

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ ΒΑΣΕΙ ΚΑΝ.ΕΠ.Ε ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

ΔΕΛΗΣ ΟΡΦΕΑΣ

Προπτυχιακός φοιτητής Π.Π., civ7526@upnet.gr

Περίληψη

Η παρούσα εργασία έχει ως στόχο την αποτίμηση μιας υφιστάμενης κατασκευής, με Για την αποτίμηση χρησιμοποιήθηκαν δύο δυναμικές ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης, μία με τη χρήση των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας και μία με χρήση του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς καθώς και μία ανελαστική στατική ανάλυση με σκοπό τη σύγκριση των αποτελεσμάτων στα υποστηλώματα. Έπειτα έγινε μία εκτίμηση του απαιτούμενου q της κατασκευής για κάθε διεύθυνση σεισμικής διέγερσης. Προσδιορίστηκε έτσι εάν τα υποστηλώματα χρειάζονται ενίσχυση με σκοπό την αύξηση πλαστιμότητας. Στη συνέχεια, γίνεται μία πρόταση ενίσχυσης και διερεύνηση αυτής με στόχο τη διερεύνηση της μεταβολής των δεικτών ανεπάρκειας των υποστηλωμάτων για την ενισχυμένη κατασκευή, καθώς και της συμπεριφοράς της ως σύνολο.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η Ελλάδα είναι μια από τις πλέον σεισμογενείς Ευρωπαϊκές χώρες και τις τελευταίες δεκαετίες οι συνέπειες από τις σεισμικές δονήσεις τόσο σε ανθρώπινα θύματα, όσο και σε υλικές ζημιές είναι πολύ μεγάλες. Με την εισαγωγή του πρώτου αντισεισμικού σχεδιασμού στη χώρα μας το 1959 επιβάλλονταν ο υπολογισμός και ο καθορισμός του μεγέθους των δυνάμεων ανάλογα με θεωρούμενη σεισμικότητα της περιοχής και τον τύπο του εδάφους. Βέβαια, η θέσπιση αντισεισμικού κανονισμού δεν σημαίνει ότι οι κατασκευές που σχεδιάστηκαν με αυτόν, διέθεταν ικανοποιητική αντοχή σε σεισμό. Στην πραγματικότητα, η διαστασιολόγηση των μελών τέτοιων κατασκευών παρουσιάζει μικρή αντοχή σε σχέση με τις απαιτήσεις που θεσπίζουν οι σύγχρονοι κανονισμοί. Ως αποτέλεσμα, κρίνεται απαραίτητη στις περισσότερες περιπτώσεις η ενίσχυση των παλαιών κατασκευών. Η ενίσχυση μιας κατασκευής αφορά την αναβάθμιση της ικανότητάς της σε τέτοιο επίπεδο ώστε να ανταποκρίνεται στις αυξημένες απαιτήσεις, οι οποίες καθορίζονται σύμφωνα με την προβλεπόμενη χρήση του κτιρίου. Για το λόγο αυτό οι μελετητές μηχανικοί επιστρατεύουν διάφορες μεθόδους ελαστικών και ανελαστικών αναλύσεων για την ορθή ανάλυση των κατασκευών και για τη σωστή αποτίμηση υφισταμένων αλλά και ενισχυμένων κτιρίων. Η ευκολία στην χρήση και η ταχύτητα υλοποίησης των ελαστικών αναλύσεων καθιστά αυτές πολύτιμο και εύχρηστο εργαλείο στα χέρια ενός μελετητή-μηχανικού. Η δυνατότητα λοιπόν ανάλυσης, αποτίμησης και ενίσχυσης μιας κατασκευής θα ήταν ιδανική εάν και εφόσον ακολουθούνται κανόνες σωστής προσομοίωσης της συμπεριφοράς και της μη-γραμμικότητας μιας κατασκευής. Για το λόγο αυτό, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. προτείνει την μέθοδο αύξησης της τοπικής πλαστιμότητας των μελών με χρήση του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς και διατυπώνει κατάλληλες σχέσεις ώστε να υπολογίζεται η μετα-ελαστική συμπεριφορά των μελών σε όρους στροφών γωνιών χορδής ($M-\theta$). Καθίσταται έτσι δυνατό η θέσπιση ορθής στρατηγικής ενίσχυσης βασισμένη σε αποδεκτά και ακριβή αποτελέσματα βάσει των ορισμών του κανονισμού.

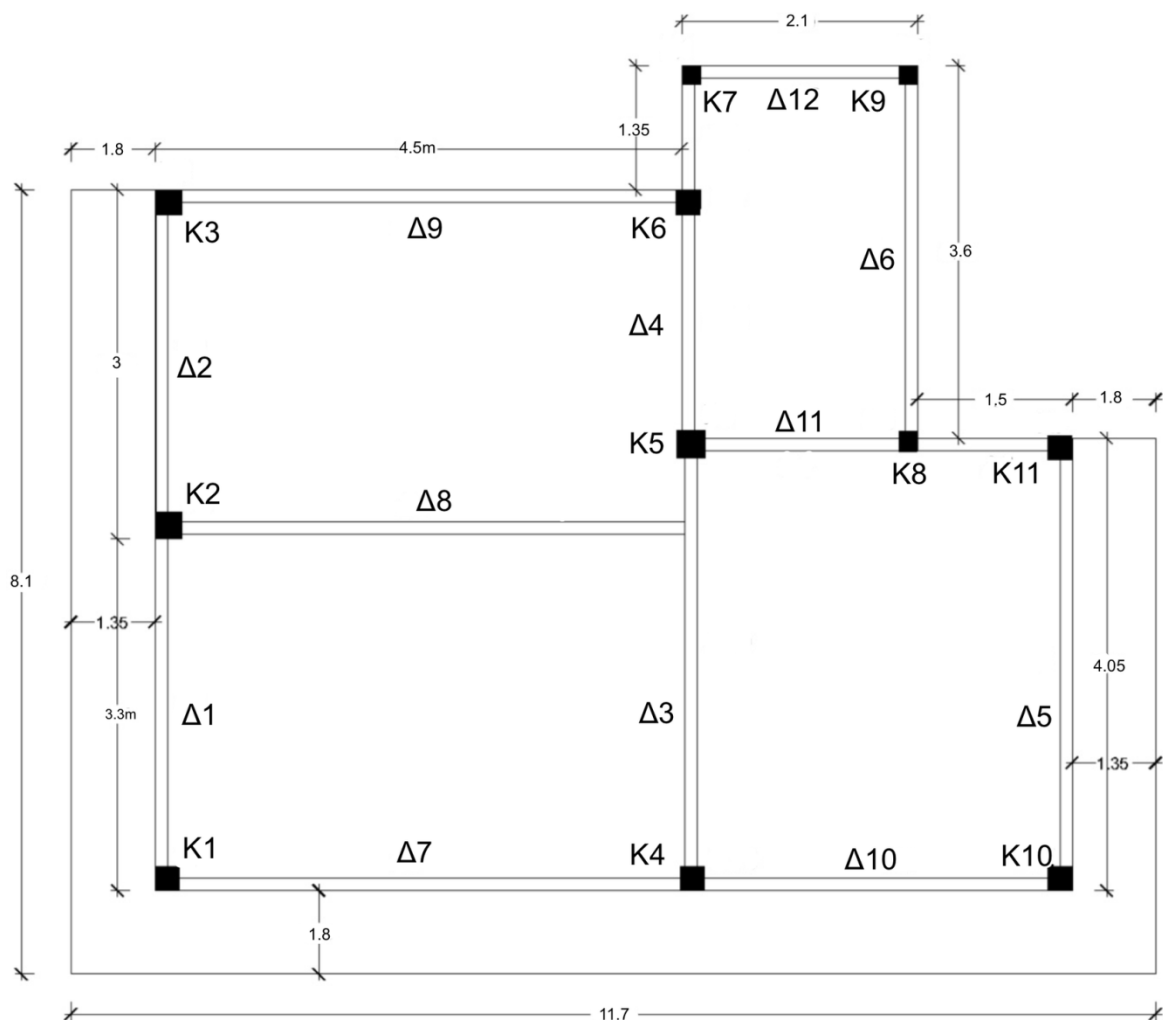
2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΟΡΕΑ

Ο ξυλότυπος του τυπικού ορόφου ενός δυορόφου κτιρίου που έχει κατασκευαστεί το 1975, απεικονίζεται στο σχήμα. Έπειτα από τη φάση διερεύνησης και αποτύπωσης του φορέα, προσδιορίστηκαν τα γεωμετρικά δεδομένα της κατασκευής, τα χαρακτηριστικά μεγέθη αντοχής των υλικών καθώς και οι οπλισμοί όλων των στοιχείων, τα οποία παρατίθενται εν συνεχεία.

-Φορτία:

Επί των πλακών υπάρχει φορτίο από επίστρωση ίσο με $1,1 \text{ kN/m}^2$. Τα ωφέλιμα φορτία μπορούν να θεωρηθούν μόνο επί της πλάκας οροφής ισογείου και να ληφθούν ίσα προς $2,0$

kN/m^2 . Δεν απαιτείται να προσδιοριστεί ξεχωριστά το ίδιο βάρος δοκών και υποστυλωμάτων. Μπορεί να θεωρηθεί ότι το ίδιο βάρος των πλακών, μαζί με αυτό των δοκών και των υποστυλωμάτων ισοδυναμεί με το βάρος πλάκας με πάχος $h_f = 1,5 h_f$. Οι τοιχοποιίες στον όροφο είναι συμμετρικά τοποθετημένες στην περίμετρο και στο εσωτερικό του κτιρίου και το φορτίο τους ισοδυναμεί με ομοιόμορφα κατανεμημένο (στο σύνολο της επιφάνειας οροφής του ισόγειου) ίσο με $g_{\text{τοιχ}} = 1,2 \text{ kN/m}^2$. Το κτίριο θεωρείται ότι βρίσκεται σε περιοχή ζώνης σεισμικότητας II κατά ΕΑΚ, με κατηγορία εδάφους B και σπουδαιότητα Σ3 (Διαφοροποιείται σε κάθε φοιτητή). Το ελαστικό φάσμα ψευδοεπιταχύνσεων για τις παραπάνω συνθήκες θα ληφθεί από τον ως άνω ισχύοντα Αντισεισμικό Κανονισμό. Για τα υλικά να θεωρηθεί: Σκυρόδεμα $f_{cm} = 17 \text{ MPa}$, $f_{cm-s} = 14 \text{ MPa}$, χάλυβας $f_{ym} = 450 \text{ MPa}$, $f_{ym-s} = 410 \text{ MPa}$ και ότι η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (ΣΑΔ) είναι ικανοποιητική. Για το φάσμα σχεδιασμού του Ευροκώδικα χρησιμοποιήθηκαν $a_g = 0.24g$, $\beta = 0.2$, $\theta = 1$, $\gamma_I = 1$ και $TC = 0.5s$.



Σχήμα 1: Κάτοψη του υπό μελέτη φορέα.

-Διατομές και οπλισμοί:

Οι διαστάσεις των διατομών καθώς και οι οπλισμοί τους φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΑ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ(cm)	ΟΠΛΙΣΜΟΙ
K2,3,9,5,11	35/35	4Ø20+4Ø18
K1,4,6,7,8,10	25/25	4Ø20

Πίνακας 1: Διαστάσεις & οπλισμοί υποστηλωμάτων.

ΔΟΚΑΡΙΑ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ(cm)	ΟΠΛΙΣΜΟΙ
ΕΣΩΤΕΡΙΚΑ	20/60	5Ø16+2Ø12
ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚΑ	20/50	4Ø20+2Ø12

Πίνακας 2: Διαστάσεις & οπλισμοί δοκών.

Αναφορικά με τους οπλισμούς σημειώνεται ότι,

-Τα μισά σίδερα ανοίγματος των δοκών κάμπτονται στις στηρίξεις και συμμετέχουν στην ανάληψη ροπής, λόγω επαρκούς αγκύρωσης.

-Σε όλα τα υποστηλώματα υπάρχουν συνδετήρες Ø8/180, ενώ στις δοκούς υπάρχουν Ø6/250.

-Οι πλάκες είναι οπλισμένες με Ø8/100 και στις 2 διευθύνσεις.

3. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΣΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Παρακάτω περιγράφεται η διαδικασία που ακολουθήθηκε αναφορικά με τη προσομοίωση του φορέα στο πρόγραμμα στατικής ανάλυσης SAP2000[1]. Προκειμένου να γίνει η προσομοίωση και η αποτίμηση της κατασκευής για δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας πρέπει πρώτα να γίνουν ορισμένες παραδοχές ούτως ώστε η συμπεριφορά του κτιρίου να αντικατοπτρίζει όσο το δυνατόν καλύτερα τη πραγματικότητα. Η διαμόρφωση του τρισδιάστατου μοντέλου παρουσιάζεται στο κάτωθι σχήμα.

-Γραμμικά μέλη:

Οι δοκοί και τα υποστηλώματα προσομοιώθηκαν με τη χρήση γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων. Βάσει της **§7.2.1 (γ) ΚΑΝ.ΕΠΕ** [2], ειδικά για την περίπτωση των δοκών, έγινε χρήση πλακοδοκών. Επιπροσθέτως, στη περίπτωση εφελκυσμού των πλακοδοκών προβλέπεται και ο συνυπολογισμός του οπλισμού των πλακών εντός του συνεργαζόμενου πλάτους εκατέρωθεν της δοκού εάν και εφόσον αυτός είναι επαρκώς αγκυρωμένος στις στηρίξεις.

-Επιφανειακά μέλη:

Η επιρροή των πλακών στο φορέα εξασφαλίζεται μέσω των πλακοδοκών που προαναφέρθηκαν καθώς και με κατάλληλη διανομή των φορτίων στις δοκούς έδρασης. Επιπλέον ορίστηκε διαφραγματική λειτουργία στους κόμβους που περιβάλλουν τις πλάκες με σκοπό την ενιαία μετατόπιση των κόμβων κάθε ορόφου.

-Φορτία:

Η κατανομή των φορτίων των πλάκες στις δοκούς έγινε σύμφωνα με τις επιφάνειες επιρροής που περιγράφονται στο κεφάλαιο **§9.1.5 Ε.Κ.Ω.Σ. 2000**[3] και διανεμήθηκαν κατά μήκος των δοκών συμπεριλαμβανομένου και του ιδίου βάρους του εκάστοτε δοκαριού. Το ίδιο βάρος των υποστηλωμάτων από την άλλη υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα.

-Κόμβοι κατασκευής:

Οι κόμβοι των πλαισίων θεωρούνται στερεά σώματα. Για την ορθή προσομοίωση τους λοιπόν, ορίστηκε ένα άκαμπτο τμήμα στις συνδέσεις με τα γύρω γραμμικά μέλη, το οποίο παραμένει άκαμπτο.

-Δυσκαμνίες:

Γενικώς η δυσκαμψία και η δυστημσία των φέροντων στοιχείων της κατασκευής εκτιμάται βάσει των πραγματικών χαρακτηριστικών του δομικού στοιχείου καθώς και βάσει της καταπόνησης του σεισμού **§4.4.1.4 KAN.EΠΕ.** [2], με μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών. Κατά την εφαρμογή ελαστικών μεθόδων και ελέγχους σε όρους δυνάμεων η δυσκαμψία των στοιχείων μπορεί να εκτιμάται ως ποσοστό του σταδίου I (μή-ρηγματωμένα στοιχεία). Ακόμη, σύμφωνα με την **§7.1.2. KAN.EΠΕ.** [2], η ενεργός δυσκαμψία που χρησιμοποιείται για την ανάλυση του συστήματος ορίζεται ως $K=F_y/\delta_y$. Παρόλαυτα η τιμή της δυσκαμψίας επιτρέπεται να καθορίζεται για κάθε μέλος σύμφωνα με την τιμή της αξονικής δύναμης που προέρχεται μόνο από τις κατακόρυφες δράσεις, δηλαδή για συνδυασμό φόρτισης $G+0.3Q$. Ως εκτούτου, έγινε χρήση μειωτικών συντελεστών που υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα **BIAX**[4] για δεδομένη αξονική δύναμη, τόσο για τα υποστηλώματα, όσο και για τις δοκούς.

4. ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΚΑΙ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Για να γίνει οποιοσδήποτε έλεγχος στη πορεία, κρίνεται επιτακτικός ο προσδιορισμός της καμπτικής και διατμητικής αντοχής κάθε πρωτεύοντος μέλους. Με αυτόν τον τρόπο θα μπορεί να εξακριβωθεί ο τρόπος αστοχίας κάθε δομικού μέλους, δηλαδή αν αστοχεί με ψαθυρό ή πλάστιμο τρόπο. Έτσι στο στάδιο της ενίσχυσης θα πρέπει να εξασφαλίζεται η πλάστιμη συμπεριφορά των στοιχείων και στη φάση της αποτίμησης, (εφόσον μιλάμε για ψαθυρούς τρόπους αστοχίας), να ορίζεται ως ροπή αντοχής, η ροπή που αντιστοιχεί στη δρώσα τέμνουσα τη στιγμή της αστοχίας.

-Καμπτική αντοχή:

Για τον υπολογισμό της καμπτικής αντοχής των υποστηλωμάτων απαιτούνται διαγράμματα αλληλεπίδρασης ροπής-αξονικού φορτίου (M-N)[5]. Για την εκπόνηση της παρούσης εργασίας αναφορικά με τον υπολογισμό των καμπτικών αντοχών κάθε γραμμικού στοιχείου έγινε χρήση του προγράμματος **BIAX**[4] για το εκάστοτε αξονικό φορτίο καταπόνησης και με τις μέσες τιμές αντοχής των υλικών.

-Διατμητική αντοχή:

Για κάθε υποστήλωμα υπολογίστηκε η τέμνουσα αντοχής του βάσει των κατωτέρω:

$$\text{Διατμητική αντοχή: } V_{rd} = \left(\frac{z}{H_{cl}} \right) N_d + \left(\frac{AS_w}{s} \right) z f_{ywd} \cot \theta \quad , \text{όπου:} \quad (1)$$

$$z=0.9d$$

H_{CL} : καθαρό ύψος υποστηλώματος.

N_d : αξονικό φορτίο (συνδυασμός φόρτισης $G+0.3Q$).

AS_w : εμβαδόν οπλισμού διάτμησης

f_{ywd} : αντοχή σχεδιασμού οπλισμού διάτμησης

$21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ (χρησιμοποιήθηκε $\theta=45^\circ$)

$$\text{Επίσης υπολογίζεται και η τέμνουσα } V_{Mu} = \frac{M_{rd}}{L_s}$$

η οποία είναι η τέμνουσα που αντιστοιχεί στη ροπή αντοχής του υποστηλώματος, με

$$L_s = H_{ορόφου}/2, \text{ το μήκος διάτμησης.}$$

Το συμπέρασμα από τα προαναφερθέντα είναι πως κάθε υποστήλωμα αστοχεί με πλάστιμο τρόπο αστοχίας.

5. ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Εν συνεχεία, θα περιγραφούν τα αποτελέσματα και η διαδικασία της μεθόδου αποτίμησης κατασκευής με χρήση ελαστικών δυναμικών αναλύσεων.

Σύμφωνα με την **§5.6.1. ΚΑΝ.ΕΠΕ.** [2], η χρήση τέτοιου είδους αναλύσεων προϋποθέτει την τήρηση κάποιων κανόνων που προσδιορίζονται στο εθνικό προσάρτημα του **ΕΚ 8-3**[6] για τη χώρα μας.

-Ειδικότερα θα πρέπει:

Για όλα τα κύρια στοιχεία να προκύπτει δείκτης ανεπάρκειας $\lambda \leq 2,5$ ή για ένα ή περισσότερα απο αυτά να προκύπτει $\lambda \geq 2,5$ και το κτίριο να είναι **μορφολογικά κανονικό**.

Εδώ είναι σημαντικό είναι να τονίσουμε, ότι ως **δείκτης ανεπάρκειας λ** ενός δομικού στοιχείου ορίζεται σύμφωνα με την **Εξ.5.1.ΚΑΝ.ΕΠΕ.** [2]:

$$\lambda = S_E / R_m \quad (2)$$

,όπου:

- S_E : Τα εντατικά μεγέθη (ροπές) που προκύπτουν απο τη δράση του σεισμικού σχεδιασμού για $q=1$. **(§4.4.2.ΚΑΝ.ΕΠΕ.)**[2],

- R_m : Η διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου, υπολογισμένη με τις μέσες τιμές αντοχής των υλικών. **(§5.1.4. ΚΑΝ.ΕΠΕ.)**[2],

Για το λόγο αυτό επιβάλλεται να εκτελεστεί μια **προκαταρκτική ελαστική ανάλυση** με χρήση του φάσματος σχεδιασμού του Ευρωκώδικα και $q=1$, δηλαδή χωρίς απομείωση της σεισμικής δράσης. Οι έλεγχοι θα γίνουν για τον δυσμενέστερο από τους εξής συνδυασμούς:

- $G+0,3Q \pm E_x$
- $G+0,3Q \pm E_y$

Με αυτόν τον τρόπο θα αποκτήσουμε άλλωστε και μια καλύτερη εικόνα της κατανομής των ανεπαρειών της κατασκευής πρωτού αποτιμηθεί και επιλεγεί τακτική ενίσχυσης της.

-Πρέπει να σημειωθεί, πως για την εκτέλεση οποιασδήποτε δυναμικής ανάλυσης, θα πρέπει πρώτα να εκτελεστεί μια **ιδιομορφική (MODAL) φασματική ανάλυση**.

Με την ανάλυση αυτή υπολογίζονται οι ιδιομορφές, οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι καθώς και η συνεισφορά της μάζας σε κάθε ιδιομορφή.

Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής και της προκαταρκτικής ανάλυσης σε πινακοποιημένη μορφή.

		ΣΥΝΕΙΣΦΟΡΑ ΜΑΖΑΣ	
ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ	ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΣ (sec)	X-ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	Y-ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ
1	0,440715	0,70904	0,01725
2	0,375011	0,02669	0,97291
3	0,297522	0,26427	0,00966
4	0,063458	1,81E-06	4,55E-05
5	0,058316	4,02E-10	4,84E-05
6	0,058084	1,94E-07	7,00E-05
7	0,0545	1,23E-07	4,06E-08
8	0,039176	2,65E-06	6,38E-07
9	0,036812	2,21E-07	2,93E-09
10	0,03671	8,00E-09	1,42E-06
11	0,024744	1,88E-07	4,23E-07
12	0,024408	1,25E-08	3,16E-08

Πίνακας 3: Ιδιοπερίοδοι και συνεισφορές μαζών ανα διεύθυνση

ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΩΝ ΙΣΟΓΕΙΟΥ (ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΗΣ)					
ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)	Med (kNm)	N (kN)	Mrd (kNm)	λ
K1	35x35	468,6	247,2	141,6	3,31
K2	25x25	118,4	288,7	79,8	1,48
K3	35x35	338,6	118,4	131,7	2,57
K4	25x25	165,6	328,6	82,5	2,01
K5	35x35	432,9	246,2	140,8	3,07
K6	25x25	119,3	29,6	65,3	1,83
K7	25x25	107,7	26	64,4	1,67
K8	25x25	134,5	77,6	70,3	1,91
K9	35x35	340,9	48,1	125,9	2,71
K10	35x35	450,2	247,1	141,5	3,18
K11	25x25	123	121,4	134,6	0,91

Πίνακας 4: Δείκτες ανεπάρκειας υποστηλωμάτων ισογείου.

ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΩΝ ΟΡΟΦΟΥ (ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΗΣ)					
ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)	Med (kNm)	N (kN)	Mrd (kNm)	λ
K1	35x35	264,7	105,9	132,2	2,00
K2	25x25	52,3	120,6	73,8	0,71
K3	35x35	132,4	51,8	126,4	1,05
K4	25x25	16,1	140,3	74,9	0,21
K5	35x35	105,5	110,3	133,4	0,79
K6	25x25	8,5	10	63,2	0,13
K7	25x25	5	10,4	63,4	0,08
K8	25x25	2,8	33,4	65,1	0,04
K9	35x35	89,6	20,4	124,6	0,72
K10	35x35	232,5	104,4	131,6	1,77
K11	25x25	14,7	53,5	67,8	0,22

Πίνακας 5: Δείκτες ανεπάρκειας υποστηλωμάτων ορόφου.

ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΔΟΚΩΝ ΙΣΟΓΕΙΟΥ (ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΗΣ)					
ΔΟΚΟΣ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)	Med (kNm)	N (kN)	Mrd (kNm)	λ
Δ1	20x50	139,2	-	129,6	1,07
Δ2	20x50	154,2	-	146,6	1,05
Δ3	20x60	126,3	-	186,26	0,68
Δ4	20x60	110,1	-	142,8	0,77
Δ5	20x50	150,9	-	131,1	1,15
Δ6	20x50	136,6	-	138,9	0,98
Δ7	20x50	249,3	-	141,4	1,76
Δ8	20x60	114,9	-	192,3	0,60
Δ9	20x50	212,7	-	157,1	1,35
Δ10	20x50	250	-	131,8	1,90
Δ11	20x60	313,9	-	170,9	1,84
Δ12	20x50	250,8	-	119,8	2,09
Δ13	20x50	118,9	-	128,3	0,93
Δ14	20x50	60,8	-	132,4	0,46

Πίνακας 6: Δείκτες ανεπάρκειας δοκών ισογείου.

ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΔΟΚΩΝ ΟΡΟΦΟΥ (ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΗΣ)					
ΔΟΚΟΣ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)	Med (kNm)	N (kN)	Mrd (kNm)	λ
Δ1	20x50	43,6	-	129,6	0,34
Δ2	20x50	32,6	-	130,52	0,25
Δ3	20x60	48,6	-	186,26	0,26
Δ4	20x60	42,1	-	142,8	0,29
Δ5	20x50	56,8	-	131,1	0,43
Δ6	20x50	27,7	-	138,9	0,20
Δ7	20x50	99,1	-	141,4	0,70
Δ8	20x60	38,8	-	192,3	0,20
Δ9	20x50	51	-	157,1	0,32
Δ10	20x50	82,1	-	131,8	0,62
Δ11	20x60	38,8	-	170,9	0,23
Δ12	20x50	44,4	-	119,8	0,37
Δ13	20x50	16	-	111,5	0,14
Δ14	20x50	8	-	132,4	0,06

Πίνακας 7: Δείκτες ανεπάρκειας δοκών ορόφου.

Από τα παραπάνω αποτελέσματα είναι προφανές πως για περισσότερα απο ένα στοιχεία της κατασκευής προκύπτει δείκτης ανεπάρκειας (λ) μεγαλύτερος του 2,5 και επομένως δεν ικανοποιείται το πρώτο μέρος της συνθήκης εφαρμογής ελαστικής δυναμικής ανάλυσης. Για το λόγο αυτό θα ελεγχθεί η μορφολογική κανονικότητα της κατασκευής.

-Ένα κτίριο θεωρείται μορφολογικά κανονικό, όταν: (§5.5.1.2. ΚΑΝ.ΕΠΕ.)[2],

(α) Κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δε διακόπτεται καθ' ύψος.

(β) Κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δε συνεχίζεται σε γειτονικό όροφο σε εκτός επιπέδου εσοχή.

(γ) Το κτίριο δε περιλαμβάνει όροφο του οποίου, για μια δεδομένη διεύθυνση σεισμικής δράσης, το πηλίκο του λόγου λ στοιχείου που βρίσκεται σε μία πλευρά του ορόφου, προς τον αντίστοιχο λόγο στοιχείου σε οποιαδήποτε άλλη πλευρά, υπερβαίνει το 1,5.

(δ) Το κτίριο δε περιλαμβάνει όροφο του οποίου ο μέσος δείκτης ανεπάρκειας λ_k ενός ορόφου, να υπερβαίνει το 150% του αντίστοιχου λόγου ενός υπερκείμενου ή υποκείμενου ορόφου. Μέσος δείκτης ανεπάρκειας λ_k ορίζεται το μέγεθος $\lambda_k = \sum \lambda_i V_{si} / \sum V_{si}$ (3), όπου:

- λ_i : Ο δείκτης ανεπάρκειας για το κύριο στοιχείο i του ορόφου.

- V_{si} : Η δρώσα τέμνουσα από ελαστική ανάλυση.

- n : Ο αριθμός των κύριων στοιχείων του ορόφου.

Παρατηρούμε πως ο μεγαλύτερος λόγος ανεπάρκειας αφορά το υποστήλωμα K1 του κτιρίου το οποίο θεωρείται και το πλέον εύρωστο.

Εξίσου εύκολα βλέπουμε πως το πηλίκο $\lambda_{K1}/\lambda_{K7}=1,98$.

Σημειώνεται πως και οι 2 αυτοί λόγοι ανεπάρκειας προέκυψαν για σεισμικό συνδυασμό **G+0.3Q+E_x**.

Επομένως αυτόματα δεν ικανοποιείται η τρίτη συνθήκη και το κτίριο μας δε θεωρείται μορφολογικά κανονικό.

Ανεξαρτήτως βέβαια της ισχύος των προηγούμενων συνθηκών, και με την προϋπόθεση απουσίας ουσιωδών βλαβών στη κατασκευή, επιτρέπεται για σκοπούς αποτίμησης και μόνο η εφαρμογή της ελαστικής δυναμικής μεθόδου με προσαυξημένους συντελεστές ασφαλείας προσομοιώματος γ_{sd} κατά **0.15**. §5.6.1.(β) ΚΑΝ.ΕΠΕ. [2],

6. ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΤΟΠΙΚΟΥΣ ΔΕΙΚΤΕΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Η μέθοδος των επιμέρους τοπικών δεικτών συμπεριφοράς m είναι και αυτή αντίστοιχη με την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος, και συνιστάται να εφαρμόζεται σε φορείς που παρουσιάζουν έντονη ανισοκατανομή των απαιτούμενων πλαστικών παραμορφώσεων.

Οι δείκτες m ή αλλιώς **τοπικοί δείκτες πλαστιμότητας**, αντιπροσωπεύουν τη διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα ενός μέλους. Με τη σειρά τους διαιρούνται με τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη για να ληφθεί υπόψη η διαθέσιμη ανελαστική συμπεριφορά του μέλους. Εάν επιλεγεί ο δείκτης αυτός να εκφραστεί με τη βοήθεια γωνιών στροφής (μέλους) στην αστοχία (θ_y) και γωνιών στροφής στη διαρροή (θ_u) τότε ορίζεται ως **(§4.7.1. ΚΑΝ.ΕΠΕ.)** [2]:

$$m = \theta_d / \theta_u \quad (4)$$

,όπου:

- θ_d : η τιμή σχεδιασμού οριακής παραμόρφωσης, ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας.

- θ_u : η τιμή παραμόρφωσης αστοχίας.

Για τη **στάθμη επιτελεστικότητας Β (Προστασία ζωής)**, ο φέροντας οργανισμός της κατασκευής μπορεί να σχηματίσει ανελαστικές παραμορφώσεις σε μεγάλη σχετικά έκταση, αλλά ταυτοχρόνως διαθέτει και επαρκή περιθώρια έναντι εξάντλησης των διαθέσιμων παραμορφώσεων αστοχίας.

Για τα πρωτεύοντα στοιχεία ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζει: $\theta_d = 0,5 * \frac{\theta_y + \theta_u}{\gamma_{rd}}$ **(5)**

Ελλείψει ακριβέστερων στοιχείων οι τιμές αυτές μπορούν να υπολογιστούν βάσει των εξισώσεων που παρουσιάζονται στις **§7.2.2.** και **§7.2.4.1. του ΚΑΝ.ΕΠΕ.** [2],

Αφού υπολογιστούν οι τοπικοί δείκτες πλαστιμότητας m , για δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας, τα δρώντα εντατικά μεγέθη στα μέλη διαιρούνται με τον δείκτη m και λαμβάνεται έτσι υπόψη η πλαστιμότητα των στοιχείων.

Οι συντελεστές αυτοί υπολογίζονται αυτόματα από το λογισμικό BIAx[4] με μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών. Πιο συγκεκριμένα, προσδιορίστηκε η δυσμενέστερη δρώσα ροπή (M_{ed}) για τους τέσσερις σεισμικούς συνδυασμούς δράσης. Σε συνδυασμό με τις αξονικές δυνάμεις καταπόνησης για το συνδυασμό $G+0.3Q$, και με χρήση γραμμικής παρεμβολής εξήχθησαν τα σχετικά μεγέθη.

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσιάζονται στους επόμενους πίνακες.

Μαζί παρουσιάζονται και οι τιμές των αξονικών φορτίων, των δρώσων ροπών και των ροπών αντοχής που χρησιμοποιήθηκαν κατά τους υπολογισμούς.

ΛΟΓΟΙ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΩΝ ΙΣΟΓΕΙΟΥ (ΜΕΘΟΔΟΣ m)								
ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)	N (kN)	Med (kNm)	$\mu\theta$	m	Med/m	Mrd (kNm)	λ
K1	35x35	247,2	421,7	4,6660	1,5865	265,8	110,2	2,41
K2	25x25	288,7	106,6	5,5308	1,8286	58,3	146,6	0,40
K3	35x35	118,4	304,7	5,0765	1,7014	179,1	186,3	0,96
K4	25x25	328,6	149,0	5,2530	1,7508	85,1	142,8	0,60
K5	35x35	246,2	389,6	4,6720	1,5882	245,3	131,1	1,87
K6	25x25	29,6	107,4	7,0250	2,2470	47,8	138,9	0,34
K7	25x25	26	96,9	7,0300	2,2484	43,1	141,4	0,30
K8	25x25	77,6	121,1	6,3850	2,0678	58,5	192,3	0,30
K9	35x35	48,1	306,8	5,2820	1,7590	174,4	157,1	1,11
K10	35x35	247,1	430,9	4,7230	1,6024	268,9	131,8	2,04
K11	25x25	121,4	110,7	6,2270	2,0236	54,7	170,9	0,32

Πίνακας 8: Λόγοι ανεπάρκειας υποστηλωμάτων ισογείου.

ΛΟΓΟΙ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΩΝ ΟΡΟΦΟΥ (ΜΕΘΟΔΟΣ m)								
ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)	N (kN)	Med (kNm)	μθ	m	Med/m	Mrd (kNm)	λ
K1	35x35	105,9	238,2	5,0765	1,7014	140,0	132,2	1,06
K2	25x25	120,6	47,1	6,2257	2,0232	23,3	73,8	0,32
K3	35x35	51,8	119,2	5,2188	1,7413	68,4	126,4	0,54
K4	25x25	140,3	14,5	5,8321	1,9130	7,6	74,9	0,10
K5	35x35	110,3	95,0	5,0765	1,7014	55,8	133,4	0,42
K6	25x25	10	7,7	5,4610	1,8091	4,2	63,2	0,07
K7	25x25	10,4	4,5	5,4617	1,8093	2,5	63,4	0,04
K8	25x25	33,4	2,5	5,3286	1,7720	1,4	65,1	0,02
K9	35x35	20,4	80,6	5,3951	1,7906	45,0	124,6	0,36
K10	35x35	104,4	209,3	5,1033	1,7089	122,4	131,6	0,93
K11	25x25	53,5	13,2	5,2817	1,7589	7,5	67,8	0,11

Πίνακας 9: Λόγοι ανεπάρκειας υποστηλωμάτων ορόφου.

ΛΟΓΟΙ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΔΟΚΩΝ ΙΣΟΓΕΙΟΥ (ΜΕΘΟΔΟΣ m)								
ΔΟΚΟΣ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)	N (kN)	Med (kNm)	μθ	m	Med/m	Mrd (kNm)	λ
Δ1	20x50	-	125,3	3,1022	1,1486	109,1	129,6	0,84
Δ2	20x50	-	138,8	3,1296	1,1563	120,0	146,6	0,82
Δ3	20x60	-	113,7	3,5768	1,2815	88,7	186,3	0,48
Δ4	20x60	-	99,1	23,5412	6,8715	14,4	142,8	0,10
Δ5	20x50	-	135,8	3,1376	1,1585	117,2	131,1	0,89
Δ6	20x50	-	122,9	3,3989	1,2317	99,8	138,9	0,72
Δ7	20x50	-	224,4	2,8613	1,0812	207,5	141,4	1,47
Δ8	20x60	-	103,4	3,5211	1,2659	81,7	192,3	0,42
Δ9	20x50	-	191,4	3,3178	1,2090	158,3	157,1	1,01
Δ10	20x50	-	225,0	3,0160	1,1245	200,1	131,8	1,52
Δ11	20x60	-	282,5	3,5952	1,2867	219,6	170,9	1,28
Δ12	20x50	-	225,7	4,1232	1,4345	157,4	250,8	0,63
Δ13	20x50	-	107,0	15,2890	4,5609	23,5	118,9	0,20
Δ14	20x50	-	60,8	8,6529	2,7028	22,5	60,8	0,37

Πίνακας 10: Λόγοι ανεπάρκειας δοκών ισογείου.

ΛΟΓΟΙ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΔΟΚΩΝ ΟΡΟΦΟΥ (ΜΕΘΟΔΟΣ m)								
ΔΟΚΟΣ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)	N (kN)	Med (kNm)	μθ	m	Med/m	Mrd (kNm)	λ
Δ1	20x50	-	41,4	3,1022	1,1486	36,1	129,6	0,28
Δ2	20x50	-	31,0	3,1296	1,1563	26,8	146,6	0,18
Δ3	20x60	-	46,2	3,5768	1,2815	36,0	186,3	0,19
Δ4	20x60	-	40,0	23,5412	6,8715	5,8	142,8	0,04
Δ5	20x50	-	54,0	3,1376	1,1585	46,6	131,1	0,36
Δ6	20x50	-	26,3	3,3989	1,2317	21,4	138,9	0,15
Δ7	20x50	-	94,1	2,8613	1,0812	87,1	141,4	0,62
Δ8	20x60	-	36,9	3,5211	1,2659	29,1	192,3	0,15
Δ9	20x50	-	48,5	3,3178	1,2090	40,1	157,1	0,26
Δ10	20x50	-	78,0	3,0160	1,1245	69,4	131,8	0,53
Δ11	20x60	-	36,9	3,5952	1,2867	28,6	170,9	0,17
Δ12	20x50	-	42,2	4,1232	1,4345	29,4	250,8	0,12
Δ13	20x50	-	15,2	15,2890	4,5609	3,3	118,9	0,03
Δ14	20x50	-	7,6	1,0000	0,5600	13,6	60,8	0,22

Πίνακας 11: Λόγοι ανεπάρκειας δοκών ορόφου

7. ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΔΕΙΚΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ q .

Η ελαστική δυναμική ανάλυση με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς q είναι παρεμφερής της μεθόδου που χρησιμοποιήθηκε προηγουμένως με τους τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας m . Μια ειδοποιός διαφορά μεταξύ των δύο, είναι το ότι εν αντιθέσει με τη μέθοδο m , στη μέθοδο q δεν υπολογίζονται επιμέρους δείκτες για κάθε μέλος ανεξάρτητα, αλλά ένας καθολικός δείκτης συμπεριφοράς της κατασκευής με τον οποίο θα διαιρεθούν όλα τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την ελαστική ανάλυση της κατασκευής. Ο δείκτης αυτός υπολογίζεται βάσει του πίνακα **Σ.4.4 ΚΑΝ.ΕΠΕ.**[2], και στην περίπτωση μας εκλέγεται $q=1.3$.

Έχουμε εντοπίσει πως το πλέον εύτρωτο υποστήλωμα της κατασκευής είναι το K1 του ισογείου. Θα υπολογιστεί εν συνεχεία ένας καθολικός δείκτης συμπεριφοράς για την εκάστοτε διεύθυνση σεισμού ούτως ώστε πλέον $\lambda_{K1}=1$.

Πραγματοποιούνται έτσι διαδοχικές φασματικές αναλύσεις για κάθε διεύθυνση ανεξάρτητα με $q>1$.

Η συνθήκη αυτή πρακτικά μας εξασφαλίζει πως η στιγμή που το υποστήλωμα K1 κρίνεται ανεπαρκές ταυτίζεται με τη στιγμή που το σύστημα αρχίζει να πλαστικοποιείται.

Οι υπολογισμένοι δείκτες συμπεριφοράς ανα διεύθυνση προέκυψαν ως:

• $q_{απ, x}=3.1$

• $q_{απ, y}=2.6$

Οι νέοι δείκτες ανεπάρκειας των υποστηλωμάτων φαίνονται παρακάτω.

Ακόμη δείχνονται και οι δείκτες μ_{θ} οι οποίοι υπολογίστηκαν προηγουμένως από το λογισμικό BIAx. Οι δείκτες μ_{θ} χρησιμεύουν ώστε να υπολογιστεί η διαθέσιμη γωνία στροφής ενός μέλους και για να γίνει η μετατροπή του καθολικό δείκτη, σε δείκτη μέλους. Έτσι τελικά θα είμαστε σε θέση να διαπιστώσουμε εάν κάποιο υποστήλωμα χρειάζεται ενίσχυση έναντι πλαστιμότητας.

Εναλλακτικά, μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι σχέσεις που προτείνονται στο **ΚΕΦ.7 ΚΑΝ.ΕΠΕ.** [2] σε συνδυασμό με τις σχέσεις του **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7 ΚΑΝ.ΕΠΕ.** [2].

-Για τα υποστηλώματα ισογείου:

G+0.3Q+EX	G+0.3Q+EY	
λ	λ	μ_{θ}
1,01	0,99	4,6660
0,34	0,57	5,5308
0,83	0,99	5,0765
0,68	0,38	5,2530
0,99	0,86	4,6720
0,61	0,72	7,0250
0,54	0,69	7,0300
0,62	0,63	6,3850
0,88	1,02	5,2820
0,98	0,93	4,7230
0,30	0,39	6,2270

Πίνακας 12: Λόγοι ανεπάρκειας υποστηλωμάτων ισογείου

-Για τα υποστηλώματα ορόφου:

G+0.3Q+EX	G+0.3Q+EY	
λ	λ	μθ
0,79	0,42	5,0765
0,40	0,11	6,2257
0,35	0,21	5,2188
0,07	0,17	5,8321
0,24	0,06	5,0765
0,09	0,01	5,4610
0,05	0,05	5,4617
0,07	0,29	5,3286
0,22	0,34	5,3951
0,38	0,54	5,1033
0,05	0,07	5,2817

Πίνακας 13: Λόγοι ανεπάρκειας υποστηλωμάτων ορόφου

Ο δείκτης q ορίζεται ως $q=q_H \cdot q_U$ (6) όπως αναφέρεται και στο **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 4.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ.** [2].

Γενικά, ο παράγοντας q μπορεί να είναι διαφορετικός για κάθε κύρια διεύθυνση του κτιρίου, αναλόγως φυσικά του δομητικού συστήματος και της εκάστοτε ιδιοπεριόδου. Παρόλα αυτά το "μέγεθος" πλαστιμότητας θα είναι ίδιο ανεξαρτήτως διεύθυνσης. Ο δείκτης q εξαρτάται δε από δύο επιμέρους παράγοντες.

(α) Ο παράγοντας υπεραντοχής q_U : Εκφράζεται σε όρους δύναμης και ισούται με το λόγο της σεισμικής δύναμης (τέμνουσα βάσης) που οδηγεί σε γενικευμένη διαρροή πολλών στοιχείων, ως προς τη δύναμη V_1 που οδηγεί σε διαρροή το πρώτο δομικό στοιχείο του κρίσιμου ορόφου. Η τιμή του ποικίλει ανάλογα το δομητικό σύστημα που εξετάζεται, τη κανονικότητα του σε κάτοψη, την υπερστατικότητα του και γενικότερα τη δυνατότητα ανακατανομής της έντασης σε όλο τον οργανισμό. Οι τιμές του γενικά εκλέγονται από τον **ΠΙΝΑΚΑ σελ.4-30 ΚΑΝ.ΕΠΕ.** [2].

(β) Ο παράγοντας πλαστιμότητας q_H : Εκφράζεται σε όρους παραμόρφωσης και ισούται με τον λόγο της οριακής παραμόρφωσης αστοχίας (βάσει στάθμης επιτελεστικότητας), ως προς τη παραμόρφωση γενικευμένης διαρροής, δηλαδή ενάρξεως μηχανισμού ορόφου.

Με τη διαφοροποίηση αυτή, είναι δυνατή η εκτίμηση της απαιτούμενης πλαστιμότητας σε όρους μετακινήσεων, η στροφής χορδής σε επίπεδο ορόφου, και έπειτα η εύρεση της απαιτούμενης πλαστιμότητας για τα επιμέρους φέροντα στοιχεία του ορόφου αναφοράς.

Για τη μετατροπή του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζει:

$$\bullet \mu_\delta = q_\pi, T \geq T_c \quad (7)$$

$$\bullet \mu_\delta = 1 + (T_c/T)(q_\pi - 1), T < T_c \quad (8)$$

όπου μ_δ ο απαιτούμενος δείκτης συμπεριφοράς, και T_c η περίοδος από την οποία αρχίζει ο φθίνων κλάδος του φάσματος σχεδιασμού. Πιο συγκεκριμένα, $\mu_\delta = \mu_{\delta,op} \approx \mu_{\theta,op}$, το οποίο χρησιμοποιείται για κανονικά κτίρια καθ' ύψος με ομοιόμορφη κατανομή και διασπορά των αντιστάσεων αλλά και των ανελαστικών απαιτήσεων, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται (με αξιοπιστία) η δημιουργία οιονεί-πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών ή έστω και σε λίγα άκρα υποστηλωμάτων όπως αναφέρεται και στο **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 4.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ.** [2].

Επομένως βάσει των ανωτέρω έχουμε:

$$-T_c = 0.5 \text{ sec}$$

-Ως κρίσιμος όροφος θεωρείται το ισόγειο.

- $T_X=0.441$ sec, $T_Y=0.375$ sec.

- $q=q_H \cdot q_U$, όπου στην περίπτωση μας εκλέγεται $q_U=1$.

Η τιμή μ_d μπορεί να μεταφρασθεί σε απαιτούμενη πλαστιμότητα του κρίσιμου ορόφου σε όρους στροφής χορδής και ισχύει $\mu_{\theta,op}=\mu_{d,op}$.

Ως εκ τούτου, τα δομικά μας μέλη καλούνται να δείξουν τοπική πλαστιμότητα m για τους αρχικούς δείκτες q ως:

$\mu_{d,ap,X}=3.38$

$\mu_{d,ap,Y}=3.13$

Για να ελεγχθεί εάν κάθε όροφος του κτιρίου είναι ικανός να επιδείξει τους ως άνω δείκτες πλαστιμότητας ανά διεύθυνση, πρέπει να προσδιοριστούν οι αντίστοιχοι τοπικοί δείκτες m_i κάθε πρωτεύοντος στοιχείου του ορόφου. Έτσι αφού έχει εντοπισθεί το πλέον εύτρωτο υποστήλωμα του ισογείου, τα υπόλοιπα δομικά στοιχεία καλούνται να επιδείξουν με τη σειρά τους τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας m ίσους με: $\mu_{\theta i}=(\lambda_i/\lambda_{max})\mu_{\theta,max}$ (9), με:

- λ_i : Οι δείκτες ανεπάρκειας των μελών

- λ_{max} : $\max \lambda_i$

Τα αποτελέσματα καθώς και η απαίτηση ενίσχυσης με τη μέθοδο q , παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα:

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ-Y			
ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ	$m_{\theta i}$, απαιτ.	μ_{θ}	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
K1	6,47	4,6660	ΌΧΙ
K2	2,90	5,5308	ΝΑΙ
K3	5,02	5,0765	ΝΑΙ
K4	3,92	5,2530	ΝΑΙ
K5	6,01	4,6720	ΌΧΙ
K6	3,57	7,0250	ΝΑΙ
K7	3,27	7,0300	ΝΑΙ
K8	3,74	6,3850	ΝΑΙ
K9	5,29	5,2820	ΌΧΙ
K10	6,22	4,7230	ΌΧΙ
K11	1,79	6,2270	ΝΑΙ

Πίνακας 14: Απαιτούμενα $\mu_{\theta,i}$ ανά διεύθυνση

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ-X			
ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ	$m_{\theta i}$, απαιτ.	μ_{θ}	ΕΠΑΡΚΕΙΑ
K1	7,03	4,6660	ΌΧΙ
K2	3,15	5,5308	ΝΑΙ
K3	5,46	5,0765	ΌΧΙ
K4	4,26	5,2530	ΝΑΙ
K5	6,53	4,6720	ΌΧΙ
K6	3,88	7,0250	ΝΑΙ
K7	3,55	7,0300	ΝΑΙ
K8	4,06	6,3850	ΝΑΙ
K9	5,75	5,2820	ΌΧΙ
K10	6,76	4,7230	ΌΧΙ
K11	1,94	6,2270	ΝΑΙ

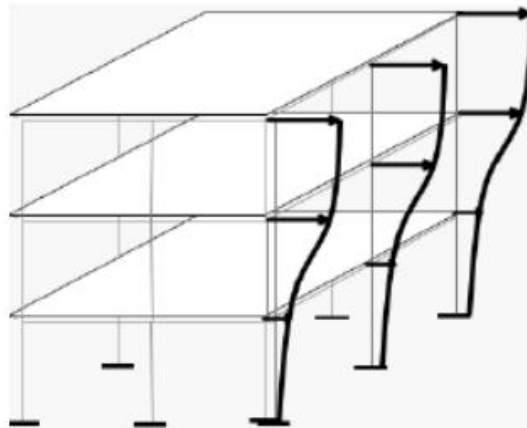
Πίνακας 15: Απαιτούμενα $\mu_{\theta,i}$ ανά διεύθυνση

8. ΑΝΑΛΥΣΗ PUSHOVER

Με το πέρασμα των ετών και την ταχεία εξέλιξη της τεχνολογίας, οι ανελαστικές αναλύσεις κρίνονται πλέον ως οι καταλληλότερες μέθοδοι αποτίμησης της συμπεριφοράς μίας κατασκευής έναντι σεισμικής διέγερσης. Οι ανελαστικές αναλύσεις υπερτερούν έναντι των υπολοίπων αφού μέσω αυτών προσομοιώνεται η ανελαστική συμπεριφορά των μελών και συμπεριλαμβάνεται στο υπολογιστικό μοντέλο, με αποτέλεσμα την ακριβέστερη προσομοίωσή τους. Για τη χρήση τους βέβαια είναι αναγκαία η απαραίτητη γνώση των υπολογιστικών εργαλείων που χρησιμοποιούνται σε μια τέτοιου είδους ανάλυση, καθώς και η εμπειρία του μηχανικού σε συνδυασμό με την κατανόηση των παραδοχών και εννοιών που υιοθετούνται.

Η στατική ανελαστική ανάλυση (PUSHOVER), είναι μία τέτοιου είδους ανάλυση. Κατά την υλοποίηση της αποσκοπεί στην προσέγγιση της συμπεριφοράς της κατασκευής έναντι ενός φαινομένου υποβολής μονοτονικά αυξανόμενων πλευρικών φορτίων, όπως ακριβώς και στη περίπτωση καταπόνησης από μία σεισμική διέγερση στη πραγματικότητα. Παρόλαυτα παραμένει όπως μαρτυρά και το όνομα της, μία στατική ανάλυση, επομένως παραμένει μία προσέγγιση της πραγματικότητας, ικανή όμως να μας δώσει πολύτιμα στοιχεία για τη συμπεριφορά του φορέα. Στη περίπτωση αυτή, οι ελέγχοι γίνονται σε όρους παραμορφωσιακών και όχι εντατικών μεγεθών, ούτως ώστε να δοθούν καλύτερα αποτελέσματα, μέσω του εντοπισμού της διαρροής και της αστοχίας των μελών.

Η φόρτιση που επιβάλλεται πρόκειται για μία πλευρική ώθηση και συνεχίζεται έως ότου στα άκρα των μελών να δημιουργηθούν τόσες πλαστικές αρθρώσεις ούτως ώστε η κατασκευή να μην είναι πλέον σε θέση να παραλάβει τα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας, έως ότου δηλαδή επέλθει η αστοχία του. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζει να γίνεται Pushover ανάλυση για δύο καθ' ύψος κατανομές δυνάμεων, μία ιδιομορφική και μία ομοιόμορφη. Βασική προϋπόθεση εφαρμογής βέβαια, είναι η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών που προκύπτουν από τη φασματική (modal) ανάλυση της κατασκευής να μην είναι σημαντικές.

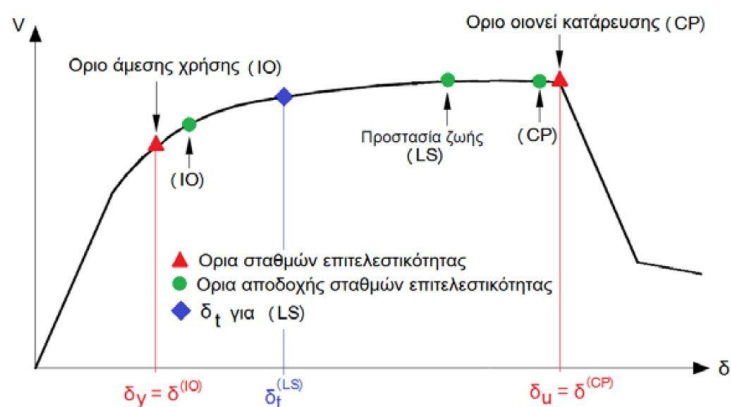


Σχήμα 2: Ιδιομορφική κατανομή δυνάμεων

Σε κάθε βήμα αύξησης της οριζόντιας φόρτισης οι θέσεις όπου παρατηρείται υπέρβαση της αντοχής κάποιου δομικού μέλους μιας οποιασδήποτε στάθμης επιτελεστικότητας σημειώνονται καταλλήλως.

Μετά το πέρας της ανάλυσης, χαράσσεται η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής σε όρους μετακίνησης του κόμβου ελέγχου (το κέντρο μάζας του ανώτατου ορόφου)-τέμνουσας βάσης. Πάνω σε αυτή τοποθετούνται τα όρια των σταθμών επιτελεστικότητας όπως ορίζεται

από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και συγκρίνονται με τη στοχευόμενη μετακίνηση της εκάστοτε περίπτωσης.

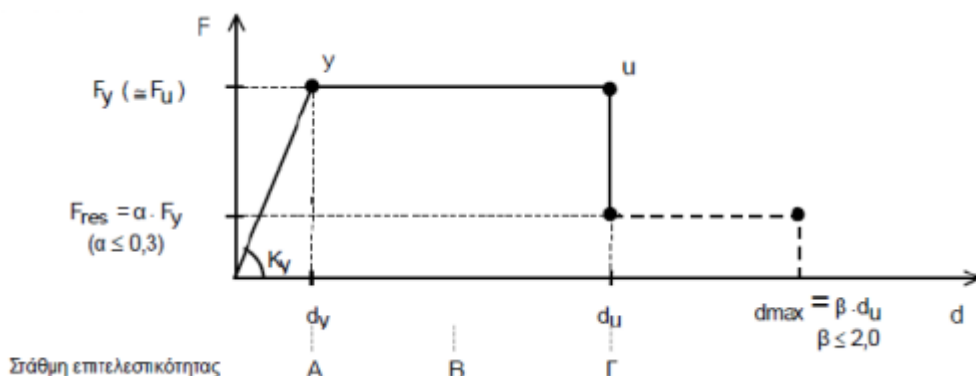


Σχήμα 3: Όρια σταθμών επιτελεστικότητας

Τέλος, γίνονται οι έλεγχοι των κριτηρίων επιτελεστικότητας, προσδιορίζεται ο λόγος υπεραντοχής του κτιρίου και ο μελετητής είναι σε θέση να δει τη συμπεριφορά των μελών και την εξέλιξη των πλαστικών αρθρώσεων για κάθε μέλος της κατασκευής και για κάθε μετακίνηση. Έτσι σχηματίζεται μία ιδιαίτερα καλή εικόνα για τις ανεπάρκειες του φορέα και δύναται να θεσπιστεί η καταλληλότερη στρατηγική επεμβάσεων και οι ενέργειες που πρέπει να εκτελεστούν ώστε να βελτιωθεί η συμπεριφορά της κατασκευής.

9. ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ

Όπως γίνεται αντιληπτό και από τα προαναφερόμενα, για την ακριβέστερη επίλυση της κατασκευής, είναι απαραίτητος ο σωστός προσδιορισμός των πλαστικών ιδιοτήτων των δομικών μελών. Οι πλαστικές αρθρώσεις, οι οποίες επισυνάπτονται στα άκρα των μελών, δεν είναι τίποτα άλλο παρά ιδεατά στροφικά ελαστήρια που προσομοιώνουν τις πλαστικές ιδιότητες των μελών μέσω γωνιών στροφής, ενώ το υπόλοιπο μέλος συμπεριφέρεται ελαστικά. Σημειώνεται ότι οι περιοχές αυτές σε συνήθη κτήρια πλαισιακού τύπου, είναι οι κρίσιμες περιοχές δοκών και υποστηλωμάτων. Σε κάθε περιοχή που αναμένεται να εμφανισθεί ανελαστική συμπεριφορά, λαμβάνεται υπόψιν η σχέση έντασης-παραμόρφωσης μέχρι την αστοχία, οι οποίες περιλαμβάνουν τη φάση εξασθένησης της αντίστασης του στοιχείου. Η μορφή τους όπως ορίζεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 4: Ιδεατό διάγραμμα ανελαστικής συμπεριφοράς γραμμικών μελών

Εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη, τότε τα κατάλληλα μεγέθη για την καμπύλη αυτή είναι η ροπή κάμψης και η καμπυλότητα $1/r$ στο άκρο του μέλους. Ωστόσο, εάν καθοριστικός παράγοντας για την ανελαστική συμπεριφορά των μελών είναι η διάτμηση, τότε τα κατάλληλα μεγέθη είναι η διατμητική δύναμη με τη γωνιακή παραμόρφωση. Σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα όπως η παρούσα, τα μεγέθη αυτά συνυπάρχουν, οπότε επιλέχθηκε ο συνδυασμός M-θ.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. το πρώτο σημείο του παραπάνω διαγράμματος αντιστοιχεί στη τιμή της διαρροής και το δεύτερο στη τιμή της αστοχίας.

Οι ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων, θ_u , θ_y και τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης υπολογίστηκαν με το πρόγραμμα ανάλυσης BIAx[4] και εισήχθησαν στο SAP2000.

10. ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Ο ΚΑΝ.ΕΠ.Ε. ορίζει τρεις (3) στάθμες επιτελεστικότητας.:

- “Περιορισμένες βλάβες” (Α): Ο φέροντας οργανισμός έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες και τα στοιχεία του δεν έχουν διαρρεύσει.
- “Σημαντικές βλάβες” (Β): Αρκετές βλάβες έχουν προκληθεί και στοιχεία έχουν διαρρεύσει, παρόλαυτα ο φορέας είναι σε θέση να παραλάβει τα φορτία βαρύτητας.
- “Οιονεί κατάρρευση” (Γ): Ο φορέας έχει υποστεί βαριές και μη επισκευάσιμες βλάβες συνοδευόμενες από μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις. Τα κατακόρυφα φορτία δεν προκαλούν κατάρρευση του φορέα, όμως η κατασκευή δεν έχει άλλο περιθώριο αντοχής.

Στη παρούσα εργασία όλοι οι έλεγχοι έγιναν για την περίπτωση που έχει υιοθετηθεί στάθμη επιτελεστικότητας Β.

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	Περιορισμένες βλάβες	Σημαντικές βλάβες	Οιονεί κατάρρευση
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Σχήμα 5: Στάθμες επιτελεστικότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ[2]

11. ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ

Όπως προαναφέρθηκε για τον έλεγχο των κριτηρίων των στάθμεων επιτελεστικότητας, είναι απαραίτητη η εύρεση της στοχευόμενης μετακίνησης του φορέα.

Ο ΚΑΝ.ΕΠ.Ε ορίζει πως η στοχευόμενη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (δ_i) μπορεί να εκτιμηθεί με βάση το φάσμα μετακινήσεων που αντιστοιχεί σε λαστιμότητα συμβατή με τη μετακίνηση του κτιρίου. Ορίζεται **(Εξ.Σ5.6,σελ 5-36 ΚΑΝ.ΕΠΕ.):**

$$\delta_i = C_0 * C_1 * C_2 C_3 * (T_e^2 / 4\pi^2) * S_e(T) \quad (9)$$

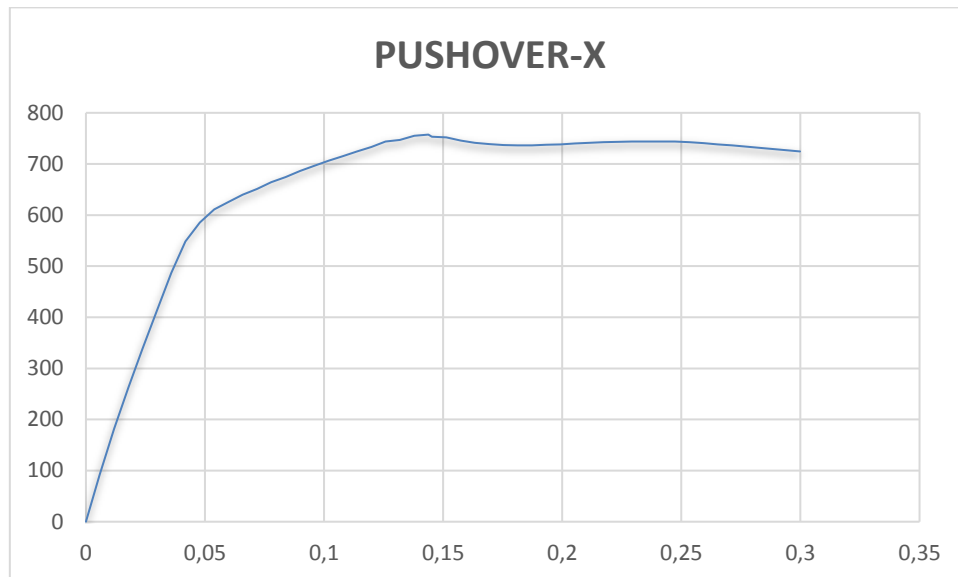
,όπου:

- $T_e = T * \sqrt{K_o / K_e}$
- $S_e(T)$: Η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση του φάσματος του Ευροκώδικα που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_e .
- C_i , $i=0, \dots, 3$: Διορθωτικοί συντελεστές οι οποίοι ορίζονται στο **Κεφ. 5.7.4.2,σελ 5-36,37 ΚΑΝ.ΕΠΕ.**

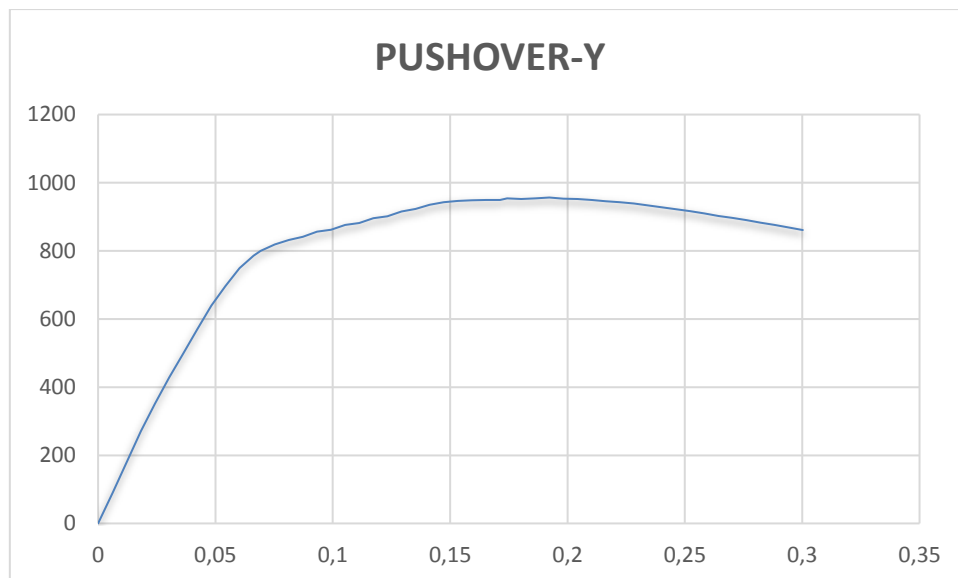
Στη συνέχεια της εργασίας και για κάθε ανάλυση pushover χρησιμοποιήθηκαν τα ανωτέρω για εύρεση του δ_i για στάθμη επιτελεστικότητας B.

12. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ PUSHOVER

Πραγματοποιήθηκε η ανάλυση Pushover βάσει των προαναφερθέντων και παρακάτω παρουσιάζονται οι καμπύλες αντίστασης που προέκυψαν από το λογισμικό έως τη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε αστοχία της κατασκευής συνολικά, ή έως ότου το λογισμικό παύει να παράγει δεδομένα.



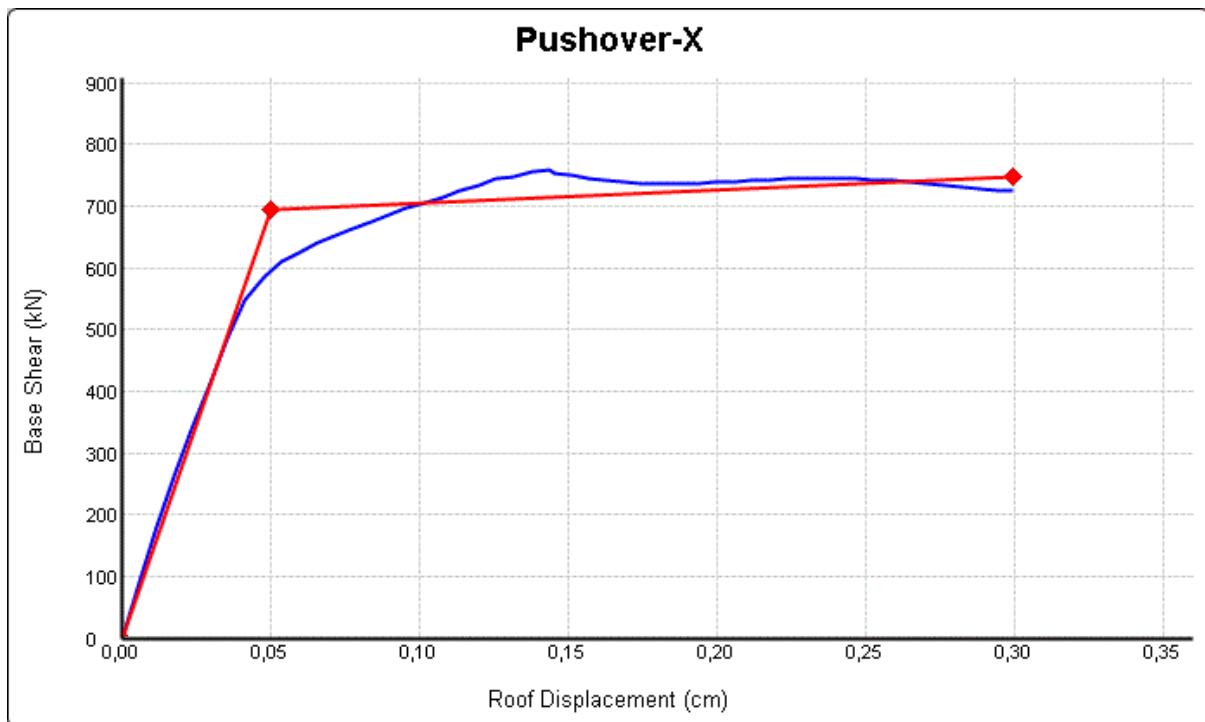
Σχήμα 6: Καμπύλη ικανότητας (διεύθυνση X)



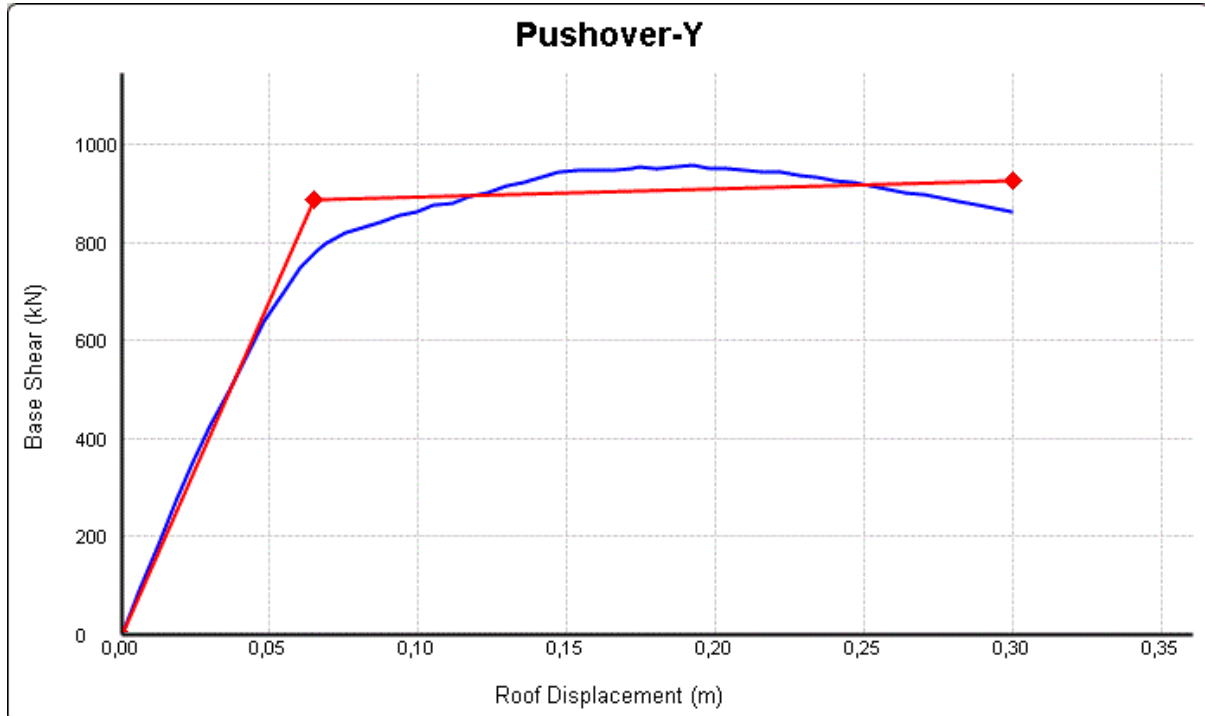
Σχήμα 7: Καμπύλη ικανότητας (διεύθυνση Y)

Εν συνεχεία έγινε διγραμμικοποίηση των καμπυλών ικανότητας, μέσω του προγράμματος BILIN[9] και μέσω των σχέσεων που περιγράφει αναλυτικά ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. **(ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.3.4)**, ούτως ώστε να βρεθεί η στοχευόμενη μετακίνηση και να εξαχθούν συμπεράσματα για τη πλάστιμη ή μη συμπεριφορά των μελών αλλά και για να γίνει εν τέλει σύγκριση των

δεικτών ανεπάρκειας που προέκυψαν από τις 3 έως τώρα αναλύσεις του αρχικού(μη-ενισχυμένου) φορέα.



Σχήμα 8: Διγραμμικοποιημένη καμπύλη ικανότητας (διεύθυνση X)



Σχήμα 8: Διγραμμικοποιημένη καμπύλη ικανότητας (διεύθυνση Y)

Από τη διγραμμικοποίηση των καμπυλών προέκυψαν διάφορα στοιχεία για την κατασκευή τα οποία παρατίθενται στον κάτωθι πίνακα.

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	δt(m)	δu(m)	Vu(kN)	δy(m)	Vy(kN)	Kel(kN/m)
X	0,058	0,0502	695,06	0,299	746,3	13836,9
Y	0,07	0,065	887,12	0,31	924,8	13613,5

Πίνακας 16: Όρια σταθμών επιτελεστικότητας, τέμνουσες βάσης και δυσκαμψία

Είναι ορατό πως η στοχευόμενη μετακίνηση βρίσκεται στον ανελαστικό κλάδο της κατασκευής, ελάχιστα μετά από τη διαρροή, ενώ παρατηρείται πως υπάρχει ακόμη μεγάλο περιθώριο μετακίνησης μέχρι τη αστοχία του φορέα.

Προαναφέρθηκε, ότι κατά τις ανελαστικές αναλύσεις ο έλεγχος επάρκειας ενός στοιχείου γίνεται σε όρους παραμορφώσεων, και όχι δυνάμεων. Για στάθμη επιτελεστικότητας B “Σημαντικές βλάβες”, κατά την οποία όλα τα στοιχεία επιτρέπεται να αναπτύξουν σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις ο δείκτης ανεπάρκειας υπολογίζεται κατά τα αναφερόμενα του κανονισμού ως **(KAN.ΕΠΕ. ΚΕΦ.9)**:

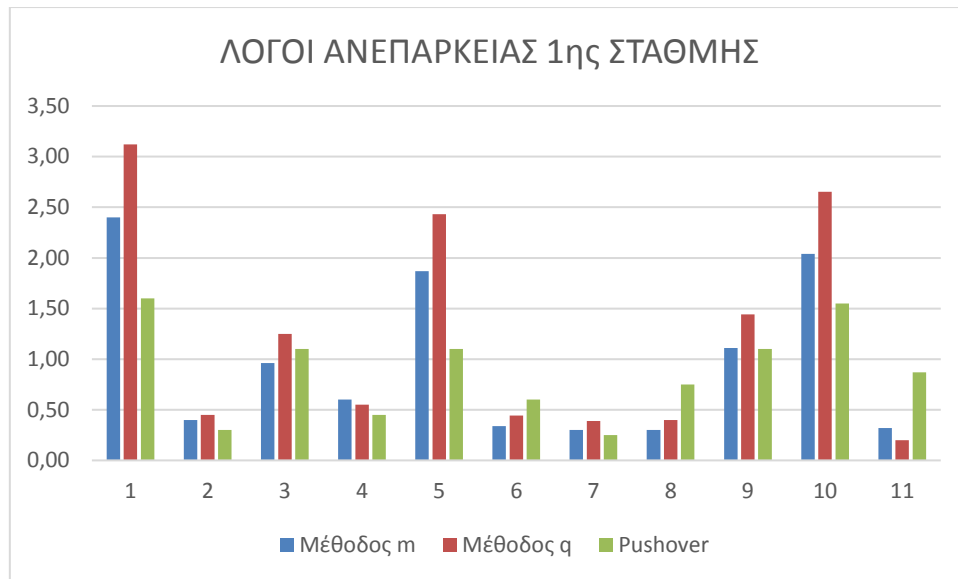
$$\lambda = \frac{S_d}{R_d} \quad , \text{όπου:} \quad (10)$$

- S_d : Το παραμορφωσιακό μέγεθος από την εκάστοτε ανάλυση (εδώ η γωνία στροφής του μέλους)
- R_d : Η τιμή σχεδιασμού της διαθέσιμης παραμόρφωσης, η οποία για τη στάθμη επιτελεστικότητας B υπολογίζεται με μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών και με συντελεστή ασφαλείας $\gamma_{Rd}=1.5$

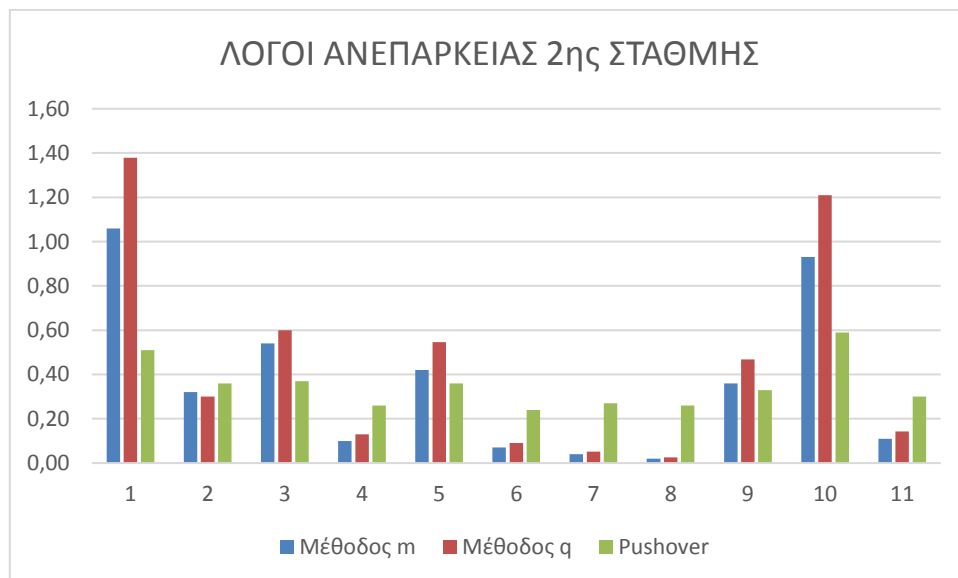
$R_d = 0.5 \cdot \frac{\theta_y + \theta_u}{\gamma_{rd}}$, με θ_y , θ_u τα παραμορφωσιακά μεγέθη αστοχίας και διαρροής αντίστοιχα, τα οποία παρέχονται από το BIAx μέσω των σχέσεων του ΚΑΝ.ΕΠΕ. έπειτα από κατάλληλη προσομοίωση του υπο μελέτη δομικού στοιχείου στο λογισμικό.

Εναλλακτικά, τα παραμορφωσιακά μεγέθη αυτά μπορούν να υπολογιστούν βάσει των σχέσεων που υπάρχουν στις **(Εξ.Α1-Α5, ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Α)**.

Εν συνεχεία παρουσιάζονται οι δείκτες ανεπάρκειας των κατόρυφων στοιχείων της κατασκευής για τη δυσμενέστερη καταπόνηση τους κατά τη στοχευόμενη μετακίνηση δt, σε σύγκριση με τους δείκτες ανεπάρκειας που προέκυψαν από τις ελαστικές αναλύσεις.



Σχήμα 9: Σύγκριση δεικτών ανεπάρκειας υποστηλωμάτων ισόγειου



Σχήμα 10: Σύγκριση δεικτών ανεπάρκειας υποστηλωμάτων ορόφου

Από τα παραπάνω δεδομένα μπορούν να παρατηρήσουμε τα εξής:

- Στο ισόγειο κρίνονται ανεπαρκή 4 υποστηλώματα με τη μέθοδο m, 5 με τη μέθοδο q και επίσης 5 με την pushover.
- Αναφορικά με τη δεύτερη στάθμη, μόλις ένα υποστήλωμα κρίνεται ανεπαρκές με τη μέθοδο m, 2 με την q ενώ υπάρχει πλήρης επάρκεια με τη μέθοδο pushover.
- Ιδιαίτερο ενδιαφέρον προκαλεί το γεγονός ότι κατά κύριο λόγο οι ανεπάρκειες προκύπτουν για τα γωνιακά υποστηλώματα της κατασκευής (K1,K3,K9,K10) ενώ τα υπόλοιπα έχουν αισθητά μικρότερους λόγους ανεπάρκειας.

Αυτό πιθανότατα οφείλεται στην διαφοροποίηση του κέντρου μάζας, με το κέντρο δυσκαμψίας της κατασκευής λόγω της μικρής ανισοκατανομής της δυσκαμψίας της κατασκευής σε κάτοψη. Υφίσταται έτσι μία ακτίνα αδρανείας με αποτέλεσμα τη στρέψη του φορέα σε πλευρικές διεγέρσεις που άμεσα συνεπάγεται μεγάλες μετακινήσεις των γωνιακών υποστηλωμάτων σε σχέση με τα εσωτερικά.

- Τα γωνιακά υποστηλώματα είναι επίσης μεγαλύτερων διαστάσεων από τα εσωτερικά και περιέχουν συνολικά μεγαλύτερο A_s οπλισμού. Παρόλ αυτά δεν αρκεί η διαστασιολόγηση αυτή και κρίνεται απαραίτητη η κατάλληλη ενίσχυση.

13. ΕΝΙΣΧΥΣΗ

Όπως προαναφέρθηκε, η μικρή ανισοκατανομή της δυσκαμψίας της κατασκευής σε κάτοψη αποφέρει μεγάλη καταπόνηση στα γωνιακά υποστηλώματα. Σε συνδυασμό με τις απαιτήσεις των υποστηλωμάτων έναντι πλαστιμότητας όπως υπολογίστηκαν στην ενότητα 7 γίνεται αντιληπτό πως πρέπει να υλοποιηθεί η κατάλληλη ενίσχυση που καλύπτει και τις δύο απαιτήσεις. Για το λόγο αυτό θα γίνει διερεύνηση της μεταβολής των λόγων ανεπάρκειας καθώς και της συμπεριφοράς της ενισχυμένης κατασκευής ως σύνολο, έπειτα από μία σειρά ενισχύσεων. Επιστρατεύεται για ακόμη μια φορά η pushover ανάλυση μέσω της οποίας θα υπολογιστούν τα χαρακτηριστικά της νέας κατασκευής. Θα γίνουν 2 ειδών ενισχύσεις:

- Με προσθήκη παράπλευρων τοιχωμάτων Ο/Σ μικρού μήκους στα γωνιακά υποστηλώματα (περύγια), με ταυτόχρονη εφαρμογή μανδύα Ο/Σ.
- Με εμφάνιση συγκεκριμένων πλαισίων που εφάπτονται στα γωνιακά υποστηλώματα, με απλό γέμισμα σκυροδέματος.

14. ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΠΤΕΡΥΓΙΩΝ

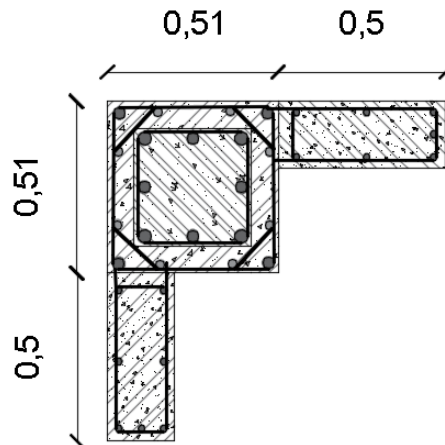
Η προσθήκη πτερυγίων (μικρών τοιχωμάτων) οπλισμένου σκυροδέματος σε συνέχεια και σύνδεση με τα υπάρχοντα υποστηλώματα της κατασκευής αποτελεί μία αποτελεσματική μέθοδο αύξησης της πλαστιμότητας της κατασκευής με παράλληλη μέτρια αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της. Εφαρμόζεται σε κατάλληλες θέσεις του φορέα και ανεπιφύλακτα συνίσταται να συνδυάζεται με την κατασκευή μανδύα Ο/Σ στα υποστηλώματα επαφής που συνήθως έχουν ανεπαρκή αντοχή και πλαστιμότητα.

Στη περίπτωση μας, καθώς επικεντρωνόμαστε πλέον στα γωνιακά υποστηλώματα της κατασκευής η προσθήκη των τοιχωμάτων θα γίνει σε δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις. Τα τοιχώματα κατασκευάζονται συνήθως από έγχυτο σκυρόδεμα και σκόπιμο είναι να προηγείται αποφόρτιση και υποστήλωση των πλακών και των δοκών ώστε μετά την επέμβαση τα στοιχεία να αναλάβουν μέρος των κατακορύφων φορτίων βαρύτητας.[8]. Η μέθοδος αυτή έχει τύχει ευρείας εφαρμογής στον Ελλαδικό χώρο κυρίως διότι οι αβεβαιότητες των προσομοιομάτων είναι αρκετά μικρότερες απ' ό,τι σε άλλες μεθόδους ενίσχυσης. Πρέπει βέβαια να ληφθεί μέριμνα για την κατάλληλη σύνδεση παλαιών και νέων στοιχείων, έπειτα από εκτράχυνση της επιφάνειας με χρήση διατμητικών συνδέσμων. Ο μηχανικός που υλοποιεί την επέμβαση αυτή πρέπει βέβαια να δώσει μεγάλη έμφαση στη περιοχή σύνδεσης των νέων στοιχείων με τις υφιστάμενες δοκούς. Η καμπτική ένταση στις νέες παρειές στήριξης των δοκών είναι πολύ υψηλότερη από την προηγούμενη και γι' αυτό κρίνεται επιτελεστική η ύπαρξη επαρκούς αντοχής και πλαστιμότητας στη περιοχή εκείνη, για αντιμετώπιση της έντασης [8].

Για τα προστιθέμενα υλικά υιοθετήθηκαν τα εξής:

- Σκυρόδεμα ποιότητας C20/25
- Χάλυβας ποιότητας B500C
- Οπλισμός μανδύα: 4Ø18 γωνιακά + 2Ø14 ανα πλευρά για να βοηθήσει στην αγκύρωση των συνδετήρων, και συνδετήρες ΣØ8/100.
- Οπλισμός τοιχώματος: Τοποθετήθηκαν τα ελάχιστα όπως προβλέπει ο Ευρωκώδικας. Συγκεκριμένα, 2Ø10/200 (σύνολο 7 ανα περύγιο).

Παρακάτω παρατίθεται ενδεικτικά η διατομή ενός ενισχυμένου γωνιακού υποστηλώματος βάσει των ανωτέρω.



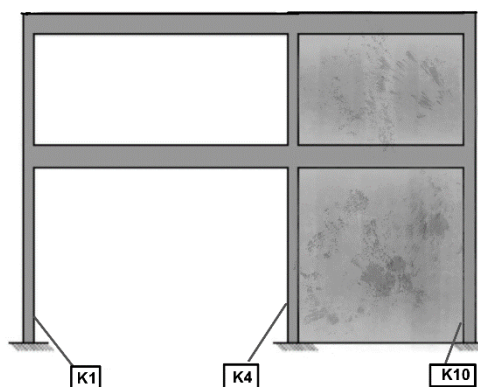
Σχήμα 11: Διατομή γωνιακού υποστηλώματος με πτερύγια

Η διατομή προσομοιώθηκε στο BIAx και λήφθηκαν τα απαραίτητα παραμορφωσιακά μεγέθη διαρροής και αστοχίας σε όρους στροφών καθώς και τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης ροπών-καμπυλοτήτων τα οποία με τη συνέχεια εισήχθησαν στο λογισμικό για τον ορισμό των πλαστικών αρθρώσεων, λαμβάνοντας υπόψιν και τις μειωμένες δυσκαμψίες των μελών.

15. ΕΜΦΑΤΝΩΣΗ ΠΛΑΙΣΙΩΝ

Τοιχώματα από σκυρόδεμα κατασκευάζονται σε κατάλληλα επιλεγμένα πλαίσια του φέροντος οργανισμού της κατασκευής και συνδέονται κατά μήκος της περιμέτρου με τα υπάρχοντα υποστηλώματα και τις δοκούς. Εδώ είναι σημαντικό να σημειωθεί, ότι κατά την προσομοίωση ενός τοιχώματος στο SAP2000 η σύδεση του τοιχώματος με το υφιστάμενο πλαίσιο θεωρείται μονολιθική επομένως εννοείται η επαρκής αγκύρωση του νέου οπλισμού και η αντοχή των βλήτρων, όπως περιγράφονται στην (§8.5.3., ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Στη περίπτωση μας το τοίχωμα πρόκειται για άοπλο σκυρόδεμα και δε λαμβάνονται μέτρα για τη σύνδεση του με το περιβάλλον πλαίσιο. Γι' αυτό το λόγο η προσομοίωση του γίνεται μέσω ενός διαγωνίου γραμμικού στοιχείου, κατά τις (§7.4.1 & §8.2.3., ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Για να μπορέσει να γίνει μία καλή σύγκριση μεταξύ των δύο ενισχύσεων επιλέχθηκε να γίνει επέμβαση στα πλαίσια μεταξύ K1-K2, K3-K6, K8-K9, K4-K10.

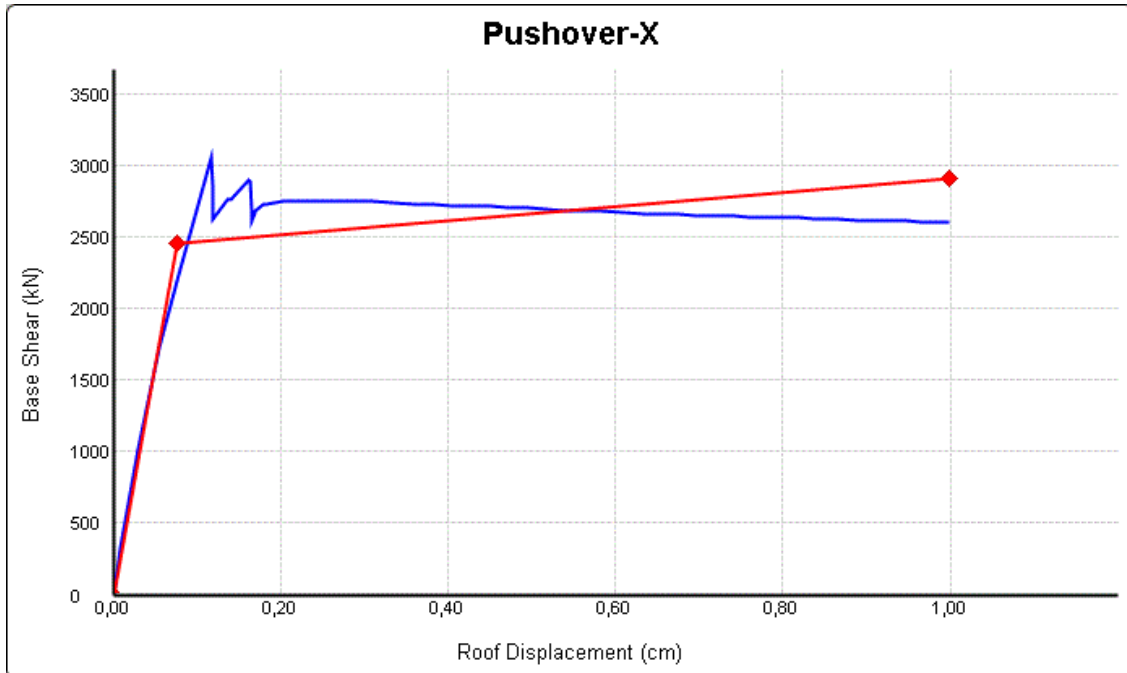
Ενδεικτικά στο παρακάτω σχήμα βλέπουμε τη πλαινή όψη του φορέα με γέμισμα στο πλαίσιο μεταξύ των υποστηλωμάτων K4-K10.



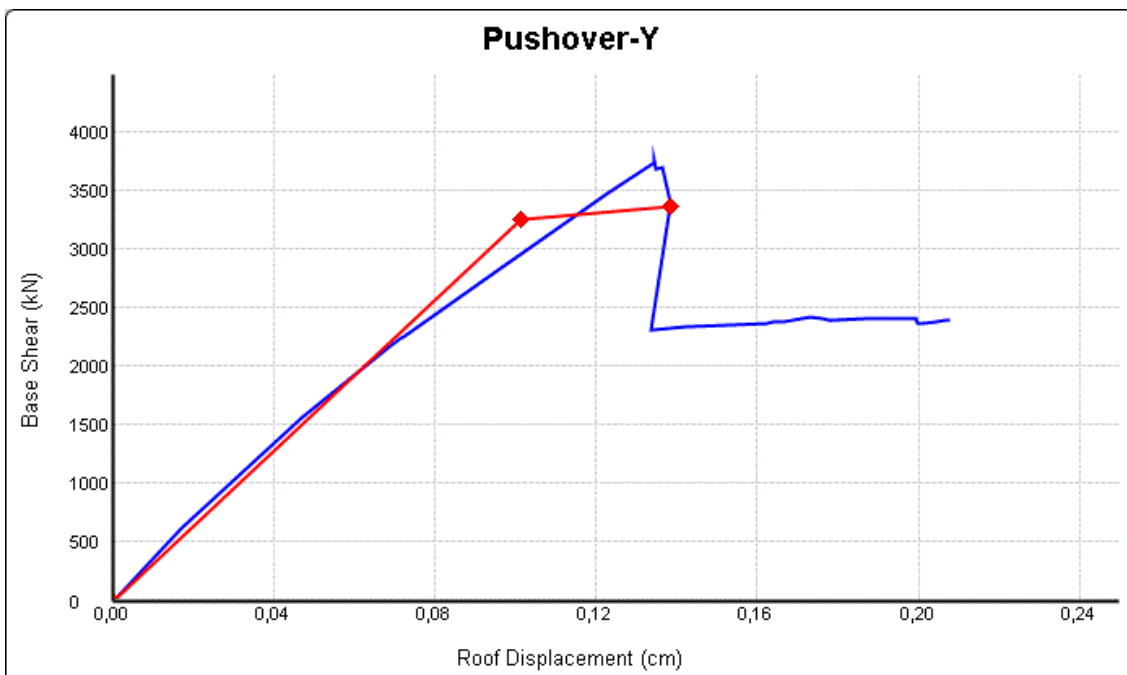
Για να γίνει ορθή προσομοίωση του διαγώνιου θλιπτήρα χρησιμοποιήθηκε το διάγραμμα τάσης παραμόρφωσης (§8.5.2. & §7.4.2, KAN.ΕΠΕ.), και έπειτα από εισαγωγή του στο προσομοίωμα ορίστηκαν οι πλαστικές αρθρώσεις αλλά και οι ελευθερίες στα άκρα του έναντι παραλαβής ροπής, ώστε να υπόκειται μόνο σε αξονικές καταπονήσεις..

16. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ

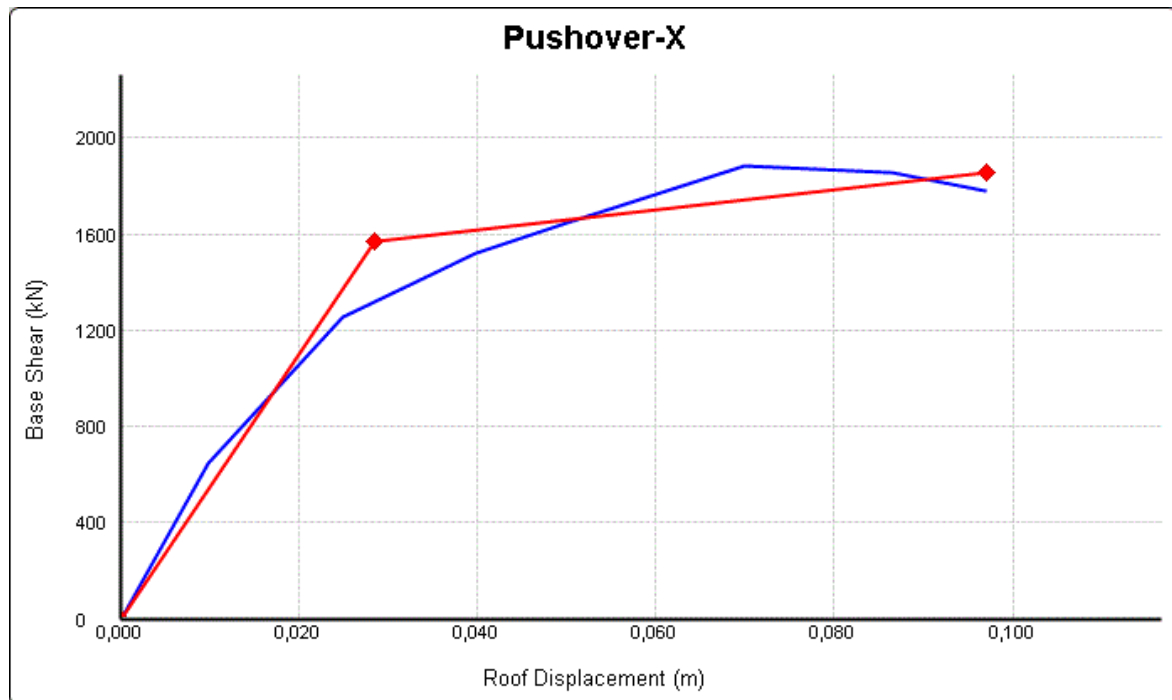
Παρακάτω παρατίθενται τα αποτελέσματα της ανάλυσης μέσω των καμπυλών ικανότητας και της διγραμμικοποίησης τους όπως προηγουμένως για κάθε περίπτωση ενίσχυσης της κατασκευής και για κάθε μία εκ των Χ&Υ διευθύνσεων.



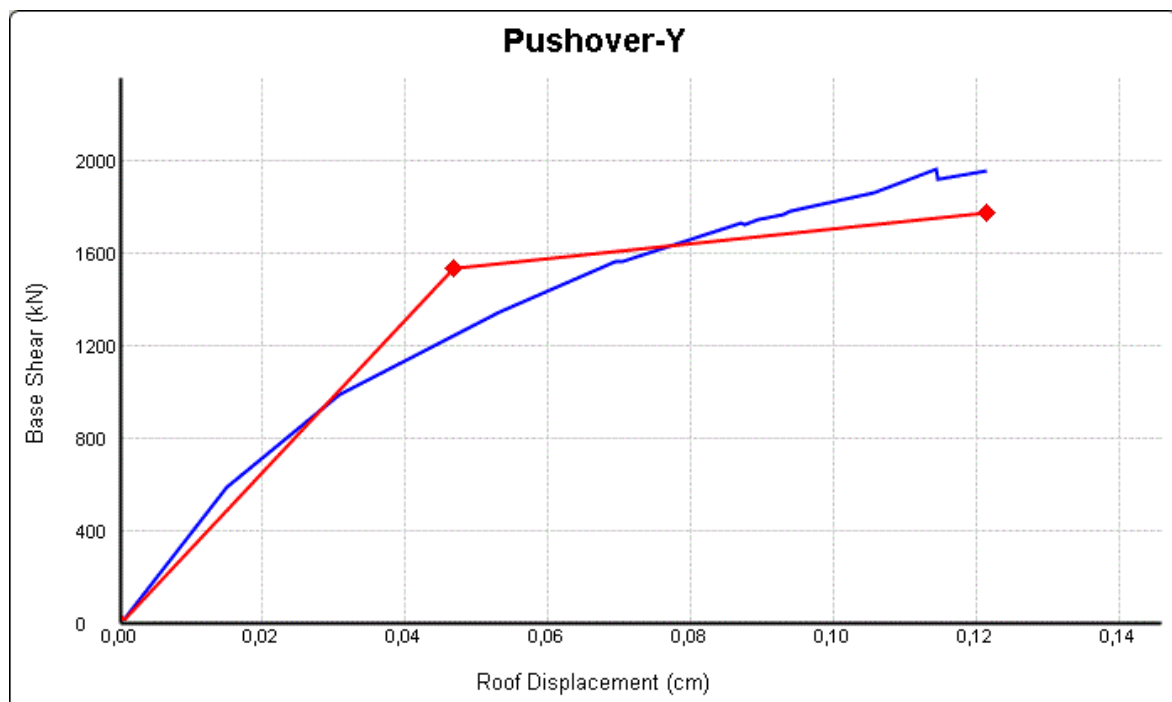
Σχήμα 12: Διγραμμικοποιημένη καμπύλη ικανότητας εμφανιζόμενης κατασκευής (διεύθυνση Χ)



Σχήμα 13 : Διγραμμικοποιημένη καμπύλη ικανότητας εμφανιζόμενης κατασκευής (διεύθυνση Υ)

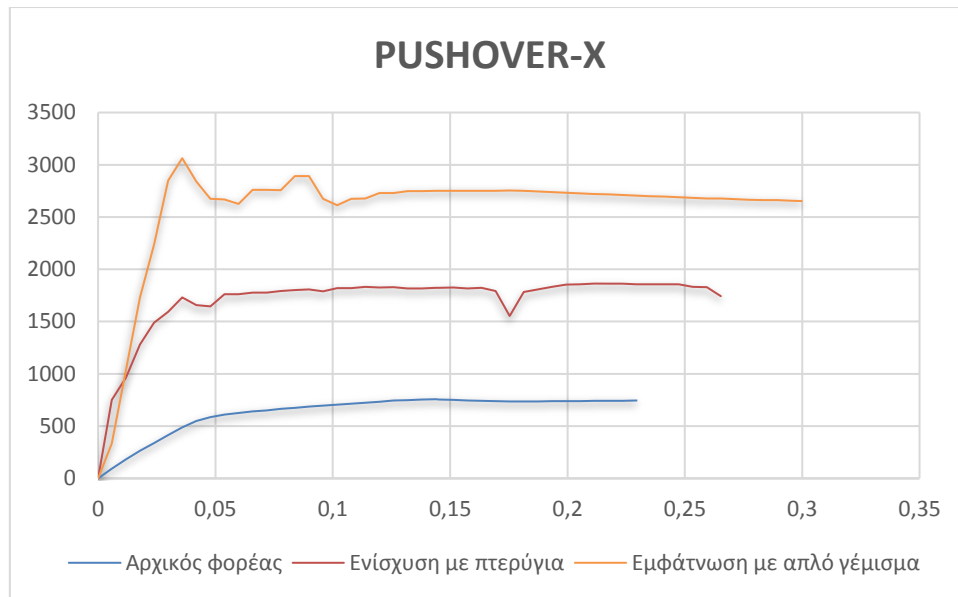


Σχήμα 14 : Διγραμμικοποιημένη καμπύλη ικανότητας κατασκευής με πτερύγια (διεύθυνση X)

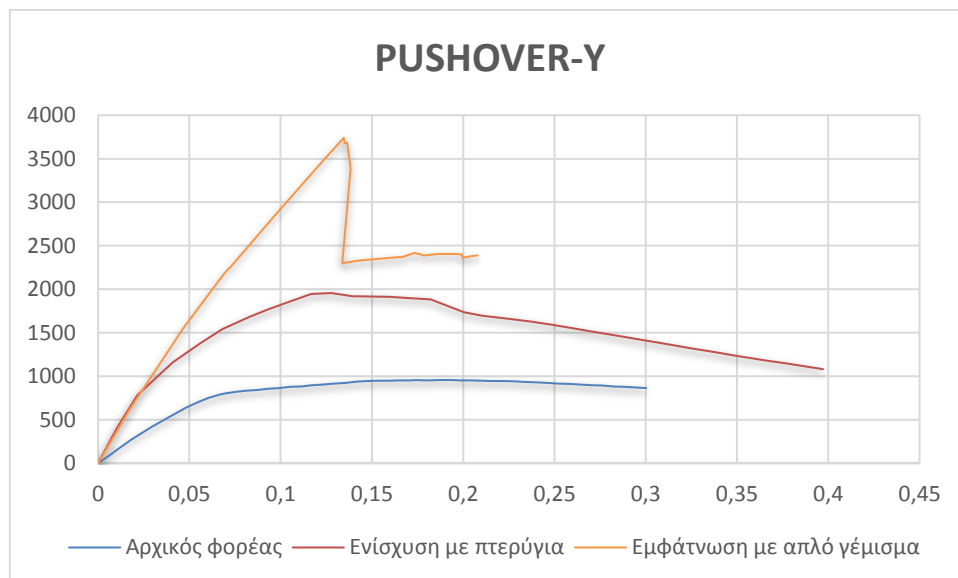


Σχήμα 15 : Διγραμμικοποιημένη καμπύλη ικανότητας κατασκευής με πτερύγια (διεύθυνση-Y).

Επιπρόσθετα παρουσιάζεται και ένα συγκεντρωτικό διάγραμμα με κάθε καμπύλη pushover ούτως ώστε να γίνει πιο εύκολα αντιληπτή η διαφοροποίηση στη συμπεριφορά της κατασκευής.



Σχήμα 16: Συγκεντρωτικό διάγραμμα καμπυλών ικανότητας (διεύθυνση-X)



Σχήμα 17: Συγκεντρωτικό διάγραμμα καμπυλών ικανότητας (διεύθυνση-Y)

17.ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

-Αναφορικά με τις μεθόδους ανάλυσης:

- Η εφαρμογή μιας προκαταρκτικής στατικής ανάλυσης δεν είναι μόνο προϋπόθεση για την εφαρμογή άλλων μεθόδων αλλά και είναι ένα πολύ χρήσιμο εργαλείο ούτως ώστε να πάρουμε μία πρώτη εικόνα των κρίσιμότερων στοιχείων της κατασκευής.
- Η μέθοδος q δίνει αισθητά μεγαλύτερες απαιτήσεις σε σχέση με τη μέθοδο m. Το γεγονός αυτό προκύπτει απ' το ό,τι μέσω της μεθόδου m λαμβάνεται υπόψιν η πλαστιμότητα κάθε στοιχείου ανεξάρτητα, ενώ στη μέθοδο q τίθεται μία ενιαία τιμή ως απαίτηση συμπεριφορά της κατασκευής.
- Μεταξύ των 3 μεθόδων, η μέθοδος q κρίνεται ως η πιο συντηρητική αφού προκύπτουν περισσότερες ανεπάρκειες σε αριθμό και μεγαλύτερες σε μέγεθος.

- Κάποια στοιχεία σημείωσαν πρόωρη διαρροή αλλά παρόλαυτα ο μηχανισμός κατανάλωσης σεισμικής ενέργειας της κατασκευής είναι πολύ αποδοτικός όπως μαρτυρά και το σχετικά μεγάλο περιθώριο μετακίνησης έως την τιμή δy .

-Αναφορικά με την ενίσχυση:

Από τα αποτελέσματα της προηγούμενης ενότητας είμαστε σε θέση να εξάγουμε σημαντικά συμπεράσματα για την απόκριση της κατασκευής συγκριτικά πριν και μετά τις ενισχύσεις.. Έπειτα από τη διγραμμοποίηση, προκύπτουν τα εξής.

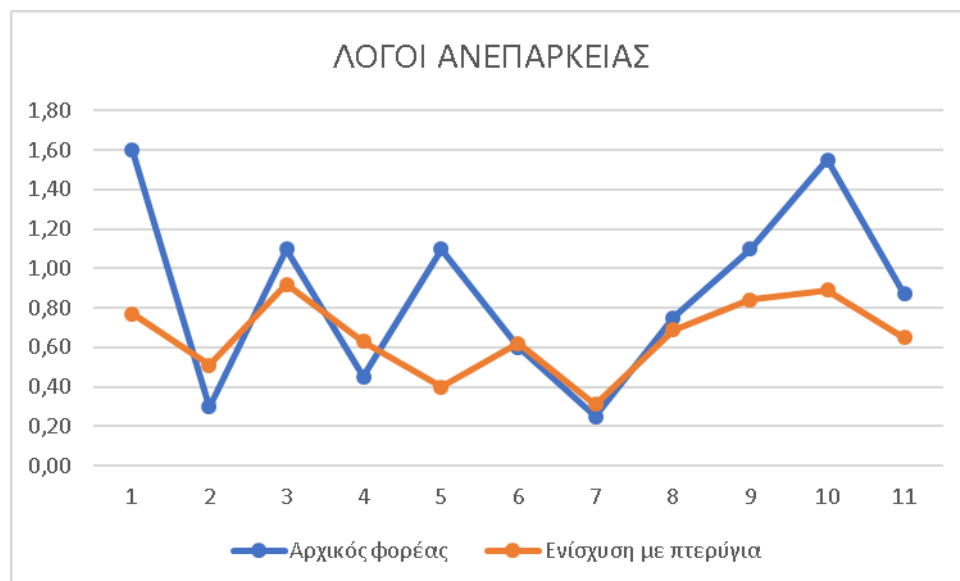
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	$\delta t(m)$	$\delta u(m)$	$V_u(kN)$	$\delta y(m)$	$V_y(kN)$	$K_{el}(kN/m)$
X	0,025	0,047	1567,8	0,0971	1857,8	54797,2
Y	0,037	0,123	1528,3	0,31	1773,6	32798,9

Πίνακας 17: Μετακινήσεις, τέμνουσες και δυσκαμψία ενίσχυσης με πτερύγια

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	$\delta t(m)$	$\delta u(m)$	$V_u(kN)$	$\delta y(m)$	$V_y(kN)$	$K_{el}(kN/m)$
X	0,057	0,077	2456,7	0,96	2909,3	31.754,20
Y	0,046	0,101	3241,65	0,14	3371,2	32133,5

Πίνακας 18: Μετακινήσεις, τέμνουσες και δυσκαμψία ενίσχυσης με γεμίσματα

- Μετά την ενίσχυση η στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε διεύθυνση είναι μικρότερη από τη μετακίνηση διαρροής επομένως ο φορέας μας κρίνεται πλέον επαρκής.
- Παρατηρούμε ότι τόσο η ενίσχυση με γεμίσματα, όσο και αυτή με προσθήκη παράπλευρων τοιχωμάτων, αυξάνει σημαντικά την αντοχή του φορέα,. Συγκεκριμένα με τη προσθήκη πτερυγίων ο φορέας είναι σε θέση να αναλάβει ασφαλώς τέμνουσα βάσεως τριπλάσια και διπλάσια σε X και Y διεύθυνση αντίστοιχα, σε σύγκριση με τον αρχικό φορέα. Στη περίπτωση με τα γεμίσματα 3,5 φορές της αρχικής στη X-διεύθυνση και σχεδόν τετραπλάσιες στη Y.
- Ενδιαφέρον επίσης έχει και η σύγκριση των λόγων ανεπάρκειας των υποστηλωμάτων του αρχικού φορέα και αυτού με τα πτερύγια. Τα δεδομένα παρουσιάζονται στο παρακάτω διάγραμμα.



Σχήμα 18 : Σύγκριση λόγων ανεπάρκειας υποστηλωμάτων 1^{ης} στάθμης πριν και μετά την επέμβαση

- Όπως είναι εύκολα αντιληπτό τα υποστηλώματα του ισογείου κρίνονται στο σύνολό τους πλέον ως επαρκή. Στα γωνιακά υποστηλώματα υπήρξε αισθητή μείωση των ανεπαρκειών όπως ήταν και το προσδοκόμενο. Στα εσωτερικά υποστηλώματα υπήρξε είτε αύξηση, είτε μείωση, χωρίς ποτέ να ξεπερνάει κάποιος λόγος τη μονάδα. Σημειώνεται πως οι λόγοι ανεπάρκειας που προέκυψαν από τον παραπάνω όροφο ήταν πολύ μικροί, οπότε και ο σχολιασμός τους κρίθηκε άνεφ ουσίας. Ο φορέας επομένως είχε πολύ καλή ανταπόκριση στην επέμβαση αφού οι λόγοι ανεπάρκειας ισομοιράστηκαν κατά μία έννοια σε όλον τον όροφο με αποτέλεσμα την εξομάλυνση της μέσης απόκλισης τους, σε αντίθεση με την αρχική κατάσταση όπου σε κάποια στοιχεία υπήρξε ιδιαίτερα έντονη απαίτηση ικανότητας, ενώ σε άλλα σχεδόν αμελητέα.
- Η ενίσχυση με γέμισμα φατνωμάτων με σκυρόδεμα προσδίδει στο κτίριο πολύ μεγάλη αντοχή και δυσκαμψία αλλά μετατρέπει την αστοχία του σε απότομη και ψαθυρή όπως φαίνεται από την απότομη πτώση της καμπύλης.
- Η ενίσχυση με πλευρικά τοιχεία (περυγία) προσδίδει ικανοποιητική αντοχή και δυσκαμψία, καθώς και μεγάλη πλαστιμότητα. Το μήκος κάθε περυγίου βέβαια οφείλει να είναι τόσο, ώστε να μη μειωθεί αισθητά ο νόμος M-θ της υπερκείμενης δοκού λόγω μείωσης του ενεργού της μήκους. Επίσης πρέπει να ληφθεί μέριμνα για τα πρόσθετα διατμητικά φορτία που μεταφέρονται στις δοκούς.

18. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1]SAP 2000 20 manual

[2]KAN.ΕΠΕ. (Κανονισμός Επεμβάσεων), ΟΑΣΠ, ΦΕΚ2984/Β'/30-08-2017, 2^η Αναθεώρηση 2017

[3]ΕΚΩΣ2000, "Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος-ΕΚΩΣ 2000",Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ., Γενική Γραμματεία Δημοσίων Έργων, Αθήνα 2000.

[4]Μανώλης Γ.Σφακιανάκης, Πρόγραμμα ΒΙΑΧ, Οδηγίες Χρήσης, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα 2017

[5]Μ.Ν.Φαρδής, ΜΑΘΗΜΑΤΑ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ-ΜΕΡΟΣ 1, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πάτρα 2017

[6]European committee for standardization (CEN).European Standard EN 1992-1-1:2004: "Eurocode 2:Design of concrete structures-Part 1-1:General Rules for buildings ",Bruxelles, 2004

[7]Στέφανος Η. Δρίτσος, "Σημειώσεις Μεταπτυχιακού Μαθήματος: Ανασχεδιασμός Υφιστάμενων Κατασκευών", Πάτρα 2017

[8]Στέφανος. Η.Δρίτσος, Ενισχύσεις-επισκευές κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος-Σημειώσεις, Εκδόσεις Παν. Πατρών, Πάτρα 2016

[9]Γιώργος Παναγόπουλος, Πρόγραμμα BILIN, TEI Κεντρικής Μακεδονίας

