

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ

ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ ΛΟΥΛΗΣ

Προπτυχιακός Φοιτητής Π.Π., up1047419@upatras.gr

Περίληψη

Η παρούσα εργασία αφορά την ανάλυση και την αποτίμηση ενός υφιστάμενου φορέα με ανελαστική ανάλυση καθώς και την ενίσχυσή του με μανδύες σκυροδέματος και σύνθετα υλικά. Αφού έγιναν οι κατάλληλοι έλεγχοι και κρίθηκε επαρκής η στατική ανελαστική ανάλυση (pushover) ως προς τις προϋποθέσεις της, βρέθηκαν τα βλαμένα στοιχεία και ενισχύθηκαν με τις προαναφερθείσες τεχνικές. Στη συνέχεια, έγινε μία εκτίμηση της προτιμότερης εκ των δύο ενισχύσεων.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στην Ελλάδα, που είναι μία σεισμογενής χώρα και στην οποία πολλοί οικισμοί κάθε χρόνο απειλούνται από πυρκαγιές, αποτελεί επιτακτική ανάγκη, η διατήρηση της αντοχής και της δυσκαμψίας των κατασκευών στα απαιτούμενα επίπεδα. Ο ανασχεδιασμός και οι επεμβάσεις αποτελούν στη σύγχρονη εποχή απαραίτητες ενέργειες για την επίτευξη αυτών των στόχων. Οι σεισμοί είναι φαινόμενα τα οποία φέρνουν στην επιφάνεια τις αδυναμίες της κατασκευής είτε σε επίπεδο μελέτης, είτε σε κατασκευαστικό επίπεδο. Ωστόσο, επειδή στην χώρα μας υπάρχουν ακόμα σε μεγάλο βαθμό κατασκευές αρχαιωμένες των οποίων οι κανονισμοί μελέτης εκείνων των εποχών ήταν ελλειπείς ή των οποίων η κατασκευή έχει υλοποιηθεί με εμπειρικές γνώσεις, υπάρχει μεγάλη επικινδυνότητα σε ένα σεισμό σημαντικής έντασης να αστοχήσουν. Τέτοια φαινόμενα, είναι λογικό ότι θα λάβουν μέρος στη χώρα μας, όπως συνέβη και με τον σεισμό του 1999 στην Αθήνα. Οι επεμβάσεις που θα πρέπει να γίνουν είναι σημαντικό να γίνουν με σύνεση, με την έννοια ότι πρέπει να ληφθούν υπόψη πολλοί παράγοντες έτσι ώστε να μην προκύψουν νέες αδυναμίες στον φορέα. Η δυσκολία του μηχανικού σε τέτοιου είδους εργασίες έγκειται σε πολυδιάστατες συνιστώσες όπως είναι η κοινωνική, η πολιτιστική, η αρχιτεκτονική και σαφώς η οικονομική. Σημαντικό είναι να αναφερθεί πως οι επεμβάσεις, ως επιστημονικές γνώσεις, είναι πολύ «φτωχότερες» εκείνων για την κατασκευή νέων κτιρίων. Επομένως, αναλόγως και με το βάθος της διερεύνησης που θα κάνουμε οι εκτιμήσεις για τις δράσεις και τις αντοχές της υφιστάμενης κατασκευής γίνονται με συγκεκριμένο βαθμό αξιοπιστίας αναλόγως της διερεύνησης που θα κάνει ο μηχανικός. Εν ολίγοις η διαδικασία αποτίμησης και ανασχεδιασμού μίας υφιστάμενης κατασκευής περιγράφεται με πέντε βασικά στάδια:

1. Διερεύνηση και τεκμηρίωση υφιστάμενης κατάστασης – Αξιοπιστία Δεδομένων.
2. Αποτίμηση επάρκειας κατασκευής.
3. Λήψη απόφασης επέμβασης – Επιλογή λύσης.
4. Σχεδιασμός της λύσης επέμβασης. Μελέτη επισκευής/ενίσχυσης και κοστολόγηση.
5. Κατασκευή έργου.

Κύριο σκεπτικό πάνω στο οποίο βασίζεται η στρατηγική των επεμβάσεων για την αποδοχή μιας λύσης επέμβασης είναι η ικανοποίηση της γνωστής ανισότητας:

$$S_{rd} \leq R_{rd}$$

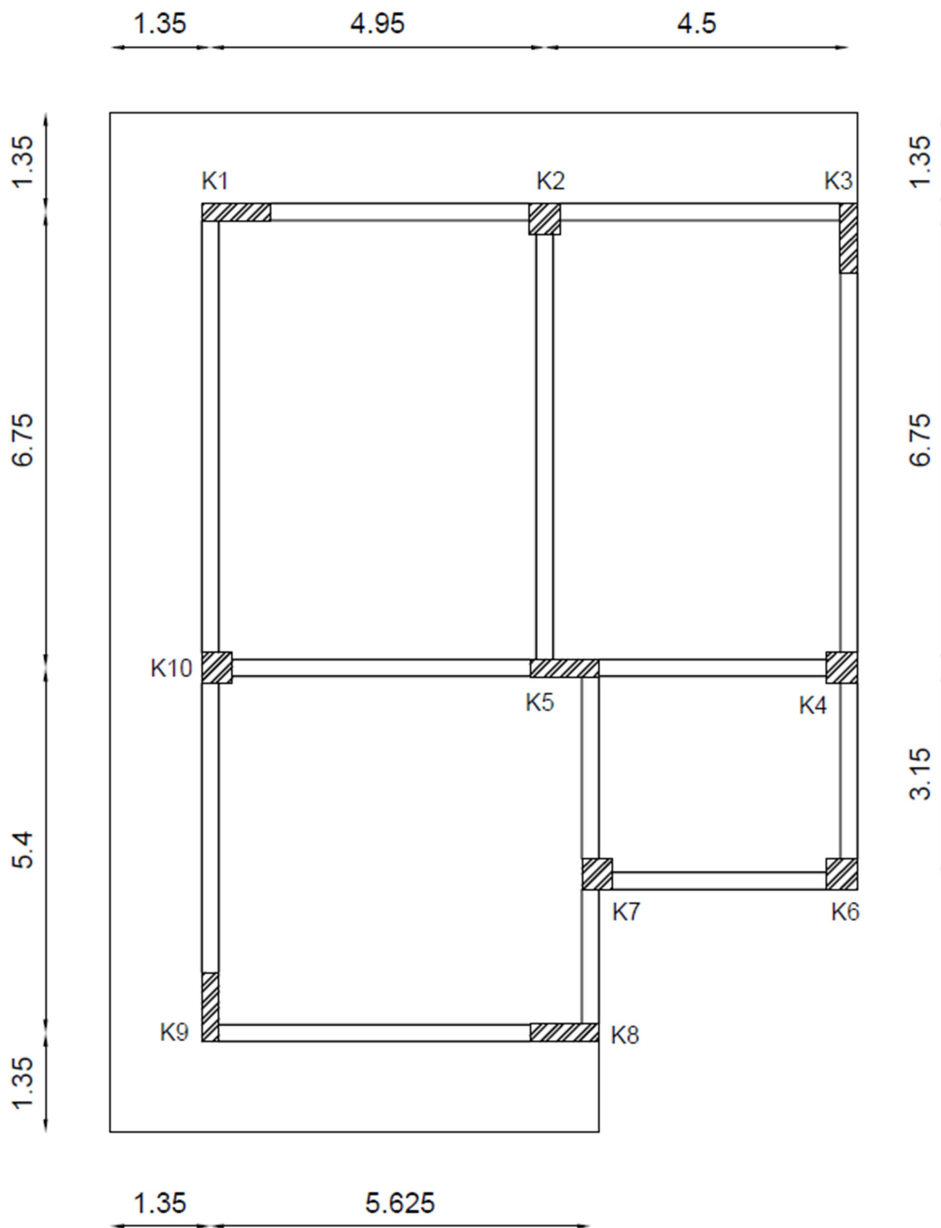
Δηλαδή τα μεγέθη έντασης επανασχεδιασμού πρέπει να είναι μικρότερα των αντίστοιχων μεγεθών αντοχής στα επισκευασμένα μέλη του φορέα. [2]

2. ΣΤΟΧΟΣ

Η παρούσα εργασία έχει ως στόχο την επισκευή του υφιστάμενου φορέα που έχουμε προς μελέτη με 2 διαφορετικές μεθόδους. Πιο συγκεκριμένα, θα ενισχύσουμε τα βλαμμένα κατακόρυφα μέλη της κατασκευής, έτσι ώστε οι λόγοι ανεπάρκειας σε όρους παραμορφώσεων και τεμνουσών να είναι μικρότεροι της μονάδας. Η ενίσχυση αυτή θα γίνει αρχικά με μεταλλικούς κλωβούς και στη συνέχεια με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος. Στόχος, αρχικά είναι η ικανοποίηση των απαιτήσεων της ελάχιστης στάθμης επιτελεσματικότητας, δηλαδή της Γ1 και στη συνέχεια της Β2.

3. ΦΟΡΕΑΣ- ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ

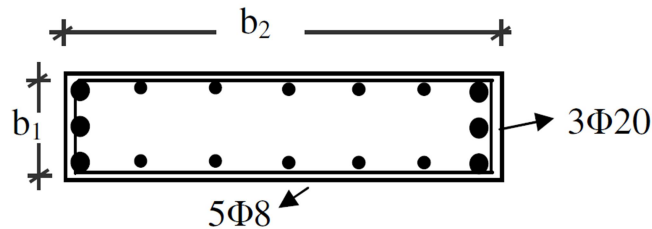
Ο ξυλότυπος της κατασκευής που μελετήθηκε για τη διεκπεραίωση αυτής της εργασίας, επιλέχθηκε από τα παραδείγματα του eclass. Πιο συγκεκριμένα, οι διαστάσεις των ανοιγμάτων φαίνονται στο παρακάτω σχέδιο:



Σχήμα 1: Κάτοψη ισόγειας στάθμης υφιστάμενου κτιρίου

Πρόκειται για μια δώροφη κατοικία χτισμένη το 1980, με ύψος ορόφου $H_{op}=3.00m$. Όλα τα τετραγωνικά υποστυλώματα (Κ2,Κ4,Κ6,Κ7 έχουν διατομή πλευράς 450mm, ενώ τα τοιχώματα έχουν διατομή διαστάσεων 1020mm x 255mm. Όσον αφορά στις δοκούς, όλες οι περιμετρικές δοκοί έχουν διαστάσεις 250mm x 550mm και οι εσωτερικές 250mm x 600mm. Το πάχος των πλακών θεωρείται 15cm.

Οι κύριοι οπλισμοί που τοποθετούνται στα τετραγωνικά υποστυλώματα είναι 4Φ20, ενώ στα τοιχώματα τοποθετούνται ως εξής:



Σχήμα 2: Λεπτομέρεια οπλισμού τοιχωμάτων

Οι περιμετρικές δοκοί οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 5Φ16 στα ανοίγματα, από τα οποία τα 2Φ16 κάμπτονται στις στηρίξεις. Οι εσωτερικές δοκοί οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ20 στα ανοίγματα, από τα οποία τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις. Στο πάνω πέλμα όλων των δοκών υπάρχει οπλισμός 2Φ10.

Οι συνδετήρες είναι ορθογωνικοί Φ8/200 σε όλα τα υποστυλώματα και τοιχώματα, ενώ στις δοκούς με κακή αγκύρωση είναι Φ8/250.

Οι πλάκες είναι οπλισμένες σε δύο διευθύνσεις με Φ10/120. (Δεν θα ελεγχθούν).

Όσον αφορά στα φορτία, οι πλάκες φορτίζονται με ένα φορτίο επίστρωσης $q_{επ}=1.2 \text{ kN/m}^2$. Σύμφωνα με τους κανονισμούς, τα κινητά φορτία στο δώμα ισογείου και πρώτου ορόφου είναι $Q=2\text{kN/m}^2$, ενώ στους προβόλους είναι $Q=5\text{kN/m}^2$. Στην οροφή του κτρίου, επειδή το δώμα θεωρείται μη βατό το $Q=0.5\text{kN/m}^2$.

Περιμετρικά σε κάθε όροφο υπάρχει μπατική τοιχοποιία με εκτιμώμενο φαινόμενο βάρος 3.6 kN/m επιφάνειας όψης και εσωτερικά, κάτω από κάθε εσωτερική δοκό, δρομική τοιχοποιία με φαινόμενο βάρος 2.1 kN/m. Προκειμένου να ληφθεί σωστά η τιμή του φαινόμενου βάρους, υπάρχει μείωση των παραπάνω τιμών λόγω των ανοιγμάτων που υπάρχουν στα φατώματα. Επί των φατωμάτων Κ6-Κ7, Κ6-Κ4 και Κ4-Κ3 υπάρχουν παράθυρα, ενώ στα υπόλοιπα φατώματα υπάρχουν πόρτες. Όλα τα ανοίγματα θεωρείται πως βρίσκονται στο κέντρο των φατωμάτων. Επομένως, για την περιμετρική τοιχοποιία υπάρχει 50% μείωση του φαινόμενου βάρους, ενώ για την δρομική 35% μείωση. Επίσης, περιμετρικά της οροφής επί των δοκών υπάρχει μπατική τοιχοποιία ύψους 1.2m. Ως στάθμη βλαβών για όλες τις τοιχοπληρώσεις επιλέγουμε τις Ελαφρές Ρωγμές προκειμένου να υπολογιστούν οι συντελεστές απομείωσης r_R και r_K οι οποίοι ορίζονται παρακάτω:

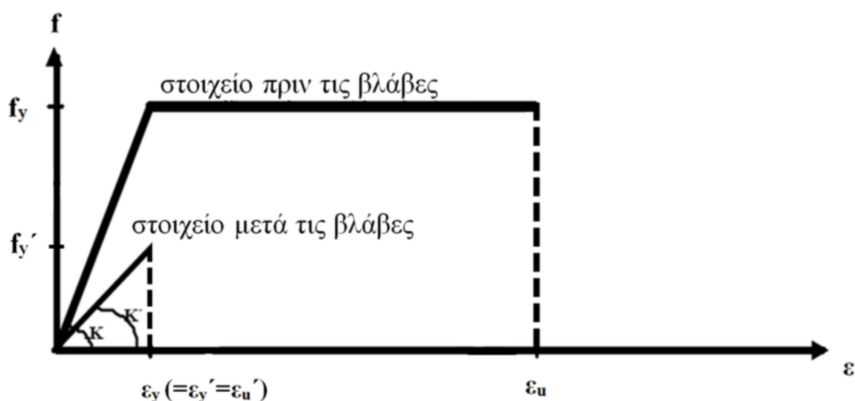
$$\text{Απομείωση θλιπτικής αντοχής διαρροής: } r_R = \frac{f_{y'}}{f_y}$$

όπου: $f_{y'}$ = θλιπτική αντοχή τοιχοπλήρωσης που έχει υποστεί βλάβες
 f_y = θλιπτική αντοχή τοιχοπλήρωσης πριν τις βλάβες

$$\text{Απομείωση κλίσης ελαστικού κλάδου σκελετικού διαγράμματος: } r_K = \frac{K'}{K}$$

όπου: K' = κλίση ελαστικού κλάδου για τοιχοπλήρωση με βλάβες

K = κλίση ελαστικού κλάδου για τοιχοπλήρωση πριν τις βλάβες
 Ο κανονισμός ορίζει ότι είναι ασφαλέστερο να θεωρείται πως η αστοχία συμπίπτει με τη «διαρροή» (δηλ. $f_u' = f_y'$ και $\epsilon_u' = \epsilon_y'$). Συνεπώς, στην περίπτωση άοπλης τοιχοπλήρωσης που έχει υποστεί βλάβες, το νέο σκελετικό διάγραμμα έχει μόνο ελαστικό κλάδο. Σύμφωνα με τα παραπάνω, το σκελετικό διάγραμμα που αφορά άοπλη τοιχοπλήρωση χωρίς ή με βλάβες, παρουσιάζεται στο σχήμα που ακολουθεί (επίσης στις άοπλες τοιχοπληρώσεις θεωρείται ότι δεν υπάρχει απομένουσα αντοχή f_{res}):



Σχήμα 3: Σκελετικό διάγραμμα άοπλης τοιχοπλήρωσης με και χωρίς βλάβες. [3]

Το κτίριο βρίσκεται σε ζώνη σεισμικότητας III, δηλαδή $a=0.36g$ κατά ΕΑΚ και η κατηγορία εδάφους είναι Β. Σε αυτό το σημείο να το τονίσουμε ότι στα θεμέλια δεν έχουμε ορίσει πακτώσεις, αλλά έχουμε συμπεριλάβει και την συμμετοχή του εδάφους. Για συνήθη εδάφη ορίζουμε τη σταθερά του ελατηρίου ίση με $K_s=0.4$. Με αυτόν τον τρόπο καθορίζουμε την ύπαρξη θεμελίου επί ελαστικού εδάφους. Επίσης, η σπουδαιότητα του κτιρίου είναι κατηγορίας 2, το οποίο σημαίνει ότι σύμφωνα με το Παράρτημα 2.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. η Στάθμη Επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού είναι η Γ1.

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Στόχοι
I	Γ2
II	Γ1
III	Β1
IV	Β1 και Α2 (Ικανοποίηση και των δύο στόχων)

Σε κάθε περίπτωση να θεωρηθεί ότι ισχύει $A1 > A2$, $B1 > B2$, $\Gamma1 > \Gamma2$, $A1 > B1 > \Gamma1$ και $A2 > B2 > \Gamma2$

Πίνακας 1: Ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι αποτίμησης ανάλογα με την Κατηγορία Σπουδαιότητας [1]

Η Στάθμη Επιτελεστικότητας Γ, η οποία αναφέρεται αλλιώς και ως «Οιονεί Κατάρρευση», περιλαμβάνει κτίρια τα οποία έχουν υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές (πολλές φορές μη επισκευάσιμες) βλάβες. Η σχετική μετακίνηση των ορόφων είναι μεγάλη, διατηρώντας ωστόσο ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα φορτία. Συγκεκριμένα η Στάθμη Επιτελεστικότητας Γ1 αναφέρεται στην πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών, όπως φαίνεται και στον Πίνακα 2.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. :

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

Πίνακας 2: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού [1]

Η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων λαμβάνεται ως Ικανοποιητική για την επιλογή των κατάλληλων συντελεστών ασφαλείας για τις ιδιότητες των υλικών γ_m , με τους οποίους προσδιορίζονται ενδεχόμενες δυσμενείς αποκλίσεις των αντίστοιχων μεταβλητών από τις αντιπροσωπευτικές τιμές. Έτσι, για Ικανοποιητική ΣΑΔ σύμφωνα με την παράγραφο §4.5.3.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. λαμβάνονται: $\gamma_c=1.30$ και $\gamma_s=1.15$ για τα υφιστάμενα υλικά. Για τα υλικά της ενίσχυσης οι συντελεστές ασφαλείας πολλαπλασιάζονται με το 1.05, αφού θεωρείται πως έχουμε Κανονικές (Συνήθειες) διατομές και προσπελασιμότητα της θέσης όπου γίνονται οι επεμβάσεις:

Διατομή προστιθέμενων υλικών ή / και προσπελασιμότητα της θέσης όπου γίνεται η επέμβαση	
Κανονικές (συνήθειες)	Μειωμένες
1,05	1,20

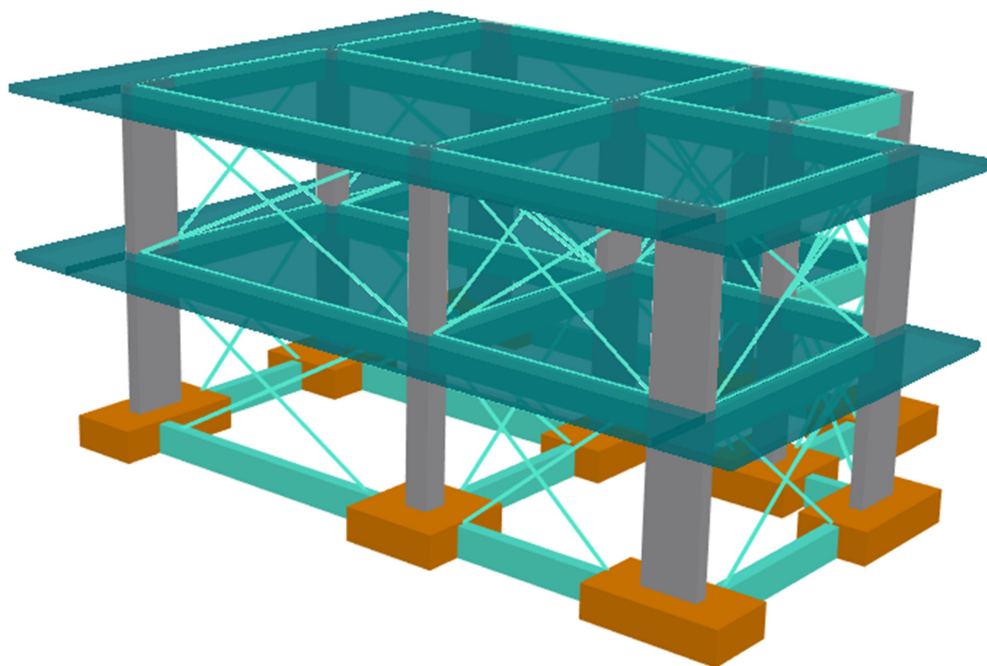
Πίνακας 3: Τιμές του λόγου $\gamma' m/\gamma m$ για προστιθέμενα «συμβατικά» υλικά (σκυροδέμα ή χάλυβας, κατά Κ.Τ.Σ. και Κ.Τ.Χ.) [1]

Επιπροσθέτως, για την κατάλληλη επιλογή του συντελεστή ασφαλείας γ_{sd} με τον οποίο λαμβάνονται υπόψη οι αυξημένες αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων, μέσω των οποίων εκτιμώνται οι συνέπειες των δράσεων, θεωρείται Έκταση Βλαβών ως Έντονες και Εκτεταμένες Βλάβες ή/και Επεμβάσεις. Επομένως, σύμφωνα με τον Πίνακα Σ 4.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. λαμβάνεται $\gamma_{sd}=1.20$.

Έντονες και εκτεταμένες βλάβες ή / και επεμβάσεις	Ελαφρές και τοπικές βλάβες ή / και επεμβάσεις	Χωρίς βλάβες και χωρίς επεμβάσεις
$\gamma_{sd}=1,20$	$\gamma_{sd}=1,10$	$\gamma_{sd}=1,00$

Πίνακας 4: Τιμές του συντελεστή γ_{sd} [1]

Οι εκτιμήσεις για την αντοχή του σκυροδέματος λοιπόν, με ΣΑΔ Ικανοποιητική προδίδουν τις παρακάτω αντιπροσωπευτικές τιμές: Η μέση αντοχή λαμβάνεται $f_{cm}=20$ MPa και η «χαρακτηριστική τιμή» προκύπτει $f_{cm-s}=15$ MPa. Έτσι, στους υπολογισμούς θα ληφθεί σύμφωνα και με τα παραπάνω ότι $f_{cd}=\frac{f_{cm-s}}{\gamma_c}=\frac{15}{1.30}=11.54$ MPa. Επίσης, ο χάλυβας είναι S400 και ομοίως υπολογίζεται ότι $f_{yd}=356.52$ MPa.



Σχήμα 3: Τρισδιάστατη απεικόνιση του φέροντος οργανισμού στο λογισμικό Scada Pro

4. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ

4.1 ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Σύμφωνα με την παράγραφο §5.5.1.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. απαιτείται μια προκαταρκτική ελαστική ανάλυση του κτιρίου προκειμένου να προσδιοριστεί το μέγεθος και η κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία του φορέα. Με αυτόν τον τρόπο υπολογίζονται οι δείκτες ανεπάρκειας $\lambda = S/R_m$. Ως S ορίζονται τα εντατικά μεγέθη (ροπή) λόγω σεισμικών δράσεων οι οποίες λαμβάνονται δίχως μείωση. Συνεπώς, στις παραμέτρους της ανάλυσης ορίζονται τα $q=1.0$. Ως R_m ορίζεται η αντίστοιχη αντίσταση του στοιχείου στη δράση S , υπολογιζόμενη σύμφωνα με τις μέσες τιμές των αντοχών σκυροδέματος και χάλυβα. Οι λόγοι λ υπολογίζονται μόνο με βάση τις αντοχές σε κάμψη, αφενός για συντόμευση των σχετικών υπολογισμών και αφετέρου, επειδή ακόμη και στην περίπτωση που επιλεγεί ελαστική μέθοδος ανάλυσης, οι έλεγχοι σε τέμνουσα γίνονται με ικανοτική θεώρηση, άρα ελέγχεται η απαίτηση $\lambda \leq 1.0$ για την ικανοτική τέμνουσα. Τα αποτελέσματα του προελέγχου φαίνονται στους παρακάτω πίνακες:

A/A	λ (Στάθμη 1)		λ (Στάθμη 2)	
	Διεύθυνση X	Διεύθυνση Z	Διεύθυνση X	Διεύθυνση Z
K1	6.19	6.19	5.91	5.91
K2	8.48	8.49	7.58	7.58
K3	5.80	5.80	5.13	5.13
K4	25.87	25.90	6.12	6.12
K5	4.89	4.89	4.24	4.24
K6	78.80	78.80	6.83	6.83
K7	9.44	9.44	6.72	6.72
K8	7.38	7.39	3.21	3.21
K9	6.67	6.67	3.49	3.50
K10	16.45	16.46	10.19	10.19

Πίνακας 5: Δείκτες Ανεπάρκειας βάσει αντοχών σε Κάμψη, Προέλεγχος

Από τον παραπάνω Πίνακα προκύπτει ότι κρίσιμος λόγος για τον πρώτο όροφο είναι ο $\lambda=78.80$, ενώ για τον δεύτερο όροφο κρίσιμος λόγος είναι ο $\lambda=10.19$.

Από τον προέλεγχο προκύπτει ότι αφού τουλάχιστον ένα από τα κύρια στοιχεία της κατασκευής έχει $\lambda > 2.5$, πρέπει το κτίριο να είναι μορφολογικά κανονικό προκειμένου να εφαρμοστεί ελαστική δυναμική ανάλυση. Ωστόσο, το κτίριο κρίνεται από τους υπολογισμούς μορφολογικά μη κανονικό, αφού οι μέσοι δείκτες ανεπάρκειας λ_k του κάθε ορόφου ανά διεύθυνση υπερβαίνουν το 1.5. Συγκεκριμένα, $\lambda_{kx}=2.65$ και $\lambda_{kz}=1.85$ για τους 2 ορόφους. Συνεπώς, στη συνέχεια επιβάλλεται να εφαρμόσουμε Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Push-Over). Προκειμένου να ελέγξουμε αν πληρούνται οι προϋποθέσεις για την εφαρμογή της, εφαρμόζουμε μια αρχική δυναμική ελαστική ανάλυση στην οποία θα συνεκτιμώνται οι ιδιομορφές οι οποίες συνεισφέρουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Στη συνέχεια, πρέπει να γίνει μια δεύτερη δυναμική ελαστική ανάλυση με βάση μόνο την πρώτη ιδιομορφή. Με αυτόν τον τρόπο ελέγχουμε αν η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών είναι σημαντική ή όχι. Στην περίπτωση που η τελευταία δεν είναι σημαντική, τότε η στατική ανελαστική μέθοδος επιτρέπεται να εφαρμόζεται. Προκειμένου να θεωρηθεί σημαντική η επιρροή, πρέπει η τέμνουσα έστω και σε έναν όροφο που προκύπτει από την πρώτη ανάλυση, να υπερβαίνει το 130% εκείνης από την δεύτερη ανάλυση.

4.2 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Εφαρμόζουμε ελαστική δυναμική ανάλυση με τη μέθοδο καθολικού δείκτη συμπεριφοράς q , και για εφαρμοσθέντα κανονισμό πριν του 1985 επιλέγεται κατάλληλος ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς. Προκειμένου να συνεκτιμηθούν οι ιδιομορφές, οι οποίες συνεισφέρουν τουλάχιστον το 90% της μάζας και στις 2 κατευθύνσεις, λάβαμε υπόψη μας τις πρώτες 5. Ο παρακάτω πίνακας περιγράφει ακριβώς τα ποσοστά. Σημειώνεται ότι η συνολική μάζα υπολογίστηκε 286.307kN/g.

Α/Α	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ X		ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Z	
	kN/g	%	kN/g	%
1	1.88	0.66	211.82	73.98
2	218.76	76.41	13.52	4.72
3	35.77	12.49	33.43	11.68
4	0.45	0.16	22.16	7.74
5	0.85	0.29	0.26	0.09
ΣΥΝΟΛΙΚΑ	257.71	90.01	281.19	98.21

Πίνακας 6: Δράσεις Ιδιομορφικές Μάζες.

Στην συνέχεια, αφού εκτελέσουμε τη δεύτερη δυναμική ανάλυση, ελέγχουμε αν είναι σημαντική η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών. Για να μπορούμε να εφαρμόσουμε την ανελαστική ανάλυση χωρίς περαιτέρω προϋποθέσεις, πρέπει ο λόγος της τέμνουσας στη στάθμη του πρώτου και δεύτερου ορόφου από την πρώτη ανάλυση προς την αντίστοιχη τέμνουσα να είναι < 1.3 και στις δύο κατευθύνσεις. Ύστερα από υπολογισμούς, όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα ο έλεγχος ικανοποιείται.

ΣΤΑΘΜΗ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ X			ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Z		
	V5 (kN)	V1 (kN)	ΛΟΓΟΣ	V5 (kN)	V1 (kN)	ΛΟΓΟΣ
3.60	1416.11	1273.40	1.11	1348.66	1233.00	1.09
6.60	840.93	755.36	1.11	814.00	729.07	1.12

Πίνακας 7: Έλεγχος Επιρροής Ανωτέρων Ιδιομορφών.

Άρα μπορούμε να εφαρμόσουμε ανελαστική στατική ανάλυση, καθώς ικανοποιείται και η δεύτερη προϋπόθεση, να διασφαλίζεται δηλαδή ικανοποιητική ΣΑΔ.

4.3 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)

Η στατική ανελαστική μέθοδος, που αλλιώς αναφέρεται και ως μέθοδος ελέγχου των μετακινήσεων, δίνει τόσο τις τιμές των ανελαστικών παραμορφώσεων, όσο και τις τιμές των εντατικών μεγεθών στα δομικά στοιχεία που έχουν εισέλθει στην μετελαστική περιοχή της απόκρισής τους. Γενικά, θεωρείται πιο αξιόπιστη μέθοδος συγκριτικά με τις ελαστικές και τυχόν ικανοτικούς ελέγχους. Αυτού του είδους οι αναλύσεις, συνεκτιμούν τα μη γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου δύναμης-παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων με άμεσο τρόπο. Βασικός στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι, όπως προαναφέρθηκε, η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων των δομικών μελών, όταν ο φέρων οργανισμός υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία χρίζει την αποτίμησή ή τον ανασχεδιασμό. Όσον αφορά στα πλαστικά στοιχεία, οι τιμές παραμορφώσεως συγκρίνονται απευθείας με τις αντίστοιχες τιμές σχεδιασμού, αναλόγως της στάθμης επιτελεστικότητας και του αν τα στοιχεία αυτά είναι πρωτεύοντα ή δευτερεύοντα, σύμφωνα με το Κεφάλαιο 9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.. Το προσομοίωμα του κτιρίου υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανομημένα κατά τρόπο ανάλογο των αδρανειακών δυνάμεων του σεισμού, τα οποία αυξάνονται μονότονα έως ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα επιβαλλόμενά του κατακόρυφα φορτία. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου σε όρους τέμνουσας βάσης-μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου (κόμβου ελέγχου) του κτιρίου (στην οροφή του). Όπως ορίζεται και στην παράγραφο §5.7.3.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ως κόμβος ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης ορίστηκε το κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου.

Η στοχευόμενη μετακίνηση δ_t υπολογίζεται συνεκτιμώντας όλους τους παράγοντες που επηρεάζουν την μετακίνηση ενός ανελαστικά αποκρινόμενου κτιρίου. Πιο συγκεκριμένα, όπως ορίζεται από την εξίσωση (Σ5.6) του ΚΑΝ.ΕΠΕ. η στοχευόμενη μετακίνηση ισούται με:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 \left(\frac{T_e^2}{4\pi^2} \right) S_{e(T)}, [1]$$

Όπου:

- $S_{e(T)}$: Η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση υπολογιζόμενη από το φάσμα του ΕΚ 8-1 που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_e όπως υπολογίζεται από την §5.7.3.5.
- C_0 : Συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία K_e με την πραγματική μετακίνηση δ_t της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται ίσες με 1.0, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5, για αριθμό ορόφων 1, 2, 3, 5, και ≥ 10 , αντίστοιχα.
- C_1 : Ο λόγος της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης ενός κτιρίου προς την αντίστοιχη ελαστική επιτρέπεται να λαμβάνεται από τις σχέσεις:
 $C_1 = 1.0$ για $T_e \geq T_c$ και
 $C_1 = [1.0 + (R-1) T_c / T_e] / R$ για $T_e < T_c$
 T_c : Η τιμή στην οποία αρχίζει ο κατιών κλάδος του φάσματος απόκρισης κατά EC8-1
 $R = V_{el} / V_y$, ο λόγος της ελαστικής απαίτησης προς την αντίστοιχη διαρροής του φορέα, ο οποίος μπορεί να υπολογισθεί από τη σχέση:

$$R = \frac{S_e/g}{V_y/W} C_m, [1]$$

V_y : Η αντίσταση διαρροής η οποία υπολογίζεται με την κατάλληλη διγραμμικοποίησης της καμπύλης αντίστασης του διαγράμματος F-δ. Για συντομία και λόγους αφαλείας, ο

λόγος V_y/W μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0,15 για κτίρια με μικτό σύστημα και 0,10 για κτίρια με αμιγώς πλαίσιακά.

C_m : Συντελεστής δρώσας μάζας (για την συνεκτίμηση των ανώτερων ιδιομορφών), ο οποίος μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0.9 για πλαίσια ≥ 3 ορόφων, 0.8 για τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος και 1.0 για τις υπόλοιπες περιπτώσεις.

W είναι το βάρος της ταλαντούμενης μάζας και $g=9.807\text{m/s}^2$

- C_2 : Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη πως επηρεάζεται η μέγιστη μετακίνηση από το σχήμα του βρόγχου υστέρησης. Ενδεικτικές τιμές δίνονται στον παρακάτω πίνακα του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σ5.1:

Στάθμη επιτελεστικότητας	$T_e \leq 0.1\text{s}$		$T_e \geq T_c$	
	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2
«Περιορισμένες βλάβες»	1.0	1.0	1.0	1.0
«Σημαντικές βλάβες»	1.3	1.0	1.1	1.0
«Οιονεί κατάρρευση»	1.5	1.0	1.2	1.0

Πίνακας 8: Τιμές του συντελεστή C_2 . [1]

Ως φορείς τύπου 1 ορίζονται οι φορείς χαμηλής πλαστιμότητας όπως είναι τα κτίρια πριν το 1985, ή κτίρια που η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων < 2 . Αυτά τα κτίρια αναμένεται να έχουν φτωχότερη υστερητική συμπεριφορά από εκείνα με υψηλή πλαστιμότητα. Τέτοιοι φορείς είναι τύπου 2, κτίρια δηλαδή, από το 1985 και έπειτα, ή κτίρια που η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων > 2 .

- C_3 : Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξεως (P-Δ). Υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$C_3 = 1 + 5(\theta - 0.1)/T_e$$

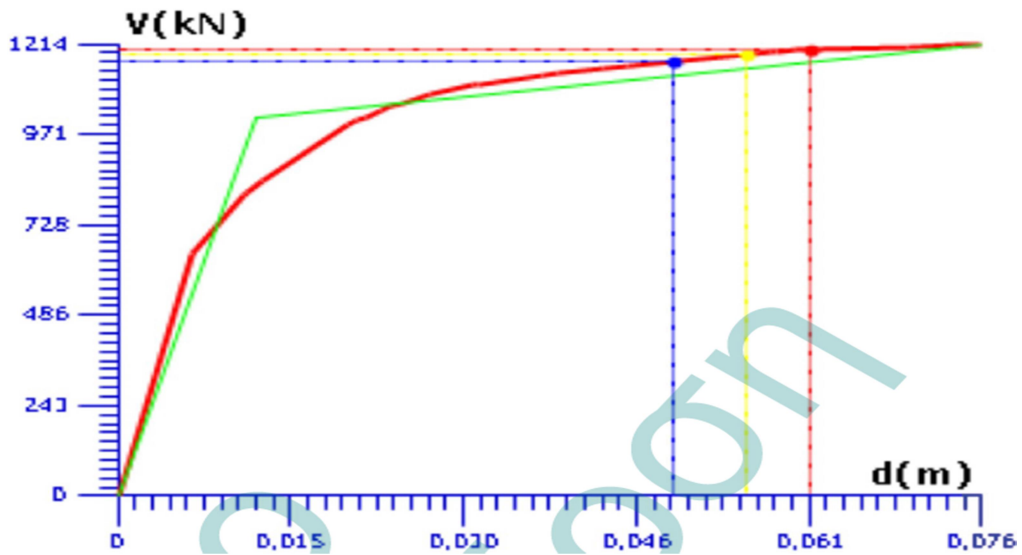
Όπου θ , ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας. Για κτίρια από Ο/Σ και τοιχοποιία, όπου $\theta < 0.1$ λαμβάνεται $C_3=1.0$.

Για τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης στο λογισμικό, επιλέξαμε σύμφωνα με τα παραπάνω τους κατάλληλους συντελεστές και για στάθμη επιτελεστικότητας Γ προέκυψαν διαφορετικές στοχευόμενες μετακινήσεις για κάθε περίπτωση.

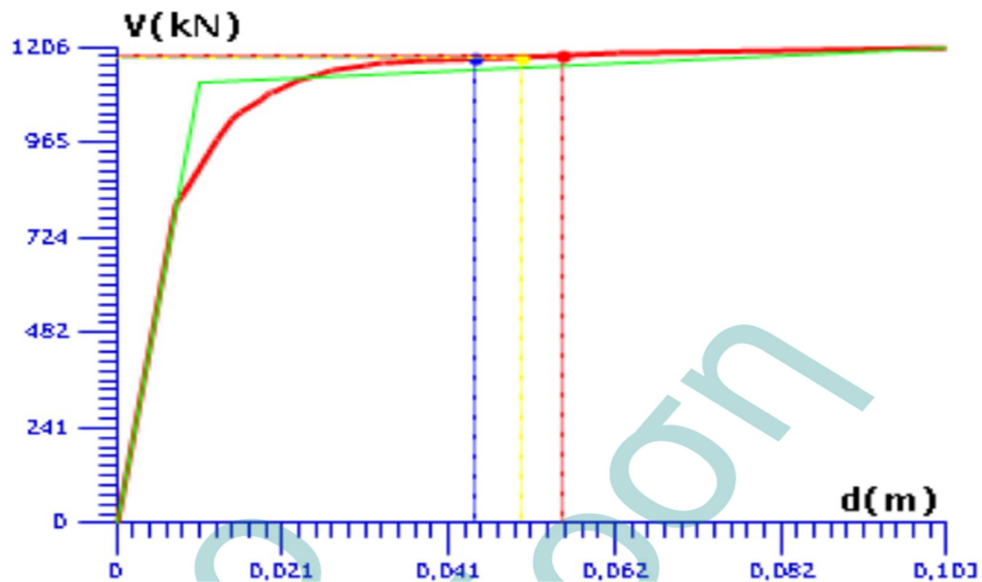
Για την ανάλυση εφαρμόστηκαν δύο είδη κατανομής, τριγωνική και ορθογωνική. Σε κάθε κατανομή βρέθηκαν αποτελέσματα για 4 διαφορετικούς συνδυασμούς φορτίσεων:

$$F_x + 0.3F_z, -F_x + 0.3F_z, F_z + 0.3F_x, -F_z + 0.3F_x.$$

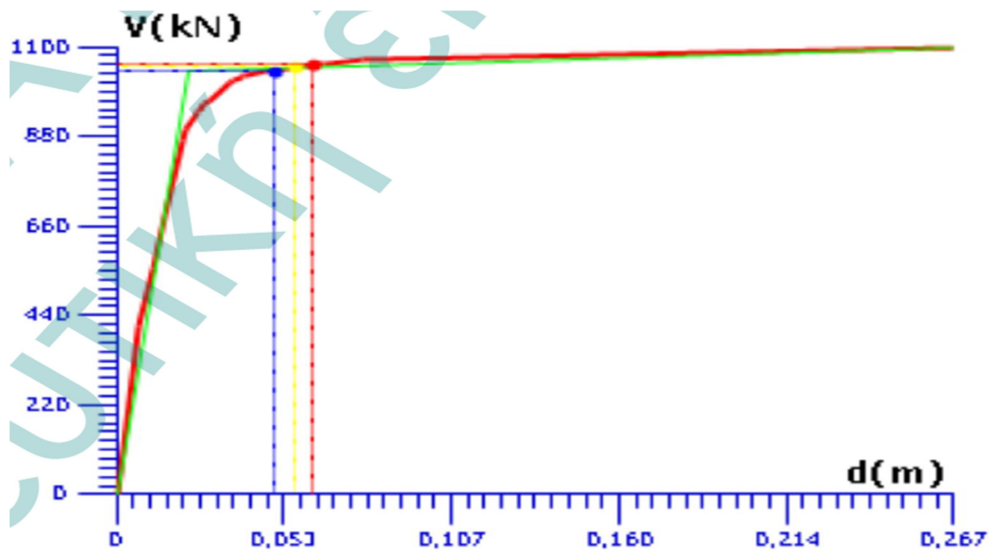
Η μη γραμμική σχέση δύναμης-μετακίνησης που συνδέει την τέμνουσα βάσης και τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου αντικαθίσταται σύμφωνα με την παράγραφο §5.7.3.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. από μία διγραμμική καμπύλη για τον υπολογισμό της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας K_e και της αντίστοιχης δύναμης διαρροής V_y του κτιρίου. Παρακάτω φαίνονται οι διγραμμικές καμπύλες των παραπάνω συνδυασμών:



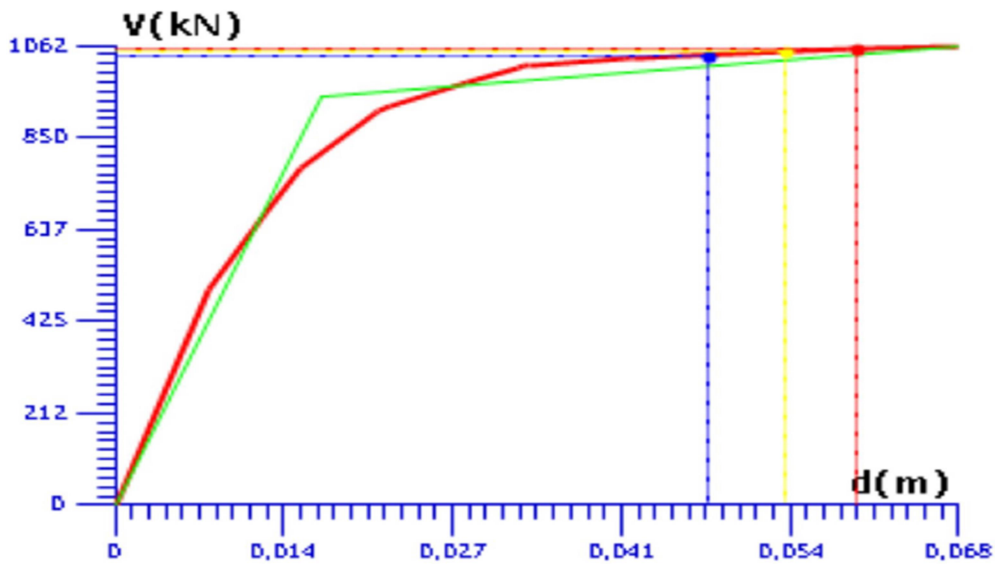
Σχήμα 4: Διγραμμική Καμπύλη Τριγωνικής Κατανομής $F_x+0.3F_z$



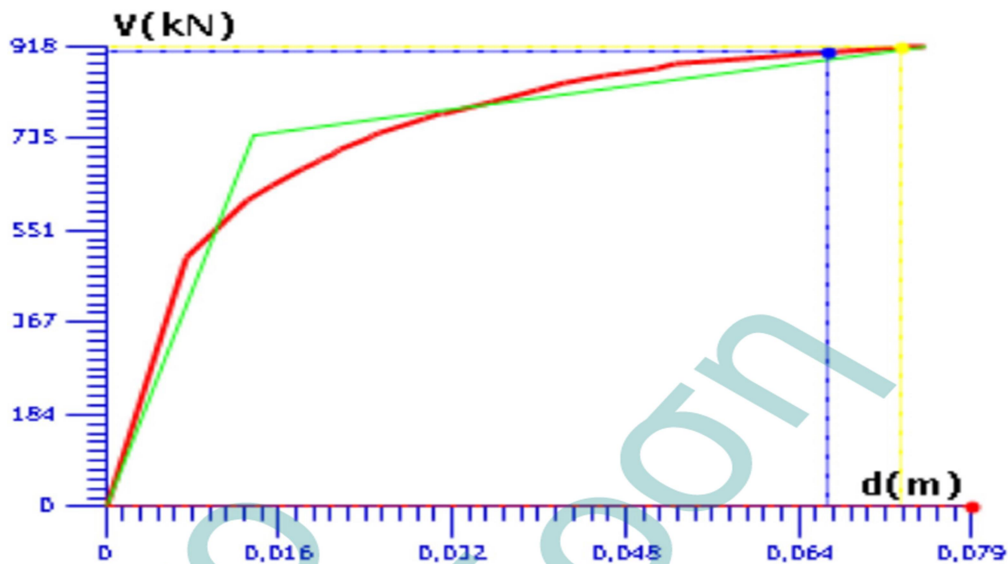
Σχήμα 5: Διγραμμική Καμπύλη Ορθογωνικής Κατανομής $F_x+0.3F_z$



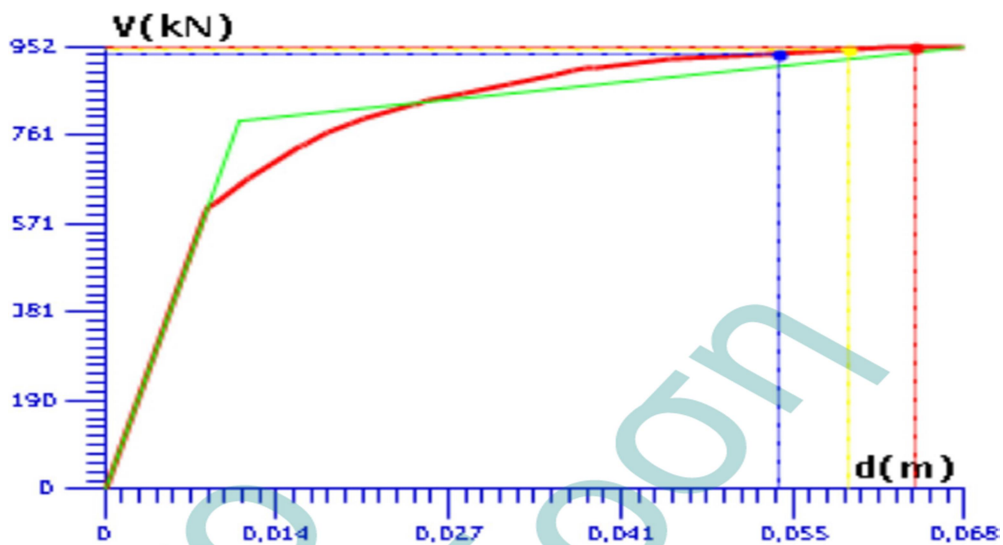
Σχήμα 6: Διγραμμική Καμπύλη Τριγωνικής Κατανομής $-F_x+0.3F_z$



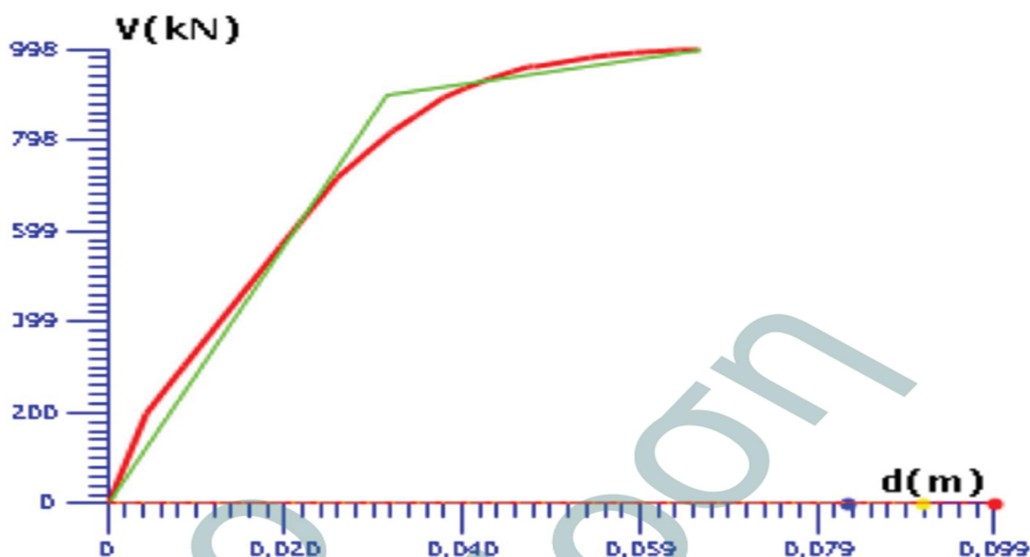
Σχήμα 7: Διγραμμική Καμπύλη Ορθογωνικής Κατανομής $-Fx+0.3Fz$



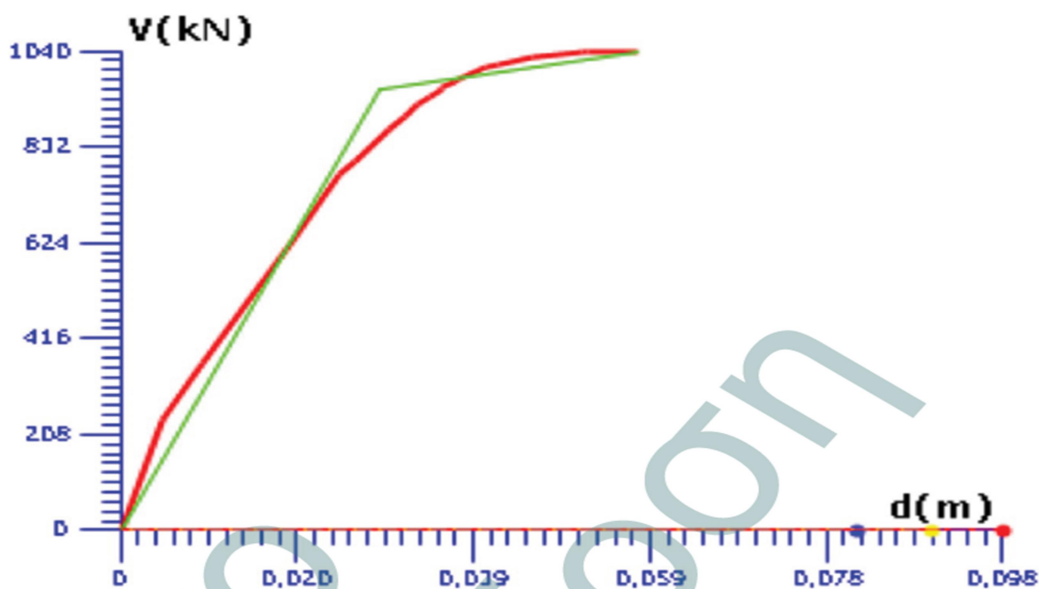
Σχήμα 8: Διγραμμική Καμπύλη Τριγωνικής Κατανομής $Fz+0.3Fx$



Σχήμα 9: Διγραμμική Καμπύλη Ορθογωνικής Κατανομής $Fz+0.3Fx$



Σχήμα 10: Διγραμμική Καμπύλη Τριγωνικής Κατανομής $-Fz+0.3Fx$



Σχήμα 11: Διγραμμική Καμπύλη Ορθογωνικής Κατανομής $-Fz+0.3Fx$

Στις διγραμμικές καμπύλες με διακεκομμένες γραμμές ορίζονται οι στοχευόμενες μετακινήσεις για τη στάθμη Γ (η μεγαλύτερη), για τη Β και την Α (η μικρότερη).

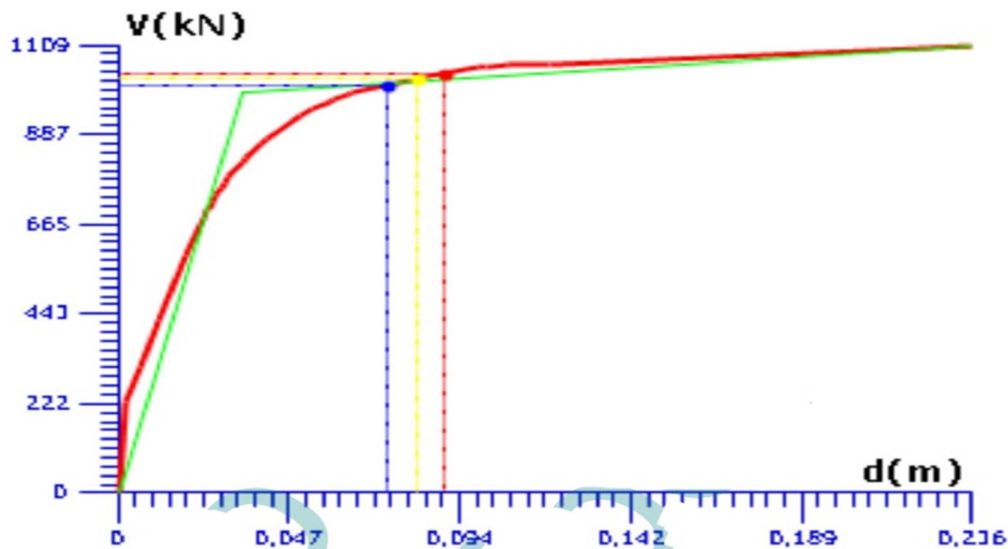
Από τα παραπάνω διαγράμματα μπορούμε να καταλήξουμε στο γεγονός ότι δυσμενέστερος συνδυασμός είναι αυτός με κύρια διεύθυνση την $-z$, αφού οι στοχευόμενες μετακινήσεις και των τριών στάθμων είναι μεγαλύτερες από τις μετακινήσεις αστοχίας. Αυτός είναι και ο λόγος που δεν καταφέραμε να υπολογίσουμε τους λόγους ανεπάρκειας σε όρους παραμορφώσεων, σε αυτό το σημείο. Στη συνέχεια, για τον δυσμενέστερο συνδυασμό ελέγχουμε με τη σειρά όλα τα βήματα προκειμένου να βρούμε ποιο μέλος εμφανίζει πρώτο πλαστική άρθρωση δεδομένου ότι είμαστε στη στάθμη επιτελεστικότητας Γ, για να το ενισχύσουμε. Δηλαδή, σε ποια στοιχεία της κατασκευής ο λόγος ανεπάρκειας ξεπερνάει σε όρους παραμόρφωσης την μονάδα. Στην συνέχεια, κάνουμε νέα ανάλυση και επαναλαμβάνουμε την διαδικασία. Από τα αποτελέσματα, λαμβάνεται ότι τα υποστυλώματα που χρήζουν ενίσχυσης είναι 6 στον πρώτο όροφο και 5 στον δεύτερο όροφο. Πιο συγκεκριμένα, τα υποστυλώματα του πρώτου ορόφου είναι τα K1, K3, K5, K7, K8, K9, ενώ

του δεύτερου είναι τα K1, K3, K5, K8, K9. Επομένως, στόχος μας πλέον είναι να ενισχύσουμε αυτά τα υποστυλώματα.

5. ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ ΜΕ ΔΥΟ ΤΡΟΠΟΥΣ

5.1 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΚΛΩΒΟ

Αρχικά, έγινε διαδικασία ενίσχυσης με χρήση μεταλλικού κλωβού και εφαρμογή του στα κατακόρυφα μέλη που έχρηζαν επέμβασης. Τα γωνιακά ελάσματα που χρησιμοποιήθηκαν είχαν διατομή 50mm x 5mm, ενώ τα συνδετήρια ελάσματα είχαν διατομή 25mm x 5mm. Τα ελάσματα τοποθετήθηκαν σε αποστάσεις 120mm. Παρατηρήθηκε ότι κατά τον δυσμενέστερο συνδυασμό με κύρια διεύθυνση κατά -z, φάνηκε ότι τα τοιχώματα K3 και K9 είναι αυτά που λαμβάνουν τη μεγαλύτερη καταπόνηση, αφού αυτά είναι τα μόνα τοποθετημένα σε αυτή τη διεύθυνση. Ξεκινώντας τη διαδικασία ενίσχυσης από αυτά τα τοιχώματα στον πρώτο όροφο και συνεχίζοντας με τα K5 και των 2 ορόφων, καθώς και το K1 του πρώτου ορόφου, παρατηρείται σε αυτό το σημείο ότι υπάρχει βελτίωση των λόγων ανεπάρκειας αλλά και επίτευξη των στοχευόμενων μετακινήσεων σε όλες τις στάθμες. Ωστόσο, υπάρχουν και λόγοι ανεπάρκειας μεγαλύτεροι της μονάδας. Η διγραμμική καμπύλη μετά την ενίσχυση των παραπάνω μελών φαίνεται παρακάτω.



Σχήμα 12: Διγραμμική Καμπύλη Ορθογωνικής Κατανομής -Fz+0.3Fx

Στο διάγραμμα αυτό παρατηρούμε μεγάλη αύξηση μετακινήσεων κατά την αστοχία της κατασκευής συγκριτικά με το αντίστοιχο διάγραμμα πριν την ενίσχυση. Ωστόσο, παρατηρήθηκε ότι περαιτέρω ενίσχυση άλλων κατακόρυφων μελών δεν βελτιώνει την συμπεριφορά της κατασκευής. Συνεπώς, η μέθοδος αυτή δεν κρίθηκε αποτελεσματική και στη συνέχεια παρουσιάζεται η επόμενη μέθοδος ενίσχυσης.

5.2 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΜΑΝΔΥΑ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Πρόκειται για την κατηγορία ενίσχυσης, η οποία επιτυγχάνεται με την αύξηση διατομής του στοιχείου από νέες στρώσεις σκυροδέματος και νέους οπλισμούς, κατασκευάζοντας ένα μανδύα γύρω από αυτό. Τα πιο συνήθη είδη μανδύων που χρησιμοποιούνται για τις ενισχύσεις είναι ο μανδύας έγχυτου σκυροδέματος και ο μανδύας από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Το πρώτο είδος χρησιμοποιείται όταν ο μανδύας που πρόκειται να κατασκευαστεί έχει πάχος >8cm. Η κατασκευή μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα αποτελεί τη συνηθέστερη πρακτική για πάχη μανδύα <10cm. Σημαντική είναι η χρήση οδηγών, προκειμένου να δοθεί η απαραίτητη προσοχή στην εξασφάλιση της κατακόρυφης

επιφάνειας του μανδύα. Μεγάλη προσοχή πρέπει να δίνεται και στην μεγάλη συστολή ξήρανσης που έχει έναντι των υπόλοιπων ειδών. Μανδύες από σκυροτσιμεντόπηγμα δεν είναι διαδεδομένοι στην χώρα μας, ενώ μανδύες από ειδικά σκυροδέματα και τσιμεντοκονιάματα έχουν αυξημένο κόστος παραγωγής. Τα μειονεκτήματα αυτής της τεχνικής ενίσχυσης αφορούν στα πολλά εργατικά χέρια τα οποία απαιτούνται για την πραγματοποίησή της, καθώς επίσης και στο μεγάλο συγκριτικά με άλλες τεχνικές χρονικό διάστημα στο οποίο είναι αναγκαία η διακοπή λειτουργίας του ενισχυόμενου κτιρίου. Ένα ακόμα βασικό μειονέκτημα είναι η όχληση που προκαλείται λόγω σκόνης και θορύβου, κυρίως σε περιπτώσεις εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Αναγκαία κρίνεται για αυτούς τους λόγους πολλές φορές, η απομάκρυνση των ενοίκων κατά τη διάρκεια της εργασίας. Τέλος δεν πρόκειται για μία ήπια τεχνική επέμβασης καθώς αλλάζει κατά πολύ η αισθητική και η αρχιτεκτονική του χώρου.

Στόχος της ενίσχυσης αρχικά είναι η ικανοποίηση των απαιτήσεων για στάθμη επιτελεστικότητας Γ1. Αφού οι μανδύες σκυροδέματος που χρησιμοποιήσαμε ήταν >10cm κάνουμε χρήση έγχυτου σκυροδέματος. Αναλυτικά, για κάθε κατακόρυφο μέλος φαίνονται οι λεπτομέρειες του μανδύα που απαιτήθηκε για την ενίσχυση στον παρακάτω πίνακα.

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΜΑΝΔΥΑ Ο/Σ ΓΙΑ ΣΤΑΘΜΗ Γ1

A/A	ΔΙΑΤΟΜΗ (mm x mm)	ΠΑΧΟΣ ΣΤΡΩΣΗΣ (cm)	ΚΑΚΟΡΥΦΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ	ΒΛΗΤΡΑ
K1(ΣΤΑΘΜΗ 1)	1020x255	15	24Φ20	Φ8/10	20Φ16+7Φ16
K1(ΣΤΑΘΜΗ 2)	1020x255	10	4Φ20+16Φ16	Φ8/10	19Φ16+6Φ16
K3(ΣΤΑΘΜΗ 1)	255x1020	10	20Φ20	Φ10/10	19Φ16+6Φ16
K3(ΣΤΑΘΜΗ 2)	255x1020	10	4Φ20+16Φ16	Φ8/10	19Φ16+6Φ16
K5(ΣΤΑΘΜΗ 1)	1020x255	20	26Φ20	Φ12/10	21Φ16+8Φ16
K5(ΣΤΑΘΜΗ 2)	1020x255	10	4Φ20+16Φ16	Φ8/10	19Φ16+6Φ16
K7(ΣΤΑΘΜΗ 1)	450x450	10	4Φ20	Φ8/10	10Φ16+10Φ16
K8(ΣΤΑΘΜΗ 1)	1020x255	10	20Φ20	Φ10/10	19Φ16+6Φ16
K8(ΣΤΑΘΜΗ 2)	1020x255	10	4Φ20+16Φ18	Φ8/10	19Φ16+6Φ16
K9(ΣΤΑΘΜΗ 1)	255x1020	10	20Φ20	Φ10/10	19Φ16+7Φ16
K9(ΣΤΑΘΜΗ 2)	255x1020	10	20Φ20	Φ8/10	19Φ16+6Φ16

Πίνακας 9: Λεπτομέρειες μανδύα Ο/Σ για στάθμη Γ1.

Τα κατακόρυφα μέλη, τα οποία είχαν απαίτηση μεγαλύτερων ράβδων σε διάμετρο, ήταν και αυτά τα οποία κατά τη διαδικασία της ενίσχυσης, είχαν λόγους ανεπάρκειας σε όρους τεμνουσών μεγαλύτερους της μονάδας.

Μετά την ενίσχυση του φορέα με τους συγκεκριμένους μανδύες οι λόγοι ανεπάρκειας λόγω παραμορφώσεων υπολογίστηκαν από το λογισμικό και φαίνονται παρακάτω.

ΛΟΓΟΙ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ		
	(Στάθμη 1)	(Στάθμη 2)
A/A	$\lambda=\gamma_{sd}*\theta_{sd}/(\theta_{pl}/\gamma_{rd})$	$\lambda=\gamma_{sd}*\theta_{sd}/(\theta_{pl}/\gamma_{rd})$
K1	0.09	0.09
K2	0.52	0.35
K3	0.61	0.49
K4	0.46	0.40
K5	0.08	0.08
K6	0.21	0.14
K7	0.26	0.11
K8	0.10	0.08
K9	0.12	0.10
K10	0.25	0.16

Πίνακας 10: Λόγοι ανεπάρκειας σε όρους παραμορφώσεων για στάθμη Γ1.

Παρατηρούμε σε αυτό το σημείο ότι, όλοι οι λόγοι ανεπάρκειας είναι μικρότεροι της μονάδας συνεπώς, η ενίσχυσή μας κρίθηκε επιτυχής.

Στην συνέχεια, ακολούθησε η κοστολόγηση της ενίσχυσης με ενδεικτικές τιμές που λήφθηκαν από το τιμολόγιο που δημιουργήθηκε για την αναβάθμιση του Θεμιστόκλειου Σταδίου του Δήμου Πειραιά. Συγκεκριμένα, το σκυρόδεμα κοστολογείται με 95€/m³ για κατηγορία C20/25, ενώ το κόστος του οπλισμού ανέρχεται στα 1.07€/kg για χάλυβα B500c. Για το σκυρόδεμα, υπολογίστηκαν οι όγκοι των μανδύων για κάθε κατακόρυφο μέλος και στη συνέχεια υπολογίστηκαν τα κόστη με βάση την παραπάνω τιμή. Για τους οπλισμούς, λήφθηκαν ξεχωριστά οι λόγοι kg/m για κάθε ράβδο που χρησιμοποιήθηκε ξεχωριστά:

Φ8→0.395 kg/m, Φ16→1.58 kg/m, Φ18→2.00 kg/m, Φ20→2.47 kg/m

Για μήκη ράβδων όσο και το ύψος ορόφου, δηλαδή 3m και συνεκτιμώντας τους συνδετήρες κάθε κατακόρυφου μέλους ξεχωριστά, υπολογίσαμε τα κιλά οπλισμού. Χρησιμοποιώντας την παραπάνω τιμή οπλισμού υπολογίστηκε το συνολικό κόστος.

Για τα βλήτρα, η τιμή που κοστολογήθηκαν ήταν 6.5€/τεμάχιο και για τον ξυλότυπο 15.7€/m² επιφάνειας. Αναλυτικά, τα κόστη για κάθε κατακόρυφο μέλος αλλά και για κάθε υλικό φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

ΚΟΣΤΟΛΟΓΗΣΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ Γ1					
A/A	ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ (€)	ΟΠΛΙΣΜΟΙ (€)	ΒΛΗΤΡΑ (€)	ΞΥΛΟΤΥΠΟΣ (€)	ΣΥΝΟΛΟ (€)
K1(ΣΤΑΘΜΗ 1)	134.9	222.62	351	176.62	885.14
K1(ΣΤΑΘΜΗ 2)	84.08	145.22	325	157.78	712.08
K3(ΣΤΑΘΜΗ 1)	84.08	209.07	325	157.78	775.93
K3(ΣΤΑΘΜΗ 2)	84.08	145.22	325	157.78	712.08
K5(ΣΤΑΘΜΗ 1)	190.95	278.84	377	195.46	1042.25
K5(ΣΤΑΘΜΗ 2)	84.08	145.22	325	157.78	712.08
K7(ΣΤΑΘΜΗ 1)	62.7	54.53	260	122.46	499.69
K8(ΣΤΑΘΜΗ 1)	84.08	209.07	325	157.78	775.93
K8(ΣΤΑΘΜΗ 2)	84.08	145.22	325	157.78	712.08
K9(ΣΤΑΘΜΗ 1)	84.08	209.07	338	157.78	788.93
K9(ΣΤΑΘΜΗ 2)	84.08	190.9	325	157.78	757.76
ΣΥΝΟΛΟ	1061.19	1954.98	3601	1756.78	8373.95

Πίνακας 11: Κοστολόγηση ενίσχυσης για στάθμη Γ1.

Στην συνέχεια, αφού ενισχύθηκε με επιτυχία ο φορέας για τη στάθμη Γ1, θα ενισχύσουμε για ικανοποίηση των απαιτήσεων της στάθμης Β2 και θα συγκρίνουμε τις απαιτήσεις σε ενίσχυση, καθώς και το κόστος. Ακολουθώντας την επαναληπτική διαδικασία της ενίσχυσης, στον παρακάτω πίνακα φαίνονται λεπτομερώς τα χαρακτηριστικά των μανδύων που απαιτήθηκαν για την ενίσχυση.

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΜΑΝΔΥΑ Ο/Σ ΓΙΑ ΣΤΑΘΜΗ Β2

A/A	ΔΙΑΤΟΜΗ (mm x mm)	ΠΑΧΟΣ ΣΤΡΩΣΗΣ (cm)	ΚΑΚΟΥΡΥΦΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ	ΒΛΗΤΡΑ
K1(ΣΤΑΘΜΗ 1)	1020x255	15	24Φ20	Φ8/10	20Φ16+7Φ16
K1(ΣΤΑΘΜΗ 2)	1020x255	10	20Φ20	Φ8/10	19Φ16+6Φ16
K3(ΣΤΑΘΜΗ 1)	255x1020	10	20Φ20	Φ10/10	19Φ16+6Φ16
K3(ΣΤΑΘΜΗ 2)	255x1020	10	20Φ20	Φ8/10	19Φ16+6Φ16
K5(ΣΤΑΘΜΗ 1)	1020x255	20	26Φ20	Φ12/10	21Φ16+8Φ16
K5(ΣΤΑΘΜΗ 2)	1020x255	10	20Φ20	Φ8/10	19Φ16+6Φ16
K7(ΣΤΑΘΜΗ 1)	450x450	10	4Φ20	Φ8/10	10Φ16+10Φ16
K8(ΣΤΑΘΜΗ 1)	1020x255	10	20Φ20	Φ10/10	19Φ16+6Φ16
K8(ΣΤΑΘΜΗ 2)	1020x255	10	20Φ20	Φ8/10	19Φ16+6Φ16
K9(ΣΤΑΘΜΗ 1)	255x1020	10	20Φ20	Φ10/10	19Φ16+7Φ16
K9(ΣΤΑΘΜΗ 2)	255x1020	10	20Φ20	Φ8/10	19Φ16+6Φ16

Πίνακας 12: Λεπτομέρειες μανδύα Ο/Σ για στάθμη Β2.

Συνεπώς, παρατηρούμε ότι, όπως θα περιμέναμε οι απαιτήσεις της στάθμης Β2 ήταν ελαφρώς μεγαλύτερες από αυτές της στάθμης Γ1. Αναγκαστήκαμε ουσιαστικά να αντικαταστήσουμε τα διαμήκη Φ16 σε Φ20. Έτσι, οι λόγοι ανεπάρκειας σε όρους παραμορφώσεων που προέκυψαν μετά από την ενίσχυση φαίνονται παρακάτω.

ΛΟΓΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ		
A/A	(Στάθμη 1) $\lambda = \gamma_{sd} * \theta_{sd} / (\theta_{pl} / \gamma_{rd})$	(Στάθμη 2) $\lambda = \gamma_{sd} * \theta_{sd} / (\theta_{pl} / \gamma_{rd})$
K1	0.12	0.10
K2	0.25	0.23
K3	0.30	0.08
K4	0.63	0.54
K5	0.32	0.09
K6	0.33	0.32
K7	0.41	0.21
K8	0.11	0.09
K9	0.45	0.32
K10	0.25	0.25

Πίνακας 13: Λόγοι ανεπάρκειας σε όρους παραμορφώσεων για στάθμη Β2.

Συνεπώς, παρατηρούμε ότι αφού οι λόγοι ανεπάρκειας είναι μικρότεροι της μονάδας, η ενίσχυση ήταν επιτυχής και συνεχίζουμε στην κοστολόγηση. Ουσιαστικά, η αύξηση της τιμής συγκριτικά με την προηγούμενη στάθμη προκύπτει από τις μεγαλύτερες διαμήκεις ράβδους.

ΚΟΣΤΟΛΟΓΗΣΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ Β

A/A	ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ (€)	ΟΠΛΙΣΜΟΙ (€)	ΒΛΗΤΡΑ (€)	ΞΥΛΟΥΤΥΠΟΣ (€)	ΣΥΝΟΛΟ (€)
K1(ΣΤΑΘΜΗ 1)	134.9	222.62	351	176.62	885.14
K1(ΣΤΑΘΜΗ 2)	84.08	190.9	325	157.78	757.76
K3(ΣΤΑΘΜΗ 1)	84.08	209.07	325	157.78	775.93
K3(ΣΤΑΘΜΗ 2)	84.08	190.9	325	157.78	757.76
K5(ΣΤΑΘΜΗ 1)	190.95	278.84	377	195.46	1042.25
K5(ΣΤΑΘΜΗ 2)	84.08	190.9	325	157.78	757.76
K7(ΣΤΑΘΜΗ 1)	62.7	54.53	260	122.46	499.69
K8(ΣΤΑΘΜΗ 1)	84.08	209.07	325	157.78	775.93
K8(ΣΤΑΘΜΗ 2)	84.08	190.9	325	157.78	757.76
K9(ΣΤΑΘΜΗ 1)	84.08	209.07	338	157.78	788.93
K9(ΣΤΑΘΜΗ 2)	84.08	190.9	325	157.78	757.76
ΣΥΝΟΛΟ	1061.19	2137.70	3601	1756.78	8556.67

Πίνακας 14: Κοστολόγηση ενίσχυσης για στάθμη B2.

6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- Οι μανδύες Ο/Σ φάνηκαν εν γένει αποτελεσματικότεροι από τον μεταλλικό κλωβό στην ενίσχυση της συγκεκριμένης κατασκευής και στην βελτίωση της συμπεριφοράς της, αλλά και των λόγων ανεπάρκειάς της.
- Η μεγάλη εδαφική επιτάχυνση a_g της Ζώνης Σεισμικότητας ΙΙΙ φάνηκε ότι δεν επιτρέπει την ικανοποιητική ενίσχυση υποστυλωμάτων με μεταλλικό κλώβο.
- Αντίθετα, η χρήση μανδύων φάνηκε ικανή για αποτελεσματική ενίσχυση, ακόμη και για επίτευξη καλύτερης στάθμης επιτελεσματικότητας -όπως η Β2- από την αρχικά στοχευόμενη, που ήταν και η ελάχιστη επιτρεπόμενη, δηλαδή τη Γ1.
- Η διαφορά κόστους για ικανοποίηση των απαιτήσεων της στάθμης Β2 από Γ1 ήταν αρκετά μικρή, κάτι το οποίο σημαίνει ότι οι απαιτήσεις αφενός είναι παρόμοιες, αλλά αφετέρου λίγο μεγαλύτερες για την στάθμη Β2.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] ΟΑΣΠ (2017) ΚΑΝ.ΕΠΕ., Κανονισμός Επεμβάσεων, 2η Αναθεώρηση 2017 ΦΕΚ 2984/Β/30-08-2017
- [2] Δρίτσος Σ.Η. (2019), “Ενισχύσεις - Επισκευές Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος”, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα.
- [3] Εγχειρίδιο Χρήσης λογισμικού Scada Pro 2020, “Ανάλυση”

