

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΑΠΟ Ο/Σ ΜΕ PUSHOVER ΚΑΙ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ

ΓΚΟΥΡΝΕΛΟΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ

Μεταπτυχιακός Φοιτητής Π.Π., panagiotisgournelos@gmail.com

Περίληψη

Στην παρούσα εργασία, εξετάζουμε τη σεισμική επάρκεια μιας υφιστάμενης κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα, κατασκευασμένης το 1980. Ο έλεγχός της γίνεται αφενός με μερικές απλές στην εφαρμογή τους προσεγγιστικές μεθόδους χωρίς ανάλυση και στη συνέχεια με την ακριβέστερη μέθοδο της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover) κατά τις επιταγές του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και του Ευρωκώδικα 8. Το κτίριο μας ελέγχεται για διάφορες περιπτώσεις ορόφων και σεισμικής ζώνης, ενώ παράλληλα διερευνάται η επιρροή των τοιχοπληρώσεων στη συμπεριφορά του, ώστε να βρεθεί κατά πόσο βελτιώνουν ή δυσχεραίνουν την κατάσταση. Για τις υπολογιστικές ανάγκες της εργασίας αυτής (αναλύσεις pushover), χρησιμοποιήθηκε το στατικό πρόγραμμα FESPA.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Αναμφίβολα, το πρόβλημα της εύρεσης της σεισμικής επάρκειας μιας υφιστάμενης κατασκευής είναι ιδιαίτερα σημαντικό στην Ελλάδα, μια χώρα που ανά τακτά χρονικά διαστήματα δοκιμάζεται από αρκετούς και ισχυρούς σεισμούς. Αν δε, συνυπολογίσει κανείς το γεγονός ότι πολλές κατασκευές κατασκευάστηκαν προ του 1985, οπότε και συμπληρώθηκαν στον ελληνικό κανονισμό πρόσθετες αντισεισμικές διατάξεις, γίνεται αμέσως αντιληπτή η κρισιμότητα του να έχουν οι μηχανικοί ένα εργαλείο αντιμετώπισης του παραπάνω αναφερθέντος προβλήματος.

Σε αυτή την κατεύθυνση δημιουργήθηκε ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), εν είδει εθνικού προσαρτήματος του Ευρωκώδικα 8.3, ο οποίος όμως από μόνος του αποτελεί ένα αυτοτελές και ολοκληρωμένο κείμενο πάνω στο αντικείμενο της αποτίμησης και ενίσχυσης υφιστάμενων κατασκευών και είναι ήδη σε ισχύ από τον Φεβρουάριο του 2012. Μέσα στον κανονισμό αυτόν, εξηγούνται όλα τα βήματα που απαιτούνται ώστε να υπολογιστεί με αξιοπιστία η φέρουσα ικανότητα ενός υπάρχοντος φορέα, από τον τρόπο συλλογής των απαραίτητων δεδομένων και τις αναλύσεις που πρέπει να γίνουν βάσει αυτών μέχρι τους τρόπους ενίσχυσης και προσομοίωσης των μελών. Ωστόσο, είναι γεγονός ότι οι εκ των πραγμάτων δυσκολίες που εμπεριέχει, λόγω του φαινομένου που έρχεται να αντιμετωπίσει, τον καθιστούν ένα πολύπλοκο κείμενο για τους μηχανικούς της πράξης ως προς την εφαρμογή του, οι οποίοι μέχρι πρότινος δεν εκπαιδεύονταν πάνω σε ανελαστικές μεθόδους ανάλυσης των κατασκευών.

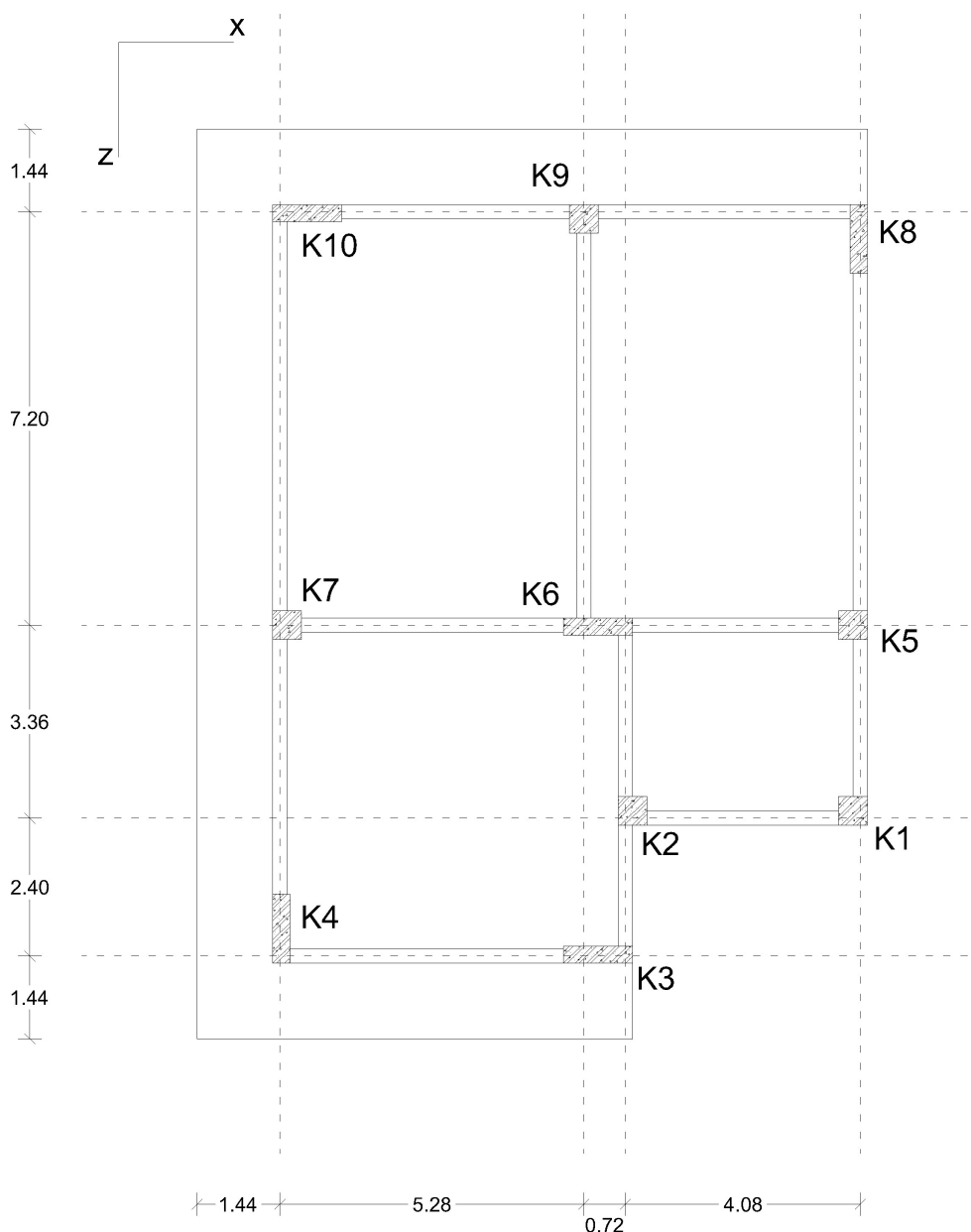
Μέσα σε αυτό το πλαίσιο, η εργασία αυτή έρχεται αφενός να δείξει μια ενδεχόμενη εφαρμογή του ΚΑΝ.ΕΠΕ. πάνω σε ένα υφιστάμενο κτίριο, ώστε να ευρεθεί η σεισμική του απόκριση, αλλά και να δείξει αν με κάποιες πολύ χονδρικές προσεγγιστικές μεθόδους μπορούμε να έχουμε αποδεκτά αποτελέσματα. Για το σκοπό αυτό, αρχικά εφαρμόζουμε στο κτίριό μας δυο προσεγγιστικές μεθόδους, την Τροποποιημένη Νεοζηλανδική και την Ιαπωνική μέθοδο, και έπειτα εφαρμόζουμε στο κτίριο την ακριβέστερη ανελαστική στατική ανάλυση, ώστε να αξιολογήσουμε τα αποτελέσματα.

Για λόγους πληρότητας, θα θεωρηθούν δύο περιπτώσεις κτιρίων με τον ίδιο ακριβώς ξυλότυπο (ένα 2ώροφο και ένα 5ώροφο) και θα ελεγχθούν έναντι δύο διαφορετικών σεισμικών ζωνών (II και III κατά Ε.Α.Κ.). Με αυτόν τον τρόπο, θα είναι δυνατόν να βγουν κάποια αρκετά χρήσιμα συμπεράσματα τόσο για τις pushover όσο και για τις προσεγγιστικές μεθόδους.

2. ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Το πρώτο και σημαντικότερο στάδιο σε μία μελέτη ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι η τεκμηρίωση του φέροντος οργανισμού του υφιστάμενου δομήματος που πρόκειται να ελεγχθεί. Σε αυτή τη φάση, ο μηχανικός θα πρέπει να καθορίσει όλα τα απαραίτητα γεωμετρικά στοιχεία του κτιρίου (αποτύπωση ξυλοτύπου), τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών του καθώς και τις συνθήκες της θεμελίωσής του. Πρόκειται για μια χρονοβόρα και επίπονη διαδικασία που όμως είναι τεραστίας σημασίας και καθορίζει στη συνέχεια τις στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων της μελέτης, βάσει των οποίων επιβάλλονται στη συνέχεια συγκεκριμένοι συντελεστές ασφαλείας δράσεων και υλικών.

Στην παρούσα εφαρμογή, όλα τα δεδομένα (γεωμετρικά και μηχανικά) θεωρούνται γνωστά και ασχολούμαστε περισσότερο με το στάδιο της ανάλυσης. Στη συνέχεια, παραθέτουμε την κάτοψη ενός τυπικού ορόφου του κτιρίου μας και έπειτα μερικά βασικά χαρακτηριστικά για τα υλικά, τους οπλισμούς και τις διατομές του.



Σχήμα 1: Κάτοψη τυπικού ορόφου της κατασκευής.

Το ύψος ορόφου έχει ληφθεί 3.84 m για όλους τους ορόφους της ανωδομής. Οι λοιπές παραδοχές της μελέτης που γίνεται στη συνέχεια, παρουσιάζονται με συνοπτικό τρόπο παρακάτω. Αρχικά για τους οπλισμούς των διατομών έχουμε:

- Τα τετράγωνα υποστυλώματα είναι 50x50, διαθέτουν 4Φ20 στις γωνίες και συνδετήρες Φ8/200 παντού.
- Τα επιμήκη υποστυλώματα είναι 120x30, διαθέτουν 3Φ20 σε κάθε μικρή πλευρά, 5Φ8 σε κάθε μεγάλη πλευρά και συνδετήρες Φ8/200 παντού.
- Οι εσωτερικές δοκοί είναι 250/600 και οπλίζονται με 4Φ20 στο κάτω πέλμα στα ανοίγματα, από τα οποία τα δύο κάμπτονται πάνω στις στηρίξεις.
- Οι περιμετρικές δοκοί είναι 250/550 και οπλίζονται με 5Φ16 στο κάτω πέλμα στα ανοίγματα, από τα οποία τα δύο κάμπτονται πάνω στις στηρίξεις.
- Όλες οι δοκοί έχουν συνδετήρες Φ8/250.

Έπειτα για τα φορτία, γίνονται οι εξής παραδοχές:

- Οι πλάκες έχουν πάχος 16 cm και φέρουν μόνιμο φορτίο από επίστρωση 1.2 kN/m². Τα ωφέλημα φορτία τους λαμβάνονται σύμφωνα με τους κανονισμούς 2.0 kN/m² γενικά και 5.0 kN/m² για τους προβόλους.
- Πάνω από τις εσωτερικές δοκούς υπάρχει δρομική τοιχοποιία, η οποία θεωρείται ότι έχει φαινόμενο βάρος 4.4 kN/m συνυπολογίζοντας τα ανοίγματα.
- Πάνω από τις εξωτερικές δοκούς υπάρχει μπατική τοιχοποιία, η οποία θεωρείται ότι έχει φαινόμενο βάρος 5.9 kN/m συνυπολογίζοντας τα ανοίγματα.
- Στις δοκούς της ταράτσας, μόνο πάνω από τις περιμετρικές δοκούς υπάρχει στηθαίο βάρους 4.3 kN/m.
- Το οίκημα είναι σπουδαιότητας Σ2, βρίσκεται σε έδαφος κατηγορίας Γ και θα ελεγχθεί για τις ζώνες επικινδυνότητας II και III βάσει του Ε.Α.Κ.

Τέλος, για τις ποιότητες των υλικών, υιοθετήθηκαν τα παρακάτω χαρακτηριστικά:

- Σκυρόδεμα με μέση τιμή αντοχής 20 MPa.
- Χάλυβας κατηγορίας S400.

3. ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ

Η λογική των προσεγγιστικών μεθόδων έγκειται αφενός στον προσδιορισμό μιας τιμής της μέγιστης τέμνουσας βάσης που μπορεί να αντέξει ένα κτίριο (αντοχή) και στη συνέχεια στον έλεγχο της τιμής αυτής με την απαιτούμενη βάσει του φάσματος του σεισμού που θεωρείται (απαίτηση). Η εύρεση της αντοχής αυτής δεν προϋποθέτει καμία ανάλυση του φορέα, αντίθετα εφαρμόζονται κάποιοι αρκετά χονδρικοί και μη συντηρητικοί κανόνες προκειμένου να προσεγγιστεί όσο το δυνατόν καλύτερα η αντοχή του εξεταζόμενου δομήματος.

Στην παρούσα εργασία, θα εφαρμοστούν δύο τέτοιες προσεγγιστικές μέθοδοι. Αρχικά μια τροποποίηση της Νεοζηλανδικής πρότασης χρησιμοποιώντας κάποια στοιχεία από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και στη συνέχεια το δεύτερο επίπεδο ελέγχου των Ιαπωνικών οδηγιών, πάλι όμως με κάποιες συμπληρώσεις από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Κοινό χαρακτηριστικό των δύο μεθόδων είναι η παντελής αγνόηση των δοκών και η θεώρηση ότι ο μηχανισμός αστοχίας είναι η δημιουργία πλαστικού ορόφου στον κρίσιμο όροφο (εν προκειμένω το ισόγειο). Έπειτα, αφού υπολογιστούν οι μέγιστες τέμνουσες των κατακόρυφων στοιχείων, αθροίζονται με κατάλληλο τρόπο, ώστε να προκύψει μια τιμή για τη μέγιστη τέμνουσα αντοχής που μπορεί να αντισταθεί το κτίριο.

Σημειώνουμε ότι ο τόσο προσδιορισμός της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου του κτιρίου, όσο και των κατακόρυφων φορτίων των στύλων (που είναι απαραίτητα για την εύρεση της αντοχής), μπορούν να γίνουν κατά προσέγγιση. Συνεπώς, όντως δεν απαιτείται καμία χρήση ειδικού λογισμικού για τη χρήση αυτών των μεθόδων.

3.1. ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΝΕΟΖΗΛΑΝΔΙΚΗ ΠΡΟΤΑΣΗ

Στη μέθοδο αυτή, αφού υπολογιστεί για κάθε υποστύλωμα η μέγιστη τέμνουσα που μπορεί να παραλάβει – λαμβάνοντας φυσικά υπόψη τα κατακόρυφα φορτία – απλώς αθροίζονται οι επιμέρους αντοχές. Η συνολική τέμνουσα που προκύπτει έτσι αποτελεί ένα άνω όριο για την πραγματική τέμνουσα που μπορεί να αντισταθεί ο φορέας, μιας και για να μπορούσε να συμβεί κάτι τέτοιο θα έπρεπε είτε τα μέλη να διαθέτουν τόσο μεγάλη πλαστιμότητα, ώστε να καταστεί δυνατόν να αναπτύξουν όλα τις αντοχές τους είτε να ήταν έτσι σχεδιασμένο το κτίριο ώστε όλα τα στοιχεία να αστοχούσαν ταυτόχρονα. Αφενός όμως επειδή αυτό δεν ισχύει εν γένει, αφετέρου ο πραγματικός μηχανισμός αστοχίας δύναται να περιλαμβάνει και αστοχίες δοκών που προηγούνται των υποστυλωμάτων, κρίνεται αναγκαίο η τιμή αυτή να μειωθεί. Για αυτό, εισάγεται ένας μειωτικός συντελεστής λ που προτείνεται να παίρνει τιμές από 0.7 έως 0.9 ανάλογα με το πλήθος των τοιχωμάτων (εδώ λήφθηκε 0.9).

Στη συνέχεια, η αντοχή του κτιρίου όπως βρέθηκε συγκρίνεται με την τιμή που προκύπτει με βάση το φάσμα του σεισμού και υπολογίζεται ο απαιτούμενος δείκτης συμπεριφοράς που θα έπρεπε να διαθέτει το κτίριο. Ο συντελεστής συμπεριφοράς που διαθέτει πραγματικά το κτίριο λαμβάνεται από τον πίνακα Σ4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και εάν υπερτερεί του απαιτούμενου, τότε θεωρείται ότι το κτίριο επαρκεί. Η τιμή του διαθέσιμου q εξαρτάται από την περίοδο κατασκευής του δομήματος, την ευμενή ή μη παρουσία τοιχοπληρώσεων και την παρουσία βλαβών. Τέλος, εξαρτάται και από τη στάθμη επιτελεστικότητας για την οποία γίνεται η μελέτη.

Η παραπάνω διαδικασία εφαρμόστηκε στον φορέα που παρουσιάσαμε νωρίτερα. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα. Με λ_i συμβολίζονται οι λόγοι ανεπάρκειας για την κάθε στάθμη, διεύθυνση, σεισμό και κτίριο. Αυτοί προέκυψαν από το γεγονός ότι το διαθέσιμο q είναι 1 για στάθμη Α1, 1.7 για στάθμη Β1 (από πίνακα Σ4.4) και $1.7 \times 1.4 = 2.38$ για στάθμη Γ1 (βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

	Σεισμική ζώνη	Διεύθυνση	$V_{\text{απαιτ}} - \text{kN}$	$V_{\text{διαθ}} - \text{kN}$	$q_{\text{απαιτ}}$	λ_A	λ_B	λ_Γ
Δώροφο κτίριο	II (A=0.16g)	X	1395	1552	0.90	0.90	0.53	0.38
		Z	1395	1275	1.09	1.09	0.64	0.46
	III (A=0.24g)	X	2093	1552	1.35	1.35	0.79	0.57
		Z	2093	1275	1.64	1.64	0.96	0.69
5όροφο κτίριο	II (A=0.16g)	X	3670	2386	1.54	1.54	0.91	0.65
		Z	3670	1896	1.94	1.94	1.14	0.82
	III (A=0.24g)	X	5506	2386	2.31	2.31	1.36	0.97
		Z	5506	1896	2.90	2.90	1.71	1.22

Πίνακας 1: Αποτελέσματα τροποποιημένης Νεοζηλανδικής μεθόδου.

Με βάση τα αποτελέσματα της μεθόδου, φαίνεται ότι το δώροφο κτίριο επαρκεί και στους δύο σεισμούς για τις στάθμες Β και Γ, ενώ το πεντάωροφο επαρκεί μόνο για τον μικρότερο σεισμό και μόνο για στάθμη Γ (πράσινο φόντο – επάρκεια, κίτρινο – ανεπάρκεια).

Σημειώνουμε ότι η ιδιοπερίοδος του κτιρίου, που απαιτείται για την εύρεση της σεισμικής τέμνουσας βάσης, δεν προέκυψε από ιδιομορφική ανάλυση του κτιρίου (κάτι τέτοιο θα έκανε τη μέθοδο να μην έχει νόημα, αφού όπως είπαμε σκοπός είναι η αποφυγή αναλύσεων), αλλά από τον εξής γνωστό προσεγγιστικό τύπο [2] που λαμβάνει υπόψη μόνο το ύψος ενός κτιρίου:

$$T = 0.075H^{3/4} \quad (1)$$

Τέλος, τα αξονικά φορτία των στύλων βρέθηκαν και αυτά κατά προσέγγιση, ενώ η μέγιστη τέμνουσα που μπορούν να παραλάβουν υπολογίστηκε λαμβάνοντας υπόψη είτε καμπτική είτε διατμητική αστοχία (με την υπόθεση αμφίπακτου μέλους).

3.2 ΙΑΠΩΝΙΚΕΣ ΟΔΗΓΙΕΣ (2^ο ΕΠΙΠΕΔΟ ΕΛΕΓΧΟΥ)

Παρόμοια είναι η εφαρμοζόμενη διαδικασία και στο 2^ο επίπεδο ελέγχου των Ιαπωνικών οδηγιών. Σύμφωνα με τις οδηγίες αυτές, για κάθε κατακόρυφο στοιχείο, πέρα από την αντοχή του, υπολογίζεται και ένας συντελεστής q_i , λαμβάνοντας υπόψη και την πιθανότητα διατμητικής αστοχίας όπως πριν. Έπειτα, δημιουργούνται τρεις ομάδες μελών, όσα έχουν q_i 1, όσα μέχρι 2 και όσα έχουν πάνω από δύο. Τελικά, υπολογίζεται μια μέγιστη τέμνουσα βάσης για το κτίριο ως εξής:

$$qV_R = \sqrt{\left(\sum_{q_i=1} q_i V_{Ri}\right)^2 + \left(\sum_{1 < q_i \leq 2} q_i V_{Ri}\right)^2 + \left(\sum_{q_i > 2} q_i V_{Ri}\right)^2} \quad (2)$$

Όπως φαίνεται και στη σχέση (2), η τέμνουσα αυτή ήδη περιλαμβάνει κατά κάποιο τρόπο μέσα της τον συντελεστή συμπεριφοράς του κτιρίου, συνεπώς τη συγκρίνουμε απευθείας με την τέμνουσα που προκύπτει από το φάσμα του επιλεχθέντος σεισμού (δε χρειάζεται χρήση του πίνακα Σ4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Ο λόγος είναι προφανώς το γεγονός, ότι η ανελαστικότητα των μελών ήδη έχει ληφθεί υπόψη μέσα από τους συντελεστές q_i .

Η τροποποίηση που θα εισάγουμε σε αυτήν την μέθοδο είναι το ότι τα q_i αυτά, δε θα υπολογιστούν όπως καθορίζουν οι Ιαπωνικές οδηγίες, αλλά αντίθετα στη θέση τους θα χρησιμοποιήσουμε τα θεωρητικώς ακριβέστερα m_i που παρέχει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. Με αυτόν τον τρόπο, για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας, θα προκύψει μια διαφορετική αντοχή για το κτίριο, αφού οι συντελεστές m_i των μελών θα διαφέρουν σε κάθε περίπτωση. Αναφορικά με την περίπτωση της στάθμης Α, εκεί θα θεωρηθεί ότι όλοι οι συντελεστές m_i είναι ίσοι με τη μονάδα, οπότε η σχέση (2) θα καταλήξει στην παρακάτω μορφή:

$$qV_R = V_R = \sum V_{Ri} \quad (3)$$

Η σχέση (3) είναι εντελώς όμοια με την αντοχή που προσδιορίζεται κατά την Νεοζηλανδική πρόταση, με τη διαφορά ότι δεν υπάρχει μειωτικός συντελεστής λ σε αυτήν την περίπτωση. Για την περίπτωση της στάθμης Α, περιμένουμε επομένως η Ιαπωνική μέθοδος να μας δώσει μικρότερους λόγους ανεπάρκειας. Τα αποτελέσματα της εφαρμογής της ανωτέρω διαδικασίας συνοψίζονται στον ακόλουθο πίνακα:

	Σεισμική ζώνη	Διεύθυνση	$V_{\text{απαιτ}} - kN$	$V_A - kN$	$V_B - kN$	$V_\Gamma - kN$	λ_A	λ_B	λ_Γ
2όροφο κτίριο	II (A=0.16g)	X	1395	1725	1852	2448	0.80	0.75	0.57
		Z	1395	1417	1582	2251	0.98	0.88	0.62
	III (A=0.24g)	X	2093	1725	1852	2448	1.21	1.13	0.85
		Z	2093	1417	1582	2251	1.48	1.32	0.93
5όροφο κτίριο	II (A=0.16g)	X	3670	2651	3237	3324	1.38	1.13	1.10
		Z	3670	2107	2626	3131	1.74	1.40	1.17
	III (A=0.24g)	X	5506	2651	3237	3324	2.08	1.70	1.66
		Z	5506	2107	2626	3131	2.61	2.10	1.76

Πίνακας 2: Αποτελέσματα Ιαπωνικής μεθόδου.

Με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα, φαίνεται ότι το διώροφο κτίριο επαρκεί στον μικρό σεισμό για όλες τις στάθμες και στον μεγαλύτερο μόνο για τη Γ, ενώ το πενταώροφο δεν επαρκεί σε κανέναν σεισμό για καμία στάθμη.

Σχετικά με τον υπολογισμό της ιδιοπεριόδου του κτιρίου, των κατακόρυφων φορτίων των υποστυλωμάτων και των αντοχών τους, ισχύουν αυτούσια αυτά που αναφέραμε στην προηγούμενη παράγραφο.

3.3 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΤΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ

Έχοντας παρουσιάσει ξεχωριστά τα αποτελέσματα των δύο προσεγγιστικών μεθόδων, στην ενότητα αυτή θα προσπαθήσουμε να τα συγκρίνουμε, ώστε να δούμε κατά πόσο συμφωνούν ή διαφωνούν. Η σύγκριση αυτή γίνεται πολύ εύκολη από τη στιγμή που έχουμε ήδη υπολογίσει τους βαθμούς ανεπάρκειας στις δύο μεθόδους, επομένως η σύγκριση των αριθμών αυτών κρίνεται επαρκής.

Στον πίνακα που ακολουθεί γίνεται αυτή ακριβώς η σύγκριση. Συγκεκριμένα απεικονίζεται η ποσοστιαία διαφορά των μεθόδων, λαμβάνοντας ως τιμή αναφοράς τα αποτελέσματα της Νεοζηλανδικής πρότασης.

	Σεισμική ζώνη	Διεύθυνση	Στάθμη Α	Στάθμη Β	Στάθμη Γ
2όροφο κτίριο	II (A=0.16g)	X	-11%	+42%	+50%
		Z	-11%	+38%	+35%
	III (A=0.24g)	X	-11%	+43%	+49%
		Z	-11%	+38%	+35%
5όροφο κτίριο	II (A=0.16g)	X	-11%	+24%	+69%
		Z	-11%	+23%	+43%
	III (A=0.24g)	X	-11%	+25%	+71%
		Z	-11%	+23%	+44%

Πίνακας 3: Σύγκριση αποτελεσμάτων προσεγγιστικών μεθόδων.

Παρατηρώντας προσεκτικά τις τιμές του πίνακα 3, αλλά και τα γενικότερα αποτελέσματα που παρουσιάζονται στις προηγούμενες δύο ενότητες, μπορεί κανείς εύκολα να βγάλει τα εξής συμπεράσματα:

- Σε όλες τις περιπτώσεις, στη στάθμη Α η Ιαπωνική μέθοδος δίνει κατά 11% μικρότερους λόγους ανεπάρκειας, πράγμα που οφείλεται στον συντελεστή λ της Νεοζηλανδικής μεθόδου ($1-1/\lambda=0.11$). Έτσι, φανερώνεται μια αδυναμία της Ιαπωνικής μεθόδου – αν όλα τα κατακόρυφα στοιχεία βρίσκονται στην ίδια ομάδα q_i , τότε η σχέση (2) μετατρέπεται σε απλό άθροισμα (βλ. σχέση (3)).
- Για τις υπόλοιπες στάθμες Β και Γ, η Ιαπωνική μέθοδος συστηματικά δίνει αρκετά συντηρητικότερα αποτελέσματα από τη Νεοζηλανδική, καθώς οι αντίστοιχοι λόγοι ανεπάρκειας είναι μεγαλύτεροι κατά 23 έως 43% για στάθμη Β και κατά 35 έως 71% (!) για Γ1.
- Και οι δύο μέθοδοι παρουσιάζουν φυσιολογική συμπεριφορά, υπό την έννοια ότι καθώς πάμε από στάθμη Α σε Γ οι λόγοι ανεπάρκειας μειώνονται. Το ίδιο συμβαίνει φυσικά και καθώς πάμε από σεισμό ζώνης II στο σεισμό ζώνης III.
- Μιλώντας με απόλυτα μεγέθη, οι δύο μέθοδοι προβλέπουν ότι το πενταώροφο κτίριο θα αντέχει έναντι μεγαλύτερης σεισμικής τέμνουσας βάσεως, αν και τα δύο κτίρια έχουν ακριβώς τους ίδιους οπλισμούς. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι τα αυξημένα αξονικά έχουν ως αποτέλεσμα μεγαλύτερες τιμές αντοχής στα υποστυλώματα, λόγω των σχετικά μεγάλων διαστάσεών τους.
- Αναφορικά με τους λόγους ανεπάρκειας ωστόσο, το πενταώροφο κτίριο παρουσιάζει μεγαλύτερους και στις δύο μεθόδους. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι η αύξηση στη σεισμική τέμνουσα του φάσματος (λόγω της μεγαλύτερης μάζας του ψηλότερου κτιρίου), υπερνίκησε την αύξηση της συνολικής αντοχής του (λόγω των αυξημένων αξονικών δυνάμεων των στύλων).

Το ποια από τις δύο μεθόδους που παρουσιάστηκαν ανταποκρίνεται καλύτερα στην πραγματικότητα δε μπορεί να είναι γνωστό εκ των προτέρων χωρίς τη διενέργεια μιας ακριβέστερης ανάλυσης. Αυτό πιθανόν θα φανεί στη συνέχεια, μέσα από τα αποτελέσματα των Pushover αναλύσεων.

4. ΑΝΑΛΥΣΗ PUSHOVER

Στην παρούσα ενότητα θα ασχοληθούμε εκτενώς με το θέμα της ανάλυσης Pushover και με την εφαρμογή της στο κτίριο που πραγματευόμαστε. Αφού προηγηθεί αρχικά μια συνοπτική συζήτηση πάνω στα θεωρητικά της ανάλυσης αυτής, στη συνέχεια θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα στα οποία κατέληξε η εφαρμογή της στο μοντέλο μας και θα γίνουν κάποια ενδιαφέροντα σχόλια πάνω σε αυτά.

4.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Με το πέρασμα των ετών και την ταχύτατη εξέλιξη των υπολογιστών, οι ανελαστικές αναλύσεις κερδίζουν συνεχώς έδαφος σε σχέση με τις κλασσικές ελαστικές, που εφαρμόζονται εδώ και πολλά χρόνια. Το προφανές προτέρημά τους είναι φυσικά η ρεαλιστικότερη εξιδανίκευση της πραγματικής κατάστασης σε έναν φορέα, μιας και πλέον η έννοια της ανελαστικότητας μπορεί να συμπεριληφθεί στο υπολογιστικό μοντέλο. Φυσικά, για την ορθή εφαρμογή τους απαιτείται αφενός η χρήση εξειδικευμένων υπολογιστικών εργαλείων που να πραγματοποιούν τις αναγκαίες μη γραμμικές αναλύσεις, αφετέρου η εκπαίδευση των μηχανικών της πράξης στη χρήση και κυρίως την κατανόηση των εργαλείων αυτών.

Η στατική ανελαστική ανάλυση (Pushover), είναι μια τέτοιου τύπου ανάλυση η οποία έχει ως σκοπό να προσεγγίσει τη συμπεριφορά μιας κατασκευής έναντι ενός δυναμικού φαινομένου που της επιβάλλει πλευρικά φορτία, όπως συμβαίνει στην περίπτωση του σεισμού. Όπως μαρτυρά το όνομά της, πρόκειται για στατική ανάλυση και όχι δυναμική, επομένως δεν μπορεί παρά να αποτελεί μια γενικότερη προσέγγιση της πραγματικότητας, μια προσέγγιση που όμως είναι ικανή να μας δώσει πάρα πολλές και ιδιαίτερα χρήσιμες πληροφορίες για τη συμπεριφορά ενός φορέα, όπως έχει δείξει η υπάρχουσα εμπειρία. Σε αντίθεση με τις κλασσικές ελαστικές μεθόδους, σε μια Pushover αυτό που μας ενδιαφέρει δεν είναι τα εντατικά, αλλά τα παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών, αφού αυτά καθορίζουν εάν και πότε επέρχεται η διαρροή και έπειτα η αστοχία τους.

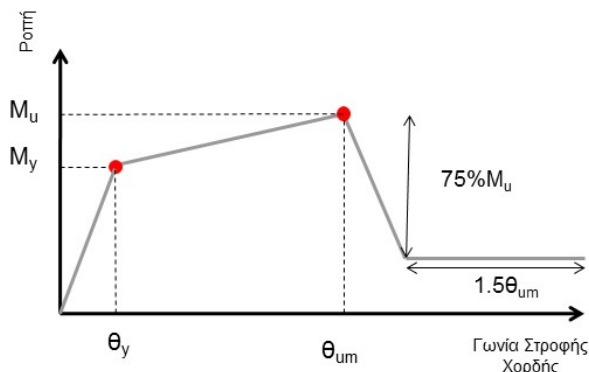
Η ανάλυση Pushover είναι στην ουσία μια πλευρική ώθηση της κατασκευής, η οποία συνεχίζεται έως ότου δημιουργηθούν στο φορέα τόσες πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των γραμμικών μελών, έως ότου επέλθει η κατάρρευσή του, δηλαδή η αδυναμία του να παραλάβει τα κατακόρυφα φορτία. Η κατανομή της πλευρικής ώθησης ορίζεται στους κανονισμούς και ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. (κατά τον EC8-1) προτείνει να εκτελούνται αναλύσεις Pushover για ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή δυνάμεων καθ' ύψος. Τέλος, καθώς στηρίζεται στην ιδεατή αντικατάσταση του πραγματικού φορέα από ένα ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα, πρέπει να εφαρμόζεται μόνο σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική [1]. Συνεπώς, σε ιδιαίτερος ψηλά κτίρια, στα οποία κατά τη σεισμική φόρτιση συντονίζονται οι ανώτερες ιδιομορφές, η ανάλυση αυτή δε δύναται να δώσει τα καλύτερα αποτελέσματα.

Αφού εκτελεστεί η ανάλυση Pushover, συντάσσεται η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής, δηλαδή το διάγραμμα της τέμνουσας βάσης ως προς τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου του κτιρίου (επιλέγεται στο κέντρο μάζας του ανώτατου ορόφου). Σύμφωνα με αυτή, γίνονται στη συνέχεια οι έλεγχοι των κριτηρίων επιτελεστικότητας, προσδιορίζεται ο λόγος υπεραντοχής του κτιρίου α_u/α_1 [3] και το σημαντικότερο από όλα, μπορεί να δει ο μελετητής τη συμπεριφορά των μελών, αναφορικά με τη σειρά και τα σημεία εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων. Έτσι, θα ξέρει που πάσχει ο φορέας του, που πρέπει να επέμβει και τι ενέργειες πρέπει να γίνουν ώστε βελτιωθεί η συνολική συμπεριφορά της κατασκευής, είτε πρόκειται για υφιστάμενη είτε για νέα κατασκευή στη φάση του σχεδιασμού.

Η αναλύσεις με Pushover των κτιρίων που παρουσιάσαμε νωρίτερα, έγιναν με τη χρήση του προγράμματος FESPA, το οποίο δίνει τη δυνατότητα αυτή εφόσον καθοριστούν οι οπλισμοί όλων των γραμμικών μελών.

4.2 ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΡΘΡΩΣΕΩΝ

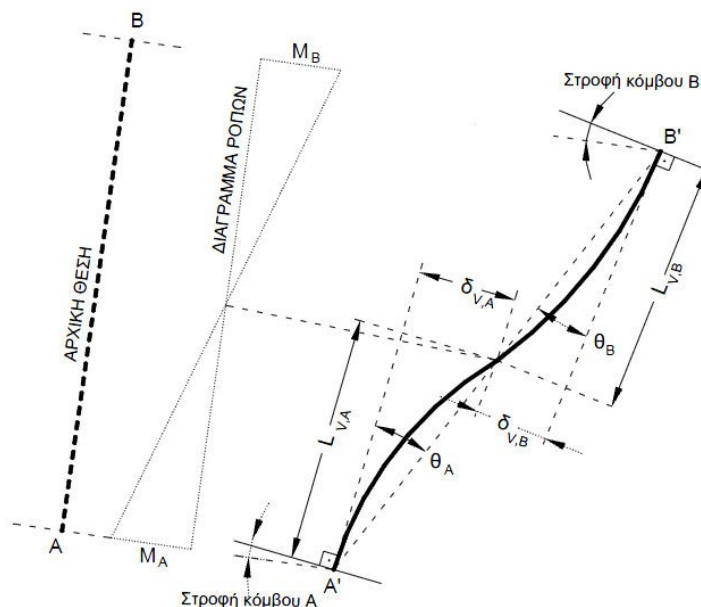
Τα αποτελέσματα μιας Pushover εξαρτώνται σε τεράστιο βαθμό από τις ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων που επισυνάπτονται στα άκρα των γραμμικών μελών. Για καμπτόμενα μέλη, οι ιδιότητες αυτές περιγράφονται πλήρως από τα διαγράμματα Ροπής – Γωνίας στροφής χορδής που στο FESPA έχουν την εξής μορφή [5]:



Σχήμα 2: Γενική μορφή διαγράμματος $M - \theta$.

Για κάθε γραμμικό μέλος απαιτείται ένα πλήθος τέτοιων διαγραμμάτων, ανάλογα με το αξονικό φορτίο αλλά και την παρουσία ροπής στον άλλο άξονα του μέλους. Στην περίπτωση των δοκών ωστόσο, επειδή τα αξονικά φορτία είναι πρακτικά μηδέν και επειδή η διαφραγματική λειτουργία δεν επιτρέπει την εμφάνιση ροπών στον ασθενή τους άξονα, απαιτούνται μόνο δύο τέτοια διαγράμματα (ένα για κάθε πρόσημο της ροπής).

Η γωνία στροφής χορδής από την οποία εξαρτάται η καμπτική ροπή ορίζεται από την επαφτόμενη στο εν λόγω άκρο του μέλους και τη χορδή που ενώνει τα δύο άκρα όπως φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα [5]:



Σχήμα 3: Γωνίες στροφής χορδής στους κόμβους γραμμικού μέλους

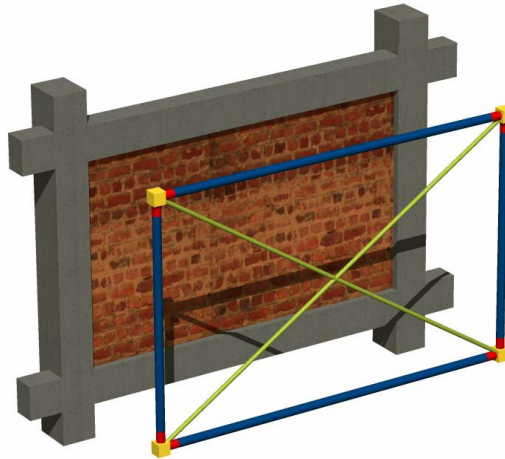
Για την περίπτωση διατμητικής αστοχίας πριν την εξάντληση της καμπτικής αντοχής ενός μέλους, επιτρέπεται να λαμβάνεται πλαστική γωνία στροφής στο άκρο του ίση με το 40% της αντίστοιχης γωνίας στροφής χορδής στην καμπτική διαρροή.

Στην παρούσα εφαρμογή, όλες οι ιδιότητες πλαστικών αρθρώσεων υπολογίστηκαν αυτόματα από το FESPA, αφού πρώτα εισήχθησαν χειρωνακτικά οι πραγματικοί οπλισμοί δοκών και υποστυλωμάτων στο εξιδανίκευμα.

4.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ

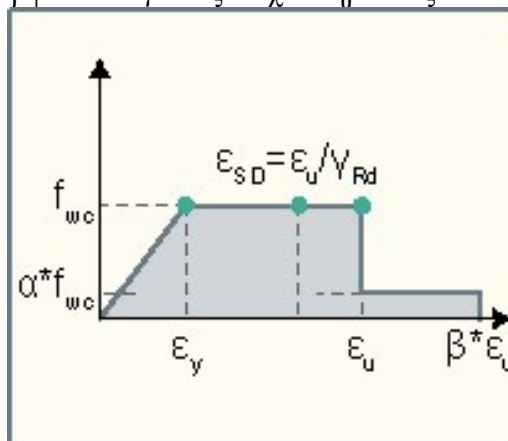
Η παρουσία των τοιχοπληρώσεων είναι γνωστό ότι μπορεί να επηρεάσει σε αρκετά μεγάλο βαθμό τη σεισμική συμπεριφορά ενός κτιρίου, παρότι δε θεωρούνται φέροντα μέλη σε μια κατασκευή οπλισμένου σκυροδέματος. Η εμφάνισή τους στα πλαίσια Ο/Σ δημιουργεί κάποια ιδεατά τοιχώματα στο φέροντα οργανισμό, με αποτέλεσμα να αυξάνεται η αντοχή και κυρίως η δυσκαμψία της κατασκευής. Ειδικά σε παλαιότερα κτίρια, στα οποία απουσιάζουν μεγάλα τοιχώματα για την παραλαβή των σεισμικών δράσεων, οι τοιχοποιίες πλήρωσης έχειδειχθεί ότι μεταβάλλουν αρκετά και συνήθως προς το καλύτερο τη συνολική συμπεριφορά ενός φορέα. Είναι επομένως φρόνιμο να λαμβάνονται υπόψη οι τοίχοι σε ένα εξιδανίκευμα μιας και έτσι αντιπροσωπεύεται ακριβέστερα η πραγματική κατάσταση σε ένα φορέα.

Η προσομοίωσή τους στο FESPA γίνεται μέσα από ένα ζεύγος θλιβόμενων διαγωνίων που δε συμμετέχουν στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων [5]. Το πάχος τους προκύπτει από το πραγματικό πάχος της τοιχοπλήρωσης ενώ το πλάτος από τη σχέση $b=0.15L$, όπου L είναι το μήκος του διαγώνιου θλιπτήρα. Στην περίπτωση ύπαρξης ανοιγμάτων, τα χαρακτηριστικά της τοιχοπλήρωσης μειώνονται μέσω του συντελεστή R [1], ο οποίος εισάγεται απευθείας στο πρόγραμμα.



Σχήμα 4: Προσομοίωση τοιχοποιίας μέσω θλιβόμενων διαγωνίων.

Όσον αφορά τις αντοχές των τοιχοπληρώσεων, αυτές εξαρτώνται από τα μηχανικά χαρακτηριστικά των λιθοσωμάτων, του κονιάματος που χρησιμοποιήθηκε και φυσικά από την ποιότητα εργασίας κατά την κατασκευή τους. Όπως γίνεται αντιληπτό, η ακριβής ποσοτικοποίηση των ανωτέρω σε μια υφιστάμενη κατασκευή είναι μια ιδιαίτερως δύσκολη διαδικασία. Αφότου προσδιοριστούν τα στοιχεία αυτά, υιοθετείται το εξής σκελετικό διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων για τις τοιχοπληρώσεις:

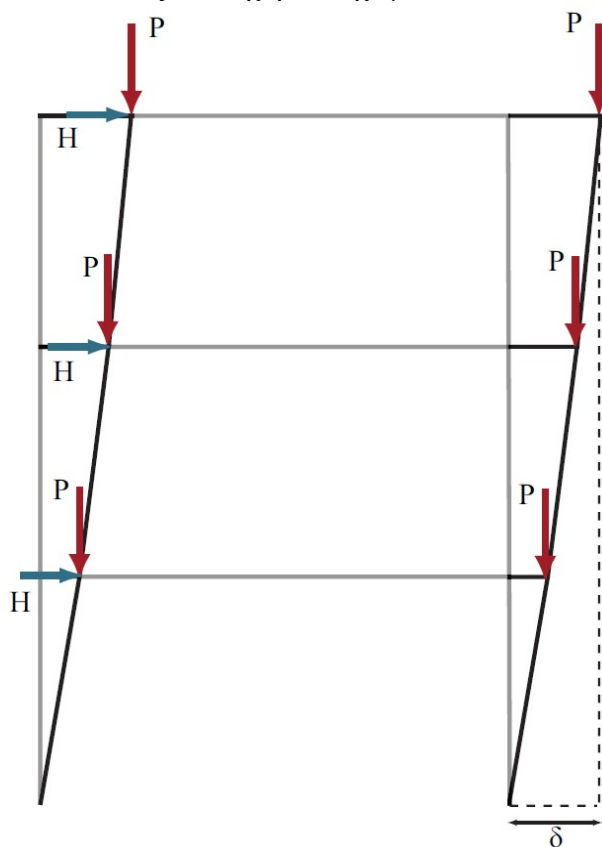


Σχήμα 5: Σκελετικό διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων τοιχοπλήρωσης.

Στην παρούσα εργασία εξετάστηκαν δυο περιπτώσεις, μια χωρίς τις τοιχοπληρώσεις του ισογείου και μία θεωρώντας τοιχοπληρώσεις σε όλους τους ορόφους. Ωστόσο, επειδή σε πολλά φατνώματα ο συντελεστής R προέκυψε μηδέν (λόγω παρουσίας πόρτας), τελικά ελάχιστα διέφεραν τα αποτελέσματα των αναλύσεων αυτών από τα αποτελέσματα της Pushover αγνοώντας εντελώς την παρουσία τοιχοπληρώσεων. Συγκεκριμένα, μόνο στα ανοίγματα K1-K2, K1-K5 και K5-K8 (ύπαρξη μόνο παραθύρων) λήφθηκαν οι τοιχοπληρώσεις υπόψη. Τα αποτελέσματα που θα δοθούν στη συνέχεια καταδεικνύουν το φαινόμενο αυτό.

4.4 ΦΑΙΝΟΜΕΝΑ ΔΕΥΤΕΡΑΣ ΤΑΞΕΩΣ

Ιδιαίτερα σημαντικά σε μια ανάλυση Pushover είναι τα φαινόμενα 2^{ας} τάξεως, γνωστά και ως φαινόμενα $P - \Delta$. Λόγω των μεγάλων ανελαστικών παραμορφώσεων που αναπτύσσονται κατά την ανάλυση, δεν είναι φρόνιμο να εκτελείται η ισορροπία ροπών στον απαραμόρφωτο φορέα, αλλά στον παραμορφωμένο. Τα φαινόμενα $P - \Delta$ είναι πιο σημαντικά όσο πιο εύκαμπτη είναι μια κατασκευή, πράγμα που είναι πολύ συχνό σε παλαιές κατασκευές όπου οι διατομές είναι μικρές και απουσιάζουν ισχυρά τοιχώματα.



Σχήμα 6: Φαινόμενα $P - \Delta$ σε επίπεδο πλαίσιο.

Αποτέλεσμα των φαινομένων δευτέρας τάξης είναι αφενός η μείωση της πλευρικής δυσκαμψίας ενός δομήματος και αφετέρου η εξασθένιση της συνολικής τέμνουσας βάσης που μπορεί να παραλάβει. Συνεπώς η αγνόησή τους αποθαρρύνεται αφού μπορεί να οδηγήσει σε υπερεκτίμηση της αντοχής ενός κτιρίου. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. στην §5.4.7 ορίζει, ότι στην στατική ανελαστική ανάλυση οι επιρροές 2^{ας} τάξεως θα πρέπει να συνεκτιμώνται στην ανάλυση.

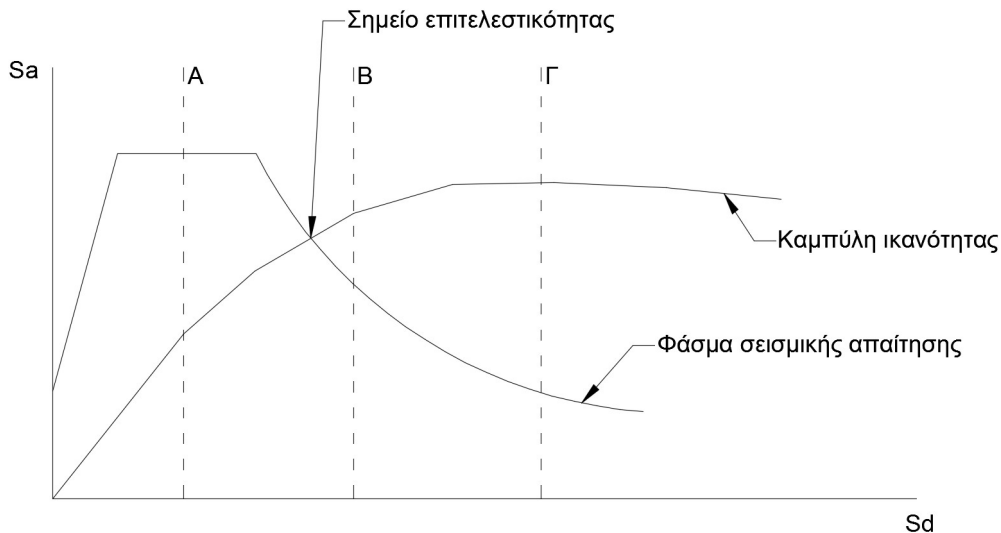
Στην εργασία αυτή, τα φαινόμενα $P - \Delta$ λήφθηκαν υπόψη, μέσω της κατάλληλης επιλογής στο FESPA. Έτσι σε κάθε βήμα της Pushover μορφώνεται εκ νέου το μητρώο δυσκαμψίας της κατασκευής με βάση τις ανανεωμένες συντεταγμένων των κόμβων της.

4.5 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Σκοπός μιας ανάλυσης Pushover είναι να βρεθεί αν τελικά η κατασκευή επαρκεί για μια επιλεγμένη στάθμη επιτελεστικότητας, δηλαδή έναν δεδομένο βαθμό αποδεκτών βλαβών. Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζονται οι εξής τρεις στάθμες:

- «Περιορισμένες βλάβες» (Α): Ο φέρων οργανισμός έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες και τα στοιχεία δεν έχουν διαρρεύσει.
- «Σημαντικές βλάβες» (Β): Αρκετές βλάβες έχουν προκληθεί και στοιχεία έχουν διαρρεύσει, όμως ο φορέας εξακολουθεί να μπορεί να παραλάβει τα φορτία βαρύτητας.
- «Οιονεί κατάρρευση» (Γ): Ο φορέας έχει υποστεί βαριές, μη επισκευάσιμες γενικά βλάβες και έχει μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις. Τα κατακόρυφα φορτία δεν προκαλούν κατάρρευση του φορέα, όμως η κατασκευή δεν έχει άλλο περιθώριο αντοχής και κινδυνεύει να καταρρεύσει ακόμα και για μικρούς μετασεισμούς.

Όταν έστω και ένα μέλος ξεπεράσει το αντίστοιχο όριο επιτελεστικότητας (σε όρους γωνίας στροφής χορδής) για μια δεδομένη στάθμη, τότε θεωρούμε ότι η κατασκευή έχει ξεπεράσει το όριο αυτό γενικά. Οι έλεγχοι επιτελεστικότητας μπορούν να γίνουν πολύ εύκολα χρησιμοποιώντας το παρακάτω ενδεικτικό διάγραμμα, αφού πρώτα το φάσμα και η καμπύλη Pushover μετατραπούν στην ADRS τους μορφή.



Σχήμα 7: Διάγραμμα απαίτησης ικανότητας.

Στο συγκεκριμένο παράδειγμα που απεικονίζεται στο Σχήμα 7, η κατασκευή θα επαρκούσε για τις στάθμες Β και Γ, όχι όμως για την Α. Οι κατακόρυφες διακεκομμένες γραμμές (όρια επιτελεστικότητας) βρίσκονται στα σημεία, όπου έστω και ένα μέλος ξεπερνάει το αντίστοιχο όριο. Επομένως, δεν απαιτείται κάποιος άλλος έλεγχος σε επίπεδο μέλους.

Το σημείο επιτελεστικότητας αντιστοιχεί στη στοχευόμενη μετακίνηση που αναφέρει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σημειώνουμε ωστόσο, ότι η στοχευόμενη μετακίνηση, λόγω των αυξημένων πλαστικών παραμορφώσεων, δεν βρίσκεται ακριβώς στο σημείο τομής της καμπύλης με το ελαστικό φάσμα, αλλά στο σημείο όπου θα αντιστοιχούσε η τομή με ένα υποβαθμισμένο πλαστικό φάσμα, ήτοι πιο αριστερά στο άνω διάγραμμα.

5. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ PUSHOVER

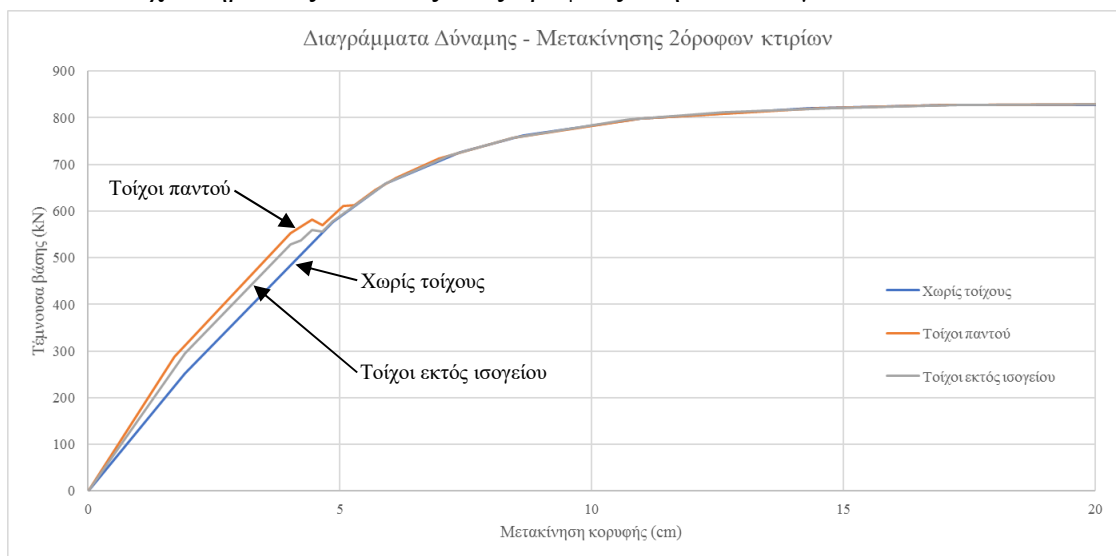
Έχοντας πλέον παρουσιάσει τα βασικά στοιχεία της ανάλυσης Pushover, στην ενότητα αυτή παρουσιάζουμε τα αποτελέσματα της εφαρμογής της στην ομάδα κτιρίων που εξετάζουμε. Όπως αναφέραμε και προηγούμενα η αναλύσεις Pushover έγιναν με τη χρήση του λογισμικού FESPA. Αφού αρχικά εισήχθη ο φορέας, έγινε μια πρώτη αυτόματη

διαστασιολόγηση και οι οπλισμοί που προέκυψαν αλλάχθηκαν χειρωνακτικά ώστε να ταιριάζουν με τους πραγματικούς οπλισμούς του κτιρίου. Στη συνέχεια εκτελέστηκαν οκτώ αναλύσεις Pushover για κάθε κτίριο, δύο για κάθε ορθογώνια διεύθυνση σεισμού ($\pm X$, $\pm Z$), για ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή των αδρανειακών δυνάμεων.

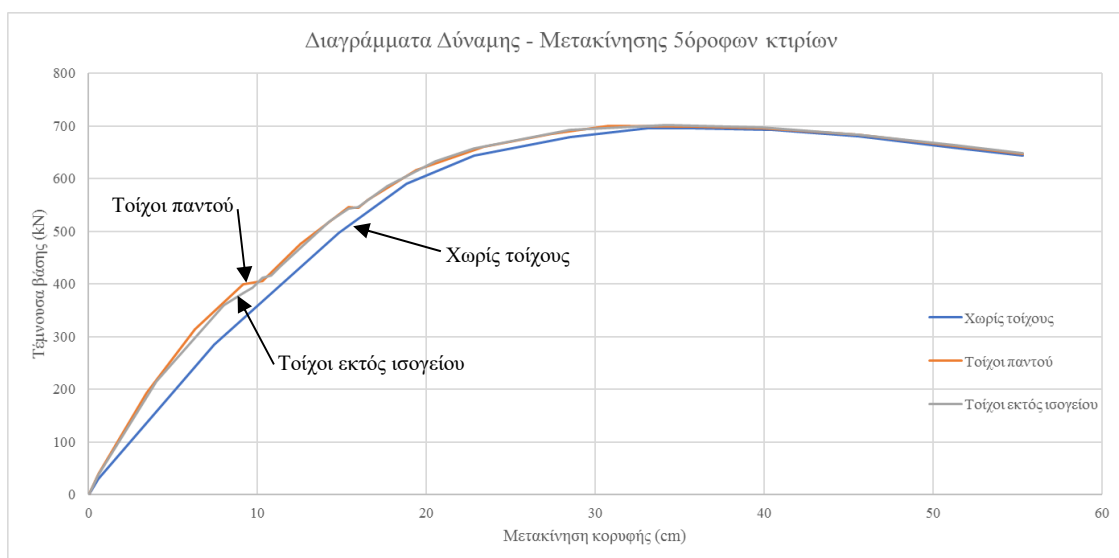
5.1 ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ

Αρχικά, θα δείξουμε ότι στην παρούσα εφαρμογή οι τοιχοπληρώσεις δεν παίζουν σημαντικό ρόλο επομένως θα μπορούσαν ακόμα και να αγνοηθούν εντελώς. Ενδεικτικά, παρουσιάζουμε τα διαγράμματα Τέμνουσας βάσης – Μετατόπισης κορυφής για τις εξής τρεις περιπτώσεις κτιρίων:

- Χωρίς τοιχοπληρώσεις
- Με τοιχοπληρώσεις σε όλους τους ορόφους
- Με τοιχοπληρώσεις σε όλους τους ορόφους πλην του ισογείου.



Σχήμα 8: Διαγράμματα Δύναμης – Μετακίνησης διώροφων κτιρίων (διεύθυνση +Z)



Σχήμα 9: Διαγράμματα Δύναμης – Μετακίνησης 5όροφων κτιρίων (διεύθυνση +Z)

Στα Σχήματα 8 και 9 φαίνονται τρεις καμπύλες Pushover για την περίπτωση φόρτισης στη +Z διεύθυνση (βλ. Σχήμα 1) στο διώροφο κτίριο και το πενταώροφο κτίριο. Επιλέχθηκε η συγκεκριμένη περίπτωση, διότι σε αυτήν εντείνεται ο μεγαλύτερος αριθμός τοίχων και έτσι

παρατηρούνται οι μεγαλύτερες διαφορές. Ακόμα και έτσι όμως βλέπουμε ότι η επιρροή των τοιχοπληρώσεων στη συνολική συμπεριφορά των κτιρίων είναι πολύ μικρή και μηδενίζεται εντελώς όταν αστοχήσουν. Οι λόγοι που παρατηρείται αυτή η συμπεριφορά είναι η εξής:

- Το γεγονός ότι μόνο τρεις τοίχοι σε κάθε όροφο είναι ενεργοί, αφού στους υπόλοιπους τα μεγάλα ανοίγματα τους καθιστούν ανενεργούς.
- Οι σχετικά μεγάλες διατομές των υποστυλωμάτων (50x50 και 120x30), οι οποίες αναλαμβάνουν την πλειονότητα των οριζόντιων φορτίων με αποτέλεσμα οι τοιχοποιίες να παίζουν δευτερεύοντα ρόλο.

Σημειώνουμε ωστόσο ότι η συμπεριφορά που παρατηρείται στην εφαρμογή αυτή δεν είναι τυπική των περισσότερων υφιστάμενων κατασκευών στη χώρα μας. Αντίθετα, καθώς στην πλειονότητά τους οι παλαιές κατασκευές διαθέτουν αρκετά μικρές διατομές υποστυλωμάτων, οι τοιχοποιίες έχουν αρκετά μεγαλύτερη επιρροή από ότι φάνηκε σε αυτήν την περίπτωση.

Όπως και να έχει, εφόσον δείξαμε ότι η επιρροή των τοιχοπληρώσεων είναι αμελητέα, στη συνέχεια, για λόγους ευκολότερης παρουσίασης των αποτελεσμάτων και επειδή τα επιμέρους αποτελέσματα έχουν αμελητέες διαφορές, θα αναφερόμαστε στα κτίρια αμελώντας τις τοιχοπληρώσεις.

5.2 ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ

Αρχικά θα ασχοληθούμε με τους ελέγχους επάρκειας της διώροφης κατασκευής με βάσης τα διαγράμματα απαίτησης – ικανότητας, όπως αυτά προέκυψαν από το FESPA. Σε κάθε πίνακα δίνονται τα όρια επιτελεστικότητας (σε cm), η στοχευόμενη μετακίνηση (σε cm) και οι «λόγοι ανεπάρκειας» που ορίζονται ως την απαίτηση σε μετακίνηση προς τη διαθέσιμη.

Κατανομή	Διεύ/ση	Όρια Αποδοχής			Στοχ/νη μετ/ση	λ_A	λ_B	λ_Γ
		A1	B1	Γ1				
Ομοιόμορφη	0°	1.4	12.1	16.3	5.6	4.00	0.46	0.34
	90°	1.9	12.2	17.0	6.8	3.58	0.56	0.40
	180°	1.7	11.6	15.6	5.7	3.35	0.49	0.37
	270°	0.6	12.1	16.3	6.9	11.50	0.57	0.42
Ιδιομορφική	0°	1.0	10.1	13.2	5.2	5.20	0.51	0.39
	90°	1.4	9.9	13.6	6.2	4.43	0.63	0.46
	180°	1.4	9.3	12.6	5.2	3.71	0.56	0.41
	270°	0.5	9.7	12.9	6.4	12.80	0.66	0.50

Πίνακας 4: Αποτελέσματα Pushover για διώροφο κτίριο σε σεισμό 0.16g.

Κατανομή	Διεύ/ση	Όρια Αποδοχής			Στοχ/νη μετ/ση	λ_A	λ_B	λ_Γ
		A1	B1	Γ1				
Ομοιόμορφη	0°	1.4	12.1	16.3	8.8	6.29	0.73	0.54
	90°	1.9	12.2	17.0	10.7	5.63	0.88	0.63
	180°	1.7	11.6	15.6	8.9	5.24	0.77	0.57
	270°	0.6	12.1	16.3	10.9	18.17	0.90	0.67
Ιδιομορφική	0°	1.0	10.1	13.2	8.0	8.00	0.79	0.61
	90°	1.4	9.9	13.6	9.9	7.07	1.00	0.73
	180°	1.4	9.3	12.6	8.3	5.93	0.89	0.66
	270°	0.5	9.7	12.9	10.1	20.20	1.04	0.78

Πίνακας 5: Αποτελέσματα Pushover για διώροφο κτίριο σε σεισμό 0.24g

Σύμφωνα με τα παραπάνω αποτελέσματα, το διώροφο κτίριο φαίνεται να επαρκεί για τον μικρότερο σεισμό 0.16g για τις στάθμες Β και Γ, όχι όμως για την Α. Στον μεγαλύτερο σεισμό ωστόσο των 0.24g, επαρκεί μόνο για στάθμη Γ. Προχωράμε τώρα στα αποτελέσματα για το πενταώροφο κτίριο.

Κατανομή	Διεύ/ση	Όρια Αποδοχής			Στοχ/νη μετ/ση	λ_A	λ_B	λ_Γ
		A1	B1	Γ1				
Ομοιόμορφη	0°	0.4	23.8	31.8	16.4	41.00	0.69	0.52
	90°	0.6	22.8	30.8	17.1	28.50	0.75	0.56
	180°	0.7	23.5	30.7	16.7	23.86	0.71	0.54
	270°	0.6	23.9	31.3	17.1	28.50	0.72	0.55
Ιδιομορφική	0°	0.3	18.2	24.3	15.1	50.33	0.83	0.62
	90°	0.4	17.9	24.5	17.0	42.50	0.95	0.69
	180°	0.6	18.4	23.7	15.8	26.33	0.86	0.67
	270°	0.4	18.3	24.0	17.0	42.50	0.93	0.71

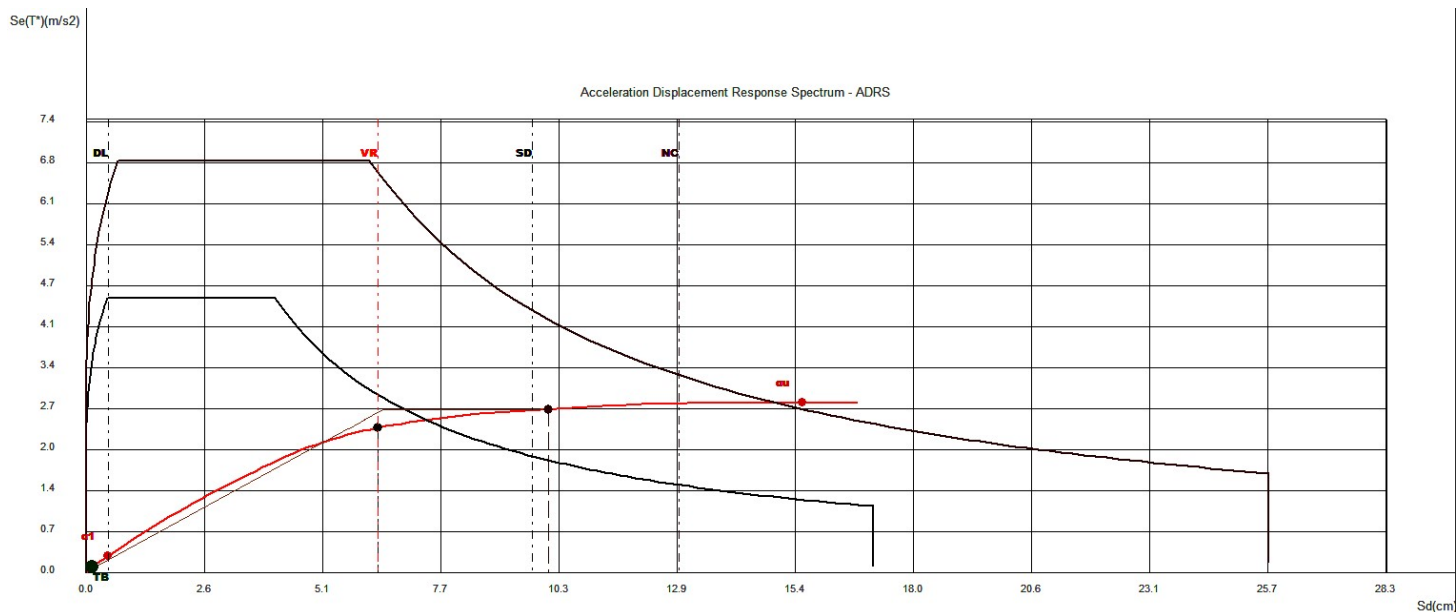
Πίνακας 6: Αποτελέσματα Pushover για πενταώροφο κτίριο σε σεισμό 0.16g.

Κατανομή	Διεύ/ση	Όρια Αποδοχής			Στοχ/νη μετ/ση	λ_A	λ_B	λ_Γ
		A1	B1	Γ1				
Ομοιόμορφη	0°	0.4	23.8	31.8	25.5	63.75	1.07	0.80
	90°	0.6	22.8	30.8	25.7	42.83	1.13	0.83
	180°	0.7	23.5	30.7	25.2	36.00	1.07	0.82
	270°	0.6	23.9	31.3	25.6	42.67	1.07	0.82
Ιδιομορφική	0°	0.3	18.2	24.3	23.9	79.67	1.31	0.98
	90°	0.4	17.9	24.5	25.3	63.25	1.41	1.03
	180°	0.6	18.4	23.7	25.4	42.33	1.38	1.07
	270°	0.4	18.3	24.0	25.7	64.25	1.40	1.07

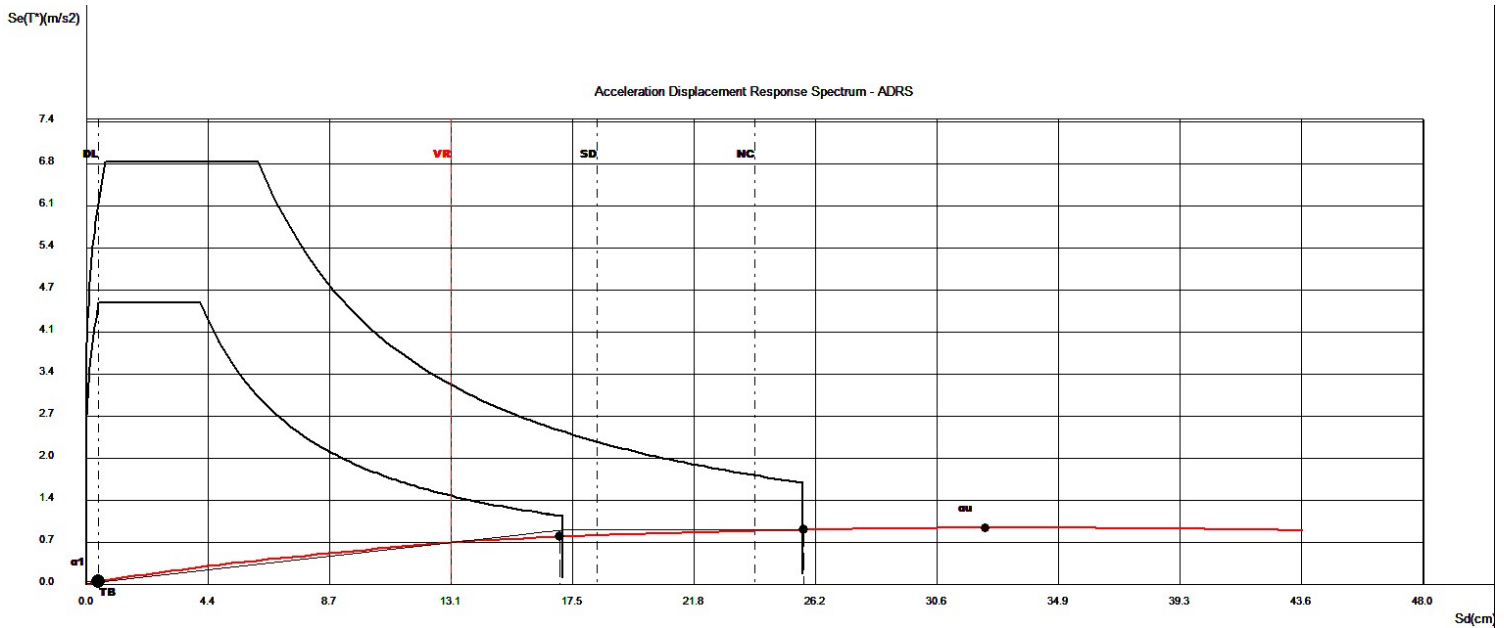
Πίνακας 7: Αποτελέσματα Pushover για πενταώροφο κτίριο σε σεισμό 0.24g.

Από τον Πίνακα 7 φαίνεται ότι το πενταώροφο κτίριο, όπως και το διώροφο, επαρκεί στο σεισμό 0.16g για τις στάθμες Β και Γ, όχι για την Α, ενώ στο σεισμό 0.24g δεν επαρκεί για καμία από τις στάθμες που ελέγχσαμε.

Όπως φαίνεται στους πίνακες, η ιδιομορφική κατανομή των αδρανειακών δυνάμεων έχει ως αποτέλεσμα πιο συντηρητικά αποτελέσματα σε σχέση με την ομοιόμορφη. Επίσης, οι μεγαλύτεροι «λόγοι ανεπάρκειας» προκύπτουν για την περίπτωση ώθησης κατά 270°, δηλαδή στη διεύθυνση -Z. Για αυτό παρουσιάζουμε τα διαγράμματα απαίτησης – ικανότητας για την περίπτωση αυτή μόνο.



Σχήμα 10: Διάγραμμα ADRS διώροφου κτιρίου (ιδιομορφική -Z).



Σχήμα 11: Διάγραμμα ADRS πενταώροφου κτιρίου (ιδιομορφική -Z).

Στον ακόλουθο πίνακα, δίνονται οι μέγιστοι λόγοι ανεπάρκειας, ανά διεύθυνση και κτίριο για τους δύο σεισμούς σε μορφή τέτοια ώστε να αντιπαρατεθούν με τα αποτελέσματα των προσεγγιστικών μεθόδων.

	Σεισμική ζώνη	Διεύθυνση	λ_A	λ_B	λ_T
2όροφο κτίριο	II (A=0.16g)	X	5.20	0.56	0.41
		Z	12.8	0.66	0.50
	III (A=0.24g)	X	8.00	0.89	0.66
		Z	20.2	1.04	0.78
5όροφο κτίριο	II (A=0.16g)	X	50.3	0.86	0.67
		Z	42.5	0.95	0.71
	III (A=0.24g)	X	79.7	1.38	1.07
		Z	64.3	1.41	1.07

Πίνακας 8: Μέγιστοι λόγοι ανεπάρκειας Pushover.

5.3 ΣΧΟΛΙΑ ΠΑΝΩ ΣΤΗΝ PUSHOVER

Από τις αναλύσεις που τρέξαμε με τη βοήθεια του FESPA, προκύπτουν μερικά ενδιαφέροντα στοιχεία που αξίζει να αναφερθούν:

- Η ιδιομορφική κατανομή αδρανειακών δυνάμεων οδηγεί σε δυσμενέστερα αποτελέσματα.
- Σε όλες τις περιπτώσεις το όριο επιτελεστικότητας για τη στάθμη A ξεπερνάται από τα πρώτα κιόλας βήματα των Pushover. Ο λόγος για αυτό το γεγονός είναι η πρόωρη διαρροή της δοκού K7K10, που συμβαίνει εξαιτίας του λίγου άνω οπλισμού στην παρειά προς το K10 (στο άκρο αυτό δουλεύει μόνο ένα 16άρι σίδερο). Για αυτό και οι αντίστοιχοι λόγοι ανεπάρκειας είναι πολύ μεγαλύτεροι της μονάδας.
- Το πενταώροφο κτίριο προέκυψε ότι είναι πάρα πολύ εύκαμπτο (λόγω των ανεπαρκών οπλισμών του κυρίως) με αποτέλεσμα να ξεφύγει στο φάσμα από το σεισμό και να δείξει επάρκεια για ορισμένες στάθμες επιτελεστικότητας. Η ευκαμψία αυτή, αν και ευεργετική μπορεί να προκαλέσει σειρά προβλημάτων όπως μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις και άρα εντάσεις στα στοιχεία του φορέα.

Επομένως, συνίσταται η ενίσχυση της διώροφης κατασκευής εφόσον επιλεγθεί κάποια στάθμη επιτελεστικότητας για την οποία δεν επαρκεί (π.χ. η A) και η δυσκαμπτοποίηση της

πενταώροφης κατασκευής – με τη συνεπακόλουθη ενίσχυση – με νέα δύσκαμπτα στοιχεία (π.χ. με τοιχοματοποίηση). Σε κάθε περίπτωση, η δοκός K7K10 καλό θα ήταν να ενισχυθεί, ώστε να παραταθεί ο ελαστικός κλάδος της κατασκευής.

6. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Μια απευθείας σύγκριση των λόγων ανεπάρκειας των προσεγγιστικών μεθόδων (Πίνακες 1 και 2) με αυτούς που προέκυψαν βάσει της Pushover (Πίνακας 8) αν και δεν είναι απολύτως δόκιμη (αφού εξάγονται οι μεν βάσει δυνάμεων, οι δε βάσει μετακινήσεων), δίνει όμως τα εξής ενδιαφέροντα αποτελέσματα. Στον πίνακα 9 που ακολουθεί δίνονται οι ποσοστιαίες αποκλίσεις των δύο προσεγγιστικών μεθόδων ως προς την Pushover.

	Σεισμική ζώνη	Διεύθυνση	Στάθμη Α		Στάθμη Β		Στάθμη Γ	
			Νεοζ.	Ιαπων.	Νεοζ.	Ιαπων.	Νεοζ.	Ιαπων.
2όροφο κτίριο	II (A=0.16g)	X	-83%	-85%	-5%	34%	-7%	39%
		Z	-91%	-92%	-3%	33%	-8%	24%
	III (A=0.24g)	X	-83%	-85%	-11%	27%	-14%	29%
		Z	-92%	-93%	-8%	27%	-12%	19%
5όροφο κτίριο	II (A=0.16g)	X	-97%	-97%	6%	31%	-3%	64%
		Z	-95%	-96%	20%	47%	15%	65%
	III (A=0.24g)	X	-97%	-97%	-1%	23%	-9%	55%
		Z	-95%	-96%	21%	49%	14%	64%

Πίνακας 9: Σύγκριση προσεγγιστικών μεθόδων με Pushover

Παρατηρώντας τον Πίνακα 9 μπορεί κανείς να κάνει τις εξής παρατηρήσεις:

- Η απόκλιση για τη στάθμη Α είναι πολύ μεγάλη και στις δύο μεθόδους. Ο λόγος είναι το γεγονός ότι στην Pushover το όριο επιτελεστικότητας για τη στάθμη Α προκύπτει από διαρροή δοκού, πράγμα που οι προσεγγιστικές μέθοδοι δε μπορούν να προβλέψουν μιας και τις αμελούν.
- Για τις στάθμες Β και Γ τα αποτελέσματα της Νεοζηλανδικής (από -14% έως +21%) είναι πιο κοντά σε αυτά της Pushover σε σχέση με αυτά της Ιαπωνικής (από 19% έως 65%). Στην Ιαπωνική όμως όλα τα αποτελέσματα είναι από την πλευρά της ασφάλειας.
- Η σύγκριση Νεοζηλανδικής και Pushover σε όρους λόγων ανεπάρκειας, όπως ορίστηκαν στην κάθε περίπτωση, είναι πραγματικά εξαιρετική.

Φυσικά, πρέπει να τονίσουμε ότι στην περίπτωση των προσεγγιστικών μεθόδων, οι «αντοχές» που υπολογίζουμε είναι περισσότερο λογιστικά μεγέθη και δεν ανταποκρίνονται σε μια απτή ιδιότητα της κατασκευής (π.χ. τη μέγιστη αντοχή που προκύπτει από τις Pushover). Επομένως, οι τιμές απόκλισης των μεθόδων που δίνονται στον πίνακα 9 είναι καθαρά ενδεικτικές και δίνουν μόνο μερικά γενικά συμπεράσματα.

Επίσης, αξίζει να αναφέρουμε ότι οι σεισμικές απαιτήσεις που υπολογίσαμε στις προσεγγιστικές μεθόδους, προέκυπταν αρκετά μεγάλες, μιας και από τον προσεγγιστικό τύπο της ιδιοπεριόδου πρόκυπτε ότι και οι δύο φορείς βρίσκονταν στην περιοχή της φασματικής ενίσχυσης. Κάτι τέτοιο ωστόσο, όπως φάνηκε, δεν ίσχυε ούτε για το δώροφο, πολλώ δε μάλλον για το πενταώροφο κτίριο. Ο συνδυασμός όμως της μεγάλης αυτής απαίτησης με την υπερεκτιμημένη αντοχή που υπολογίζεται μέσα από τις θεωρήσεις των προσεγγιστικών μεθόδων, οδήγησε τελικά σε αποτελέσματα που δε βρίσκονται τελικά τόσο μακριά από την πραγματικότητα.

Πρέπει ωστόσο να τονίσουμε ότι εάν θέλουμε να μελετήσουμε μια κατασκευή για Α στάθμη επιτελεστικότητας, άρα κανένα στοιχείο δεν πρέπει να έχει διαρρεύσει, οι μέθοδοι

αυτές δεν μπορούν να δώσουν καθόλου ρεαλιστικά αποτελέσματα. Η αγνόηση των δοκών δεν επιτρέπει σε καμία περίπτωση την περάτωση αυτού του ελέγχου.

7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

Ολοκληρώνοντας αυτήν την εργασία, μπορούμε πλέον να εξάγουμε αρκετά χρήσιμα συμπεράσματα, αλλά και να κάνουμε μερικές στοχευμένες προτάσεις πάνω στο θέμα των υφιστάμενων κατασκευών.

- Η ανάλυση Pushover είναι η καταλληλότερη μέθοδος για τον έλεγχο ενός υφιστάμενου δομήματος, αφού μπορεί να δώσει πολλές πληροφορίες για την πραγματική σεισμική συμπεριφορά του, αλλά και να φανερώσει τα προβλήματά του.
- Η επιρροή των τοιχοπληρώσεων στα αποτελέσματα μιας Pushover εξαρτάται από το πλήθος και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των τοιχοπληρώσεων, αλλά και από τις διατομές των υποστυλωμάτων του σκελετού Ο/Σ. Μικρά υποστυλώματα και πολλοί τοίχοι με μικρά ανοίγματα σημαίνουν έντονη επιρροή στο μοντέλο, ενώ αντίθετα δύσκαμπτα υποστυλώματα και λίγοι τοίχοι έχουν μικρή επιρροή και μπορούν να αμελούνται εντελώς. Σε κάθε περίπτωση όμως, η επιρροή τους περιορίζεται στα αρχικά βήματα της ανάλυσης, αφού όταν αστοχήσουν οι καμπύλες Pushover με και χωρίς τοιχοπληρώσεις συμπίπτουν.
- Η ιδιομορφική κατανομή αδρανειακών δυνάμεων οδηγεί σε συντηρητικότερα αποτελέσματα στις Pushover αναλύσεις.
- Οι προσεγγιστικές μέθοδοι δύνανται να δώσουν μερικά χρήσιμα συμπεράσματα στη φάση της αποτίμησης ενός κτιρίου. Δε θα πρέπει όμως να χρησιμοποιούνται για ελέγχους στάθμης επιτελεστικότητας Α σε καμία περίπτωση.
- Η τροποποιημένη κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. Νεοζηλανδική πρόταση έδωσε γενικά καλύτερα αποτελέσματα από την αντίστοιχη Ιαπωνική, παρόλο που η δεύτερη συνεκτιμά τα ανελαστικά χαρακτηριστικά των μελών μέσα από τους συντελεστές q_i . Το γεγονός αυτό σε συνδυασμό με την ευκολότερη εφαρμογή της, την καθιστά ιδιαίτερα δημοφιλή, σε σχέση με την Ιαπωνική.

Με βάση τα παραπάνω, κατά τη φάση αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας μιας υφιστάμενης κατασκευής, προτείνεται η εξής διαδικασία:

- Εφαρμογή της τροποποιημένης κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. Νεοζηλανδικής πρότασης με σκοπό να αποκτηθεί μια πρώτη εικόνα για το κτίριο. Για την εφαρμογή της, όπως είδαμε, απαιτούνται μόνο οι διατομές και οι οπλισμοί των υποστυλωμάτων και έπειτα με ένα λογιστικό πρόγραμμα μπορεί πάρα πολύ εύκολα να εφαρμοσθεί. Συνίσταται η ιδιοπερίοδος να λαμβάνεται από τη σχέση (1), ώστε να προκύπτουν μικρότερες τιμές από τις πραγματικές (άρα μεγαλύτερες επιταχύνσεις) και ο συντελεστής λ να μην επιλέγεται μεγάλος (μέχρι 0.8 παρόλο που εδώ λήφθηκε 0.9). Το βήμα αυτό θα είναι καθαρά ενδεικτικό, ώστε να πάρει απλά ο μελετητής μια πρώτη εικόνα του δομήματος και δεν αρκεί από μόνο του για να συνταχθεί μελέτη αποτίμησης.
- Εφόσον διαπιστωθεί ότι το κτίριο διαθέτει ικανή αντοχή, εκτέλεση αναλύσεων Pushover για την περαιτέρω διερεύνηση της σεισμικής επάρκειας της κατασκευής. Συνίσταται εντόνως να συμπεριληφθούν οι τοιχοπληρώσεις στο μοντέλο, εκτός και αν το πλήθος τους είναι μικρό και/ή τα ανοίγματά τους μεγάλα. Για τη διενέργεια του βήματος αυτού, απαιτείται φυσικά η χρήση κατάλληλου λογισμικού.
- Προσδιορισμός των τρωτών στοιχείων από τα αποτελέσματα της Pushover. Στη συνέχεια, επιλογή από τον μελετητή της στρατηγικής ενίσχυσης που θα ακολουθηθεί για το κτίριο εφόσον χρειάζεται και επανάληψη των αναλύσεων Pushover έως ότου να βρεθεί το οικονομικότερο σχέδιο ενίσχυσης του κτιρίου.

Κλείνοντας, σημειώνουμε ότι προκειμένου να τεκμηριωθεί περαιτέρω η εγκυρότητα των προσεγγιστικών μεθόδων (και δη της τροποποιημένης Νεοζηλανδικής που παρουσιάστηκε), προτείνεται να εκτελεστούν και άλλες εφαρμογές πάνω στο συγκεκριμένο αντικείμενο χρησιμοποιώντας και άλλα κτίρια.

8. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013, 1^η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013
- [2] ΕΑΚ2000
- [3] EC2 & EC8
- [4] FESPA 15, «Το επίσημο εγχειρίδιο αναφοράς», LH Λογισμική, Αθήνα, Ιούλιος 2016
- [5] «Pushover, Θεωρητικά στοιχεία», LH Λογισμική, Αθήνα, Οκτώβριος 2013
- [6] www.episkeves2.civil.upatras.gr