

# ΑΝΑΒΑΘΜΙΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΚΑΜΑΡΩΝ ΤΟΥ ΑΥΤ/ΜΟΥ ΚΟΡΙΝΘΟΣ - ΠΑΤΡΑ

## Χρήστος Κατσάρας

Πολιτικός Μηχανικός Ε.Μ.Π., MSc University of California, Berkeley  
DENCO Στατικές Μελέτες Ι.Κ.Ε.  
Λεωφ. Κηφισίας 16, Μαρούσι 15125, Ελλάδα  
e-mail: [ckatsaras@dencopc.com](mailto:ckatsaras@dencopc.com)

## Τηλέμαχος Παναγιωτάκος

Πολιτικός Μηχανικός, PhD Πανεπιστήμιο Πάτρας  
DENCO Στατικές Μελέτες Ι.Κ.Ε.  
Λεωφ. Κηφισίας 16, Μαρούσι 15125, Ελλάδα  
e-mail : [tpanagiotakos@dencopc.gr](mailto:tpanagiotakos@dencopc.gr)

## 1. ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Το παρόν άρθρο αναφέρεται στην αναβάθμιση της υφιστάμενης γέφυρας Καμάρων (B322) στο τμήμα Κόρινθος – Πάτρα της ΟΛΥΜΠΙΑΣ ΟΔΟΥ. Η υφιστάμενη γέφυρα κατασκευάστηκε το 1969. Οι εργασίες αναβάθμισης ξεκίνησαν τον Ιανουάριο του 2016 και η γέφυρα παραδόθηκε στην κυκλοφορία τον Απρίλιο του 2017. Η ανωδομή της γέφυρας αποτελεί νέα σύμμικτη κατασκευή. Το κύριο χαρακτηριστικό της λύσης που εφαρμόστηκε είναι η υλοποίηση μονολιθικής σύνδεσης μεταξύ του κεντρικού σύμμικτου ανοίγματος (49m) και των ακραίων ανοιγμάτων οπλισμένου σκυροδέματος (25m). Η υποδομή της υφιστάμενης γέφυρας διατηρήθηκε και ενισχύθηκε με τις παρακάτω μεθόδους αναβάθμισης: α) αντικατάσταση των υφιστάμενων εφεδράνων με εφεδρανα εκκρεμούς τριβής (FPS), β) αντικατάσταση τμήματος του επιχώματος πίσω από τα ακρόβαθρα με ελαφρύ υλικό Διογκωμένης Πολυστερίνης (EPS), γ) διατμητική ενίσχυση και περίσφιξη των υφιστάμενων μεσοβάθρων με ινοπλισμένα πολυμερή (FRP). Η λύση αναβάθμισης που εφαρμόστηκε με εκτεταμένη χρήση προκατασκευασμένων στοιχείων επιτυγχάνει την μέγιστη δυνατή ταχύτητα κατασκευής και οικονομία υλικών ενώ ταυτόχρονα ικανοποιούνται οι σύγχρονες προδιαγραφές του αυτοκινητοδρόμου.

## 2. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Το παρόν άρθρο αναφέρεται στην Αναβάθμιση της Υφιστάμενης Γέφυρας Καμάρων B322 η οποία εξυπηρετεί την διέλευση του Δεξιού Κλάδου του Αυτοκινητοδρόμου ΕΚΠΠΤ (Ελευσίνα-Κόρινθος-Πάτρα-Πύργος-Τσακώνα) στην Χ.Θ. 97+378 της ΟΛΥΜΠΙΑΣ ΟΔΟΥ. Η υφιστάμενη γέφυρα μελετήθηκε το 1967 και κατασκευάστηκε μεταξύ του 1968 και 1969. Η μελέτη αναβάθμισης της γέφυρας καθώς και η τεχνική υποστήριξη κατά την κατασκευή εκπονήθηκαν από την DENCO Σύμβουλοι Μηχανικοί και DENCO Στατικές

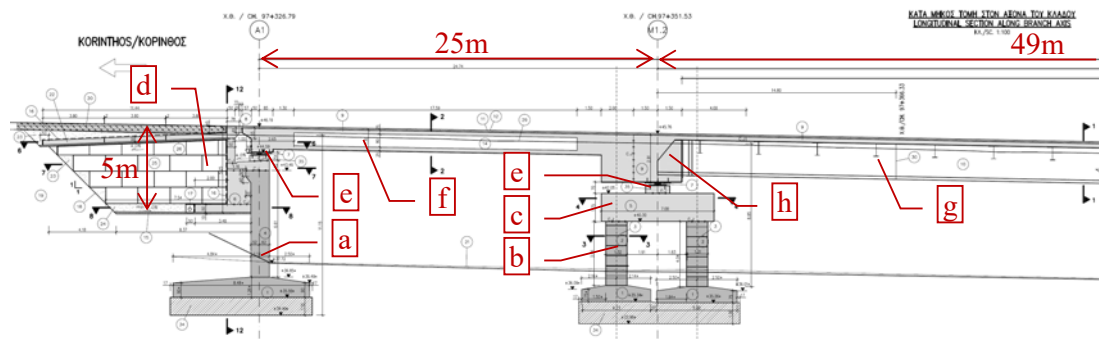
Μελέτες Ι.Κ.Ε. Οι εργασίες αναβάθμισης ξεκίνησαν τον Ιανουάριο του 2016. Η αναβαθμισμένη γέφυρα παραδόθηκε στην κυκλοφορία τον Απρίλιο του 2017.

Η λύση αναβάθμισης της υφιστάμενης γέφυρας αποτέλεσε πρόκληση για τον μελετητή του έργου καθώς ζητούμενα ήταν:

1. Η αποφυγή επέμβασης στα υφιστάμενα θεμέλια,
2. Η μέγιστη ταχύτητα κατασκευής με εκτέλεση παράλληλων εργασιών,
3. Η ταυτόχρονη κυκλοφορία κάτω από την γέφυρα, κατά σημαντικό μέρος αποδεδειγμένη από την βιομηχανία του μεταλλικού φορέα, και
4. Η ελαχιστοποίηση του συνολικού κόστους.

### 3. ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΛΥΣΗΣ

Η τυπική κατά μήκος τομή της γέφυρας φαίνεται στο Σχ. 1.



Σχ. 1: Κατά μήκος ημι-τομή της γέφυρας: a) υφιστάμενο ακρόβαθρο, b) υφιστάμενα μεσόβαθρα ενισχυμένα με ινοπλισμένα πολυμερή (FRP), c) νέα κεφαλή έδρασης από οπλισμένο σκυρόδεμα, d) νέο θωράκιο οπλισμένου σκυροδέματος και αντικατάσταση τμήματος του επιχώματος με διογκωμένη πολυστερίνη (EPS), e) εφέδρανα σεισμικής μόνωσης εκκρεμούς τριβής (FPS), f) νέο ακραίο άνοιγμα οπλισμένου σκυροδέματος, πλάκα με κυκλικά κενά πάχους 1,30m, g) νέο κεντρικό σύμμικτο άνοιγμα, μεταλλική δοκός ύψους 2,10m συν προκατασκευασμένες πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 0,25m, h) κόμβος μονολιθικής σύνδεσης κεντρικού σύμμικτου ανοίγματος και ακραίων ανοιγμάτων οπλισμένου σκυροδέματος

Στην ακόλουθη περιγραφή τα στοιχεία (a) ως (h) αντιστοιχούν στο υπόμνημα του Σχ. 1, όπου γενικά η αρίθμηση ακολουθεί την σειρά κατασκευής. Ο υφιστάμενος προεντεταμένος φορέας καταστρώματος της γέφυρας καθαιρέθηκε καθώς δεν ικανοποιούσε πλέον τις απαιτήσεις αντοχής και λειτουργικότητας του έργου λόγω εκτεταμένης ρηγμάτωσης και μεγάλων βελών κάμψης. Το υφιστάμενο ακρόβαθρο (a) και τα υφιστάμενα βάθρα (b) καθώς και η θεμελίωση τους διατηρήθηκαν καθώς τα ίδια και το υπέδαφος (αμμοχάλικο) είχαν ικανοποιητική αντοχή. Η διατήρηση όλης της υποδομής συνεπάγεται σημαντική μείωση του κόστους και του χρόνου κατασκευής τα οποία ήταν και τα βασικά ζητούμενα.

Τα υφιστάμενα μεσόβαθρα αποτελούνται από μεμονωμένα υποστυλώματα οπλισμένου σκυροδέματος διαστάσεων 1,15m x 1,30m x 5,0m. Η απαιτούμενη αντοχή των μεσοβάθρων επιτεύχθηκε μέσω διαμητρικής ενίσχυσης και περίσφυξης των μεμονωμένων υποστυλωμάτων με ινοπλισμένα πολυμερή (Fiber Reinforced Polymers, FRP) όπως

φαίνεται στο Σχ.2. Εφαρμόστηκαν 3 στρώσεις σύνθετου υλικού πάχους 1.3 mm και τυπικού πλάτους 60 cm. Το σύνθετο υλικό με βάση το ανθρακο-ύφασμα Sika Wrap-900C έχει αντοχή 1008 MPa και μέτρο ελαστικότητας 91.2 GPa. Στην τελική επιφάνεια του σύνθετου υλικού κάτω από το εδάφος εφαρμόστηκε στρώση προστασίας πάχους 3 cm από επισκευαστικό κονίαμα ενώ στην ορατή επιφάνεια εφαρμόστηκε βαφή ανθεκτική στην ακτινοβολία UV. Τα μεμονωμένα υποστυλώματα των μεσοβάθρων συνδέθηκαν στην κορυφή τους με νέα κεφαλή (c) από οπλισμένο σκυρόδεμα C30/37 διαστάσεων 10,20m x 7,00m x 1,75m.



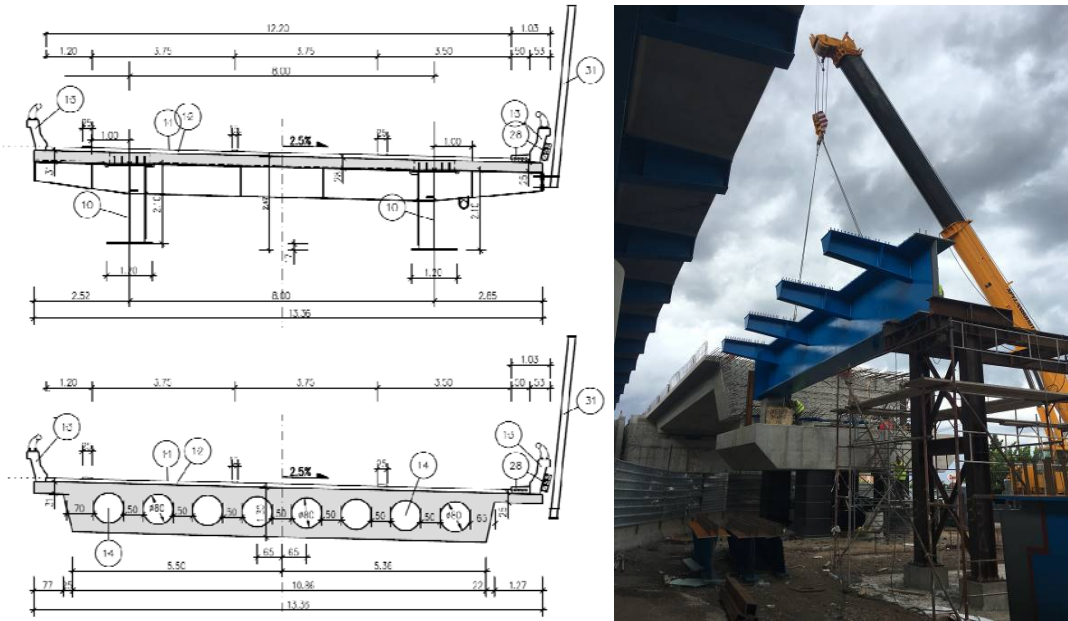
Σχ. 2: Αριστερά: ενίσχυση υποστυλωμάτων μεσοβάθρων με ινοπλισμένα πολυμερή (FRP), Δεξιά: τοποθέτηση τεμαχίων διογκωμένης πολυστερίνης (EPS) πίσω από τα ακρόβαθρα.

Πίσω από τα ακρόβαθρα έγινε αντικατάσταση μέρους του επιχώματος με ελαφρύ υλικό διογκωμένης πολυστερίνης (Expanded Polystyrene, EPS) σε βάθος περίπου 5m (d), με στόχο την μείωση των σεισμικών ωθήσεων. Εφαρμόστηκαν τεμάχια υλικού EPS 150 σύμφωνα με το EN 14933 τα οποία διαθέτουν υψηλή θλιπτική αντοχή 150 kPa σε συνδυασμό με πολύ χαμηλό ειδικό βάρος της τάξης των 40 kg/m<sup>3</sup>. Η τοποθέτηση του υλικού EPS συνεπάγεται σημαντική μείωση των σεισμικών ωθήσεων στα ακρόβαθρα λόγω της μείωσης του βάρους του επιχώματος. Η λύση αυτή έχει εφαρμοστεί για πρώτη φορά στην Ελλάδα από τους συγγραφείς στην γέφυρα του ποταμού Σελινούντα «[1]» του ίδιου αυτοκινητοδρόμου.

Η γέφυρα γειτνιάζει σε ενεργό σεισμικό ρήγμα ικανό για σεισμούς με εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού  $a_g = 0,36 g$ . Για την μείωση των σεισμικών δυνάμεων η έδραση του νέου φορέα της ανωδομής στην θέση των ακροβάθρων και μεσοβάθρων πραγματοποιείται μέσω εφεδράνων σεισμικής μόνωσης τύπου εκκρεμούς τριβής (friction pendulum system, FPS). Τοποθετήθηκαν συνολικά 16 εφέδρανα FPS, τέσσερα σε κάθε θέση στήριξης του φορέα στα ακρόβαθρα και τα μεσόβαθρα. Τα τελικά τοποθετούμενα εφέδρανα είναι τύπου εκκρεμούς τριβής μονής καμπυλότητας της εταιρείας MAURER. Ο ισοδύναμος συντελεστής τριβής  $\mu$  των εφεδράνων εξετάστηκε με εύρος μεταβλητότητας από 3,8% έως 8,1% και η ισοδύναμη ακτίνα καμπυλότητας ελήφθη ίση με  $R = 3.1 m$ . Το συνολικό σύστημα σεισμικής μόνωσης έχει ισοδύναμη περίοδο  $T_{eff} = 1,87s \sim 2,82s$  και ισοδύναμο συντελεστή απόσβεσης  $\zeta_{eff} = 22\% \sim 41\%$ . Οι ιδιότητες αυτές επιτρέπουν την μείωση των σεισμικών δυνάμεων σε ανεκτά επίπεδα που αντιστοιχούν σε σεισμικό συντελεστή της τάξης του 0,14 ενώ ταυτόχρονα τα εφέδρανα έχουν επαρκές περιθώριο μετακίνησης για να αναλάβουν τις αυξημένες σεισμικές μετακινήσεις της τάξης των +/-400mm.

#### 4. ΣΥΜΜΙΚΤΟΣ ΦΟΡΕΑΣ ΑΝΩΔΟΜΗΣ

Οι τυπικές διατομές του νέου σύμμικτου φορέα εικονίζονται στο Σχ. 3. Ο φορέας της ανωδομής αποτελείται από τρία ανοίγματα 25m + 49m + 25m, από τα οποία τα δύο ακραία (25m) κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα ενώ το κεντρικό (49m) αποτελεί σύμμικτη διατομή. Η επιλογή αυτή οδηγεί σε ισοζυγισμένη λύση όσον αφορά την κατανομή ροπών για την δεδομένη θέση των διατηρούμενων βάθρων.



Σχ. 3: Αριστερά: Τυπικές διατομές φορέα ανωδομής, άνω: κεντρικό σύμμικτο άνοιγμα, κάτω: ακραία ανοίγματα οπλισμένου σκυροδέματος. Δεξιά: τοποθέτηση τμήματος μεταλλικής δοκού επί των προσωρινών στηρίξεων

Τα ακραία ανοίγματα (25m) αποτελούνται από τυπική πλάκα με κενά από οπλισμένο σκυρόδεμα C35/45 πάχους 1,30 m. Κατασκευάζονται στηριζόμενα σε προσωρινά εφέδρανα στις θέσεις των μεσοβάθρων (Σχ. 3). Το κεντρικό άνοιγμα (49m) αποτελείται από δύο κύριες μεταλλικές δοκούς οι οποίες συνδέονται μονολιθικά με τα ακραία ανοίγματα και σχηματίζουν φορέα συνεχούς δοκού. Η απόσταση μεταξύ των κύριων δοκών είναι 8 m. Οι κύριες δοκοί έχουν μορφή διπλού ταν με ύψος 2,10 m, πλάτος πελμάτων 1,2 m, πάχος κορμού από 14 mm έως 22 mm και πάχος πελμάτων από 40 mm έως 80mm. Οι κύριες δοκοί κατασκευάζονται στο εργοστάσιο σε τρία τμήματα, με συγκόλληση μεταλλικών ελασμάτων ποιότητας S355. Τα τρία τμήματα στηρίζονται επί τόπου επί προσωρινών εφεδράνων και προσωρινών μεταλλικών πλαισίων (Σχ. 3). Η σύνδεση των τμημάτων των μεταλλικών δοκών γίνεται με επί τόπου συγκόλληση εσωραφής πλήρους διείδυσης. Το μεταλλικό τμήμα του φορέα συμπληρώνεται από εγκάρσιες διαδοκίδες μέγιστου ύψους 0,80m τοποθετημένες σε αξονική απόσταση 3,65 m. Τα ακραία τμήματα προβόλου των διαδοκίδων έρχονται συγκολλημένα στις κύριες δοκούς, ενώ το κεντρικό τμήμα τοποθετείται και συγκολλείται επί τόπου. Επί του άνω πέλματος των κύριων και εγκάρσιων μεταλλικών δοκών υπάρχουν συγκολλημένοι διατμητικοί σύνδεσμοι διαμέτρου  $\varnothing 22$  και ύψους 200 mm από χάλυβα αντοχής  $f_u = 450$  MPa (Σχ. 4). Η πυκνότητα τοποθέτησης των διατμητικών συνδέσμων μεταβάλλεται ανάλογα με την απαίτηση κατά μήκος της δοκού.

Το σύμμικτο κεντρικό άνοιγμα συμπληρώνεται από πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 0,25 m η οποία διαμορφώνει την επιφάνεια του καταστρώματος της γέφυρας πλάτους 13,66 m. Η πλάκα αποτελείται από προκατασκευασμένες πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος C35/45 οι οποίες εδράζονται επί των κύριων μεταλλικών δοκών και διαδοκίδων (Σχ. 5). Οι διαμήκεις και εγκάρσιες λωρίδες που απομένουν μεταξύ των προκατασκευασμένων πλακών σκυροδετούνται επί τόπου με οπλισμένο σκυρόδεμα C45/55. Με αυτό τον τρόπο συμπληρώνεται η πλάκα σκυροδέματος και επιτυγχάνεται η σύμμικτη δράση της συνολικής διατομής του φορέα. Η εκτεταμένη χρήση προκατασκευασμένων στοιχείων τόσο για τις μεταλλικές δοκούς όσο και για την πλάκα σκυροδέματος συνεπάγεται σημαντική μείωση του κόστους και του χρόνου κατασκευής τα οποία ήταν και τα βασικά ζητούμενα.



Σχ. 4: Άποψη του μεταλλικού τμήματος του φορέα



Σχ. 5: Τοποθέτηση προκατασκευασμένων πλακών οπλισμένου σκυροδέματος

## 5. ΜΟΝΟΛΙΘΙΚΗ ΣΥΝΔΕΣΗ ΚΕΝΤΡΙΚΟΥ ΣΥΜΜΙΚΤΟΥ ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΑΚΡΑΙΩΝ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Η κύρια ιδιαιτερότητα της λύσης συνίσταται στην υλοποίηση μονολιθικής σύνδεσης μεταξύ του κεντρικού σύμμικτου ανοίγματος και των ακραίων ανοιγμάτων οπλισμένου σκυροδέματος. Η συνέχεια του φορέα επιτυγχάνεται μέσω α) εγκιβωτισμού των κορμών

των μεταλλικών δοκών εντός του διαφράγματος οπλισμένου σκυροδέματος, β) απ'ευθείας μεταφοράς της δύναμης του θλιβόμενου μεταλλικού πέλματος στο οπλισμένο σκυρόδεμα, και γ) συνέχειας των οπλισμών της εφελκόμενης πλάκας σκυροδέματος εντός του κόμβου. Η μονολιθική σύνδεση μεταλλικών δοκών εντός διαφράγματος οπλισμένου σκυροδέματος έχει υλοποιηθεί κυρίως στην κεντρική Ευρώπη σε λίγες περιπτώσεις γεφυρών με μονολιθική σύνδεση φορέα – ακροβάθρων (π.χ. γέφυρα παράκαμψης κέντρο πόλης Differdange, Λουξεμβούργο). Η συμπεριφορά του κόμβου σύνδεσης χάλυβα-σκυροδέματος είναι αντικείμενο συνεχιζόμενης έρευνας «[2] έως [7]».

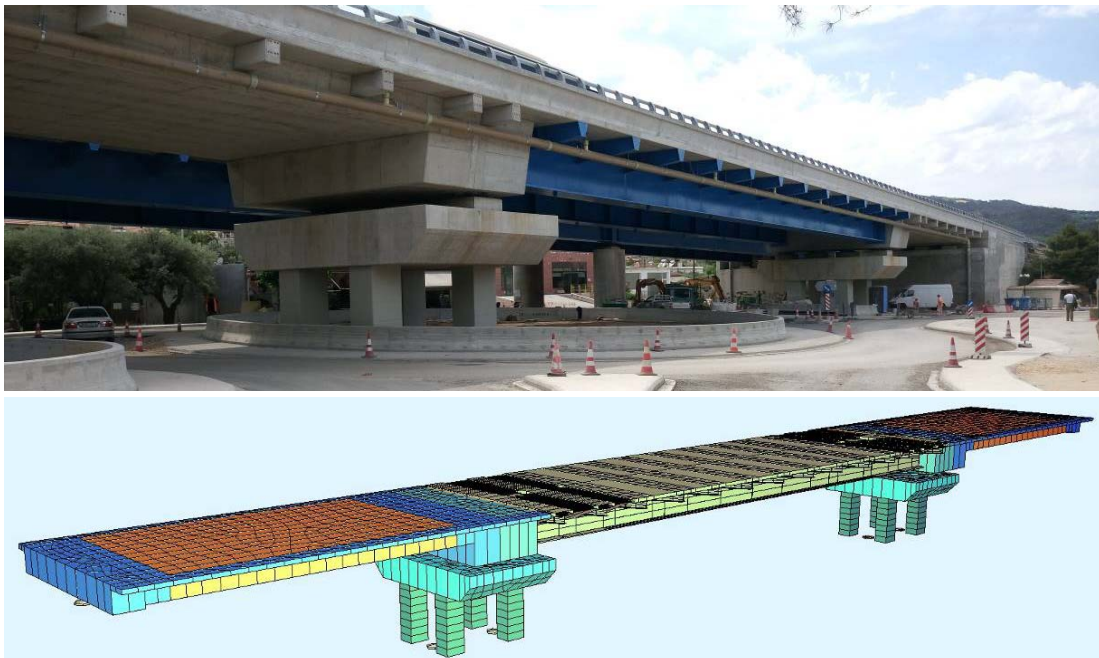
Η περιοχή του κόμβου σύνδεσης εικονίζεται στο Σχ. 6. Ο κορμός των μεταλλικών δοκών εγκιβωτίζεται εντός του οπλισμένου σκυροδέματος σε μήκος 1,5 m. Η μεταφορά των δυνάμεων διάτμησης από τον μεταλλικό κορμό στο οπλισμένο σκυρόδεμα πραγματοποιείται από ομάδα διατμητικών συνδέσμων  $\varnothing 22$  οι οποίοι συγκολλούνται και στις δύο πλευρές του κορμού. Η μεταφορά της θλιπτικής δύναμης του κάτω θλιβόμενου πέλματος πραγματοποιείται απ'ευθείας στο οπλισμένο σκυρόδεμα. Για τον σκοπό αυτό συγκολλείται στο πέρας της δοκού μετωπική μεταλλική πλάκα πάχους 80 mm. Λόγω της γεινίασης του τεχνικού με ενεργό σεισμικό ρήγμα είναι δυνατές τεκτονικές μετακινήσεις μεταξύ των στηρίξεων της τάξης των 15 cm. Οι μετακινήσεις αυτές μπορούν να προκαλέσουν θετικές ροπές στις στηρίξεις των μεσοβάθρων. Για την παραλαβή των αντίστοιχων εφελκυστικών δυνάμεων στο κάτω πέλμα των μεταλλικών δοκών συνδέονται 10 ράβδοι οπλισμού  $\varnothing 28$  ανά 125 mm στην μετωπική πλάκα στο επίπεδο του κάτω πέλματος μέσω συγκολλησίμων συνδέσμων (couplers). Η κύρια αρνητική ροπή κάμψης στην στήριξη μεταφέρεται μέσω του διαμήκη εφελκόμενου οπλισμού ο οποίος συνεχίζει από την άνω πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος εντός του κόμβου. Ο αυξημένος απαιτούμενος διαμήκης οπλισμός τοποθετείται σε μήκος περίπου 4 m της πλάκας σκυροδέματος το οποίο σκυροδετείται επί τόπου μαζί με τον υπόλοιπο κόμβο σύνδεσης από οπλισμένο σκυρόδεμα C45/55. Επιπλέον, για την μεταφορά της εφελκυστικής δύναμης του άνω πέλματος των μεταλλικών δοκών στην πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος πραγματοποιείται πύκνωση των διατμητικών συνδέσμων στην περιοχή των 4 m. Προκειμένου να αυξηθεί η σταθερότητα της σύνδεσης συνδέονται 6 ράβδοι οπλισμού  $\varnothing 28$  ανά 200 mm στην μετωπική πλάκα στο επίπεδο του άνω πέλματος μέσω συγκολλησίμων συνδέσμων. Επιπλέον προβλέπονται οπές  $\varnothing 32$  στην προέκταση του μεταλλικού κορμού μέσω των οποίων διέρχονται ράβδοι οπλισμού  $\varnothing 25$  προκειμένου να δημιουργήσουν ένα συνεχές οριζόντιο επιφανειακό οπλισμό στο μέτωπο του οπλισμένου σκυροδέματος.



Σχ. 6: Περιοχή κόμβου σύνδεσης σύμμικτου ανοίγματος με τα ακραία ανοίγματα

## 6. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ

Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση της κατασκευής πραγματοποιείται με τρισδιάστατο μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων που προσομοιώνει με ακρίβεια την δυσκαμψία και την κατανομή μάζας των δομικών στοιχείων. Για τις στατικές φορτίσεις πραγματοποιήθηκε γραμμική ελαστική ανάλυση. Για τις σεισμικές φορτίσεις πραγματοποιήθηκε δυναμική φασματική ανάλυση με βάση την ενεργό δυσκαμψία των εφεδράνων σεισμικής μόνωσης και απομείωση του φάσματος σχεδιασμού στην περιοχή περιόδων της σεισμικής μόνωσης σύμφωνα με την παράγραφο 7 του EN1998-2. Για την ανάλυση χρησιμοποιείται το πρόγραμμα SOFiSTiK. Για την διαστασιολόγηση εφαρμόστηκαν οι κανονισμοί DIN Fachbericht (DIN-FB 100 έως 104) καθώς και οι Ευρωκώδικες (EN 1990 έως 1998). Στο Σχ. 7 εικονίζεται η ολοκληρωμένη γέφυρα και το προσομοίωμα της.



Σχ. 7: Αποψη της ολοκληρωμένης γέφυρας (άνω) και του προσομοιώματος ανάλυσης (κάτω)

## 7. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ - ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η λύση αναβάθμισης που εφαρμόστηκε στην γέφυρα Καμάρων συνδυάζει την διατήρηση και ενίσχυση των υφιστάμενων βάθρων/θεμελίωσης και την κατασκευή νέου σύμμικτου φορέα ανωδομής με εκτεταμένη χρήση προκατασκευασμένων στοιχείων. Με τον τρόπο αυτό επιτυγχάνεται η μέγιστη δυνατή ταχύτητα κατασκευής και οικονομία υλικών ενώ ταυτόχρονα ικανοποιούνται οι σύγχρονες προδιαγραφές αντοχής και λειτουργικότητας του αυτοκινητοδρόμου.

Η στατική μελέτη του έργου εκπονήθηκε από την μελετητική εταιρεία DENCO (DENCO Σύμβουλοι Μηχανικοί Α.Ε. & DENCO Στατικές Μελέτες Ι.Κ.Ε.). Ο έλεγχος της μελέτης έγινε από τον Ανεξάρτητο Μηχανικό του Έργου SETEC TPI/SALFO SA (κ.κ. Α. Κοντιζάς, Ο. Φιλίππα, Ν. Κοκολιός, V. Meyer, Μ. El Hajj). Η κατασκευή του έργου εκτελέστηκε από την ΑΚΤΩΡ Α.Ε. (κ.κ. Α. Μελαδίνη, Α. Τσάκαλης). Από την πλευρά των συγγραφέων του άρθρου εκφράζονται οι θερμότερες ευχαριστίες προς όλους τους συντελεστές του έργου.

## 8. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] ΚΑΤΣΑΡΑΣ Χ. και ΠΑΝΑΓΙΩΤΑΚΟΣ Τ. “Αναβάθμιση υφιστάμενης γέφυρας ποταμού Σελινούντα στην Χ.Θ. 85+674 του αυτοκινητοδρόμου Κόρινθος Πάτρα”, *17ο Πανελλήνιο Συνέδριο Σκυροδέματος - Θεσσαλονίκη*, 10-12 Νοεμβρίου 2016.
- [2] ESTEVES P., ALMEIDA J., and OLIVEIRA PEDRO J. “Steel–concrete hybrid bridge decks: rational design models for connection regions”, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Bridge Engineering*, doi: 10.1680/jbren.16.00014.
- [3] DUNAI, L., FUKUMOTO, Y., OHTANI, Y. “Behaviour of steel-to-concrete connections under combined axial force and cyclic bending”, *Journal of Constructional Steel Research* 36 (2), 1996.
- [4] ZORDAN, T., BRISEGHHELLA, B. “Nonlinear experimental response of non-conventional composite steel and concrete connection”, *Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China* 3 (1), 2009.
- [5] ZANCHETTIN, A., BRISEGHHELLA, B., ZORDAN, T. et al. “Behaviour of a moment resisting composite steel and concrete joint under alternate loading”, *Journal of Construction Technology*, 2011.
- [6] SOMJA, H., KAING, S., LACHAL, A. “New beam-to-beam joint with concrete embedding for composite bridges: experimental study and finite element modelling”, *Journal of Constructional Steel Research* 77, 2012.
- [7] BRISEGHHELLA, B., ZORDAN, T. “An innovative steel-concrete joint for integral abutment bridges”, *Journal Of Traffic And Transportation Engineering*; 2 (4), 2015.



# RETROFIT OF EXISTING KAMARES BRIDGE OF KORINTHOS-PATRAS MOTORWAY

## **Christos Katsaras**

Civil Engineer NTUA, MSc University of California, Berkeley  
DENCO Structural Engineering P.C.  
16 Kifissias ave., Marousi 15125, Greece  
e-mail: [ckatsaras@dencopc.com](mailto:ckatsaras@dencopc.com)

## **Telemachos Panagiotakos**

Civil Engineer, PhD University of Patras  
DENCO Structural Engineering P.C.  
16 Kifissias ave., Marousi 15125, Greece  
e-mail : [tpanagiotakos@dencopc.gr](mailto:tpanagiotakos@dencopc.gr)

## **SUMMARY**

The paper is about the retrofit of the existing Kamares bridge (B322) in the Korinthos-Patras section of OLYMPIA ODOS motorway. The existing bridge was constructed in 1969. Retrofit works started on January 2016 and the bridge was released on April 2017. The bridge superstructure consists of a new composite structure. The main feature of the solution is the establishment of monolithic connection between the central composite span (49m) and the reinforced concrete end spans (25m). The substructure of the existing bridge has been retained and strengthened with the following retrofit methods: a) replacement of the existing bearings with friction pendulum bearings (FPS), b) replacement of part of the embankment behind the abutments with lightweight expanded polystyrene material (EPS), c) shear strengthening and confinement of piers with fiber reinforced polymers (FRP). The final constructed retrofit solution with extensive use of precast elements achieves the maximum possible speed of construction and economy of materials while at the same time the current specifications of the motorway are attained.