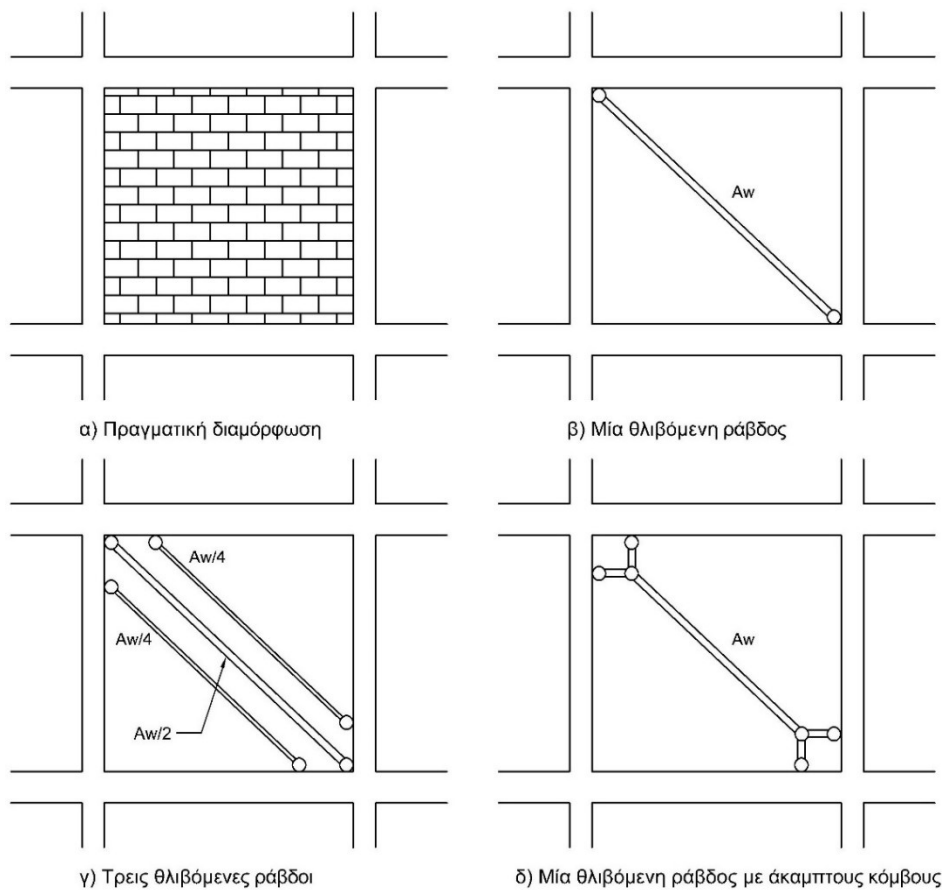
2.4 ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ

Τις τελευταίες δεκαετίες έχουν γίνει μελέτες για πιθανούς τρόπους προσομοίωσης και συμπεριφοράς της τοιχοποιίας πλήρωσης ενός πλαισίου κατασκευασμένο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Οι μέθοδοι που υπάρχουν μπορούν να διαχωριστούν σε προσομοιώσεις με “μικρο-μοντέλα” [micro-modelling] και “μακρο-μοντέλα” [macro-modelling]. Τα “μικρο-μοντέλα” είναι ακριβής προσομοιώσεις πεπερασμένων στοιχείων αλλά αποτελούνται από μεγάλο πλήθος δεδομένων και βαρύνουν υπολογιστικό φόρτο. Αντί γι’ αυτό μπορεί να γίνουν προσομοιώσεις με θλιβόμενες διαγώνιες

ράβδους [“μακρο-μοντέλα”], πετυχαίνοντας με μικρότερο φόρτο εργασίας αποτελέσματα που προσεγγίζουν την πραγματική συμπεριφορά.

Ο πρώτος που πιθανώς πρότεινε ότι η συμπεριφορά της τοιχοπλήρωσης μπορεί να περιγράφεται μέσω μιας διαγώνιας ράβδου συνδεδεμένη σε δύο κόμβους ήταν ο Ρολγακον [1960]. Τα επόμενα χρόνια περισσότεροι ασχολήθηκαν με την ερευνα στο συγκεκριμένο αντικείμενο και αναπτύχθηκαν μαθηματικά μοντέλα προσομοίωσης. Τα γεωμετρικά μεγέθη που εισάγονται είναι το πάχος t_w της τοιχοπλήρωσης, το πλάτος b_w και το μήκος L της θλιβόμενης διαγώνιας ράβδου.

Από βιβλιογραφικές αναφορές μπορούν να αναγνωριστούν διαφορετικοί τύποι από μοντέλα προσομοίωσης με διαγώνιες ράβδους, τα απλά που αποτελούνται από μία και μοναδική ράβδο και τα σύνθετα που αποτελούνται από περισσότερες ράβδους ή κόμβους.



Σχήμα 2-6. Μέθοδοι προσομοίωσης τοιχοπληρώσεων.

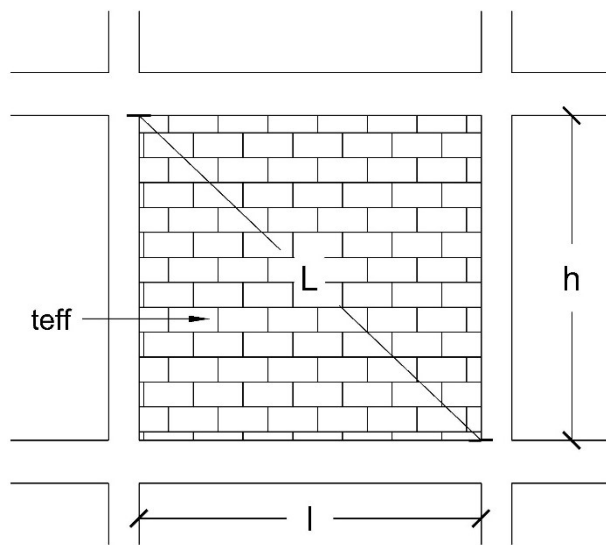
2.5 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ – ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ

Οι τοιχοπληρώσεις προσομοιώνονται μόνο για την ανάληψη σεισμικών φορτίων και όχι για κατακόρυφα φορτία βαρύτητας, εκτός από το ίδιο βάρος τους. Σύμφωνα

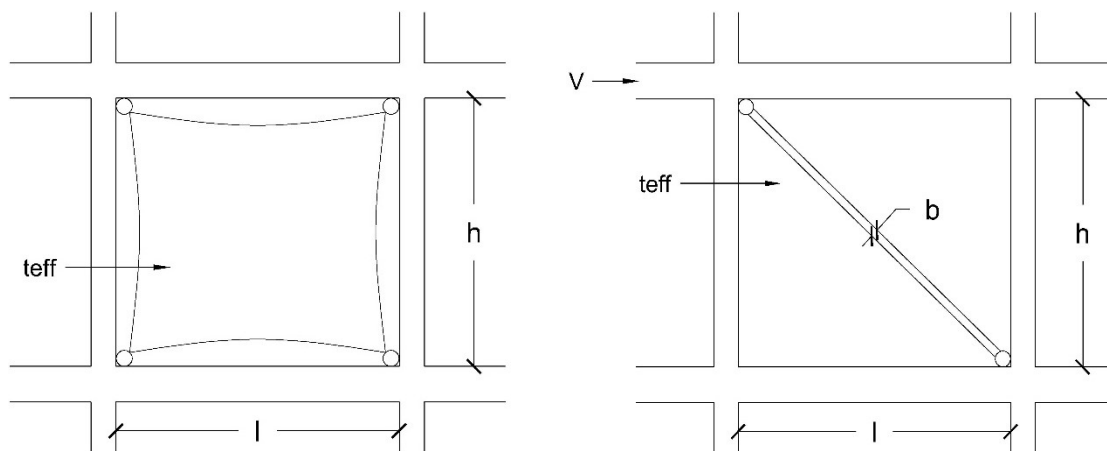
με την παράγραφο §7.4.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. υπάρχουν δύο διαφορετικές προσεγγίσεις στην προσομοίωση:

- i. Ως διατμητικό φάτνωμα – πέτασμα, ορθοτροπικό, με τέσσερις κόμβους – αρθρώσεις προς τους αντίστοιχους κόμβους του τοιχοπληρωμένου πλαισίου
- ii. Ως ισοδύναμη αμφιαρθρωτή θλιβόμενη διαγώνια ράβδος (κατά τη εκάστοτε φορά του σεισμού εντός πλαισίου) με συγκεκριμένο πλάτος b

Διαφορετικά, μπορούν να προσομοιωθούν δύο διαγώνιες ράβδοι μισής δυστένειας σε σχέση με την απλή θλιβόμενη ράβδο [μοντέλο θλιπτήρα – ελκυστήρα]. Το μοντέλο αυτό προκαλεί ίση ένταση στον φορέα, με εξαίρεση τις αξονικές δυνάμεις κάποιων στοιχείων, οι οποίες είναι αμελητέες σε σχέση με τις αξονικές που προκύπτουν από τα φορτία βαρύτητας. Σημαντικό είναι να αναφερθεί ότι οι διαφορές αυτές δεν μπορούν να αμεληθούν όταν οι θλιπτήρες – ελκυστήρες καταλήγουν σε ενδιάμεση περιοχή της δοκού ή του υποστυλώματος.



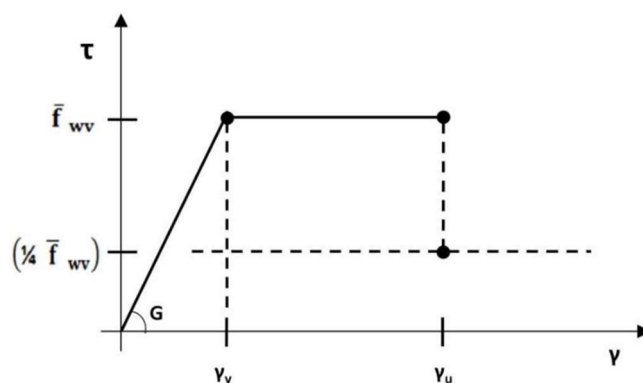
Σχήμα 2-7. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας πλήρωσης.



Σχήμα 2-8. Προσομοίωση με διατμητικό φάτνωμα (αριστερά) και προσομοίωση με θλιβόμενη διαγώνια ράβδο (δεξιά).

2.5.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΟΥ ΦΑΤΝΩΜΑΤΟΣ [§7.4.1z₁ ΚΑΝ.ΕΠΕ.]

Με αυτή τη μέθοδο προσομοίωσης, η συμπεριφορά του φατνώματος καθορίζεται από ελαστοπλαστικό διάγραμμα διατμητικών τάσεων – γωνιακών παραμορφώσεων. Μέσω αυτού του διαγράμματος λαμβάνεται υπόψη και η επιρροή της ανακύκλισης και ο ευνοϊκός ρόλος της περισφιγξης του τοίχου από το περιβάλλον πλαίσιο.



Διάγραμμα 2-2. Διάγραμμα διατμητικών τάσεων – γωνιακών παραμορφώσεων άοπλης τοιχοπλήρωσης.

Οι προτεινόμενες τιμές του Κανονισμού Επεμβάσεων για γωνιακές παραμορφώσεις διαρροής και αστοχίας δίνονται παρακάτω:

$$\gamma_y \approx \left(\frac{l}{h} + \frac{h}{l}\right) \cdot 1.5 \cdot 10^{-3} \quad (2.3)$$

$$\gamma_u \approx \left(\frac{l}{h} + \frac{h}{l}\right) \cdot 4.0 \cdot 10^{-3} \quad (2.4)$$

Ο έλεγχος του φατνώματος έναντι τέμνουσας δύναμης γίνεται βάσει της μέσης διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας f_{vk} , όπως παρουσιάζεται στον Ευρωκώδικα 6:

$$f_{vk} = \min \{f_{vk,0} + 0.4 \cdot \sigma_d ; 0.065f_b\} \quad (2.5)$$

όπου,

$f_{vk,0}$ η διατμητική αντοχή φατνώματος υπό μηδενική θλιπτική τάση

σ_d η θλιπτική τάση σχεδιασμού κάθετα προς τη διατμητική δύναμη

f_b θλιπτική αντοχή τοιχοσώματος

Πίνακας 2-4. Τιμές διατμητικής αντοχής φατνώματος υπό μηδενική θλιπτική τάση ($f_{vk,0}$)

Λιθόσωμα	Κονίαμα	$f_{tk0}(N/mm^2)$	Οριακή τιμή της $f_{vk}(N/mm^2)$	
Οπτόπλινθοι Ομάδας 1	M10 ως M20	0.30	1.70	
	M2.5 ως M9	0.20	1.50	
	M1 ως M2	0.10	1.20	
Λιθосώματα Ομάδας 1 εκτός οπτοπλίνθων και φυσικών λίθων	M10 ως M20	0.20	1.70	
	M2.5 ως M9	0.15	1.50	
	M1 ως M2	0.10	1.20	
Φυσικοί λίθοι Ομάδας 1	M2.5 ως M9	0.15	1.00	
	M1 ως M2	0.10	1.00	
Οπτόπλινθοι Ομάδας 2 α	M10 ως M20	0.30	Η μικρότερη από τις παραπλευρες τιμές ή η θλιπτική αντοχή κατά τη διαμήκη διεύθυνση (βλέπε σημείωση)	1.40
	M2.5 ως M9	0.20		1.20
	M1 ως M2	0.10		1.00
Ομάδες 2α και 2β εκτός οπτοπλίνθων και οπτόπλινθοι 2β	M10 ως M20	0.20		1.40
	M2.5 ως M9	0.15		1.20
	M1 ως M2	0.10		1.00
Οπτόπλινθοι Ομάδας 3	M10 ως M20	0.30		
	M2.5 ως M9	0.20		
	M1 ως M2	0.10		

Σημείωση: Για τα λιθосώματα των Ομάδων 2α και 2β, η διαμήκης θλιπτική αντοχή λαμβάνεται ίση με τη μετρηθείσα, για δ όχι μεγαλύτερο από 1.0.
Όταν η διαμήκης θλιπτική αντοχή αναμένεται να είναι μεγαλύτερη από 0.15f_b, λαμβανομένης υπ' όψη της διατάξεως των κενών, δεν είναι αναγκαία η διεξαγωγή δοκιμών.

Σύμφωνα με την παράγραφο §5.9.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. η αντιστοίχιση της δυστένειας E_p της θλιβόμενης διαγώνιας ράβδου με την δυστημσία $G_A\phi$ του φατνώματος γίνεται μέσω της σχέσης (βλ. απόδειξη ισοδυναμίας στο κεφ. 2.5.2):

$$E \cdot A_p = \frac{G \cdot A_\phi}{\cos a^2 \cdot \sin a} \quad (2.6)$$

όπου,

E μέτρο ελαστικότητας θλιβόμενης ράβδου

G μέτρο διάτμησης φατνώματος

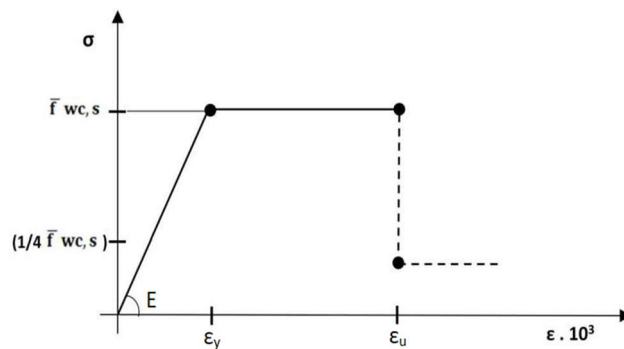
A_p επιφάνεια θλιβόμενης ράβδου

A_ϕ επιφάνεια φατνώματος

a η κλίση της διαγώνιας ράβδου

2.5.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΥ [§7.4.1z2 ΚΑΝ.ΕΠΕ.]

Όταν η τοιχοπλήρωση προσομοιώνεται ως ισοδύναμη αμφιαρθρωτή θλιβόμενη διαγώνια ράβδος (κατά τη διεύθυνση του σεισμού), τα μεγέθη που υπεισέρχονται στον σχεδιασμό και τους υπολογισμούς είναι:



Διάγραμμα 2-3. Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων ισοδύναμης θλιβόμενης ράβδου άοπλης τοιχοπλήρωσης.

- i. Το πάχος t της θλιβόμενης διαγωνίου που ισούται με το ισοδύναμο πάχος της τοιχοποιίας
- ii. Το πλάτος b της θλιβόμενης διαγωνίου που ισούται προσεγγιστικά με $0.15L$
- iii. Η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοπλήρωσης κατά τη διαγώνιο $f_{wc,s}$, η οποία συνεκτιμάται με βάση τη μέση θλιπτική αντοχή κατά την κατακόρυφη διεύθυνση και η μείωσή της λόγω οριζόντιων εφελκυστικών τάσεων.

Οι προτεινόμενες τιμές των παραμορφώσεων διαρροής και αστοχίας είναι:

$$\varepsilon_y \approx 1.5 \cdot 10^{-3} \quad (2.7)$$

$$\varepsilon_u \approx 4.0 \cdot 10^{-3} \quad (2.8)$$

Λόγω έλλειψης ακριβέστερων δεδομένων, η αντοχή αυτή σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. εκτιμάται από την χαρακτηριστική αντοχή της τοιχοποιίας κατά την κατακόρυφη διεύθυνση $f_{wc,k}$ κατά τον Ευρωκώδικα 6 ως:

$$\bar{f}_{wc,s} = \lambda_m \cdot \lambda_s \cdot \lambda_c \cdot k \cdot f_{bc}^{0.70} \cdot f_{mc}^{0.30} \quad (2.9)$$

όπου,

- | | |
|--------------------|--|
| $\lambda_m = 1.50$ | συντελεστής μετατροπής της χαρακτηριστικής αντοχής σε μέση |
| $\lambda_s = 0.70$ | μειωτικός συντελεστής για την δυσμενή υπό γωνία εφαρμογή του φορτίου |
| $\lambda_c = 1.20$ | αυξητικός συντελεστής για την ευμενή επιρροή της περίσφιγξης την οποία εξασφαλίζουν τα περιβάλλοντα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος |
| f_{bc} | θλιπτική αντοχή τοιχοσώματος |

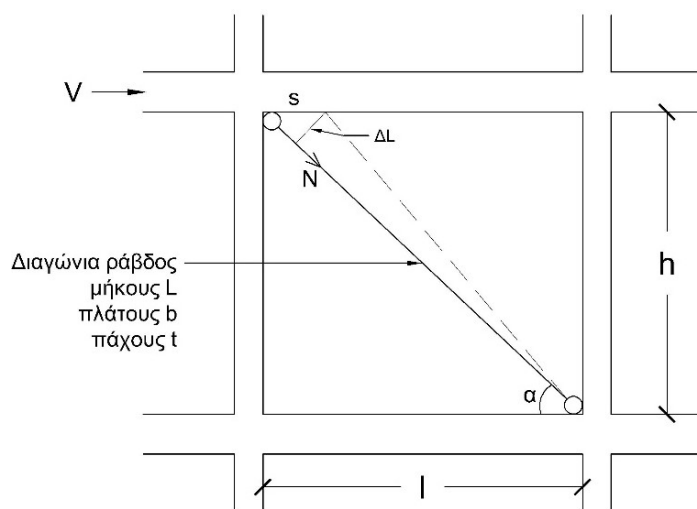
f_{mc}	θλιπτική αντοχή κονιάματος
k	εμπειρικός συντελεστής ο οποίος λαμβάνει υπόψη την ομάδα που κατατάσσονται τα τοιχοσώματα και το είδος του κονιάματος. Συνήθης τιμές 0.35 – 0.55

Όταν οι κατακόρυφοι αρμοί της τοιχοποιίας δεν είναι γεμάτοι με κονίαμα, η τιμή της θλιπτικής αντοχής του λοξού θλιπτήρα πολλαπλασιάζεται με έναν πρόσθετο μειωτικό συντελεστή. Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία, ο μειωτικός συντελεστής εκτιμάται βάση του ποσοστού πληρώσεως και παίρνει τιμές μεταξύ 0.60 – 0.90.

Όταν το πάχος των οριζόντιων αρμών της τοιχοποιίας είναι μεγαλύτερο από 15 mm, η τιμή της τοιχοποιίας πολλαπλασιάζεται με πρόσθετο μειωτικό συντελεστή ίσο με 0.85.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 6 [EN1996-1-1-2005] το μέτρο ελαστικότητας κατά την κατακόρυφη διεύθυνση μπορεί να ληφθεί ίσο με $1000 \cdot f_k$.

Συμβιβαστό παραμορφώσεων και δυνάμεων:



Σχήμα 2-9. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ισοδύναμης θλιβόμενης διαγώνιας ράβδου.

Ανάλυση δυνάμεων:

$$N = V / \cos \alpha \quad (2.10)$$

$$L = l / \cos \alpha = \sqrt{l^2 + h^2} \quad (2.11)$$

$$N = (t \cdot b) \cdot \bar{f}_{wc,s} \quad (2.12)$$

$$V = (t \cdot l) \cdot \bar{f}_{wv} \quad (2.13)$$

Η εξίσωση (2.10) μέσω των σχέσεων (2.11), (2.12), (2.13) συνεπάγεται:

$$(t \cdot b) \cdot \bar{f}_{wc,s} = \frac{(t \cdot l) \cdot \bar{f}_{wv}}{\cos a} \Rightarrow b \cdot \bar{f}_{wc,s} = L \cdot \bar{f}_{wv} \Rightarrow b = L \cdot \frac{\bar{f}_{wv}}{\bar{f}_{wc,s}} \Rightarrow b \approx 0.15 \cdot L \quad (2.14)$$

Αφού για μέσες τιμές αντοχών πριν ή κατά τη ρηγμάτωση ισχύει ότι $\frac{\bar{f}_{wv}}{\bar{f}_{wc,s}} \approx 0.15$

Ανάλυση μετακινήσεων:

Για τις σχέσεις τάσεων – παραμορφώσεων πριν ή κατά τη ρηγμάτωση ισχύει:

$$\tau = \gamma \cdot G \Rightarrow \frac{V}{t \cdot l} = \frac{s}{h} \cdot G \Rightarrow \frac{N \cdot \cos a}{t \cdot l} = \frac{s}{h} \cdot G \quad (2.15)$$

$$\sigma = \varepsilon \cdot E \Rightarrow \frac{N}{t \cdot b} = \frac{\Delta L}{L} \cdot E \Rightarrow \frac{N}{t \cdot b} = \frac{s \cdot \cos a}{L} \cdot E \quad (2.16)$$

Υπενθυμίζεται ότι,

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} = \frac{s \cdot \cos a}{L} \quad \text{και} \quad \gamma = \frac{s}{h}$$

Διαιρώντας κατά μέλη τις σχέσεις (2.15), (2.16) προκύπτει:

$$\frac{\cos a \cdot b}{l} = \frac{G \cdot L}{E \cdot \cos a} \Rightarrow G \cdot l = E \cdot b \cdot \sin a \cdot \cos a^2 \quad (2.17)$$

Για $b = 0.15 \cdot L$ και $l = L \cdot \cos a$,

$$G = 0.15 \cdot E \cdot \frac{h \cdot l}{L^2} \quad (2.18)$$

Αντίστοιχα, όσον αφορά τη δυστένεια της ράβδου με $A_\rho = t \cdot b$ και τη δυσμησία του φατνώματος $A_\phi = t \cdot l$ ισχύει:

$$(2.17) \cdot t \Rightarrow G \cdot A_\phi = E \cdot A_\rho \cdot \sin a \cdot \cos a^2 \quad (2.19)$$

Οι ανηγμένες παραμορφώσεις γ και ε συνδέονται από τις παρακάτω ισοδυναμίες:

$$\left. \begin{aligned} \tau = \gamma \cdot G &\Rightarrow \frac{N \cdot \cos \alpha}{t \cdot l} = \gamma \cdot G \\ \sigma = \varepsilon \cdot E &\Rightarrow \frac{N}{t \cdot b} = \varepsilon \cdot E \end{aligned} \right\} \rightarrow$$

$$\Rightarrow \frac{b \cdot \cos \alpha}{l} = \frac{0.15 \cdot \gamma \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha}{\varepsilon}$$

$$\Rightarrow \gamma = \frac{\varepsilon}{\cos \cdot \sin \alpha} = \frac{\varepsilon \cdot L^2}{h \cdot l} = \varepsilon \left[\frac{l}{h} + \frac{h}{l} \right] \quad (2.20)$$

όπου,

- N η αξονική θλιπτική δύναμη της ράβδου
- V η τέμνουσα δύναμη του φατνώματος
- $f_{wc, s}$ η μέση θλιπτική αντοχή τοιχοπλήρωσης κατά τη διαγώνιο
- f_{wv} η μέση διατμητική αντοχή φατνώματος τοιχοποιίας
- E το μέτρο ελαστικότητας τοιχοράβδου
- G το μέτρο διάτμησης φατνώματος τοιχοποιίας
- σ, ε η ορθή τάση και παραμόρφωση αντίστοιχα
- τ, γ η διατμητική τάση και η γωνιακή παραμόρφωση αντίστοιχα
- l, h το καθαρό μήκος και ύψος φατνώματος τοιχοποιίας
- b το πλάτος της διαγώνιας ράβδου
- L το καθαρό μήκος της διαγώνιας ράβδου
- α η κλίση της διαγώνιας ράβδου

2.5.3 ΕΡΗΜΗΝ ΑΝΤΙΠΡΟΣΩΠΕΥΤΙΚΕΣ ΤΙΜΕΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ – ΚΑΝ.ΕΠΕ.

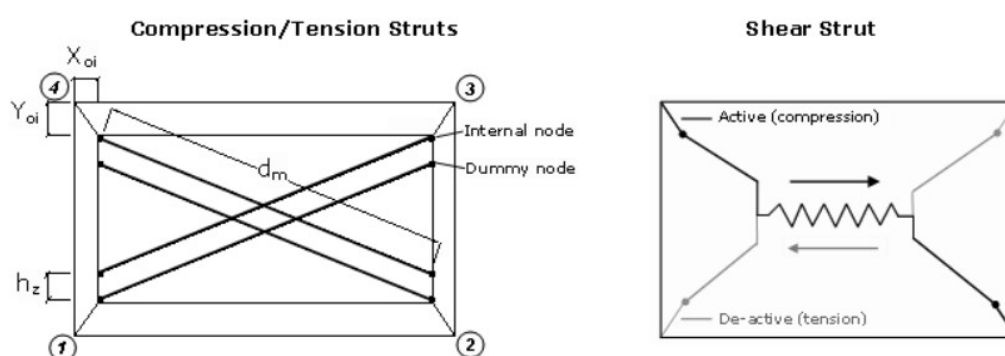
Ο Κανονισμός Επεμβάσεων στο παράρτημα 3.1 αναφέρει ονομαστικές τιμές αντοχής τοιχοποιίας, οι οποίες ισχύουν για:

- i. Συνήθεις τοιχοπληρώσεις – οπτοπλινθοδομές με διάτρητα τούβλα
- ii. Συνήθη ασβεστοτσιμεντοκονινάματα χαμηλής έως μέσης αντοχής
- iii. Σχεδόν πλήρεις οριζόντιους αρμούς, πάχους 10 – 20 mm
- iv. Ημι – πλήρεις κατακόρυφους αρμούς πάχους 10 – 20 mm
- v. Κατακόρυφα φορτία μόνο από το ίδιο βάρος της τοιχοπλήρωσης ($\sigma_0 \approx 0$)

Πίνακας 2-5. Ερήμην αντιπροσωπευτικές τιμές αντοχής τοιχοπληρώσεων – ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Αντοχή	Τοιχοπλήρωση	Ποιότητα δόμησης και σφώνωσης		
		Καλή	Μέτρια	Κακή
Λοξή θλίψη $f_{wc,s}$ [Mpa]	Μπατικός	2.00	1.50	1.00
	Δρομικός	1.50	1.00	0.75
Διαγώνια ρηγμάτωση f_{wv} [Mpa]	Μπατικός	0.25	0.20	0.15
	Δρομικός	0.20	0.15	0.10

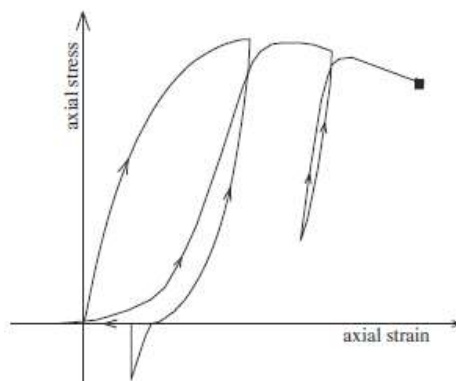
2.6 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ – ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΟ ΜΟΝΤΕΛΟ CRISAFULLI



Σχήμα 2-10. Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων με το ανελαστικό μοντέλο Crisafulli.

Για τη μη γραμμική απόκριση στοιχείων τοιχοποιίας πλήρωσης πλαίσιακών κατασκευών αναπτύχθηκε ένα μαθηματικό μοντέλο το 1997 από τον Crisafulli, που είναι μεταξύ του μοντέλου της απλής θλιβόμενης διαγώνιας ράβδου και της τριπλής θλιβόμενης ράβδου [βλ. σχήμα 2-10]. Κάθε πάνελ αποτελείται συνολικά από 4 διαγώνια μέλη θλιπτήρων, από δύο παράλληλα σε κάθε διεύθυνση, και δύο διατμητικά ελατήρια για την μεταφορά της τέμνουσας. Τα ελατήρια αυτά ενεργούν μόνο κατά τη διαγώνιο που είναι σε θλίψη και γι' αυτό η ενεργοποίησή του εξαρτάται και από την παραμόρφωση του πάνελ. Προκειμένου να ληφθούν υπόψη τα πραγματικά σημεία επαφής της τοιχοπλήρωσης με το περιβάλλον πλαίσιο, χρησιμοποιούνται τέσσερις εσωτερικοί κόμβοι [internal node], ενώ για να ληφθεί υπόψη το μήκος επαφής μεταξύ πλαισίου και τοιχοποιίας χρησιμοποιούνται ακόμα τέσσερις “φανταστικοί” κόμβοι [dummy node]. Όλες οι εσωτερικές δυνάμεις μεταφέρονται στους τέσσερις εξωτερικούς κόμβους όπου έρχεται και σε επαφή η τοιχοπλήρωση με το πλαίσιο. Για να οριστεί πλήρως το μοντέλο προσομοίωσης κατά Crisafulli πρέπει να προσδιοριστούν κάποιες παράμετροι που αναλύονται παρακάτω.

2.6.1 ΥΣΤΕΡΗΤΙΚΗ ΚΑΜΠΥΛΗ ΜΟΝΤΕΛΟΥ ΘΛΙΠΤΗΡΑ – ΕΛΚΥΣΤΗΡΑ



Διάγραμμα 2-4. Υστερητική συμπεριφορά μοντέλου θλιπτήρα ελκυστήρα – ανελαστικό μοντέλο προσομοίωσης Crisafulli.

Για να προσομοιωθεί σωστά η καμπύλη απόκρισης του μοντέλου πρέπει να δοθούν και να οριστούν κάποια μεγέθη.

- ϵ_m το αρχικό μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας, μπορεί να πάρει τιμές μεταξύ $400 \cdot f_{m\theta} \div 1000 \cdot f_{m\theta}$ [Crisafulli 1997 και Smyrou 2006]
- $f_{m\theta}$ η αντοχή της τοιχοποιίας σε θλίψη, αναφέρεται στη διαγώνια διεύθυνση αλλά μπορεί να θεωρηθεί ότι ταυτίζεται με την κατακόρυφη θλίψη
- f_t η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας, μπορεί να αμεληθεί και να θεωρηθεί ίση με μηδέν
- ϵ_m η παραμόρφωση στην μέγιστη τάση, παίρνει τιμές μεταξύ $0.001 \div 0.005$ [Crisafulli 1997]
- ϵ_{ult} η τελική παραμόρφωση, ισούται με $20 \cdot \epsilon_m$ [Crisafulli 1997]
- ϵ_{cl} η παραμόρφωση “κλεισίματος”, ορίζει την παραμόρφωση όπου οι ρωγμές κλείνουν μερικώς και επιτρέπουν την ανάπτυξη θλιπτικών τάσεων. Προτεινόμενες τιμές μεταξύ $0 \div 0.003$ [Crisafulli 1997]
- ϵ_1 η παραμόρφωση απομείωσης της επιφάνειας του θλιπτήρα. Προτεινόμενες τιμές μεταξύ $0.0003 \div 0.0008$ [Smyrou 2006]
- ϵ_2 η απομένουσα παραμόρφωση της επιφάνειας του θλιπτήρα. Προτεινόμενες τιμές μεταξύ $0.0006 \div 0.016$ [Smyrou 2006]

Στον παρακάτω πίνακα καταγράφονται και ακόμα εννέα εμπειρικές παράμετροι που αφορούν την ανακυκλιζόμενη φόρτιση και πρέπει να οριστούν σύμφωνα με τον Crisafulli [1997]. Με αναλύσεις που έγιναν από τους Smyrou et al [2006] έδειξαν ότι μόνο τρεις εξ αυτών επηρεάζουν περισσότερο τις δυναμικές αναλύσεις.

Πίνακας 2-6. Εμπειρικοί συντελεστές προσομοιώματος *Crisafulli*.

Συντελεστής	Προτεινόμενες τιμές	Οριακές τιμές
γ_{un}	1.5-2.5	≥ 1
α_{re}	0.2-0.4	≥ 0
α_{ch}	0.3-0.6	0.1-0.7
β_a	1.5-2.0	≥ 0
β_{ch}	0.6-0.7	0.5-0.9
γ_{plu}	0.5-0.7	0-1.0
γ_{plr}	1.1-1.5	≥ 1
e_{x1}	1.5-3.0	≥ 0
e_{x2}	1.0-1.5	≥ 0

όπου,

γ_{un} ο συντελεστής δυσκαμψίας στην έναρξη της αποφόρτισης

α_{re} ο συντελεστής παραμόρφωσης επαναφόρτισης

α_{ch} ο συντελεστής παραμόρφωσης σημείου καμψής

β_a ο συντελεστής παραμόρφωσης πλήρους αποφόρτισης

β_{ch} ο συντελεστής τάσης σημείου καμψής

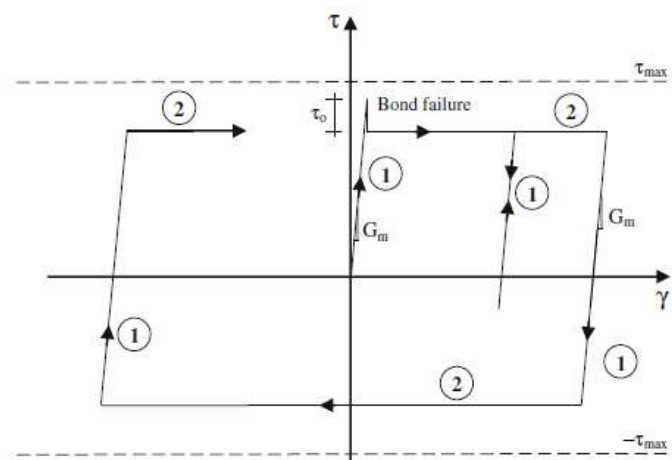
γ_{plu} ο συντελεστής δυσκαμψίας μηδενισμού τάσης

γ_{plr} ο συντελεστής δυσκαμψίας επαναφόρτισης

e_{x1} ο συντελεστής δυσκαμψίας πλαστικής αποφόρτισης

e_{x2} ο συντελεστής δυσκαμψίας επαναλαμβανόμενου κύκλου

2.6.2 ΥΣΤΕΡΙΤΙΚΗ ΣΧΕΣΗ ΓΙΑ ΤΗΝ ΚΑΜΠΥΛΗ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ



Διάγραμμα 2-5.

Υστεριτική καμπύλη τέμνουσας – ανελαστικό μοντέλο προσομοίωσης *Crisafulli*.

Η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας ορίζεται ως το άθροισμα της διατμητικής αντοχής των αρμών $[\tau_0]$ και του γινομένου του συντελεστή τριβής $[\mu]$ και της τάσης κάθετα στους αρμούς $[\sigma_0]$.

$$\tau = \tau_0 + \mu \cdot \sigma_0 \quad (2.21)$$

Ο συντελεστής τριβής λαμβάνει γενικά χαμηλές τιμές μεταξύ 0.1÷1.2.

Ακόμη, χρειάζεται να οριστεί η μέγιστη διατμητική τάση τ_{max} , όπου είναι η μεγαλύτερη διατμητική τάση που μπορεί να αναπτυχθεί στην τοιχοπλήρωση.

Ως συντελεστής α_s ορίζεται ο λόγος μέγιστης διατμητικής αντοχής και της μέσης τάσης. Προτεινόμενη τιμή $\alpha_s = 1.50$ σύμφωνα με τον Crisafulli [1997].

2.6.3 ΠΑΧΟΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ

Ορίζεται ως το πάχος των τούβλων της τοιχοπλήρωσης ή μπορεί να συμπεριληφθεί και το πάχος του κονιάματος.

2.6.4 ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΘΛΙΠΤΗΡΑ 1 – A_1

Ορίζεται ως το γινόμενο του πάχους της τοιχοποιίας και του ισοδύναμου πλάτους b_w του θλιπτήρα. Το πλάτος b_w παίρνει τιμές μεταξύ του 10 – 40 % του διαγώνιου μήκους της τοιχοπλήρωσης. Υπάρχουν αρκετές εμπειρικές εκφράσεις βάση πειραματικών αποτελεσμάτων, απλουστευτικά μπορεί να θεωρηθεί τιμή ίση με το 1/3 ή το 1/4 του b_w [Smyrou 2006].

2.6.5 ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΘΛΙΠΤΗΡΑ 2 – A_2

Ορίζεται ως ποσοστό της επιφάνειας θλιπτήρα 1 - είναι η απομένουσα επιφάνεια του θλιπτήρα. Εξαιτίας της ρηγμάτωσης της τοιχοπλήρωσης το μήκος επαφής μεταξύ του τοίχου και του στύλου μειώνεται, όσο αυξάνεται η μετακίνηση, επηρεάζοντας το μήκος του ισοδύναμου θλιπτήρα. Προτεινόμενες τιμές: $A_2 = 40\% \cdot A_1$.

2.6.6 ΙΣΟΔΥΝΑΜΟ ΜΗΚΟΣ ΕΠΑΦΗΣ H_2

Ορίζεται ως ποσοστό του κατακόρυφου ύψους του πλαισίου και αποδίδει την απόσταση του εσωτερικού με τον “φανταστικό” κόμβο [internal – dummy node].

Παίρνει τιμές μεταξύ $1/3 - 1/2$ του πραγματικού μήκους επαφής $[z]$ μεταξύ πλαισίου και τοιχοπλήρωσης.

$$h_z = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) \cdot z \quad (2.22)$$

$$z = \frac{\pi}{2 \cdot \lambda} \quad (2.23)$$

$$\lambda = h \cdot \sqrt[4]{\frac{E_m \cdot t_w \cdot \sin 2\theta}{4 \cdot E_c \cdot I_c \cdot h_w}} \quad (2.24)$$

όπου,

z το πραγματικό μήκος επαφής

h_z το ισοδύναμο μήκος επαφής

E_m το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας

t_w το πάχος του τοίχου

θ η γωνία του θλιπτήρα

E_c, I_c το μέτρο ελαστικότητας και ροπή αδράνειας του υποστυλώματος

h_w το ύψος του τοίχου

2.6.7 ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΚΑΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΜΕΤΑΘΕΣΗ ΧΟΙ ΚΑΙ ΥΟΙ

Ορίζεται ως ποσοστό της οριζόντιας και κατακόρυφης μετατόπισης κόμβων πλαισίου -κόμβων τοιχοπλήρωσης. Αποδίδει δηλαδή την απόσταση μεταξύ εξωτερικών και εσωτερικών γωνιακών κόμβων.

2.6.8 ΠΟΣΟΣΤΟ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΠΟΥ ΑΝΑΤΙΘΕΤΑΙ ΣΤΗΝ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Η δυσκαμψία που θα αποδοθεί στο διατμητικό ελατήριο. Προτεινόμενες τιμές συντελεστή γ_s μεταξύ $0.50 \div 0.75$.

2.7 ΣΤΑΘΜΗ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ ΥΛΙΚΩΝ – ΣΑΔΥ

Ο Κανονισμός Επεμβάσεων στην παράγραφο §3.7.3 αναφέρει ότι για την ανάληψη σεισμικών δράσεων από άοπλες τοιχοπληρώσεις χωρίς βλάβες, για ικανοποιητική ΣΑΔΥ, απαιτούνται εργασίες αποτύπωσης που περιλαμβάνουν κατ' ελάχιστο αποκαλύψεις τοιχοποιίας σε 2 θέσεις, σε κάθε όροφο του κτιρίου ή τμήμα του

ορόφου, διαστάσεων 0.70x0.70 m². Με την διαδικασία αυτή λαμβάνονται πληροφορίες που αφορούν:

- i. Το σύστημα και την ποιότητα δόμησης
- ii. Το πάχος του τοίχου
- iii. Το είδος και την ποιότητα των υλικών δόμησης
- iv. Το πάχος των αρμών και τον βαθμό πλήρωσης με κονίαμα, τόσο για τους οριζόντιους, όσο και για τους κατακόρυφους αρμούς
- v. Τη σφήνωση της τοιχοποιίας στο περιβάλλον πλαίσιο
- vi. Τα διαζώματα (κάθε είδους)

Αν οι αποκλίσεις μεταξύ των χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας είναι μεγάλες, γίνονται επιπλέον δοκιμές σε περισσότερες θέσεις της κατασκευής.

Αν οι δοκιμές γίνουν σε επαρκές πλήθος θέσεων (πχ. 4), τότε επιτρέπεται να θεωρηθεί ΣΑΔ_γ υψηλή.

Σε περίπτωση που χρησιμοποιηθούν οι ημιεμπειρικές σχέσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. που παρουσιάζονται στη παράγραφο §7.4, τότε η ΣΑΔ_γ μπορεί να θεωρηθεί ικανοποιητική.

Στο παράρτημα 4.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. δίνονται και οι αντίστοιχοι συντελεστές ασφαλείας, ανάλογα τη στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων για τα υφιστάμενα υλικά:

$$\gamma_m = 1.50 \pm 0.20 \quad (2.25)$$

3. ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΟΝΩΡΟΦΟΥ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ

3.1 ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΚΑΙ ΣΤΟΧΟΙ

Ένα πλαίσιο λόγω του απλού στατικού μοντέλου του, ενδείκνυται για την διερεύνηση της συμπεριφοράς του σε μη γραμμικές αναλύσεις. Στόχος των αναλύσεων που θα ακολουθήσουν είναι αρχικά η εξοικείωση με τον τρόπο συμπεριφοράς των τοιχοπληρώσεων και τη σωστή προσομοίωση τους, αλλά και η σύγκριση της ικανότητας της κατασκευής ενός τοιχοπληρωμένου πλαισίου με το αντίστοιχο “γυμνό” πλαίσιο.

Η πρώτη ανάλυση που θα γίνει είναι η ελαστοπλαστική ανάλυση βήμα προς βήμα με τη βοήθεια ενός λογιστικού φύλλου excel. Τα χαρακτηριστικά και οι ιδιότητες των στοιχείων ακολουθούν τις διατάξεις του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 3^η αναθεώρηση 2022). Στη δεύτερη, θα υλοποιηθεί μη γραμμική υπερωθητική ανάλυση pushover με χρήση του λογισμικού SeismoStruct 2022, της εταιρίας SeismoSoft.

3.2 ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑΣ

3.2.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ

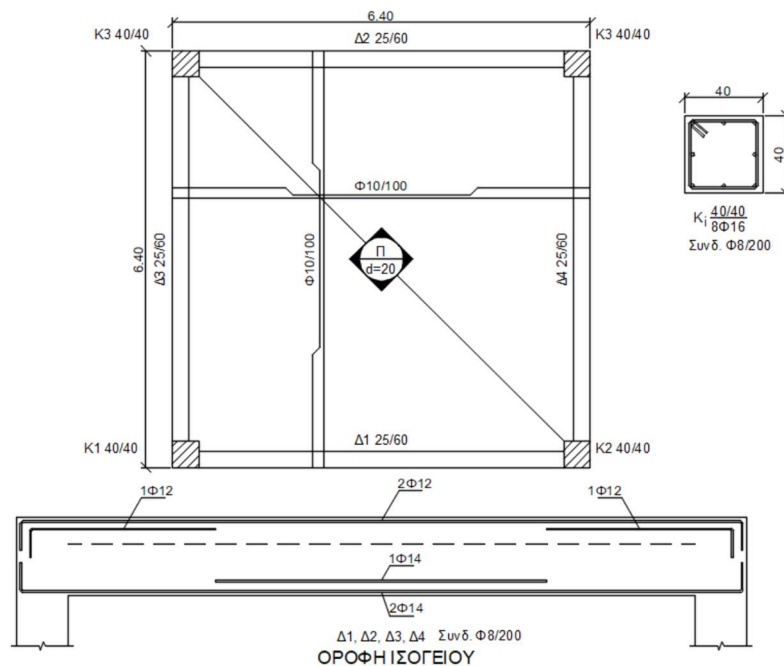
Το πλαίσιο που επιλέχθηκε για την ανάλυση, είναι τμήμα της μονώροφης κατασκευής, οι διαστάσεις και ο ξυλότυπος της οποίας δίνεται στο σχήμα 3-1. Για λόγους απλότητας θεωρήθηκε δοκός ορθογωνικής διατομής και όχι μορφής T – πλακοδοκού. Τα υποστυλώματα διατομής 40x40, διαθέτουν διαμήκη σπλισμό 8Ø16 περιμετρικά κατανεμημένο και δίτητους συνδετήρες Ø8/20. Η δοκός έχει διαστάσεις 25x60 με διαμήκη σπλισμό στη στήριξη 3Ø12 άνω και 2Ø14 κάτω, ενώ στο άνοιγμα 2Ø12 άνω και 3Ø14 κάτω και δίτητους συνδετήρες Ø8/20. Η ποιότητα του σκυροδέματος είναι B225, που αντιστοιχεί σε μέση τιμή αντοχής 22.5 MPa και μέτρο ελαστικότητας $E_c = 29$ GPa. Ο χάλυβας είναι νευροχάλυβας St III, με μέση τιμή αντοχής 460 MPa και μέτρο ελαστικότητας $E_s = 210$ GPa. Η τοιχοπλήρωση είναι μπατική με πάχος 20 cm.

Το συνολικό κατανεμημένο φορτίο της κατασκευής ορίζεται στα 14.5 kN/m. Αυτό προκύπτει από το ίδιο βάρος της πλάκας, των δοκών, τις πρόσθετες επικαλύψεις και τα κινητά φορτία για συνδυασμό $g + \psi_2 \cdot q$. Το ίδιο βάρος του υποστυλώματος υπολογίστηκε στα 15.2 kN.

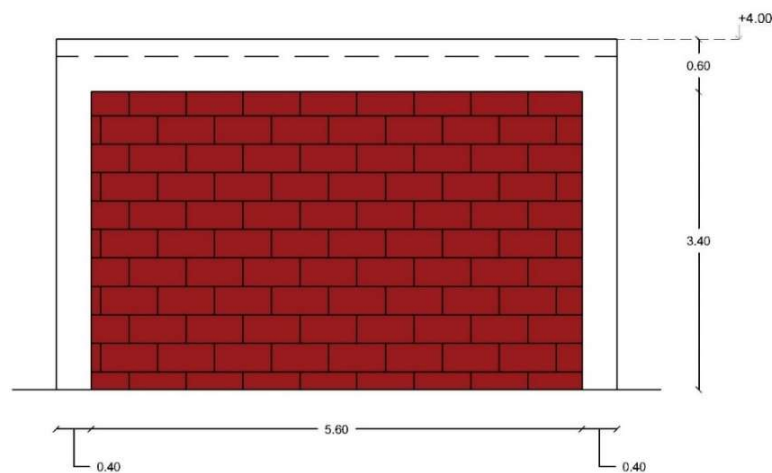
- Ειδικό βάρος σκυροδέματος 25 kN/m^3
- Φορτίο επικαλύψεων 1.5 kN/m^2
- Κινητά φορτία 2 kN/m^2 , $\psi_2 = 0.30$

Στην ανάλυση του τοιχοπληρωμένου πλαισίου, το φορτίο προσαυξάνεται κατά 6.85 kN/m λόγω της τοιχοποιίας. Επομένως, φορτίζεται με 21.35 kN/m .

- Φορτίο μπατικής τοιχοποιίας 3.60 kN/m^2 επιφάνειας



Σχήμα 3-1. Ξυλότυπος οροφής ισογείου και αναπτύγματα οπλισμών.



Σχήμα 3-2. Όψη τοιχοπληρωμένου πλαισίου.

3.2.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ $M - \theta$ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

Η εύρεση της καμπύλης ικανότητας των διατομών $M - \theta$ έγινε σύμφωνα με τις διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων ακριβώς όπως παρουσιάζονται εκτενώς στο κεφάλαιο 7 και στα Παραρτήματα 7Α, 7Β, 7Γ του κανονισμού και γι' αυτό δεν κρίθηκε απαραίτητο να αναλυθούν περισσότερο στην παρούσα διπλωματική εργασία.

Έχοντας δεδομένα τη γεωμετρία και τον οπλισμό κάθε διατομής του πλαισίου, εύκολα μπορούν να υπολογιστούν τα ακόλουθα μεγέθη:

- i. Η ροπή διαρροής M_y
- ii. Η γωνία στροφής – χορδής στη διαρροή θ_y
- iii. Η γωνία στροφής – χορδής στην αστοχία θ_u
- iv. Η διατμητική αντοχή $V_{R,0}$ και $V_{R,pl}$
- v. Η ενεργός δυσκαμψία EI_{eff}

Με τα παραπάνω χαρακτηριστικά να είναι πλέον γνωστά, κατασκευάζεται η καμπύλη ικανότητας κάθε διατομής σε όρους ροπής αντοχής και γωνίας στροφής χορδής. Γίνεται επίσης έλεγχος αν προηγείται αστοχία σε διάτμηση ή η καμπτική αστοχία [επαλληλία διαγραμμάτων $M - \theta$ λόγω κάμψης και $M_V - \theta$ λόγω διάτμησης].

3.2.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΗΣ

Η διαδικασία προσομοίωσης της τοιχοπλήρωσης παρουσιάζεται αναλυτικά στο κεφάλαιο 2 της παρούσας διπλωματικής εργασίας. Ως μέθοδος προσομοίωσης επιλέγεται η διαγώνια θλιβόμενη ράβδος δυσκαμψίας E και πλάτους $b = 0.15 \cdot L$ όπως ορίζεται στον Κανονισμό Επεμβάσεων. Η καμπύλη ικανότητας της τοιχοπλήρωσης είναι σε όρους οριζόντιας τέμνουσας δύναμης V και οριζόντιας μετατόπισης δ . Το μέτρο ελαστικότητας υπολογίζεται από την σχέση (Σ19β) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. της παραγράφου §7.4.1ζ₂:

$$E \cdot A_\rho = \frac{G \cdot A_\phi}{\cos^2 a \cdot \sin a} \quad (3.1)$$

Η μέση διατμητική αντοχή f_{wv} και το μέτρο διάτμησης G υπολογίζονται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 6. Με γνωστά αυτά τα δύο μεγέθη προκύπτει άμεσα η γωνιακή παραμόρφωση στη διαρροή, η οριζόντια μετακίνηση και η τέμνουσα αντοχής της τοιχοπλήρωσης:

$$\gamma_y = \frac{\bar{f}_{wv}}{G} \quad (3.2)$$

$$\delta_y = \frac{\gamma_y}{H} \quad (3.3)$$

$$V_R = (t \cdot l) \cdot \bar{f}_{wv} \quad (3.4)$$

Στην τιμή που προκύπτει από την εξίσωση (3.2) ως γωνιακή παραμόρφωση διαρροής παρατηρείται μεγάλη ασυμβατότητα με τις προτεινόμενες τιμές του κανονισμού

$$\gamma_y \approx 1.50 \cdot 10^{-3} \quad (3.5)$$

Έχοντας γνωστά το μέτρο διάτμησης G , την επιφάνεια του φατνώματος A_ϕ και την γωνία α που σχηματίζει η θλιβόμενη διαγώνια ράβδος, υπολογίζεται το γινόμενο $E \cdot A_\phi = \text{σταθερό}$. Αξίζει να σημειωθεί ότι οι διαφορές που προκύπτουν στις τιμές για το πλάτος b της ράβδου κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. [$b = 0.15 \cdot L$] και κατά Ευρωκώδικα [$b = 0.25 \cdot L$] δεν επηρεάζουν σημαντικά το τελικό αποτέλεσμα της ανάλυσης, καθώς το γινόμενο $E \cdot A_\phi$ παραμένει σταθερό σε κάθε περίπτωση.

3.2.4 ΕΛΑΣΤΟΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ – ΜΕΘΟΔΟΣ ΒΗΜΑ ΠΡΟΣ ΒΗΜΑ

Η κυριότερη μέθοδος μη γραμμικής ανάλυσης με στόχο την εύρεση της αντοχής και της διαθέσιμης πλαστιμότητας της κατασκευής είναι η ανελαστική στατική ανάλυση ή αλλιώς pushover analysis. Κατά την εφαρμογή της ο φορέας φορτίζεται, σε συνδυασμό με τα οριζοντίων μόνιμα φορτία $g + \psi_2 \cdot q$, με αυξητικό οριζόντιο φορτίο. Η κατανομή των οριζόντιων φορτίων καθ' ύψος μπορεί να είναι ομοιόμορφη ορθογωνική, τριγωνική, είτε να ακολουθεί την κατανομή της 1^{ης} ιδιομορφής και εφαρμόζεται στο κέντρο μάζας κάθε ορόφου. Οι συνδυασμοί φόρτισης είναι 8: $g + \psi_2 \cdot q \pm E_x \pm 0.30 \cdot E_y$ και $g + \psi_2 \cdot q \pm E_y \pm 0.30 \cdot E_x$.

Η διαδικασία της μεθόδου βήμα προς βήμα ξεκινάει με τη φόρτιση των κατακόρυφων φορτίων βαρύτητας $g + \psi_2 \cdot q$ (βήμα 0) και επομένως προκύπτουν τα διαγράμματα ροπών για κάθε μέλος του φορέα. Στο επόμενο βήμα (βήμα 1) εφαρμόζεται αυξητικό οριζόντιο φορτίο, ίσο με 100 kN στο παράδειγμα του πλαισίου, και σχεδιάζονται εκ νέου τα διαγράμματα ροπών. Υπολογίζεται ο φορτικός συντελεστής λ για κάθε διατομή, προκειμένου να φανεί ποια διατομή φτάνει πρώτη σε διαρροή.

$$\lambda = (M_y - M_0) / M_E \quad (3.6)$$

Πρώτη, διαρρέει η διατομή με το μικρότερο λ και υπολογίζονται οι τελικές ροπές των υπόλοιπων διατομών ως

$$M_{\text{τελ}} = M_0 + \min \lambda \cdot M_E \quad (3.7)$$

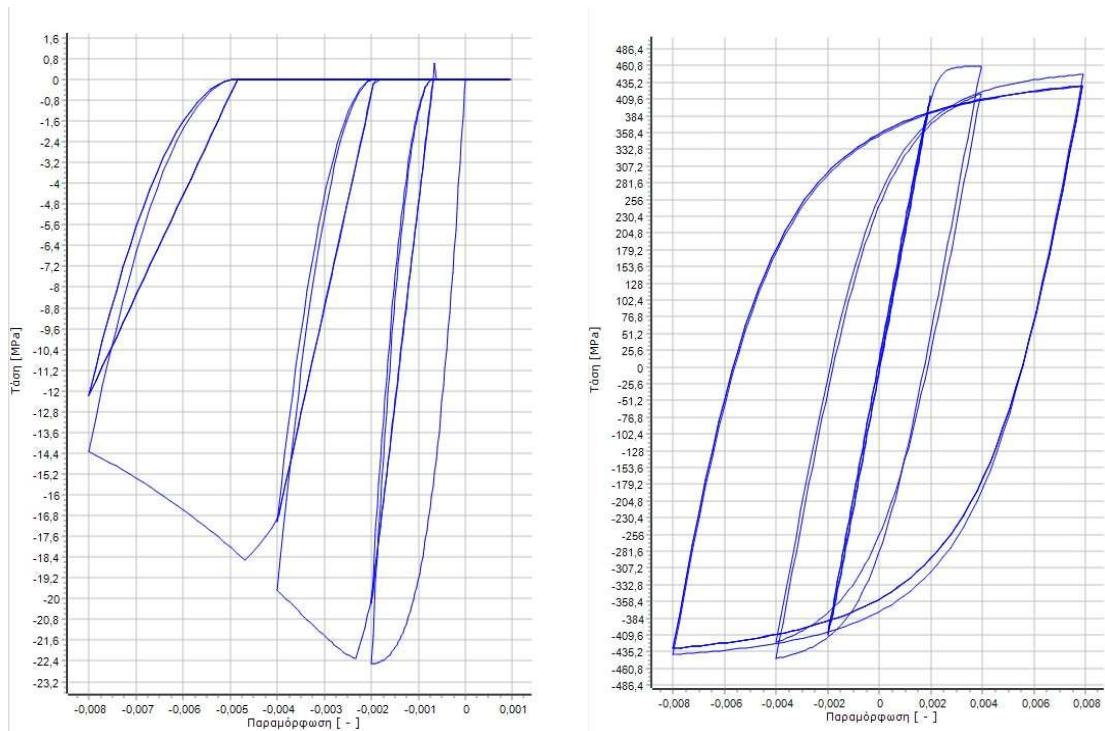
Στη συνέχεια της προσομοίωσης τοποθετείται πλαστική άρθρωση στη διατομή που έφτασε στη διαρροή της και επαναλαμβάνεται η ίδια διαδικασία μέχρι η κατασκευή να γίνει μηχανισμός. Από το βήμα 2 και έπειτα υπολογίζεται και συντελεστής λ όχι μόνο σε όρους ροπών κάμψης, αλλά και σε όρους γωνιών στροφής – χορδής ώστε να ελέγχεται και το ενδεχόμενο κάποια διατομή να φτάσει στην αστοχία της. Αστοχία επέρχεται όταν ξεπεραστεί η $\theta_{i,OK}$. Σε κάθε βήμα προσδιορίζεται και η οριζόντια μετακίνηση ορόφου. Τέλος, ενώνοντας τα σημεία $(V - \delta)_i$ για i βήματα προκύπτει και η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής.

3.2.5 PUSHOVER – SEISMOSTRUCT

Για τη μη γραμμική ανάλυση pushover που θα τρέξει αυτόματα το λογισμικό SeismoStruct, οι διατομές προσομοιώνονται με πεπερασμένα στοιχεία ινών με πλαστικές αρθρώσεις, είτε βασισμένα στις δυνάμεις (FBPH), είτε βασισμένα στις μετατοπίσεις (DBPH). Τα στοιχεία infrmDBPH (inelastic frame Displacement Based Plastic Hinge element) είναι γραμμικά ελαστικά μέλη με την ανελαστικότητα να συγκεντρώνεται στα μη γραμμικά ελατήρια στα άκρα του μέλους, ενώ στα στοιχεία infrmFBPH (inelastic frame Forced Based Plastic Hinge element) η ανελαστικότητα ορίζεται σε όρους τάσεων παραμορφώσεων σε κάθε λωρίδα ολοκλήρωσης της διατομής. Η τοιχοποιία πλήρωσης προσομοιώθηκε με την κατηγορία ανελαστικών στοιχείων infill που βασίζεται στο μοντέλο Crisafulli [1997].

Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν κατά την προσομοίωση είναι το μη γραμμικό μοντέλο σκυροδέματος Mander et al και το μοντέλο χάλυβα Menegotto – Pinto (βλ. σχήμα 3-3).

Στα επιβαλλόμενα φορτία ορίζονται τα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας και ένα οριζόντιο προσαυξητικό μοναδιαίο φορτίο. Στη φάση φόρτισης προσδιορίζεται η μέγιστη τιμή μετατόπισης που θα φτάσει ο φορέας, με καθορισμένο αριθμό βημάτων, ή η μέγιστη τιμή της τέμνουσας βάσης, με καθορισμένο αριθμό βημάτων. Στα αποτελέσματα της ανάλυσης εμφανίζεται η καμπύλη ικανότητας του φορέα, αλλά και διαγράμματα αυξητικού φορτικού συντελεστή με ροπή κάμψης και αυξητικού φορτικού συντελεστή με γωνίας στροφής – χορδής. Περνώντας τις τιμές σε ένα λογιστικό φύλλο excel προσδιορίζεται και το διάγραμμα $M - \theta$ κάθε διατομής.



Σχήμα 3-3. Μη γραμμικό μοντέλο σκυροδέματος Mander et al (αριστερά), μοντέλο χάλυβα Menegotto – Pinto (δεξιά).

3.3 ΑΝΑΛΥΣΗ “ΓΥΜΝΟΥ” ΠΛΑΙΣΙΟΥ

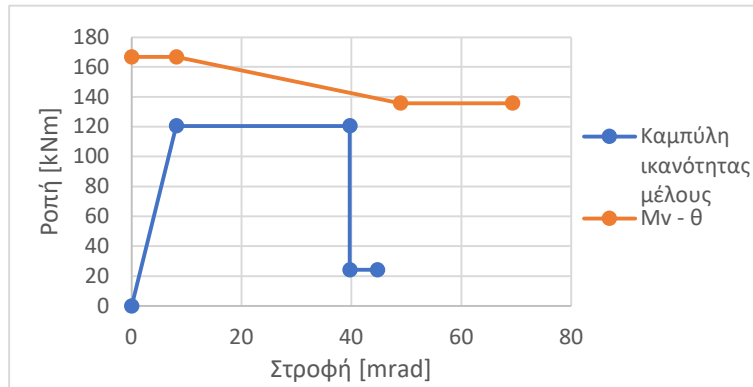
3.3.1 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ Μ – Θ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

ι. Διατομή υποστυλώματος – κεφαλή

Με δεδομένη τη γεωμετρία και τον σπλισμό της διατομής όπως προσδιορίσθηκε στο κεφ. 3.2.1 και με αξονική $N = 43.50$ kN, όπως προκύπτει από την στατική ανάλυση, εφαρμόζονται οι διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και υπολογίζονται τα παρακάτω μεγέθη:

- | | |
|---------------------------------------|--|
| - Ροπή διαρροής | $M_y = 120.60$ kNm |
| - Γωνία στροφής – χορδής στη διαρροή | $\theta_y = 8.15$ mrad |
| - Γωνία στροφής – χορδής στην αστοχία | $\theta_u = 39.70$ mrad |
| - Ενεργός δυσκαμψία | $EI_{eff} = 9126.92$ kN·m ² |
| - Διατμητική αντοχή | $V_{R,0} = 90.15$ kN |
| | $V_{R,pl} = 73.41$ kN |

Προκύπτει αστοχία σε κάμψη και παρατίθεται παρακάτω η καμπύλη ικανότητας της διατομής σε όρους Μ – θ.



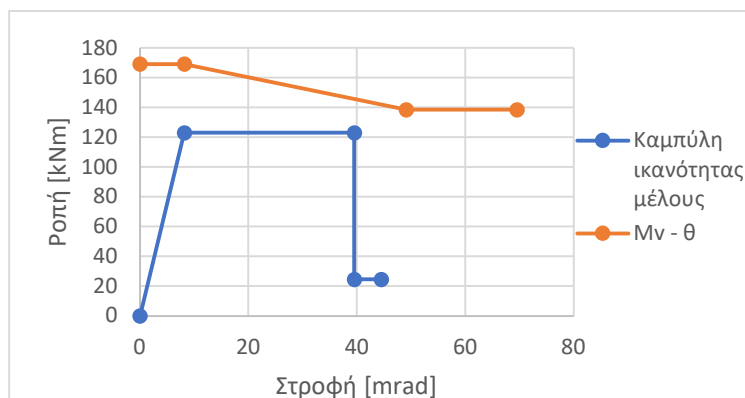
Διάγραμμα 3-1. *M-θ κεφαλής υποστυλώματος 'γυμνού' πλαισίου.*

ii. Διατομή υποστυλώματος – πόδας

Με δεδομένη τη γεωμετρία και τον σπλισμό της διατομής όπως προσδιορίσθηκε στο κεφ. 3.2.1 και με αξονική $N = 43.50 + 15.20 = 58.70$ kN, όπως προκύπτει από την στατική ανάλυση, εφαρμόζονται οι διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και υπολογίζονται τα παρακάτω μεγέθη:

- | | | |
|---------------------------------------|----------------------|-------------------|
| - Ροπή διαρροής | $M_y = 122.97$ | kNm |
| - Γωνία στροφής – χορδής στη διαρροή | $\theta_y = 8.18$ | mrad |
| - Γωνία στροφής – χορδής στην αστοχία | $\theta_u = 39.51$ | mrad |
| - Ενεργός δυσκαμψία | $EI_{eff} = 9269.75$ | kN·m ² |
| - Διατμητική αντοχή | $V_{R,0} = 91.41$ | kN |
| | $V_{R,pl} = 74.85$ | kN |

Προκύπτει αστοχία σε κάμψη και παρατίθεται παρακάτω η καμπύλη ικανότητας της διατομής σε όρους $M - \theta$.



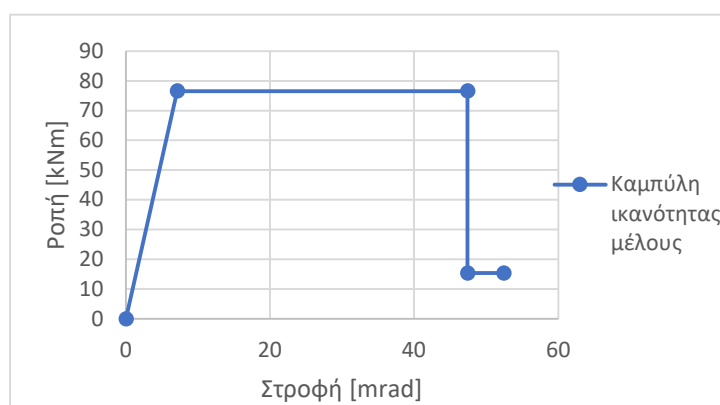
Διάγραμμα 3-2. *M-θ πόδα υποστυλώματος 'γυμνού' πλαισίου.*

iii. Διατομή δοκού – στήριξη – θετική ροπή M^+

Με δεδομένη τη γεωμετρία και τον σπλισμό της διατομής όπως προσδιορίσθηκε στο κεφ. 3.2.1 και με αξονική $N = 0$ εφαρμόζονται οι διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και υπολογίζονται τα παρακάτω μεγέθη:

- Ροπή διαρροής	$M_y = 76.61$	kNm
- Γωνία στροφής – χορδής στη διαρροή	$\theta_y = 7.12$	mrad
- Γωνία στροφής – χορδής στην αστοχία	$\theta_u = 47.41$	mrad
- Ενεργός δυσκαμψία	$EI_{eff} = 10759.1$	kN·m ²
- Διατμητική αντοχή	$V_{R,0} = 71.23$	kN
	$V_{R,pl} = 53.42$	kN

Προκύπτει αστοχία σε κάμψη και παρατίθεται παρακάτω η καμπύλη ικανότητας της διατομής σε όρους $M - \theta$.



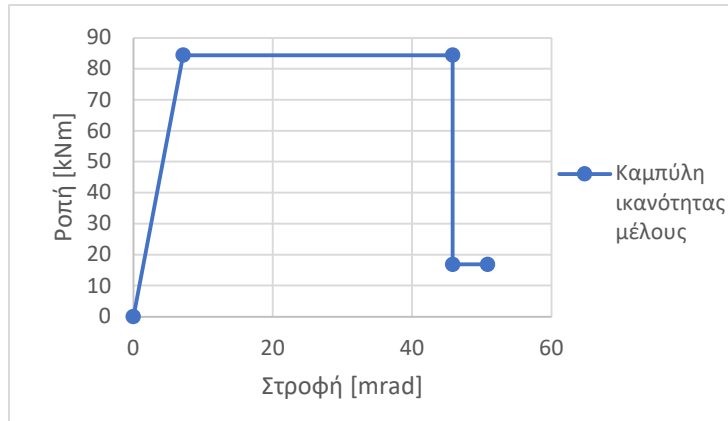
Διάγραμμα 3-3. *M-θ δοκού στη στήριξη 'γυμνού' πλαισίου – θετική ροπή.*

iv. Διατομή δοκού – στήριξη – αρνητική ροπή M^-

Με δεδομένη τη γεωμετρία και τον σπλισμό της διατομής όπως προσδιορίσθηκε στο κεφ. 3.2.1 και με αξονική $N = 0$ εφαρμόζονται οι διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και υπολογίζονται τα παρακάτω μεγέθη:

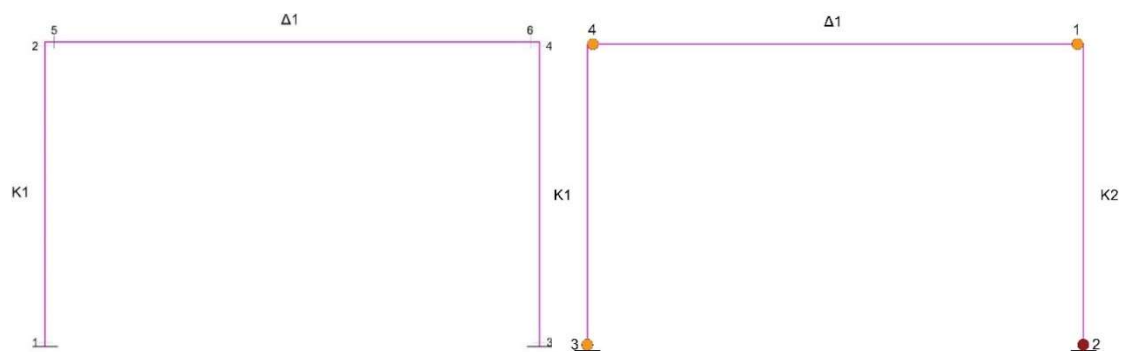
- Ροπή διαρροής	$M_y = 84.40$	kNm
- Γωνία στροφής – χορδής στη διαρροή	$\theta_y = 7.16$	mrad
- Γωνία στροφής – χορδής στην αστοχία	$\theta_u = 45.82$	mrad
- Ενεργός δυσκαμψία	$EI_{eff} = 11786.9$	kN·m ²
- Διατμητική αντοχή	$V_{R,0} = 71.47$	kN
	$V_{R,pl} = 53.61$	kN

Προκύπτει αστοχία σε κάμψη και παρατίθεται παρακάτω η καμπύλη ικανότητας της διατομής σε όρους $M - \theta$.



Διάγραμμα 3-4. Μ-θ δοκού στη στήριξη 'γυμνού' πλαισίου – αρνητική ροπή.

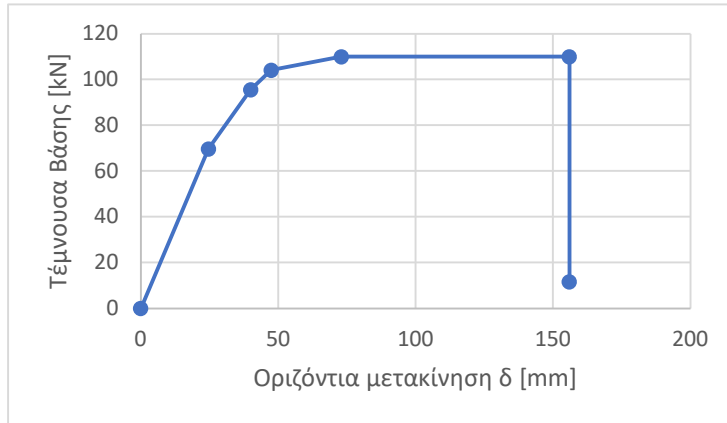
3.3.2 ΜΕΘΟΔΟΣ ΒΗΜΑ ΠΡΟΣ ΒΗΜΑ



Σχήμα 3-4. Αρίθμηση διατομών πλαισίου και διαδοχή πλαστικών αρθρώσεων με την ανάλυση βήμα προς βήμα.

Με την ελαστοπλαστική ανάλυση βήμα προς βήμα του πλαισίου διέρρευσαν κατά σειρά η δοκός Δ1 δεξιά, το υποστύλωμα K2 στη βάση του, το υποστύλωμα K1 στη βάση του και η δοκός Δ1 αριστερά. Με την δημιουργία των τεσσάρων πλαστικών αρθρώσεων σχηματίστηκε μηχανισμός ορόφου. Ύστερα επιβλήθηκε οριζόντια μετατόπιση ίση με 0.10 m και βρέθηκε το υποστύλωμα K2 στη βάση του να φτάνει πρώτο σε αστοχία ($\theta > \theta_u$).

Η καμπύλη ικανότητας του φορέα παρουσιάζεται στο διάγραμμα 3-5 και τα ζεύγη τιμών ($V - \delta$) για κάθε βήμα στον πίνακα 3-1.



Πίνακας 3-1. Ζεύγη τιμών V-δ 'γυμνού' πλαισίου.

V [kN]	δ [mm]
69,72	24,68
95,59	40,07
104,02	47,48
109,99	72,95
109,99	155,98
11,61	155,98

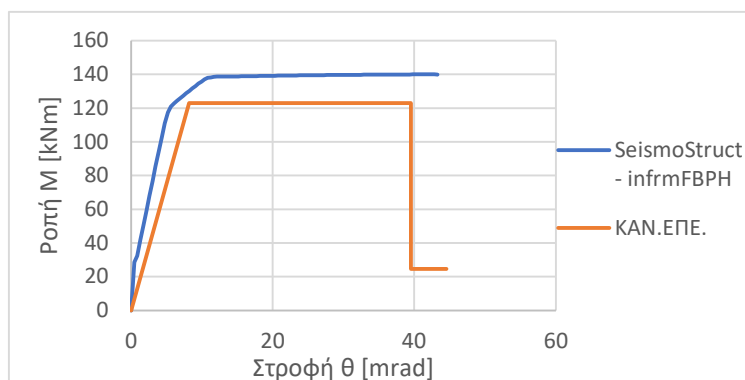
Διάγραμμα 3-5. Καμπύλη ικανότητας 'γυμνού' πλαισίου με την ανάλυση βήμα προς βήμα.

3.3.3 ΑΝΑΛΥΣΗ PUSHOVER – SEISMOSTRUCT

3.3.3.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΜΕ ΣΤΟΙΧΕΙΑ INFRMFBPH

Προτού γίνει η σύγκριση της καμπύλης ικανότητας που προκύπτει από το λογισμικό με αυτή από τη μέθοδο βήμα προς βήμα, θα παρουσιαστεί η σύγκριση των διαγραμμάτων $M - \theta$ που προκύπτουν από την ανάλυση και από τις σχέσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Χρησιμοποιήθηκαν στην προσομοίωση διατομές με πεπερασμένα στοιχεία ιών βασισμένα στις δυνάμεις (FBPH).

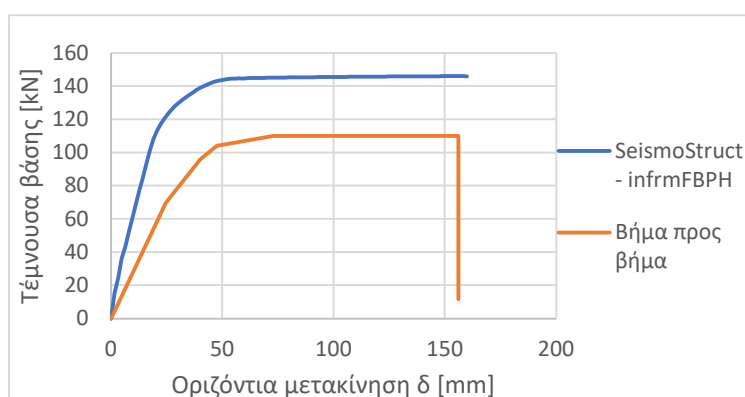
Ενδεικτικά για το υποστυλωμα K_1 στη βάση του, το διάγραμμα ροπών κάμψης – γωνίας στροφής χορδής ($M - \theta$) και το αντίστοιχο του κανονισμού:



Διάγραμμα 3-6. Σύγκριση $M-\theta$ κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. και με στοιχεία ιών *infrmFBPH*, στη βάση του υποστυλώματος του 'γυμνού' πλαισίου.

Παρατηρείται απόκλιση στη ροπή αντοχής, με τη ροπή που προκύπτει από τις σχέσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. να είναι μικρότερη, αλλά είναι συμβατές οι τιμές των γωνιών στροφής – χορδής στη διαρροή, ενώ δεν έχει επέλθει ακόμα αστοχία της διατομής [$\theta < \theta_u$] τη στιγμή που σταμάτησε η ανάλυση.

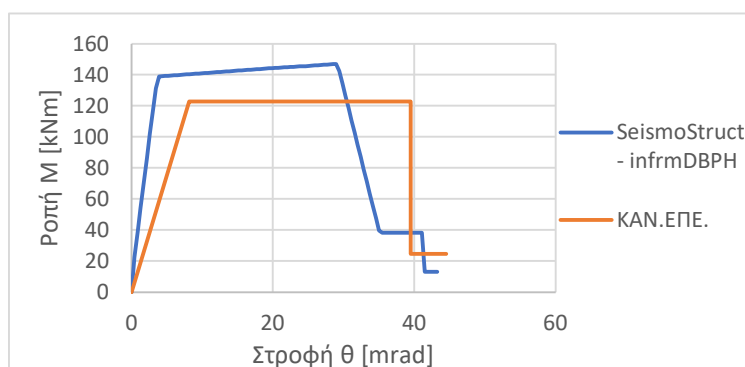
Αντίστοιχη απόκλιση παρατηρείται και στην καμπύλη ικανότητας του πλαισίου. Η μέγιστη τέμνουσα βάσης που προκύπτει από την ελαστοπλαστική ανάλυση βήμα προς βήμα [$V \approx 110$ kN] είναι περίπου 30% μικρότερη από την τέμνουσα της ανάλυσης pushover που εκτελεί το λογισμικό SeismoStruct [$V \approx 146$ kN]. Το πλαίσιο με τη βήμα προς βήμα ανάλυση είναι αρκετά πιο εύκαμπτο, επειδή βασίζεται στην δυσκαμψία EI_{eff} κάθε διατομής όπως ορίζει ο Κανονισμός Επεμβάσεων.



Διάγραμμα 3-7. Σύγκριση καμπύλης ικανότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. και με στοιχεία ινών *infrmFBPH* του 'γυμνού' πλαισίου.

3.3.3.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΜΕ ΣΤΟΙΧΕΙΑ INFRMDBPH

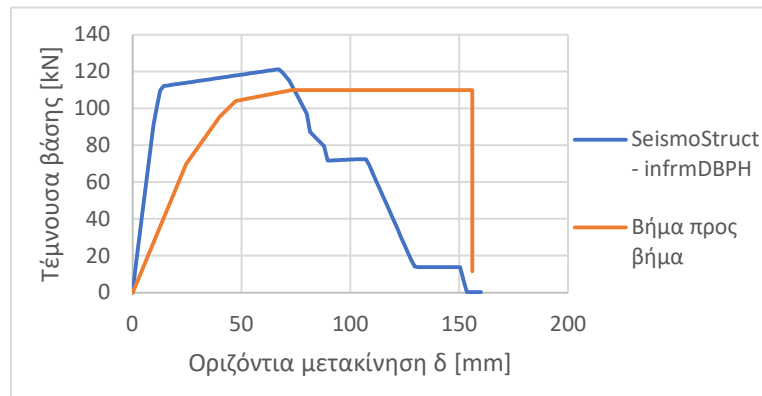
Ομοίως με την προσομοίωση διατομών με στοιχεία *infrmFBPH* πρώτα σχεδιάστηκε το διάγραμμα ροπών κάμψης M – γωνίας στροφής χορδής θ στη βάση του υποστυλώματος K_1 . Σε αυτή τη περίπτωση χρησιμοποιήθηκαν διατομές με πεπερασμένα στοιχεία ινών βασισμένα στις μετατοπίσεις (DBPH) και έγινε η σύγκριση με το διάγραμμα M – θ του ΚΑΝ.ΕΠΕ.



Διάγραμμα 3-8. Σύγκριση M - θ κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. και με στοιχεία ινών *infrmDBPH*, στη βάση του υποστυλώματος του 'γυμνού' πλαισίου.

Παρατηρείται απόκλιση στην ροπή αντοχής και τις γωνίες στροφής - χορδής, με τη ροπή που προκύπτει από τις σχέσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. να είναι μικρότερη, ενώ οι γωνίες στροφής – χορδής στη διαρροή και στην αστοχία είναι μεγαλύτερες. Το υποστύλωμα με βάση την ανάλυση στο λογισμικό προκύπτει και εδώ πιο δύσκαμπτο, που θεωρείται λογικό, καθώς η ανάλυση ξεκινάει από αρηγμάτωση κατάσταση.

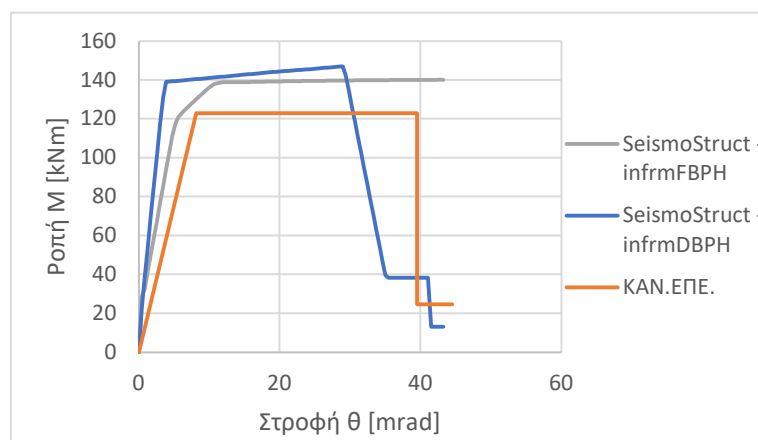
Στην τελική καμπύλη ικανότητας του πλαισίου παρατηρείται μικρότερη διαφορά στην μέγιστη τέμνουσα βάσης μεταξύ των 2 αναλύσεων, αλλά σημαντική διαφορά στις μετακινήσεις που αναπτύσσονται στην κατασκευή.



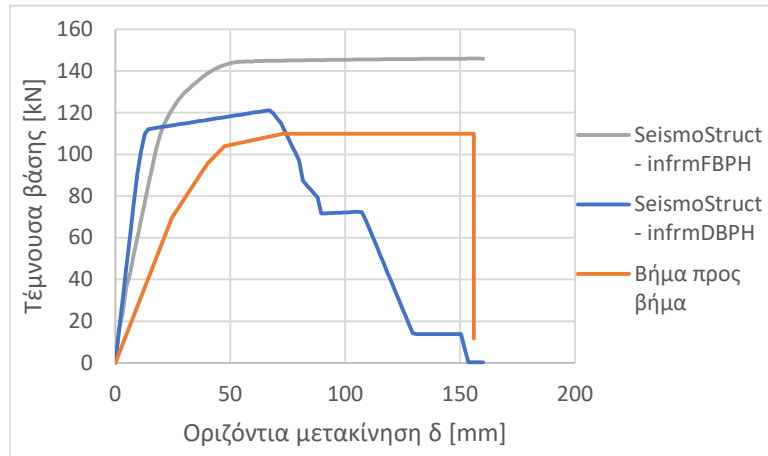
Διάγραμμα 3-9. Σύγκριση καμπύλης ικανότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. και με στοιχεία ιών infrmDBPH του 'γυμνού' πλαισίου.

3.3.4 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ PUSHOVER ΚΑΙ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ M – Θ

Για να γίνουν πιο κατανοητές οι διαφορές μεταξύ των διαφορετικών προσομοιώσεων παρατίθεται παρακάτω το κοινό διάγραμμα ροπής κάμψης M – γωνίας στροφής χορδής θ στη βάση του υποστυλώματος K₁ και της καμπύλης ικανότητας του πλαισίου, για στοιχεία infrmFBPH και infrmDBPH και το αντίστοιχο του ΚΑΝ.ΕΠΕ..



Διάγραμμα 3-10. Σύγκριση M-θ κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ., με στοιχεία ιών infrmFBPH και infrmDBPH στη βάση του υποστυλώματος του 'γυμνού' πλαισίου.



Διάγραμμα 3-11. Σύγκριση καμπύλης ικανότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ., με στοιχεία ιών *infrmFBPH* και *infrmDBPH* του 'γυμνού' πλαισίου.

3.4 ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΜΕΝΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ

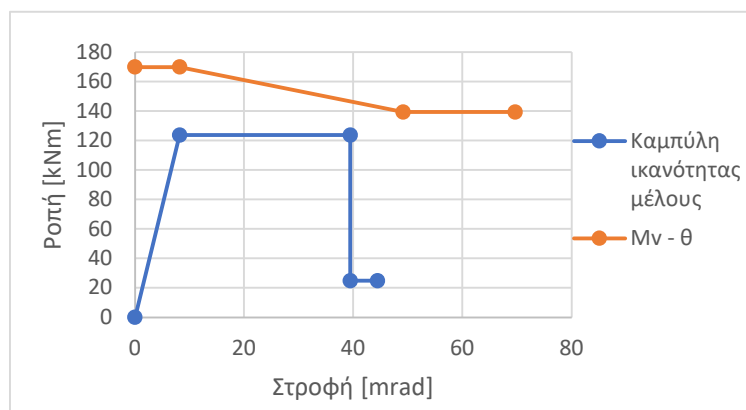
3.4.1 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ $M - \theta$ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

i. Διατομή υποστυλώματος – κεφαλή

Με δεδομένη τη γεωμετρία και τον σπλισμό της διατομής όπως προσδιορίσθηκε στο κεφ. 3.2.1 και με αξονική $N = 64.05$ kN, όπως προκύπτει από την στατική ανάλυση του τοιχοπληρωμένου πλαισίου, εφαρμόζονται οι διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και υπολογίζονται τα παρακάτω μεγέθη:

- Ροπή διαρροής $M_y = 123.80$ kNm
- Γωνία στροφής – χορδής στη διαρροή $\theta_y = 8.19$ mrad
- Γωνία στροφής – χορδής στην αστοχία $\theta_u = 39.45$ mrad
- Ενεργός δυσκαμψία $EI_{eff} = 9319.72$ kN·m²
- Διατμητική αντοχή $V_{R,0} = 91.85$ kN
 $V_{R,pl} = 75.36$ kN

Προκύπτει αστοχία σε κάμψη και παρατίθεται παρακάτω η καμπύλη ικανότητας της διατομής σε όρους $M - \theta$.



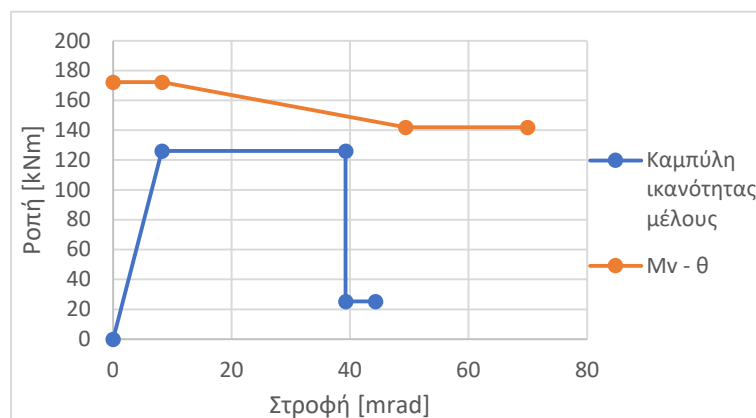
Διάγραμμα 3-12. $M - \theta$ κεφαλής υποστυλώματος τοιχοπληρωμένου πλαισίου.

ii. Διατομή υποστυλώματος – πόδας

Με δεδομένη τη γεωμετρία και τον σπλισμό της διατομής όπως προσδιορίσθηκε στο κεφ. 3.2.1 και με αξονική $N = 64.05 + 15.20 = 79.25$ kN, όπως προκύπτει από την στατική ανάλυση, εφαρμόζονται οι διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και υπολογίζονται τα παρακάτω μεγέθη:

- Ροπή διαρροής	$M_y = 126.15$	kNm
- Γωνία στροφής – χορδής στη διαρροή	$\theta_y = 8.22$	mrad
- Γωνία στροφής – χορδής στην αστοχία	$\theta_u = 39.26$	mrad
- Ενεργός δυσκαμψία	$EI_{eff} = 9460.85$	kN·m ²
- Διατμητική αντοχή	$V_{R,0} = 93.10$	kN
	$V_{R,pl} = 76.78$	kN

Προκύπτει αστοχία σε κάμψη και παρατίθεται παρακάτω η καμπύλη ικανότητας της διατομής σε όρους $M - \theta$.



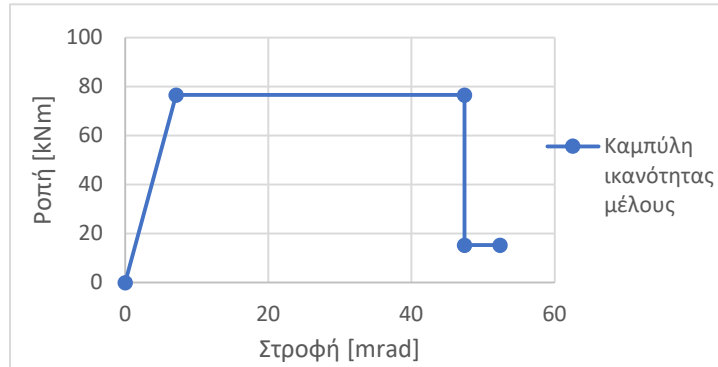
Διάγραμμα 3-13. *M-θ πόδα υποστυλώματος τοιχοπληρωμένου πλαισίου.*

iii. Διατομή δοκού – στήριξη – θετική ροπή M^+

Με δεδομένη τη γεωμετρία και τον σπλισμό της διατομής όπως προσδιορίσθηκε στο κεφ. 3.2.1 και με αξονική $N = 0$ εφαρμόζονται οι διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και υπολογίζονται τα παρακάτω μεγέθη:

- Ροπή διαρροής	$M_y = 76.61$	kNm
- Γωνία στροφής – χορδής στη διαρροή	$\theta_y = 7.12$	mrad
- Γωνία στροφής – χορδής στην αστοχία	$\theta_u = 47.41$	mrad
- Ενεργός δυσκαμψία	$EI_{eff} = 10759.1$	kN·m ²
- Διατμητική αντοχή	$V_{R,0} = 71.23$	kN
	$V_{R,pl} = 53.42$	kN

Προκύπτει αστοχία σε κάμψη και παρατίθεται παρακάτω η καμπύλη ικανότητας της διατομής σε όρους $M - \theta$.



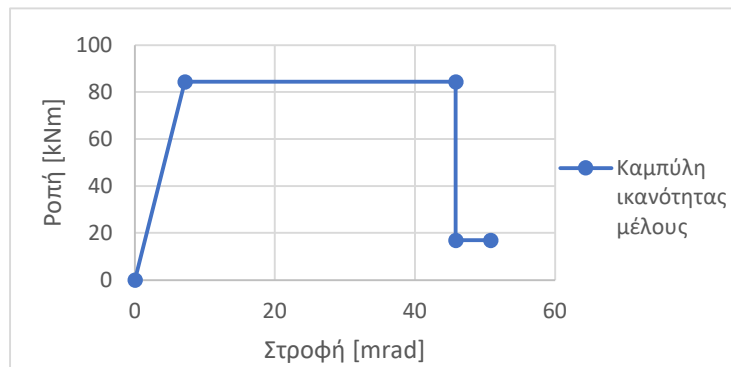
Διάγραμμα 3-14. *M-θ δοκού στη στήριξη τοιχοπληρωμένου πλαισίου – θετική ροπή.*

iv. Διατομή δοκού – στήριξη – αρνητική ροπή M^-

Με δεδομένη τη γεωμετρία και τον σπλισμό της διατομής όπως προσδιορίσθηκε στο κεφ. 3.2.1 και με αξονική $N = 0$ εφαρμόζονται οι διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και υπολογίζονται τα παρακάτω μεγέθη:

- Ροπή διαρροής $M_y = 84.40$ kNm
- Γωνία στροφής – χορδής στη διαρροή $\theta_y = 7.16$ mrad
- Γωνία στροφής – χορδής στην αστοχία $\theta_u = 45.82$ mrad
- Ενεργός δυσκαμψία $EI_{eff} = 11786.1$ kN·m²
- Διατμητική αντοχή $V_{R,0} = 71.47$ kN
 $V_{R,pl} = 53.61$ kN

Προκύπτει αστοχία σε κάμψη και παρατίθεται παρακάτω η καμπύλη ικανότητας της διατομής σε όρους $M - \theta$.



Διάγραμμα 3-15. *M-θ δοκού στη στήριξη τοιχοπληρωμένου πλαισίου – αρνητική ροπή.*

3.4.2 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΚΑΜΠΥΛΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΗΣ

Για τον σχεδιασμό της καμπύλης ικανότητας της τοιχοποιίας πλήρωσης πρέπει να προσδιοριστούν τα μηχανικά και γεωμετρικά χαρακτηριστικά της [βλ. κεφ. 2.5 και 3.2.3]

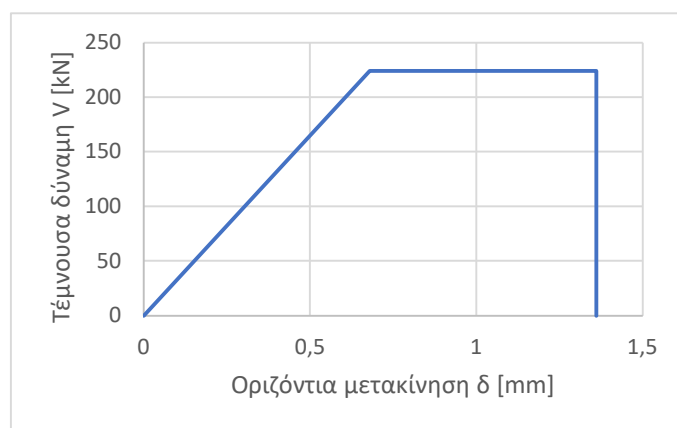
Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της τοιχοπλήρωσης παρουσιάζονται αναλυτικά παρακάτω:

Καθαρό μήκος φατνώματος	$l = 5.60$	m
Καθαρό ύψος φατνώματος	$h = 3.40$	m
Καθαρό μήκος διαγωνίου	$L = 6.55$	m
Πάχος τοιχοποιίας	$t = 0.20$	m
Πλάτος θλιβόμενης ράβδου	$b = 0.15 \cdot L = 0.983$	m
Γωνία θλιβόμενης ράβδου	$\alpha = \arctan(h/l) = 0.55$	rad
Επιφάνεια θλιβόμενης ράβδου	$A_p = t \cdot b = 0.20$	m ²
Επιφάνεια φατνώματος	$A_\phi = t \cdot l = 1.12$	m ²

Η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας πλήρωσης υπολογίζεται από την εξίσωση 2.5 και είναι ίση με $f_{vw} = 0.20$ MPa και η τέμνουσα αντοχής από την εξίσωση 3.4 ίση με $V_R = 224$ kN.

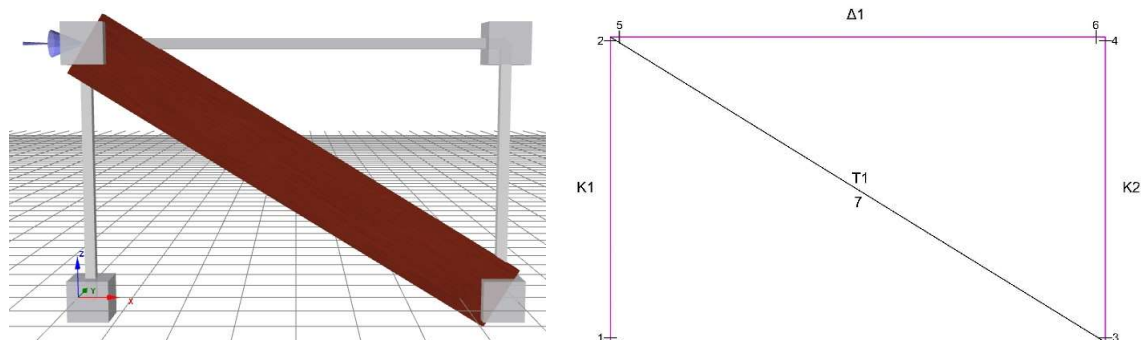
Το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοπλήρωσης είναι $E_w = 2.5$ GPa, από Ευρωκώδικα 6 το μέτρο διάτμησης υπολογίζεται ως $G = 0.4 \cdot E_w = 1.00$ GPa. Από την ισοδυναμία (2.6) υπολογίζεται το γινόμενο $E \cdot A_p$ και κατ' επέκταση το μέτρο ελαστικότητας που θα ληφθεί κατά τη διάρκεια των αναλύσεων. Επομένως, προκύπτει $E \cdot A_p = 2953606$ kN και $E_{\rho\acute{\alpha}\beta\delta\omicron\upsilon} = 15.03$ GPa.

Η γωνιακή παραμόρφωση διαρροής προκύπτει από τη σχέση $\gamma_v = f_{vw}/G = 0.02\%$ και θεωρώντας πλαστιμότητα $\mu = 2$, τότε η παραμόρφωση στην αστοχία θα είναι $\gamma_u = 2 \cdot \gamma_v = 0.04\%$. Επειδή ο έλεγχος γίνεται σε όρους οριζόντιας μετατόπισης, υπολογίζεται ως $\delta = \gamma \cdot h$, με $\delta_v = 0.68$ mm και $\delta_u = 1.36$ mm.



Διάγραμμα 3-16. Καμπύλη ικανότητας τοιχοπλήρωσης σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων.

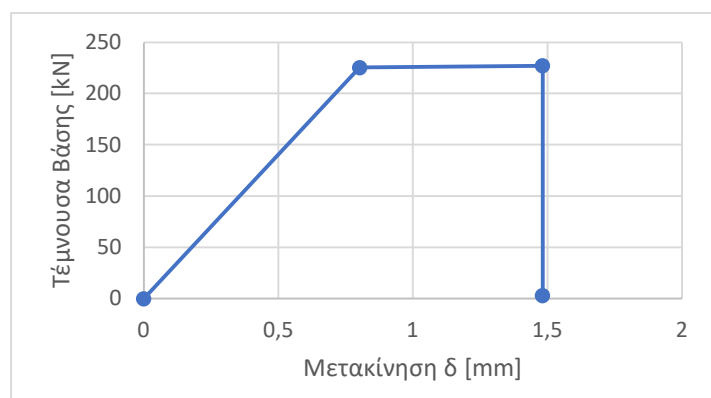
3.4.3 ΜΕΘΟΔΟΣ ΒΗΜΑ ΠΡΟΣ ΒΗΜΑ



Σχήμα 3-5. Προσομοίωση τοιχοπλήρωσης ως θλιβόμενη διαγώνια ράβδος (αριστερά) και αρίθμηση διατομών τοιχοπληρωμένου πλαισίου (δεξιά).

Με την ελαστοπλαστική ανάλυση βήμα προς βήμα του πλαισίου διέρρευσε αρχικά η τοιχοράβδος T1 και στο αμέσως επόμενο βήμα έφτασε στην αστοχία ($\theta > \theta_u$).

Η καμπύλη ικανότητας του φορέα παρουσιάζεται στο διάγραμμα 3-17 και τα ζεύγη τιμών ($V - \delta$) για κάθε βήμα στον πίνακα 3-2.

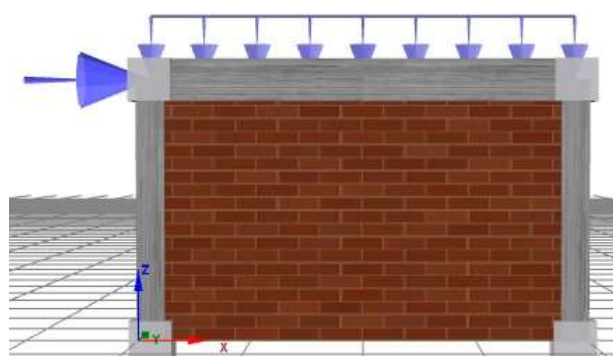


Πίνακας 3-2. Ζεύγη τιμών $V-\delta$ τοιχοπληρωμένου πλαισίου.

V [kN]	δ [mm]
0	0
225,25	0,80
227,17	1,48
3,17	1,48

Διάγραμμα 3-17. Καμπύλη ικανότητας τοιχοπληρωμένου πλαισίου με την ανάλυση βήμα προς βήμα.

3.4.4 ΑΝΑΛΥΣΗ PUSHOVER – SEISMOSTRUCT



Σχήμα 3-6. Προσομοίωση τοιχοπλήρωσης στο λογισμικό SeismoStruct (2022).

Για την προσομοίωση του τοιχοπληρωμένου πλαισίου θα χρησιμοποιηθούν για τα υποστυλώματα και τις δοκούς πεπερασμένα στοιχεία ιών infrmFBRH και για την τοιχοποιία πλήρωσης το ανελαστικό μοντέλο Crisafulli.

Τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοπλήρωσης που απαιτούνται για τον προσδιορισμό των παραμέτρων του μοντέλου Crisafulli παρουσιάζονται στο κεφ. 3.4.2.

Επομένως, οι παράμετροι που εισάγονται στο λογισμικό και υπολογίζονται από τις εξισώσεις του κεφαλαίου 2.6 είναι:

Επιφάνεια θλιπτήρα 1 $A_{p1} = t \cdot b = 0.20 \text{ m}^2$

Επιφάνεια θλιπτήρα 2 $A_{p2} = 40\% \cdot A_{p1}$

Παράμετρος δυσκαμψίας $\lambda = 0.9237$

Πραγματικό μήκος επαφής $z = 1.70 \text{ m}$

Ισοδύναμο μήκος επαφής $\min h_z = 14.17\%$ του κατακόρυφου ύψους του πλαισίου
 $\max h_z = 21.26\%$ του κατακόρυφου ύψους του πλαισίου
 Επιλέγεται $h_z = 20\%$

Οριζόντια μετάθεση $X_0 = 6.25\%$ της οριζόντιας πλευράς της τοιχοπλήρωσης

Κατακόρυφη μετάθεση $Y_0 = 15.2\%$ της κατακόρυφης πλευράς

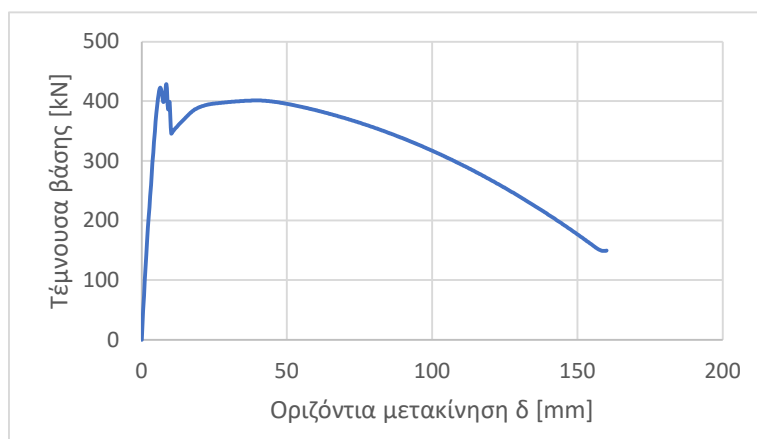
Ειδικό βάρος τοιχοπλήρωσης $g_{\text{τοιχ}} = 0.00 \text{ kN/m}^3$

Μέτρο ελαστικότητας $E_w = 2.50 \text{ GPa}$

Θλιπτ αντοχή κατά τη διαγώνιο $f_{sy,w} = 1500 \text{ kPa}$

Διατμητική αντοχή $f_{wv} = 200 \text{ kPa}$

Η καμπύλη ικανότητας του τοιχοπληρωμένου πλαισίου όπως προέκυψε από την μη γραμμική ανάλυση στο πρόγραμμα SeismoStruct (2022) παρουσιάζεται στο διάγραμμα 3-18.



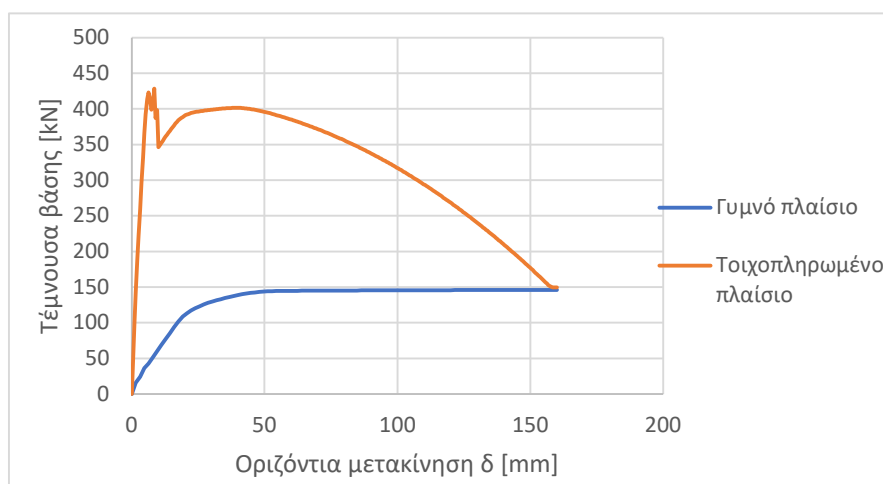
Διάγραμμα 3-18.

Καμπύλη ικανότητας τοιχοπληρωμένου πλαισίου με το λογισμικό SeismoStruct (2022) που προκύπτει με το ανελαστικό μοντέλο Crisafulli για την προσομοίωση της τοιχοπλήρωσης.

Με την προσομοίωση της τοιχοποιίας πλήρωσης με το ανελαστικό μοντέλο Crisafulli παρατηρείται σχεδόν διπλάσια αντοχή σε σχέση με την προσομοίωση θλιβόμενης διαγωνίου στην ανάλυση βήμα προς βήμα. Ακριβής σύγκριση μεταξύ των δύο μεθόδων δεν μπορεί να πραγματοποιηθεί καθώς στην ανάλυση βήμα προς βήμα για την καμπύλη ικανότητας της τοιχοπλήρωσης λαμβάνεται υπόψη μόνο η τιμή της διατμητικής αντοχής, ενώ στο μοντέλο Crisafulli εισάγονται τόσο η διατμητική αντοχή, όσο και η θλιπτική αντοχή κατά τη διαγώνιο.

3.5 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΓΥΜΝΟΥ ΚΑΙ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΜΕΝΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ

Στο διάγραμμα 3-19 παρουσιάζονται οι καμπύλες που προκύπτουν από την ανάλυση pushover στο λογισμικό SeismoStruct για πεπερασμένα στοιχεία ινών βασισμένα στις δυνάμεις infmFBRH για δοκούς και υποστυλώματα και ανελαστικό μοντέλο Crisafulli για την τοιχοπλήρωση.



Διάγραμμα 3-19. Σύγκριση καμπύλης ικανότητας 'γυμνού' και τοιχοπληρωμένου πλαισίου όπως προκύπτει από το λογισμικό SeismoStruct (2022).

4. ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΚΑΙ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΔΙΩΡΟΦΟΥ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ ΜΕ ΚΑΙ ΧΩΡΙΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ ΠΛΗΡΩΣΗΣ

4.1 ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΤΑΞΗ – ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ

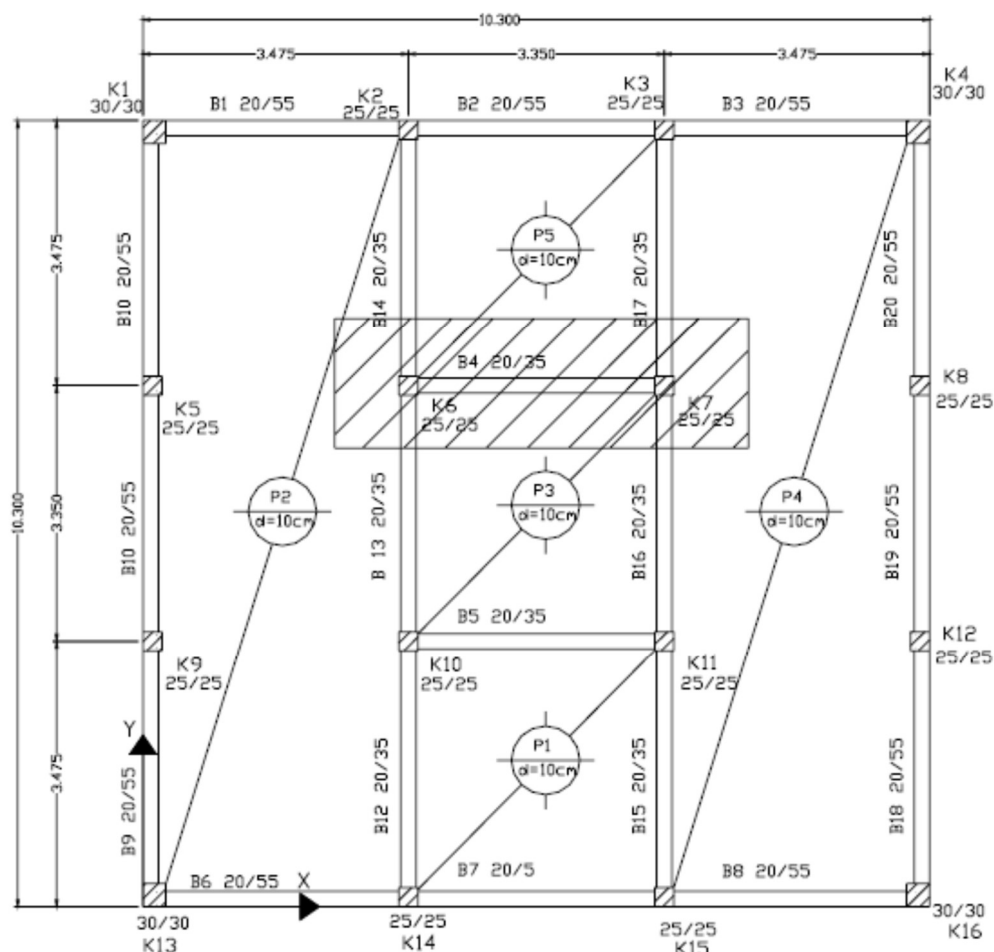
4.1.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΣΤΟΧΟΙ

Στο εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου πραγματοποιήθηκαν πειραματικές δοκιμές διώροφων, επίπεδων πλαισίων σε φυσική κλίμακα, που αποσκοπούσαν στη διερεύνηση των επεμβάσεων για την αντιμετώπιση προβλημάτων σε κτίρια με πιλοτή, τα οποία κατασκευάστηκαν σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959. Στην παρούσα διπλωματική εργασία δίνεται έμφαση στα δύο από τα οκτώ δοκίμια που ήταν στο σύνολο και πιο συγκεκριμένα στο γυμνό πλαίσιο (Δ1-R1-BFR) και στο πλήρως τοιχοπληρωμένο πλαίσιο (Δ2-R2-BWAB). Τα υπόλοιπα δοκίμια ήταν ένα πλαίσιο πιλοτής και ακόμα 5 δοκίμια με διαφορετικού τύπου επεμβάσεις για την αντιμετώπιση του προβλήματος της πιλοτής. Στόχος της συγκεκριμένης εργασίας είναι η αποτίμηση των δοκιμών σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 3^η αναθεώρηση 2022), αλλά και η σωστή προσομοίωση και συμπεριφορά της τοιχοποιίας πλήρωσης.



Σχήμα 4-1. Πειραματικά δοκίμια σε φάση κατασκευής.

4.1.2 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ – ΠΡΟΤΥΠΟ ΚΤΙΡΙΟ



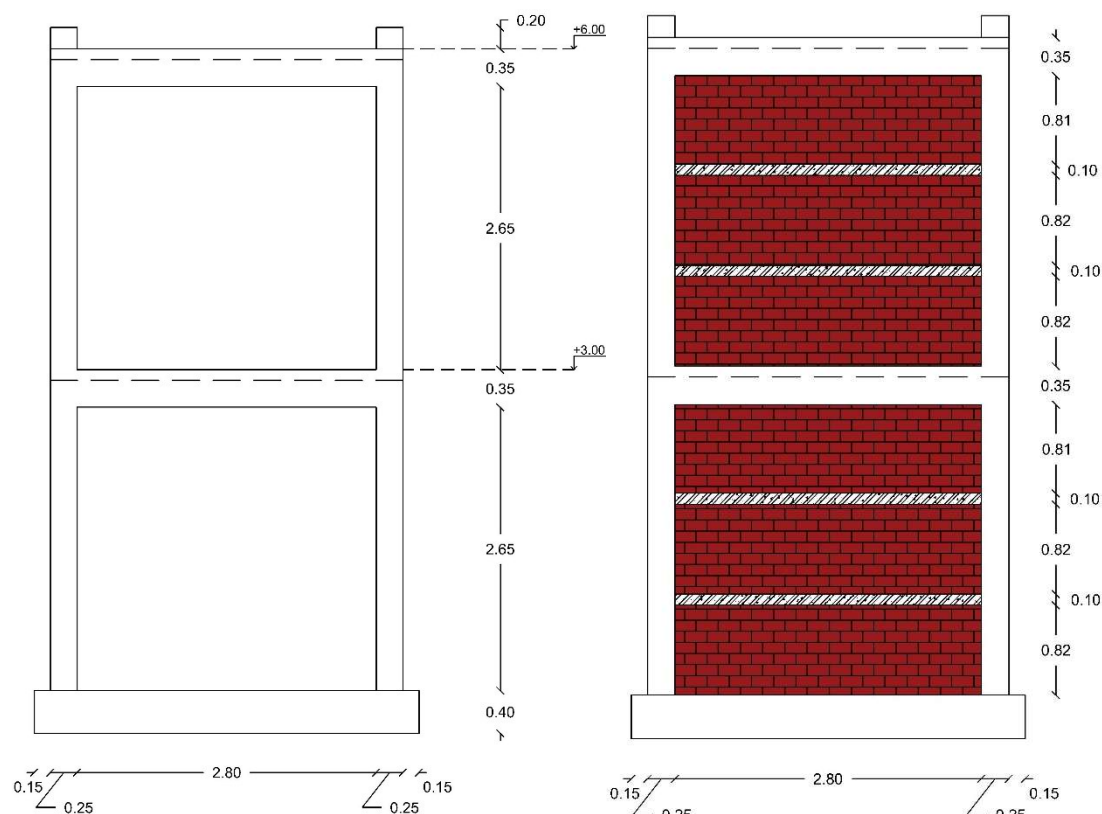
Σχήμα 4-2. Ξυλότυπος πρότυπου κτιρίου.

Η επιλογή της γεωμετρίας και των μηχανικών χαρακτηριστικών της κατασκευής έγινε με τρόπο ώστε να είναι συμβατή με μια πραγματική κατασκευή της τότε εποχής και να υπάρχει μια πλήρης αντιστοιχία με το πειραματικό δοκίμιο. Επιλέγεται ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I και κατηγορία εδάφους A, επομένως ο σεισμικός συντελεστής είναι $\varepsilon = 0.04$.

Το πρότυπο κτίριο είναι δώροφο, ο ξυλότυπος του οποίου φαίνεται στο σχήμα 4-2 και είναι τετραγωνικής κάτοψης με διαστάσεις $10.30 \times 10.30 \text{ m}^2$ και ύψος κάθε ορόφου 3.00 m. Τα γωνιακά υποστυλώματα είναι διαστάσεων $30 \times 30 \text{ cm}^2$, ενώ όλα τα υπόλοιπα είναι $25 \times 25 \text{ cm}^2$. Οι περιμετρικές δοκοί έχουν διαστάσεις $20 \times 55 \text{ cm}^2$ και οι εσωτερικές $20 \times 35 \text{ cm}^2$. Η πλάκα του ισογείου και του ορόφου είναι 10 cm.

Το δοκίμιο που κατασκευάστηκε στο εργαστήριο είναι από το εσωτερικό τμήμα του κτιρίου, μεταξύ των υποστυλωμάτων K6 και K7. Τα υποστυλώματα του δοκιμίου είναι διαστάσεων $25 \times 25 \text{ cm}^2$ και η δοκός είναι πλακοδοκός με συνεργαζόμενο πλάτος 140 cm, πλάτος κορμού 25 cm, ύψος 35 cm και πάχος πλάκας 10 cm. Το καθαρό ύψος

ορόφου είναι 2.65 m και το καθαρό άνοιγμα 2.80 m. Στη βάση των υποστυλωμάτων κατασκευάστηκε συνδετήρια δοκός ύψους 40 cm για να εξασφαλιστούν οι συνθήκες πάκτωσης στον σεισμικό προσομοιωτή. Στα τοιχοπληρωμένα δοκίμια κατασκευάστηκε δρομική τοιχοποιία πλάτους 9 cm, από εξάοπα τούβλα διαστάσεων 6x9x19, η οποία βρισκόταν σε πλήρη επαφή με τα υποστυλώματα. Καθ' ύψος της οπτοπλινθοδομής κατασκευάστηκαν δύο δοκοί ενίσχυσης από οπλισμένο σκυρόδεμα (σενάζ) ύψους 10 cm, οι οποίες δεν χαντρώθηκαν στα υποστυλώματα.



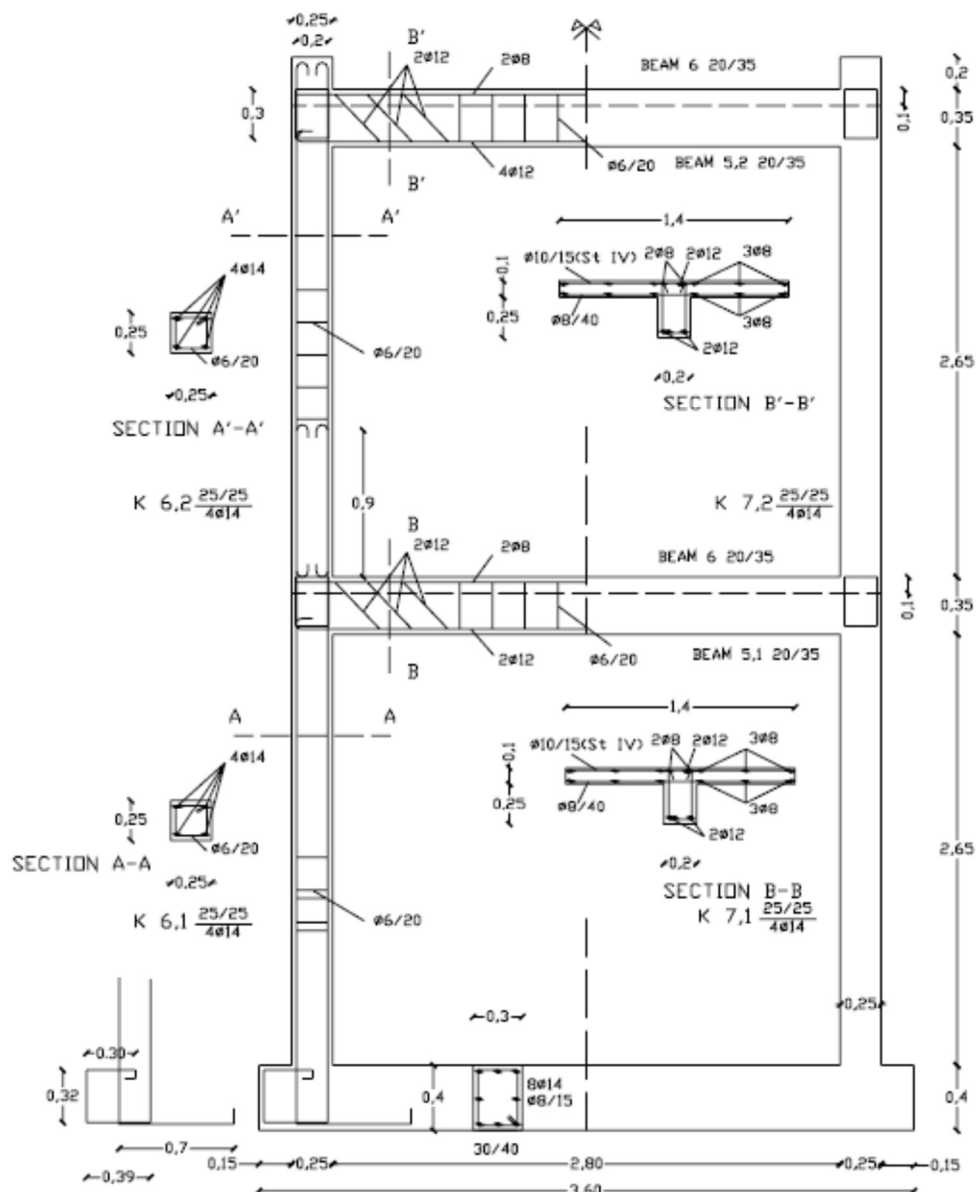
Σχήμα 4-3. Όψη πειραματικών δοκιμών Δ1-R1-BFR (αριστερά) και Δ2-R2-BWAB (δεξιά).

4.1.3 ΥΛΙΚΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

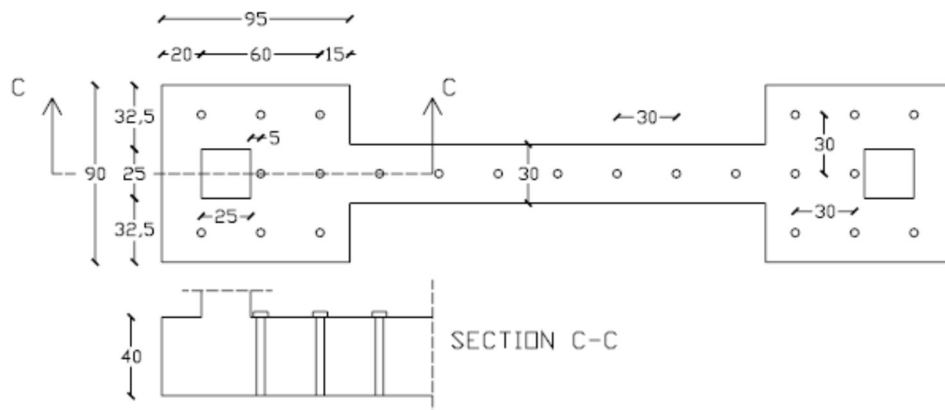
Το σκυρόδεμα που έγινε η διαστασιολόγηση των δοκιμών ήταν B160, ενώ η σκυροδέτησή τους έγινε με ποιότητα C16/20, ώστε να ληφθεί υπόψη η αύξηση της αντοχής του με την πάροδο του χρόνου. Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε ήταν λείος χάλυβας κατηγορίας St I και ποιότητας S220. Από εργαστηριακές δοκιμές μετρήθηκε η τάση διαρροής του χάλυβα ίση με 358 MPa. Στο τοιχοπληρωμένο δοκίμιο Δ2-R2-BWAB, χρησιμοποιήθηκαν οπτόπλινθοι καλής ποιότητας και το κονίαμα ήταν μέτριας ποιότητας με σύνθεση 175 kg τσιμέντο, 200 kg ασβέστης και 1325 kg άμμος. Η ποιότητα του σκυροδέματος στη δοκό ενίσχυσης (σενάζ) της τοιχοποιίας ήταν ποιότητας C12/15. Το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος λαμβάνεται ίσο με 21 GPa και του χάλυβα 210 GPa.

4.1.4 ΌΠΛΙΣΗ ΔΟΚΙΜΙΩΝ

Κατά την διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων υπολογίστηκε διαμήκης οπλισμός $4\phi 14$ περιμετρικά και εγκάρσιος $\phi 6/20$ δίτητος συνδετήρας κλειστός, με διπλό άγκιστρο 135° . Οι δοκοί και στο ισόγειο και στον όροφο διαθέτουν στη στήριξη οπλισμό κάμψης $2\phi 12$ κάτω και $2\phi 8 + 2\phi 12$ άνω, ενώ στο άνοιγμα $4\phi 12$ κάτω και $2\phi 8$ άνω. Οι συνδετήρες δίτητοι $\phi 6/20$ ανοικτοί. Η πλάκα οπλίζεται με διαμήκης ράβδους $\phi 8/40$, που συνεισφέρουν στην καμπτική αντοχή των πλακοδοκών. Το σενάζ των τοιχοπληρωμένων δοκιμών διαθέτει μόνο διαμήκη οπλισμό $2\phi 8$ και καθόλου συνδετήρες. Η επικάλυψη λαμβάνεται ίση με 1.5 cm. Λεπτομέρειες όπλισης φαίνονται στο σχήμα 4-4.



Σχήμα 4-4. Κατακόρυφη τομή δοκίμιου με λεπτομέρειες όπλισης.



Σχήμα 4-5. Οριζόντια τομή δοκού θεμελίωσης – λεπτομέρειες όπλισης.

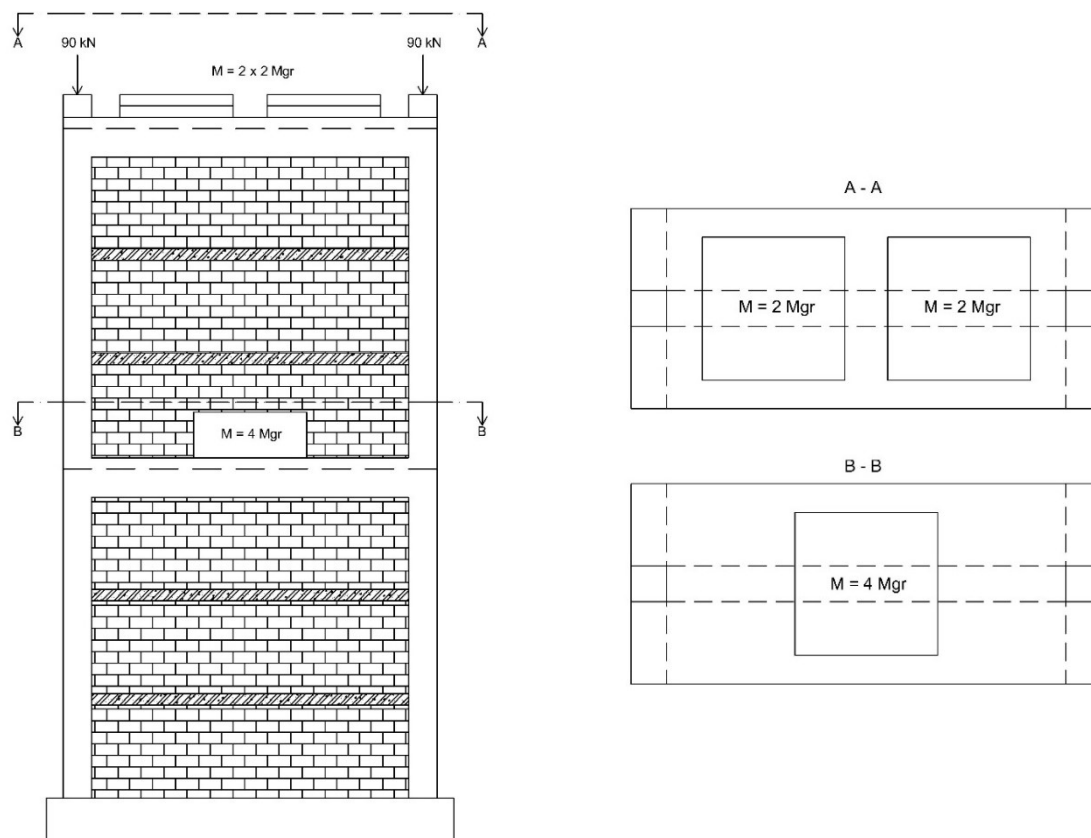
4.1.5 ΦΟΡΤΙΣΗ ΔΟΚΙΜΙΩΝ

Τα πειραματικά δοκίμια φορτίστηκαν, εκτός από το ίδιο βάρος τους [$\gamma_{\text{σκυρ}} = 24 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{\text{τοιχ,δρομική}} = 2.10 \text{ kN/m}^2$] με πρόσθετες μάζες 4 Mgr ανά όροφο και με πρόσθετο αξονικό φορτίο 90 kN σε κάθε υποστυλωμα, το οποίο επιβλήθηκε μέσω προέντασης. Αυτό συνέβη γιατί πρέπει να υπάρχει μια αντιστοιχία στα αξονικά φορτία των στύλων και στην ιδιοπερίοδο του φορέα, μεταξύ των πειραματικών δοκιμίων με την πρότυπη κατασκευή της τότε εποχής.

Υπολογίστηκε η συνολική μάζα κάθε ορόφου και το κατανεμημένο φορτίο κάθε δοκού με κεντροβαρικό άνοιγμα 3.05 m. Στο δοκίμιο Δ1, για το ισόγειο προκύπτει μάζα $M_1 = 6.70 \text{ Mgr}$ με κατανεμημένο φορτίο δοκού $q_1 = 21.53 \text{ kN/m}$ και για τον όροφο μάζα $M_2 = 6.28 \text{ Mgr}$ με κατανεμημένο φορτίο δοκού $q_2 = 20.20 \text{ kN/m}$. Στο δοκίμιο Δ2, για το ισόγειο προκύπτει μάζα $M_1 = 8.26 \text{ Mgr}$ με κατανεμημένο φορτίο δοκού $q_1 = 26.66 \text{ kN/m}$ και για τον όροφο μάζα $M_2 = 7.06 \text{ Mgr}$ με κατανεμημένο φορτίο δοκού $q_2 = 22.76 \text{ kN/m}$.

Από την επίλυση των κατακόρυφων φορτίων προκύπτουν αξονικές δυνάμεις για το δοκίμιο Δ1, $N_{\text{ισογείου}} = 156.73 \text{ kN}$ και $N_{\text{ορόφου}} = 123.37 \text{ kN}$ και για το δοκίμιο Δ2, $N_{\text{ισογείου}} = 173.62 \text{ kN}$ και $N_{\text{ορόφου}} = 131.81 \text{ kN}$. Με τις αξονικές αυτές θα υπολογιστούν και τα αντίστοιχα διαγράμματα $M - \theta$ της διατομής των υποστυλωμάτων σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων. Για τις δοκούς $N = 0$.

Εκτός από τα κατακόρυφα φορτία επιβλήθηκε και σεισμική ένταση με μονοαξονική χρονοϊστορία επιτάχυνσης, εντός του επιπέδου του πλαισίου. Η χρονοϊστορία αποτελεί την συνιστώσα E-W του σεισμού Γρίβα [21/12/1990, $M = 5.9$], όπως καταγράφηκε στην Έδεσσα σε απόσταση 31 km από το επίκεντρο. Τα δοκίμια υπέστησαν διαδοχικές κλιμακωτές σεισμικές διεγέρσεις μέχρι την τελική αστοχία τους.



Σχήμα 4-6. Διάταξη πρόσθετων μαζών στα δοκίμια.

4.1.6 ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΔΟΚΙΜΩΝ

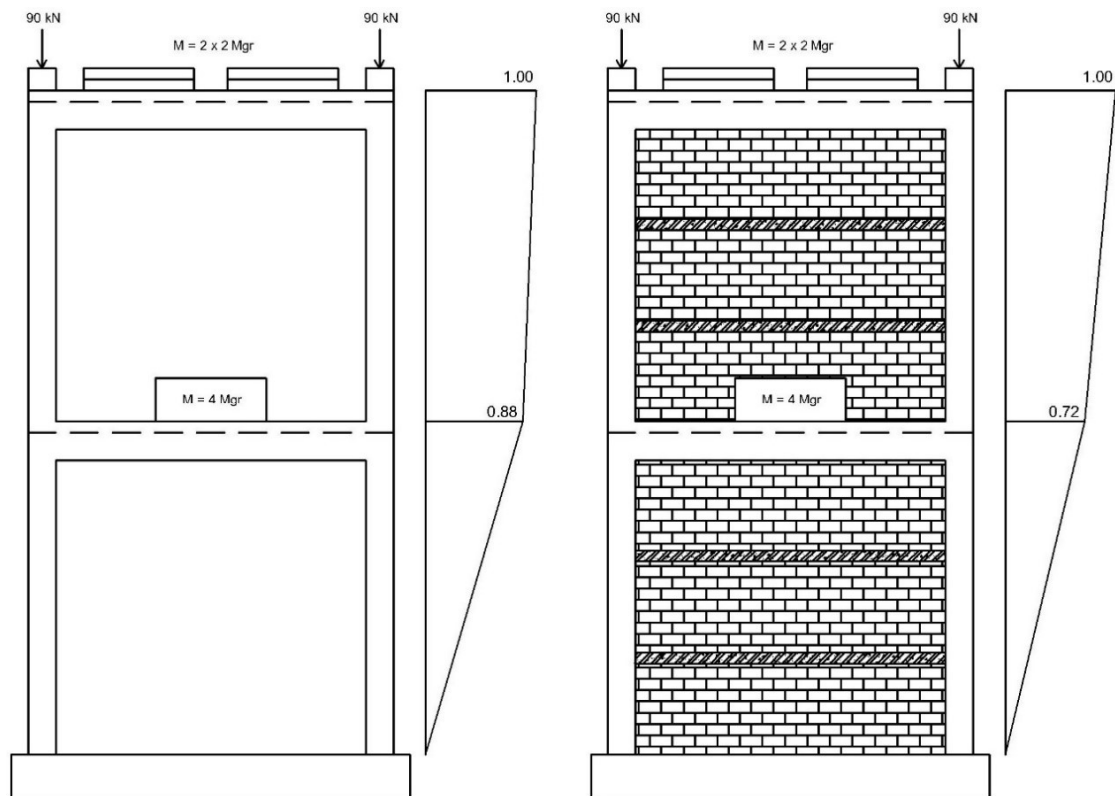
4.1.6.1 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΔΟΚΙΜΙΩΝ

Μέσω δοκιμών σταθερής επιτάχυνσης λογαριθμικής κλίμακας συχνοτήτων προσδιορίζονται τα δυναμικά χαρακτηριστικά των πειραματικών δοκιμών [ιδιοσυχνότητα, ιδιοπερίοδος, απόσβεση] όπως φαίνεται στον πίνακα 4-1. Στο σχήμα 4-6 παρουσιάζονται οι δεσπόζουσες ιδιομορφές των δοκιμών Δ1 και Δ2. Με βάση αυτές τις ιδιομορφές προκύπτει και η κατανομή των δυνάμεων σε κάθε όροφο στην ανάλυση pushover.

Πίνακας 4-1. Ιδιοσυχνότητα και ιδιοπερίοδος πειραματικών δοκιμών.

Δοκίμιο	Ιδιοσυχνότητα f [Hz]	Ιδιοπερίοδος T [sec]	Απόσβεση ζ [%]
Δ1-R1-BFR	1.67, 6.60*	0.6, 0.152*	4.10, 1.70*
Δ2-R2-BWAB	5.65	0.177	4.90

*Δεύτερη κανονική μορφή



Σχήμα 4-7. Κανονικοποιημένες ιδιομορφές πειραματικών δοκιμών.

4.1.6.2 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΙΕΓΕΡΣΗ ΔΟΚΙΜΙΩΝ

Τα δοκίμια υποβλήθηκαν σε σεισμική διέγερση της E-W συνιστώσας του σεισμού Γρίβα με κλιμακωτά αυξανόμενη επιτάχυνση στη βάση. Στον πίνακα 4-2 και 4-3 παρουσιάζονται οι επιταχύνσεις του προσομοιωτή για κάθε δοκιμή που πραγματοποιήθηκε κατά την διεύθυνση γ. Κατά τη διάρκεια των δοκιμών καταγράφονται οι επιταχύνσεις και μετακινήσεις στη στάθμη του ισόγειου και του ορόφου, οι σχετικές μετακινήσεις δοκών – υποστυλωμάτων στο ισόγειο και μετακινήσεις σε κρίσιμα σημεία ανάλογα το δοκίμιο. Για το δοκίμιο Δ2-R2-BWAB πραγματοποιήθηκε και 8^η δοκιμή η οποία οδήγησε στην κατάρρευση του και δεν καταγράφηκε στους πίνακες. Όμως, ο υστερητικός της βρόγχος παρουσιάζεται κανονικά στο κεφάλαιο 4.1.6.4 καθώς είναι απαραίτητος για τον σχεδιασμό της περιβάλλουσας.

Πίνακας 4-2. Σεισμικές δοκιμές δοκιμίου Δ1-R1-BFR.

Δ1-R1-BFR	
Δοκιμή	Επιτάχυνση προσομοιωτή [m/sec²]
1	0.52
2	0.99
3	1.58
4	2.04
5	3.15
6	4.33
7	5.72
8	6.24

Πίνακας 4-3. Σεισμικές δοκιμές δοκιμίου Δ2-R2-BWAB.

Δ2-R2-BWAB	
Δοκιμή	Επιτάχυνση προσομοιωτή [m/sec²]
1	1.08
2	2.24
3	3.42
4	4.75
5	5.53
6	7.01
7	7.36

4.1.6.3 ΚΑΤΑΓΡΑΦΗ ΡΩΓΜΩΝ

- Δοκίμιο Δ1-R1-BFR

Κατά τη διάρκεια της 4^{ης} δοκιμής [2.04 m/s²] εμφανίστηκαν οι πρώτες ρωγμές στους κόμβους δοκών – υποστυλωμάτων. Στο τέλος όλων των δοκιμών παρατηρήθηκε αστοχία των κόμβων δοκών – υποστυλωμάτων, θραύση του σκυροδέματος επικάλυψης και αποκάλυψη του κατακόρυφου οπλισμού. Μετά την 7^η δοκιμή ακολούθησε δοκιμή λογαριθμικής σάρωσης συχνοτήτων σταθερής επιτάχυνσης. Η ιδιοσυχνότητα του δοκιμίου μειώθηκε στα 1.05 Hz.

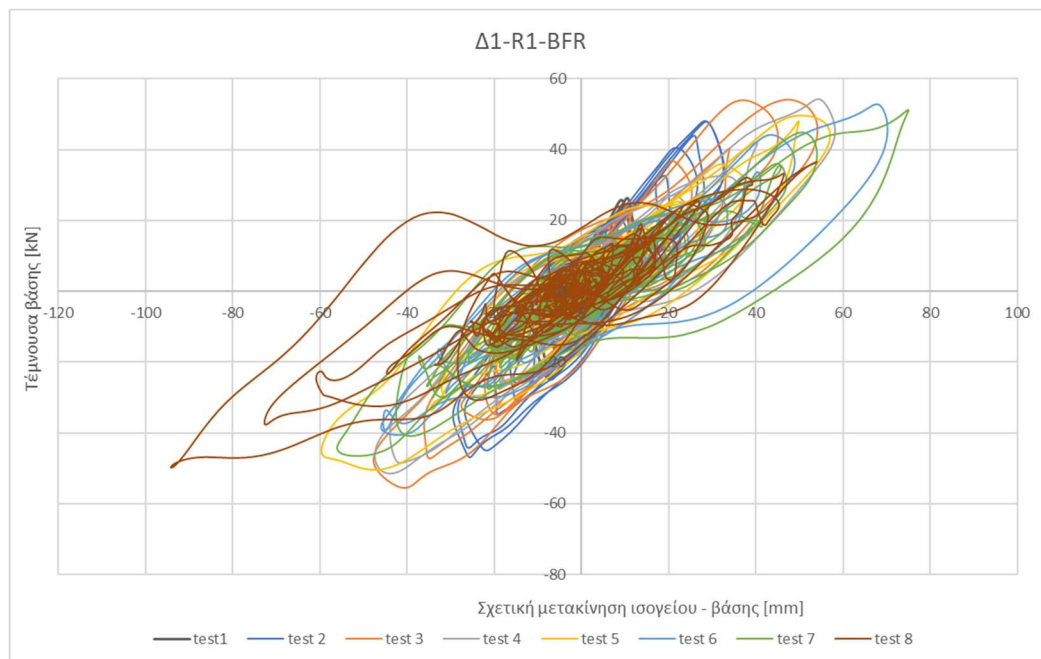
- Δοκίμιο Δ2-R2-BWAB

Κατά τη διάρκεια της 6^{ης} δοκιμής [7.01 m/s²] εμφανίστηκαν οι πρώτες ρωγμές στην τοιχοπήρωση ισογείου. Στο τέλος όλων των δοκιμών παρατηρήθηκε λυγισμός στην κεφαλή των υποστυλωμάτων ισογείου, δημιουργία κοντών υποστυλωμάτων στο ισόγειο λόγω σενάζ, αστοχία στον πόδα των υποστυλωμάτων λόγω διάτμησης και αστοχία στον πόδα και την κεφαλή των υποστυλωμάτων λόγω κάμψης. Ακόμη, παρατηρήθηκε διεύρυνση των ρωγμών της τοιχοπήρωσης ισογείου και δημιουργία νέων ρωγμών, θραύση λιθοσωμάτων και αποκόλληση της τοιχοπήρωσης.

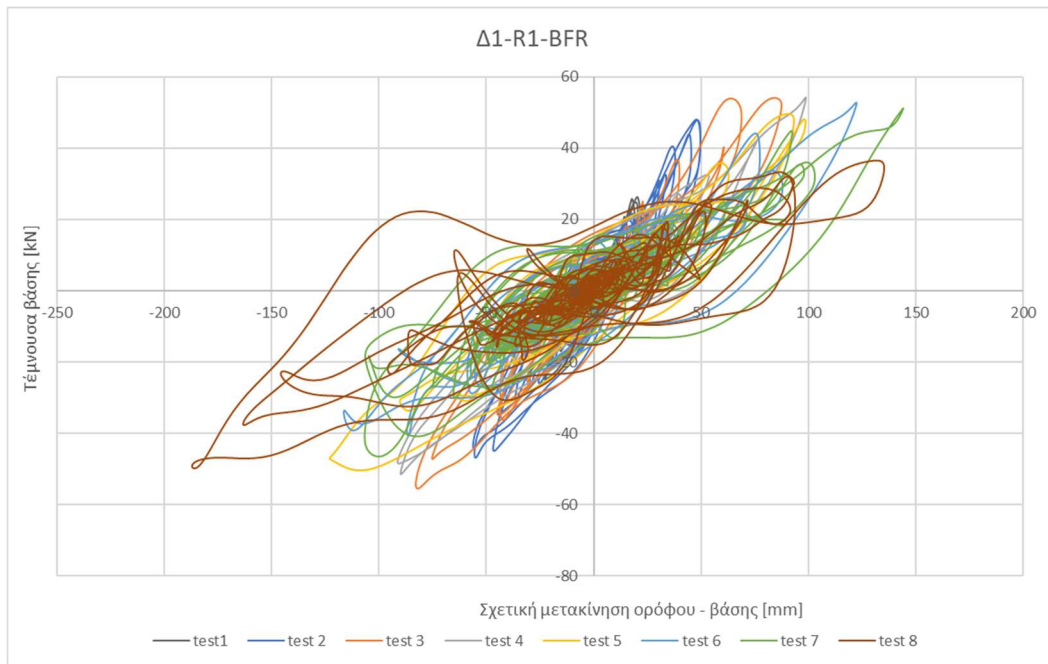
4.1.6.4 ΒΡΟΓΧΟΙ ΥΣΤΕΡΗΣΗΣ Δ1 ΚΑΙ Δ2

Με την πραγματοποίηση των σεισμικών δοκιμών προκύπτουν οι βρόγχοι υστέρησης για κάθε δοκίμιο. Στην πρώτη περίπτωση είναι διάγραμμα τέμνουσας βάσης – μετακίνησης ισογείου και στη δεύτερη είναι διάγραμμα τέμνουσας βάσης – μετακίνησης ορόφου.

Για το δοκίμιο Δ1-R1-BFR:

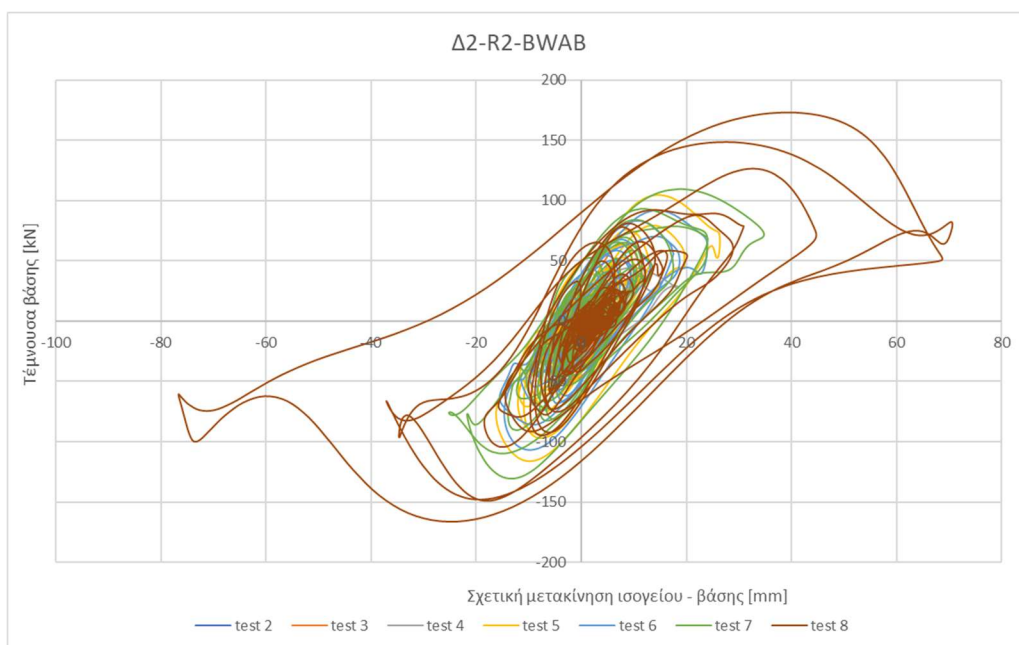


Διάγραμμα 4-1. Πειραματικοί βρόγχοι υστέρησης δοκιμίου Δ1-R1-BFR [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ισογείου].

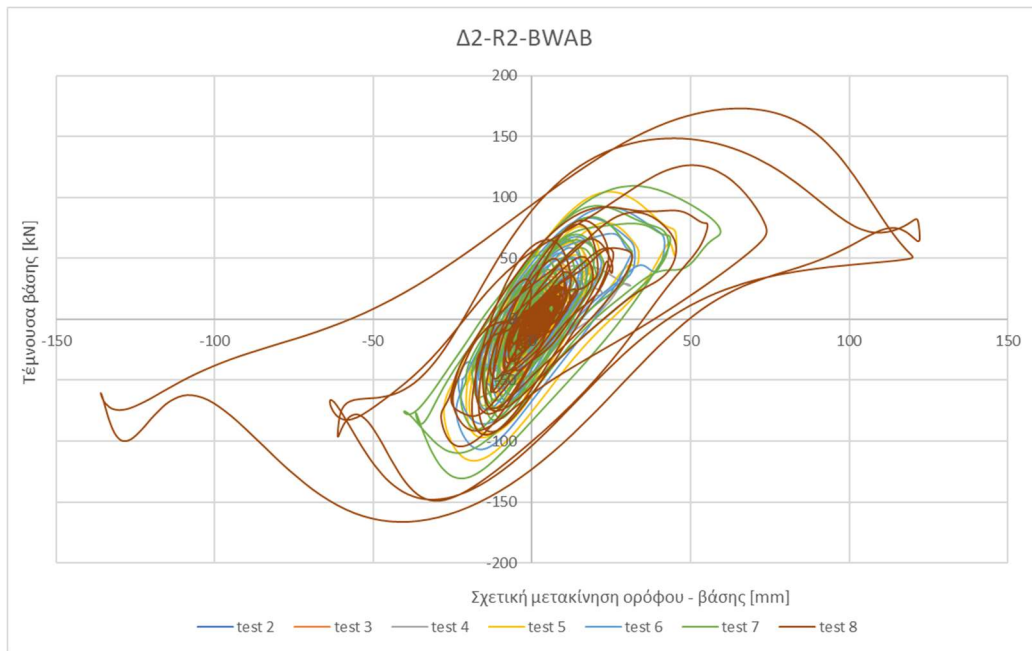


Διάγραμμα 4-2. Πειραματικοί βρόγχοι υστέρησης δοκιμίου Δ1-R1-BFR [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ορόφου].

Για το δοκίμιο Δ2-R2-BWAB:

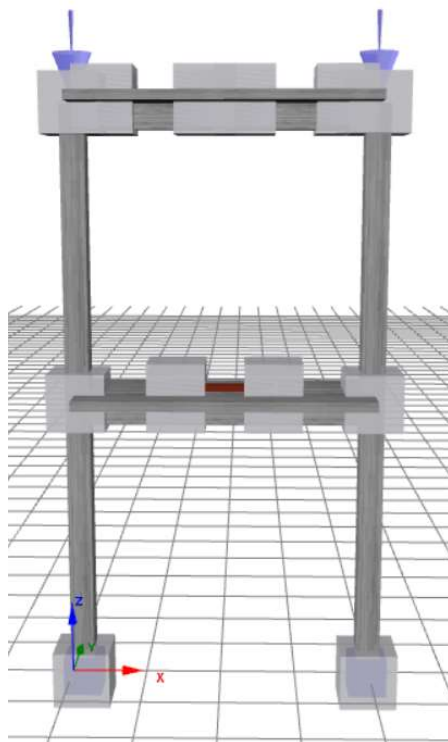


Διάγραμμα 4-3. Πειραματικοί βρόγχοι υστέρησης δοκιμίου Δ2-R2-BWAB [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ισογείου].



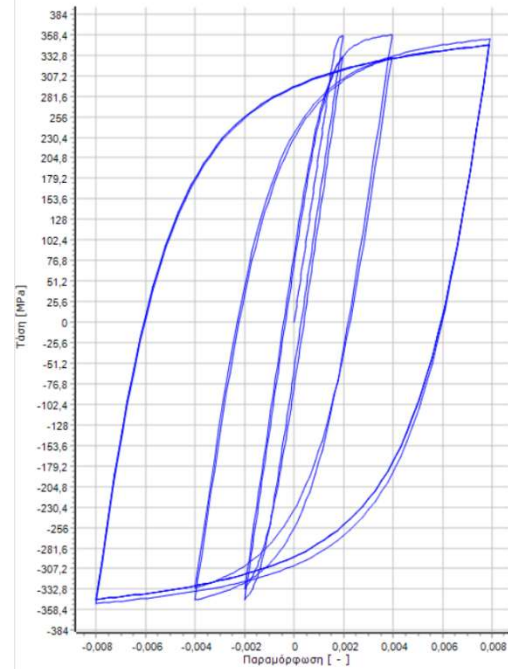
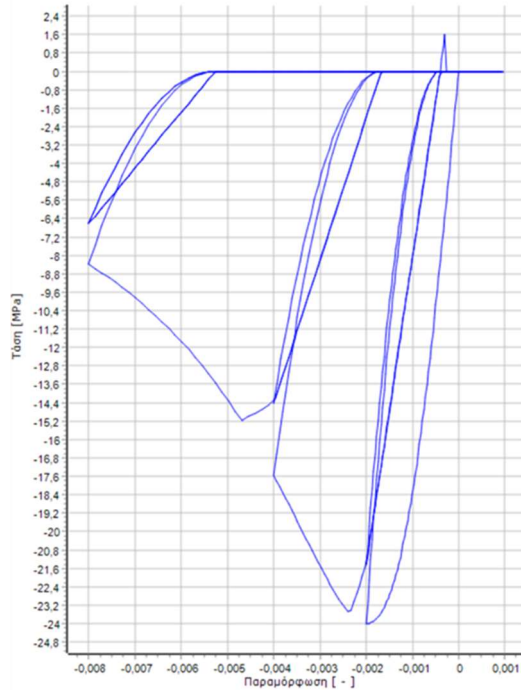
Διάγραμμα 4-4. Πειραματικοί βρόγχοι υστέρησης δοκιμίου Δ2-R2-BWAB [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ορόφου].

4.2 ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΔΟΚΙΜΙΟΥ Δ1-R1-BFR



Αρχικά, κατά την προσομοίωση του δοκιμίου Δ1-R1-BFR ορίστηκαν τα υλικά κατασκευής. Για το σκυρόδεμα χρησιμοποιήθηκε το μη γραμμικό μοντέλο Mander et al με μέση αντοχή 24 MPa και μέτρο ελαστικότητας 21 GPa και για τον χάλυβα το μοντέλο Menegotto – Pinto με μέση αντοχή 358 MPa και μέτρο ελαστικότητας 210 GPa. Στις περιοχές των δοκών ισογείου και ορόφου που τοποθετήθηκαν οι μάζες, δεκαπλασιάζεται το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος στο αριθμητικό μοντέλο προκειμένου να ληφθεί υπόψη η ενισχυμένη ζώνη που δημιουργείται στην περιοχή αυτή.

Σχήμα 4-8. Μοντέλο προσομοίωσης δοκιμίου Δ1-R1-BFR στο λογισμικό SeismoStruct (2022).



Διάγραμμα 4-5. Μη γραμμικό μοντέλο σκυροδέματος *Mander et al* (αριστερά), μοντέλο χάλυβα *Menegotto – Pinto* (δεξιά).

Στη συνέχεια, ορίστηκαν οι διατομές όπως αναφέρονται στο κεφάλαιο 4.1 και οι κατηγορίες στοιχείων. Για την ελαστοπλαστική ανάλυση βήμα προς βήμα χρησιμοποιήθηκε ελαστικός τύπος στοιχείου. Για τις αναλύσεις pushover, στοιχεία βασισμένα στις δυνάμεις και τις μετακινήσεις με πλαστικές αρθρώσεις, *infrmFBPH* και *infrmDBPH* αντίστοιχα [βλ. κεφ. 3.2.5] και για τις αναλύσεις χρονοϊστορίας, στοιχεία *infrmFBPH*.

Ως εξωτερικές δεσμεύσεις στο δοκίμιο εφαρμόστηκαν συνθήκες πάκτωσης στη βάση αλλά επειδή το μοντέλο παρουσίαζε αρκετά πιο δύσκαμπτη συμπεριφορά σε σχέση με το πειραματικό, έγινε προσομοίωση με ελατήρια προκειμένου τα δύο δοκίμια [πειραματικό και αριθμητικό] να έχουν ταυτόσημη δυναμική συμπεριφορά. Οι δυσκαμψίες των ελατηρίων στους αντίστοιχους βαθμούς ελευθερίας είναι

[1 → x, 2 → y, 3 → z]:

F_1	10^{12}	kN/m	M_1	10^{12}	kN/m
F_2	10^{12}	kN/m	M_2	1900	kN/m
F_3	19000	kN/m	M_3	10^{12}	kN/m

Η τιμή 10^{12} στη δυσκαμψία του ελατηρίου θεωρείται ως πάκτωση, ενώ το 0 είναι άρθρωση.

Σε όλους του υπόλοιπους κόμβους του δοκιμίου δεσμεύτηκε η μετακίνηση κατά τον άξονα y και η στροφή περί τον άξονα x , καθώς η σεισμική διέγερση που το επιβλήθηκε ήταν εντός επιπέδου.

Για να είναι πλήρης το αριθμητικό μοντέλο, πριν εκτελεστούν οι αναλύσεις παρακάτω, χρειάζεται να εφαρμοστούν και τα κατάλληλα φορτία. Αφενός, τα φορτία προέντασης ως συγκεντρωμένα φορτία 90 kN στους κόμβους οροφής των υποστυλωμάτων, αφετέρου τις πρόσθετες μάζες στις δοκούς ισόγειου και ορόφου. Η μάζα που τοποθετήθηκε στο ισόγειο βάρους 4 Mgr και διαστάσεων 100x100x22 cm προσομοιώθηκε ως μεταλλική δοκός μήκους 100 cm σε ύψος 11 cm πάνω από τη δοκό του ισόγειου, συνδεδεμένη με άκαμπτους συνδέσμους με αυτή. Αντίστοιχα, στον όροφο τοποθετήθηκαν δύο μάζες βάρους 2 Mgr και διαστάσεων 100x100x12 και προσομοιώθηκαν ως μεταλλικές δοκοί μήκους 100 cm σε ύψος 6.5 cm πάνω από τη δοκό του ορόφου, συνδεδεμένη με αυτή με άκαμπτους συνδέσμους. Το ίδιο βάρος της κατασκευής υπολογίζεται απευθείας από το λογισμικό μέσα από τους νόμους των υλικών.

Παρακάτω παρουσιάζονται κατά σειρά οι αναλύσεις που εκτελέστηκαν. Πρώτα η ιδιομορφική ανάλυση, στη συνέχεια η ελαστοπλαστική ανάλυση βήμα προς βήμα σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων και οι αναλύσεις pushover που προκύπτουν από το λογισμικό SeismoStruct 2022 και τέλος οι αναλύσεις χρονοϊστορίας με τις οποίες λαμβάνονται τα πιο ακριβή αποτελέσματα ώστε να γίνει η σύγκριση με το πειραματικό δοκίμιο.

4.2.1 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Για το δοκίμιο Δ1-R1-BFR εκτελέστηκαν 4 διαφορετικές ιδιομορφικές αναλύσεις ανάλογα τον τύπο στοιχείου που χρησιμοποιήθηκε και έγινε σύγκριση μεταξύ τους. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται συγκεντρωμένα στον πίνακα 4-4 για την προσομοίωση με πακτώσεις στην βάση του δοκιμίου και στον πίνακα 4-5 για την προσομοίωση με ελατήρια. Με τις πακτώσεις στους κόμβους της βάσης του μοντέλου και στοιχεία infrmFBPH παρατηρείται σημαντική απόκλιση στην ιδιοπερίοδο, καθώς προκύπτει πιο δύσκαμπτο σε σχέση με το πειραματικό [$T_{\text{infrmFBPH}} = 0.345 \ll T_{\text{πειρ}} = 0.60$ sec], σε αντίθεση με την περίπτωση που τοποθετήθηκαν ελατήρια που υπάρχει ταύτιση της ιδιοπεριόδου στα 0.60 sec. Ακόμη, από την ιδιομορφική ανάλυση με ελαστικά στοιχεία και δυσκαμψία E_{eff} κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. [βλ. κεφ. 4.2.2.1], σωστά προκύπτει πολύ πιο εύκαμπτη συμπεριφορά σε σχέση με τα υπόλοιπα στοιχεία, αφού η δυσκαμψία κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι μειωμένη περίπου κατά 70-80%.

Πίνακας 4-4. Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης για το δοκίμιο Δ1-R1-BFR – αριθμητική προσομοίωση με πακτώσεις.

Προσομοίωση με πακτώσεις					
Τύπος στοιχείου		Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος T [sec]	Μάζα [Mgr]	Ποσοστό συμμετοχής [%]
Ελαστικό στοιχείο	elfrm EI _{nom} διατομής	1	0.368	12.26	93.22
		2	0.133	13.15	99.99
Ελαστικό στοιχείο	elfrm EI _{eff} KAN.ΕΠΕ	1	0.678	12.26	93.20
		2	0.252	13.15	99.99
Πεπερασμένο στοιχείο με ίνες	infrmFBPH	1	0.345	12.24	93.06
		2	0.123	13.15	99.99
Πεπερασμένο στοιχείο με ίνες	infrmDBPH	1	0.369	12.26	93.23
		2	0.133	13.15	99.99

Πίνακας 4-5. Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης για το δοκίμιο Δ1-R1-BFR – αριθμητική προσομοίωση με ελατήρια.

Προσομοίωση με ελατήρια					
Τύπος στοιχείου		Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος T [sec]	Μάζα [Mgr]	Ποσοστό συμμετοχής [%]
Ελαστικό στοιχείο	elfrm EI _{nom} διατομής	1	0.616	12.70	93.34
		2	0.161	13.15	96.66
Ελαστικό στοιχείο	elfrm EI _{eff} KAN.ΕΠΕ	1	0.880	12.66	93.06
		2	0.279	13.15	96.66
Πεπερασμένο στοιχείο με ίνες	infrmFBPH	1	0.600	12.70	93.35
		2	0.153	13.15	96.66
Πεπερασμένο στοιχείο με ίνες	infrmDBPH	1	0.612	12.69	93.33
		2	0.161	13.15	96.66

4.2.2 ΕΛΑΣΤΟΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΒΗΜΑ ΠΡΟΣ ΒΗΜΑ

Η διαδικασία της ελαστοπλαστικής ανάλυσης βήμα προς βήμα παρουσιάζεται και στο κεφάλαιο 3.2.4 αναλυτικά. Στην περίπτωση του διώροφου επίπεδου πλαισίου για την κατανομή των οριζόντιων φορτίων θα εφαρμοστεί κατανομή σύμφωνα με την 1^η ιδιομορφή όπως φαίνεται στο σχήμα 4-7. Οι οριζόντιες δυνάμεις κάθε ορόφου υπολογίζονται από τη σχέση:

$$F_i = F_b \cdot \frac{m_i \cdot \varphi_i}{\sum m_i \cdot \varphi_i} \quad (4.1)$$

όπου,

i ο αριθμός ορόφου, $i = 1,2$

F_i η οριζόντια δύναμη κάθε ορόφου

F_b η τέμνουσα βάσης, μπορεί να ληφθεί ίση με 100 kN

m_i η μάζα κάθε ορόφου

φ_i η τιμή της ιδιομορφής στο κάθε όροφο

Για το δοκίμιο Δ1-R1-BFR και τέμνουσα βάσης ίση με 100 kN προκύπτουν $F_1 = 48$ kN και $F_2 = 52$ kN.

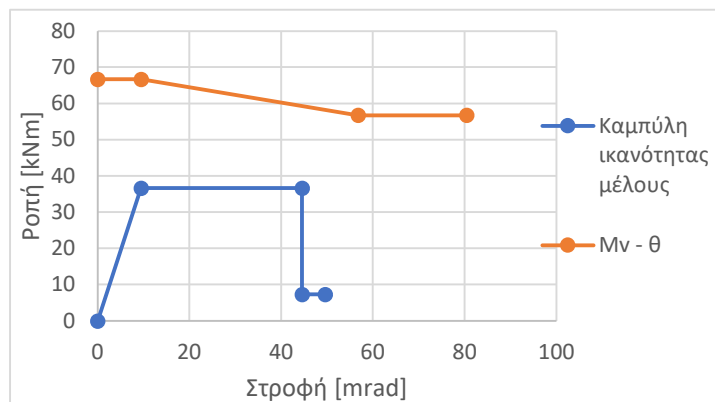
4.2.2.1 M – θ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

ι. Διατομή υποστυλώματος – ισογείου

Με δεδομένη τη γεωμετρία και τον σπλισμό της διατομής όπως προσδιορίσθηκε στο κεφ. 4.1 και με αξονική $N = 156.73$ kN, όπως προκύπτει από την στατική ανάλυση, εφαρμόζονται οι διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και υπολογίζονται τα παρακάτω μεγέθη:

- Ροπή διαρροής	$M_y = 36.65$	kNm
- Γωνία στροφής – χορδής στη διαρροή	$\theta_y = 9.46$	mrad
- Γωνία στροφής – χορδής στην αστοχία	$\theta_u = 44.55$	mrad
- Ενεργός δυσκαμψία	$EI_{eff} = 1936.59$	kN·m ²
- Διατμητική αντοχή	$V_{R,0} = 44.46$	kN
	$V_{R,pl} = 37.83$	kN

Προκύπτει αστοχία σε κάμψη και παρατίθεται παρακάτω η καμπύλη ικανότητας της διατομής σε όρους $M - \theta$.



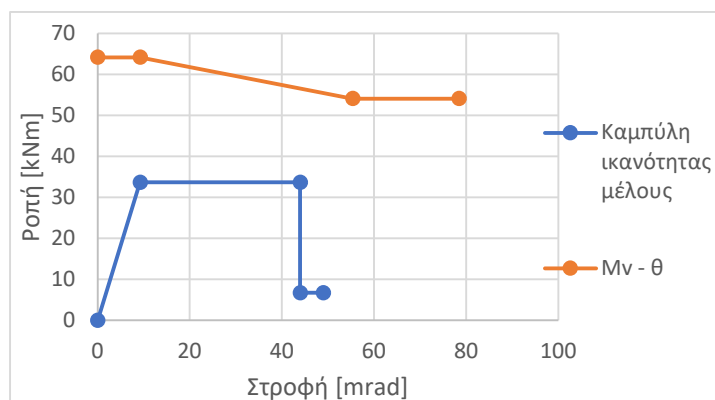
Διάγραμμα 4-6. *M-θ υποστυλώματος ισογείου – Δοκίμιο Δ1-R1-BFR.*

ii. Διατομή υποστυλώματος – ορόφου

Με δεδομένη τη γεωμετρία και τον σπλισμό της διατομής όπως προσδιορίσθηκε στο κεφ. 4.1 και με αξονική $N = 123.37$ kN, όπως προκύπτει από την στατική ανάλυση, εφαρμόζονται οι διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και υπολογίζονται τα παρακάτω μεγέθη:

- Ροπή διαρροής	$M_y = 33.68$	kNm
- Γωνία στροφής – χορδής στη διαρροή	$\theta_y = 9.23$	mrad
- Γωνία στροφής – χορδής στην αστοχία	$\theta_u = 43.95$	mrad
- Ενεργός δυσκαμψία	$EI_{eff} = 1825.03$	kN·m ²
- Διατμητική αντοχή	$V_{R,0} = 42.78$	kN
	$V_{R,pl} = 36.06$	kN

Προκύπτει αστοχία σε κάμψη και παρατίθεται παρακάτω η καμπύλη ικανότητας της διατομής σε όρους $M - \theta$.



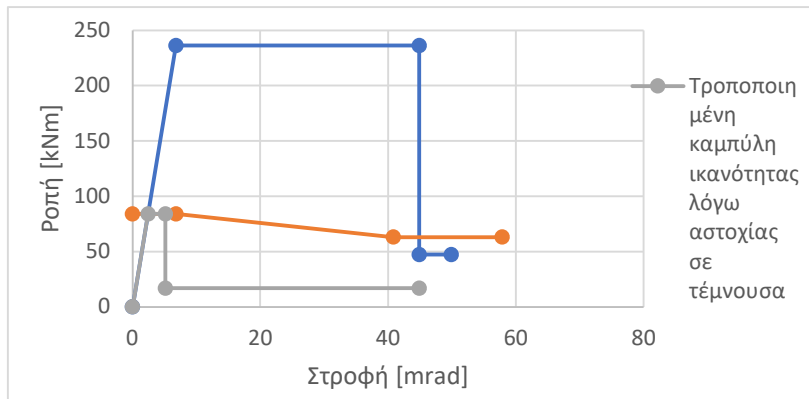
Διάγραμμα 4-7. *M-θ υποστυλώματος ορόφου – Δοκίμιο Δ1-R1-BFR.*

iii. Διατομή δοκού – θετική ροπή M^+

Με δεδομένη τη γεωμετρία και τον σπλισμό της διατομής όπως προσδιορίσθηκε στο κεφ. 4.1 και με αξονική $N = 0$, όπως προκύπτει από την στατική ανάλυση, εφαρμόζονται οι διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και υπολογίζονται τα παρακάτω μεγέθη:

- Ροπή διαρροής	$M_y = 236.30$	kNm
- Γωνία στροφής – χορδής στη διαρροή	$\theta_y = 6.81$	mrad
- Γωνία στροφής – χορδής στην αστοχία	$\theta_u = 44.89$	mrad
- Ενεργός δυσκαμψία	$EI_{eff} = 17646.6$	kN·m ²
- Διατμητική αντοχή	$V_{R,0} = 55.18$	kN
	$V_{R,pl} = 41.38$	kN

Προκύπτει αστοχία σε τέμνουσα και ως ροπή διαρροής θεωρείται η $M_v = 55.18 \cdot (3.05/2) = 84.14$ kNm και στροφή στη διαρροή $\theta_y = 2.42$ mrad. Παρατίθεται παρακάτω η καμπύλη ικανότητας της διατομής σε όρους $M - \theta$.



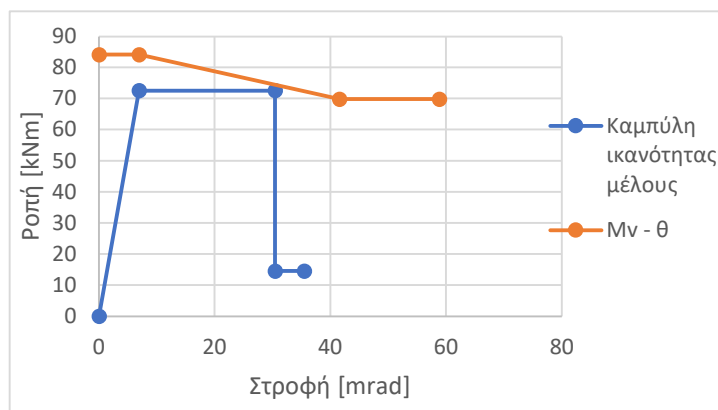
Διάγραμμα 4-8. M-θ δοκού στη στήριξη για θετικές ροπές – Δοκίμιο Δ1-R1-BFR.

iv. Διατομή δοκού – αρνητική ροπή M^-

Με δεδομένη τη γεωμετρία και τον σπλισμό της διατομής όπως προσδιορίσθηκε στο κεφ. 4.1 και με αξονική $N = 0$, όπως προκύπτει από την στατική ανάλυση, εφαρμόζονται οι διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και υπολογίζονται τα παρακάτω μεγέθη:

- Ροπή διαρροής $M_y = 72.57$ kNm
- Γωνία στροφής – χορδής στη διαρροή $\theta_y = 6.92$ mrad
- Γωνία στροφής – χορδής στην αστοχία $\theta_u = 30.46$ mrad
- Ενεργός δυσκαμψία $EI_{eff} = 5328.25$ kN·m²
- Διατμητική αντοχή $V_{R,0} = 55.18$ kN
 $V_{R,pl} = 45.80$ kN

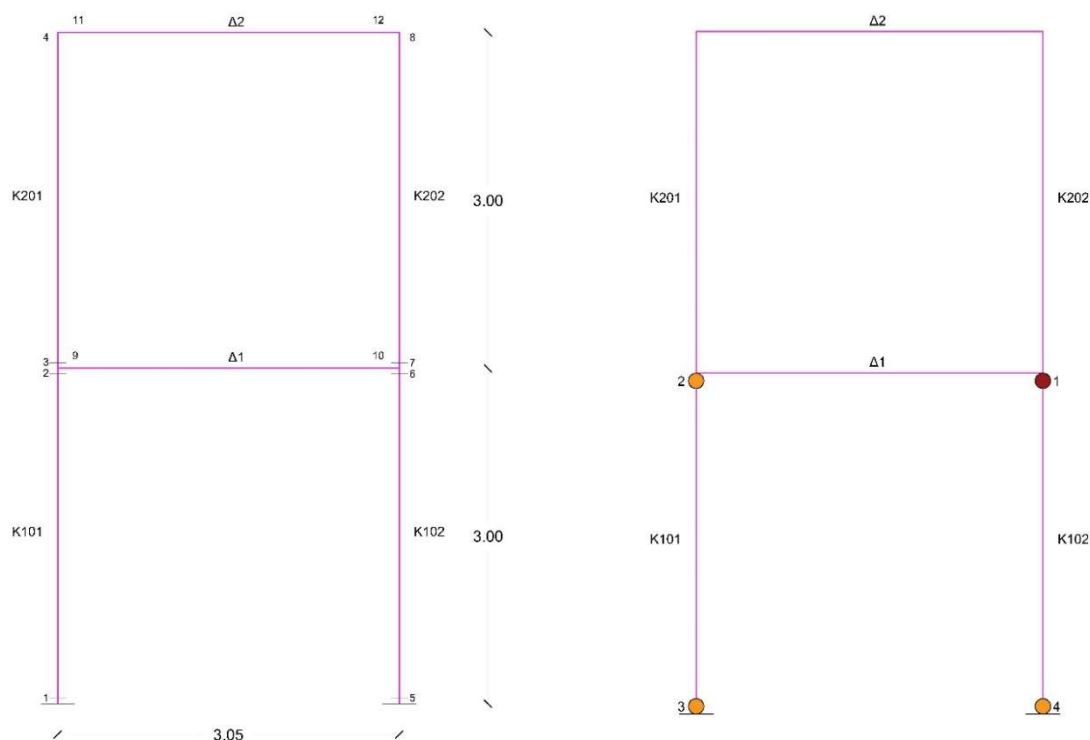
Προκύπτει αστοχία σε κάμψη και παρατίθεται παρακάτω η καμπύλη ικανότητας της διατομής σε όρους $M - \theta$.



Διάγραμμα 4-9. M-θ δοκού στη στήριξη για αρνητικές ροπές – Δοκίμιο Δ1-R1-BFR.

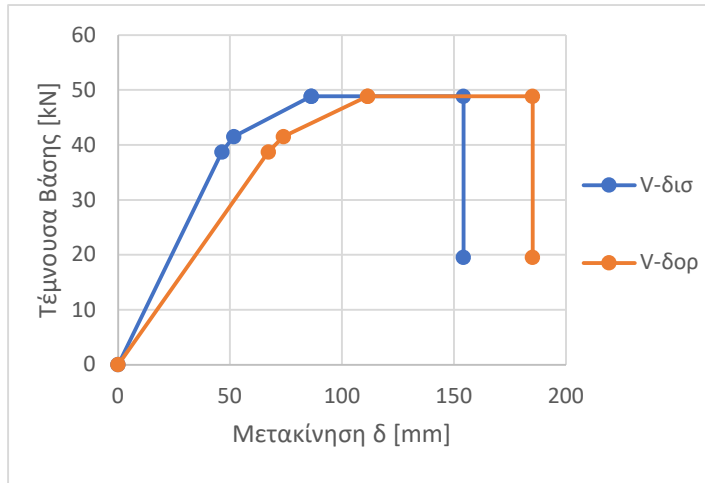
4.2.2.2 ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΦΟΡΕΑ

Με την ελαστοπλαστική ανάλυση βήμα προς βήμα του πλαισίου διέρρευσαν κατά σειρά η κορυφή του υποστυλώματος Κ102 [διατομή 6], η κορυφή του υποστυλώματος Κ101 [διατομή 2], η βάση του υποστυλώματος Κ101 [διατομή 1] και η βάση του υποστυλώματος Κ102 [διατομή 5]. Με τη δημιουργία 4 πλαστικών αρθρώσεων σχηματίστηκε μηχανισμό ορόφου. Ύστερα επιβλήθηκε οριζόντια μετατόπιση ίση με 0.10 m και βρέθηκε το υποστυλώμα Κ102 στην κορυφή του [διατομή 6] να φτάνει πρώτο σε αστοχία ($\theta > \theta_u$). Η σειρά των πλαστικών αρθρώσεων φαίνεται και σχηματικά στην εικόνα 4.7. Η αλληλουχία των πλαστικών αρθρώσεων που προκύπτει με την ανάλυση βήμα προς βήμα επαληθεύεται και από τις βλάβες που είχαν παρατηρηθεί κατά της διάρκειας του πειράματος [βλ. κεφ. 4.1.6.3], με πρώτη διαρροή και αστοχία σε κόμβους δοκού – υποστυλώματος.



Σχήμα 4-9. Αρίθμηση διατομών δοκίου Δ1-R1-BFR και διαδοχή πλαστικών αρθρώσεων με την ανάλυση βήμα προς βήμα.

Η καμπύλη ικανότητας του φορέα παρουσιάζεται στο διάγραμμα 4-10 και τα ζεύγη τιμών ($V - \delta$) για κάθε βήμα στον πίνακα 4-6. Με την μπλε γραμμή ορίζεται το διάγραμμα τέμνουσας βάσης – μετακίνηση ισογείου και με πορτοκαλί γραμμή το διάγραμμα τέμνουσας βάσης – μετακίνηση ορόφου.

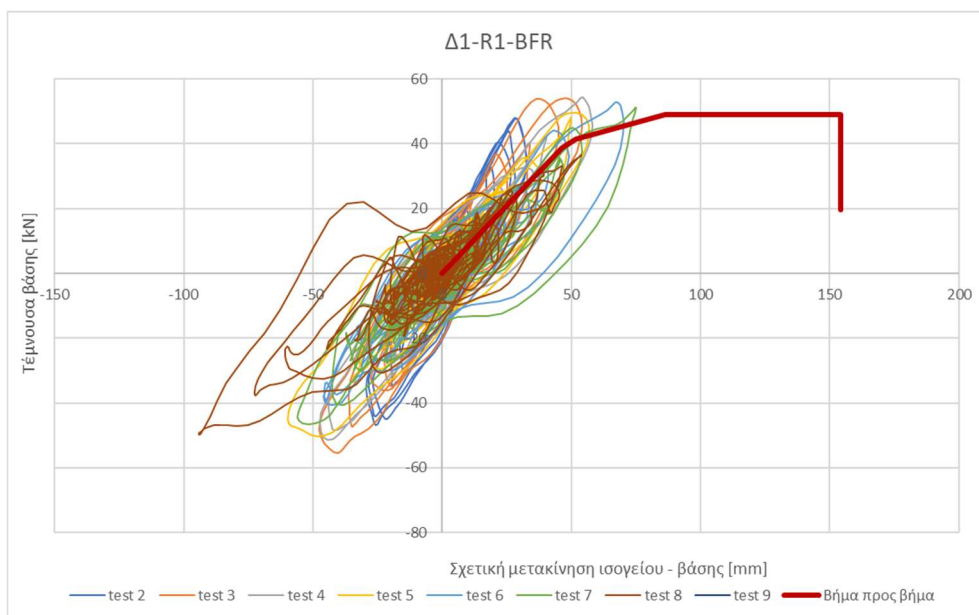


Πίνακας 4-6. Ζεύγη τιμών $V - \delta$ δοκιμίου $\Delta 1-R1-BFR$ – ανάλυση βήμα προς βήμα.

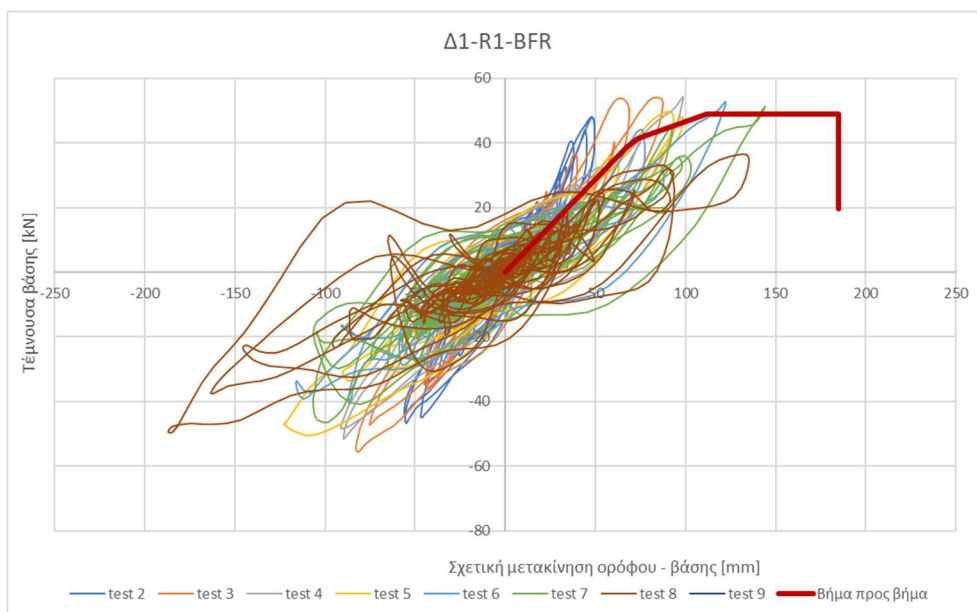
V [kN]	δισ [mm]	δορ [mm]
0	0	0
38.71	46.40	67.16
41.50	51.67	73.85
48.87	86.25	111.50
48.87	86.25	111.50
48.87	154.21	185.12
19.55	154.21	185.12

Διάγραμμα 4-10. Καμπύλη ικανότητας δοκιμίου $\Delta 1-R1-BFR$ με την ελαστοπλαστική ανάλυση βήμα προς βήμα.

Προκειμένου να γίνει η σύγκριση της καμπύλης που προκύπτει από την βήμα προς βήμα ανάλυση με τα πειραματικά αποτελέσματα, τοποθετείται στο ίδιο διάγραμμα με τους βρόγχους υστέρησης.



Διάγραμμα 4-11. Σύγκριση πειραματικών βρόγχων υστέρησης δοκιμίου $\Delta 1-R1-BFR$ με την καμπύλη ικανότητας βήμα προς βήμα [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ισογείου].



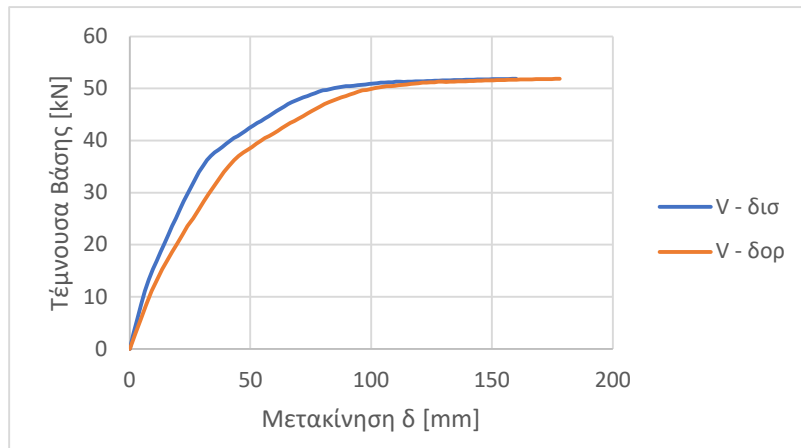
Διάγραμμα 4-12. Σύγκριση πειραματικών βρόγχων υστέρησης δοκιμίου Δ1-R1-BFR με την καμπύλη ικανότητας βήμα προς βήμα [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ορόφου].

4.2.3 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΥΠΕΡΩΘΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ SEISMOSTRUCT

Η αριθμητική προσομοίωση στο λογισμικό SeismoStruct 2022 έγινε σύμφωνα με το κεφάλαιο 4.2. Η διαδικασία της μη γραμμικής ανάλυσης pushover παρουσιάζεται και στο κεφάλαιο 3.2.5 αναλυτικά.

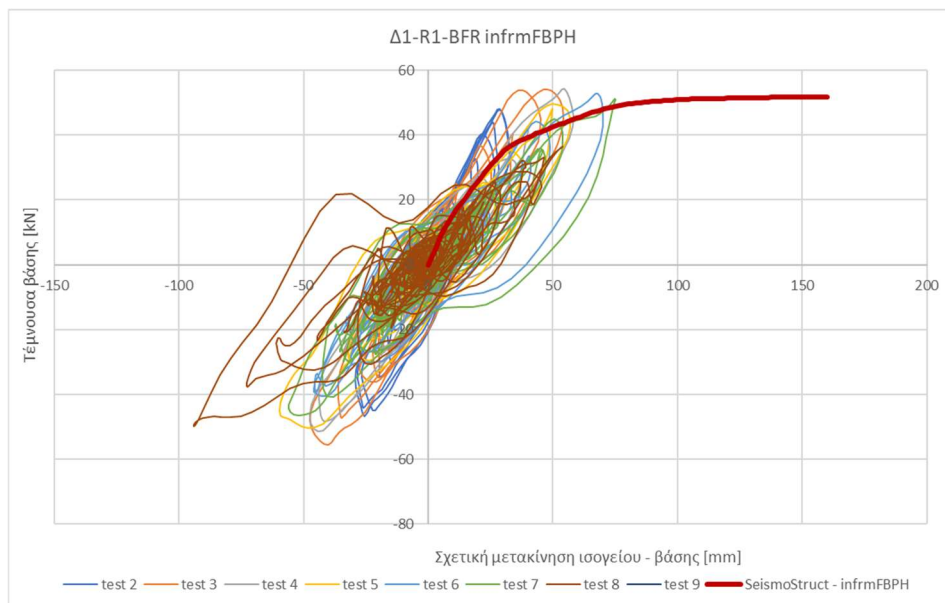
4.2.3.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΜΕ ΣΤΟΙΧΕΙΑ INFRMFBPH

Στα στοιχεία infrmFBPH (inelastic frame Forced Based Plastic Hinge element) η ανελαστικότητα ορίζεται σε όρους τάσεων παραμορφώσεων σε κάθε λωρίδα ολοκλήρωσης της διατομής. Η καμπύλη ικανότητας του δοκιμίου Δ1-R1-BFR όπως προέκυψε από την μη γραμμική ανάλυση στο πρόγραμμα SeismoStruct (2022) παρουσιάζεται στο διάγραμμα 4-13. Με την μπλε γραμμή ορίζεται το διάγραμμα τέμνουσας βάσης – μετακίνηση ισογείου και με πορτοκαλί γραμμή το διάγραμμα τέμνουσας βάσης – μετακίνηση ορόφου.

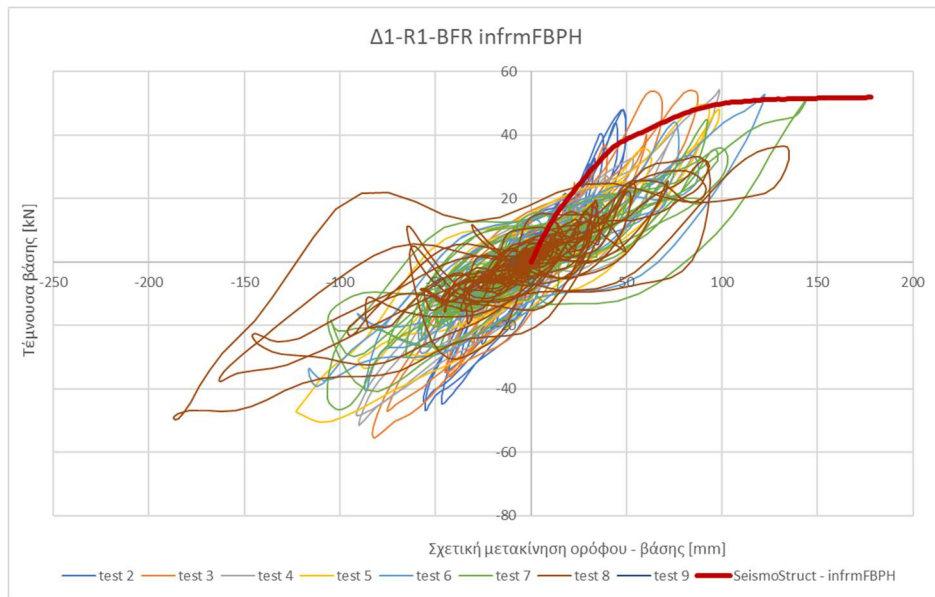


Διάγραμμα 4-13. Καμπύλη ικανότητας δοκιμίου Δ1-R1-BFR με μη γραμμική ανάλυση pushover στο λογισμικό SeismoStruct με πεπερασμένα στοιχεία ιών *infrmFBPH*.

Επίσης, γίνεται σύγκριση και με τους βρόγχους υστέρησης των πειραματικών δοκιμών.



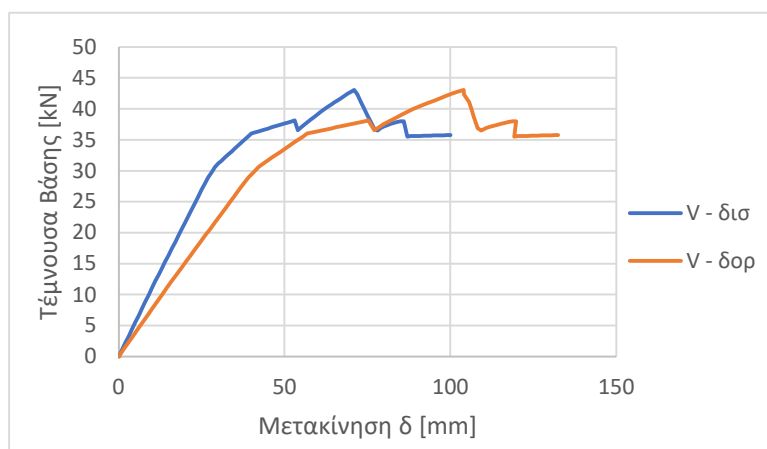
Διάγραμμα 4-14. Σύγκριση πειραματικών βρόγχων υστέρησης δοκιμίου Δ1-R1-BFR με την καμπύλη ικανότητας που προκύπτει από το SeismoStruct με πεπερασμένα στοιχεία ιών *infrmFBPH* [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ισογείου].



Διάγραμμα 4-15. Σύγκριση πειραματικών βρόγχων υστέρησης δοκιμίου Δ1-R1-BFR με την καμπύλη ικανότητας που προκύπτει από το SeismoStruct με πεπερασμένα στοιχεία ιών infrmFBPH [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ορόφου].

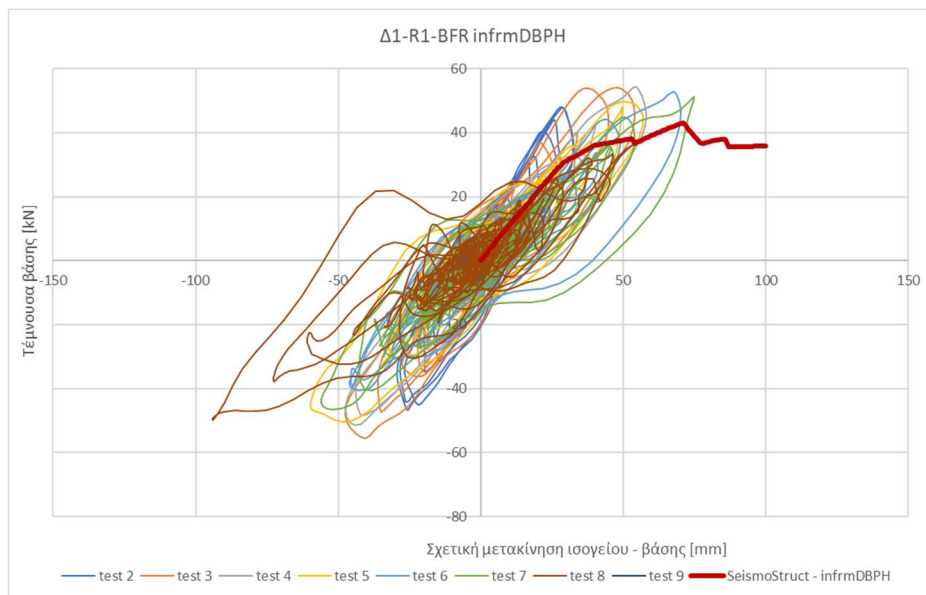
4.2.3.2 ΠΡΟΣΟΜΙΩΣΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΜΕ ΣΤΟΙΧΕΙΑ INFRMDBPH

Τα στοιχεία infrmDBPH (inelastic frame Displacement Based Plastic Hinge element) είναι γραμμικά ελαστικά μέλη με την ανελαστικότητα να συγκεντρώνεται στα μη γραμμικά ελατήρια στα άκρα του μέλους. Η καμπύλη ικανότητας του δοκιμίου Δ1-R1-BFR όπως προέκυψε από την μη γραμμική ανάλυση στο πρόγραμμα SeismoStruct (2022) παρουσιάζεται στο διάγραμμα 4-16. Με την μπλε γραμμή ορίζεται το διάγραμμα τέμνουσας βάσης – μετακίνηση ισογείου και με πορτοκαλί γραμμή το διάγραμμα τέμνουσας βάσης – μετακίνηση ορόφου.

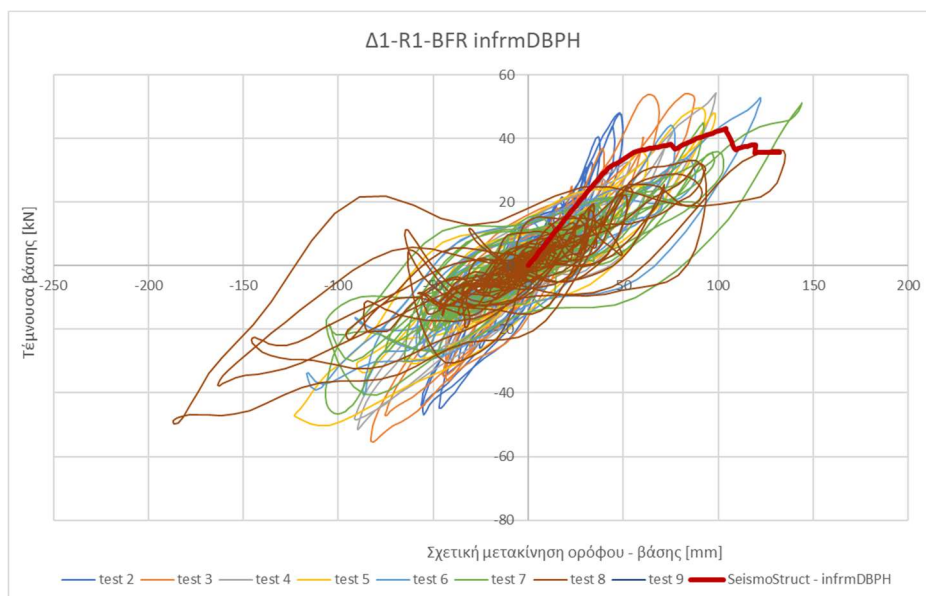


Διάγραμμα 4-16. Καμπύλη ικανότητας δοκιμίου Δ1-R1-BFR με μη γραμμική ανάλυση pushover στο λογισμικό SeismoStruct με πεπερασμένα στοιχεία ιών infrmDBPH.

Επίσης, γίνεται σύγκριση και με τους βρόγχους υστέρησης των πειραματικών δοκιμών.

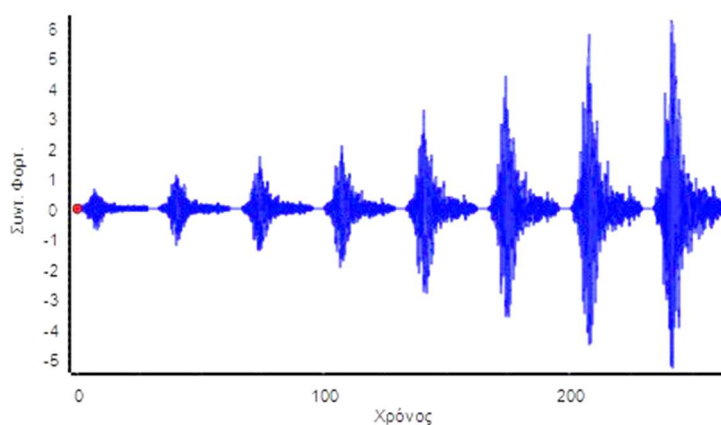


Διάγραμμα 4-17. Σύγκριση πειραματικών βρόγχων υστέρησης δοκιμίου Δ1-R1-BFR με την καμπύλη ικανότητας που προκύπτει από το SeismoStruct με πεπερασμένα στοιχεία ινών infrmDBPH [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ισογείου].



Διάγραμμα 4-18. Σύγκριση πειραματικών βρόγχων υστέρησης δοκιμίου Δ1-R1-BFR με την καμπύλη ικανότητας που προκύπτει από το SeismoStruct με πεπερασμένα στοιχεία ινών infrmDBPH [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ορόφου].

4.2.4 ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ ΜΕ ΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ SEISMOSTRUCT

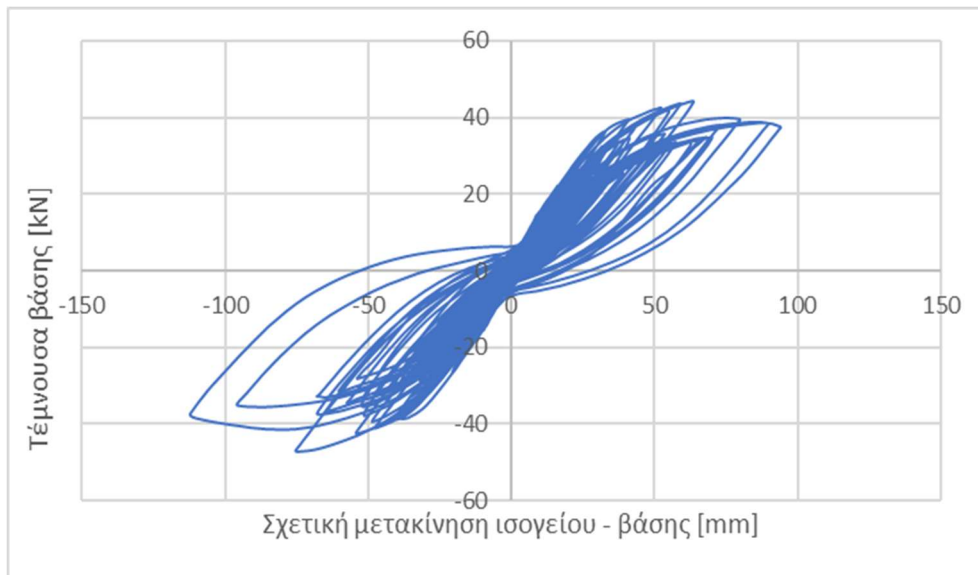


Διάγραμμα 4-19. Χρονοϊστορία επιτάχυνσης που επιβλήθηκε στη βάση του δοκιμίου Δ1-R1-BFR.

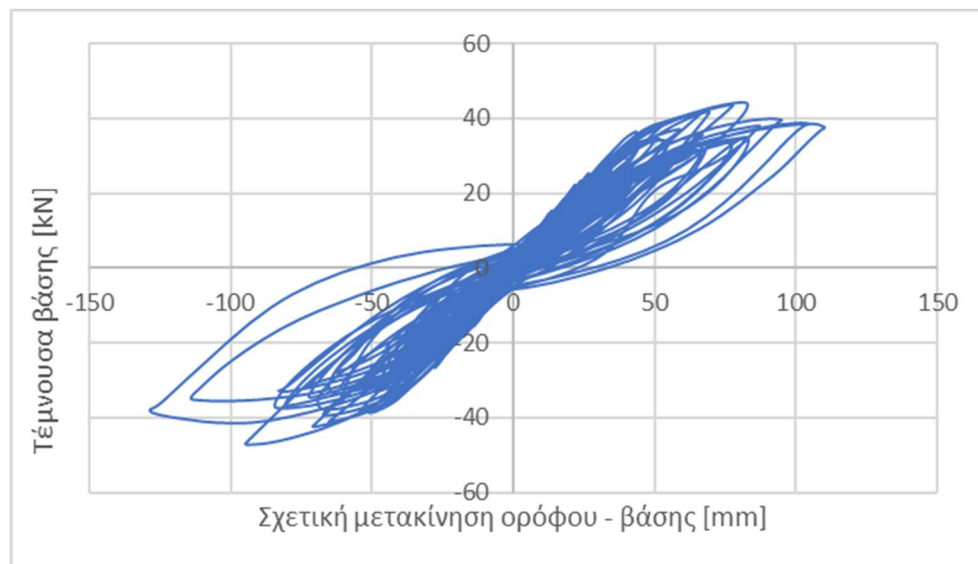
Οι αναλύσεις χρονοϊστορίας στο λογισμικό SeismoStruct 2022 έγιναν για τα test2-test8 και test10 και εκτελέστηκαν μη γραμμικές αναλύσεις. Στις αναλύσεις εφαρμόστηκε απόσβεση κατά Rayleigh με αποσβέσεις $\zeta_1 = 4.10\%$ και $\zeta_2 = 1.70\%$. Οι συγκρίσεις των αποτελεσμάτων επικεντρώθηκαν στις τιμές των επιταχύνσεων και των μετακινήσεων ισογείου και ορόφου και στη συνολική τέμνουσα βάσης του δοκιμίου.

Στα test2 και 3 η ιδιοσυχνότητα παρουσιάζει μια μικρή απόκλιση, όπως και οι μετακινήσεις και επιταχύνσεις ενώ οι τιμές της τέμνουσας βάσης συγκλίνουν. Στα υπόλοιπα test παρουσιάζεται σύγκλιση και της ιδιοσυχνότητας του δοκιμίου, της μετακίνησης και της επιτάχυνσης. Πιθανές αποκλίσεις στα θετικά των διαγραμμάτων των επιταχύνσεων αμελούνται καθώς θεωρείται ότι προκαλείται από χτυπήματα των μαζών στο δοκίμιο. Στην τέμνουσα βάσης παρατηρείται γενικά ικανοποιητική σύγκλιση, όμως οι μέγιστες τιμές της ανάλυσης είναι μικρότερες σε σχέση με τις πειραματικές. Παρουσιάζονται παρακάτω διαγράμματα σύγκρισης πειραματικού και αριθμητικού μοντέλου από 5 – 15 sec όπου εμφανίζουν και τις μέγιστες τιμές τους τα μεγέθη (βλ. διαγράμματα 4-22 έως 4-33).

Στα διαγράμματα 4-20 και 4-21 φαίνονται οι βρόγχοι υστέρησης όπως ακριβώς προκύπτουν από το λογισμικό SeismoStruct από την ανάλυση χρονοϊστορίας.

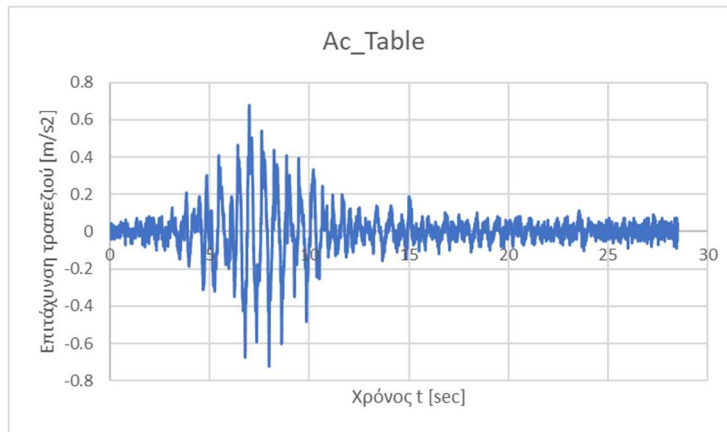


Διάγραμμα 4-20. Βρόγχοι υστέρησης δοκιμίου Δ1-R1-BFR όπως προκύπτει από την ανάλυση χρονοϊστορίας στο λογισμικό *SeismoStruct* (2022) [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ισογείου].

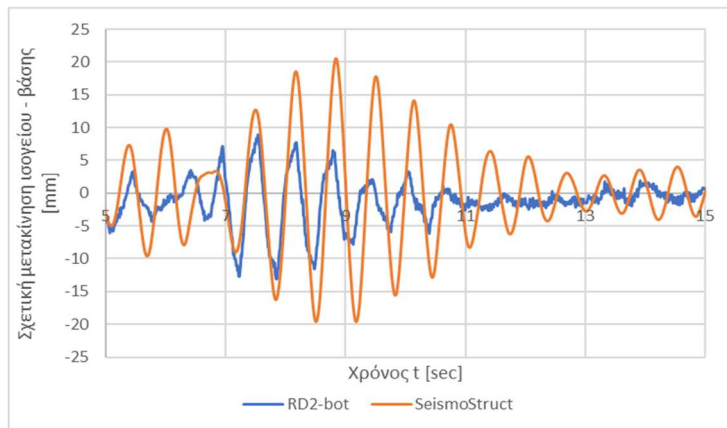


Διάγραμμα 4-21. Βρόγχοι υστέρησης δοκιμίου Δ1-R1-BFR όπως προκύπτει από την ανάλυση χρονοϊστορίας στο λογισμικό *SeismoStruct* (2022) [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ορόφου].

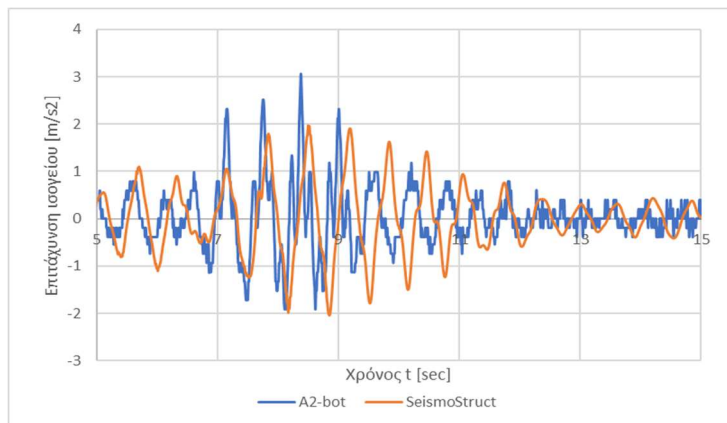
Test 2



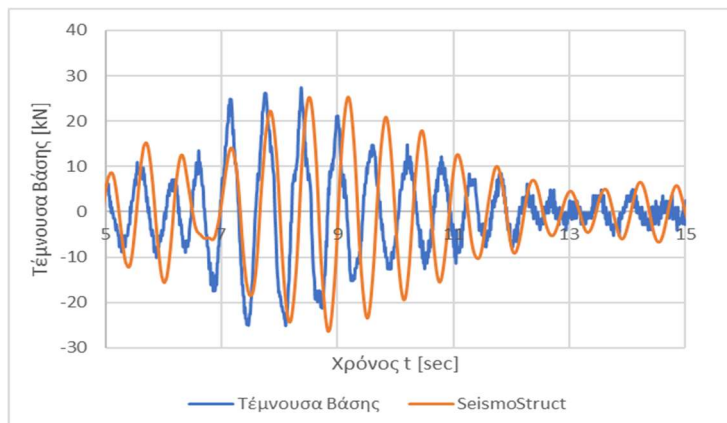
Διάγραμμα 4-22. Επιταχυνσιογράφημα βάσης δοκιμίου Δ1-R1-BFR – Test 2.



Διάγραμμα 4-23. Σύγκριση επιτάχυνσης ισογείου δοκιμίου Δ1-R1-BFR – Test 2.

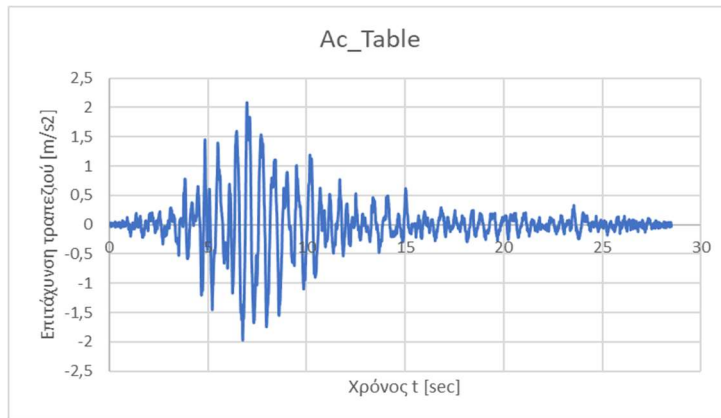


Διάγραμμα 4-24. Σύγκριση σχετικής μετακίνησης ισογείου – βάσης δοκιμίου Δ1-R1-BFR – Test 2.

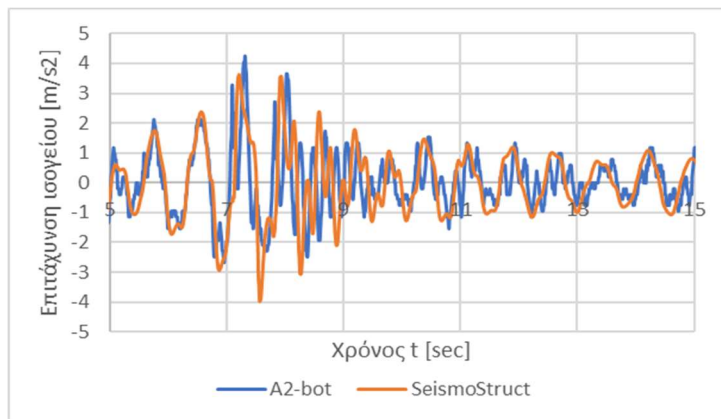


Διάγραμμα 4-25. Σύγκριση τέμνουσας βάσης δοκιμίου Δ1-R1-BFR – Test 2.

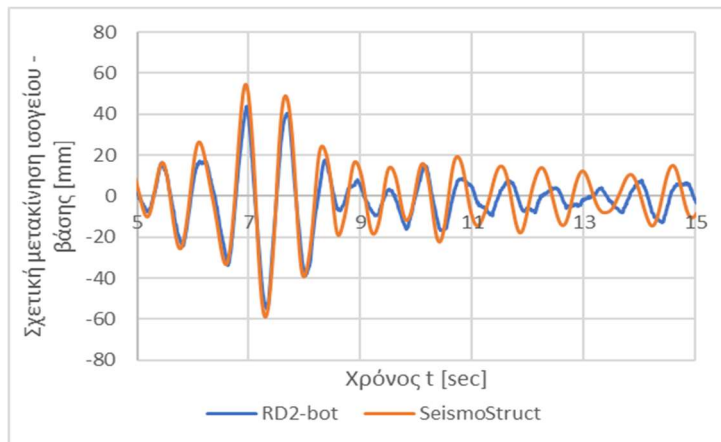
Test 5



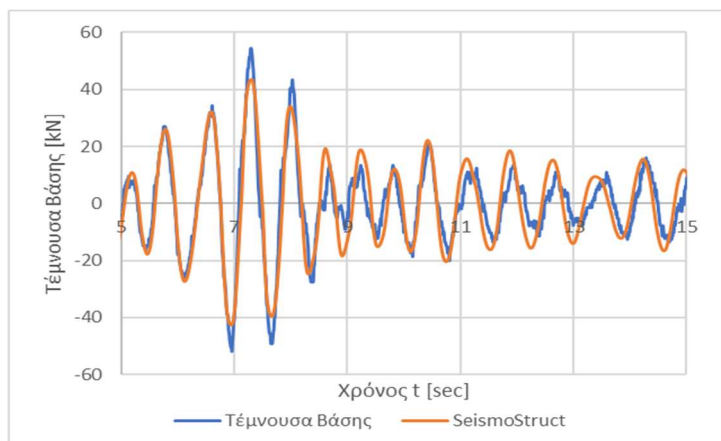
Διάγραμμα 4-26. Επιταχυνσιογράφημα βάσης δοκιμίου Δ1-R1-BFR – Test 5.



Διάγραμμα 4-27. Σύγκριση επιτάχυνσης ισογείου δοκιμίου Δ1-R1-BFR – Test 5.

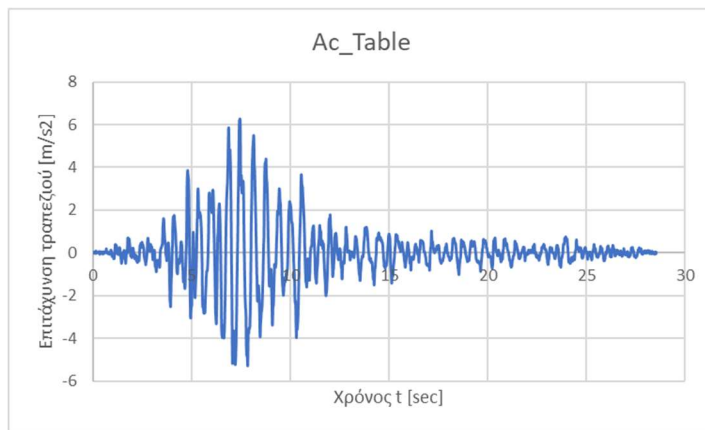


Διάγραμμα 4-28. Σύγκριση σχετικής μετακίνησης ισογείου – βάσης δοκιμίου Δ1-R1-BFR Test 5.

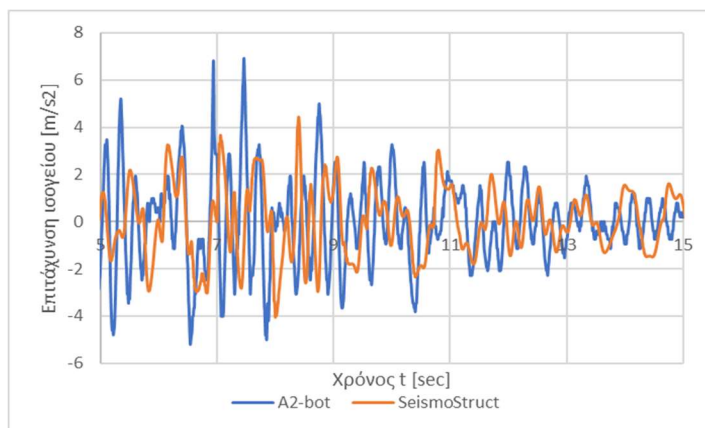


Διάγραμμα 4-29. Σύγκριση τέμνουσας βάσης δοκιμίου Δ1-R1-BFR – Test 5.

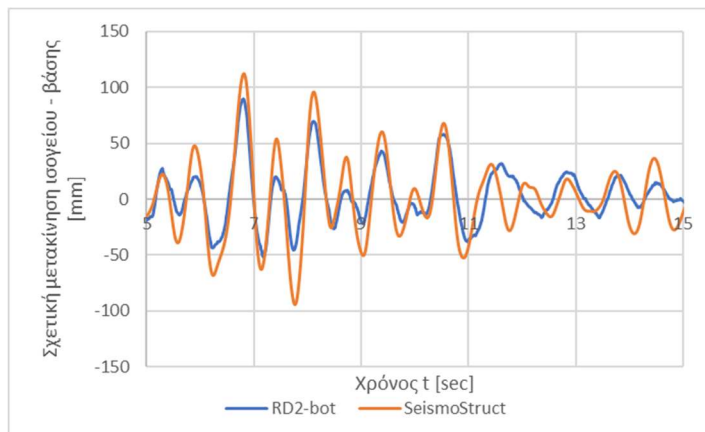
Test 10



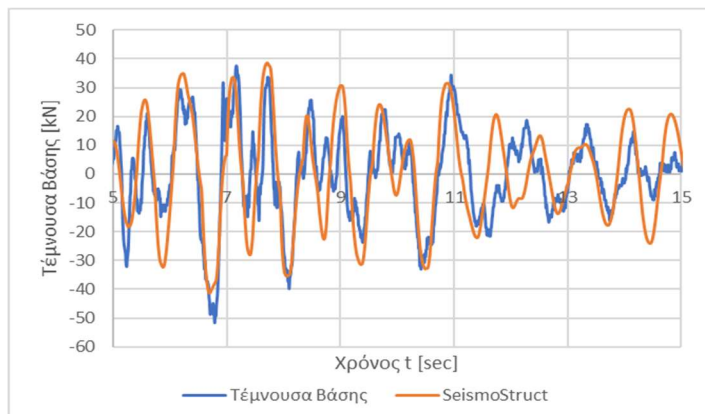
Διάγραμμα 4-30. Επιταχυνσιογράφημα βάσης δοκιμίου Δ1-R1-BFR – Test 10.



Διάγραμμα 4-31. Σύγκριση επιτάχυνσης ισογείου δοκιμίου Δ1-R1-BFR – Test 10.

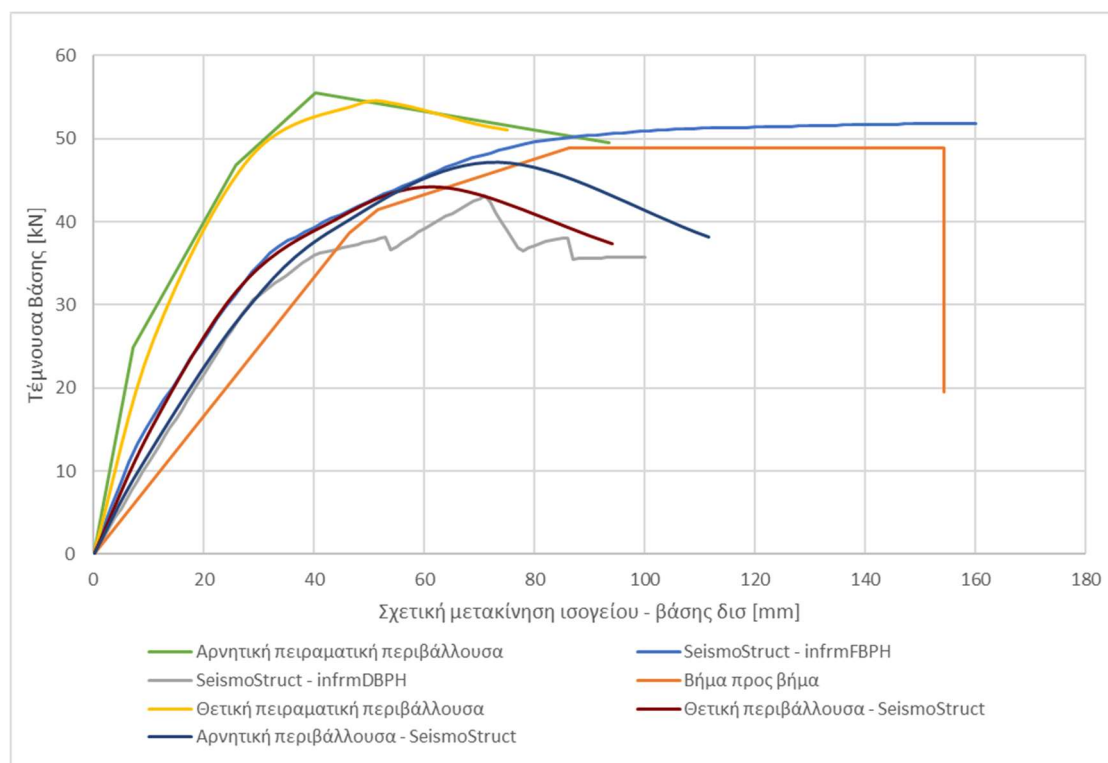


Διάγραμμα 4-32. Σύγκριση σχετικής μετακίνησης ισογείου – βάσης δοκιμίου Δ1-R1-BFR Test 10.

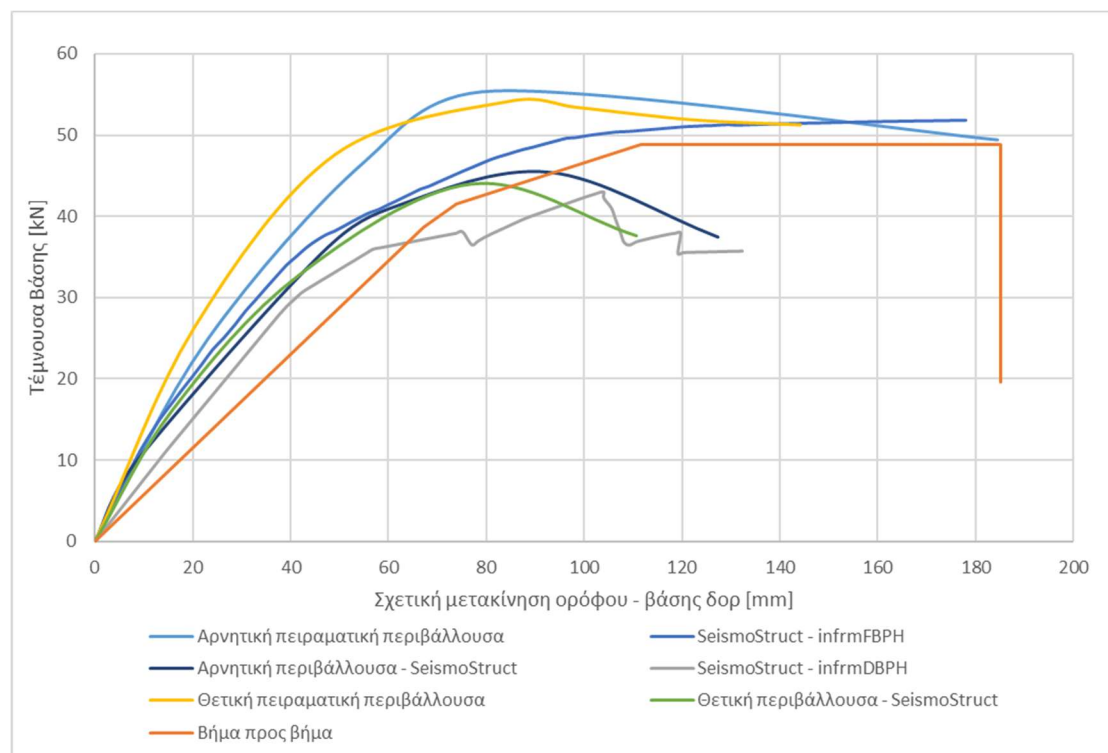


Διάγραμμα 4-33. Σύγκριση τέμνουσας βάσης δοκιμίου Δ1-R1-BFR – Test 10.

4.2.5 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

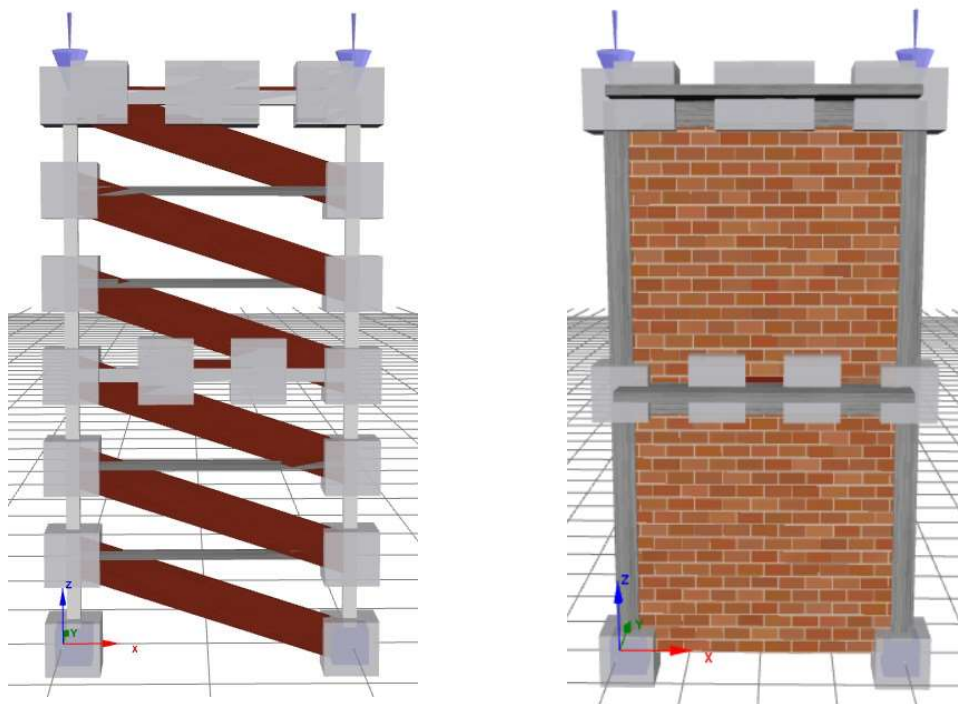


Διάγραμμα 4-34. Σύγκριση καμπύλης ικανότητας δοκιμίου Δ1-R1-BFR για αναλύσεις *rushover* και χρονιοστορίας με τις πειραματικές περιβάλλουσες [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ισογείου].



Διάγραμμα 4-35. Σύγκριση καμπύλης ικανότητας δοκιμίου Δ1-R1-BFR για αναλύσεις *rushover* και χρονιοστορίας με τις πειραματικές περιβάλλουσες [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ορόφου].

4.3 ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΔΟΚΙΜΙΟΥ Δ2-R2-BWAB



Σχήμα 4-10. Μοντέλο προσομοίωσης δοκιμίου Δ2-R2-BWAB στο λογισμικό SeismoStruct (2022). Προσομοίωση με θλιβόμενη ράβδο (αριστερά) και προσομοίωση με μοντέλο Crisafulli (δεξιά).

Το μοντέλο προσομοίωσης του δοκιμίου Δ2-R2-BWAB σχεδιάστηκε όπως ακριβώς και το δοκίμιο Δ1-R1-BFR (ίδια υλικά, γεωμετρία, φορτία, ελατήρια), με μοναδική προσθήκη την τοιχοπλήρωση ισογείου και ορόφου. Όπως θα φανεί και παρακάτω στις αναλύσεις, έγιναν δύο διαφορετικές προσεγγίσεις στην προσομοίωση της τοιχοπλήρωσης. Η πρώτη μέθοδος είναι με διαγώνιες θλιβόμενες ράβδους σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 3^η αναθεώρηση 2022) και η δεύτερη με το ανελαστικό μοντέλο Crisafulli με τη βοήθεια του λογισμικού SeismoStruct 2022.

Το φορτίο της τοιχοποιίας στην προσομοίωση με τις θλιβόμενες ράβδους ορίζεται ως κατανεμημένο στις δοκούς ισογείου και ορόφου με κεντροβαρικό μήκος 3.05 m και τιμή $q = 2.10 \text{ kN/m}^2 \cdot (2.80 \cdot 2.65) \text{ m}^2 / 3.05 \text{ m} = 5.11 \text{ kN/m}$. Ενώ, στην προσομοίωση με το ανελαστικό μοντέλο Crisafulli το ίδιο βάρος λαμβάνεται αυτόματα από το λογισμικό.

Αντίστοιχα με το δοκίμιο Δ1-R1-BFR για την ελαστοπλαστική ανάλυση βήμα προς βήμα χρησιμοποιήθηκε ελαστικός τύπος στοιχείου και για τις αναλύσεις pushover και ιστορίας στοιχεία βασισμένα στις δυνάμεις και τις μετακινήσεις με πλαστικές αρθρώσεις, infirmFBPH. Σε κάθε περίπτωση το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας πλήρωσης λαμβάνεται $E_w = 2.3 \text{ GPa}$.

4.3.1 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Για το δοκίμιο Δ2-R2-BWAB εκτελέστηκαν 3 διαφορετικές ιδιομορφικές αναλύσεις ανάλογα τον τύπο στοιχείου που χρησιμοποιήθηκε και έγινε σύγκριση μεταξύ τους. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται συγκεντρωμένα στον πίνακα 4-7 για την προσομοίωση με πακτώσεις στην βάση του δοκιμίου και στον πίνακα 4-8 για την προσομοίωση με ελατήρια. Με τις πακτώσεις στους κόμβους της βάσης του μοντέλου και στοιχεία infrmFBPH παρατηρείται σημαντική απόκλιση στην ιδιοπερίοδο [$T_{infrmFBPH} = 0.125 \ll T_{πειρ} = 0.177 \text{ sec}$], σε αντίθεση με την περίπτωση που τοποθετήθηκαν ελατήρια που υπάρχει ταύτιση της ιδιοπεριόδου στα 0.177 sec. Παρ'όλα αυτά ενώ επιτυγχάνεται ταύτιση της ιδιοσυχνότητας του αριθμητικού μοντέλου με ελατήρια και μέτρο ελαστικότητας $E_w = 2.3 \text{ GPa}$, η δυσκαμψία του δοκιμίου είναι αρκετά μεγαλύτερη σε σύγκριση με το πείραμα, όπως προκύπτει από την καμπύλη συμπεριφοράς της κατασκευής (βλ. κεφ. 4.3.3). Για τον λόγο αυτό έγινε έλεγχος προκειμένου να συγκλίνει η δυσκαμψία των μοντέλων με αποτέλεσμα να προκύπτει $E_w = 0.3 \text{ GPa}$ και $T_1 = 0.359 \text{ sec}$.

Πίνακας 4-7. Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης για το δοκίμιο Δ2-R2-BWAB – αριθμητική προσομοίωση με πακτώσεις.

Προσομοίωση με πακτώσεις					
Τύπος στοιχείου		Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος T [sec]	Μάζα [Mgr]	Ποσοστό συμμετοχής [%]
Ελαστικό στοιχείο	elfrm $E_{I_{nom}}$	1	0.153	12.47	90.77
		2	0.06	13.48	98.11
Ελαστικό στοιχείο	elfrm $E_{I_{eff}}$	1	0.17	12.55	91.36
		2	0.063	13.49	98.2
Πεπερασμένο στοιχείο με ίνες	infrmFBPH	1	0.125	14.93	94.54
		2	0.05	15.79	99.99

Πίνακας 4-8. Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης για το δοκίμιο Δ2-R2-BWAB – αριθμητική προσομοίωση με ελατήρια.

Προσομοίωση με ελατήρια					
Τύπος στοιχείου		Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος T [sec]	Μάζα [Mgr]	Ποσοστό συμμετοχής [%]
Ελαστικό στοιχείο	elfrm $E_{I_{nom}}$	1	0.39	12.23	88.18
		2	0.06	13.51	97.45
Ελαστικό στοιχείο	elfrm $E_{I_{eff}}$	1	0.396	12.23	88.14
		2	0.065	13.51	97.4
Πεπερασμένο στοιχείο με ίνες	infrmFBPH	1	0.177	14.60	85.23
		2	0.051	15.79	92.19

4.3.2 ΕΛΑΣΤΟΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΒΗΜΑ ΠΡΟΣ ΒΗΜΑ

Για το δοκίμιο Δ2-R2-BWAB και τέμνουσα βάση ίση με 100 kN προκύπτουν $F_1 = 47.81$ kN και $F_2 = 52.19$ kN.

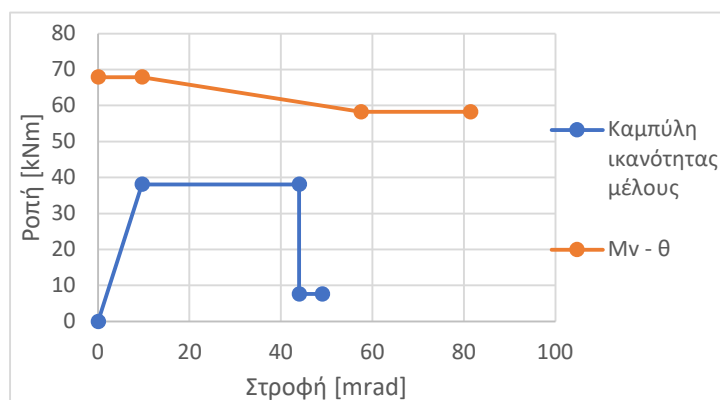
4.3.2.1 M – θ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

i. Διατομή υποστυλώματος – ισογείου

Με δεδομένη τη γεωμετρία και τον σπλισμό της διατομής όπως προσδιορίσθηκε στο κεφ. 4.1 και με αξονική $N = 173.62$ kN, όπως προκύπτει από την στατική ανάλυση, εφαρμόζονται οι διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και υπολογίζονται τα παρακάτω μεγέθη:

- | | | |
|---------------------------------------|------------------------|-------------------|
| - Ροπή διαρροής | $M_y = 38.13$ | kNm |
| - Γωνία στροφής – χορδής στη διαρροή | $\theta_y = 9.58$ | mrad |
| - Γωνία στροφής – χορδής στην αστοχία | $\theta_u = 43.99$ | mrad |
| - Ενεργός δυσκαμψία | $EI_{eff} = 1990.60$ | kN·m ² |
| - Διατμητική αντοχή | $V_{R,0} = 45.28$ | kN |
| | $V_{R,\rho l} = 38.86$ | kN |

Προκύπτει αστοχία σε κάμψη και παρατίθεται παρακάτω η καμπύλη ικανότητας της διατομής σε όρους $M - \theta$.



Διάγραμμα 4-36. *M- θ υποστυλώματος ισογείου – Δοκίμιο Δ2-R2-BWAB.*

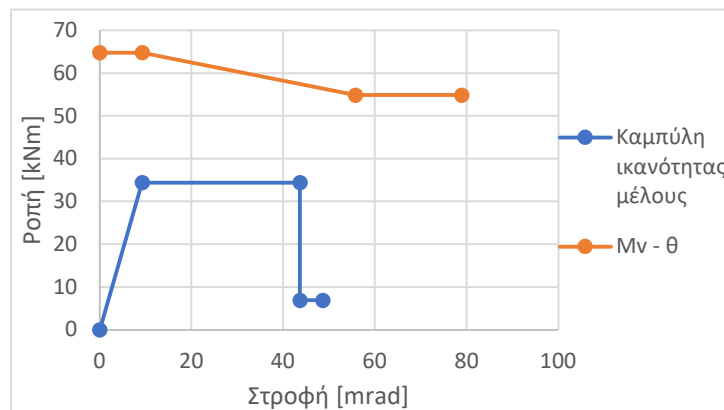
ii. Διατομή υποστυλώματος – ορόφου

Με δεδομένη τη γεωμετρία και τον σπλισμό της διατομής όπως προσδιορίσθηκε στο κεφ. 4.1 και με αξονική $N = 131.81$ kN, όπως προκύπτει από την στατική ανάλυση, εφαρμόζονται οι διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και υπολογίζονται τα παρακάτω μεγέθη:

- | | | |
|--------------------------------------|-------------------|------|
| - Ροπή διαρροής | $M_y = 34.44$ | kNm |
| - Γωνία στροφής – χορδής στη διαρροή | $\theta_y = 9.29$ | mrad |

- Γωνία στροφής – χορδής στην αστοχία $\theta_u = 43.65$ mrad
- Ενεργός δυσκαμψία $EI_{eff} = 1853.90$ kN·m²
- Διατμητική αντοχή $V_{R,0} = 43.21$ kN
 $V_{R,\rho I} = 36.60$ kN

Προκύπτει αστοχία σε κάμψη και παρατίθεται παρακάτω η καμπύλη ικανότητας της διατομής σε όρους $M - \theta$.



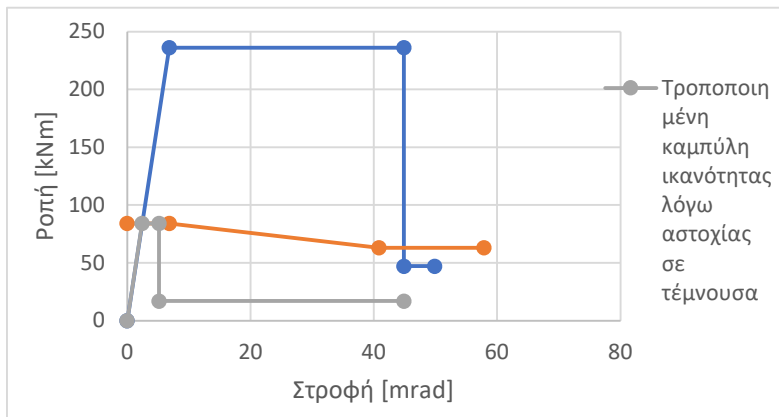
Διάγραμμα 4-37. *M-θ υποστυλώματος ορόφου – Δοκίμιο Δ2-R2-BWAB.*

iii. Διατομή δοκού – θετική ροπή M^+

Με δεδομένη τη γεωμετρία και τον σπλισμό της διατομής όπως προσδιορίσθηκε στο κεφ. 4.1 και με αξονική $N = 0$, όπως προκύπτει από την στατική ανάλυση, εφαρμόζονται οι διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και υπολογίζονται τα παρακάτω μεγέθη:

- Ροπή διαρροής $M_y = 236.30$ kNm
- Γωνία στροφής – χορδής στη διαρροή $\theta_y = 6.81$ mrad
- Γωνία στροφής – χορδής στην αστοχία $\theta_u = 44.89$ mrad
- Ενεργός δυσκαμψία $EI_{eff} = 17646.6$ kN·m²
- Διατμητική αντοχή $V_{R,0} = 55.18$ kN
 $V_{R,\rho I} = 41.38$ kN

Προκύπτει αστοχία σε τέμνουσα και ως ροπή διαρροής θεωρείται η $M_v = 55.18 \cdot (3.05/2) = 84.14$ kNm και στροφή στη διαρροή $\theta_y = 2.42$ mrad. Παρατίθεται παρακάτω η καμπύλη ικανότητας της διατομής σε όρους $M - \theta$.



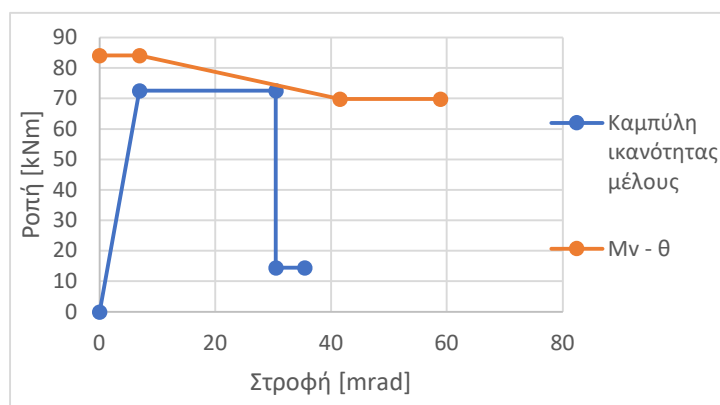
Διάγραμμα 4-38. *M-θ δοκού στη στήριξη για θετικές ροπές – Δοκίμιο Δ2-R2-BWAB.*

iv. Διατομή δοκού – αρνητική ροπή M^-

Με δεδομένη τη γεωμετρία και τον σπλισμό της διατομής όπως προσδιορίσθηκε στο κεφ. 4.1 και με αξονική $N = 0$, όπως προκύπτει από την στατική ανάλυση, εφαρμόζονται οι διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και υπολογίζονται τα παρακάτω μεγέθη:

- Ροπή διαρροής $M_y = 72.57$ kNm
- Γωνία στροφής – χορδής στη διαρροή $\theta_y = 6.92$ mrad
- Γωνία στροφής – χορδής στην αστοχία $\theta_u = 30.46$ mrad
- Ενεργός δυσκαμψία $EI_{eff} = 5328.25$ kN·m²
- Διατμητική αντοχή $V_{R,0} = 55.18$ kN
 $V_{R,pl} = 45.80$ kN

Προκύπτει αστοχία σε κάμψη και παρατίθεται παρακάτω η καμπύλη ικανότητας της διατομής σε όρους $M - \theta$.



Διάγραμμα 4-39. *M-θ δοκού στη στήριξη για αρνητικές ροπές – Δοκίμιο Δ2-R2-BWAB.*

4.3.2.2 ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΗΣ

Η διαδικασία προσομοίωσης της τοιχοπλήρωσης σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 3^η αναθεώρηση 2022) παρουσιάζεται αναλυτικά στο κεφ. 2.5 της παρούσας διπλωματικής εργασίας. Επιλέχθηκαν να γίνουν τρεις διαφορετικές αναλύσεις, διαφοροποιώντας κάθε φορά κάποιο από τα δεδομένα και συγκρίνοντας τα αποτελέσματα μεταξύ τους. Σε κάθε περίπτωση παραμένει σταθερή η τιμή της αντοχής της τοιχοποιίας πλήρωσης, η οποία ύστερα από αρχικές δοκιμές που εκτελέστηκαν, προκειμένου να πλησιάζει την αντοχή του πειραματικού δοκιμίου, λαμβάνεται ίση με $f_{ww} = 0.50$ MPa. Ο έλεγχος της αντοχής με την ανάλυση βήμα προς βήμα γίνεται σε όρους τέμνουσας δύναμης V και μετατόπισης δ . Από την εξίσωση (2.13) προκύπτει τέμνουσα αντοχής $V_R = 126$ kN.

Στην πρώτη και δεύτερη περίπτωση, γίνεται προσομοίωση με θλιβόμενη διαγώνια ράβδο, λαμβάνοντας υπόψη όμως τα χαρακτηριστικά και τις προτεινόμενες τιμές που δίνονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. για χρήση διατμητικού φατνώματος. Αυτό συμβαίνει διότι το διατμητικό φάτνωμα προσεγγίζει καλύτερα τη πραγματική συμπεριφορά μιας τοιχοπλήρωσης σε σχέση με τη διαγώνια ράβδο. Το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοπλήρωσης είναι $E_w = 2.3$ GPa, από Ευρωκώδικα 6 το μέτρο διάτμησης υπολογίζεται ως $G = 0.4 \cdot E_w = 0.92$ GPa. Από την ισοδυναμία (2.6) υπολογίζεται το γινόμενο $E \cdot A_p$ και κατ' επέκταση το μέτρο ελαστικότητας που θα ληφθεί κατά τη διάρκεια των αναλύσεων. Επομένως, προκύπτει $E \cdot A_p = 895646$ kN και $E_{\text{ράβδου}} = 22.74$ GPa. Οι δύο αυτές περιπτώσεις διαφοροποιούνται στις τιμές της γωνιακής παραμόρφωσης διαρροής και αστοχίας. Στην πρώτη δοκιμή χρησιμοποιούνται ακριβώς οι προτεινόμενες τιμές του κανονισμού (από τις σχέσεις 2.3 και 2.4 της παρούσας διπλωματικής), παρατηρείται όμως ασυμβατότητα μεταξύ των τιμών, δεν επαληθεύεται δηλαδή η σχέση $\gamma_y = f_{ww}/G$. Ενώ στη δεύτερη δοκιμή, η γωνιακή παραμόρφωση διαρροής προκύπτει από τη σχέση $\gamma_y = f_{ww}/G$, και θεωρώντας πλαστιμότητα $\mu = 2$, τότε η παραμόρφωση στην αστοχία θα είναι $\gamma_u = 2 \cdot \gamma_y$.

Στην τρίτη περίπτωση, θεωρείται μέτρο ελαστικότητας τοιχοράβδου $E_{\text{ράβδου}} = 2.3$ GPa και από την ισοδυναμία (2.18) προκύπτει το μέτρο διάτμησης $G = 0.93$ GPa. Αντίστοιχα με τη δεύτερη περίπτωση, λαμβάνονται τιμές γωνιακών παραμορφώσεων $\gamma_y = f_{ww}/G$ και $\gamma_u = 2 \cdot \gamma_y$. Επειδή ο έλεγχος γίνεται σε όρους μετατόπισης, υπολογίζεται ως $\delta = \gamma \cdot h$.

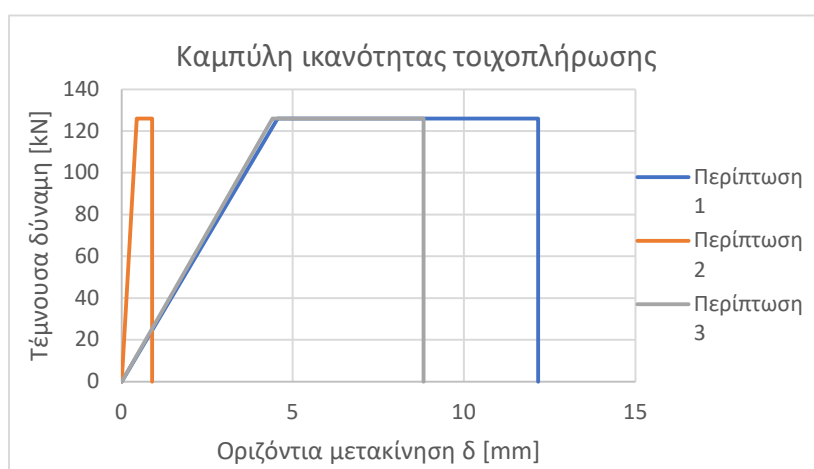
Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της τοχοπλήρωσης παρουσιάζονται αναλυτικά παρακάτω:

Καθαρό μήκος φατνώματος	$l = 2.80$	m
Καθαρό ύψος φατνώματος	$h = 0.82$	m
Καθαρό μήκος διαγωνίου	$L = 2.92$	m
Πάχος τοχοποιίας	$t = 0.09$	m
Πλάτος θλιβόμενης ράβδου	$b = 0.15 \cdot L = 0.438$	m
Γωνία θλιβόμενης ράβδου	$\alpha = \arctan(h/l) = 0.28$	rad
Επιφάνεια θλιβόμενης ράβδου	$A_p = t \cdot b = 0.04$	m ²
Επιφάνεια φατνώματος	$A_\phi = t \cdot l = 0.25$	m ²

Στον πίνακα 4-9 βρίσκονται συγκεντρωμένα όλα τα δεδομένα για κάθε μια από τις περιπτώσεις που χρησιμοποιήθηκαν για τον προσδιορισμό της καμπύλης ικανότητας της τοχοποιίας πλήρωσης.

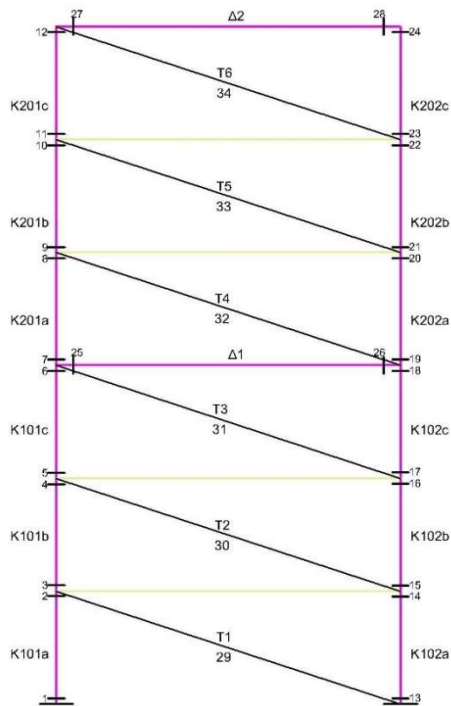
Πίνακας 4-9. Μηχανικά χαρακτηριστικά τοχοποιίας για τον προσδιορισμό της καμπύλης ικανότητας τοχοπλήρωσης του δοκιμίου Δ2-R2-BWAB σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

α/α	f_{wv} [Mpa]	V [kN]	E_w [Mpa]	G [Mpa]	$E_{\text{ράβδου}}$ [Mpa]	γ_y [%]	γ_u [%]	δ_y [mm]	δ_u [mm]
1	0.50	126	2300	920	22739	0.55	1.4	4.56	12.16
2	0.50	126	2300	920	22739	0.054	0.109	0.446	0.891
3	0.50	126	2300	93.05	2300	0.54	1.07	4.406	8.812

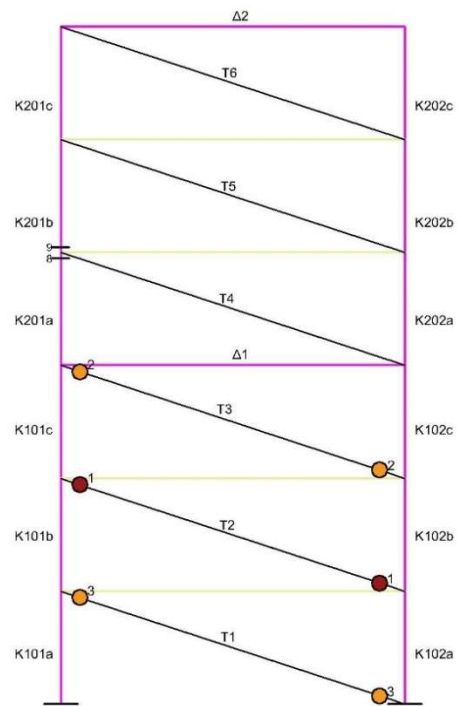


Διάγραμμα 4-40. Καμπύλη ικανότητας τοχοπλήρωσης του δοκιμίου Δ2-R2-BWAB σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων.

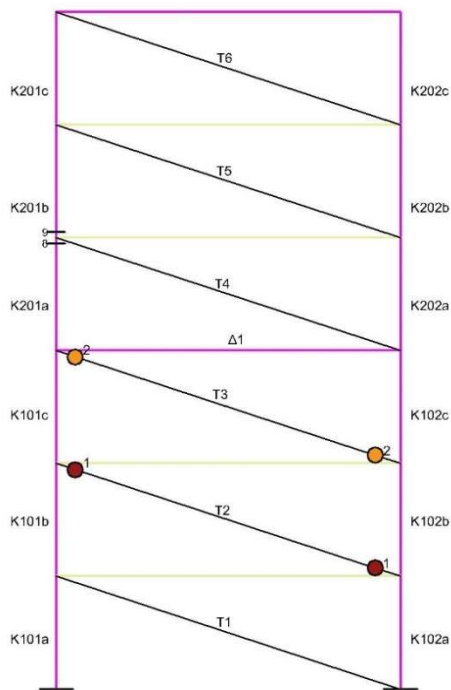
4.3.2.3 ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΦΟΡΕΑ



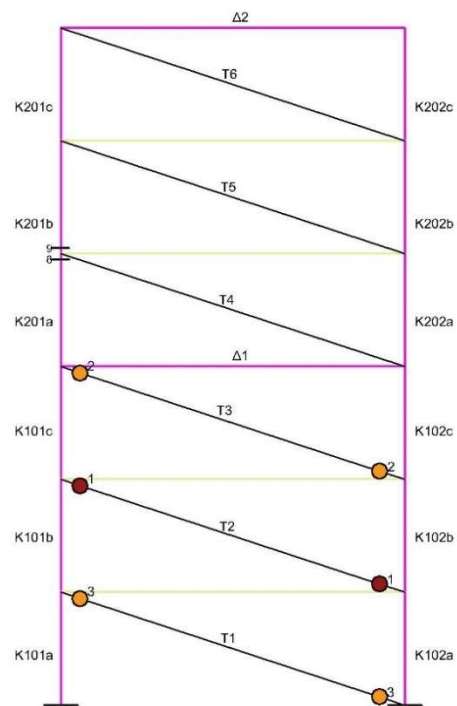
α) Προσομοίωση Δοκιμίου Δ2 με διαγώνιες ράβδους



β) Περίπτωση 1



γ) Περίπτωση 2



δ) Περίπτωση 3

Σχήμα 4-11. Αρίθμηση διατομών δοκιμίου Δ2-R2-BWAB και διαδοχή πλαστικών αρθρώσεων με την ανάλυση βήμα προς βήμα για κάθε μια από τις τρεις περιπτώσεις.

Για την περίπτωση 1 και 3, με την ελαστοπλαστική ανάλυση βήμα προς βήμα του δοκιμίου Δ2 διέρρευσαν κατά σειρά ο τοίχος T₂ (διατομή 30), ο τοίχος T₃ (διατομή 31), ο τοίχος T₁ (διατομή 29) και ύστερα προήλθε αστοχία του T₂, ενώ για την περίπτωση 2 διέρρευσαν κατά σειρά ο τοίχος T₂ (διατομή 30), ο τοίχος T₃ (διατομή 31) και ύστερα προήλθε αστοχία του T₂. Κατά την αστοχία του T₂ ακολούθησε έλεγχος για κοντό υποστυλώμα, με το κρίσιμο μήκος να είναι $l_n = 0.82$ m. Από το λογιστικό φύλλο excel που έγιναν οι αναλύσεις, λαμβάνονται οι ροπές άνω και κάτω του υποστυλώματος K₁₀₂ και υπολογίζεται η σεισμική τέμνουσα από την εξίσωση (1.6) της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

- Περίπτωση 1:

Ροπή αντοχής υποστυλώματος άνω:	$M_{RC,1} = 18.15$ kNm
Ροπή αντοχής υποστυλώματος κάτω:	$M_{RC,2} = 22.14$ kNm
Σεισμική τέμνουσα:	$V_E = 49.13$ kN > $V_R = 45.28$ kN

 Επομένως προκύπτει αστοχία σε διάτμηση λόγω κοντού υποστυλώματος.
- Περίπτωση 2:

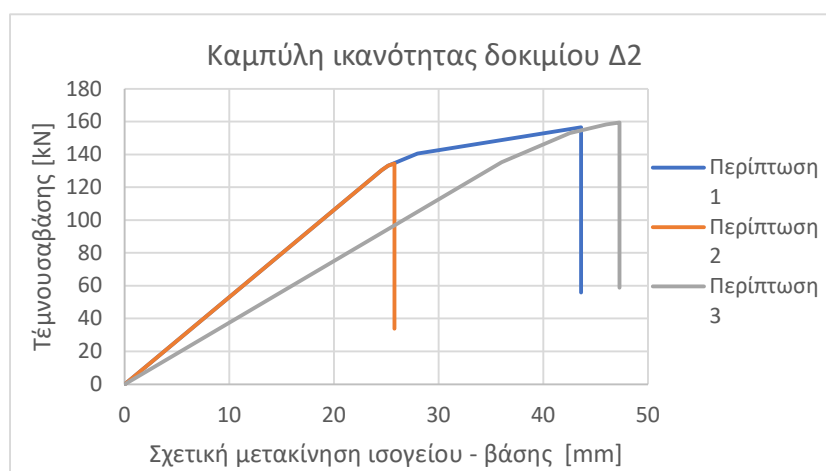
Ροπή αντοχής υποστυλώματος άνω:	$M_{RC,1} = 2.71$ kNm
Ροπή αντοχής υποστυλώματος κάτω:	$M_{RC,2} = 13.65$ kNm
Σεισμική τέμνουσα:	$V_E = 19.95$ kN < $V_R = 45.28$ kN

 Επομένως δεν προκύπτει αστοχία σε διάτμηση λόγω κοντού υποστυλώματος.
- Περίπτωση 3:

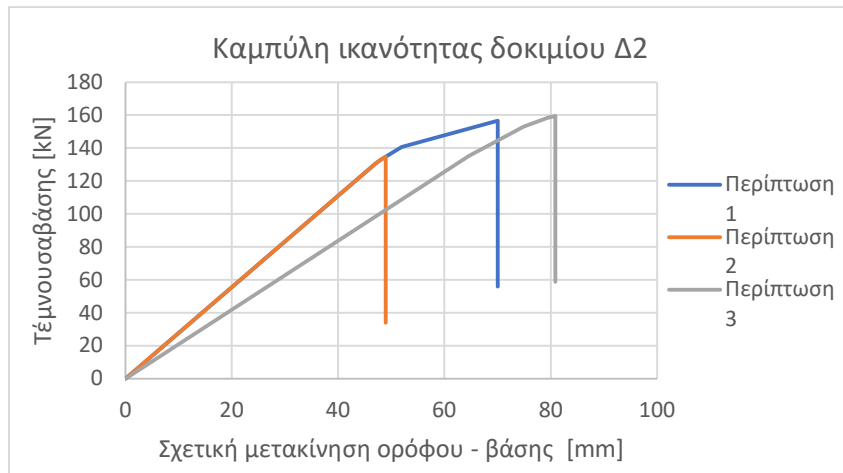
Ροπή αντοχής υποστυλώματος άνω:	$M_{RC,1} = 20.70$ kNm
Ροπή αντοχής υποστυλώματος κάτω:	$M_{RC,2} = 24.02$ kNm
Σεισμική τέμνουσα:	$V_E = 54.54$ kN > $V_R = 45.28$ kN

 Επομένως προκύπτει αστοχία σε διάτμηση λόγω κοντού υποστυλώματος.

Παρακάτω παρουσιάζονται τα διαγράμματα τέμνουσας βάσης – οριζόντιας μετακίνησης δ για κάθε μια από τις παρακάτω περιπτώσεις.



Διάγραμμα 4-41. Καμπύλη ικανότητας δοκιμίου Δ2-R2-BWAB με την ελαστοπλαστική ανάλυση βήμα προς βήμα [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ισογείου].

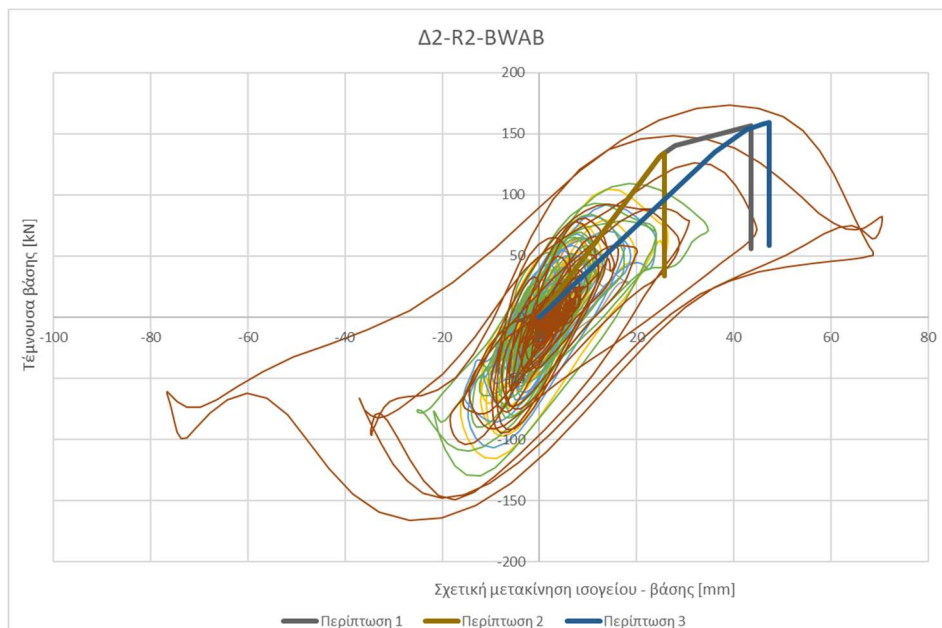


Διάγραμμα 4-42. Καμπύλη ικανότητας δοκιμίου Δ2-R2-BWAB με την ελαστοπλαστική ανάλυση βήμα προς βήμα [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ορόφου].

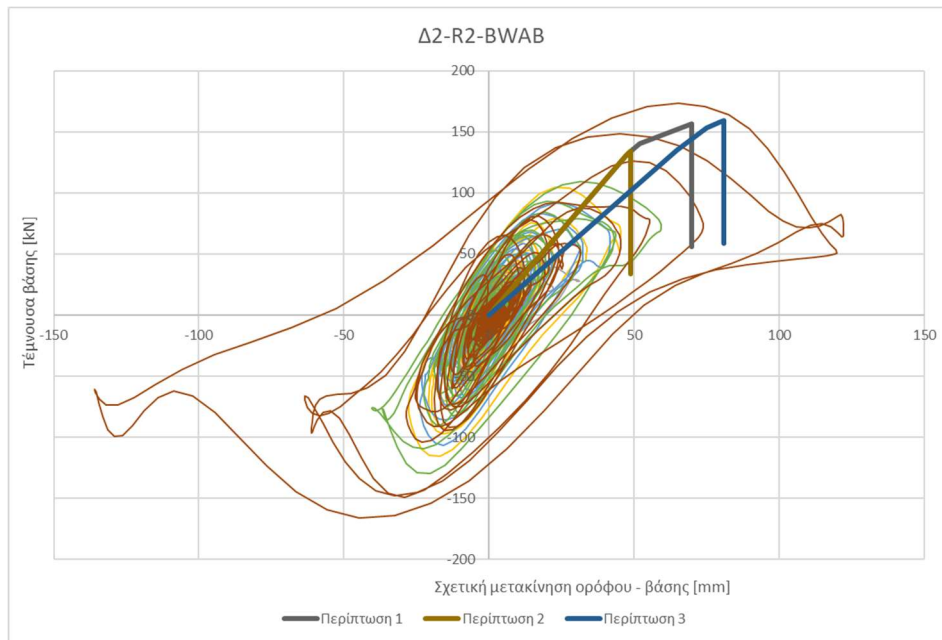
Πίνακας 4-10. Ζεύγη τιμών V – δ δοκιμίου Δ2-R2-BWAB – ανάλυση βήμα προς βήμα.

Περίπτωση 1			Περίπτωση 2			Περίπτωση 3		
V [kN]	δισ [mm]	δορ [mm]	V [kN]	δισ [mm]	δορ [mm]	V [kN]	δισ [mm]	δορ [mm]
0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
130,47	24,57	47,06	130,47	24,57	47,06	135,21	36,02	64,62
133,10	25,19	48,11	133,10	25,19	48,11	153,06	42,55	74,96
140,60	27,99	51,98	134,67	25,77	48,92	158,27	46,03	79,39
156,66	43,60	69,99	33,87	25,77	48,92	159,57	47,27	80,86
55,86	43,60	69,99				58,77	47,27	80,86

Προκειμένου να γίνει η σύγκριση της καμπύλης που προκύπτει από την βήμα προς βήμα ανάλυση με τα πειραματικά αποτελέσματα, τοποθετείται στο ίδιο διάγραμμα με τους βρόγχους υστέρησης.



Διάγραμμα 4-43. Σύγκριση πειραματικών βρόγχων υστέρησης δοκιμίου Δ2-R2-BWAB με την καμπύλη ικανότητας βήμα προς βήμα [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ισογείου].



Διάγραμμα 4-44. Σύγκριση πειραματικών βρόγχων υστέρησης δοκιμίου Δ2-R2-BWAB με την καμπύλη ικανότητας βήμα προς βήμα [Τρένουσα βάση – μετακίνηση ορόφου].

4.3.3 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΥΠΕΡΩΘΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ SEISMOSTRUCT

Η αριθμητική προσομοίωση στο λογισμικό SeismoStruct 2022 έγινε αντίστοιχα με το δοκίμιο Δ1-R1-BFR όπως περιγράφεται στο κεφάλαιο 4.2.3. Μοναδική προσθήκη είναι η τοιχοπλήρωση ισογείου και ορόφου, οι οποίες θα προσομοιωθούν με το ανελαστικό μοντέλο Crisafulli. Η προσομοίωση των διατομών των δοκών και των υποστυλωμάτων θα γίνει μόνο με στοιχεία βασισμένα στις δυνάμεις με πλαστικές αρθρώσεις infrmFBPH.

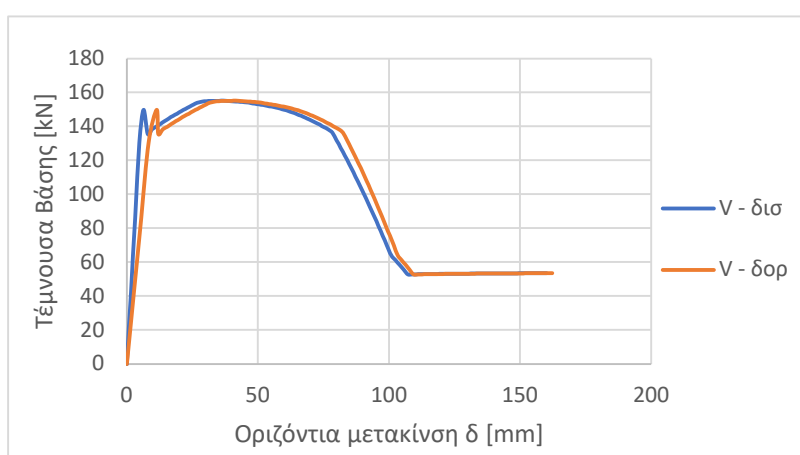
Για τον προσδιορισμό των παραμέτρων του μοντέλου Crisafulli πρέπει αρχικά να προσδιοριστούν τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοπλήρωσης.

Καθαρό μήκος φατνώματος	$l = 2.80$	m
Καθαρό ύψος φατνώματος	$h = 2.65$	m
Καθαρό μήκος διαγωνίου	$L = 3.86$	m
Πάχος τοιχοποιίας	$t = 0.09$	m
Πλάτος θλιβόμενης ράβδου	$b = 0.15 \cdot L = 0.578$	m
Γωνία θλιβόμενης ράβδου	$\alpha = \arctan(h/l) = 0.76$	rad
Επιφάνεια φατνώματος	$A_\phi = t \cdot l = 0.25$	m ²
Μέτρο ελαστικότητας	$E_w = 2.30$	GPa

Επομένως, οι παράμετροι που εισάγονται στο λογισμικό και υπολογίζονται από τις εξισώσεις του κεφαλαίου 2.6 είναι:

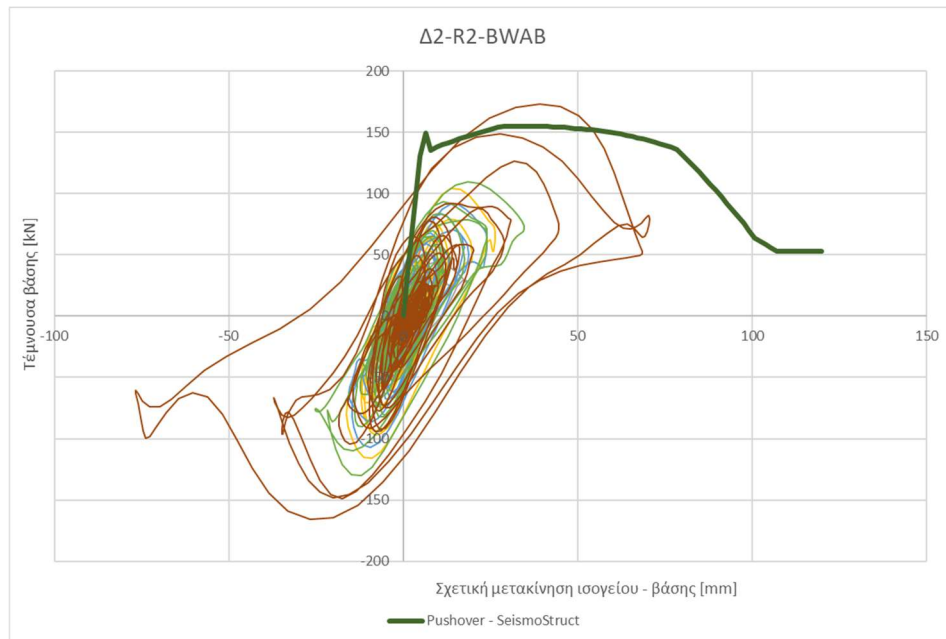
Επιφάνεια θλιπτήρα 1	$A_{p1} = t \cdot b = 0.052 \text{ m}^2$
Επιφάνεια θλιπτήρα 2	$A_{p2} = 40\% \cdot A_{p1}$
Παράμετρος δυσκαμψίας	$\lambda = 1.2996$
Πραγματικό μήκος επαφής	$z = 1.209 \text{ m}$
Ισοδύναμο μήκος επαφής	$\min h_z = 13.43\%$ του κατακόρυφου ύψος του πλαισίου
	$\max h_z = 20.14\%$ του κατακόρυφου ύψος του πλαισίου
	Επιλέγεται $h_z = 18\%$
Οριζόντια μετάθεση	$X_0 = 7.58\%$ της οριζόντιας πλευράς της τοιχοπλήρωσης
Κατακόρυφη μετάθεση	$Y_0 = 11.67\%$ της κατακόρυφης πλευράς της τοιχοπλήρωσης
Ειδικό βάρος τοιχοπλήρωσης	$g_{\text{τοιχ}} = 21.00 \text{ kN/m}^3$
Θλιπτ αντοχή κατά τη διαγώνιο	$f_{sy,w} = 4000 \text{ kPa}$
Διατμητική αντοχή	$f_{wv} = 180 \text{ kPa}$

Η καμπύλη ικανότητας του δοκιμίου Δ1-R1-BFR όπως προέκυψε από την μη γραμμική ανάλυση στο πρόγραμμα SeismoStruct (2022) παρουσιάζεται στο διάγραμμα 4-31. Με την μπλε γραμμή ορίζεται το διάγραμμα τέμνουσας βάσης – σχετικής μετακίνησης ισογείου -βάσης και με πορτοκαλί γραμμή το διάγραμμα τέμνουσας βάσης – σχετικής μετακίνησης ορόφου - βάσης.

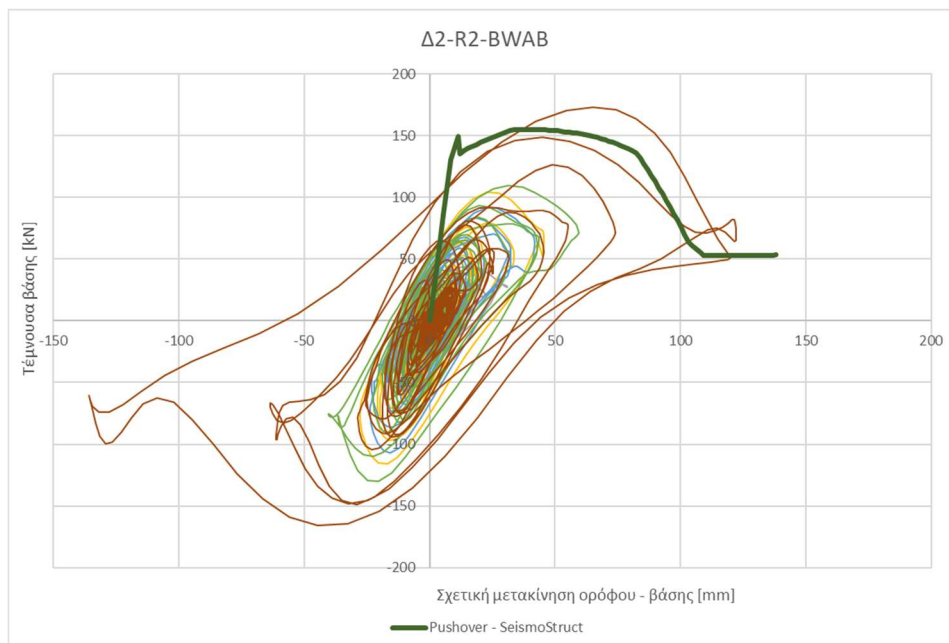


Διάγραμμα 4-45. Καμπύλη ικανότητας δοκιμίου Δ2-R2-BWAB με μη γραμμική ανάλυση pushover στο λογισμικό SeismoStruct με πεπερασμένα στοιχεία ιών *infrmFBPH*.

Επίσης, γίνεται σύγκριση και με τους βρόγχους υστέρησης των πειραματικών δοκιμών.

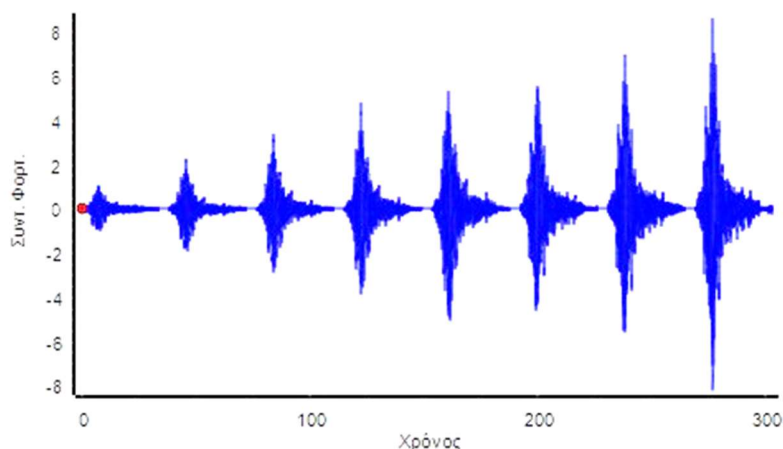


Διάγραμμα 4-46. Σύγκριση πειραματικών βρόγχων υστέρησης δοκιμίου Δ2-R2-BWAB με την καμπύλη ικανότητας που προκύπτει από το SeismoStruct με πεπερασμένα στοιχεία ιών infrmFBPH [Τέμνουσα βάσης - μετακίνηση ισογείου].



Διάγραμμα 4-47. Σύγκριση πειραματικών βρόγχων υστέρησης δοκιμίου Δ2-R2-BWAB με την καμπύλη ικανότητας που προκύπτει από το SeismoStruct με πεπερασμένα στοιχεία ιών infrmFBPH [Τέμνουσα βάσης - μετακίνηση ορόφου].

4.3.4 ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ

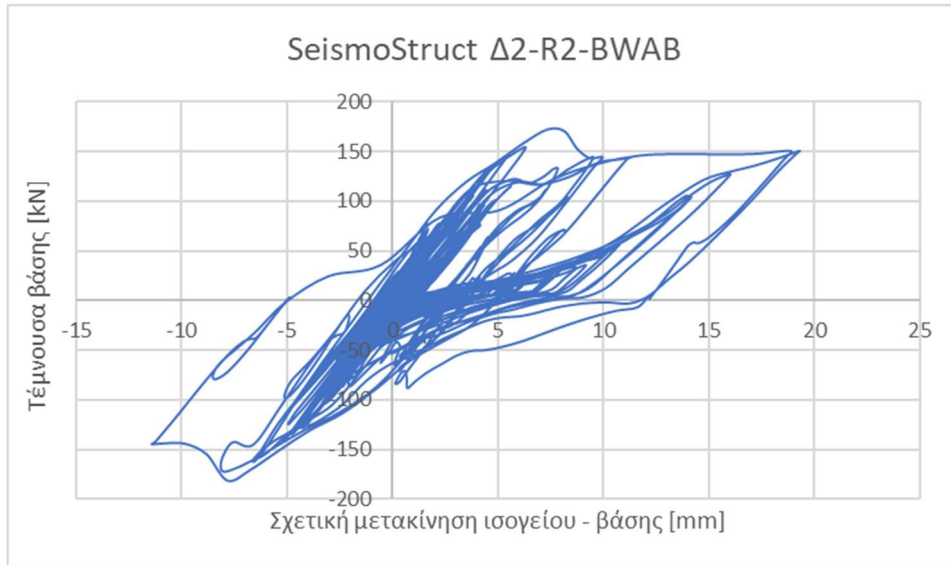


Διάγραμμα 4-48. Χρονοϊστορία επιτάχυνσης που επιβλήθηκε στη βάση του δοκιμίου Δ2-R2-BWAB.

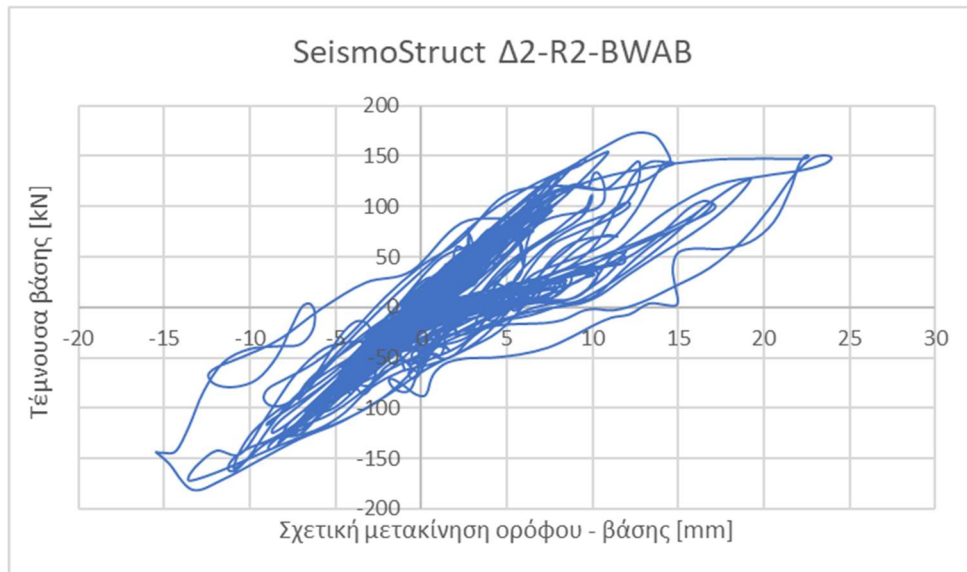
Οι αναλύσεις χρονοϊστορίας στο λογισμικό SeismoStruct 2022 έγιναν για τα test2-test9 και εκτελέστηκαν μη γραμμικές αναλύσεις. Στις αναλύσεις εφαρμόστηκε απόσβεση μάζας κατά Rayleigh με αποσβέσεις $\zeta_1 = 4.90 \%$.

Οι συγκρίσεις των αποτελεσμάτων επικεντρώθηκαν στις τιμές των επιταχύνσεων και των μετακινήσεων ισογείου και ορόφου και στη συνολική τέμνουσα βάσης του δοκιμίου. Σε όλα τα test η ιδιοσυχνότητα πειραματικού και αριθμητικού μοντέλου ταυτίζεται. Οι τιμές των επιταχύνσεων και της τέμνουσας βάσης είναι κοντινές, ενώ οι μετακινήσεις παρουσιάζουν μεγάλη απόκλιση. Παρακάτω παρουσιάζονται ενδεικτικά διαγράμματα σύγκρισης πειραματικού και αριθμητικού μοντέλου από 5 – 15 sec όπου εμφανίζουν και τις μέγιστες τιμές τους τα μεγέθη (βλ. διαγράμματα 4-51 έως 4-62).

Στα διαγράμματα 4-49 και 4-50 φαίνονται οι βρόγχοι υστέρησης όπως ακριβώς προκύπτουν από το λογισμικό SeismoStruct.

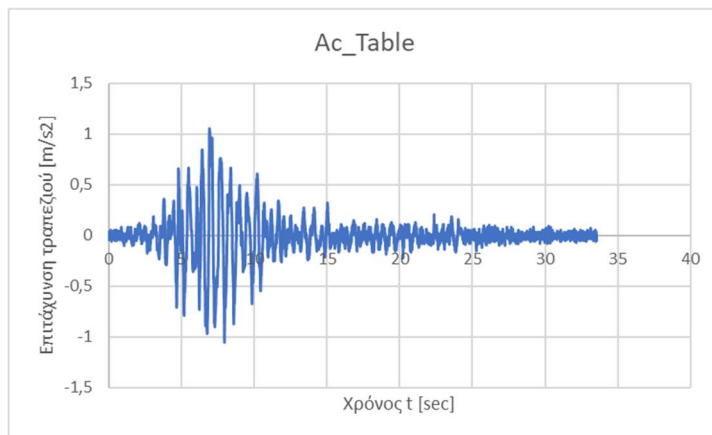


Διάγραμμα 4-49. Βρόγχοι υστέρησης δοκιμίου Δ2-R2-BWAB όπως προκύπτει από την ανάλυση χρονοϊστορίας στο λογισμικό SeismoStruct (2022) [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ισογείου].

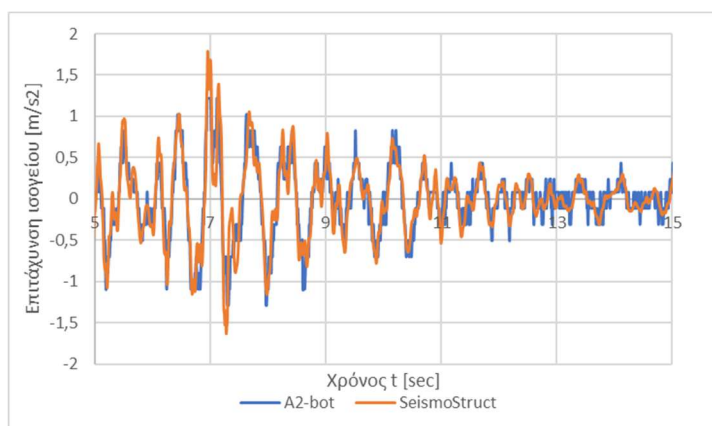


Διάγραμμα 4-50. Βρόγχοι υστέρησης δοκιμίου Δ2-R2-BWAB όπως προκύπτει από την ανάλυση χρονοϊστορίας στο λογισμικό SeismoStruct (2022) [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ορόφου].

Test 2



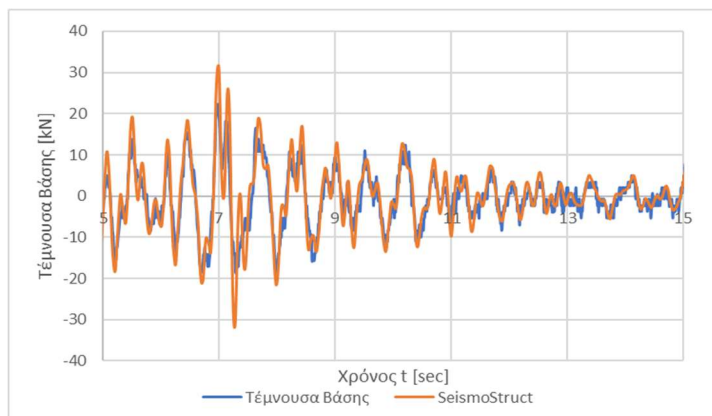
Διάγραμμα 4-51. Επιταχυνσιογράφημα βάσης δοκιμίου Δ2-R2-BWAB – Test 2.



Διάγραμμα 4-52. Σύγκριση επιτάχυνσης ισογείου δοκιμίου Δ2-R2-BWAB – Test 2.

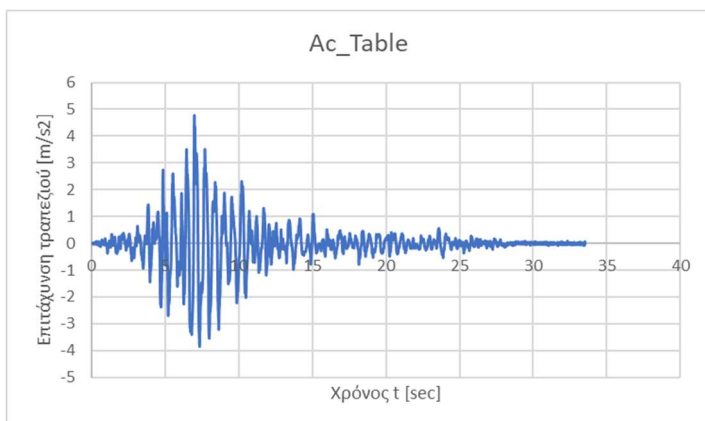


Διάγραμμα 4-53. Σύγκριση σχετικής μετακίνησης ισογείου – βάσης δοκιμίου Δ2-R2-BWAB Test 2.

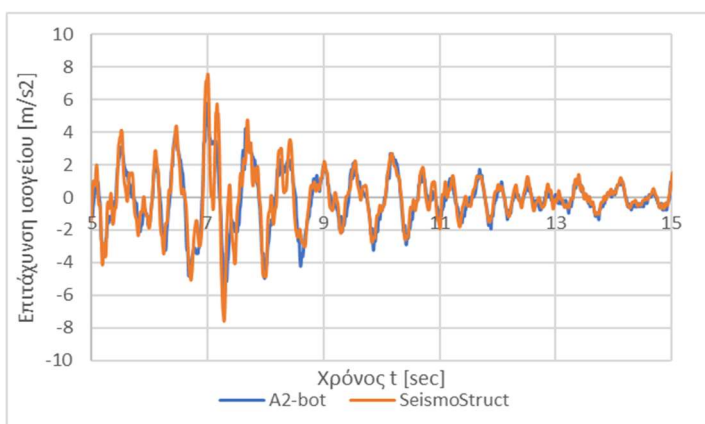


Διάγραμμα 4-54. Σύγκριση τέμνουσας βάσης Δ2-R2-BWAB – Test 2.

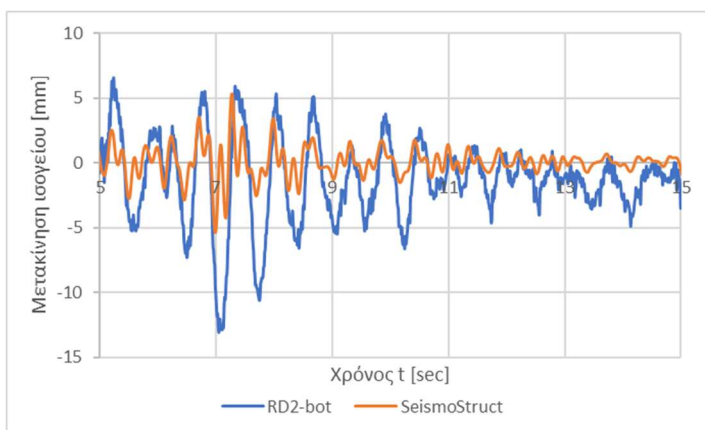
Test 5



Διάγραμμα 4-55. Επιταχυνσιογράφημα βάσης δοκιμίου Δ2-R2-BWAB – Test 5.



Διάγραμμα 4-56. Σύγκριση επιτάχυνσης ισογείου δοκιμίου Δ2-R2-BWAB – Test 5.

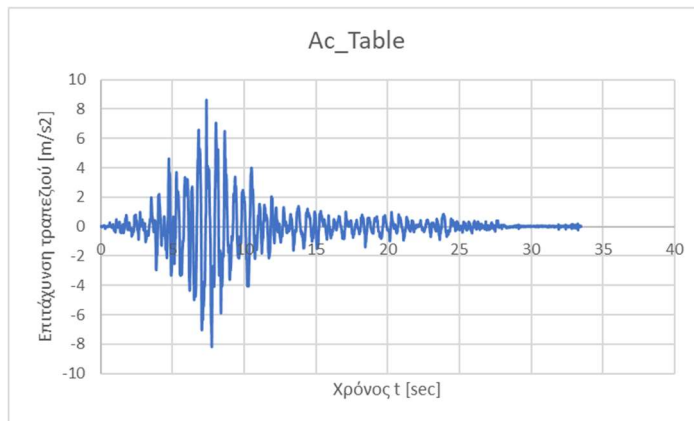


Διάγραμμα 4-57. Σύγκριση σχετικής μετακίνησης ισογείου – βάσης δοκιμίου Δ2-R2-BWAB Test 5.

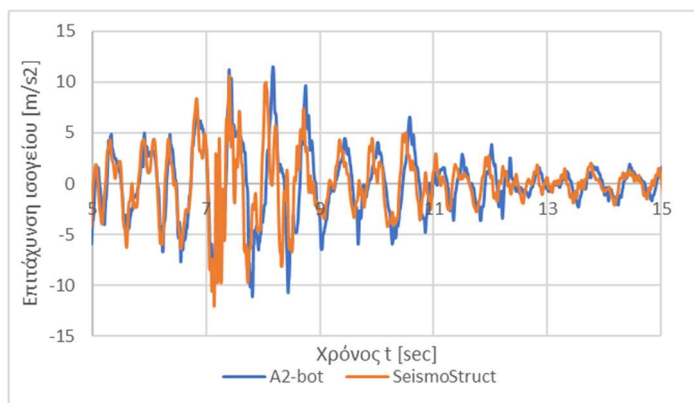


Διάγραμμα 4-58. Σύγκριση τέμνουσας βάσης Δ2-R2-BWAB – Test 5.

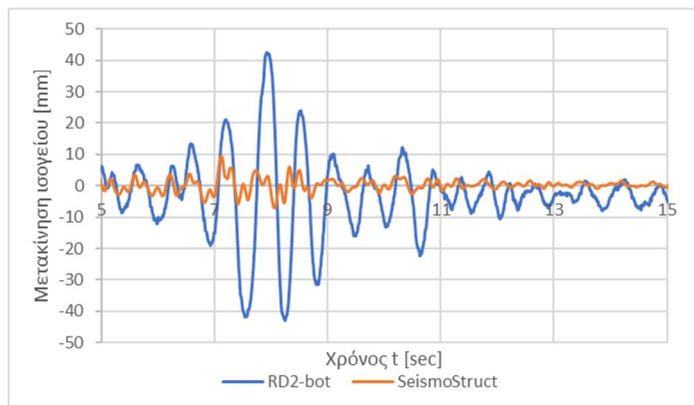
Test 9



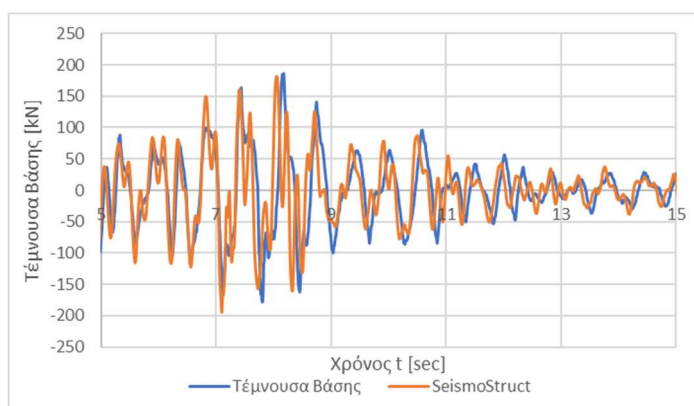
Διάγραμμα 4-59.
Επιταχυνσιογράφημα βάσης δοκιμίου Δ2-R2-BWAB – Test 9.



Διάγραμμα 4-60. Σύγκριση επιτάχυνσης ισογείου δοκιμίου Δ2-R2-BWAB – Test 9.

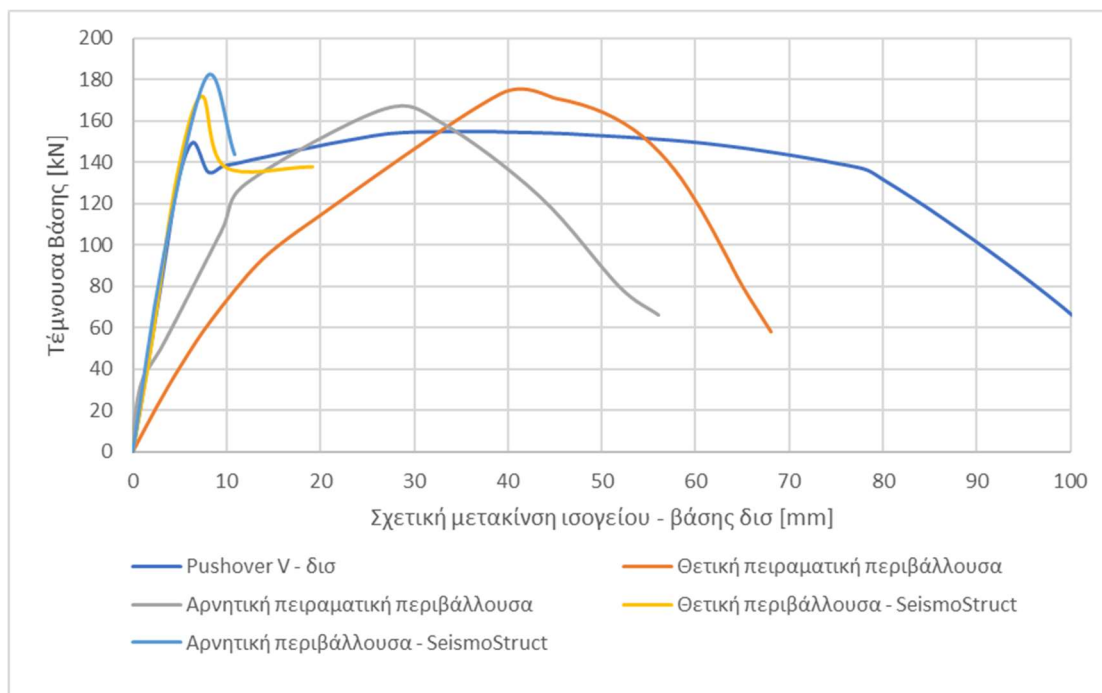


Διάγραμμα 4-61. Σύγκριση σχετικής μετακίνησης ισογείου – βάσης δοκιμίου Δ2-R2-BWAB Test 9.

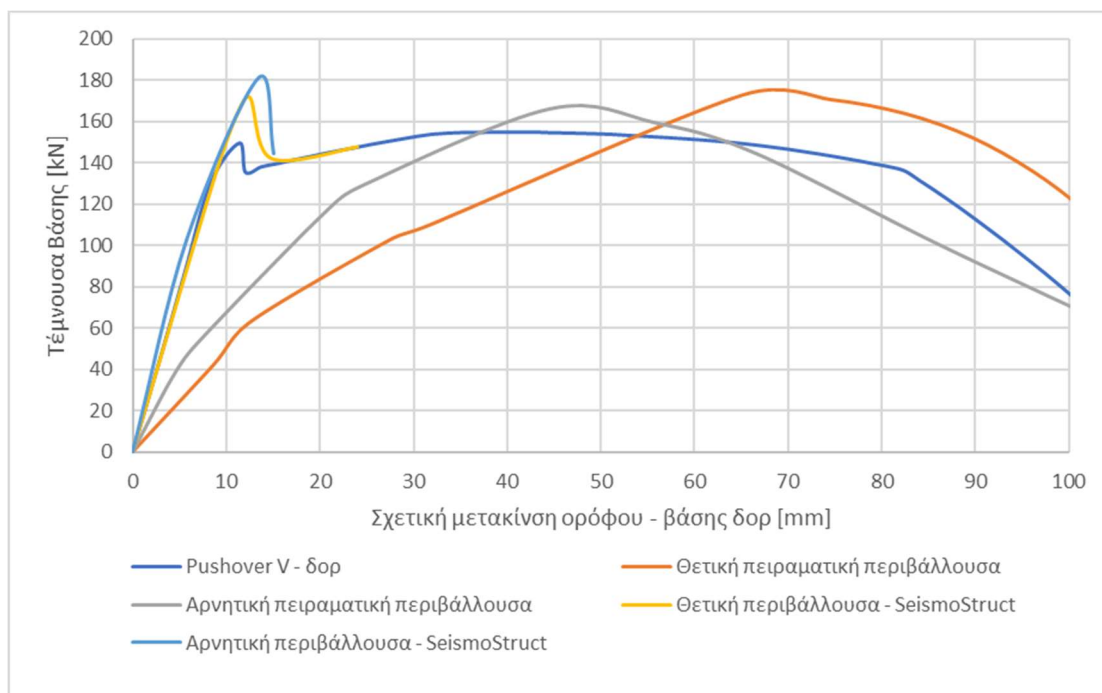


Διάγραμμα 4-62. Σύγκριση τέμνουσας βάσης Δ2-R2-BWAB – Test 9.

4.3.5 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ



Διάγραμμα 4-63. Σύγκριση καμπύλης ικανότητας δοκιμίου Δ2-R2-BWAB για αναλύσεις pushover και χρονιοστορίας με τις πειραματικές περιβάλλουσες [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ισογείου].



Διάγραμμα 4-64. Σύγκριση καμπύλης ικανότητας δοκιμίου Δ2-R2-BWAB για αναλύσεις pushover και χρονιοστορίας με τις πειραματικές περιβάλλουσες [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ορόφου].

5. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ ΣΤΗΝ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΔΙΩΡΟΦΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ Ο/Σ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΙΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΤΟΥ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

5.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Το υπό μελέτη κτίριο αποτελείται από δύο ορόφους με υπόγειο (ισόγειο και Α' όροφος) και βρίσκεται στην περιοχή Πολύδροσο Αμαρουσίου. Κατασκευάστηκε το 1975 και ο σχεδιασμός του έγινε με τον Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος του 1954 και τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 που ήταν τότε σε ισχύ. Το σκυροδέμα είναι ποιότητας B160, ο χάλυβας είναι κατηγορίας StI και τοποθετήθηκαν παντού δίτμητοι συνδετήρες $\varnothing 6/20$. Ο σεισμικός συντελεστής της περιοχής σύμφωνα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 λαμβάνεται ίσος με $\varepsilon = 0.04$ και η επιτρεπόμενη τάση εδάφους ίση με $\sigma_{\text{επ}} = 2.5 \text{ kg/m}^2$. Τα φορτία του κτιρίου παρουσιάζονται παρακάτω:

- Μόνιμα φορτία G

Ίδιο βάρος σκυροδέματος	$\gamma_{\text{σκυρ}}$	= 24	kN/m^3
Μάρμαρα και πλακάκια	g'	= 1.5	kN/m^2 στην επιφάνεια της πλάκας
Επικαλύψεις δώματος	$g_{\text{δωμ}}$	= 3.5	kN/m^2 στην επιφάνεια της πλάκας
Εσωτερικές τοιχοπληρώσεις	$g_{\text{εσωτ}}$	= 1.0	kN/m^2 στην επιφάνεια της πλάκας
Δρομικές τοιχοπληρώσεις	$g_{\text{δρομ}}$	= 2.1	kN/m^2 ανά επιφάνεια όψης
Μπατικές τοιχοπληρώσεις	$g_{\text{μπατ}}$	= 3.6	kN/m^2 ανά επιφάνεια όψης

- Κινητά φορτία Q

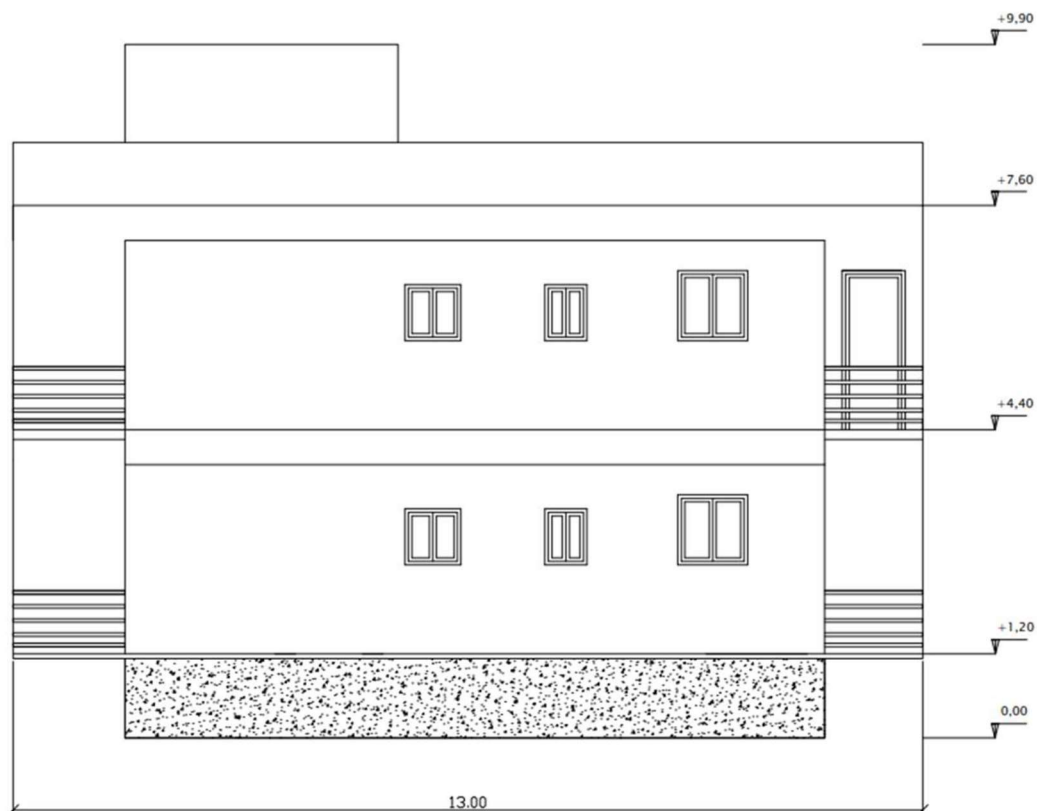
Κτίρια κατοικιών	q	= 2.0	kN/m^2 στην επιφάνεια της πλάκας
Κλιμακοστάσιο	$q_{\text{κλιμ}}$	= 3.5	kN/m^2 στην επιφάνεια της πλάκας
Πρόβολοι	$q_{\text{προβ}}$	= 5.0	kN/m^2 στην επιφάνεια της πλάκας

Σύμφωνα με τον σύγχρονο Αντισεισμικό Κανονισμό και τον Κανονισμό Επεμβάσεων, το κτίριο ανήκει σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1, είναι συνήθης σπουδαιότητας και βρίσκεται σε έδαφος κατηγορίας B. Εξαιτίας της μη εφαρμογής επιτόπου δοκιμών στα υλικά της κατασκευής η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων θεωρείται Ανεκτή με συντελεστή ασφαλείας υλικών $\gamma_m = 1.20$ για στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος και $\gamma_m = 1.70$ για άοπλες τοιχοπληρώσεις. Ο συντελεστής κινητών φορτίων ψ_2 για τον οιονεί μόνιμο συνδυασμό $G + \psi_2 \cdot Q$ παίρνει την τιμή 0.30.

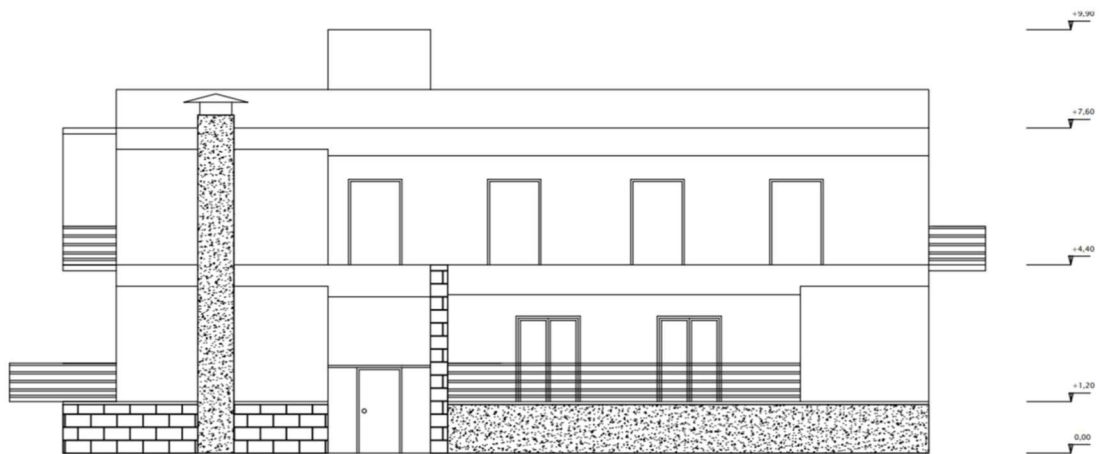
5.2 ΣΧΕΔΙΑ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ



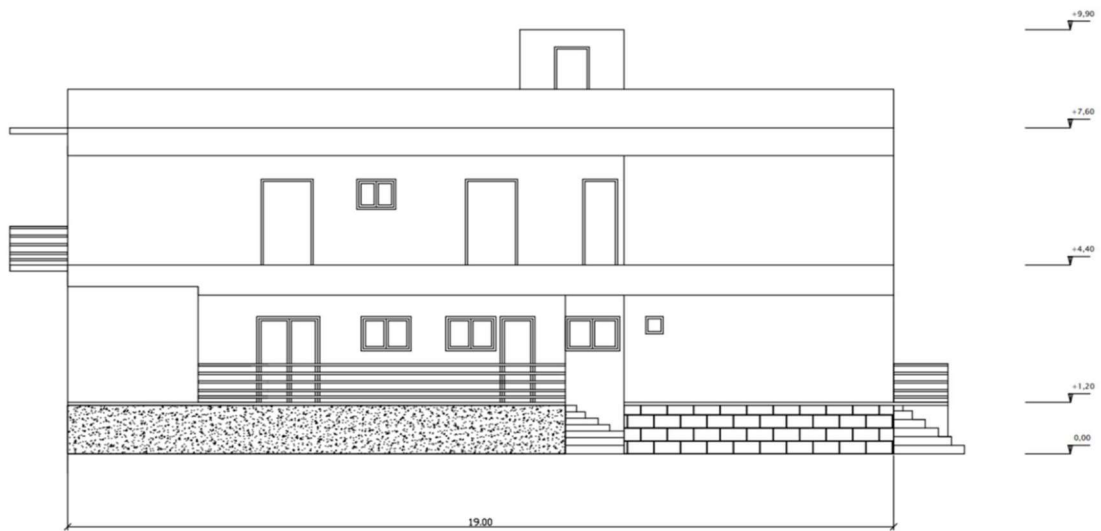
Σχήμα 5-1. Πρόσοψη υφιστάμενου κτιρίου.



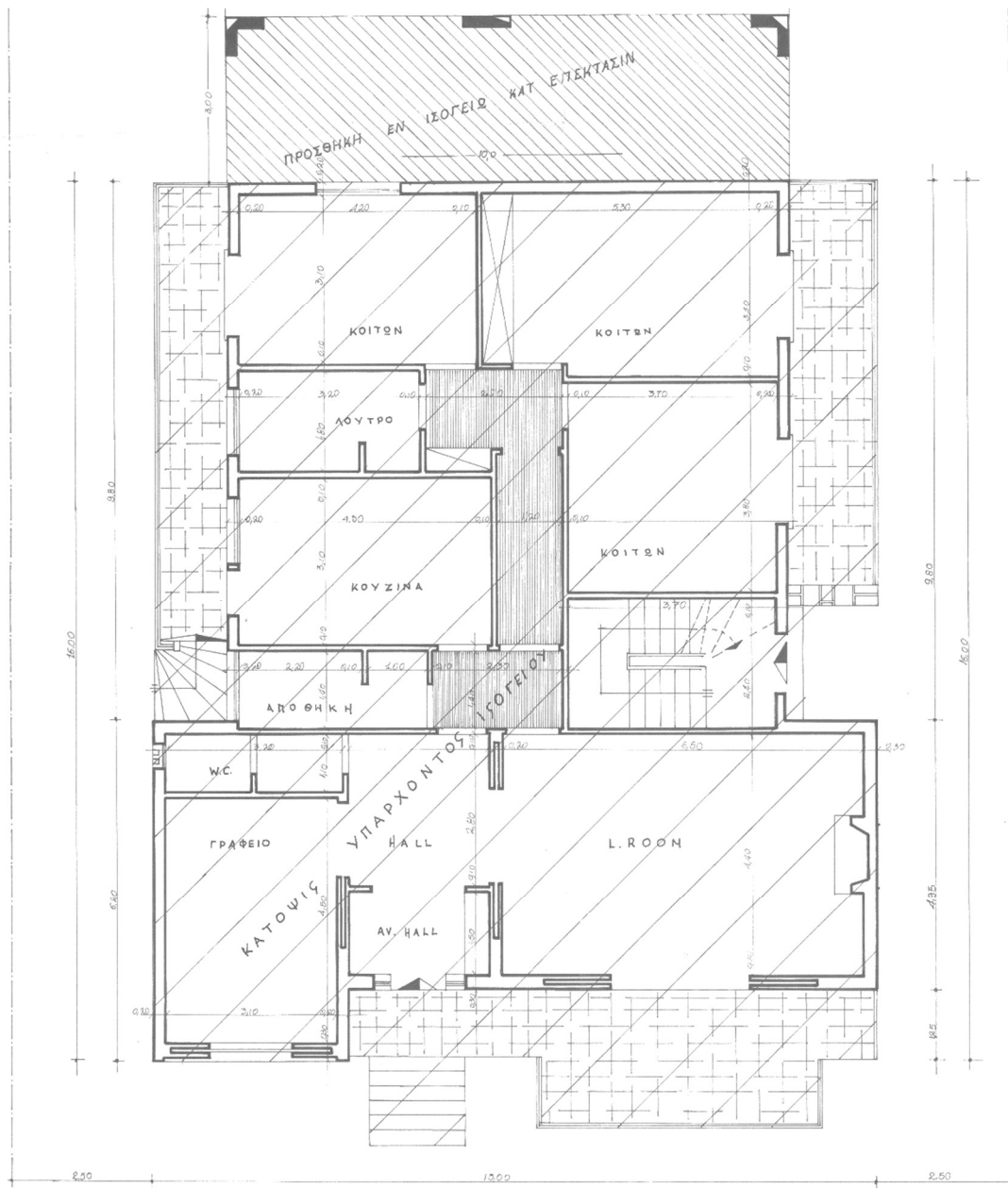
Σχήμα 5-2. Οπίσθια όψη υφιστάμενου κτιρίου.



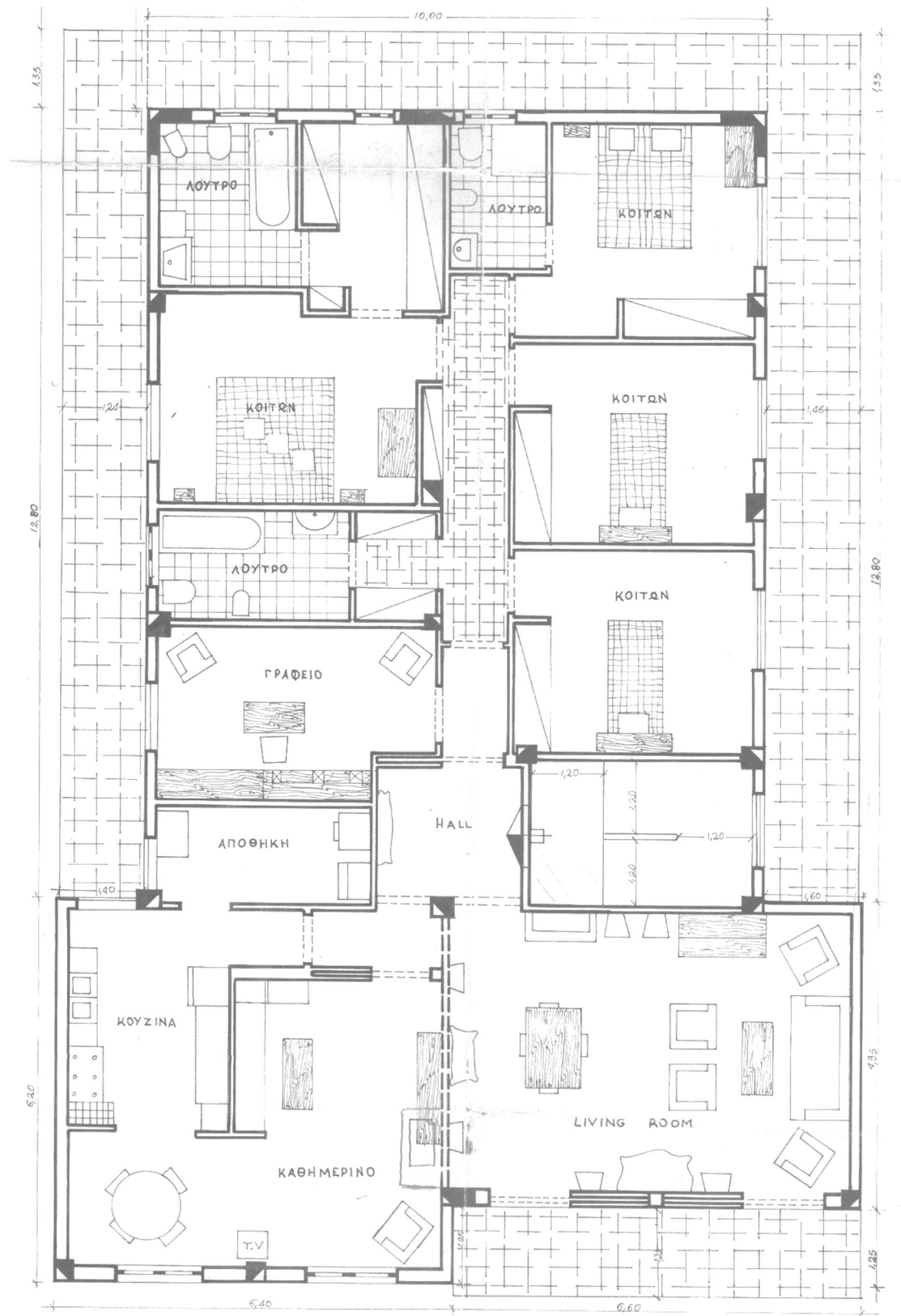
Σχήμα 5-3. Ανατολική όψη υφιστάμενου κτιρίου.



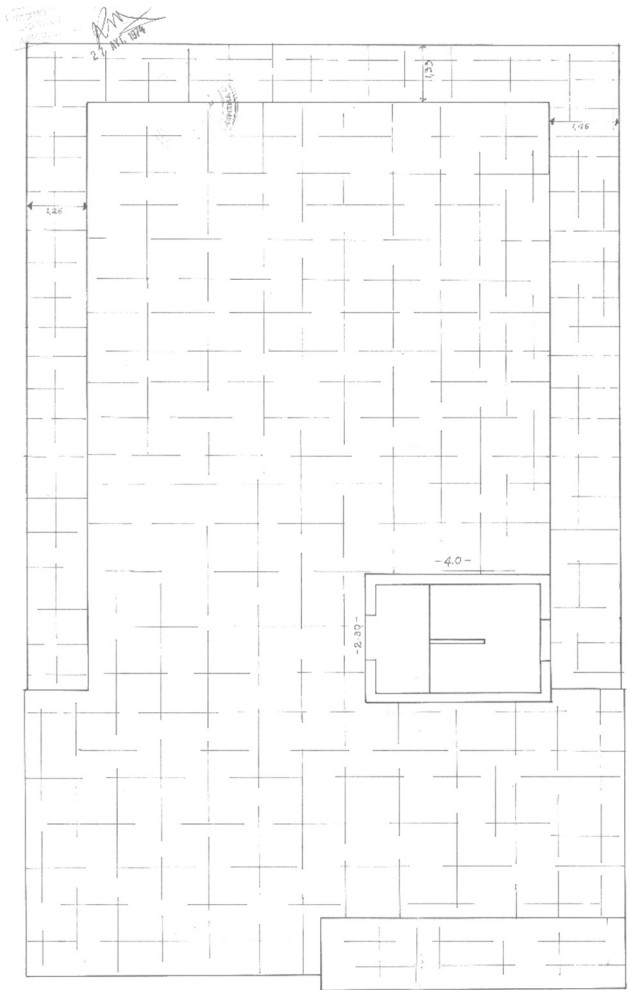
Σχήμα 5-4. Δυτική όψη υφιστάμενου κτιρίου.



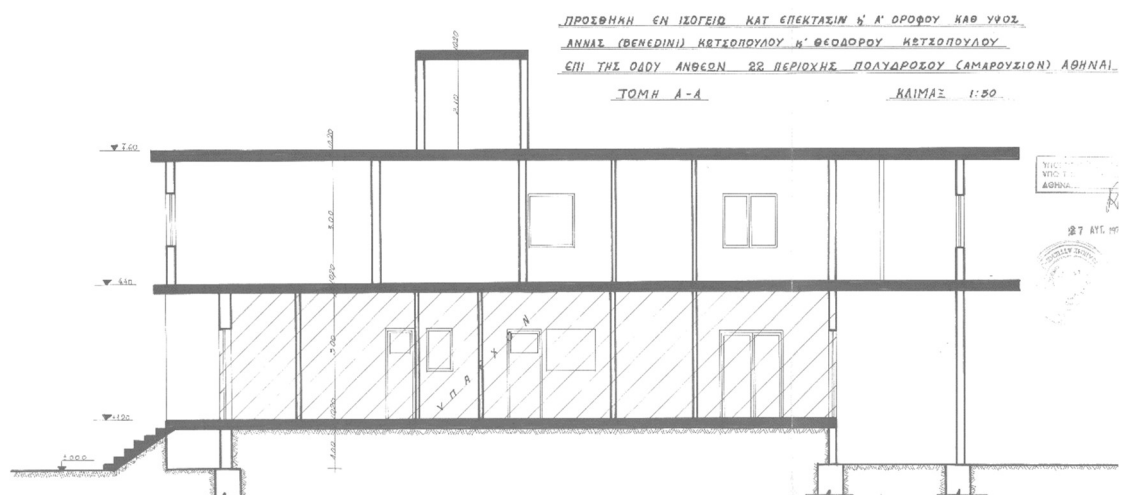
Σχήμα 5-7. Κάτοψη ισογείου υφιστάμενου κτιρίου.



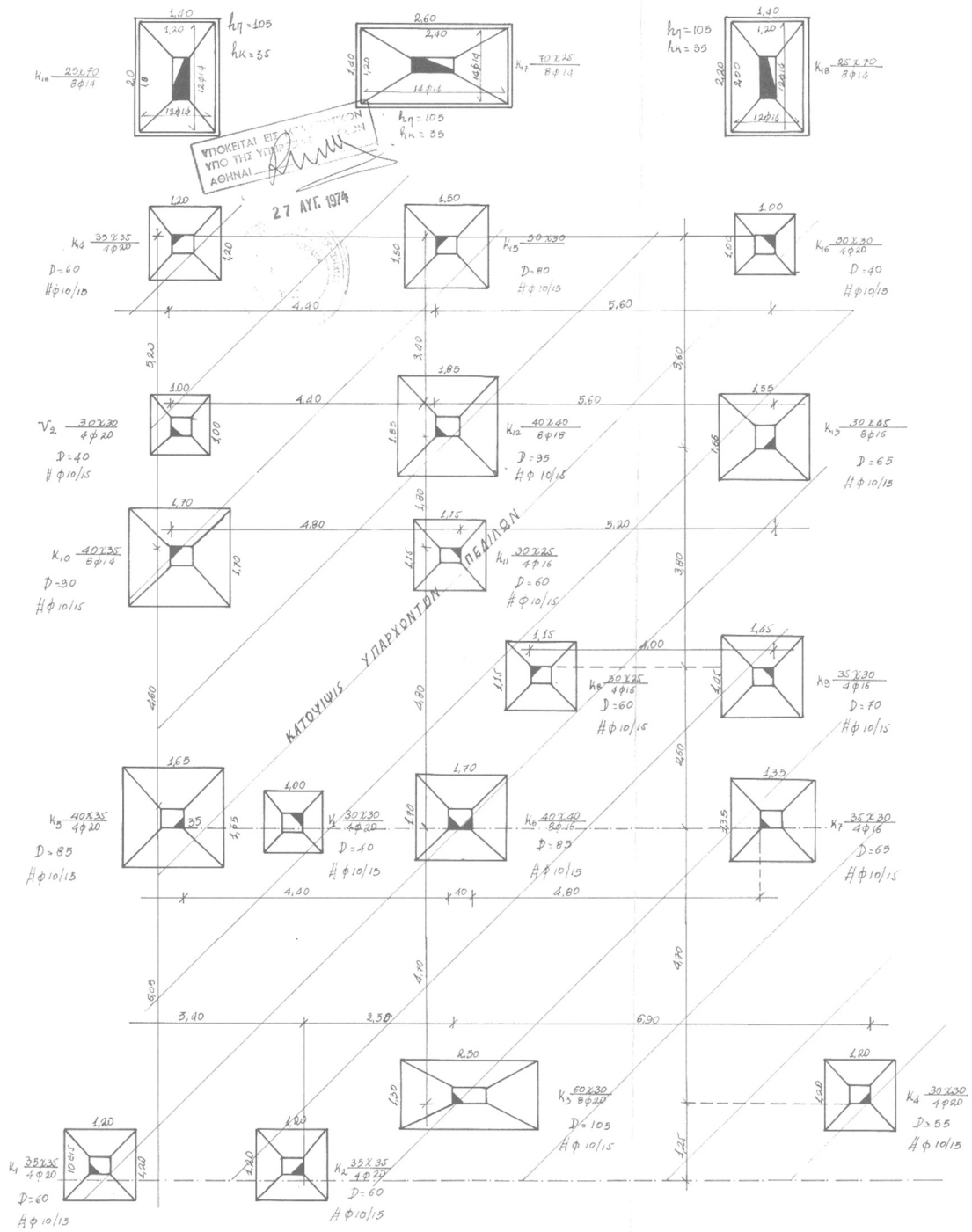
Σχήμα 5-8. Κάτοψη Α' ορόφου υφιστάμενου κτιρίου.



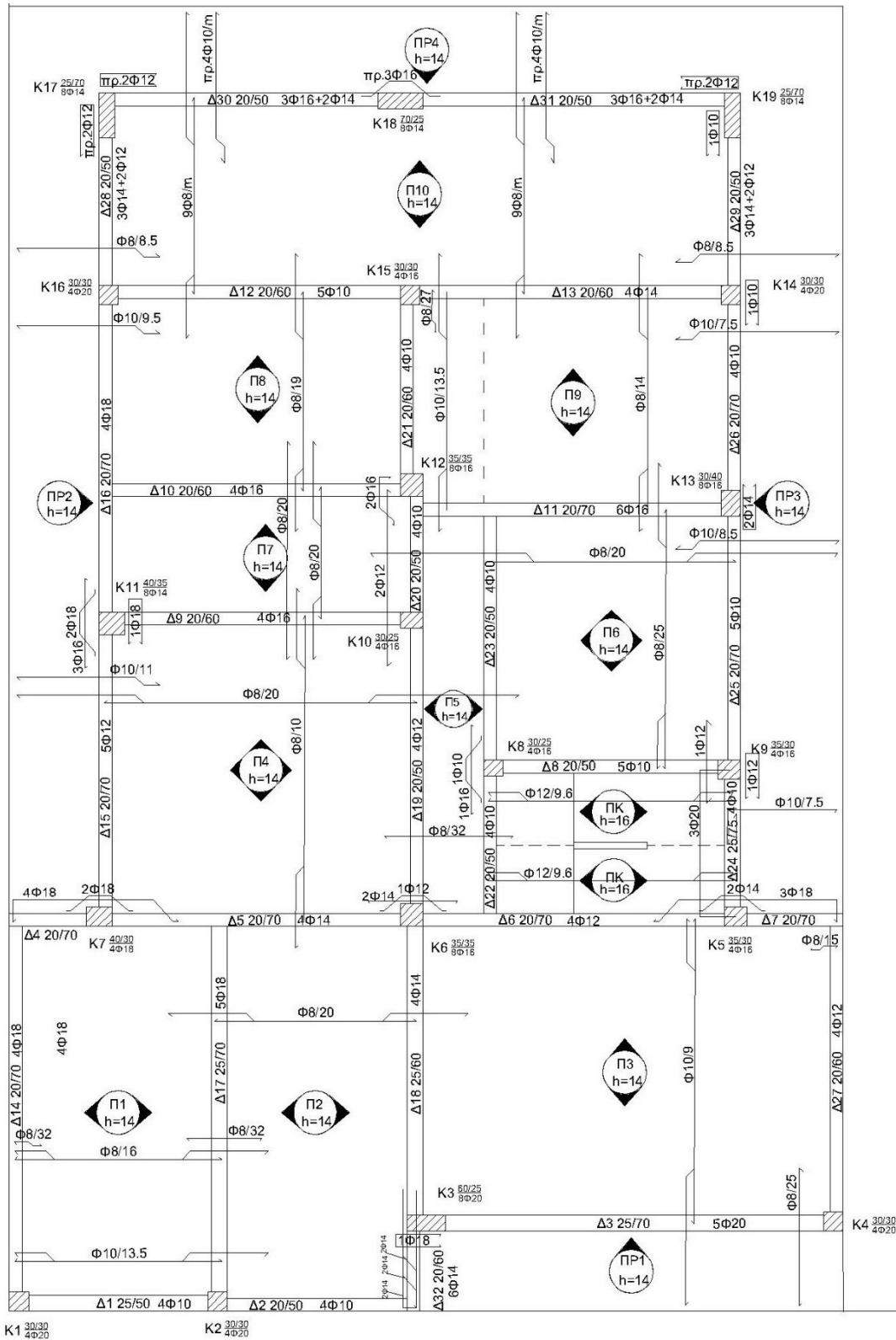
Σχήμα 5-9. Κάτοψη δώματος υφιστάμενου κτιρίου.



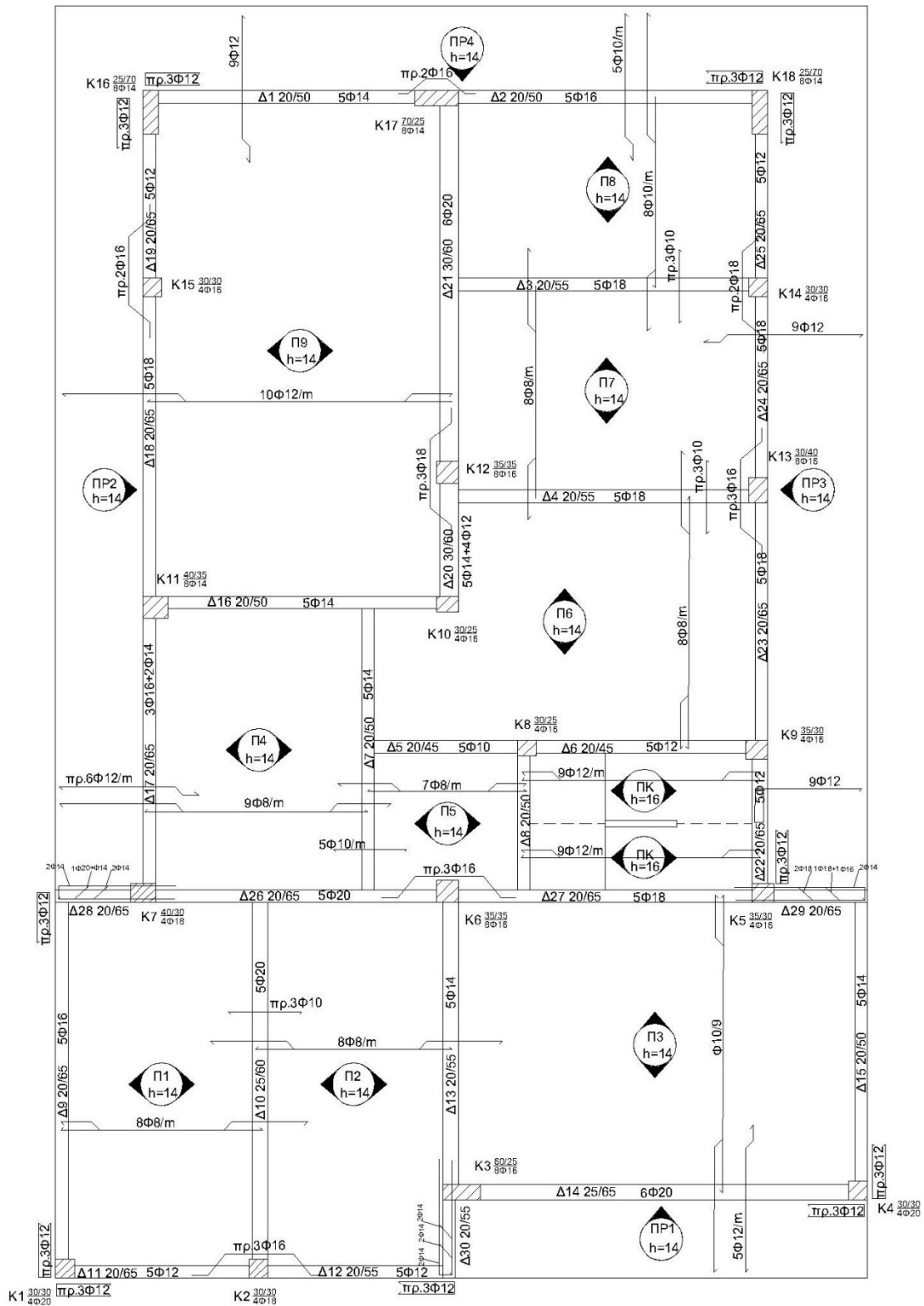
Σχήμα 5-10. Τομή Α – Α υφιστάμενου κτιρίου.



Σχήμα 5-11. Ξυλότυπος θεμελίωσης υφιστάμενου κτιρίου.

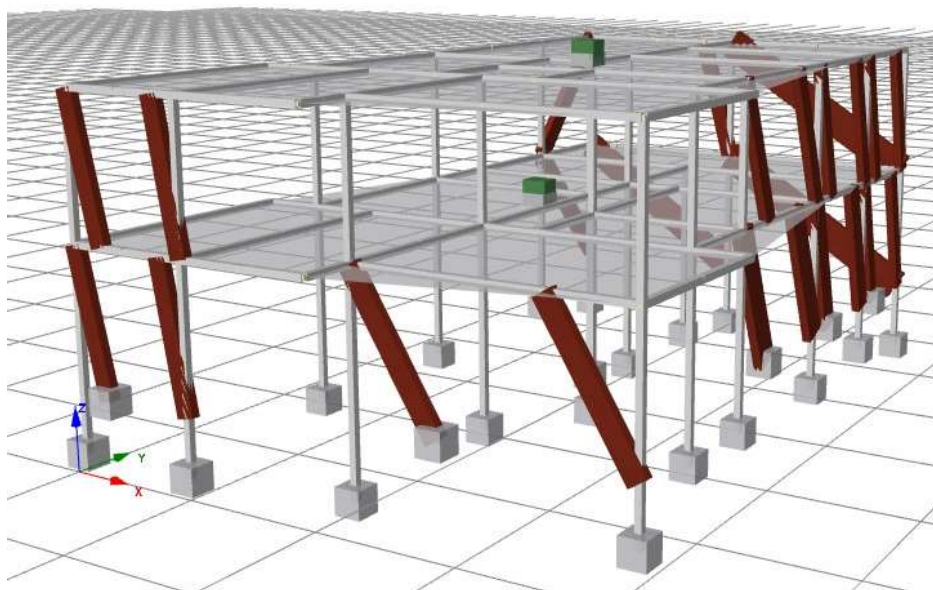


Σχήμα 5-12. Ξυλότυπος οροφής ισογείου υφιστάμενου κτιρίου.



Σχήμα 5-13. Ξυλότυπος οροφής Α' ορόφου υφιστάμενου κτιρίου.

5.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΕΑ



Σχήμα 5-14. Προσομοίωση φορέα στο λογισμικό SeismoStruct 2022.

Η προσομοίωση του φορέα του διώροφου κτιρίου πραγματοποιήθηκε στο λογισμικό SeismoStruct (2022), της εταιρίας SeismoSoft και γίνεται σε συνέχεια του 7^{ου} κεφαλαίου της διπλωματικής εργασίας ‘Σύγκριση του ΚΑΝΕΠΕ με τον ΕΚ8 – Μέρος 3 για κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος’ του Επαμεινώνδα Τσώλου. Το αποτέλεσμα των αναλύσεων είχε δείξει ανεπάρκεια τόσο σε στάθμη επιτελεστικότητας Οιονεί Κατάρρευση, όσο και σε στάθμη Προστασία Ζωής. Στην παρούσα διπλωματική εργασία εξετάζεται η επίδραση των τοιχοπληρώσεων στην φέρουσα ικανότητα της κατασκευής σύμφωνα με τις διατάξεις του Ελληνικού Κανονισμού Επεμβάσεων (ΟΑΣΠ, 3^η αναθεώρηση 2022).

Συνολικά ο φορέας αποτελείται από 19 μέλη υποστυλωμάτων, 32 μέλη δοκών και 13 τοιχοράβδους στο ισόγειο, ενώ στον Α΄ όροφο από 18 μέλη υποστυλωμάτων, 30 μέλη δοκών και 11 τοιχοράβδους. Ως συνθήκες στήριξης στη θεμελίωση θεωρείται πάκτωση.

5.3.1 ΥΛΙΚΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Εξαιτίας της μη εφαρμογής επιτόπου δοκιμών στα υλικά της κατασκευής η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων θεωρείται Ανεκτή με συντελεστή ασφαλείας υλικών $\gamma_m = 1.20$ για στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος και $\gamma_m = 1.70$ για άοπλες τοιχοπληρώσεις, όπως προσδιορίζονται στην παράγραφο §4.5.3 και στο παράρτημα 4.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Επομένως, στις ιδιότητες των υλικών εισάγεται η μέση τιμή αντοχής του υλικού διαιρεμένη με την αντίστοιχο συντελεστή γ_m , όπως φαίνεται παρακάτω.

- Μέσες τιμές αντοχής

$$\text{Μέση τιμή αντοχής σκυροδέματος} \quad f_{cm} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\text{Μέση τιμή διαρροής χάλυβα οπλισμού} \quad f_{ym} = 233.33 \text{ MPa}$$

$$\text{Μέση διατμητική αντοχή τοιχοπλήρωσης} \quad f_{vwm} = 0.20 \text{ MPa}$$

- Μέτρο ελαστικότητας

$$\text{Μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος} \quad E_c = 23.98 \text{ GPa}$$

$$\text{Μέτρο ελαστικότητας χάλυβα οπλισμού} \quad E_s = 210.0 \text{ GPa}$$

$$\text{Μέτρο ελαστικότητας τοιχοπλήρωσης} \quad E_w = 2.00 \text{ GPa}$$

5.3.2 ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΙ ΜΑΖΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Ο υπολογισμός της μάζας της κατασκευής, της πολικής ροπής αδράνειας, του κέντρου μάζας των ορόφων και των κατανεμημένων φορτίων των δοκών παρουσιάζονται αναλυτικά στα κεφάλαια 7.6 – 7.9 της διπλωματικής εργασίας ‘Σύγκριση του ΚΑΝΕΠΕ με τον ΕΚ8 – Μέρος 3 για κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος’. Παρατίθενται όμως για λόγους πληρότητας τα αποτελέσματα αυτά.

- Μάζα Κατασκευής:

$$M_{\text{ισογείου}} = 261.66 \text{ Mgr}$$

$$M_{A' \text{ ορόφου}} = 263.58 \text{ Mgr}$$

$$M_{\text{tot}} = 525.24 \text{ Mgr}$$

- Πολική ροπή αδράνειας:

$$I_{mp, \text{ισογείου}} = 11615.09 \text{ Mgr} \cdot \text{m}^2$$

$$I_{mp, A' \text{ ορόφου}} = 12232.38 \text{ Mgr} \cdot \text{m}^2$$

- Κέντρο Μάζας:

$$\text{Συντεταγμένες Κ.Μ. ισογείου:} \quad x_{KM,1} = 5.77 \text{ m}$$

$$y_{KM,1} = 8.97 \text{ m}$$

$$\text{Συντεταγμένες Κ.Μ. A' ορόφου:} \quad x_{KM,2} = 6.49 \text{ m}$$

$$y_{KM,2} = 9.97 \text{ m}$$

- Κατανεμημένα φορτία δοκών

Τα κατανεμημένα φορτία στις δοκούς προκύπτουν ως άθροισμα των φορτίων που παραλαμβάνουν από τις πλάκες (επιφάνεια επιρροής) και από το ίδιο βάρος τους. Τα αποτελέσματα αφορούν τον συνδυασμό $G + 0.30 \cdot Q$.

Πίνακας 5-1. Κατανεμημένα φορτία δοκών οροφής ισογείου.

Κατανεμημένα φορτία από πλάκα (kN/m)	Από ίδιο βάρος (kN/m)	Συνολικά (kN/m)
Δ1	9,53	11,69
Δ2	7,65	9,38
Δ3	22,93	26,29
Δ4	9,83	12,52
Δ5	22,36	25,05
Δ6	18,29	20,98
Δ7	16,51	19,19
Δ8	13,31	14,94
Δ9	18,09	20,30
Δ10	16,66	18,87
Δ11	20,76	23,45
Δ12	19,11	21,32
Δ13	20,06	22,26
Δ14	13,77	16,45
Δ15	19,41	22,10
Δ16	21,29	23,98
Δ17	21,44	24,80
Δ18	19,53	22,29
Δ19	16,63	18,36
Δ20	11,43	13,16
Δ21	16,48	18,68
Δ22	20,85	22,48
Δ23	9,36	11,09
Δ24	26,60	30,14
Δ25	18,64	21,33
Δ26	21,79	24,48
Δ27	8,88	11,09
Δ28	20,76	22,49
Δ29	19,05	20,78
Δ30	25,82	27,54
Δ31	26,38	28,11
Δ32	14,19	16,40

Πίνακας 5-2. Κατανεμημένα φορτία δοκών οροφής Α' ορόφου.

Κατανεμημένα φορτία από πλάκα (kN/m)	Από ίδιο βάρος (kN/m)	Συνολικά (kN/m)	
Δ1	27,84	1,73	29,57
Δ2	22,39	1,73	24,12
Δ3	16,88	1,97	18,85
Δ4	18,07	2,69	20,76
Δ5	14,55	1,49	16,04
Δ6	11,18	1,39	12,57
Δ7	20,90	1,73	22,63
Δ8	15,84	1,63	17,47
Δ9	8,62	2,45	11,07
Δ10	19,94	2,76	22,70
Δ11	6,61	2,45	9,06
Δ12	4,80	1,97	6,77
Δ13	17,14	1,97	19,10
Δ14	25,80	3,06	28,86
Δ15	6,98	1,73	8,71
Δ16	15,83	1,73	17,56
Δ17	20,34	2,45	22,79
Δ18	25,71	2,45	28,16
Δ19	25,59	2,45	28,04
Δ20	16,93	3,31	20,25
Δ21	27,16	3,31	30,48
Δ22	27,83	2,35	30,18
Δ23	21,88	2,45	24,33
Δ24	20,06	2,45	22,51
Δ25	21,06	2,45	23,51
Δ26	22,66	2,45	25,11
Δ27	19,72	2,35	22,08
Δ28	11,64	2,45	14,08
Δ29	11,24	2,45	13,69
Δ30	8,18	1,97	10,15

5.3.3 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΚΑΜΠΥΛΗΣ $M - \theta$ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

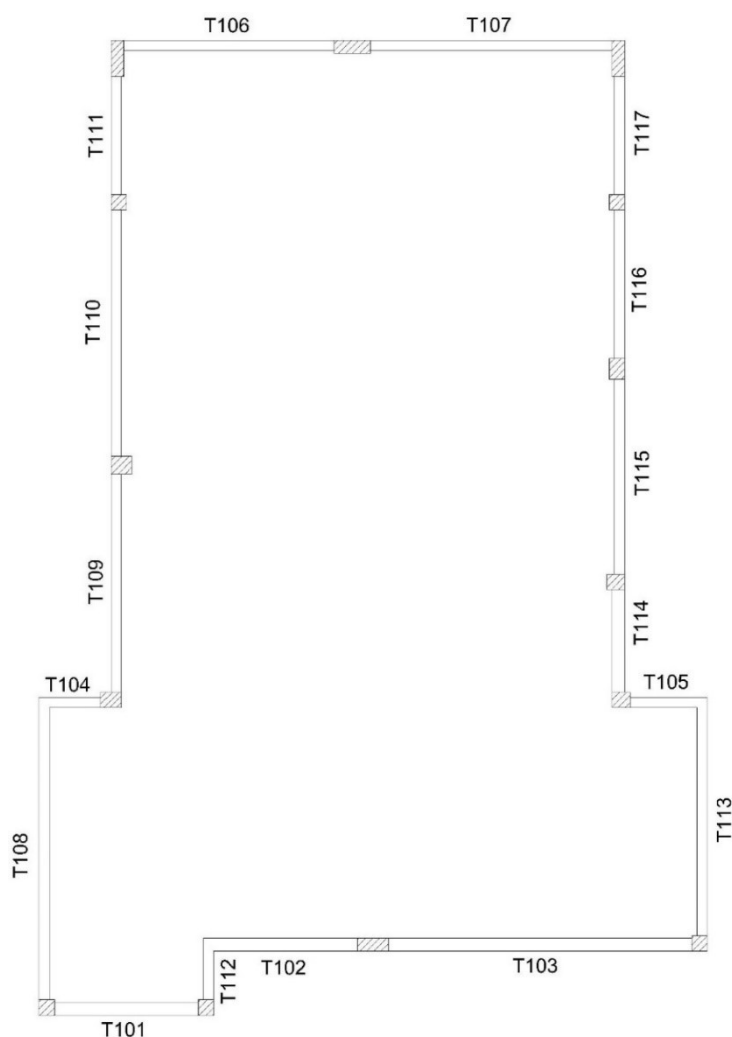
Ο υπολογισμός των διαγραμμάτων $M - \theta$ των διατομών δοκών και υποστυλωμάτων παρουσιάζονται αναλυτικά στο κεφάλαιο 7.11 της διπλωματικής εργασίας 'Σύγκριση του ΚΑΝΕΠΕ με τον ΕΚ8 – Μέρος 3 για κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος'. Πιο συγκεκριμένα τα αποτελέσματα για τα υποστυλώματα ισογείου βρίσκονται στους πίνακες 7-21 έως 7-23 και για τις δοκούς ισογείου στους πίνακες 7-24 έως 7-35.

Έχοντας δεδομένα τη γεωμετρία και τον οπλισμό κάθε διατομής από τα σχέδια των ξυλοτύπων μπορούν να υπολογιστούν τα ακόλουθα μεγέθη: M_y , θ_y , θ_u , $E_{I_{eff}}$. Σε μάλιστα

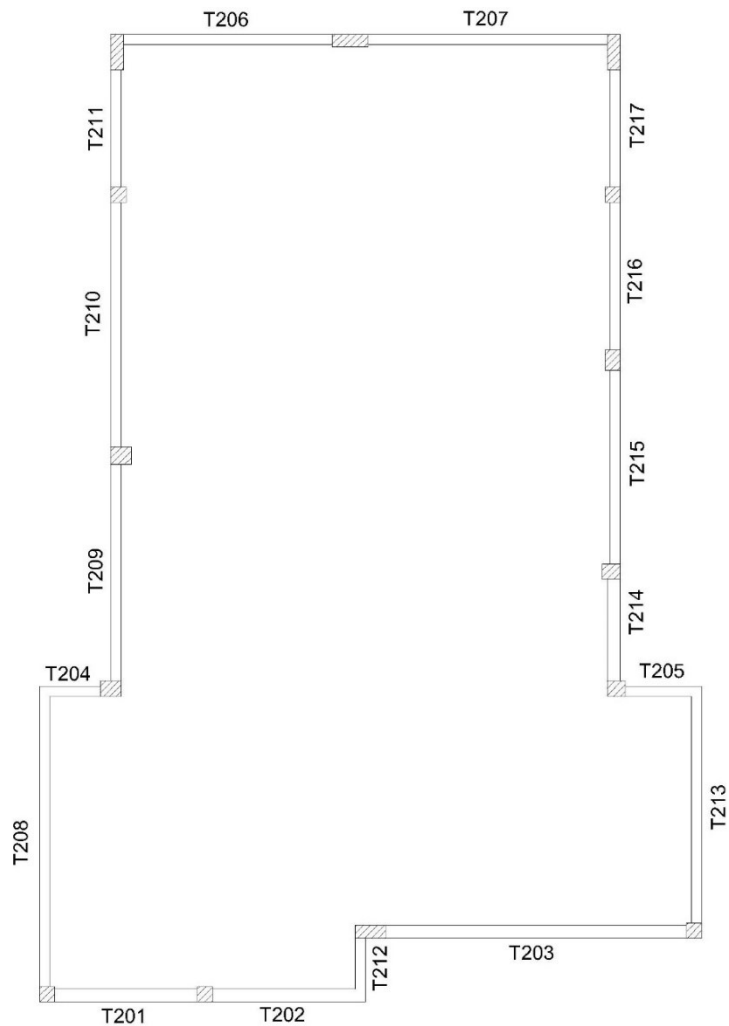
θλιβόμενων ράβδων μετρούν και οι δύο στο θλιβόμενο σπλισμό. Ως κρίσιμες διατομές εξετάζονται η κεφαλή και ο πόδας των υποστυλωμάτων και τα άκρα των δοκών. Τα υποστυλώματα εξετάζονται και στις δύο διευθύνσεις κάμψης (M_2 και M_3), ενώ οι δοκοί μόνο στην εντός επιπέδου διεύθυνση (M_2). Σημειώνεται ότι λόγω πρόωρης αστοχίας σε διάτμηση σε δοκό κατά την ανάλυση του 'γυμνού' κτιρίου έγινε ανοιχτή ενίσχυση U με χαλύβδινο έλασμα Fe360 αντοχής 235 MPa, μέτρου ελαστικότητας 200 GPa και πάχους 1 mm προκειμένου να διορθωθεί το πρόβλημα της ψαθυρής αστοχίας.

Κατά την προσομοίωση των μελών (συνολικά 198 μέλη σπλισμένου σκυροδέματος) ως ελαστικά γραμμικά στοιχεία στο λογισμικό SeismoStruct, τροποποιούνται οι δυσκαμψίες EI_2 , EI_3 που λαμβάνουν την τιμή EI_{eff} που προκύπτει από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και η GJ που παίρνει το 10% της ελαστικής της τιμής.

5.3.4 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.



Σχήμα 5-15. Αρίθμηση τοιχοπληρώσεων ισογείου υφιστάμενου κτιρίου.



Σχήμα 5-16. Αρίθμηση τοιχοπληρώσεων Α' ορόφου υφιστάμενου κτιρίου.

Όπως έχει ήδη αναφερθεί στο κεφάλαιο 1.2 της παρούσας εργασίας, προκειμένου να ληφθεί υπόψη στο προσομοίωμα η τοιχοποιία πλήρωσης, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., πρέπει να είναι συνδεδεμένη ή σφηνωμένη τουλάχιστον κατά τις τρεις πλευρές της με στοιχεία του σκελετού, να μην έχει υψηλό ποσοστό ανοιγμάτων και να μην προηγείται εκτός επιπέδου αστοχία.

Ο πρώτος έλεγχος που θα γίνει είναι ποιοί τοίχοι περικλείονται από στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος ώστε να διαχωριστούν οι τοιχοπληρώσεις από τα 'πετάσματα'. Επομένως, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., ως τοιχοποιίες πλήρωσης μπορούν να θεωρηθούν οι εξής:

- Από το ισόγειο: T101, T103, T106, T107, T109, T110, T111, T114, T115, T116, T117
- Από τον Α' όροφο: T201, T203, T206, T207, T209, T210, T211, T214, T215, T216, T217

Ακολουθεί ο έλεγχος της λυγηρότητας της τοιχοπλήρωσης και του ποσοστού ανοιγμάτων της. Για να μην προηγείται εκτός επιπέδου αστοχία, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. στην παράγραφο §7.4.1ε προτείνει συντελεστή απομείωσης (ϕ) της αντοχής της τοιχοπλήρωσης. Ο συντελεστής αυτός λαμβάνεται από το διάγραμμα 2-1 για επιμελημένη περιμετρική σφήνωση. Στην παράγραφο §7.4.1δ γίνεται αναφορά για την επιρροή των ανοιγμάτων και το πως επηρεάζουν τη φέρουσα ικανότητα της τοιχοποιίας πλήρωσης. Ανάλογα το ποσοστό της επιφάνειας του ανοίγματος προς την επιφάνεια του φαντώματος, είτε θα αγνοηθεί το άνοιγμα, είτε η τοιχοπλήρωση, είτε θα γίνει προσομοίωση με δύο θλιβόμενες διαγωνίους (βλ. σχήμα 2-1 έως 2-5).

Οι εξωτερικές τοιχοποιίες είναι μπατικές με πάχος τοίχου ίσο με 0.20 m.

Πίνακας 5-3. Χαρακτηριστικά φαντώματος και ανοιγμάτων τοιχοπληρώσεων ισογείου.

α/α	Γεωμετρικά χαρακτηριστικά τοιχοπλήρωσης					Διαστάσεις ανοίγματος			
	l_w	h_w	L	t	t_{eff}	l_o	h_o	A_o	A_o/A_w
T ₁₀₁	2,80	2,70	3,89	0,20	0,20	1,60	1,50	2,40	31,75%
T ₁₀₃	5,90	2,50	6,41	0,20	0,20	2,40	2,20	5,28	35,80%
T ₁₀₆	4,10	2,70	4,91	0,20	0,20	1,00	2,20	2,20	19,87%
T ₁₀₇	4,70	2,70	5,42	0,20	0,20	1,20	0,80	0,96	7,57%
T ₁₀₉	4,25	2,50	4,93	0,20	0,20	4,05	2,20	8,91	83,86%
T ₁₁₀	4,80	2,50	5,41	0,20	0,20	3,40	2,20	7,48	62,33%
T ₁₁₁	2,30	2,70	3,55	0,20	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00%
T ₁₁₄	2,00	2,45	3,16	0,20	0,20	1,20	2,20	2,64	53,88%
T ₁₁₅	3,80	2,50	4,55	0,20	0,20	1,50	2,20	3,30	34,74%
T ₁₁₆	2,90	2,50	3,83	0,20	0,20	1,50	2,20	3,30	45,52%
T ₁₁₇	2,30	2,70	3,55	0,20	0,20	1,20	2,20	2,64	42,51%

Πίνακας 5-4. Χαρακτηριστικά φαντώματος και ανοιγμάτων τοιχοπληρώσεων Α' ορόφου.

α/α	Γεωμετρικά χαρακτηριστικά τοιχοπλήρωσης					Διαστάσεις ανοίγματος			
	l_w	h_w	L	t	t_{eff}	l_o	h_o	A_o	A_o/A_w
T ₂₀₁	2,80	2,65	3,86	0,20	0,20	1,60	1,50	2,40	32,35%
T ₂₀₃	5,90	2,55	6,43	0,20	0,20	-	-	-	-
T ₂₀₆	4,10	2,70	4,91	0,20	0,20	2,90	1,00	2,90	26,20%
T ₂₀₇	4,70	2,70	5,42	0,20	0,20	0,80	0,80	0,64	5,04%
T ₂₀₉	4,25	2,55	4,96	0,20	0,20	3,50	2,20	7,70	71,05%
T ₂₁₀	4,80	2,55	5,44	0,20	0,20	3,10	2,20	6,82	55,72%
T ₂₁₁	2,30	2,55	3,43	0,20	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00%
T ₂₁₄	2,00	2,55	3,24	0,20	0,20	1,20	2,20	2,64	51,76%
T ₂₁₅	3,80	2,55	4,58	0,20	0,20	1,20	2,20	2,64	27,24%
T ₂₁₆	2,90	2,55	3,86	0,20	0,20	1,20	2,20	2,64	35,70%
T ₂₁₇	2,30	2,55	3,43	0,20	0,20	1,20	2,20	2,64	45,01%

Από τους πίνακες 5-3 και 5-4 προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα:

- Στις τοιχοπληρώσεις T103, T109, T110 από το ισόγειο και στις T206, T209, T210 του Α' ορόφου υπάρχουν γειτονικά ανοίγματα τα οποία θεωρούνται ενιαία σύμφωνα με το σχήμα 2-5.
- Οι τοιχοπληρώσεις T109, T110, T114 από το ισόγειο και οι T209, T210, T214 του Α' ορόφου αγνοούνται εξαιτίας του υψηλού ποσοστού ανοιγμάτων ($A_0/A_w > 50\%$).
- Η τοιχοπλήρωση T203 αγνοείται λόγω της ύπαρξης δύο μεγάλων ανοιγμάτων στα άκρα του φατνώματος.
- Στις τοιχοπληρώσεις T106, T107, T111 από το ισόγειο και στις T207, T211 του Α' ορόφου το άνοιγμα θα αγνοηθεί εξαιτίας του χαμηλού ποσοστού ανοιγμάτων ($A_0/A_w < 20\%$).
- Όλες οι υπόλοιπες τοιχοπληρώσεις με ποσοστό ανοίγματος μεταξύ 20% – 50% θα προσομοιωθούν με τη χρήση δύο θλιβόμενων ράβδων.

Η προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων γίνεται με θλιβόμενη διαγώνια ράβδο, λαμβάνοντας υπόψη όμως τα χαρακτηριστικά και τις προτεινόμενες τιμές που δίνονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. για χρήση διατμητικού φατνώματος. Αυτό συμβαίνει διότι το διατμητικό φάτνωμα προσεγγίζει καλύτερα τη πραγματική συμπεριφορά μιας τοιχοπλήρωσης σε σχέση με τη διαγώνια ράβδο. Το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοπλήρωσης είναι $E_w = 2.0 \text{ GPa}$, από Ευρωκώδικα 6 το μέτρο διάτμησης υπολογίζεται ως $G = 0.4 \cdot E_w = 0.80 \text{ GPa}$. Από την ισοδυναμία (2.6) υπολογίζεται το γινόμενο $E \cdot A_p$ και κατ' επέκταση το μέτρο ελαστικότητας που θα ληφθεί υπόψη για κάθε τοιχοράβδο κατά τη διάρκεια των αναλύσεων. Η γωνιακή παραμόρφωση διαρροής προκύπτει από τη σχέση $\gamma_v = f_{wv}/G$ και η γωνιακή παραμόρφωση στην αστοχία από τις προτεινόμενες τιμές του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (βλ. εξίσωση 2.4).

Ο έλεγχος της αντοχής με την ανάλυση βήμα προς βήμα γίνεται σε όρους τέμνουσας δύναμης V και μετατόπισης δ . Από την εξίσωση (2.13) προκύπτει τέμνουσα αντοχής $V_R = (\phi \cdot f_{wv}) \cdot A_\phi$ πολλαπλασιασμένη με τον απομειωτικό συντελεστή ϕ , ενώ οι δ_v , δ_u υπολογίζονται ως $\delta = \gamma \cdot h_w$.

Πίνακας 5-5. Γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά θλιβόμενης ράβδου – Τοιχοπληρώσεις ισογείου.

α/α	Λυγηρότητα		Χαρακτηριστικά θλιβόμενης ράβδου				Μηχανικά χαρακτηριστικά θλιβόμενης ράβδου							
	λ'	φ	b [m]	α [rad]	A_p [m ²]	A_ϕ [m ²]	$E A_p$ [MPa·m ²]	$E_{\text{ράβδου}}$ [kPa]	f_{wv} [MPa]	V_R [kN]	γ_v [%]	ν_u [%]	δ_v [mm]	δ_u [mm]
T _{101A}	6,36	1,00	0,415	1,35	0,08	0,12	2089,76341	25185185,2	0,20	24,00	0,025%	1,89%	0,675	51,00
T _{101B}	6,36	1,00	0,415	1,35	0,08	0,12	2089,76341	25185185,2	0,20	24,00	0,025%	1,89%	0,675	51,00
T _{103A}	10,46	1,00	0,458	0,96	0,09	0,35	1039,30102	11352381	0,20	70,00	0,025%	0,85%	0,625	21,29
T _{103B}	10,46	1,00	0,458	0,96	0,09	0,35	1039,30102	11352381	0,20	70,00	0,025%	0,85%	0,625	21,29
T ₁₀₆	16,64	0,89	0,736	0,58	0,15	0,82	1710,00715	11610960,6	0,18	146,12	0,022%	0,87%	0,601	23,51
T ₁₀₇	17,81	0,81	0,813	0,52	0,16	0,94	2007,87211	12347780,4	0,16	152,76	0,020%	0,93%	0,548	25,00
T ₁₁₁	12,46	1,00	0,532	0,87	0,11	0,46	1149,60685	10804079,4	0,20	92,00	0,025%	0,81%	0,675	21,88
T _{115A}	8,48	1,00	0,413	1,14	0,08	0,23	1159,68772	14047536,2	0,20	46,00	0,025%	1,05%	0,625	26,34
T _{115B}	8,48	1,00	0,413	1,14	0,08	0,23	1159,68772	14047536,2	0,20	46,00	0,025%	1,05%	0,625	26,34
T _{116A}	6,61	1,00	0,389	1,30	0,08	0,14	1599,82242	20540952,4	0,20	28,00	0,025%	1,54%	0,625	38,51
T _{116B}	6,61	1,00	0,389	1,30	0,08	0,14	1599,82242	20540952,4	0,20	28,00	0,025%	1,54%	0,625	38,51
T _{117A}	6,09	1,00	0,413	1,37	0,08	0,11	2254,08729	27268237,9	0,20	22,00	0,025%	2,05%	0,675	55,22
T _{117B}	6,09	1,00	0,413	1,37	0,08	0,11	2254,08729	27268237,9	0,20	22,00	0,025%	2,05%	0,675	55,22

Πίνακας 5-6. Γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά θλιβόμενης ράβδου – Τοιχοπληρώσεις Α' ορόφου.

α/α	Λυγηρότητα		Χαρακτηριστικά θλιβόμενης ράβδου				Μηχανικά χαρακτηριστικά θλιβόμενης ράβδου							
	λ'	φ	b [m]	α [rad]	A _p [m ²]	A _φ [m ²]	EA _p [MPa*m ²]	E _{ράβδου} [kPa]	f _{ww} [MPa]	V _R [kN]	γ _v [%]	γ _u [%]	δ _v [mm]	δ _u [mm]
T _{201A}	6,30	1,00	0,408	1,35	0,08	0,12	2018,49669	24763102,7	0,20	24,00	0,025%	1,86%	0,663	49,22
T _{201B}	6,30	1,00	0,408	1,35	0,08	0,12	2018,49669	24763102,7	0,20	24,00	0,025%	1,86%	0,663	49,22
T _{206A}	6,36	1,00	0,415	1,35	0,08	0,12	2089,76341	25185185,2	0,20	24,00	0,025%	1,89%	0,675	51,00
T _{206B}	6,36	1,00	0,415	1,35	0,08	0,12	2089,76341	25185185,2	0,20	24,00	0,025%	1,89%	0,675	51,00
T ₂₀₇	17,81	0,81	0,813	0,52	0,16	0,94	2007,87211	12347780,4	0,16	152,76	0,020%	0,93%	0,548	25,00
T ₂₁₁	12,11	1,00	0,515	0,84	0,10	0,46	1104,74182	10723501	0,20	92,00	0,025%	0,80%	0,638	20,51
T _{215A}	9,10	1,00	0,429	1,10	0,09	0,26	1131,77768	13180492,7	0,20	52,00	0,025%	0,99%	0,638	25,21
T _{215B}	9,10	1,00	0,429	1,10	0,09	0,26	1131,77768	13180492,7	0,20	52,00	0,025%	0,99%	0,638	25,21
T _{216A}	7,36	1,00	0,403	1,25	0,08	0,17	1433,56587	17777777,8	0,20	34,00	0,025%	1,33%	0,638	34,00
T _{216B}	7,36	1,00	0,403	1,25	0,08	0,17	1433,56587	17777777,8	0,20	34,00	0,025%	1,33%	0,638	34,00
T _{217A}	5,92	1,00	0,391	1,36	0,08	0,11	2025,15984	25877599,5	0,20	22,00	0,025%	1,94%	0,638	49,49
T _{217B}	5,92	1,00	0,391	1,36	0,08	0,11	2025,15984	25877599,5	0,20	22,00	0,025%	1,94%	0,638	49,49

5.4 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Στη παράγραφο §2.2.2 του Κανονισμού Επεμβάσεων ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας ως συνάρτηση του βαθμού βλάβης ως εξής:

- i. Περιορισμένες βλάβες ή Άμεση Χρήση (Α): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό και να διατηρούν την αντοχή και δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι αμελητέες.
- ii. Σημαντικές βλάβες ή Προστασία Ζωής (Β): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένουσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους. Ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμούς μέτριας έντασης.
- iii. Οιονεί κατάρρευση (Γ): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μη επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμη και για μετασεισμούς μέτριας έντασης.

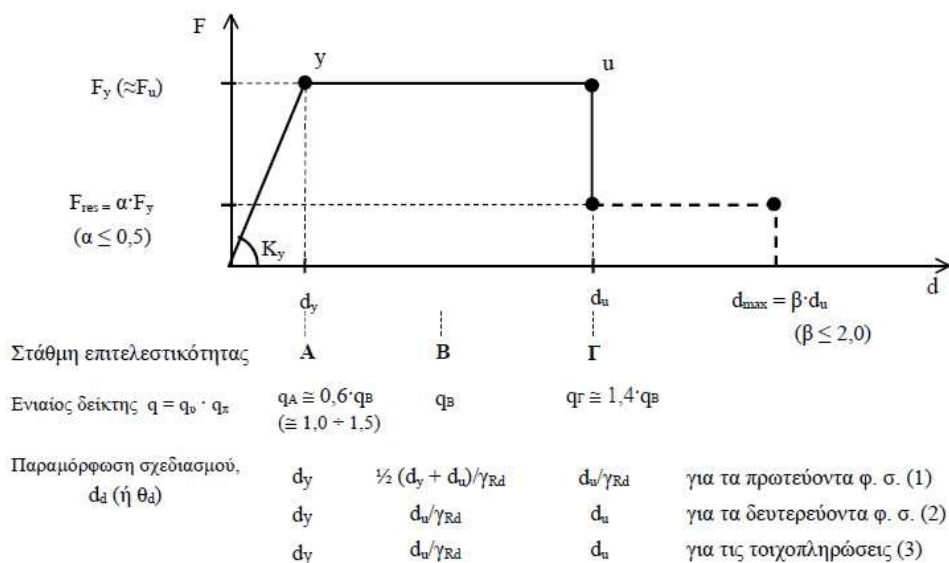
Πίνακας 5-7. Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

$a_g / a_{g.ref}$	Στάθμη Επιτελεστικότητας Φέροντος Οργανισμού		
	A «Περιορισμένες Βλάβες»	B «Σημαντικές Βλάβες»	Γ «Οιονεί Κατάρρευση»
1.80	A0	B0	Γ0
1.30	A1⁺	B1⁺	Γ1⁺
1.00	A1	B1	Γ1
0.75	A2⁺	B2⁺	Γ2⁺
0.60	A2	B2	Γ2
0.45	A3⁺	B3⁺	Γ3⁺
0.35	A3	B3	Γ3
0.25	A4⁺	B4⁺	Γ4⁺
<0.25	A4	B4	Γ4

- $a_{g.ref}$ είναι η οριζόντια εδαφική επιτάχυνση αναφοράς, που ορίζεται με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10% στα 50 χρόνια συμβατικής ζωής του έργου.
- a_g είναι η οριζόντια εδαφική επιτάχυνση.

Ως ελάχιστος ανεκτός στόχος αποτίμησης υφιστάμενου κτιρίου, κατηγορίας σπουδαιότητας II, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Παράρτημα 2.1 – Πίνακας ΠΑ.2.1.) ορίζεται ο Γ1.

Για Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων Ανεκτή πρέπει να οριστούν οι στάθμες επιτελεστικότητας για κάθε διατομή πριν από την ανάλυση. Ο έλεγχος θα γίνει σε όρους γωνίας στροφής χορδής για τα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος και σε όρους οριζόντιας μετατόπισης για στοιχεία τοιχοπλήρωσης, αφού πρώτα έχουν φτάσει στη διαρροή τους. Οι στάθμες επιτελεστικότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζονται παρακάτω.



Διάγραμμα 5-1. Σκελετικό διάγραμμα συμπεριφοράς κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Για πρωτεύοντα μέλη:

$$\begin{aligned} \text{Άμεση Χρήση (ΑΧ):} & \quad \theta_{\text{ΑΧ}} = \theta_{\gamma} \\ \text{Προστασία Ζωής (ΠΖ):} & \quad \theta_{\text{ΠΖ}} = (\theta_{\gamma} + \theta_u) / (2 \cdot \gamma_{\text{RD}}) \\ \text{Οιονεί Κατάρρευση (ΟΚ):} & \quad \theta_{\text{ΟΚ}} = \theta_u / \gamma_{\text{RD}} \end{aligned}$$

Για τοιχοπληρώσεις:

$$\begin{aligned} \text{Άμεση Χρήση (ΑΧ):} & \quad d_{\text{ΑΧ}} = d_{\gamma} \\ \text{Προστασία Ζωής (ΠΖ):} & \quad d_{\text{ΠΖ}} = d_u / \gamma_{\text{RD}} \\ \text{Οιονεί Κατάρρευση (ΟΚ):} & \quad d_{\text{ΟΚ}} = d_u \end{aligned}$$

Ο συντελεστής γ_{RD} παίρνει την τιμή $\gamma_{\text{RD}} = 1.50$ για στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος και $\gamma_{\text{RD}} = 1.30$ για άοπλες τοιχοπληρώσεις.

5.5 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Η πρώτη ανάλυση που εκτελέστηκε στον τοιχοπληρωμένο φορέα με το λογισμικό SeismoStruct ήταν η ιδιομορφική. Από αυτή προκύπτουν τα παρακάτω αποτελέσματα:

$$\begin{aligned} T_1 &= 0.561 \quad \text{sec} \quad \text{κατά τη διεύθυνση } \gamma + \text{στροφική} \\ T_2 &= 0.499 \quad \text{sec} \quad \text{κατά τη διεύθυνση } \chi + \text{στροφική} \\ T_3 &= 0.375 \quad \text{sec} \quad \text{στροφική} \end{aligned}$$

Κατά την ιδιομορφική ανάλυση του μη τοιχοπληρωμένου φορέα, σύμφωνα με τη διπλωματική εργασία 'Σύγκριση του ΚΑΝΕΠΕ με τον ΕΚ8 – Μέρος 3 για κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος', η ιδιοπερίοδος κατά τη διεύθυνση χ είναι 1.39 sec και κατά τη διεύθυνση γ είναι 1.33 sec.

Μια πρώτη σύγκριση μεταξύ των δύο φορέων δείχνει ότι η συνύπαρξη των τοιχοπληρώσεων στη προσομοίωση επέφερε σημαντική μείωση στην ιδιοπερίοδο της κατασκευής, που σημαίνει αρκετά μεγαλύτερη δυσκαμψία. Αυτό αναμένεται να φανεί και στην αρχική κλίση της καμπύλης ικανότητας αλλά και στις τελικές μετατοπίσεις των διαφραγμάτων ισογείου και Α' ορόφου.

5.6 ΕΛΑΣΤΟΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΒΗΜΑ ΠΡΟΣ ΒΗΜΑ

Η διαδικασία της ελαστοπλαστικής ανάλυσης βήμα προς βήμα παρουσιάζεται και στο κεφάλαιο 3.2.4 αναλυτικά. Κατά την αποτίμηση υφιστάμενων κτιρίων πρέπει να επιλέγονται τουλάχιστον δύο εκ των τριών κατανομών φόρτισης (ομοιόμορφη

κατανομή, τριγωνική κατανομή, κατανομή 1^{ης} ιδιομορφής) και 8 συνδυασμοί φόρτισης $g + \psi_2 \cdot q \pm E_x \pm 0.30 \cdot E_y$ και $g + \psi_2 \cdot q \pm E_y \pm 0.30 \cdot E_x$.

Στην περίπτωση του δώροφου υφιστάμενου κτιρίου και για τις ανάγκες της διπλωματικής εργασίας, για την κατανομή των οριζόντιων φορτίων θα εφαρμοστεί τριγωνική κατανομή και συνδυασμός φόρτισης $g + \psi_2 \cdot q + E_x + 0.30 \cdot E_y$. Οι οριζόντιες δυνάμεις εφαρμόζονται στο κέντρο μάζας κάθε ορόφου (με το 100% του φορτίου κατά τη διεύθυνση x και με το 30% του φορτίου κατά τη διεύθυνση y) και υπολογίζονται από τη σχέση:

$$F_i = F_b \cdot \frac{m_i \cdot z_i}{\sum m_i \cdot z_i} \quad (5.1)$$

όπου,

i ο αριθμός ορόφου, $i = 1, 2$

F_i η οριζόντια δύναμη κάθε ορόφου

F_b η τέμνουσα βάσης, μπορεί να ληφθεί ίση με 100 kN

m_i η μάζα κάθε ορόφου

z_i το ύψος ορόφου από τη θεμελίωση

Πίνακας 5-8. Τριγωνική κατανομή φορτίων και δυνάμεις στα Κ.Μ. των ορόφων.

Τριγωνική κατανομή					
Διάφραγμα	m_i	z_i	$m_i \cdot z_i$	$F_{i,x}$	$F_{i,y}$
1	261,66	4,4	1151,315	36,50	10,95
2	263,58	7,6	2003,205	63,50	19,05
Άθροισμα	525,24	-	3154,520	100	30

Η ελαστοπλαστική ανάλυση βήμα προς βήμα πραγματοποιήθηκε σε υπολογιστικό φύλλο excel και η τελική καμπύλη ικανότητας της κατασκευής προκύπτει ύστερα από 50 επαναλήψεις (step0 – step49) και αστοχία του υποστυλώματος K18 στη βάση του. Η τέμνουσα βάσης στο συγκεκριμένο βήμα είναι $F_b = 672.85$ kN και η μετατόπιση οροφής Α' ορόφου κατά τη διεύθυνση x είναι $d_{0x} = d_{op}^x = 0.0679$ m.

Συνολικά τη στάθμη επιτελεσματικότητας Προστασία Ζωής ξεπέρασαν 9 διατομές (4 διατομές οπλισμένου σκυροδέματος και 5 τοιχοπληρώσεις. Πιο συγκεκριμένα:

- Στο βήμα 30 φτάνει σε Π.Ζ. η τοιχοπλήρωση T103A ($d_{pz1} = 0.025$ m)
- Στο βήμα 32 φτάνει σε Π.Ζ. η βάση του υποστυλώματος K18 ($d_{pz2} = 0.0361$ m)
- Στο βήμα 37 φτάνει σε Π.Ζ. η τοιχοπλήρωση T115A και η βάση του υποστυλώματος K19 ($d_{pz4} = 0.514$ m)

- Στο βήμα 42 φτάνει σε Π.Ζ. το δεξί άκρο της δοκού Δ6 ($d_{\text{ΠΖ5}} = 0.0592 \text{ m}$)
- Στο βήμα 43 φτάνει σε Π.Ζ. η τοιχοπλήρωση T107 ($d_{\text{ΠΖ6}} = 0.0603 \text{ m}$)
- Στο βήμα 44 φτάνει σε Π.Ζ. η τοιχοπλήρωση T207 ($d_{\text{ΠΖ7}} = 0.0625 \text{ m}$)
- Στο βήμα 46 φτάνει σε Π.Ζ. το αριστερό άκρο της δοκού Δ5 ($d_{\text{ΠΖ8}} = 0.0642 \text{ m}$)
- Στο βήμα 48 φτάνει σε Π.Ζ. η τοιχοπλήρωση T101A ($d_{\text{ΠΖ9}} = 0.0663 \text{ m}$)

Στην τελική καμπύλη ικανότητας της κατασκευής το σημείο επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής λαμβάνεται υπόψη σε μετατόπιση ίση με το 70% της d_{OK} . Επομένως, $d_{\text{ΠΖ}} = 0.70 \cdot d_{\text{OK}} = 0.0478 \text{ m}$ και $F_{\text{b,ΠΖ}} = 573.45 \text{ kN}$.

Η στάθμη επιτελεστικότητας Άμεση Χρήση ορίζεται ως η πρώτη διαρροή διατομής, $d_{\text{AX}} = 0.0009 \text{ m}$ και $F_{\text{AX}} = 49.56 \text{ kN}$.

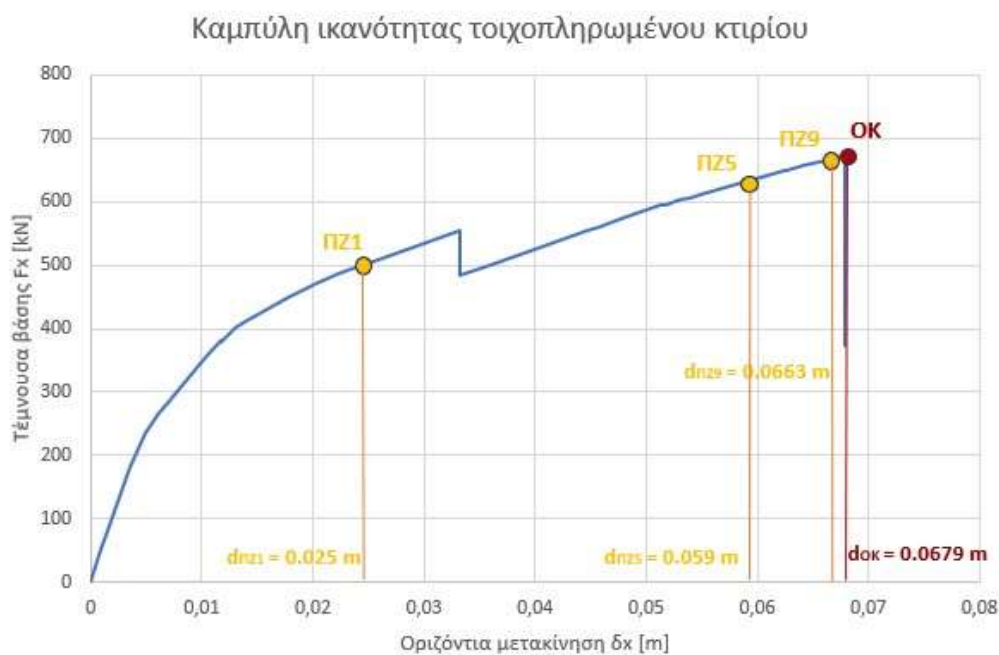
Στην αρχή της ανάλυσης βήμα προς βήμα (step0) παρατηρήθηκε ότι η ράβδος T211 έπαιρνε εφελκυστικές τιμές όπως είχε αρχικά τοποθετηθεί, επομένως άλλαξε φορά. Αντίστοιχα, εφελκυσμό εμφάνιζε και η ράβδος T206A η οποία αφαιρέθηκε εντελώς από το μοντέλο, αφού εμφάνιζε εφελκυστικές τιμές και κατά την αντίθετη φορά. Αυτό, πιθανόν να οφείλεται στις στροφές που αναπτύχθηκαν στον φορέα εφαρμόζοντας την τριγωνική κατανομή, καθώς και οι δύο τοιχοπληρώσεις βρίσκονται στην βορειοδυτική πλευρά της κατασκευής.

Κατά τη διάρκεια της ανάλυσης τα σημεία που αξίζουν να αναφερθούν είναι τα εξής:

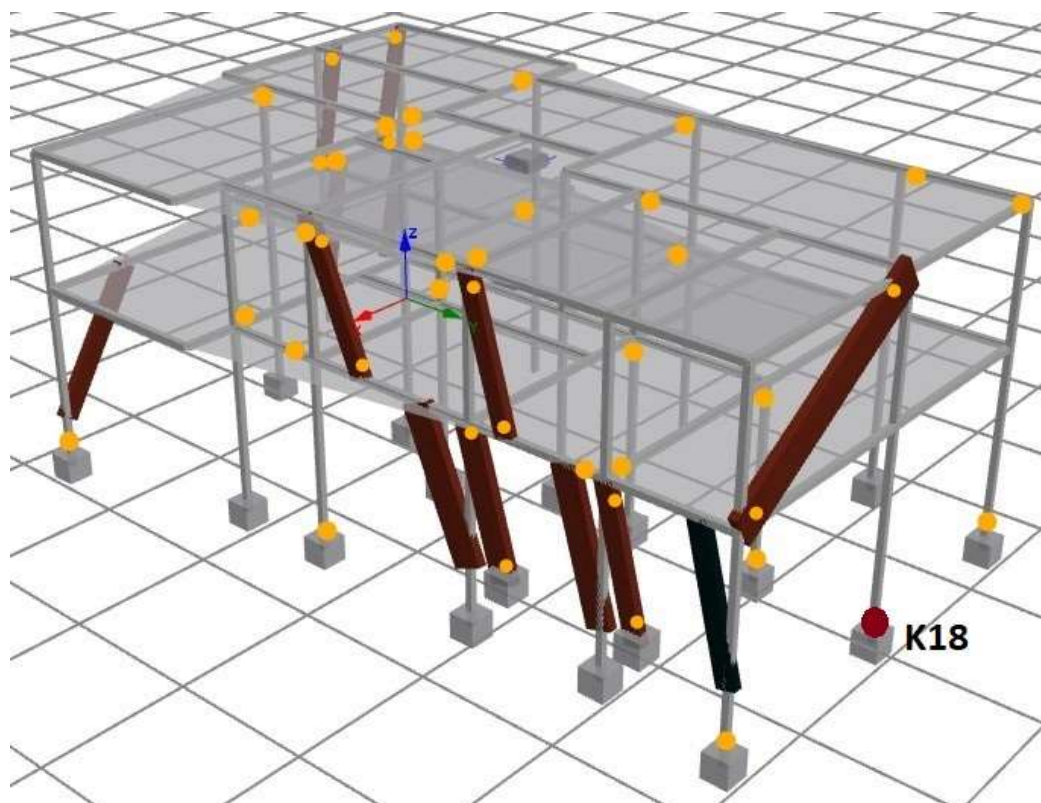
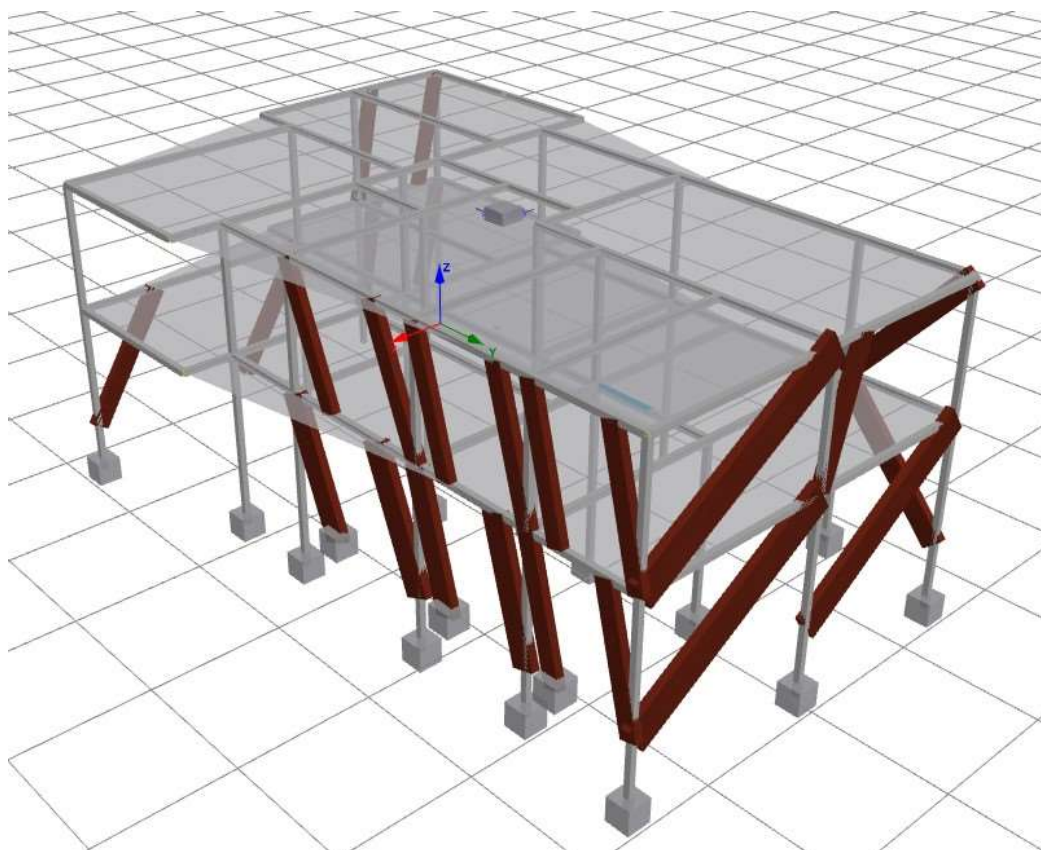
- Στο βήμα 5 η ράβδος T111 παίρνει εφελκυσμό, επομένως θεωρώ ότι αστοχεί και αφαιρείται από το μοντέλο
- Στο βήμα 11 η ράβδος T206B παίρνει εφελκυσμό, επομένως θεωρώ ότι αστοχεί και αφαιρείται από το μοντέλο (παρατηρείται 'σκαλοπάτι' στην καμπύλη ικανότητας)
- Στο βήμα 15 οι ράβδοι T211, T215B, T216B, T217A, T217B παίρνουν εφελκυσμό, επομένως θεωρώ ότι αστοχούν και αφαιρούνται από το μοντέλο
- Στο βήμα 31 ο τοίχος T103A φτάνει σε αστοχία, επομένως αφαιρείται από το μοντέλο (παρατηρείται 'σκαλοπάτι' στην καμπύλη ικανότητας)
- Στο βήμα 44 ο τοίχος T115A φτάνει σε αστοχία, επομένως αφαιρείται από το μοντέλο
- Στο βήμα 49 η βάση του υποστυλώματος K18 φτάνει σε αστοχία. Ταυτόχρονα με την αστοχία του K18, θεωρώ αστοχία και των τοιχοπληρώσεων T106 και T107 που συνδέονται με το K18. Η συνολική πτώση στην καμπύλη ικανότητας είναι ίση με $V = 0.80 \cdot V_{\text{Rd,K18}} + V_{\text{R,T106}} + V_{\text{R,T107}} \approx 300 \text{ kN}$. Επομένως, συνεπάγεται οιονεί κατάρρευση της κατασκευής αφού υπάρχει πτώση της αντοχής κατά 20%.

Πίνακας 5-9. Ζεύγη τιμών $F_b - d_{op}^x$ καμπύλης ικανότητας υφιστάμενου με την ελαστοπλαστική μέθοδο βήμα προς βήμα.

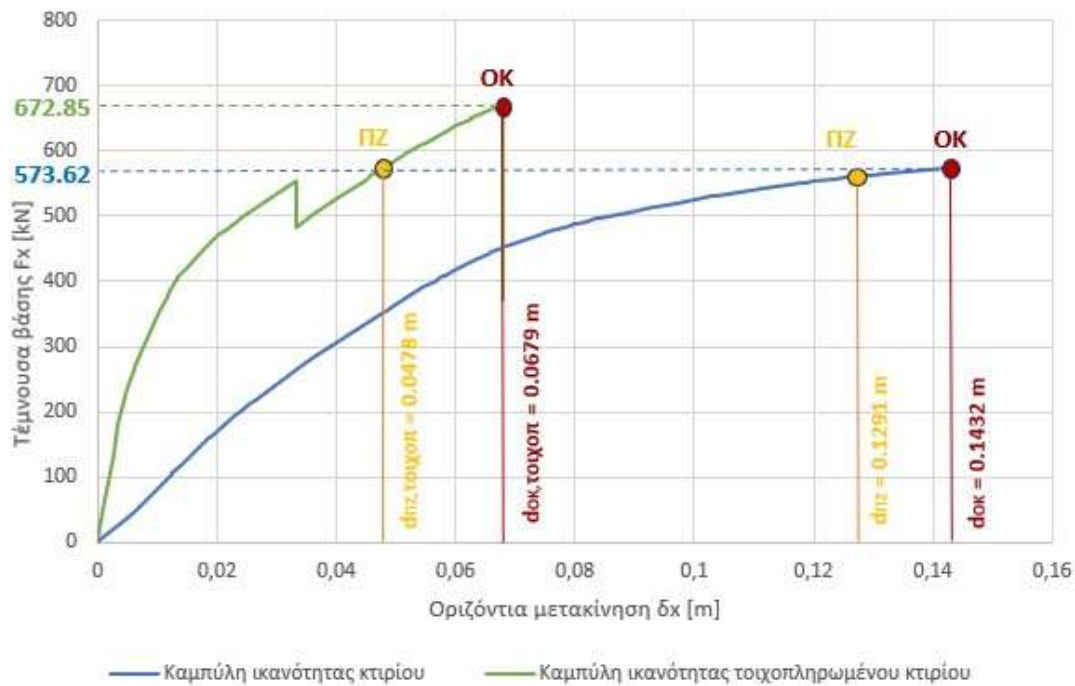
ΒΗΜΑ	F_b [kN]	d_{op}^x [m]	ΒΗΜΑ	F_b [kN]	d_{op}^x [m]	ΒΗΜΑ	F_b [kN]	d_{op}^x [m]
-	0,00	0,0000	17	411,10	0,0139	34	555,24	0,0447
0	49,56	0,0009	18	423,76	0,0152	35	561,23	0,0457
1	79,08	0,0015	19	448,39	0,0178	36	573,45	0,0478
2	134,99	0,0026	20	454,76	0,0184	37	593,89	0,0514
3	180,92	0,0034	21	465,27	0,0196	38	595,88	0,0518
4	235,47	0,0049	22	467,55	0,0198	39	602,07	0,0530
5	235,47	0,0049	23	468,39	0,0199	40	607,17	0,0540
6	265,88	0,0061	24	470,53	0,0202	41	611,84	0,0549
7	273,17	0,0064	25	480,91	0,0217	42	632,62	0,0592
8	351,51	0,0102	26	483,16	0,0220	43	638,03	0,0603
9	378,29	0,0116	27	492,03	0,0232	44	648,85	0,0625
10	379,97	0,0117	28	494,39	0,0236	45	649,72	0,0627
11	379,40	0,0117	29	495,00	0,0236	46	656,49	0,0642
12	400,72	0,0130	30	503,42	0,0250	47	656,64	0,0642
13	403,05	0,0132	31	553,76	0,0332	48	665,98	0,0663
14	405,75	0,0134	31b	483,76	0,0332	49	672,85	0,0679
15	405,75	0,0134	32	501,65	0,0361	49b	371,73	0,0679
16	406,55	0,0135	33	530,97	0,0408			



Διάγραμμα 5-2. Καμπύλη ικανότητας υφιστάμενου διώροφου κτιρίου κατά τη διεύθυνση $x - \text{KAN.ΕΠΕ}$.



Σχήμα 5-17. Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων – διαρροή διατομών (πορτοκαλί) και αστοχία διατομών (κόκκινο) στο φορέα.

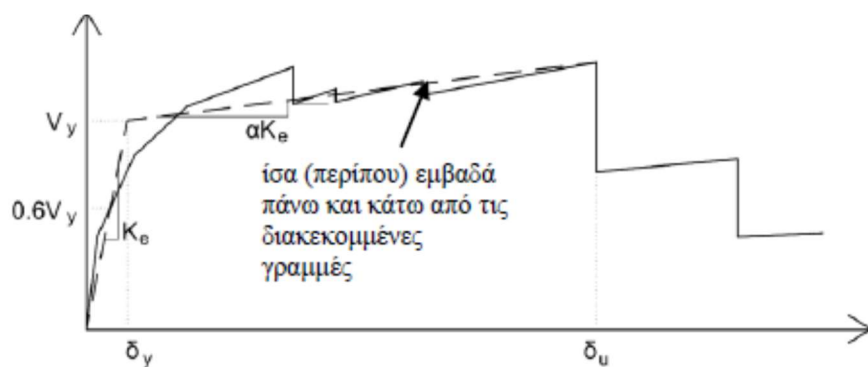


Διάγραμμα 5-3. Σύγκριση καμπυλών ικανότητας κτιρίου με και χωρίς τοιχοπληρώσεις.

Παρατηρώντας το διάγραμμα 5-3 είναι εύκολα αντιληπτή η συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων στην συνολική συμπεριφορά της κατασκευής. Το τοιχοπληρωμένο κτίριο είναι αρκετά πιο δύσκαμπτο και για τις ίδιες τιμές μετακινήσεων σε σχέση με το 'γυμνό' αναπτύσσει πολύ μεγαλύτερες τιμές αντοχής. Η μέγιστη τέμνουσα βάση στο τοιχοπληρωμένο κτίριο είναι $F_{b,τοιχοπ} = 672.85$ kN, ενώ στο 'γυμνό' φορέα $F_b = 573.62$ kN. Εξαιτίας της παρουσίας της τοιχοποιίας πλήρωσης στη προσομοίωση του παρατηρούνται και λιγότερες βλάβες στα υπόλοιπα στοιχεία του φορέα. Μόλις 4 διατομές οπλισμένου σκυροδέματος (και συνολικά 9 μαζί με τους τοίχους) φτάνουν στην στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής, ενώ έχουν αστοχήσει 11 τοιχοπληρώσεις κατά τη διάρκεια της ανάλυσης και μόνο 3 θλιβόμενες ράβδοι δεν έχουν φτάσει στη διαρροή τους. Φαίνεται επομένως οι βλάβες να είναι συγκεντρωμένες σε μεγάλο ποσοστό στους τοίχους του κτιρίου. Κατάρρευση της κατασκευής θεωρείται ότι επέρχεται όταν η αντοχή μειωθεί κατά 20% και αυτό συμβαίνει σε μετατόπιση $d_{OK,τοιχοπ} = 0.0679$ m. Αντίθετα, στο 'γυμνό' φορέα φτάνουν στην στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής 25 διατομές, ενώ κατάρρευση προκαλείται λόγω φαινομένων β' τάξης σε μετατόπιση $d_{OK} = 0.1432$ m.

5.7 ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ – ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΩΝ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ

Στην παράγραφο §5.7.3.4 ο Κανονισμός Επεμβάσεων αναφέρει ότι η μη γραμμική σχέση δύναμης – μετακίνησης που συνδέει την τέμνουσα βάση και τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, θα αντικαθίσταται από μια εξιδανικευμένη καμπύλη για τον υπολογισμό της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας K_e και της αντίστοιχης δύναμης διαρροής του κτιρίου.



Διάγραμμα 5-4. Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.
(Σχήμα Σ5.2 – ΚΑΝ.ΕΠΕ)

Τα χαρακτηριστικά της διγραμμικής καμπύλης είναι:

- i. Μετελαστικός κλάδος με κράτυνση ($\alpha \leq 0.10$)
- ii. Ίσα εμβαδά μεταξύ της πραγματικής και της διγραμμικής καμπύλης
- iii. Η αρχική κλίση του διγραμμικού διαγράμματος είναι ευθεία που ενώνει την αρχή των αξόνων με σημείο πάνω στην καμπύλη που αντιστοιχεί στο 60% της τέμνουσας διαρροής F_y .

Στην παράγραφο §5.7.4.2 στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση ως η μετακίνηση οροφής της κατασκευής που αντιστοιχεί σε μια συγκεκριμένη σεισμική διέγερση και αναπαρίσταται ως ένα σημείο πάνω στην καμπύλη ικανότητας του κτιρίου. Η στοχευόμενη μετακίνηση υπολογίζεται από την εξίσωση (Σ5.6) του ΚΑΝ.ΕΠΕ.:

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot \frac{S_e(T_e)}{4 \cdot \pi^2 / T_e} \quad (5.2)$$

όπου,

- C_0 συντελεστής που σχετίζεται με την φασματική μετατόπιση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα – συντελεστής συμμετοχής. Λαμβάνει τιμές ίσες με 1.0, 1.2, 1.4, 1.5 για αριθμό ορόφων 1, 2, 3, 4, 5 και ≥ 10 αντίστοιχα

- C_1 ο λόγος της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης ενός κτιρίου προς την αντίστοιχη ελαστική – $C_1 = 1.0$ για $T_e > T_c$
- C_2 συντελεστής που λαμβάνει υπόψιν του την υστερητική συμπεριφορά της κατασκευής – παίρνει τιμές σύμφωνα με τον πίνακα Σ5.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.
- C_3 συντελεστής που λαμβάνει υπόψιν του φαινόμενα β' τάξης (P – Δ), για συνήθη κτίρια με $\theta < 0.10$ λαμβάνεται ίσος με 1.0
- $S_e(T_e)$ η επιτάχυνση του ελαστικού φάσματος για $T = T_e$
- T_e η περίοδος της θεμελιώδους ιδιομορφής

$$T_e = T_0 \cdot \sqrt{\frac{K_0}{K_e}} \quad (5.3)$$

$$T_e = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{M}{K_e}} \quad (5.4)$$

όπου,

T_0, K_0 αναφέρονται στον αρχικό φορέα

T_e, K_e αναφέρονται στην εξιδανικευμένη καμπύλη

Αρχικά, θα γίνει η διγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας μέχρι τη στάθμη επιτελεστικότητας Οιονεί Κατάρρευση (ΟΚ) και η εύρεση της στοχευόμενης μετακίνησης γι' αυτή τη στάθμη.

Υπολογισμός διγραμμικής καμπύλης

- Η καμπύλη ικανότητας περιγράφεται με βήμα μετακίνησης 0.001 και υπολογίζονται οι αντίστοιχες τέμνουσες βάσης. Κάθε κλάδος που απαρτίζει την καμπύλη ικανότητας περιγράφεται από μια εξίσωση (ευθεία μεταξύ δύο σημείων).

$$1^{\text{ος}} \text{ κλάδος: } F_b = \frac{49.56}{0.00094} \cdot d, \quad 0 \leq d \leq 0.00094 \quad \text{m}$$

$$2^{\text{ος}} \text{ κλάδος: } F_b = 49.56 + \frac{79.08 - 49.56}{0.0015 - 0.00094} \cdot (d - 0.00094), \quad 0.00094 \leq d \leq 0.0015 \text{ m}$$

- Υπολογίζεται το εμβαδό κάτω από την καμπύλη ικανότητας E_1 το οποίο θα ισούται με το εμβαδό κάτω από τη διγραμμική καμπύλη. Σε αυτή την περίπτωση υπολογίζεται το εμβαδό μέχρι τη στάθμη επιτελεστικότητας ΟΚ με $d_{OK} = 0.0679$ m και $F_{b,OK} = 672.85$ kN.

$$E_1 = \frac{1}{2} \cdot F_y \cdot d_y + \frac{1}{2} \cdot (F_y + F_{b,OK}) \cdot (d_{OK} - d_y) \quad (5.5)$$

Επιλύοντας την (5.3) ως προς τη μετατόπιση διαρροής d_y προκύπτει:

$$d_y = d_{OK} \cdot \left(\frac{F_y}{F_{b,OK}} + 1 \right) - \frac{2 \cdot E_1}{F_{b,OK}} \quad (5.6)$$

- Η κάθε τέμνουσα βάσης i διαιρείται με 0.6 και τίθεται ίση με την τέμνουσα διαρροής $F_{y,i}$ ($F_{y,i} = 0.60 \cdot F_{b,i}$). Για κάθε τέμνουσα διαρροής $F_{y,i}$ υπολογίζεται η $d_{y,i}$ και η μετακίνηση d_i ως $0.60 \cdot d_{y,i}$. Όταν η υπολογισμένη μετακίνηση d_i γίνει ίση με την τιμή της μετακίνησης d της καμπύλης ικανότητας, τότε ικανοποιείται το κριτήριο η ευθεία που ενώνει την αρχή των αξόνων με σημείο πάνω στην καμπύλη που αντιστοιχεί στο 60% της τέμνουσας διαρροής F_y . Προσδιορίζεται η δύναμη διαρροής F_y και η μετακίνηση διαρροής d_y .
- Η κλίση του μετελαστικού κλάδου K_s και η παράμετρος α η οποία κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. πρέπει να είναι θετική ή μηδέν και να μην ξεπερνά την τιμή 0.10 υπολογίζονται ως:

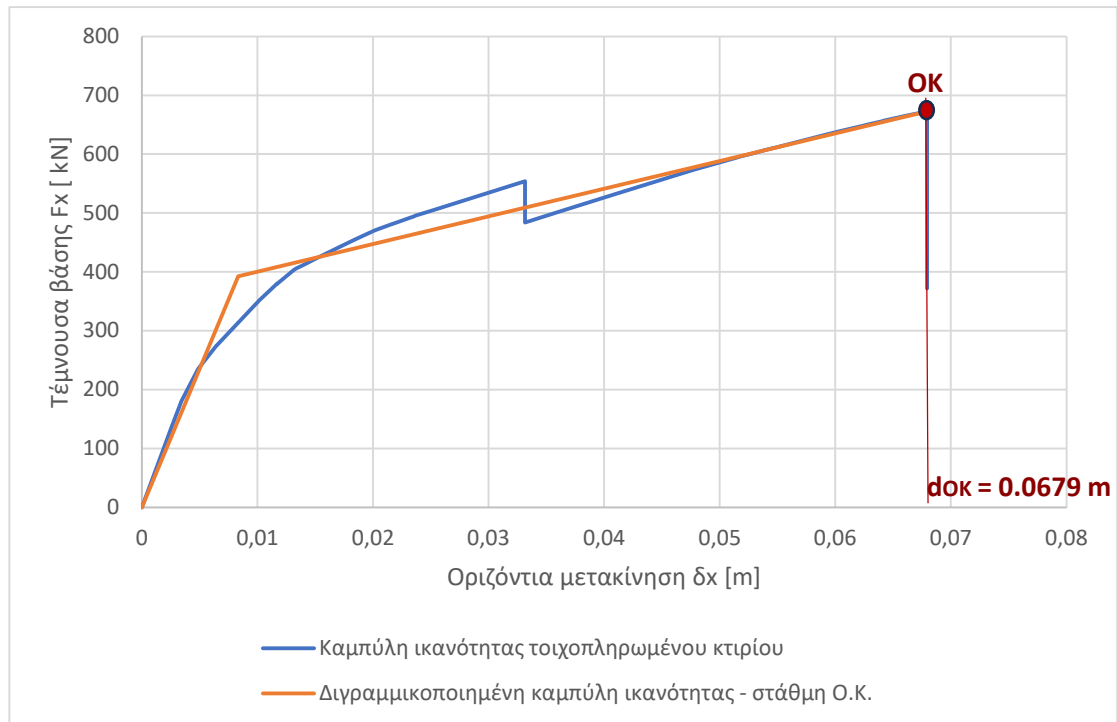
$$K_s = \frac{F_{b,OK} - F_y}{d_{OK} - d_y} \quad (5.7)$$

$$\alpha = \frac{K_s}{F_y / d_y} \quad (5.8)$$

Το σημείο της καμπύλης που αντιστοιχεί στο 60% της τέμνουσας διαρροής βρίσκεται στον 5^ο κλάδο της καμπύλης ικανότητας.

Πίνακας 5-10. Εύρεση σημείου καμπύλης ικανότητας που αντιστοιχεί στο 60% της τέμνουσας διαρροής – διγραμμοποίηση μέχρι στάθμη OK.

	d_i [m]	F_{bi} [kN]	E_1 [kNm]	$F_y = F_{bi}/0.6$	d_{yi}	$d_i = d_{yi} * 0.60$	K_{si}	α_i
	0	0	33,385	0,0	-0,031	-0,019	6780,416	
1 ^{ος} κλάδος	0,00094	49,56		82,605	-0,023	-0,014	6493,816	-1,8044
	0,001	52,91		88,178	-0,022	-0,013	6472,575	-1,6436
2 ^{ος} κλάδος	0,00150	79,08		131,806	-0,018	-0,011	6296,671	-0,8592
	0,002	105,65		176,081	-0,014	-0,008	6098,709	-0,4681
3 ^{ος} κλάδος	0,00256	134,99		224,986	-0,009	-0,005	5853,155	-0,2231
	0,003	158,02		263,367	-0,005	-0,003	5637,059	-0,1006
4 ^{ος} κλάδος	0,00344	180,92		301,533	-0,001	-0,001	5398,029	-0,0152
	0,004	202,13		336,890	0,003	0,002	5151,39	0,0416
5 ^{ος} κλάδος	0,0049	235,47		392,450	0,008	0,0050	4704,123	0,0999
	0,005	238,46		397,435	0,009	0,005	4659,84	0,1036
	0,00600	263,39		438,979	0,013	0,008	4259,24	0,1264
6 ^{ος} κλάδος	0,00610	265,88		443,133	0,013	0,008	4215,788	0,1280
7 ^{ος} κλάδος	0,00640	273,17		455,283	0,015	0,009	4084,778	0,1317
	0,007	285,67		476,118	0,017	0,010	3845,493	0,1355
	0,008	306,51		510,844	0,020	0,012	3399,734	0,1350



Διάγραμμα 5-5. Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας μέχρι στάθμη επιτελεστικότητας OK.

Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης $\delta_{t,OK}$

Οι διορθωτικοί συντελεστές παίρνουν τιμές σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.:

- $C_0 = 1.2$ για διώροφο κτίριο
- $C_1 = 1.0$ για $T_e > T_c$
- $C_2 = 1.0$
- $C_3 = 1.0$

Υπολογισμός ιδιοπεριόδου θεμελιώδους ιδιομορφής:

- $M = 525.24$ Mgr
- $K_e = F_y / d_y = 392.45 / 0.008 = 47097.5$ kN/m
- $T_e = 0.664$ sec (από εξίσωση 5.4)

Υπολογισμός φασματικής επιτάχυνσης, Ζώνη Z1, συνήθης σπουδαιότητα, έδαφος Β:

- $a_{gR} = 1.4 \cdot 1.6 = 2.24$ m/s²
- $\gamma_I = 1.0$ -
- $S = 1.20$ -
- $T_c = 0.50$ sec
- $S_e = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S \cdot 2.50 \cdot T_c / T_e = 5.06$ m/s²

Επομένως, από την εξίσωση (5.2) προκύπτει στοχευόμενη μετακίνηση $\delta_{t,OK}=0.0678$ m.

Πραγματοποιείται έλεγχος για στάθμη επιτελεστικότητας Οιονεί Κατάρρευση

$$\delta_{t,OK} = 0.0678 < \delta_{OK} = 0.0679 \text{ m} \rightarrow \text{η στάθμη OK οριακά ικανοποιείται}$$

Ακολουθεί η διγραμμοποίηση της καμπύλης ικανότητας μέχρι τη στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής (ΠΖ) και η εύρεση της στοχευόμενης μετακίνησης γι' αυτή τη στάθμη.

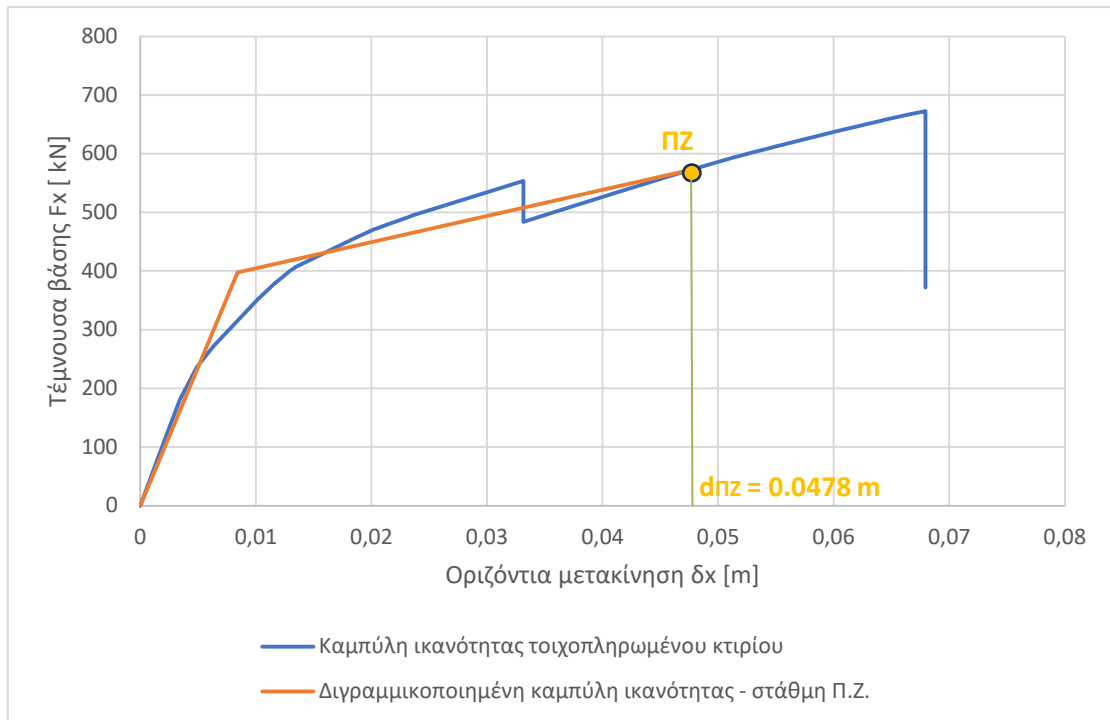
Υπολογισμός διγραμμικής καμπύλης

Σε αυτή την περίπτωση υπολογίζεται το εμβαδό μέχρι τη στάθμη επιτελεστικότητας ΠΖ με $d_{ΠΖ} = 0.0478$ m και $F_{b,ΠΖ} = 573.45$ kN.

Το σημείο της καμπύλης που αντιστοιχεί στο 60% της τέμνουσας διαρροής βρίσκεται στον 5^ο κλάδο της καμπύλης ικανότητας.

Πίνακας 5-11. Εύρεση σημείου καμπύλης ικανότητας που αντιστοιχεί στο 60% της τέμνουσας διαρροής – διγραμμοποίηση μέχρι στάθμη ΠΖ.

	d_i [m]	F_{bi} [kN]	E_1 [kNm]	$F_y = F_{bi}/0.6$	d_{yi}	$d_i = d_{yi} * 0.60$	K_{si}	α_i
	0	0	20,781	0,0	-0,025	-0,015	7264,142	
1 ^{ος} κλάδος	0,000937	49,56		82,605	-0,018	-0,011	6883,958	-1,4836
	0,001	52,91		88,178	-0,017	-0,010	6856,1	-1,3481
2 ^{ος} κλάδος	0,001495	79,08		131,806	-0,014	-0,008	6627,047	-0,6889
	0,002	105,65		176,081	-0,010	-0,006	6372,755	-0,3624
3 ^{ος} κλάδος	0,002558	134,99		224,986	-0,006	-0,004	6062,344	-0,1600
	0,003	158,02		263,367	-0,003	-0,002	5793,656	-0,0602
4 ^{ος} κλάδος	0,00344	180,92		301,533	0,000	0,0003	5501,222	0,0081
	0,004	202,13		336,890	0,003	0,002	5204,602	0,0524
5 ^{ος} κλάδος	0,00488	235,47		392,450	0,008	0,0048	4679,546	0,0956
	0,005	238,46		397,435	0,008	0,005	4628,44	0,0982
	0,006	263,39		438,979	0,012	0,007	4173,085	0,1131
6 ^{ος} κλάδος	0,0061	265,88		443,133	0,012	0,007	4124,436	0,1140
7 ^{ος} κλάδος	0,0064	273,17		455,283	0,013	0,008	3978,62	0,1158
	0,007	285,67		476,118	0,015	0,009	3715,589	0,1170
	0,008	306,51		510,844	0,018	0,011	3236,652	0,1133



Διάγραμμα 5-6. Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας μέχρι στάθμη επιτελεστικότητας ΠΖ.

Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης $\delta_{t,\pi z}$

Οι διορθωτικοί συντελεστές παίρνουν τιμές σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.:

- $C_0 = 1.2$ για δώροφο κτίριο
- $C_1 = 1.0$ για $T_e > T_c$
- $C_2 = 1.0$
- $C_3 = 1.0$

Υπολογισμός ιδιοπεριόδου θεμελιώδους ιδιομορφής:

- $M = 525.24$ Mgr
- $K_e = F_y / d_y = 392.45 / 0.008 = 47116.7$ kN/m
- $T_e = 0.663$ sec (από εξίσωση 5.4)

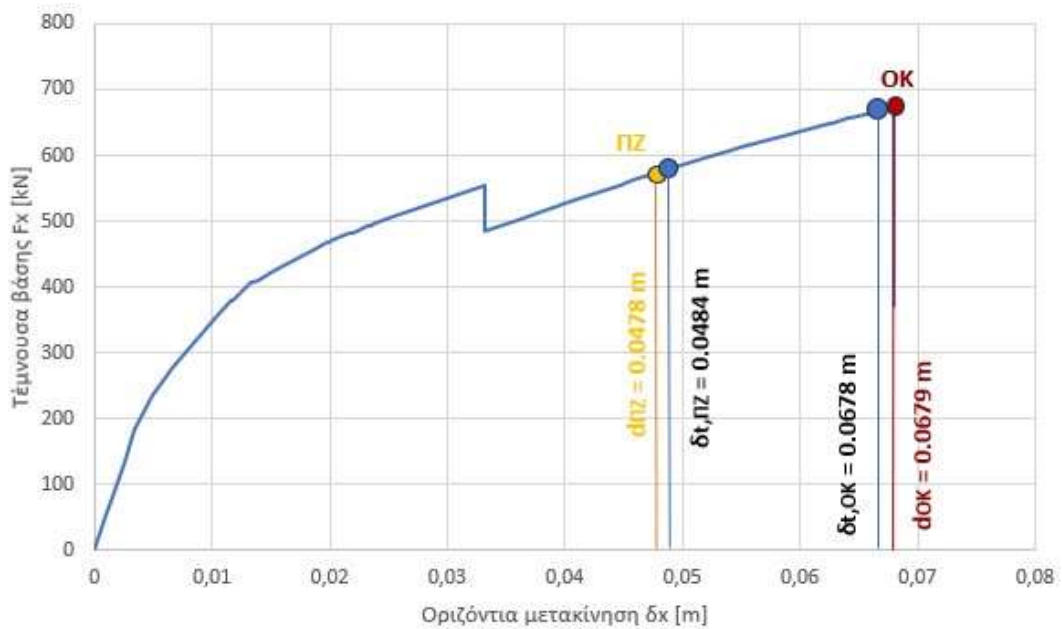
Υπολογισμός φασματικής επιτάχυνσης, Ζώνη Z1, συνήθης σπουδαιότητα, έδαφος Β:

- $a_{gR} = 1.6$ m/s²
- $\gamma_I = 1.0$ -
- $S = 1.20$ -
- $T_C = 0.50$ sec
- $S_e = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S \cdot 2.50 \cdot T_C / T_e = 3.62$ m/s²

Επομένως, από την εξίσωση (5.2) προκύπτει στοχευόμενη μετακίνηση $\delta_{t,PZ}=0.0484$ m.

Πραγματοποιείται έλεγχος για στάθμη επιτελεστικότητας Οιονεί Κατάρρευση

$\delta_{t,PZ} = 0.0484 > \delta_{PZ} = 0.0478$ m \rightarrow η στάθμη PZ οριακά δεν ικανοποιείται



Διάγραμμα 5-7.

Σύγκριση στοχευόμενης μετακίνησης με τις αντίστοιχες μετακινήσεις δ_{PZ} και δ_{OK} (στάθμες επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής και Οιονεί Κατάρρευση).

6. ΣΥΝΟΨΗ – ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Με την ολοκλήρωση της παρούσας διπλωματικής εργασίας εξάγονται χρήσιμα συμπεράσματα σχετικά με την προσομοίωση και την επίδραση των τοιχοπληρώσεων στην αποτίμηση κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος, με τον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων.

Αρχικά, παρατίθενται συμπεράσματα που προέκυψαν κατά την αριθμητική προσομοίωση και ανάλυση των πειραματικών δοκιμών διώροφων, επίπεδων πλαισίων με και χωρίς τοιχοποιία πλήρωσης (Δοκίμια Δ1-R1-BFR και Δ2-R2-BWAB).

Όσον αφορά την προσομοίωση του δοκιμίου Δ1-R1-BFR, προκειμένου να υπάρχει σύγκλιση της δυναμικής συμπεριφοράς του αριθμητικού μοντέλου με το πειραματικό δοκίμιο χρειάστηκε να τοποθετηθούν ελατήρια στη βάση αντί για πακτώσεις. Με την ελαστοπλαστική ανάλυση βήμα προς βήμα κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. η φέρουσα ικανότητα του πλαισίου συγκλίνει με την πειραματική αντοχή αλλά και η αλληλουχία των πλαστικών αρθρώσεων που προκύπτει επαληθεύεται από τις βλάβες που είχαν παρατηρηθεί κατά τη διάρκεια του πειράματος. Με την ανάλυση χρονοϊστορίας σύγκλιση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής επιτυγχάνεται από το test4 και ύστερα, όπως και για τιμές των μετακινήσεων και επιταχύνσεων. Στην τέμνουσα βάσης παρατηρείται ικανοποιητική σύγκλιση, όμως οι μέγιστες τιμές της ανάλυσης είναι μικρότερες σε σχέση με τις πειραματικές.

Για την προσομοίωση της τοιχοπλήρωσης στο δοκίμιο Δ2-R2-BWAB έγινε χρήση και του μοντέλου της θλιβόμενης διαγωνίου σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., αλλά και του ανελαστικού μοντέλου Crisafulli με το λογισμικό SeismoStruct. Για να επιτευχθεί η ιδιοπερίοδος του πλαισίου να είναι ίση με την πειραματική μέτρηση, προκύπτει μέτρο ελαστικότητας τοιχοπλήρωσης 2.3 GPa, όμως η δυσκαμψία του αριθμητικού μοντέλου είναι αρκετά μεγαλύτερη από την πειραματική. Για την προσομοίωση της τοιχοποιίας πλήρωσης ως θλιβόμενη ράβδος χρησιμοποιήθηκαν τρεις διαφορετικές περιπτώσεις καμπύλης ικανότητας στοιχείου. Στην περίπτωση που λαμβάνονται υπόψη οι προτεινόμενες τιμές του Κανονισμού Επεμβάσεων ως προς τις γωνιακές παραμορφώσεις του φατνώματος, κατά την ελαστοπλαστική ανάλυση βήμα προς βήμα προκύπτει αστοχία σε διάτμηση λόγω κοντού υποστυλώματος, όπως ακριβώς είχε παρατηρηθεί και στο πείραμα. Η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας πλήρωσης λαμβάνεται ίση με 0.50 MPa, αρκετά υψηλότερη τιμή από τις 'Ερήμην' αντιπροσωπευτικές τιμές του Κανονισμού. Η ανάλυση χρονοϊστορίας έγινε με προσομοίωση της τοιχοπλήρωσης με το ανελαστικό μοντέλο Crisafulli. Σε όλα τα test στην ιδιοπερίοδο του πλαισίου, στην επιτάχυνση και στην τέμνουσα βάσης υπάρχει σύγκλιση του πειραματικού και του αριθμητικού μοντέλου, όμως στις μετακινήσεις υπάρχει μεγάλη απόκλιση των τιμών.

Συνοψίζοντας, για την προσομοίωση της τοιχοπλήρωσης οι 'Ερήμην' αντιπροσωπευτικές τιμές της θλιπτικής και διατμητικής αντοχής όπως και το μέτρο ελαστικότητας της ισοδύναμης θλιβόμενης ράβδου όπως προτείνονται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., πιθανόν να μην προσεγγίζουν με ικανοποιητική ακρίβεια την πραγματική συμπεριφορά της.

Κατά την αποτίμηση του διώροφου υφιστάμενου κτιρίου η συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων στην συνολική συμπεριφορά της κατασκευής είναι σημαντική. Αρχικά, το τοιχοπληρωμένο κτίριο είναι αρκετά πιο δύσκαμπτο και για τις ίδιες τιμές μετακινήσεων σε σχέση με το 'γυμνό' αναπτύσσει πολύ μεγαλύτερες τιμές αντοχής. Λόγω της παρουσίας της τοιχοποιίας πλήρωσης στη προσομοίωση του παρατηρούνται και λιγότερες βλάβες στα υπόλοιπα στοιχεία του φορέα, αφού μόνο 4 διατομές οπλισμένου σκυροδέματος φτάνουν στην στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής, ενώ έχουν αστοχήσει 11 τοιχοπληρώσεις κατά τη διάρκεια της ανάλυσης και μόνο 3 θλιβόμενες ράβδοι δεν έχουν φτάσει στη διαρροή τους. Φαίνεται επομένως οι βλάβες να είναι συγκεντρωμένες σε μεγάλο ποσοστό στους τοίχους του κτιρίου. Αντίστοιχα, μικρότερη είναι και η τιμή της μετακίνησης κατά την αστοχία του κτιρίου με $d_{OK, τοιχοπ} = 0.0679 \text{ m} \ll d_{OK, γυμνό} = 0.1432 \text{ m}$. Στην ανάλυση του 'γυμνού' κτιρίου η καμπύλη ικανότητας συνέχιζε και σε μεγαλύτερες μετατοπίσεις, αλλά αναπτύσσονται φαινόμενα β' τάξης και για το λόγο αυτό παρουσιάζεται στη σύγκριση μέχρι τα 0.1432 m. Τέλος, αξίζει να σημειωθεί ότι με την ελαστοπλαστική ανάλυση βήμα προς βήμα γίνονται αντιληπτά φαινόμενα και συμπεριφορές στοιχείων της κατασκευής, τα οποία κάνοντας αυτόματα μια ανάλυση pushover με λογισμικό πιθανόν να μην εμφανίζονται στον τελικό χρήστη. Πιο συγκεκριμένα, κατά τη διάρκεια της ανάλυσης ράβδοι τοιχοπλήρωσης έπαιρναν εφελκυστικές τιμές επομένως θεωρήθηκε ότι αστοχούν. Ακόμη, στο τέλος της ανάλυσης πρώτα αστόχησε το υποστύλωμα χωρίς να έχουν φτάσει σε αστοχία οι τοιχοπληρώσεις δεξιά και αριστερά του.

Προτάσεις για μελλοντική έρευνα:

- Διερεύνηση του τρόπου προσομοίωσης των τοιχοπληρώσεων και πως επηρεάζει τα χαρακτηριστικά τους η ύπαρξη σενάζ
- Παραμετρική διερεύνηση των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοπλήρωσης (f_w , E_w) στην αποτίμηση του κτιρίου
- Αποτίμηση του υφιστάμενου κτιρίου με τοιχοπληρώσεις με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8
- Αποτίμηση του υφιστάμενου κτιρίου με τοιχοπληρώσεις και για τις υπόλοιπες κατανομές και συνδυασμούς φόρτισης
- Ανάλυση του υφιστάμενου κτιρίου με τοιχοπληρώσεις αποκλειστικά με τη χρήση κατάλληλου λογισμικού αποτίμησης

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων – ΚΑΝ.ΕΠΕ., Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.), 3η αναθεώρηση (2022).
- Καραγιάννης, Χρήστος. “Σχεδιασμός κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα και Σεισμικές δράσεις.”, Θεσσαλονίκη: εκδόσεις σοφία (2019).
- Κορομηλάς, Χρήστος. “Πειραματική και αριθμητική αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας κτιρίων Pilotis.” (2018).
- Πειραματική έκθεση δοκιμών, Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας Ε.Μ.Π.
- Σπύρου, Δανάη. “Επιρροή των τοιχοπληρώσεων στη σεισμική συμπεριφορά κτηρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα.” (2015).
- Τριανταφύλλου, Αθανάσιος. “Δομικά υλικά.” Αθήνα: εκδόσεις Gotsis (2017).
- Τσώλος, Επαμεινώνδας. “Σύγκριση του ΚΑΝΕΠΕ με τον ΕΚ8–Μέρος 3 για κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος.” (2023).
- Χρονόπουλος Μ.Π. “Τοιχοπληρώσεις – ΚΑΝ.ΕΠΕ.” Ημερίδα ΤΕΕ Πελοποννήσου «Αποτίμηση και Επεμβάσεις Κτηρίων (ΩΣ και ΦΤ)», Τρίπολη (2016).
- Ψυχάρης, Γιάννης Ν. “Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας.” Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα (2015).
- Eurocode 6: “Design of masonry structures – Part 1: Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures” (2005).
- Eurocode 8: “Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings” (2005).
- Eurocode 8: “Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of building and bridges” (2005).
- Pedone, Livio, and Stefano Pampanin. “Displacement incompatibility shape functions between masonry infill wall panels and reinforced concrete frames.” Bulletin of Earthquake Engineering 21.5 (2023).
- SeismoSoft “SeismoStruct user manual” (2022).
- Smyrou, Eleni, et al. “Implementation and verification of a masonry panel model for nonlinear dynamic analysis of infilled RC frames.” Bulletin of Earthquake Engineering 9.5 (2011).

ΕΥΡΕΤΗΡΙΑ

i. Ευρετήριο σχημάτων	
Σχήμα 1-1.	Κάτοψη με τοιχοπληρώσεις σε δύο συνεχόμενες πλευρές 3
Σχήμα 1-2.	Ανομοιόμορφη κατανομή τοιχοπληρώσεων καθ' ύψος. 4
Σχήμα 1-3.	Κατάρρευση κτιρίων λόγω ακανονικότητας καθ' ύψος – Σεισμός Izmit $M = 7.4$ (αριστερά), σεισμός Kobe $M = 6.8$ (δεξιά). 5
Σχήμα 1-4.	Περίπτωση μονόπλευρου τοίχου πλήρωσης. 5
Σχήμα 1-5.	Περίπτωση κοντού υποστυλώματος. 7
Σχήμα 1-6.	Αστοχία κοντού υποστυλώματος υπό σεισμική δράση – Σεισμός Managua, Nicaragua, 1972 (αριστερά), σεισμός Mexico City, 1985 (δεξιά). 8
Σχήμα 1-7.	Μορφές αστοχίες τοιχοποιίας πλήρωσης. 9
Σχήμα 2-1.	Τοιχοπλήρωση με μεγάλα ανοίγματα στα άκρα του φατνώματος. 13
Σχήμα 2-2.	Τοιχοπλήρωση με μικρή επιφάνεια ανοίγματος στο κέντρο του φατνώματος. 13
Σχήμα 2-3.	Τοιχοπλήρωση με μεγάλη επιφάνεια ανοίγματος στο κέντρο του φατνώματος. 14
Σχήμα 2-4.	Τοιχοπλήρωση με μεσαία επιφάνεια ανοίγματος στο κέντρο του φατνώματος και προσομοίωση με λοξές ράβδους. 14
Σχήμα 2-5.	Τοιχοπλήρωση με μικρά γειτονικά ανοίγματα. 14
Σχήμα 2-6.	Μέθοδοι προσομοίωσης τοιχοπληρώσεων. 17
Σχήμα 2-7.	Γεωμετρικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας πλήρωσης. 18
Σχήμα 2-8.	Προσομοίωση με διατμητικό φάντωμα (αριστερά) και προσομοίωση με θλιβόμενη διαγώνια ράβδο (δεξιά). 18
Σχήμα 2-9.	Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ισοδύναμης θλιβόμενης διαγώνιας ράβδου. 22
Σχήμα 2-10.	Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων με το ανελαστικό μοντέλο Crisafulli. 25
Σχήμα 3-1.	Ξυλότυπος οροφής ισογείου και αναπτύγματα οπλισμών. 32
Σχήμα 3-2.	Όψη τοιχοπληρωμένου πλαισίου. 32
Σχήμα 3-3.	Μη γραμμικό μοντέλο σκυροδέματος Mander et al (αριστερά), μοντέλο χάλυβα Menegotto – Pinto (δεξιά). 36
Σχήμα 3-4.	Αρίθμηση διατομών πλαισίου και διαδοχή πλαστικών αρθρώσεων με την ανάλυση βήμα προς βήμα. 39
Σχήμα 3-5.	Προσομοίωση τοιχοπλήρωσης ως θλιβόμενη διαγώνια ράβδος (αριστερά) και αρίθμηση διατομών τοιχοπληρωμένου πλαισίου (δεξιά). 47
Σχήμα 3-6.	Προσομοίωση τοιχοπλήρωσης στο λογισμικό SeismoStruct (2022). 47
Σχήμα 4-1.	Πειραματικά δοκίμια σε φάση κατασκευής. 50
Σχήμα 4-2.	Ξυλότυπος πρότυπου κτιρίου. 51
Σχήμα 4-3.	Όψη πειραματικών δοκιμίων Δ1-R1-BFR (αριστερά) και Δ2-R2-BWAB (δεξιά). 52
Σχήμα 4-4.	Κατακόρυφη τομή δοκιμίου με λεπτομέρειες όπλισης. 53
Σχήμα 4-5.	Οριζόντια τομή δοκού θεμελίωσης – λεπτομέρειες όπλισης. 54
Σχήμα 4-6.	Διάταξη πρόσθετων μαζών στα δοκίμια. 55
Σχήμα 4-7.	Κανονικοποιημένες ιδιομορφές πειραματικών δοκιμίων. 56
Σχήμα 4-8.	Μοντέλο προσομοίωσης δοκιμίου Δ1-R1-BFR στο λογισμικό SeismoStruct (2022). 60
Σχήμα 4-9.	Αρίθμηση διατομών δοκιμίου Δ1-R1-BFR και διαδοχή πλαστικών αρθρώσεων με την ανάλυση βήμα προς βήμα. 67
Σχήμα 4-10.	Μοντέλο προσομοίωσης δοκιμίου Δ2-R2-BWAB στο λογισμικό SeismoStruct (2022). Προσομοίωση με θλιβόμενη ράβδο (αριστερά) και προσομοίωση με μοντέλο Crisafulli (δεξιά). 79

Σχήμα 4-11.	Αρίθμηση διατομών δοκιμίου Δ2-R2-BWAB και διαδοχή πλαστικών αρθρώσεων με την ανάλυση βήμα προς βήμα για κάθε μια από τις τρεις περιπτώσεις.	86
Σχήμα 5-1.	Πρόσοψη υφιστάμενου κτιρίου.....	99
Σχήμα 5-2.	Οπίσθια όψη υφιστάμενου κτιρίου.....	99
Σχήμα 5-3.	Ανατολική όψη υφιστάμενου κτιρίου.....	100
Σχήμα 5-4.	Δυτική όψη υφιστάμενου κτιρίου.	100
Σχήμα 5-5.	Τοπογραφικό διάγραμμα.	101
Σχήμα 5-6.	Κάτοψη υπογείου υφιστάμενου κτιρίου.	101
Σχήμα 5-7.	Κάτοψη ισογείου υφιστάμενου κτιρίου.	102
Σχήμα 5-8.	Κάτοψη Α' ορόφου υφιστάμενου κτιρίου.....	103
Σχήμα 5-9.	Κάτοψη δωματός υφιστάμενου κτιρίου.	104
Σχήμα 5-10.	Τομή Α – Α υφιστάμενου κτιρίου.	104
Σχήμα 5-11.	Ξυλότυπος θεμελίωσης υφιστάμενου κτιρίου.	105
Σχήμα 5-12.	Ξυλότυπος οροφής ισογείου υφιστάμενου κτιρίου.	106
Σχήμα 5-13.	Ξυλότυπος οροφής Α' ορόφου υφιστάμενου κτιρίου.....	107
Σχήμα 5-14.	Προσομοίωση φορέα στο λογισμικό SeismoStruct 2022.....	108
Σχήμα 5-15.	Αρίθμηση τοιχοπληρώσεων ισογείου υφιστάμενου κτιρίου.....	112
Σχήμα 5-16.	Αρίθμηση τοιχοπληρώσεων Α' ορόφου υφιστάμενου κτιρίου.....	113
Σχήμα 5-17.	Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων – διαρροή διατομών (πορτοκαλί) και αστοχία διατομών (κόκκινο) στο φορέα.	122

ii. Ευρετήριο διαγραμμάτων

Διάγραμμα 2-1.	Απομείωση τιμής αντοχής τοιχοπλήρωσης λόγω πρόωρης εκτός επιπέδου αστοχίας.	16
Διάγραμμα 2-2.	Διάγραμμα διατμητικών τάσεων – γωνιακών παραμορφώσεων άοπλης τοιχοπλήρωσης.	19
Διάγραμμα 2-3.	Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων ισοδύναμης θλιβόμενης ράβδου άοπλης τοιχοπλήρωσης.	21
Διάγραμμα 2-4.	Υστεριτική συμπεριφορά μοντέλου θλιπτήρα ελκυστήρα – ανελαστικό μοντέλο προσομοίωσης Crisafulli.	26
Διάγραμμα 2-5.	Υστεριτική καμπύλη τέμνουσας – ανελαστικό μοντέλο προσομοίωσης Crisafulli.27	
Διάγραμμα 3-1.	M-θ κεφαλής υποστυλώματος 'γυμνού' πλαισίου.	37
Διάγραμμα 3-2.	M-θ πόδα υποστυλώματος 'γυμνού' πλαισίου.	37
Διάγραμμα 3-3.	M-θ δοκού στη στήριξη 'γυμνού' πλαισίου – θετική ροπή.	38
Διάγραμμα 3-4.	M-θ δοκού στη στήριξη 'γυμνού' πλαισίου – αρνητική ροπή.	39
Διάγραμμα 3-5.	Καμπύλη ικανότητας 'γυμνού' πλαισίου με την ανάλυση βήμα προς βήμα.	40
Διάγραμμα 3-6.	Σύγκριση M-θ κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. και με στοιχεία ινών <i>infrmFBPH</i> , στη βάση του υποστυλώματος του 'γυμνού' πλαισίου.	40
Διάγραμμα 3-7.	Σύγκριση καμπύλης ικανότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. και με στοιχεία ινών <i>infrmFBPH</i> του 'γυμνού' πλαισίου.	41
Διάγραμμα 3-8.	Σύγκριση M-θ κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. και με στοιχεία ινών <i>infrmDBPH</i> , στη βάση του υποστυλώματος του 'γυμνού' πλαισίου.	41
Διάγραμμα 3-9.	Σύγκριση καμπύλης ικανότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. και με στοιχεία ινών <i>infrmDBPH</i> του 'γυμνού' πλαισίου.	42
Διάγραμμα 3-10.	Σύγκριση M-θ κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ., με στοιχεία ινών <i>infrmFBPH</i> και <i>infrmDBPH</i> στη βάση του υποστυλώματος του 'γυμνού' πλαισίου.	42

Διάγραμμα 3-11.	Σύγκριση καμπύλης ικανότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ., με στοιχεία ινών <i>infrmFBPH</i> και <i>infrmDBPH</i> του 'γυμνού' πλαισίου.....	43
Διάγραμμα 3-12.	M-θ κεφαλής υποστυλώματος τοιχοπληρωμένου πλαισίου.	43
Διάγραμμα 3-13.	M-θ πόδα υποστυλώματος τοιχοπληρωμένου πλαισίου.....	44
Διάγραμμα 3-14.	M-θ δοκού στη στήριξη τοιχοπληρωμένου πλαισίου – θετική ροπή.....	45
Διάγραμμα 3-15.	M-θ δοκού στη στήριξη τοιχοπληρωμένου πλαισίου – αρνητική ροπή.....	45
Διάγραμμα 3-16.	Καμπύλη ικανότητας τοιχοπλήρωσης σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων.....	46
Διάγραμμα 3-17.	Καμπύλη ικανότητας τοιχοπληρωμένου πλαισίου με την ανάλυση βήμα προς βήμα.	47
Διάγραμμα 3-18.	Καμπύλη ικανότητας τοιχοπληρωμένου πλαισίου με το λογισμικό <i>SeismoStruct</i> (2022) που προκύπτει με το ανελαστικό μοντέλο <i>Crisafulli</i> για την προσομοίωση της τοιχοπλήρωσης.	48
Διάγραμμα 3-19.	Σύγκριση καμπύλης ικανότητας 'γυμνού' και τοιχοπληρωμένου πλαισίου όπως προκύπτει από το λογισμικό <i>SeismoStruct</i> (2022).	49
Διάγραμμα 4-1.	Πειραματικοί βρόγχοι υστέρησης δοκιμίου Δ1-R1-BFR [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ισογείου].....	58
Διάγραμμα 4-2.	Πειραματικοί βρόγχοι υστέρησης δοκιμίου Δ1-R1-BFR [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ορόφου].....	59
Διάγραμμα 4-3.	Πειραματικοί βρόγχοι υστέρησης δοκιμίου Δ2-R2-BWAB [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ισογείου].....	59
Διάγραμμα 4-4.	Πειραματικοί βρόγχοι υστέρησης δοκιμίου Δ2-R2-BWAB [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ορόφου].....	60
Διάγραμμα 4-5.	Μη γραμμικό μοντέλο σκυροδέματος <i>Mander et al</i> (αριστερά), μοντέλο χάλυβα <i>Menegotto – Pinto</i> (δεξιά).....	61
Διάγραμμα 4-6.	M-θ υποστυλώματος ισογείου – Δοκίμιο Δ1-R1-BFR.....	64
Διάγραμμα 4-7.	M-θ υποστυλώματος ορόφου – Δοκίμιο Δ1-R1-BFR.	65
Διάγραμμα 4-8.	M-θ δοκού στη στήριξη για θετικές ροπές – Δοκίμιο Δ1-R1-BFR.....	66
Διάγραμμα 4-9.	M-θ δοκού στη στήριξη για αρνητικές ροπές – Δοκίμιο Δ1-R1-BFR.....	66
Διάγραμμα 4-10.	Καμπύλη ικανότητας δοκιμίου Δ1-R1-BFR με την ελαστοπλαστική ανάλυση βήμα προς βήμα.	68
Διάγραμμα 4-11.	Σύγκριση πειραματικών βρόγχων υστέρησης δοκιμίου Δ1-R1-BFR με την καμπύλη ικανότητας βήμα προς βήμα [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ισογείου].	68
Διάγραμμα 4-12.	Σύγκριση πειραματικών βρόγχων υστέρησης δοκιμίου Δ1-R1-BFR με την καμπύλη ικανότητας βήμα προς βήμα [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ορόφου].	69
Διάγραμμα 4-13.	Καμπύλη ικανότητας δοκιμίου Δ1-R1-BFR με μη γραμμική ανάλυση <i>pushover</i> στο λογισμικό <i>SeismoStruct</i> με πεπερασμένα στοιχεία ινών <i>infrmFBPH</i>	70
Διάγραμμα 4-14.	Σύγκριση πειραματικών βρόγχων υστέρησης δοκιμίου Δ1-R1-BFR με την καμπύλη ικανότητας που προκύπτει από το <i>SeismoStruct</i> με πεπερασμένα στοιχεία ινών <i>infrmFBPH</i> [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ισογείου].	70
Διάγραμμα 4-15.	Σύγκριση πειραματικών βρόγχων υστέρησης δοκιμίου Δ1-R1-BFR με την καμπύλη ικανότητας που προκύπτει από το <i>SeismoStruct</i> με πεπερασμένα στοιχεία ινών <i>infrmFBPH</i> [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ορόφου].....	71
Διάγραμμα 4-16.	Καμπύλη ικανότητας δοκιμίου Δ1-R1-BFR με μη γραμμική ανάλυση <i>pushover</i> στο λογισμικό <i>SeismoStruct</i> με πεπερασμένα στοιχεία ινών <i>infrmDBPH</i>	71
Διάγραμμα 4-17.	Σύγκριση πειραματικών βρόγχων υστέρησης δοκιμίου Δ1-R1-BFR με την καμπύλη ικανότητας που προκύπτει από το <i>SeismoStruct</i> με πεπερασμένα στοιχεία ινών <i>infrmDBPH</i> [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ισογείου].....	72

Διάγραμμα 4-18.	Σύγκριση πειραματικών βρόγχων υστέρησης δοκιμίου Δ1-R1-BFR με την καμπύλη ικανότητας που προκύπτει από το <i>SeismoStruct</i> με πεπερασμένα στοιχεία ινών <i>infrmDBPH</i> [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ορόφου].	72
Διάγραμμα 4-19.	Χρονοϊστορία επιτάχυνσης που επιβλήθηκε στη βάση του δοκιμίου Δ1-R1-BFR.	73
Διάγραμμα 4-20.	Βρόγχοι υστέρησης δοκιμίου Δ1-R1-BFR όπως προκύπτει από την ανάλυση χρονοϊστορίας στο λογισμικό <i>SeismoStruct</i> (2022) [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ισογείου].	74
Διάγραμμα 4-21.	Βρόγχοι υστέρησης δοκιμίου Δ1-R1-BFR όπως προκύπτει από την ανάλυση χρονοϊστορίας στο λογισμικό <i>SeismoStruct</i> (2022) [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ορόφου].	74
Διάγραμμα 4-22.	Επιταχυνσιογράφημα βάσης δοκιμίου Δ1-R1-BFR – Test 2.	75
Διάγραμμα 4-23.	Σύγκριση επιτάχυνσης ισογείου δοκιμίου Δ1-R1-BFR – Test 2.	75
Διάγραμμα 4-24.	Σύγκριση σχετικής μετακίνησης ισογείου – βάσης δοκιμίου Δ1-R1-BFR – Test 2.	75
Διάγραμμα 4-25.	Σύγκριση τέμνουσας βάσης δοκιμίου Δ1-R1-BFR – Test 2.	75
Διάγραμμα 4-26.	Επιταχυνσιογράφημα βάσης δοκιμίου Δ1-R1-BFR – Test 5.	76
Διάγραμμα 4-27.	Σύγκριση επιτάχυνσης ισογείου δοκιμίου Δ1-R1-BFR – Test 5.	76
Διάγραμμα 4-28.	Σύγκριση σχετικής μετακίνησης ισογείου – βάσης δοκιμίου Δ1-R1-BFR Test 5.	76
Διάγραμμα 4-29.	Σύγκριση τέμνουσας βάσης δοκιμίου Δ1-R1-BFR – Test 5.	76
Διάγραμμα 4-30.	Επιταχυνσιογράφημα βάσης δοκιμίου Δ1-R1-BFR – Test 10.	77
Διάγραμμα 4-31.	Σύγκριση επιτάχυνσης ισογείου δοκιμίου Δ1-R1-BFR – Test 10.	77
Διάγραμμα 4-32.	Σύγκριση σχετικής μετακίνησης ισογείου – βάσης δοκιμίου Δ1-R1-BFR Test 10.	77
Διάγραμμα 4-33.	Σύγκριση τέμνουσας βάσης δοκιμίου Δ1-R1-BFR – Test 10.	77
Διάγραμμα 4-34.	Σύγκριση καμπύλης ικανότητας δοκιμίου Δ1-R1-BFR για αναλύσεις <i>pushover</i> και χρονοϊστορίας με τις πειραματικές περιβάλλουσες [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ισογείου].	78
Διάγραμμα 4-35.	Σύγκριση καμπύλης ικανότητας δοκιμίου Δ1-R1-BFR για αναλύσεις <i>pushover</i> και χρονοϊστορίας με τις πειραματικές περιβάλλουσες [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ορόφου].	78
Διάγραμμα 4-36.	M-θ υποστυλώματος ισογείου – Δοκίμιο Δ2-R2-BWAB.	81
Διάγραμμα 4-37.	M-θ υποστυλώματος ορόφου – Δοκίμιο Δ2-R2-BWAB.	82
Διάγραμμα 4-38.	M-θ δοκού στη στήριξη για θετικές ροπές – Δοκίμιο Δ2-R2-BWAB.	83
Διάγραμμα 4-39.	M-θ δοκού στη στήριξη για αρνητικές ροπές – Δοκίμιο Δ2-R2-BWAB.	83
Διάγραμμα 4-40.	Καμπύλη ικανότητας τοιχοπλήρωσης του δοκιμίου Δ2-R2-BWAB σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων.	85
Διάγραμμα 4-41.	Καμπύλη ικανότητας δοκιμίου Δ2-R2-BWAB με την ελαστοπλαστική ανάλυση βήμα προς βήμα [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ισογείου].	87
Διάγραμμα 4-42.	Καμπύλη ικανότητας δοκιμίου Δ2-R2-BWAB με την ελαστοπλαστική ανάλυση βήμα προς βήμα [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ορόφου].	88
Διάγραμμα 4-43.	Σύγκριση πειραματικών βρόγχων υστέρησης δοκιμίου Δ2-R2-BWAB με την καμπύλη ικανότητας βήμα προς βήμα [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ισογείου].	88
Διάγραμμα 4-44.	Σύγκριση πειραματικών βρόγχων υστέρησης δοκιμίου Δ2-R2-BWAB με την καμπύλη ικανότητας βήμα προς βήμα [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ορόφου].	89
Διάγραμμα 4-45.	Καμπύλη ικανότητας δοκιμίου Δ2-R2-BWAB με μη γραμμική ανάλυση <i>pushover</i> στο λογισμικό <i>SeismoStruct</i> με πεπερασμένα στοιχεία ινών <i>infrmFBPH</i>	90
Διάγραμμα 4-46.	Σύγκριση πειραματικών βρόγχων υστέρησης δοκιμίου Δ2-R2-BWAB με την καμπύλη ικανότητας που προκύπτει από το <i>SeismoStruct</i> με πεπερασμένα στοιχεία ινών <i>infrmFBPH</i> [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ισογείου].	91

Διάγραμμα 4-47.	Σύγκριση πειραματικών βρόγχων υστέρησης δοκιμίου Δ2-R2-BWAB με την καμπύλη ικανότητας που προκύπτει από το <i>SeismoStruct</i> με πεπερασμένα στοιχεία ινών <i>infrmFBPH</i> [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ορόφου]. 91	91
Διάγραμμα 4-48.	Χρονοϊστορία επιτάχυνσης που επιβλήθηκε στη βάση του δοκιμίου Δ2-R2-BWAB. 92	92
Διάγραμμα 4-49.	Βρόγχοι υστέρησης δοκιμίου Δ2-R2-BWAB όπως προκύπτει από την ανάλυση χρονοϊστορίας στο λογισμικό <i>SeismoStruct</i> (2022) [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ισογείου]. 93	93
Διάγραμμα 4-50.	Βρόγχοι υστέρησης δοκιμίου Δ2-R2-BWAB όπως προκύπτει από την ανάλυση χρονοϊστορίας στο λογισμικό <i>SeismoStruct</i> (2022) [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ορόφου]. 93	93
Διάγραμμα 4-51.	Επιταχυνσιογράφημα βάσης δοκιμίου Δ2-R2-BWAB – Test 2. 94	94
Διάγραμμα 4-52.	Σύγκριση επιτάχυνσης ισογείου δοκιμίου Δ2-R2-BWAB – Test 2. 94	94
Διάγραμμα 4-53.	Σύγκριση σχετικής μετακίνησης ισογείου – βάσης δοκιμίου Δ2-R2-BWAB Test 2. 94	94
Διάγραμμα 4-54.	Σύγκριση τέμνουσας βάσης Δ2-R2-BWAB – Test 2. 94	94
Διάγραμμα 4-55.	Επιταχυνσιογράφημα βάσης δοκιμίου Δ2-R2-BWAB – Test 5. 95	95
Διάγραμμα 4-56.	Σύγκριση επιτάχυνσης ισογείου δοκιμίου Δ2-R2-BWAB – Test 5. 95	95
Διάγραμμα 4-57.	Σύγκριση σχετικής μετακίνησης ισογείου – βάσης δοκιμίου Δ2-R2-BWAB Test 5. 95	95
Διάγραμμα 4-58.	Σύγκριση τέμνουσας βάσης Δ2-R2-BWAB – Test 5. 95	95
Διάγραμμα 4-59.	Επιταχυνσιογράφημα βάσης δοκιμίου Δ2-R2-BWAB – Test 9. 96	96
Διάγραμμα 4-60.	Σύγκριση επιτάχυνσης ισογείου δοκιμίου Δ2-R2-BWAB – Test 9. 96	96
Διάγραμμα 4-61.	Σύγκριση σχετικής μετακίνησης ισογείου – βάσης δοκιμίου Δ2-R2-BWAB Test 9. 96	96
Διάγραμμα 4-62.	Σύγκριση τέμνουσας βάσης Δ2-R2-BWAB – Test 9. 96	96
Διάγραμμα 4-63.	Σύγκριση καμπύλης ικανότητας δοκιμίου Δ2-R2-BWAB για αναλύσεις <i>pushover</i> και χρονοϊστορίας με τις πειραματικές περιβάλλουσες [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ισογείου]. 97	97
Διάγραμμα 4-64.	Σύγκριση καμπύλης ικανότητας δοκιμίου Δ2-R2-BWAB για αναλύσεις <i>pushover</i> και χρονοϊστορίας με τις πειραματικές περιβάλλουσες [Τέμνουσα βάσης – μετακίνηση ορόφου]. 97	97
Διάγραμμα 5-1.	Σκελετικό διάγραμμα συμπεριφοράς κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. 117	117
Διάγραμμα 5-2.	Καμπύλη ικανότητας υφιστάμενου διώροφου κτιρίου κατά τη διεύθυνση x – ΚΑΝ.ΕΠΕ. 121	121
Διάγραμμα 5-3.	Σύγκριση καμπυλών ικανότητας κτιρίου με και χωρίς τοιχοπληρώσεις. 123	123
Διάγραμμα 5-4.	Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. 124	124
Διάγραμμα 5-5.	Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας μέχρι στάθμη επιτελεστικότητας ΟΚ. 127	127
Διάγραμμα 5-6.	Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας μέχρι στάθμη επιτελεστικότητας ΠΖ. 129	129
Διάγραμμα 5-7.	Σύγκριση στοχευόμενης μετακίνησης με τις αντίστοιχες μετακινήσεις $\delta_{πζ}$ και $\delta_{οκ}$ (στάθμες επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής και Οιονεί Κατάρρευση. 130	130

iii. Ευρετήριο πινάκων

Πίνακας 2-1.	Αντοχή κονιαμάτων και κατ' όγκων αναλογίες συστατικών. 11	11
Πίνακας 2-2.	Τιμές του συντελεστή δ 12	12
Πίνακας 2-3.	Τιμές του συντελεστή K 12	12
Πίνακας 2-4.	Τιμές διατμητικής αντοχής φατνώματος υπό μηδενική θλίπτική τάση ($f_{vk,0}$) 20	20
Πίνακας 2-5.	Ερήμην αντιπροσωπευτικές τιμές αντοχής τοιχοπληρώσεων – ΚΑΝ.ΕΠΕ. 25	25
Πίνακας 2-6.	Εμπειρικοί συντελεστές προσομοιώματος <i>Crisafulli</i> 27	27
Πίνακας 3-1.	Ζεύγη τιμών V - δ 'γυμνού' πλαισίου. 40	40

Πίνακας 3-2.	Ζεύγη τιμών V-δ τοιχοπληρωμένου πλαισίου.	47
Πίνακας 4-1.	Ιδιοσυχνότητα και ιδιοπερίοδος πειραματικών δοκιμίων.	55
Πίνακας 4-2.	Σεισμικές δοκιμές δοκιμίου Δ1-R1-BFR.	57
Πίνακας 4-3.	Σεισμικές δοκιμές δοκιμίου Δ2-R2-BWAB.	57
Πίνακας 4-4.	Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης για το δοκίμιο Δ1-R1-BFR – αριθμητική προσομοίωση με πακτώσεις.	63
Πίνακας 4-5.	Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης για το δοκίμιο Δ1-R1-BFR – αριθμητική προσομοίωση με ελατήρια.	63
Πίνακας 4-6.	Ζεύγη τιμών V – δ δοκιμίου Δ1-R1-BFR – ανάλυση βήμα προς βήμα.	68
Πίνακας 4-7.	Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης για το δοκίμιο Δ2-R2-BWAB – αριθμητική προσομοίωση με πακτώσεις.	80
Πίνακας 4-8.	Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης για το δοκίμιο Δ2-R2-BWAB – αριθμητική προσομοίωση με ελατήρια.	80
Πίνακας 4-9.	Μηχανικά χαρακτηριστικά τοιχοποιίας για τον προσδιορισμό της καμπύλης ικανότητας τοιχοπλήρωσης του δοκιμίου Δ2-R2-BWAB σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.	85
Πίνακας 4-10.	Ζεύγη τιμών V – δ δοκιμίου Δ2-R2-BWAB – ανάλυση βήμα προς βήμα.	88
Πίνακας 5-1.	Κατανεμημένα φορτία δοκών οροφής ισογείου.	110
Πίνακας 5-2.	Κατανεμημένα φορτία δοκών οροφής Α' ορόφου.	111
Πίνακας 5-3.	Χαρακτηριστικά φατνώματος και ανοιγμάτων τοιχοπληρώσεων ισογείου.	114
Πίνακας 5-4.	Χαρακτηριστικά φατνώματος και ανοιγμάτων τοιχοπληρώσεων Α' ορόφου.	114
Πίνακας 5-5.	Γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά θλιβόμενης ράβδου – Τοιχοπληρώσεις ισογείου.	115
Πίνακας 5-6.	Γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά θλιβόμενης ράβδου – Τοιχοπληρώσεις Α' ορόφου.	116
Πίνακας 5-7.	Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.	117
Πίνακας 5-8.	Τριγωνική κατανομή φορτίων και δυνάμεις στα Κ.Μ. των ορόφων.	119
Πίνακας 5-9.	Ζεύγη τιμών $F_b - d_{op}^x$ καμπύλης ικανότητας υφιστάμενου με την ελαστοπλαστική μέθοδο βήμα προς βήμα.	121
Πίνακας 5-10.	Εύρεση σημείου καμπύλης ικανότητας που αντιστοιχεί στο 60% της τέμνουσας διαρροής – διγραμμικοποίηση μέχρι στάθμη ΟΚ.	126
Πίνακας 5-11.	Εύρεση σημείου καμπύλης ικανότητας που αντιστοιχεί στο 60% της τέμνουσας διαρροής – διγραμμικοποίηση μέχρι στάθμη ΠΖ.	128