

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

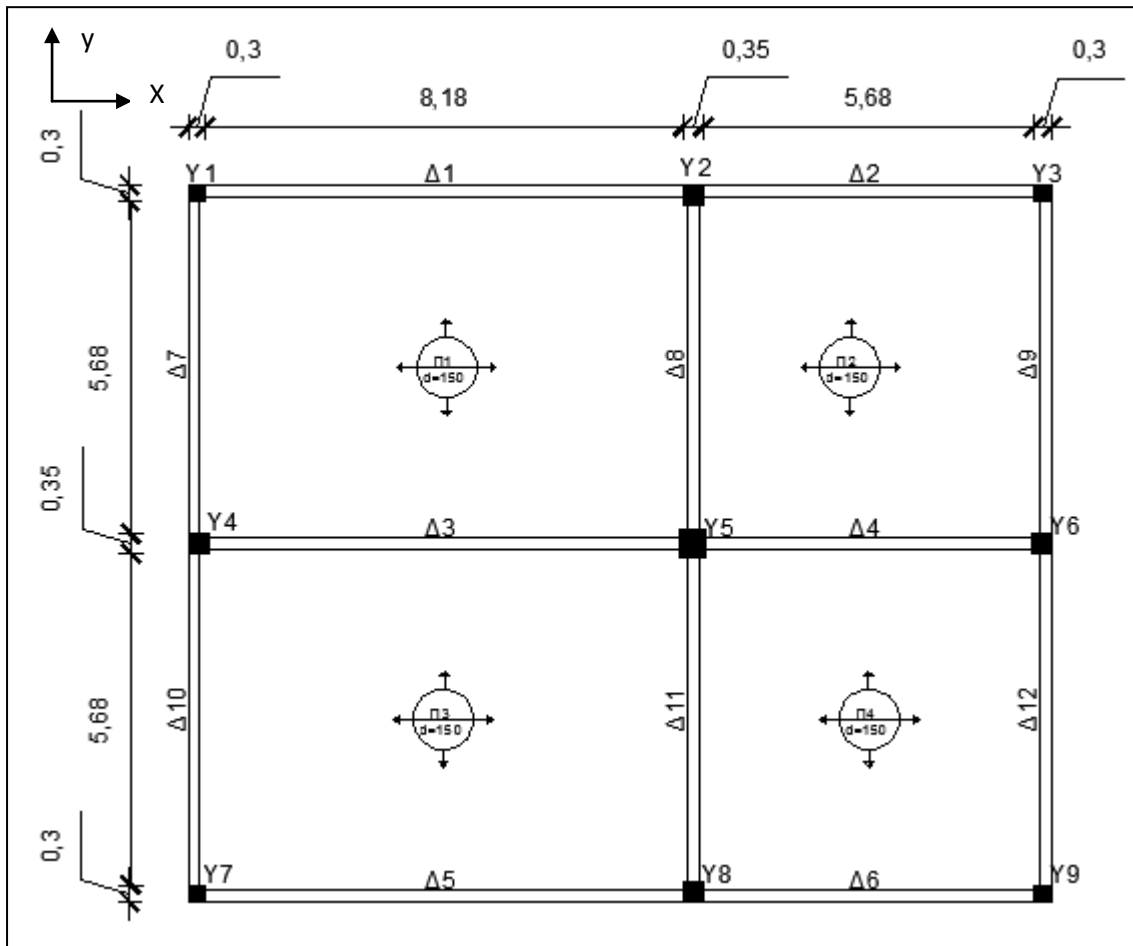
ΑΝΤΩΝΟΠΟΥΛΟΣ ΧΑΡΑΛΑΜΠΟΣ
ΚΑΡΑΧΑΛΙΟΥ ΜΑΡΙΑ

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας μιας τοπικής οικοδομής κατασκευασμένης το 1975 και η ενίσχυσή της σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Εξετάστηκαν δυο διαφορετικές τεχνικές ενίσχυσης, η δημιουργία μανδρών από οπλισμένο σκυρόδεμα και η τοιχωματοποίηση πλαισίων. Για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας πραγματοποιήθηκαν μη γραμμικές αναλύσεις με την μέθοδο pushover κατά EC8 και ΚΑΝ.ΕΠΕ και χρήση του λογισμικού tol-raf.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ – ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΦΟΡΕΑ

Πρόκειται για μια δώροφη οικοδομή η οποία είναι κατασκευασμένη το 1975 με τους ισχύοντες τότε κανονισμούς η κάτοψη της οποίας είναι η ακόλουθη.



Σχήμα 1: Κάτοψη κτηρίου

Οι διαστάσεις και οπλισμοί των γραμμικών στοιχείων είναι:

Υποστυλώματα:

γωνιακά: 300/300 με οπλισμό 4Φ20

περιμετρικά : 350/350 με οπλισμό 4Φ18

κεντρικό : 450/450 με οπλισμό 8Φ16

Όλα τα υποστυλώματα διαθέτουν συνδετήρες Φ8/200 που θεωρούνται καλά αγκυρωμένοι με ημικυκλικά άγκιστρα.

Δοκοί:

Περιμετρικοί : 200/500 και οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ14 στα ανοίγματα, από τα οποία τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις ,ενώ υπάρχει πρόσθετος αντισεισμικός οπλισμός 2Φ16 στις στηρίξεις.

Εσωτερικοί : 200/600 και οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ16 στα ανοίγματα ,από τα οποία επίσης τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις και υπάρχει και εδώ πρόσθετος αντισεισμικός οπλισμός 2Φ18 στις στηρίξεις.

Οι δοκοί διαθέτουν συνδετήρες Φ8/300 με επαρκή αγκύρωση.

Οι πλάκες έχουν πάχος 150 mm και είναι οπλισμένες στις δυο διευθύνσεις με Φ8/150. Το ύψος κάθε ορόφου είναι 3m.

Στις πλάκες ασκείται φορτίο από επικάλυψη ίσο με 1.5 kN/m^2 και το ωφέλιμο φορτίο, σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς, είναι ίσο με 2 kN/m^2 .

Περιμετρικά υπάρχει μπατική τοιχοποιία με εκτιμώμενο φαινόμενο βάρος 3.6 kN/m^2 και εσωτερικά δρομική τοιχοποιία με φαινόμενο βάρος 2.1 kN/m^2 . Στις περιμετρικές δοκούς της δεύτερης στάθμης η μπατική τοιχοποιία είναι ύψους 1.20 m. Λαμβάνεται όμως υπόψη η μείωση των φορτίων των τοιχοπληρώσεων λόγω των ανοιγμάτων και τα φαινόμενα βάρη θεωρούνται μειωμένα κατά 50% και 35% αντίστοιχα.

Το κτήριο βρίσκεται σε περιοχή ζώνης σεισμικότητας II και η κατηγορία εδάφους είναι B. Θεωρείται μέσης κατηγορίας πλαστιμότητας και κατηγορία A: συνήθη κτήρια κατοικιών.

Τα αρχικά υλικά της κατασκευής είναι σκυρόδεμα C16/20 και χάλυβας S400. Για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικό - οικονομικών αναγκών θεσπίζονται διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας (στοχευόμενες συμπεριφορές) υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού. Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτηρίου». [2]

| Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών | Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος | | |
|---|------------------------------------|--------------------------|--------------------------|
| | <<Περιορισμένες βλάβες>> | <<Σημαντικές βλάβες>> | <<Οιωνοί κατάρρευση>> |
| 10% | A1 | B1 | Γ1 |
| 50% | A2 | B2 | Γ2 |

Πίνακας 1:Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού [2]

Από τις στάθμες επιτελεστικότητας του Πίνακα 1 επιλέχθηκε η στάθμη Σημαντικές Βλάβες (B1), που σημαίνει ότι ο φέρων οργανισμός επιτρέπεται να αναπτύξει σημαντικές μετελαστικές παραμορφώσεις, αλλά πρέπει να διαθέτει επαρκή περιθώρια μέχρι την αστοχία.[2] Το επίπεδο βλάβης που επιτρέπεται σε ένα στοιχείο αντικατοπτρίζεται στην παρακάτω σχέση (KAN.ΕΠΕ. ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 4.4) :

$$\theta_d \leq 0.5 \frac{\theta_u + \theta_y}{\gamma_{Rd}}$$

όπου θ_x και θ_y είναι η γωνία στροφής χορδής αστοχίας και διαρροής αντίστοιχα, για μια δοκό ή ένα υποστύλωμα.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ. ΕΠΕ. διακρίνονται τρεις στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων :

- I. «Υψηλή»
- II. «Ικανοποιητική»
- III. «Ανεκτή» [2]

Για τις ανάγκες της εργασίας, θεωρήθηκε ότι για την κατασκευή του φορέα έχει εφαρμοστεί με ακρίβεια η στατική μελέτη και, συνεπώς, η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων είναι ικανοποιητική.

Τα στοιχεία ενός φορέα διακρίνονται σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα. Πρωτεύοντα είναι αυτά που συμβάλλουν στην αντοχή και ευστάθεια του κτιρίου υπό σεισμικά φορτία και είναι κρίσιμα στην αντίσταση του κτηρίου έναντι κατάρρευσης και δευτερεύοντα όλα τα υπόλοιπα. Τόσο τα κύρια όσο και τα δευτερεύοντα στοιχεία ελέγχονται με βάση τις δυνάμεις και τις παραμορφώσεις λόγω σεισμικών δυνάμεων και μετακινήσεων, σε συνδυασμό με τα αντίστοιχα κατακόρυφα φορτία. [2] Στην κατασκευή που μελετήθηκε, όλα τα στοιχεία θεωρούνται πρωτεύοντα.

2. ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Πριν την ανελαστική στατική ανάλυση πραγματοποιήθηκε μια ελαστική δυναμική ανάλυση με σκοπό να προσδιοριστεί η σχέση των ανωτέρων ιδιομορφών και της πρώτης ιδιομορφής αλλά και για να εξαχθούν στοιχεία που θα χρειαστούν στην ανάλυση pushover, όπως η μορφή της πρώτης ασύζευκτης ιδιομορφής, από την οποία θα προκύψει η οριζόντια φόρτιση του κτηρίου.[3]

Πιο συγκεκριμένα, για να θεωρηθούν τα αποτελέσματα της στατικής ανελαστικής ανάλυσης ικανοποιητικής ακρίβειας, πρέπει η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών να μην είναι σημαντική. Αυτό συμβαίνει όταν το ποσοστό της ενεργοποιούμενης μάζας της πρώτης ιδιομορφής είναι μεγαλύτερο του 90% της συνολικής μάζας. Για τον έλεγχο της προϋπόθεσης αυτής πραγματοποιήθηκε μια δυναμική ελαστική ανάλυση και παρατηρήθηκε ότι για τη συμμετοχή τουλάχιστον του 90% της συνολικής μάζας απαιτούνται οι τρεις πρώτες ιδιομορφές. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., για να εξεταστεί σε ένα δεύτερο στάδιο αν η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών είναι αμελητέα πρέπει η τέμνουσα που υπολογίζεται από δυναμική φασματική ανάλυση λαμβάνοντας υπόψη τις τρεις πρώτες ιδιομορφές να είναι μικρότερη του 130% αυτής που υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη μόνο την πρώτη. Στην περίπτωση μας, η συνθήκη αυτή ικανοποιείται και τα αποτελέσματα της pushover μπορούν να θεωρηθούν ικανοποιητικής ακρίβειας.[2] Τα αποτελέσματα των παραπάνω φαίνονται αναλυτικά στους πίνακες 2 και 3.

| Θέση μάζας | Ιδιομορφές | Ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας | |
|------------|------------|--------------------------------|------------------|
| | | Σm_x (%) | Σm_y (%) |
| 1 | 1 | 0.00 | 75.43 |
| | 2 | 91.56 | 75.43 |
| | 3 | 91.56 | 91.89 |
| 2 | 1 | 91.56 | 0.00 |
| | 2 | 91.56 | 91.62 |
| | 3 | 91.56 | 91.88 |
| 3 | 1 | 72.13 | 12.16 |
| | 2 | 87.88 | 86.25 |
| | 3 | 91.56 | 91.89 |

| | | | |
|---|---|-------|-------|
| 4 | 1 | 72.13 | 12.16 |
| | 2 | 87.88 | 86.25 |
| | 3 | 91.56 | 91.89 |

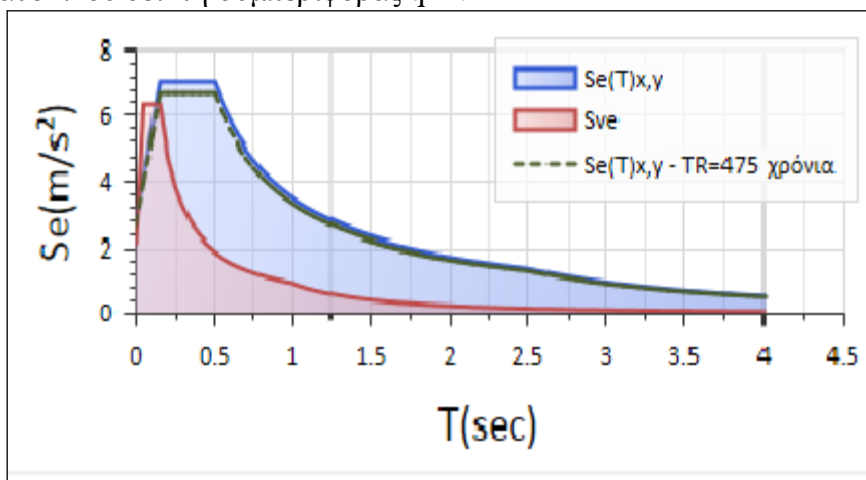
Πίνακας 2: Ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας

| Στάθμη | 3 Ιδιομορφές | | 1 Ιδιομορφή | | Μεταβολή (%) | |
|--------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|----------|
| | $F_{xi}(kN)$ | $F_{yi}(kN)$ | $F_{xi}(kN)$ | $F_{yi}(kN)$ | F_{xi} | F_{yi} |
| Σ1 | 778,44 | 778,44 | 778,44 | 778,44 | 0 | 0 |
| Σ2 | 1326,27 | 1326,27 | 1326,27 | 1326,27 | 0 | 0 |

Πίνακας 3: Τέμνουσες Δυνάμεις

Παρατηρήθηκε ότι η τιμή της τέμνουσας δύναμης είναι ίδια, είτε λαμβάνεται υπόψη μόνο η πρώτη είτε και οι τρεις πρώτες ιδιομορφές. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι οι ιδιοπερίοδοι βρίσκονται στο πλατό του φάσματος.

Για τις πιο πάνω δυναμικές αναλύσεις έγινε χρήση του ελαστικού φάσματος του ΕΚ8-1 με χρήση του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς $q=1$.

Σχήμα 2: Ελαστικό φάσμα για $\xi=5\%$

Θεωρήθηκε ότι τα μη φέροντα στοιχεία είναι μη επηρεαζόμενα από τις παραμορφώσεις και ότι γίνεται απομείωση των δυσκαμψιών. Η ανάλυση γίνεται στις τέσσερις θέσεις μάζας λαμβάνοντας υπόψη την τυχαματική εκκεντρότητα προκειμένου να ληφθεί υπόψη η αβεβαιότητα ως προς την θέση των μαζών και τη χωρική μεταβολή της σεισμικής κίνησης. [4]

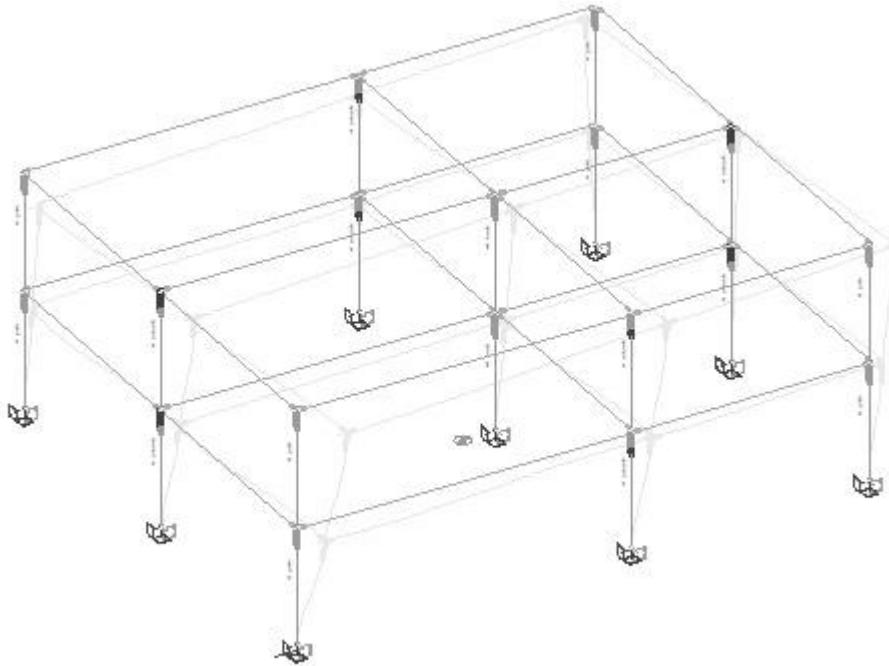
Επιπλέον, εξετάζεται αν θα ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης στην ανάλυση. Όταν έχουμε μεγάλες μετακινήσεις δημιουργούνται επιπρόσθετες ροπές στους κόμβους των υποστυλωμάτων οι οποίες προέρχονται από την εκκεντρότητα του αξονικού φορτίου ως προς τον κόμβο βάσης του υποστυλώματος. Βρέθηκε, λοιπόν, ότι ο συντελεστής ευαισθησίας της σχετικής μετακίνησης κάθε ορόφου είναι $\theta < 0.1$, που σημαίνει πως δεν τα λαμβάνουμε υπόψη στην ανελαστική στατική ανάλυση που ακολουθεί.

Τέλος, ένα κτήριο θεωρείται στρεπτικά ευαίσθητο όταν κατά τη μία τουλάχιστον κύρια διεύθυνση η ακτίνα δυστρεψίας (r_i) ως προς το κέντρο μάζας κάθε διαφράγματος είναι μικρότερη από την ακτίνα αδράνειας (I_s) του διαφράγματος. Ο φορέας που επιλέχθηκε δεν βρέθηκε στρεπτικά ευαίσθητος και, ενδεικτικά, αναφέρονται οι τιμές για την πρώτη θέση μάζας.

| Στάθμη | r_i | I_s | r_{ii} | I_s |
|--------|-------|-------|----------|-------|
| Σ1 | 6.53 | 5.47 | 6.53 | 5.47 |
| Σ2 | 6.53 | 5.47 | 6.53 | 5.47 |

Πίνακας 4: Ακτίνες δυστρεψίας και αδράνειας

Παρακάτω παρουσιάζεται το ιδιομορφικό σχήμα της κατασκευής όπως προκύπτει από την ανάλυση για την πρώτη θέση μάζας και την πρώτη ιδιομορφή.



Σχήμα 3: Ιδιομορφική παραμόρφωση m_{11}

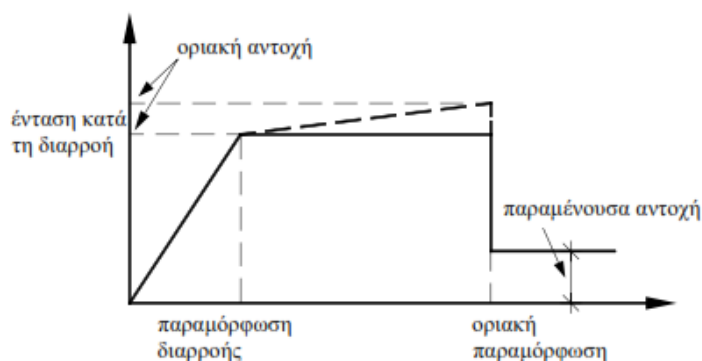
3. ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)

Κύριος στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση και η σύγκρισή τους με τις επιτρεπόμενες τιμές που προσδιορίζονται με βάση τη στοχευόμενη στάθμη επιτελεσματικότητας και τις ικανότητες των μελών που προκύπτουν από τα προσομοιώματα για τη συμπεριφορά τους.[5]

Βασική προϋπόθεση εφαρμογής της μεθόδου είναι η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών να μην είναι σημαντική, το οποίο, όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, πληρείται. Επιπλέον, συνιστάται να διασφαλίζεται ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων. Στην περίπτωση μας το επίπεδο γνώσης του κτηρίου είναι κανονικό.

Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη-γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου έντασης - παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων. Σε κάθε περιοχή που αναμένεται να εμφανισθεί ανελαστική συμπεριφορά λαμβάνεται υπόψη η σχέση έντασης - παραμόρφωσης μέσω πλήρων καμπυλών μονότονης φόρτισης μέχρι την αστοχία, οι οποίες περιλαμβάνουν τη φάση εξασθένησης της αντίστασης

του στοιχείου, καθώς και την παραμένουσα αντίστασή του. Οι καμπύλες αυτές έχουν τη μορφή του σχήματος που ακολουθεί.[5]



Σχήμα 4: Θεωρητικές καμπύλες εντατικού μεγέθους – παραμόρφωση [2]

Σημειώνεται πως οι περιοχές όπου αναμένεται να εμφανισθεί η ανελαστική συμπεριφορά, σε κτίρια πλαισιακού τύπου, είναι οι κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων και των δοκών, όπου και ορίζονται οι «πλαστικές αρθρώσεις».

Η συμπεριφορά της πλαστικής άρθρωσης ορίζεται με τον καταστατικό νόμο ροπής-γωνίας στροφής χορδής του μέλους(υποστυλώματος ή δοκού) με τις γωνίες στροφής χορδής να υπολογίζονται βάση των καμπυλοτήτων στη διαρροή και στην αστοχία της διατομής του μέλους. Θεωρούμε ότι η ελαστική γραμμή κάμψης του μέλους είναι τέτοια ώστε στα δύο άκρα να αναπτύσσονται δύο ίσες και αντίθετες γωνίες στροφής χορδής. [5]



Σχήμα 5: Γωνία στροφής χορδής [5]

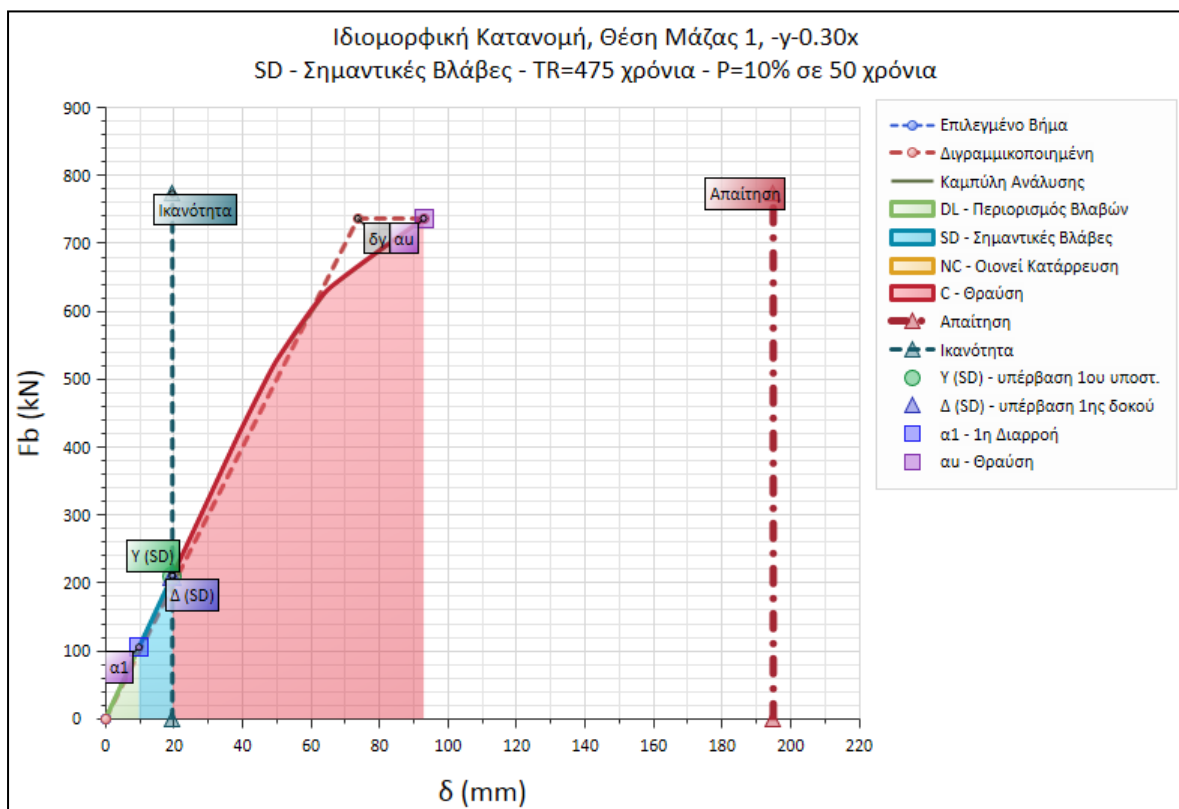
Το προσομοίωμα του κτιρίου υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία αυξάνονται μονότονα μέχρι το βήμα όπου κάποιο δομικό στοιχείο εξαντλεί τη φέρουσα ικανότητά του. Τα οριζόντια στατικά φορτία εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος. Για να θεωρηθούν επαρκή τα αποτελέσματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης απαιτείται η κατασκευή να αποκρίνεται κυρίως κατά την πρώτη ιδιομορφή της σε κάθε διεύθυνση. Στην περίπτωση αυτή η εφαρμογή της κατανομής σύμφωνα με το σχήμα της ιδιομορφής αυτής οδηγεί σε ακριβή αποτελέσματα που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την εξαγωγή συμπερασμάτων για την ικανότητα του φορέα. [5] Σε κανονικά κτίρια, δηλαδή σε κτίρια με γεωμετρική κανονικότητα σε κάτοψη αλλά και ομοιόμορφη κατανομή της πλευρικής δυσκαμψίας και μάζας καθ' ύψος, η κατασκευή αποκρίνεται κατά την 1^η ιδιομορφή κυρίως. Σημειώνεται, πως το κτίριο που έχει θεωρηθεί στην παρούσα εργασία πληροί τα κριτήρια κανονικότητας που αναφέρθηκαν.

Από την ανάλυση του προσομοιώματος προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, η οποία παρουσιάζεται σε όρους τέμνουσας βάσης V_b – μετακίνησης δ χαρακτηριστικού του σημείου (κόμβος ελέγχου), το οποίο λαμβάνεται στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας. Η σχέση τέμνουσας βάσης – μετατόπισης κόμβου ελέγχου

αντικαθίσταται από μια εξιδανικευμένη διγραμμική καμπύλη. Τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις που υπολογίζονται από την ανάλυση ελέγχονται σύμφωνα με τα κριτήρια επιτελεστικότητας, ώστε να διαπιστωθεί η επάρκεια ή μη του φορέα, με βάσει της απαιτήσεις που τέθηκαν αρχικά. [5]

4. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΑΡΧΙΚΟΥ ΦΟΡΕΑ

Με βάση όσα αναφέρθηκαν παραπάνω και με χρήση του προγράμματος tol-raf, έγινε η ανάλυση του αρχικού-μη ενισχυμένου φορέα. Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε με ιδιομορφική κατανομή οριζόντιων δυνάμεων. Οι συνδυασμοί φόρτισης προκύπτουν από τις δυο διευθύνσεις σεισμικής ώθησης, μιας κύριας και μίας δευτερεύουσας. Οι διευθύνσεις αυτές δημιουργούν με τα πρόσημα τους και τους συντελεστές τους οκτώ δυνατούς συνδυασμούς φόρτισης. Στο σχήμα 6 παρουσιάζεται η καμπύλη τέμνουσας βάσης-μετατόπισης κόμβου ελέγχου για τον δυσμενέστερο συνδυασμό θέσης μάζας και περίπτωσης φόρτισης.



Σχήμα 6 : Καμπύλη τέμνουσας βάσης-μετατόπισης κόμβου ελέγχου

Η μέγιστη τέμνουσα βάσης είναι $F_b=736,65$ kN και η μέγιστη μετατόπιση του κόμβου ελέγχου είναι $\delta=92,875$ mm. Ακόμα, στο βήμα 3 της ανάλυσης, για $F_b=210,47$ και $\delta=19,54$ mm, γίνεται ταυτόχρονη υπέρβαση της ικανότητας του πρώτου υποστυλώματος (Υ8-Σ2) και της πρώτης δοκού (Δ1-Σ2), όπως φαίνεται και στον πίνακα.

| Στοιχείο | Βήμα | Λόγος ανεπάρκειας (λ_{sd}) |
|----------|------|--------------------------------------|
| Υ8-Σ2 | 3 | 1.328 |
| Δ1-Σ2 | 3 | 1.122 |

Πίνακας 5: Λόγοι ανεπάρκειας

Ως λ_{sd} χαρακτηρίζεται η στροφή του στοιχείου λόγω των δράσεων του σεισμικού σχεδιασμού προς την οριακή ικανότητα στροφής του στοιχείου. Ο μεγαλύτερος λόγος λ_{sd} για ένα επιμέρους στοιχείο σε μια στάθμη (το πλέον υπερκαταπονούμενο) θεωρείται κρίσιμος λόγος λ_{sd} για την στάθμη και συνεπώς για το κτήριο.[2]

Όπως φαίνεται από την υπερωθητική καμπύλη, η ικανότητα του φορέα για τη στάθμη επιτελεστικότητας B1 υστερεί σημαντικά της απαίτησης, όπως αυτή ορίζεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Παρατηρούμε, βέβαια, ότι το κτήριο μπορεί να δεχτεί αρκετά μεγάλες μετακινήσεις καθώς και μεγάλη τέμνουσα βάση, πριν φτάσει στο όριο θραύσης. Ωστόσο, αυτή η δυνατότητα δεν αφορά τη στάθμη επιτελεστικότητας που έχει επιλεγεί για την εργασία.

Εξάλλου, είναι προφανές ότι το κτήριο χρήζει ενίσχυσης.

5. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Η τεχνική της κατασκευής μανδύων σε στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος είναι η πλέον αποτελεσματική μέθοδος αύξησης της αντοχής, καμπτικής και διατμητικής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητας τους. Εφαρμόζεται σε περιπτώσεις στοιχείων με σοβαρές βλάβες ή ιδιαίτερη ανεπάρκεια των χαρακτηριστικών τους. Η τεχνική περιλαμβάνει αύξηση της διατομής του στοιχείου με νέο σκυρόδεμα με νέους διαμήκεις και εγκάρσιους οπλισμούς. Η κατασκευή τους μπορεί να γίνει είτε με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, η οποία είναι η πιο συνηθισμένη πρακτική για την κατασκευή μανδύων μικρού πάχους και δεν απαιτείται ξυλότυπος, είτε με έγχυτο σκυρόδεμα, για μανδύες μεγαλύτερου πάχους, όπου απαιτείται και ξυλότυπος. [1]

Για την ενίσχυση χρησιμοποιήθηκαν μανδύες πάχους 8 cm ,σκυρόδεμα C30/37 και χάλυβας B500C. Στην περίπτωση των υποστλωμάτων έγινε χρήση ολικού περιμετρικού μανδύα, ενώ στις δοκούς έγινε χρήση ανοικτού μανδύα (στις τρεις πλευρές). Για την σύνδεση παλαιού και νέου σκυροδέματος χρησιμοποιήθηκαν βλήτρα χάλυβα ποιότητας B500C, διαμέτρου Φ14 και μήκους 15cm, φροντίζοντας να ικανοποιούν τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. περί ελαχίστου μήκους, εγκάρσιου και διαμήκους οπλισμού.

Για να καταλήξουμε στην τελική μορφή ενίσχυσης, η οποία παρουσιάζεται στη συνέχεια, πραγματοποιήθηκαν διάφορες δοκιμές για διαφορετικές περιπτώσεις ενίσχυσης. Δεδομένης της κατάστασης του αρχικού φορέα, όπως αυτή διαπιστώθηκε από την αποτίμηση, αποφασίστηκε η ενίσχυση του συνόλου των γραμμικών στοιχείων του, υποστλωμάτων και δοκών.

Οι οπλισμοί μανδύων των γραμμικών στοιχείων είναι:

Υποστυλώματα:

γωνιακά: 12Φ20

περιμετρικά : 12Φ18

κεντρικό : 12Φ20

Όλα τα υποστυλώματα διαθέτουν νέους συνδετήρες Φ10/100 ενώ για τη σύνδεση παλαιού και νέου σκυροδέματος χρησιμοποιήθηκαν βλήτρα, με πυκνότητα 20 cm στη διαμήκη διεύθυνση και 10 cm στην εγκάρσια.

Δοκοί:

Περιμετρικοί :

κάτω πέλμα: 2Φ18

άνω πέλμα: 2Φ16 στο σημείο επαφής του μανδύα με την πλάκα

Εσωτερικοί :

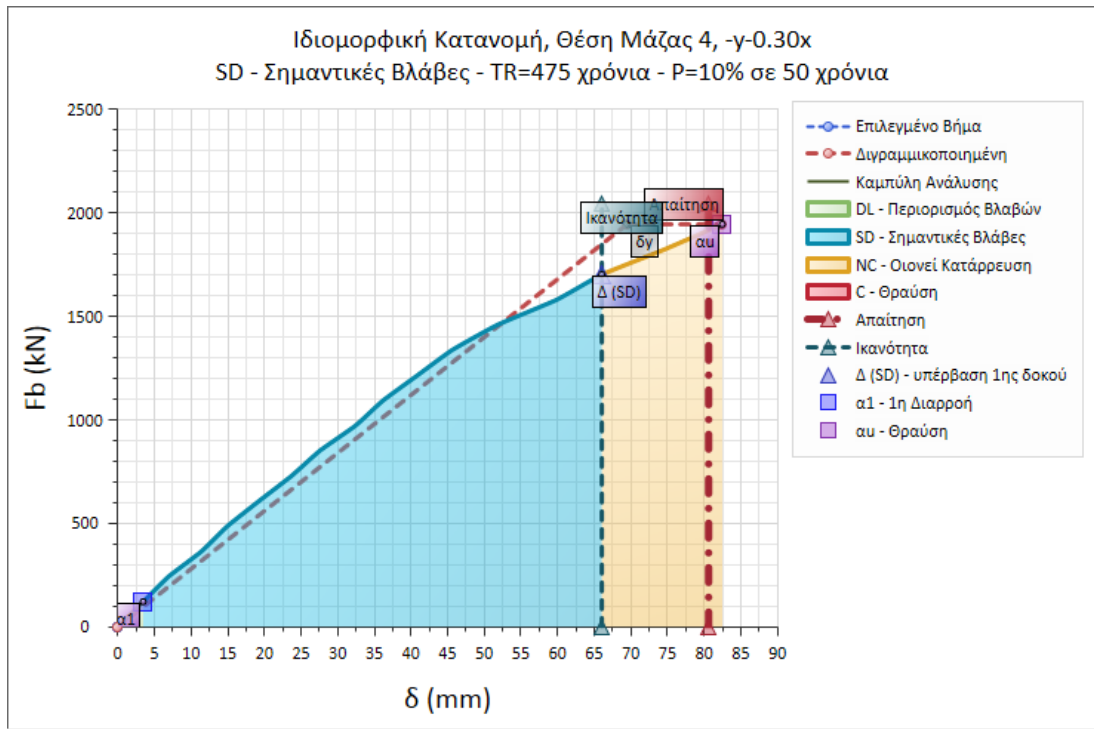
κάτω πέλμα: 4Φ18

άνω πέλμα: 2Φ16 και 2Φ18

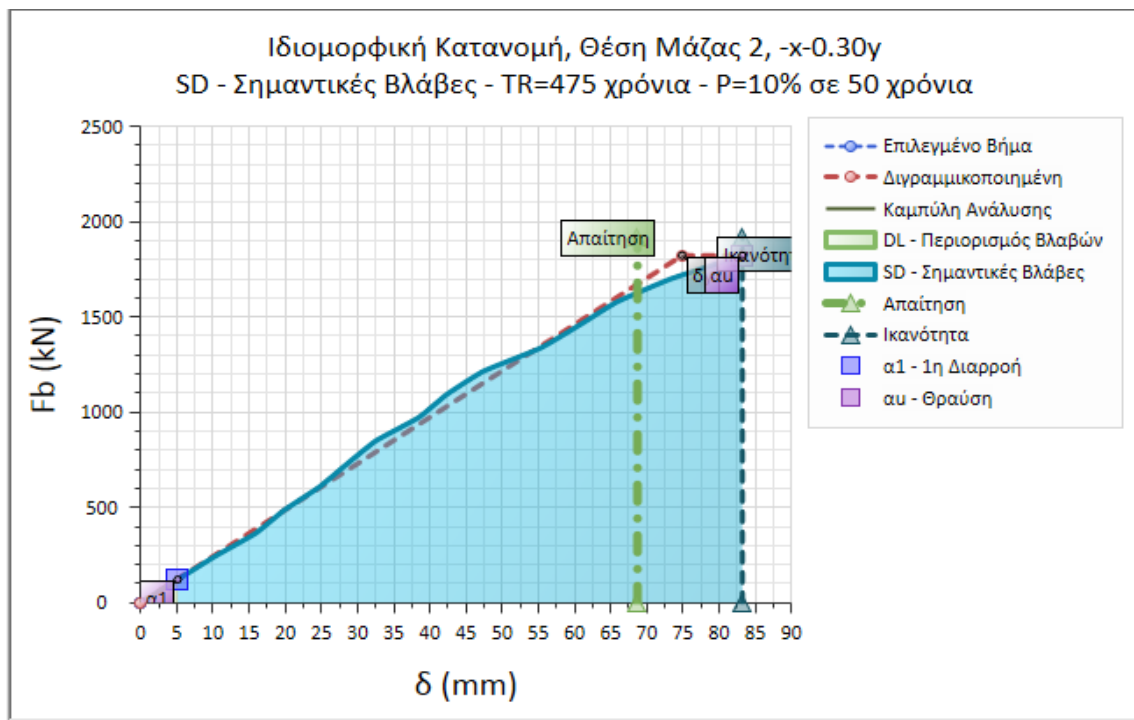
Οι δοκοί διαθέτουν συνδετήρες Φ10/100 στις μη κρίσιμες, Φ10/75 στις κρίσιμες και βλήτρα με πυκνότητα 20 cm στη διαμήκη διεύθυνση και 10 cm στην εγκάρσια.

Σημειώνεται ότι ο αρχικός χάλυβας της κατασκευής είναι S400 και συνεπώς μη συγκολλητός. Γι αυτό το λόγο δεν έχει γίνει σύνδεση παλαιών και νέων ράβδων με χρήση αναρτήρων και η συμμετοχή των αρχικών στοιχείων στην ανάληψη φορτίων θεωρείται μειωμένη.

Κατά τον ίδιο τρόπο που έγινε η ανάλυση για τον αρχικό φορέα έγινε και για τον ενισχυμένο. Στα σχήματα 7 και 8 παρουσιάζονται ενδεικτικά οι καμπύλες τέμνουσας βάσης - μετατόπισης κόμβου ελέγχου για τον ευμενέστερο και δυσμενέστερο συνδυασμό θέσης μάζας και περίπτωσης φόρτισης, βάσει της ικανότητάς της και της δυνατότητας ικανοποίησης της απαίτησης.



Σχήμα 7 :Δυσμενέστερη καμπύλη τέμνουσας βάσης-μετατόπισης κόμβου ελέγχου για ενίσχυση με χρήση μανδυνών οπλισμένου σκυροδέματος



Σχήμα 8: Ευμενέστερη καμπύλη τέμνουσας βάσης-μετατόπισης κόμβου ελέγχου για ενίσχυση με χρήση μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος

| Αναλυτικά αποτελέσματα υπερωθητικής ανάλυσης | | | | | |
|--|--------------------------------|---------------------|-------------------------------------|--------------------------------|---------------------|
| Συνδυασμός Φόρτισης-Θ.Μ. | Σημείο Θραύσης | | 1η υπέρβαση ικανότητας | | |
| | Μετατόπιση Κόμβου Ελέγχου (mm) | Τέμνουσα Βάσης (kN) | Βήμα | Μετατόπιση Κόμβου Ελέγχου (mm) | Τέμνουσα Βάσης (kN) |
| -y-0,3x - Θ.Μ.4 | 82,48 | 1943,77 | 15 | 66,03 | 1700,8 |
| -x-0,3y - Θ.Μ.2 | 83,231 | 1822,28 | Δεν γίνεται υπέρβαση της ικανότητας | | |

Πίνακας 6 : Αποτελέσματα υπερωθητικής ανάλυσης

Παρατηρούμε ότι για την πρώτη περίπτωση φόρτισης η ικανότητα του κτηρίου δεν καλύπτει την απαίτηση για τη δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας. Ωστόσο, συγκριτικά με τον αρχικό φορέα, έχουν αυξηθεί σημαντικά οι τιμές της μετατόπισης του κόμβου ελέγχου και της τέμνουσας βάσης για το σημείο πρώτης υπέρβασης (αντοχή του φορέα) αλλά και για το σημείο θραύσης.

Στην δεύτερη περίπτωση, η ικανότητα του κτηρίου καλύπτει την αντίστοιχη απαίτηση. Σε σχέση με την πρώτη, παρατηρούμε ότι το κτήριο μπορεί να δεχτεί μεγαλύτερες δυνάμεις και να λάβει μεγαλύτερες παραμορφώσεις χωρίς κάποιο από τα στοιχεία του να έχουν υπερβεί την ικανότητά του.

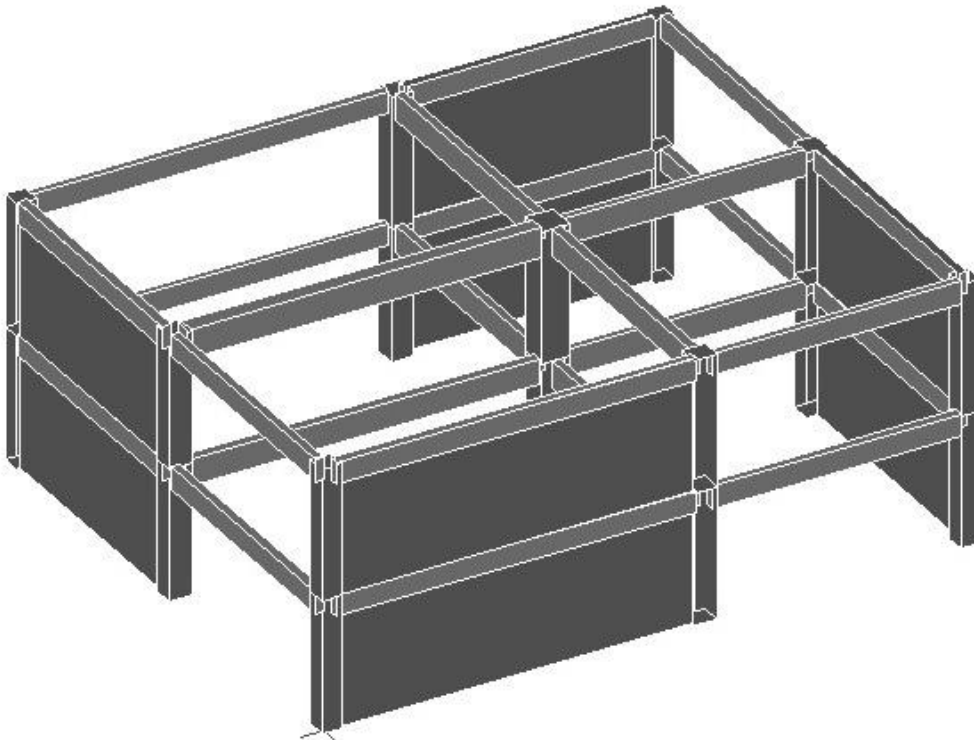
Σημειώνεται πως η ικανότητα του ενισχυμένου φορέα για ορισμένους συνδυασμούς φόρτισης έχει ξεπεράσει την απαίτηση ενώ για άλλους όχι. Αυτό απαιτεί περαιτέρω διερεύνηση. Σκοπός όμως της παρούσας εργασίας δεν είναι η εύρεση του καλύτερου τρόπου ενίσχυσης αλλά η παρουσίαση της συμπεριφοράς του ενισχυμένου ως προς το αρχικό. Είναι

προφανές, ότι στην πράξη, θα απαιτούνταν περαιτέρω ενίσχυση του φορέα προκειμένου να ικανοποιεί τα κριτήρια αστοχίας για κάθε συνδυασμό φόρτισης.

6. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΠΟΙΗΣΗ ΠΛΑΙΣΙΟΥ

Η προσθήκη νέων τοιχωμάτων εντός υφισταμένων πλαισίων της κατασκευής θεωρείται η πλέον αποτελεσματική μέθοδος για την αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του φορέα. Η μέθοδος εφαρμόζεται για να διορθωθούν σφάλματα σχεδιασμού που σχετίζονται με την μόρφωση του φορέα.[1]

Στην εργασία μελετήθηκε η εμφάνιση πλαισίων με προσθήκη νέων τοιχωμάτων, στις θέσεις που φαίνονται στο σχήμα, τα οποία περιλαμβάνουν τα υπάρχοντα υποστυλώματα και στα οποία τοποθετήθηκε μανδύας πάχους 8cm. Η επιλογή των πλαισίων που τοιχωματοποιήθηκαν έγινε κατά τέτοιο τρόπο ώστε να αποφευχθεί η συγκέντρωση μεγάλης δυσκαμψίας σε κάποιο σημείο του κτηρίου, και συνεπώς να διασφαλιστεί ότι δεν θα δημιουργηθεί ένας στρεπτικά ευαίσθητος φορέας. Επίσης, τοιχωματοποιήθηκαν τα πλαίσια και στους δύο ορόφους, προκειμένου να μην δημιουργηθεί μαλακός όροφος.



Σχήμα 9: Θέσεις τοιχωματοποίησης πλαισίων

Τέλος, έγινε ενίσχυση του κεντρικού υποστυλώματος και της εσωτερικής δοκού Δ3 του δεύτερου ορόφου. Για την ενίσχυση χρησιμοποιήθηκαν τα ίδια υλικά με την περίπτωση των μανδύων, ενώ για τους μανδύες των υποστυλωμάτων χρησιμοποιήθηκαν βλήτρα διαμέτρου Φ14, μήκους 15cm.

Όπως και στην μέθοδο των μανδύων, έγιναν δοκιμές όσον αφορά τη θέση, τις διαστάσεις και τον οπλισμό των τοιχωμάτων, μέχρι να καταλήξουμε στην τελική λύση.

Οι οπλισμοί των νέων τοιχωμάτων είναι:

Τοίωμα 1:

Μανδύες υποστυλωμάτων 30/30: 8Φ20

Μανδύες υποστυλωμάτων 35/35: 8Φ18

Συνδετήρες κρυφών: Φ10/100

Κατακόρυφος οπλισμός κορμού: Φ12/100
Κατακόρυφος οπλισμός κορμού: 2Φ10/100
Συνδετήρες κορμού: 13Φ10/100

Τοίωμα 2:

Μανδύες υποστυλωμάτων 30/30: 8Φ20
Μανδύες υποστυλωμάτων 35/35: 8Φ18
Συνδετήρες κρυφών: Φ10/100
Κατακόρυφος οπλισμός κορμού: Φ12/100
Κατακόρυφος οπλισμός κορμού: 2Φ10/100
Συνδετήρες κορμού: 26Φ10/100

Στους μανδύες των κρυφών υποστυλωμάτων τοποθετήθηκαν βλήτρα με πυκνότητα 20 cm στη διαμήκη διεύθυνση και 10 cm στην εγκάρσια.

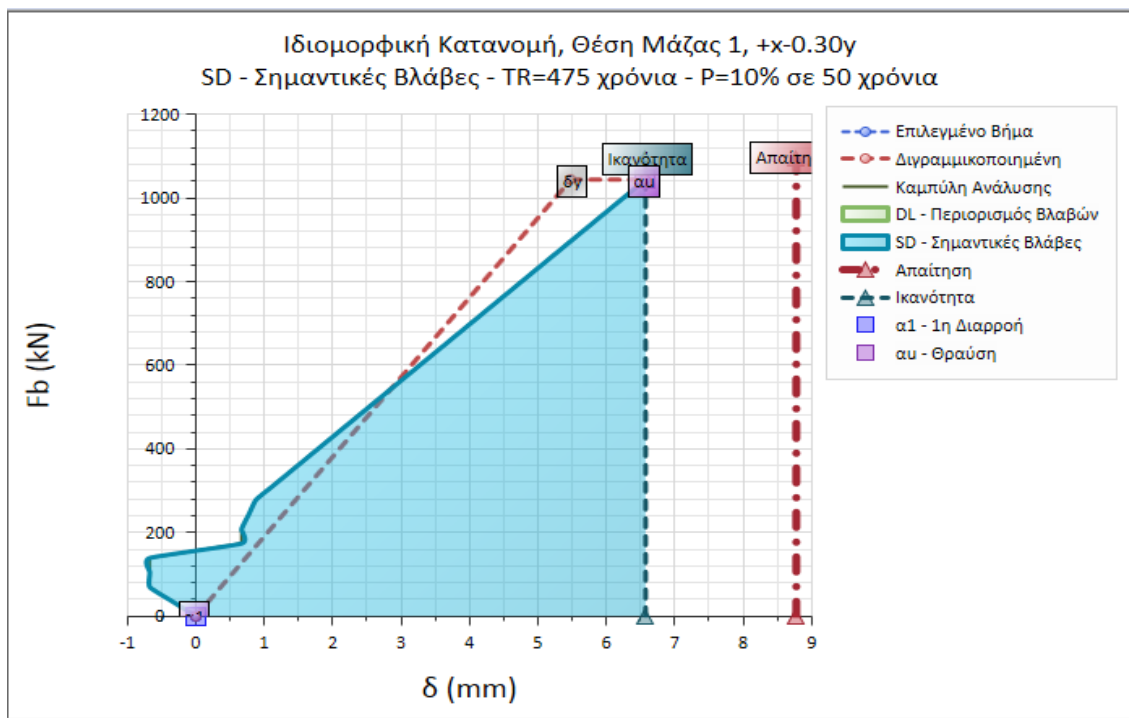
Οπλισμός μανδύα κεντρικού υποστυλώματος:

Διαμήκης: 8Φ18
Εγκάρσιος: Φ10/100
Βλήτρα: Φ14 μήκους 15cm με πυκνότητα στη διαμήκη διεύθυνση 20cm και στην εγκάρσια 10cm.

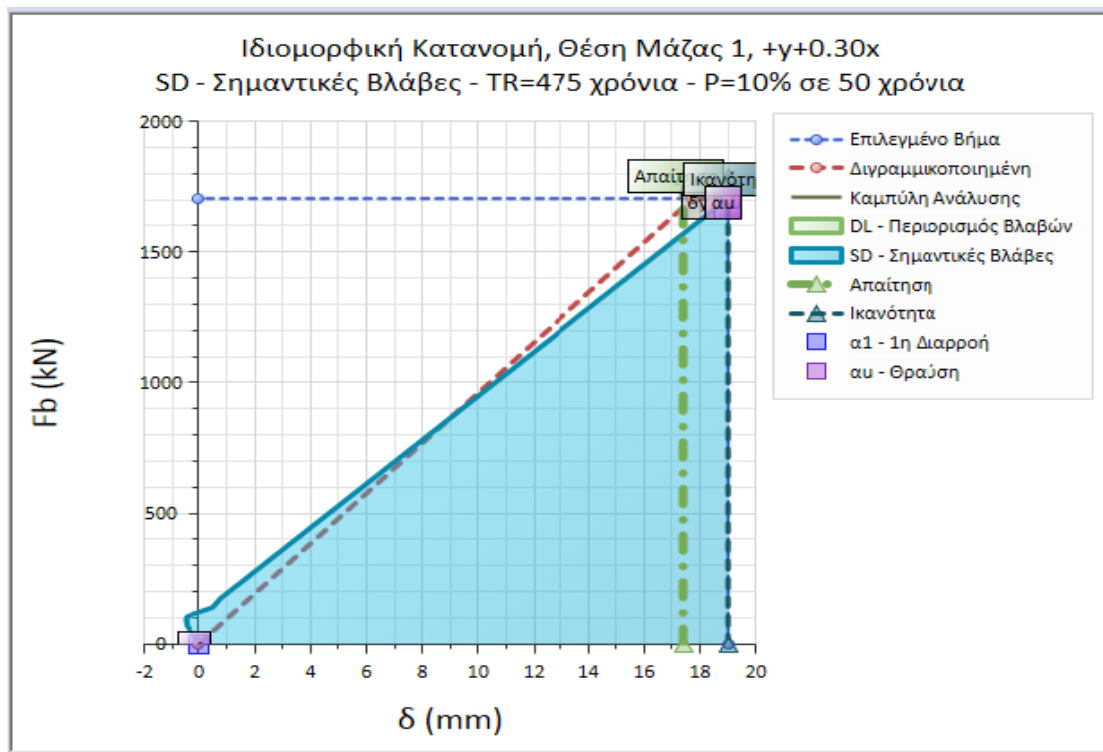
Οπλισμός ενισχυμένης δοκού

Άνω πέλμα: 2Φ16
Κάτω πέλμα: 2Φ18
Συνδετήρες: Φ10/100
Βλήτρα: Φ14 μήκους 12cm με πυκνότητα στη διαμήκη διεύθυνση 20cm και στην εγκάρσια 10cm.

Παρακάτω παρουσιάζονται ενδεικτικά οι καμπύλες τέμνουσας βάσης-μετατόπισης κόμβου ελέγχου για τον ευμενέστερο και δυσμενέστερο συνδυασμό θέσης μάζας και περίπτωσης φόρτισης βάσει της ικανότητάς του φορέα και τη δυνατότητα ικανοποίησης της απαίτησης.



Σχήμα 10: Δυσμενέστερη καμπύλη τέμνουσας βάσης-μετατόπισης κόμβου ελέγχου για ενίσχυση με τοιχώματα



Σχήμα 11: Ευμενέστερη καμπύλη τέμνουσας βάσης-μετατόπισης κόμβου ελέγχου για ενίσχυση με τοιχώματα .

| Αναλυτικά αποτελέσματα υπερωθητικής ανάλυσης | | | | | |
|--|--------------------------------|---------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|---------------------|
| Συνδυασμός Φόρτισης-Θ.Μ. | Σημείο Θραύσης | | 1η υπέρβαση ικανότητας | | |
| | Μετατόπιση Κόμβου Ελέγχου (mm) | Τέμνουσα Βάσης (kN) | Βήμα | Μετατόπιση Κόμβου Ελέγχου (mm) | Τέμνουσα Βάσης (kN) |
| | | | | Δεν γίνεται υπέρβαση της ικανότητας | |
| +x-0,3y - Θ.Μ.1 | 6,574 | 1043,56 | 31 | 6,574 | 1043,56 |
| +x+0,3y - Θ.Μ.1 | 19,002 | 1704,48 | Δεν γίνεται υπέρβαση της ικανότητας | | |

Πίνακας 7: Αποτελέσματα υπερωθητικής ανάλυσης

Παρατηρούμε ότι για την πρώτη περίπτωση φόρτισης η ικανότητα του κτηρίου δεν καλύπτει την απαίτηση για τη δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας. Ωστόσο, συγκριτικά με τον αρχικό φορέα, έχει αυξηθεί σημαντικά η αντοχή. Επίσης, όπως αναμενόταν, έχει αυξηθεί η δυσκαμψία, αφού σε κάθε χλιοστό μετατόπισης αντιστοιχούν μεγαλύτερες πλευρικές δυνάμεις, και έχει μειωθεί αρκετά η μετατόπιση θραύσης.

Στη δεύτερη περίπτωση, η ικανότητα του κτηρίου καλύπτει την απαίτηση. Όπως φαίνεται από την υπερωθητική καμπύλη, ο ενισχυμένος φορέας δέχεται πολύ μεγαλύτερες οριζόντιες δυνάμεις, έχει, δηλαδή, σημαντικά αυξημένη αντοχή, ενώ παράλληλα η δυσκαμψία είναι εξίσου αυξημένη και μειώνεται η μετατόπιση του κόμβου ελέγχου. Τέλος, όπως φαίνεται και στα δύο διαγράμματα το ενισχυμένο κτήριο έχει σχεδόν ελαστική συμπεριφορά σε όλο το εύρος της απόκρισής του και δεν λαμβάνει μεγάλες παραμορφώσεις.

Όπως και στην περίπτωση ενίσχυσης με μανδύες, η ικανότητα του κτηρίου καλύπτει την απαίτηση σε ορισμένες περιπτώσεις φόρτισης ενώ σε άλλες όχι. Γενικά, παρατηρούμε ότι ανάλογα με το συνδυασμό φόρτισης διαφοροποιείται τόσο η απαίτηση όσο και η ικανότητα του κάθε φορέα.

Σημείωση: Στο σχήμα 11 και κυρίως στο σχήμα 10 παρουσιάζεται μια ανωμαλία στην αρχή των διαγραμμάτων, καθώς βλέπουμε την μετατόπιση του κόμβου ελέγχου να λαμβάνει αρνητικές τιμές, δηλαδή να μετατοπίζεται ο κόμβος αντίθετα στη διεύθυνση της δύναμης που ασκείται στο φορέα. Η ανωμαλία αυτή είναι θέμα του λογισμικού που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση, οφείλεται στη μέθοδο λείανσης που χρησιμοποιεί το πρόγραμμα και δεν επηρεάζει τα τελικά αποτελέσματα της ανάλυσης.

7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Συνοψίζοντας, παρατίθεται ένα συγκεντρωτικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης – μετατόπισης κόμβου ελέγχου, μέχρι το σημείο της ικανότητας, για στάθμη επιτελεστικότητας B1, και για τους τρεις φορείς (τον αρχικό και τους δύο ενισχυμένους), για τον ίδιο συνδυασμό φόρτισης και θέσης μάζας.



Σχήμα 12:Συγκεντρωτικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης-μετατόπισης κόμβου ελέγχου.

Από τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν, από το παραπάνω διάγραμμα, αλλά και από τη γενικότερη σύγκριση των δύο μεθόδων ενίσχυσης καταλήγουμε στα εξής συμπεράσματα:

- Ο αρχικός φορέας έχει ικανοποιητική δυνατότητα παραμόρφωσης αλλά αρκετά μικρή αντοχή.
- Με τη μέθοδο της τοιχωματοποίησης πλαισίων, το κτήριο αποκτά πολύ μεγαλύτερη δυσκαμψία και δέχεται πολύ μικρότερες μετατοπίσεις σε σχέση με τη μέθοδο των μανδύων, ενώ παράλληλα αυξάνεται πολύ η αντοχή του.
- Ο φορέας που ενισχύεται με μανδύες συνδυάζει μεγάλη αντοχή και σημαντική παραμορφωσιμότητα.
- Ο ενισχυμένος με τοιχώματα φορέας παρουσιάζει σχεδόν ελαστική συμπεριφορά σε όλο το εύρος της απόκρισης του και μηδενική πλαστιμότητα.
- Η αύξηση της αντοχής είναι ίδιας τάξης μεγέθους και για τις δύο μεθόδους.
- Παρά τα παραπάνω, η ικανότητα του φορέα με τη δεύτερη μέθοδος ενίσχυσης καλύπτει την απαίτηση για περισσότερες περιπτώσεις φόρτισης στις τέσσερις θέσεις μάζας.

- Στην περίπτωση ενίσχυσης με τοιχώματα παρατηρούνται σημαντικές διαφορές στην ικανότητα της τέμνουσας βάσης και της μετατόπισης του κόμβου ελέγχου, ανάλογα με τη διεύθυνση φόρτισης. Αντίθετα, στην περίπτωση ενίσχυσης με μανδύες οι διαφορές είναι μικρότερες, γεγονός που δείχνει πως το κτήριο δεν επηρεάζεται τόσο πολύ από τη διεύθυνση φόρτισης.

8. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] Στέφανος Η. Δρίτσος, «Ενισχύσεις – Επισκευές Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος», Έκδοση Πανεπιστημίου Πατρών, Πάτρα 2010

[2] ΚΑΝ.ΕΠΕ 2013

[3] www.tol.com.gr

[4] Μιχαήλ Ν. Φαρδής, Γεώργιος Τσιώνης, « Εφαρμογή του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 1 για τον αντισεισμικό σχεδιασμό πολυορόφων κτηρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα», Σεπτέμβριος 2011

[5] Μπάρος Δημήτριος, 2006, «Επιλογή στρατηγικής ενίσχυσης σε υφιστάμενες κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα με χρήση ανελαστικών αναλύσεων», Διατριβή Μ.Δ.Ε, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών.