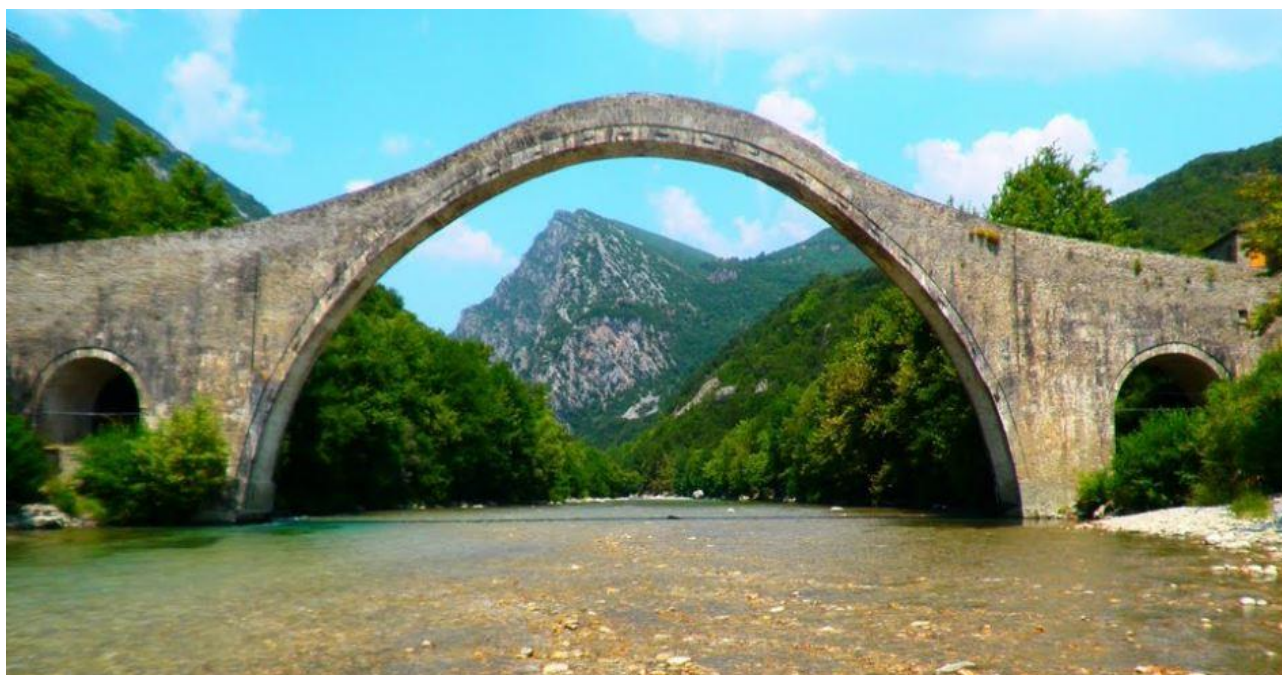




Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Τομέας Δομοστατικής
Εργαστήριο Ωπλισμένου Σκυροδέματος

Διπλωματική Εργασία
Ιστορικό Γεφύρι Πλάκας – Διερεύνηση Συμπεριφοράς



Φοιτητής: Ζορνατζής Ιωάννης-Αθανάσιος
Επιβλέπουσα: Ε.Βιντζηλαίου, Καθηγήτρια ΕΜΠ

Αθήνα 2016

Στους γονείς μου,

Γιώργο
Ιφιγένεια

Πρόλογος

Η εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί το τελευταίο κεφάλαιο μιας ωραίας διαδρομής κατά τη φοίτησή μου στο Εθνικό Μετσόβειο Πολυτεχνείο. Αφορμή για την επιλογή του συγκεκριμένου θέματος αποτέλεσε το έργο που ανέλαβε το Πολυτεχνείο για την αναστύλωση του γεφυριού, το οποίο κινητοποίησε μεγάλο μέρος του επιστημονικού δυναμικού μέσα από ένα πλήθος ερευνητικών ομάδων των διάφορων Σχολών. Αυτό που πραγματικά με τράβηξε στο θέμα αυτό ήταν η ευκαιρία να συνδυάσω το ενδιαφέρον μου για τη γεφυροποιία σε συνδυασμό με την απόκτηση γνώσεων στο αντικείμενο της τοιχοποιίας και την ενασχόλησή μου με ένα έργο μνημειακού χαρακτήρα. Κινητήρια πηγή δύναμης όμως στην προσπάθεια αυτή ήταν η αίσθηση προσφοράς στη διατήρηση της πολιτιστικής μας κληρονομιάς.

Για την ολοκλήρωση της εργασίας θα ήθελα να ευχαριστήσω πρωτίστως την επιβλέπουσα, κυρία Ελισάβετ Βινζηλαίου, Καθηγήτρια ΕΜΠ, για την ευκαιρία που μου έδωσε να ασχοληθώ με το θέμα αυτό και την καθοδήγησή της σε όλη την πορεία της εργασίας.

Θερμές ευχαριστίες οφείλω επίσης στον κύριο Χρήστο Γιαννέλο (Υπ.Δρ.ΕΜΠ), ο οποίος ήταν συνεχώς δίπλα μου στην αντιμετώπιση των προβλημάτων και στην ερμηνεία των αποτελεσμάτων.

Ευχαριστώ επίσης τον κύριο Σωτήρη Μπιτζαράκη, από τον τεχνική υποστήριξη της Sofistik Hellas, ο οποίος έδωσε πολύτιμες λύσεις σε θέματα που αντιμετωπίσαμε σχετικά με τη συμβατότητα των αρχαίων μεταξύ διαφορετικών εκδόσεων του προγράμματος.

Τέλος, ένα μεγάλο ευχαριστώ στην οικογένειά μου, και ειδικότερα στους γονείς μου, για την αγάπη τους και την στήριξή τους σε κάθε μου προσπάθεια.

Περιεχόμενα

| | |
|--|----|
| 1. Περίληψη/Abstract..... | 1 |
| 2. Ιστορική Τεκμηρίωση..... | 2 |
| 3. Αρχιτεκτονική Τεκμηρίωση..... | 6 |
| 3.1 Θέση Φορέα..... | 6 |
| 3.2 Ολική Μορφή..... | 7 |
| 3.3 Γεωμετρική Χάραξη..... | 8 |
| 3.4 Κατασκευή..... | 8 |
| 3.5 Μορφολογικά Χαρακτηριστικά..... | 9 |
| 4. Αποτίμηση Υπάρχουσας Κατάστασης..... | 11 |
| 4.1 Ιστορικό Μελετών & Επεμβάσεων..... | 11 |
| 4.2 Ιστορικό Φορτίσεων..... | 16 |
| 4.3 Κατάρρευση..... | 19 |
| 4.4 Ενέργειες Επόμενου Σταδίου..... | 21 |
| 5. Μεθοδολογίες Ανάλυσης Λίθινων Τοξωτών Γεφυρών..... | 24 |
| 5.1 Ιστορική Αναδρομή Κλασσικών Μεθόδων..... | 24 |
| 5.2 Ανάλυση με Πεπερασμένα Στοιχεία..... | 27 |
| 5.3 Παράμετροι Ανάλυσης..... | 31 |
| 6. Διερεύνηση Συμπεριφοράς..... | 32 |
| 6.1 Τεκμηρίωση Υλικών..... | 33 |
| 6.2 Προσομοίωμα Υπολογισμού..... | 36 |
| 6.3 Εκτίμηση Σεισμικής Δράσης..... | 40 |
| 6.3.1 Σεισμός Σχεδιασμού..... | 40 |
| 6.3.2 Επιταχυνσιογραφήματα..... | 41 |
| 6.3.3 Σεισμική Καταπόνηση στις Δύο Διευθύνσεις..... | 42 |
| 6.4 Μέθοδοι Ανάλυσης κατά την Εγκάρσια Διεύθυνση..... | 46 |
| 6.4.1 Ισοδύναμη Στατική Μέθοδος – Γραμμική Δυναμική Ανάλυση..... | 46 |
| 6.4.2 Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση..... | 47 |
| 6.4.3 Ανάλυση Χρονοϊστορίας..... | 47 |

| | |
|---|----|
| 7. Έλεγχοι..... | 50 |
| 7.1 Εφελκυστικές Ρηγματώσεις | 50 |
| 7.2 Διατμητική Αστοχία..... | 56 |
| 7.3 Κάμψη κατακόρυφων στοιχείων εκτός επιπέδου..... | 57 |
| 8. Συμπεράσματα..... | 61 |
| 9. Βιβλιογραφία..... | 62 |

1.

Περίληψη

Οι λίθινες τοξωτές γέφυρες αποτελούν αντικείμενο τόσο θεωρητικής όσο και πειραματικής έρευνας για πάνω από 300 χρόνια.

Στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής εργασίας έγινε μια προσπάθεια ακριβέστερης εκτίμησης της συμπεριφοράς του Ιστορικού Γεφυριού της Πλάκας Αράχθου στην περίπτωση της σεισμικής καταπόνησης.

Το πρώτο κεφάλαιο αναφέρεται στα βασικότερα ιστορικά στοιχεία που συνοδεύουν το μνημείο. Στο δεύτερο κεφάλαιο ακολουθεί η περιγραφή της γεωμετρίας, των υλικών και των μορφολογικών ιδιοτήτων της γέφυρας. Στο τρίτο κεφάλαιο επισημαίνονται τα σημαντικότερα από την καταγεγραμμένη παθολογία της γέφυρας, δίνεται η ερμηνεία των αιτιών που οδήγησαν στην κατάρρευση και αποτυπώνεται η κατάσταση μέχρι στιγμής σε επίπεδο μελετών και εργασιών. Το τέταρτο κεφάλαιο αποτελεί μια σύντομη ιστορική αναδρομή στις χαρακτηριστικότερες μεθοδολογίες που αποτέλεσαν τη βάση για τον τρόπο που αντιμετωπίζουμε σήμερα τις λίθινες τοξωτές γέφυρες. Στο πέμπτο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της παρούσας διερεύνησης, ενώ στο έκτο κεφάλαιο τα αποτελέσματα των κρισιμότερων ελέγχων. Στο έβδομο και τελευταίο κεφάλαιο συνοψίζονται τα συμπεράσματα της εργασίας.

Abstract

Masonry arch bridges have been a subject for both theoretical and experimental research for over 300 years.

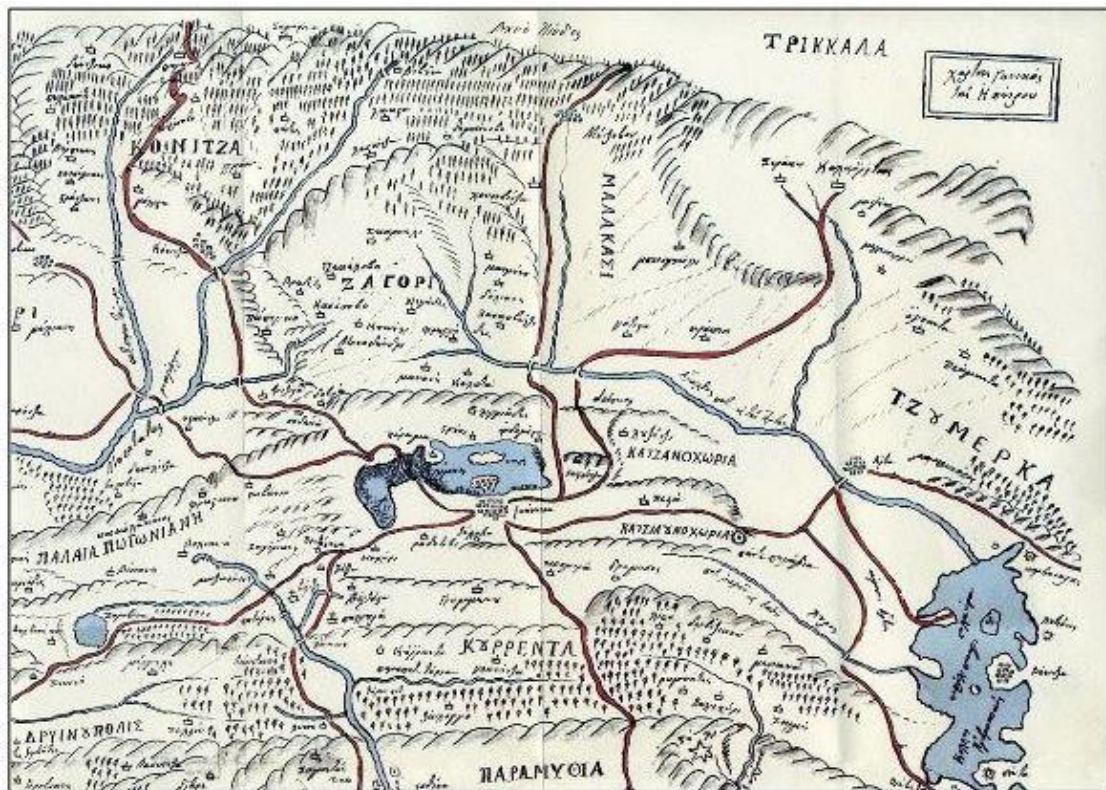
This thesis was an effort to achieve a more exact and detailed seismic assessment of the historic bridge located in Plaka, Arachthos.

The first chapter is a reference to the most important historic data that define the monument. The second chapter describes the geometry, the materials and the morphological peculiarities of the bridge. The third chapter identifies the history of the loads and damages of the bridge, explains the reasons that led to its collapse and describes the current situation. The fourth chapter is a retrospection of the methods that define the basis of the modern analysis of masonry arch bridges. In the fifth chapter the results of our investigation are presented, whilst the sixth chapter includes the results of the most crucial failure mechanisms. The seventh and final chapter is a summary of the conclusions of this thesis.

2. Ιστορική Τεκμηρίωση

Το γεφύρι της Πλάκας ήταν ένα πέτρινο τοξωτό γεφύρι στον Άραχθο ποταμό. Βρισκόταν στον πρώην δήμο Πραμάντων σε απόσταση 50 περίπου χιλιομέτρων από την πόλη των Ιωαννίνων και ένωνε τον ομώνυμο νομό με αυτόν της Άρτας.

Τα περισσότερα από τα γεφύρια που υπάρχουν στην περιοχή έως σήμερα κατασκευάστηκαν από τα μέσα περίπου του 18^{ου} μέχρι και τις αρχές του 20^{ου} αιώνα, κατά κανόνα με πρωτοβουλία και χρηματοδότηση των κατοίκων ή ευεργετών κάθε περιοχής για την εξυπηρέτηση των αναγκών τους και την επικοινωνία με τα μεγαλύτερα αστικά κέντρα. Υπάρχουν μαρτυρίες ότι αρκετά από αυτά ήταν ξύλινα πριν μετατραπούν σε πέτρινα. Χαρακτηριστικά παραδείγματα αποτελούν το γεφύρι της Κόνιτσας και το Καλογεरिकό ή Πλακίδα στο Ζαγόρι.



Εικ. 1: Απόσπασμα από τον «Γενικό Χάρτη της Ηπείρου» - 19^{ος} αι. των Κ.Θεσπρωτού, Αθ.Ψαλίδα από τη Γεωγραφία Αλβανίας και Ηπείρου

Στο σημείο όπου χτίστηκε το γεφύρι της Πλάκας υπήρχε μια παλαιά λίθινη γέφυρα¹. Η χρονολογία κατασκευής της παραμένει άγνωστη, αλλά η κατάρρευσή της συνέβη το 1860 και τα αίτια της αποδόθηκαν σε μετατόπιση του βράχου στον οποίο στηριζόταν το δεξιό της σκέλος.

«...υπήρχε παλαιόθεν λίθινη γέφυρα...Εστηριγμένη κατά το δεξιόν σκέλος επί τεραστίου βράχου επί αιώνας αντείχεν εις τα χειμαρρώδη και ορμητικά ρεύματα...αλλά κατόπιν καταρρακτωδών φθινοπωρινών βροχών...ελαφράν μετατόπισης του βράχου κατά το 1860 επέφερε η γέφυρα απεκόπη.»²

¹ Ασαφές εάν ήταν μονότοξη ή όχι.

² Παπακόστας Ν.Χ., «Ηπειρωτικά», 1967

Το 1863 και έπειτα από διαφωνία των πρωτομαστόρων σχετικά με ζητήματα που σχετίζονταν με τη μορφή και την αναλογία των διαστάσεων, το γεφύρι ξαναχτίστηκε³ από την αρχή από τον μάστορα Ζιώγα Φρόντζο από την Κόνιτσα.

Η κατασκευή του γεφυριού αποτέλεσε χορηγία του επιχειρηματία Ιωάννη Ζ. Λούλη⁴ και του Δημ. Αρβανιτογιάννη από τα Πράμαντα. Το ξύλινο καλούπι και τα ικριώματα κατασκευάστηκαν από τον ξυλουργό Ι. Σκέντο από το χωριό των Μελισσουργών.

«Την κατά την θέσις Πλάκα και Βουρδών⁵ γέφυραν πρώτος έκτισε (1863) δια γρόσια 30.000 ο εκ της κόμης Πράμαντα Δημ. Αρβανιτογιάννης, καταπεσούσαν δε ανωκοδόμησε (1866) δια 38.000 γρόσια ο κ. Ιωαν. Ζ. Λούλης εκ του χωρ. Κοτόρτσι της περιοχής των Κατσανοχωρίων.»⁶

Η γέφυρα αυτή γκρεμίστηκε σχεδόν την ημέρα των εγκαινίων της και το 1866, ξαναχτίστηκε με τη μορφή που την γνωρίζουμε έως σήμερα με συνεργασία των δύο πρωτομαστόρων πάνω στο σχέδιο του Κωνσταντίνου Μπέκα από τα Πράμαντα. Το κόστος της κατασκευής έφτασε τα 180.000 οθωμανικά γρόσια, ποσό το οποίο καλύφθηκε και πάλι από τον Ιωάννη Λούλη και από συνδρομές κατοίκων των γύρω κοινοτήτων.

“...Απέναντι δε της μονής ταύτης (γεννεθλίων της Θεοτόκου), άνωθεν του ποταμού Ινάχου (Αράχθου) κείται η ισχυρά, ιστορική τε και απόρθητος θέσις, Πλάκα καλουμένη, και επί του ποταμού η νεωστή οικοδομηθείσα, εν έτει 1868, αξιοθέατος και στερεά γέφυρα της Πλάκας καλουμένη, δια δαπάνης των κατοίκων των χωρίων Μελισσουργών, Πραμάντων και Αγνάντων και τινων ευπορούντων Ιωαννιτών, εξ ων ο Ιωάννης Λούλης το εν τρίτον εδαπάνησε...”⁷

Η κατασκευή της γέφυρας ξεκίνησε τον Ιούλιο του 1866 και τελείωσε τον Σεπτέμβριο του ίδιου έτους⁸. Λόγω πρόωρων βροχοπτώσεων πραγματοποιήθηκε αναγκαστικό ξεκαλούπωμα νωρίτερα της ιδανικής στιγμής και η γέφυρα «...υπέστη ελαφράν τινα απόκλισιν, και μόνο εις ειδήμονα αισθητήν.»⁹

Η γέφυρα παραδόθηκε με ατέλειες διότι η χρηματοδότηση του έργου δεν ήταν επαρκής. Το πλάτος της γέφυρας δεν ήταν το επιθυμητό, η τοιχοποιία πάνω από τα βάθρα ήταν ατελής και τα στηθαία δεν κατασκευάστηκαν, καθιστώντας τη γέφυρα «δυσδιάβατη».



Εικ.2: Η γέφυρα στις αρχές του 20^{ου} αι. όπου διακρίνονται οι ατέλειες στο κατάστρωμα και η απουσία του στηθαίου. (Πηγή: Α. Τσουβάλης, από τη συλλογή φωτογραφιών του ιστότοπου «Πέτρα πέτρα η γέφυρα της Πλάκας»)

³ Αναφορά της Μ. Μπαλοδήμου στο κεφ. “Ιστορική Τεκμηρίωση Γεφυριού Πλάκας”, Τεχνική Έκθεση ΕΜΠ βασισμένη στο Άρθρο του Σπ. Μαντά στο τ.181 Μαρτίου-Απριλίου 2015 του περιοδικού «Κόνιτσα» με τίτλο «Ο μάστορο-Γιώργης και ο μάστορο-Κώστας, νέα στοιχεία για τα γεφύρια Πλάκας και Κόνιτσας και τους πρωτομάστορές τους».

⁴ Εύπορος πανδοχέας των Ιωαννίνων με καταγωγή από το χωριό Κατόρτσι (σήμερα Αετοράχη) των Κατσανοχωρίων

⁵ Σημερινό Μονολίθι

Έως τη δεκαετία του 1880 ο ποταμός Αραχθος αποτελούσε οροθετική γραμμή των συνόρων της Ελλάδας με την Οθωμανική Αυτοκρατορία. Στις 3 Φεβρουαρίου 1878, κατά τη διάρκεια της εξέγερσης ενάντια στους Οθωμανούς, ελληνικά στρατεύματα υπό τις εντολές του Κωνσταντίνου Κοττίκα επικράτησαν της Τουρκικής Φρουράς της γέφυρας, και τους εξανάγκασαν σε συνθηκολόγηση.

Η γέφυρα χρησιμοποιήθηκε για 15 μόνο χρόνια, διότι η Άρτα προσαρτήθηκε στο Ελληνικό Κράτος το 1881 οπότε το πέρασμα αχρηστεύθηκε μέχρι το 1913 που απελευθερώθηκε και η υπόλοιπη Ήπειρος.

Το σημείο της γέφυρας ήταν αναμφισβήτητα στρατηγικής σημασίας, γεγονός που δικαιολογεί την ύπαρξη του τελωνείου δίπλα σε αυτό. Την περίοδο του Δευτέρου Παγκοσμίου Πολέμου η γέφυρα βομβαρδίστηκε από τις γερμανικές δυνάμεις, χωρίς όμως να υποστεί σοβαρές βλάβες. Σημειώνεται ότι δυστυχώς αρκετά γεφύρια στην Ήπειρο καταστράφηκαν για προφανείς στρατιωτικούς λόγους κατά τη διάρκεια του Δευτέρου Παγκοσμίου Πολέμου και του εμφυλίου.



Εικ.3: Μεταπολεμική φωτογραφία στα τέλη της δεκαετίας του 40⁷

Φωτογραφικό Αρχείο ΕΜΠ

Όταν η Ελλάδα βρισκόταν ακόμα υπό γερμανο-βουλγαρική κατοχή, υπογράφηκε κοντά στη γέφυρα στις 29 Φεβρουαρίου 1944 η συμφωνία Πλάκας-Μυρόφυλλου μεταξύ των δυνάμεων του ΕΛΑΣ και του ΕΔΕΣ. Σκοπός της συμφωνίας ήταν κυρίως να δοθεί ένα τέλος στον εμφύλιο σπαραγμό που είχε προηγηθεί το τελευταίο τετράμηνο.

⁶ Αναφορά της Μ.Μπαλοδήμου στο κεφ. «Ιστορική Τεκμηρίωση Γεφυριού Πλάκας», Τεχνική Έκθεση ΕΜΠ βασιζόμενη στον Β' τόμο του βιβλίου «Περί των εν Ηπείρω αγαθοεργημάτων», Ι.Λαμπρίδης, 1880

⁷ Μαρτυρία του Μητροπολίτη Άρτας Σεραφείμ Ξενοπούλου του Βυζαντίου, στο «Δοκίμιον Ηπειρωτικής πόλεως Άρτης» που κυκλοφόρησε το 1884.

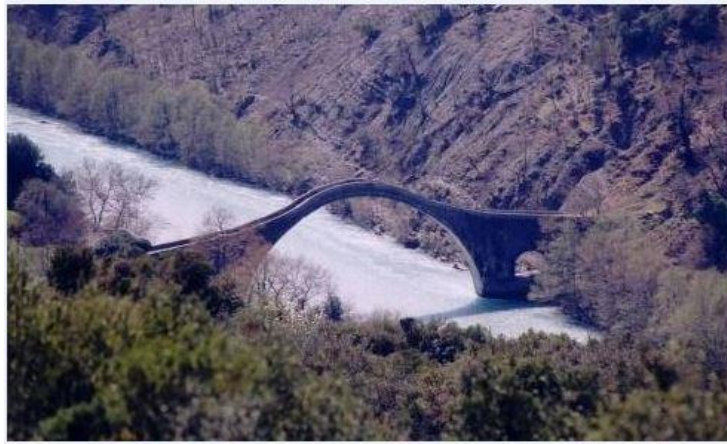
⁸ Μαμμόπουλος Α., «Λαϊκή Αρχιτεκτονική – Ηπειρώτες μαστόροι και γεφύρια», Αθήνα 1973

⁹ Παπακώστας Ν.Χ., «Ηπειρωτικά», 1967

Η διέλευση μηχανοκίνητων οχημάτων από το γεφύρι της Πλάκας δεν ήταν εφικτή, επομένως το καλοκαίρι του 1959 άρχισε η κατασκευή θεμελίων για μια μεταλλική γέφυρα η οποία θα περνούσε μέσα από το χωριό της Πλάκας σε κοντινή απόσταση από το λίθινο γεφύρι. Μάλιστα, η κατασκευή της μεταλλικής γέφυρας στην Πλάκα είχε προγραμματιστεί⁹ για το τον Αύγουστο του 1960, αφού πρώτα η τεχνική υπηρεσία του στρατού αποσυναρμολογήσει την υπάρχουσα γέφυρα Bailey δίπλα από το γεφύρι της Άρτας.

Οι βλάβες που υπέστη η γέφυρα κατά τον 20^ο αιώνα, καθώς και οι εργασίες συντήρησης και αποκατάστασης που πραγματοποιήθηκαν θα αναφερθούν λεπτομερώς στη συνέχεια του κειμένου.

Το γεφύρι της Πλάκας δεν αποτελεί μόνο τεχνικό μνημείο, αλλά και σύμβολο πολιτιστικής κληρονομιάς, καθώς είναι συνυφασμένο με την ιστορία και την εξελικτική πορεία της χώρας τα τελευταία 150 χρόνια. Ένα από τα 55 γεφύρια του ποταμού Αράχθου, κηρύχθηκε ιστορικό διατηρητέο μνημείο¹⁰ τον Αύγουστο του 1972. Θεωρούνταν το μεγαλύτερο μονότοξο γεφύρι των Βαλκανίων και τα τελευταία χρόνια η γέφυρα αποτελούσε εμβληματικό αξιοθέατο της περιοχής.



Εικ.4: Όψη της γέφυρας από τα ανάντη
Φωτογραφικό Αρχείο ΕΜΠ (Πηγή: www.pramanta.gr)

¹⁰Παπακόστας Ν.Χ.,1959

¹¹βάσει του ΦΕΚ-621/22-08-1972

3. Αρχιτεκτονική Τεκμηρίωση¹²

3.1 Θέση Φορέα

Η γέφυρα βρίσκεται σε απόσταση 86,5χλμ από την εκβολή του ποταμού¹³ και σε υψόμετρο περίπου +205μ. Στη θέση αυτή η κλίση του ποταμού είναι ιδιαίτερος ισχυρή¹⁴ και η κοίτη φαίνεται σχεδόν ευθεία. Στην πραγματικότητα όμως παρουσιάζει ελαφρά αριστερή στροφή με ακτίνα καμπυλότητας περίπου 1,5χλμ. Κατά συνέπεια, η κοίτη βαθύνεται δεξιά του μέσου και καλύπτεται από φερτές ύλες αριστερά αυτού. Η μέγιστη μεταβολή της στάθμης του ποταμού εκτιμάται¹⁵ σε 6μ, ενώ η ταχύτητα του ποταμού μπορεί να υπερβαίνει ακόμα και τα 20χλμ/ώρα¹⁶. Εκτεινόμενη κάθετα προς τον άξονα της κοίτης, η γέφυρα έχει κατεύθυνση από Α προς Δ, αποκλίνουσα από τον άξονα κατά περίπου 22°.



Εικ.5: Η τοπογραφία της περιοχής, όπως αποτυπώνεται από το Google Earth.

¹²Η πλειονότητα των εικόνων του παρόντος κεφαλαίου βασίζεται στο κεφ. «Η Αποκατάσταση της Γέφυρας», Τεχνική Έκθεση ΕΜΠ, Μ.Κορρές. Ο κ.Μ.Κορρές είναι Καθηγητής της Σχολής Αρχιτεκτόνων Μηχανικών του ΕΜΠ. Τυχόν διαφορετικές πηγές αναφέρονται λεπτομερώς στις υποσημειώσεις.

¹³Μέτρηση μήκους ιστορικής κοίτης, μη λαμβανόμενης υπ' όψιν της τεχνητής λίμνης.

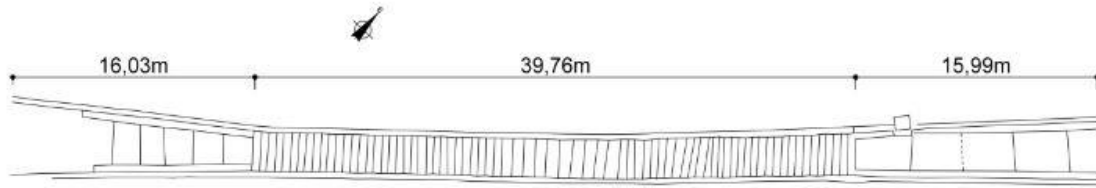
¹⁴Περίπου 7:1000, ενώ έως την τεχνητή λίμνη, 25χλμ. κατάντη, είναι περίπου 5:1000.

¹⁵Βάσει ιχνών επί των οχθών και της υψηλής θέσεως του δυτικού ανακουφιστικού τόξου. Ωστόσο, τα δύο υδρόμετρα στάθμης που διατηρούνται στο μετακινημένο κατώτερο τμήμα του ανατολικού μεσοβάθρου επέτρεπαν μέτρηση έως 2μ!

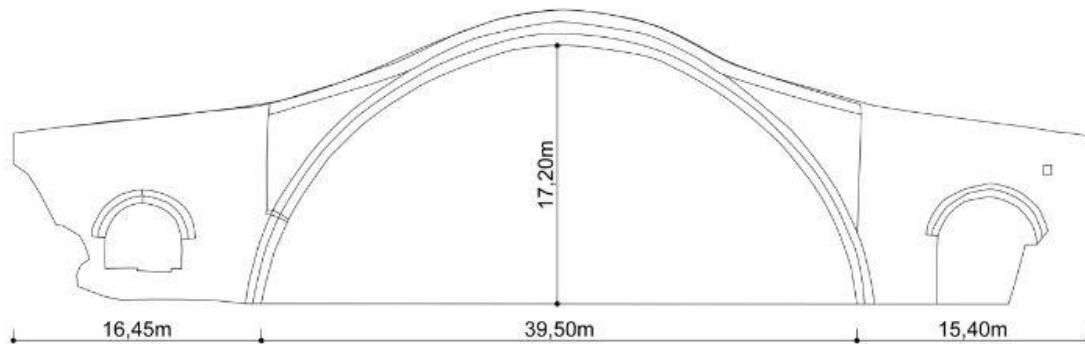
¹⁶Δεδομένης της ισχυρής κλίσης ροής (~0,7%) και της μεγάλης ανύψωσης της στάθμης

3.2 Ολική Μορφή

Η γέφυρα, με άνοιγμα κεντρικού τόξου 40μ και δύο τοξωτά ανοίγματα εκατέρωθεν (~6,7μ το ανατολικό και ~5μ το δυτικό), κατατάσσεται στην πρώτη θέση μεταξύ όλων των γεφυρών αυτού του είδους στα Βαλκάνια. Στη στάθμη των στηθαίων έχει μήκος περίπου 72μ. και το πλάτος της στα άκρα αντιστοιχεί σε 4,5μ στο ανατολικό και 5μ στο δυτικό άκρο, ενώ προοδευτικά μειώνεται προς τα μεσόβαθρα και παραμένει σταθερό μόνο κατά μήκος του κεντρικού τόξου με διατομή πλάτους 3,70μ στο κάτω μέρος του¹⁷. Η διατομή του μεσαίου τόξου σε απόσταση 7μ από την επιφάνεια έδρασης μειώνεται σε 3,30μ και διατηρείται σταθερό έως το ανώτερο μέρος της κατασκευής σε ύψος 21μ. Όλα τα τόξα αποτελούν τμήματα περιφέρειας κύκλου.



Σχήμα 1: Κάτοψη



Σχήμα 2: Όψη από τα κατάντη

Εικ.6: Σχέδια Γεωμετρικής Τεκμηρίωσης του Γεφυριού της Πλάκας από το Ε.Γ.Γ. το 1984.

(Εκ νέου επεξεργασία και ψηφιακή σχεδίαση από τους Σ.Δογγούρη και Δ.Τσίνη)

Υπό τις συνήθεις συνθήκες ροής, η ροή του ποταμού δεν διέρχεται από τη δυτική ανακουφιστική καμάρα, αφού εμποδίζεται από λιθόκτιστο πτερυγότοιχο¹⁸. Αντιθέτως, το νερό περνά ελεύθερα από την ανατολική καμάρα, γεγονός το οποίο οδήγησε σε έντονο πρόβλημα διάβρωσης του εδάφους θεμελίωσης του ανατολικού βάθρου.

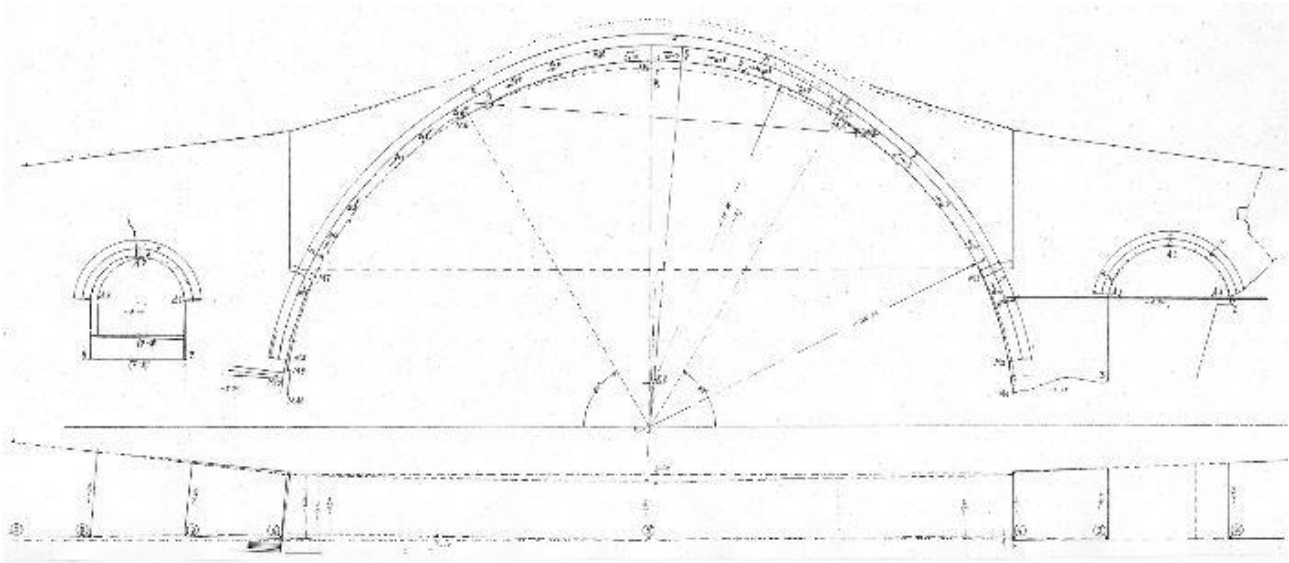
Το στηθαίο ασφαλείας είχε μεταβλητές διαστάσεις, που κυμαίνονταν από 0,65-0,75μ και από 0,25-0,35μ. Σημειώνεται ότι το χτίσιμο του στηθαίου είναι μεταγενέστερο της κατασκευής του γεφυριού, γεγονός που δικαιολογεί την απουσία συμβατότητας του τρόπου δόμησης και της αρχιτεκτονικής του με την υπόλοιπη κατασκευή.

¹⁷Χαρακτηριστικό το μικρό πλάτος, δεδομένου ότι η χρήση της γέφυρας προοριζόταν αποκλειστικά για πεζούς και το οδικό δίκτυο της περιοχής την εποχή κατασκευής ήταν κατά βάση ημιονικό ή μονοπάτια

¹⁸Άγνωστο εάν η κατασκευή του λίθινου πτερυγότοιχου της δυτικής καμάρας είναι σύγχρονη με αυτήν της γέφυρας ή μεταγενέστερη. Σε κάθε περίπτωση κρίνεται απαραίτητη, καθώς αποτρέπει το φαινόμενο της υποσκαφής.

3.3 Γεωμετρική Χάραξη

Η γεωμετρική χάραξη του μεσαίου τόξου, εξαιρουμένου του ανωτέρου μέρους, είχε μορφή κυκλικού τόξου εμφανώς μικρότερου ενός ημικυκλίου¹⁹, με αποτέλεσμα οι γενέσεις να παρουσιάζουν χαρακτηριστική προκρέμαση και οι στρώσεις της λιθοδομής τους έκδηλη κλίση προς την κοίτη του ποταμού. Το κέντρο βάρους του τόξου βρίσκεται σχεδόν 1,5μ χαμηλότερα της χορδής και η ακτίνα υπερέβαινε τα 20μ. Το απομένον μέρος του τόξου χορδής 22μ περίπου, από ένα ύψος σχεδόν 16,5μ άνω του κέντρου, παρουσίαζε ισχυρότερη καμπυλότητα και ανύψωση. Το κέντρο της νέας αυτής χάραξης υπολογίζεται περίπου 2μ ψηλότερα του αρχικού και η ακτίνα της περίπου 1,5μ βραχύτερη της αρχικής. Ως εκ τούτου η κλείδα του τόξου βρισκόταν τουλάχιστον μισό μέτρο ψηλότερα από τη θέση που θα είχε χωρίς την τροποποίηση της χάραξης.



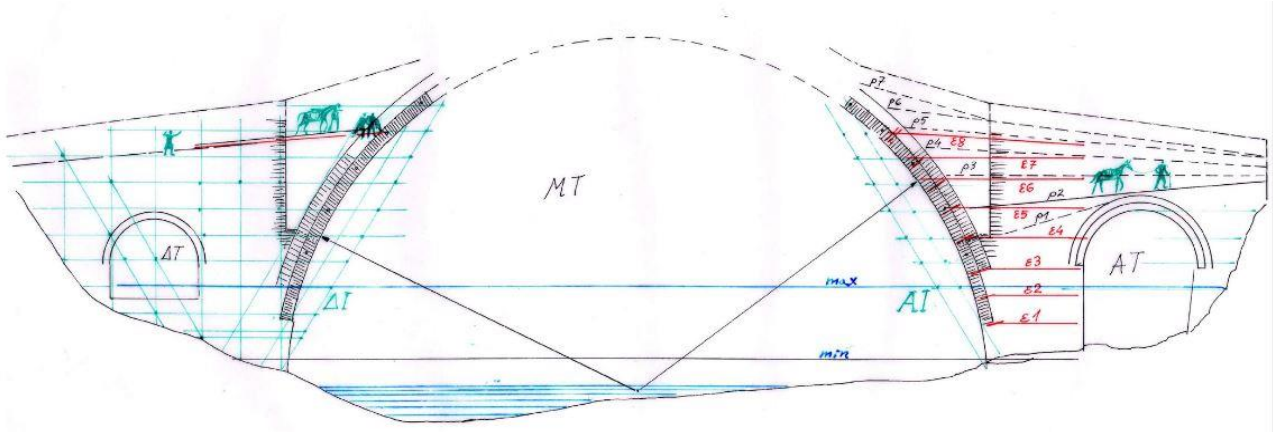
Εικ.7: Σχέδιο Νότιας Όψης και Κάτοψης του Γεφυριού της Πλάκας.

Μ.Κορρές «Η Αποκατάσταση της Γέφυρας», Τεχνική Έκθεση Εμπειρογνομόνων ΕΜΠ

3.4 Κατασκευή

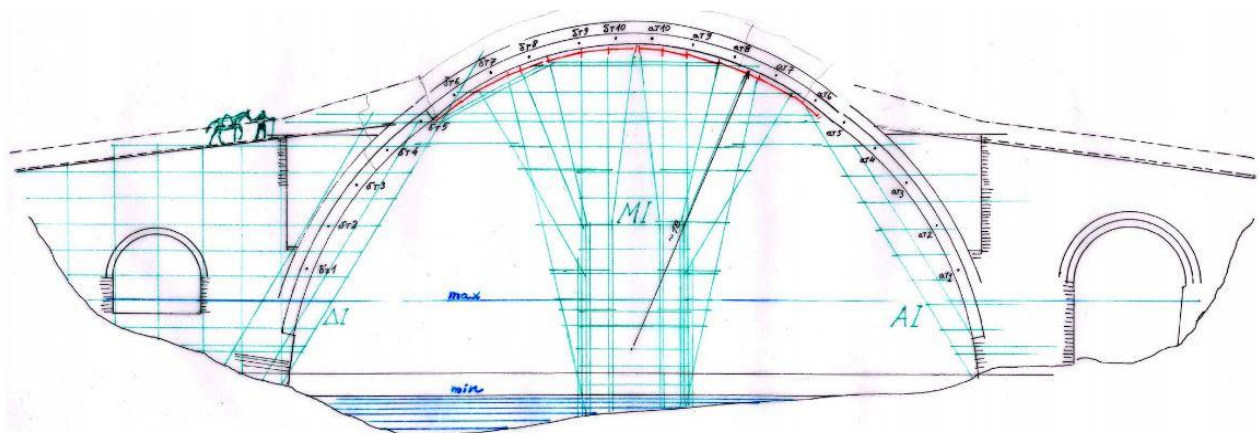
Η ακριβής μεθοδολογία ανέγερσης παραμένει άγνωστη. Η γέφυρα είναι αρκετά πιθανό να κατασκευάστηκε σε δύο κύριες φάσεις. Η πρώτη περιελάμβανε τα βάθρα και τα κατώτερα τμήματα του τόξου (κατασκευασμένα από τις γενέσεις έως γωνία 55-60°), ενώ η δεύτερη περιελάμβανε την κατασκευή του κεντρικού τμήματος του τόξου. Στις θέσεις μεταξύ της πρώτης και δεύτερης φάσεως, παρατηρείται ταυτόχρονη αλλαγή στη δόμηση, στην καμπυλότητα και στο πάχος του τόξου. Οι υποθετικές μορφές των ικριωμάτων, καθώς και η αναπαράσταση των διαδοχικών ραμπών εργασίας παρουσιάζεται στις εικόνες που ακολουθούν.

¹⁹Τα μικρά τόξα επίσης υπολείπονται των 180°. Βάσει της ανάλυσης του κ.Μ.Κορρέ, εικάζεται ότι η μορφή τους οφείλεται είτε για λόγους ισορροπησης των οριζόντιων δυνάμεων, είτε για επίτευξη οπτικής συμφωνίας με το μεσαίο τόξο.



Εικ.8: Η Γέφυρα του Αράχθου στην Πλάκα, Θέρος 1865.

Μ.Κορρές «Η Αποκατάσταση της Γέφυρας», Τεχνική Έκθεση Εμπειρογνομόνων ΕΜΠ



Εικ.9: Η Γέφυρα του Αράχθου στην Πλάκα, Θέρος 1866.

Μ.Κορρές «Η Αποκατάσταση της Γέφυρας», Τεχνική Έκθεση Εμπειρογνομόνων ΕΜΠ

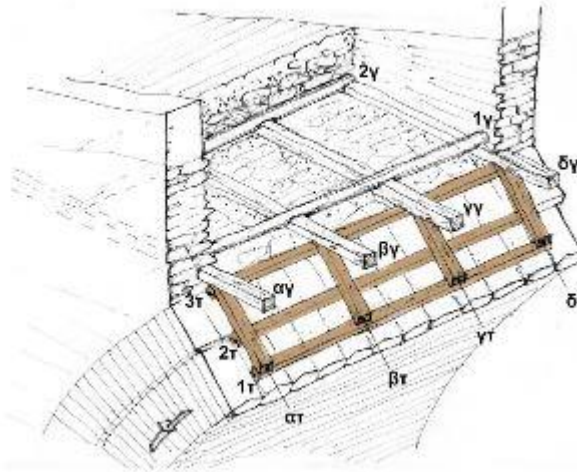
Δεδομένης της τοποθεσίας και σε συνδυασμό με την μεταβολή τόσο της στάθμης όσο και της ορμής του ποταμού, εικάζεται ότι η κατασκευή της γέφυρας, ή έστω του τμήματος της μεσαίας καμάρας, διήρκησε λίγους μόλις μήνες, ώστε η να είναι εφικτή η ανέγερση και η ασφαλής χρήση των ικριωμάτων.

3.5 Μορφολογικά Χαρακτηριστικά

Η μορφή της γέφυρας παρουσιάζει κάποιες ιδιαιτερότητες. Μια σημαντική ιδιομορφία που θα μας απασχολήσει στη συνέχεια της παρούσας διερεύνησης είναι η ισχυρότερη καμπυλότητα του ανώτερου μέρους του μεσαίου τόξου. Σε σημεία 8.0μ έως 8.5μ υπεράνω του κέντρου παρατηρείται μείωση του πλάτους της διατομής του κεντρικού τόξου, σε συνδυασμό με σταδιακή πάχυνσή της προς την κορυφή. Μια ακόμα ιδιομορφία επίσης, αποτελεί η προοδευτική προς τα άκρα πλάτυνση των εκατέρωθεν του κεντρικού τόξου τμημάτων, η οποία παρουσιάζεται εντονότερη στα δυτικά.

Σχετικά με τη δομή και την ποσότητα των λίθων κατά την κατασκευή, έγινε χρήση από πλακοειδή φυσικά τεμάχια ασβεστόλιθου υψηλής αντοχής, εκ των οποίων τα χρησιμοποιηθέντα στις άντυγες των τόξων είναι πελεκητά και προσεκτικότερα επιλεγμένα. Το μέσο πάχος τους είναι 12εκ., το ακτινικό μήκος φτάνει τα 65εκ. και το βάρος τους τα 80χλγρ. Αναλυτικότερα στοιχεία των μηχανικών ιδιοτήτων των υλικών κατασκευής καταγράφονται σε επόμενο κεφάλαιο.

Εκτός των λίθων και κονιαμάτων, η δομή περιείχε και ποσότητα ξυλείας, μορφωμένης σε επάλληλες εσχάρες με ιδιαίτερη πύκνωση στο πάχος του τόξου. Οι εσχάρες αυτές εξυπηρετούσαν διττό σκοπό: Ασφάλιζαν τη συνοχή της κατασκευής κατά την μακρά διάρκεια της σκλήρυνσης του ασβεστοκονιάματος δομής και ταυτόχρονα αποτελούσαν ένα είδος «προβολοδόμησης» κατά την πρόοδο της δομής επί του θολοτύπου έως ύψους περί τα 15μ.



Εικ.10: Ενδεικτικό σχέδιο της εκτεταμένης και συστηματικής χρήσης ξύλινων στοιχείων στα βάθρα (Ε.Εφεσίου²⁰)

Πιθανολογείται ότι αρκετά μορφολογικά και δομικά χαρακτηριστικά της γέφυρας είχαν επιλεγεί από τους μαστόρες, ώστε να εξυπηρετηθεί η κατασκευαστική ακολουθία. Ενδεικτικώς αναφέρεται και η χρήση πωρόλιθου στην πλήρωση της μεταβατικής ζώνης από το τέλος του βάθρου έως την αρχή του κεντρικού τμήματος του τόξου.

Δίχως αμφιβολία, η περαιτέρω τεκμηρίωση του ρόλου μορφολογικών και κατασκευαστικών στοιχείων της γέφυρας αποτελεί ενδιαφέρον πεδίο επιστημονικής έρευνας. Οι μέχρι τώρα μελέτες όμως, δεν τεκμηριώνουν κάποια συσχέτισή τους με τη συμπεριφορά του φέροντος οργανισμού ή τη στατική λειτουργία της γέφυρας. Για το λόγο αυτό, στα πλαίσια του χαρακτήρα της παρούσας διπλωματικής εργασίας δεν θα γίνει εκτενέστερη αναφορά στα στοιχεία αυτά ή διερεύνηση του ρόλου τους στον ιστορικό φορέα.

²⁰ Η κυρία Ειρήνη Εφεσίου είναι Καθηγήτρια της Σχολής Αρχιτεκτόνων Μηχανικών ΕΜΠ.

4. Αποτίμηση Υπάρχουσας Κατάστασης

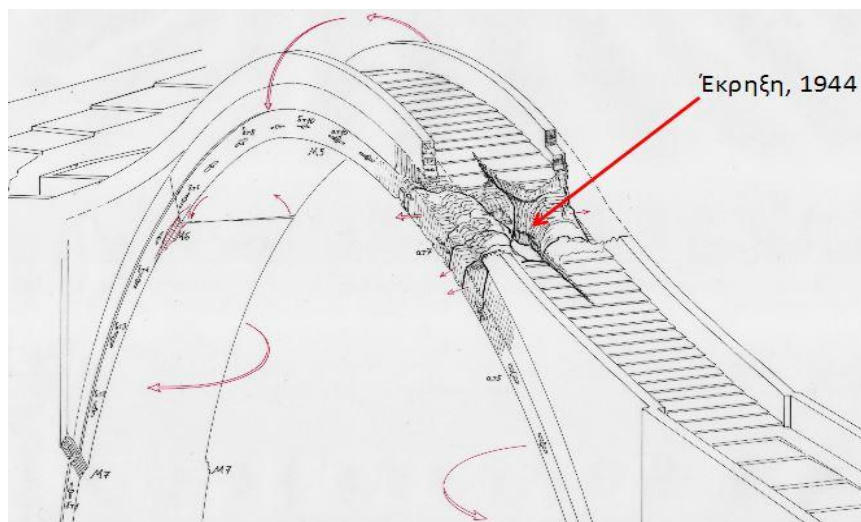
4.1 Ιστορικό Μελετών & Επεμβάσεων

Η πρώτη απόπειρα συντήρησης πραγματοποιήθηκε το 1928, όταν το Ελληνικό Κράτος διέθεσε κονδύλι από τον προϋπολογισμό για τη συμπλήρωση των ατελειών²¹ με τις οποίες παραδόθηκε το 1866, ώστε η διάβαση αυτής να είναι ευκολότερη χωρίς το φόβο του ύψους και του ιλίγγου. Στη γέφυρα διασωζόταν κόγχη όπου οι τεχνίτες είχαν ζωγραφίσει τον προστάτη-άγιο της γέφυρας, ενώ παράλληλα δημιουργήθηκε νέος δρόμος που ένωνε τις τοπικές κοινότητες.



Εικ. 11: Όψη του καταστρώματος της γέφυρας και των στηθαίων ασφαλείας.

Το 1944, μετά από το βομβαρδισμό της γέφυρας κατά το Δεύτερο Παγκόσμιο Πόλεμο, έγιναν προσπάθειες διόρθωσης των βλαβών της έκρηξης με σκοπό την αποκατάσταση της συνέχειας του δομήματος, λόγω της διαμπερούς διάτρησης του σώματος του τόξου. Η οπή της κεντρικής καμάρας πληρώθηκε πρόχειρα με τσιμέντο, ενώ ένα μεγάλο τμήμα του τόξου στην ίδια θέση αντικαταστάθηκε από μπετόν.



Εικ.12: Βλάβες, παραμορφώσεις και μετακινήσεις του άνω μέρους του κεντρικού τόξου μετά την έκρηξη

Μ.Κορρές, «Η Αποκατάσταση της Γέφυρας», Τεχνική Έκθεση ΕΜΠ

²¹ Οι ατέλειες αυτές συνίστανται στην απουσία στηθαίου ασφαλείας και στην εμφανώς ατελή τοιχοποιία των τυμπάνων στα βάθρα, όπως αναφέρθηκαν και στο κεφάλαιο «Ιστορική Τεκμηρίωση» της παρούσας διπλωματικής εργασίας. Στις περισσότερες γέφυρες αυτού του είδους έστεκαν, κατά κανόνα, μεμονωμένοι όρθιοι λίθοι («αρκάδες»), πακτωμένοι στην κύρια δομή. Τα στηθαία προστέθηκαν γενικώς μετά το 1920, στα μεταξύ των αρκάδων διαστήματα.

Στο ανακατασκευασμένο τμήμα, μετά τις επισκευές από το βομβαρδισμό το 1943, είχε δημιουργηθεί ένα σύμπλεγμα μικρών και μεγάλων ρωγμών που κατέληγαν στις εξωτερικές παρειές της γέφυρας. Συμμετρικά με αυτό, προς τα δυτικά του κεντρικού τόξου, υπήρχε μια ρωγμή σε όλο το πλάτος της γέφυρας. Όμοιες ρωγμές υπήρχαν και στις κορυφές των ανακουφιστικών τόξων που προεκτείνονταν σχεδόν κατακόρυφα μέχρι το στηθαίο. Στην κατάντη όψη ήταν εμφανής η αποκόλληση των δυο κατώτερων στρώσεων του σώματος του γεφυριού.

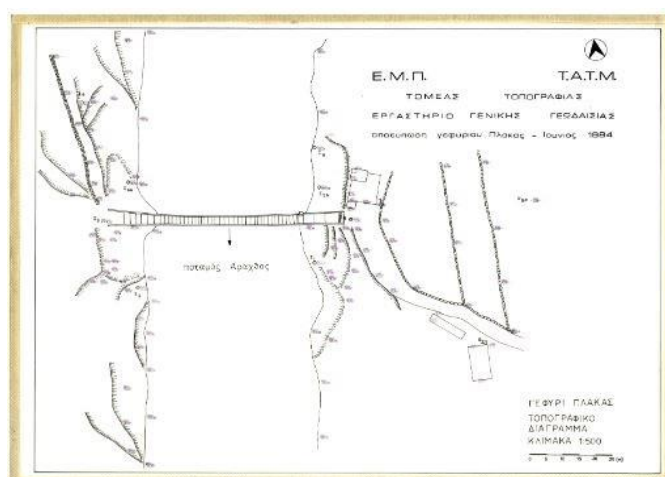


Εικ. 13: Σκαριφήματα βλαβών στο εσωράχιο του κεντρικού τόξου

Διπλωματική Εργασία Δ.Μπακάλη, Επιβλ. Π.Πλαϊνής

Το 1984, μετά από πρόσκληση του Πολιτιστικού Συλλόγου της Άρτας «Μακρυγιάννης», το Εργαστήριο Γενικής Γεωδαισίας (Ε.Γ.Γ.) του τότε Τ.Α.Τ.Μ. ανέλαβε τη γεωμετρική τεκμηρίωση του γεφυριού.

Οι εργασίες πεδίου πραγματοποιήθηκαν το χρονικό διάστημα από 24.05.1984 έως και 05.06.1984, οι δε εργασίες γραφείου διήρκεσαν μέχρι και τον Οκτώβριο της ίδιας χρονιάς, υπό την επίβλεψη του τότε διευθυντή του Ε.Γ.Γ. Καθηγητή Δ. Μπαλοδήμου²².



Εικ.14: Ενδεικτικό τοπογραφικό διάγραμμα της θέσης της γέφυρας, Ε.Γ.Γ. (1984)

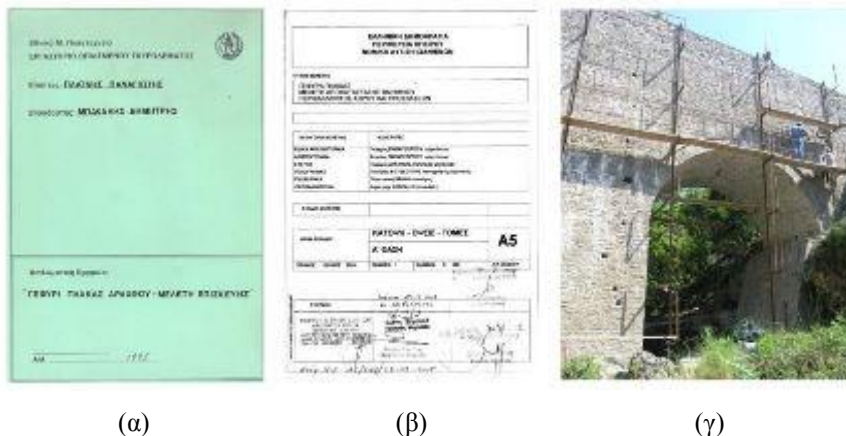
²² Στην ομάδα συμμετείχαν οι τότε επιστημονικοί συνεργάτες του Ε.Γ.Γ. Σίσσυ Αραμπατζή και Στέφανος Δογγούρης και οι τελειόφοιτοι φοιτητές του Τ.Α.Τ.Μ. Έφη Καρακώστα, Βασίλης Παπαναγιώτου, Νίκος Τραγάρης και Θόδωρος Χατζηγεωργίου, των οποίων η παραγωγή σχεδίων του γεφυριού υπήρξε μέρος της Διπλωματικής τους Εργασίας.

Οι μετρήσεις έγιναν με εξελιγμένα για την εποχή τους όργανα και εξασφάλιζαν ακρίβεια στην τελική θέση των σημείων στο χώρο της τάξης των 2–3 cm, ικανή για απόδοση σχεδίων στην κλίμακα 1:100 που είχε προδιαγραφεί. Τα σχέδια²³ έγιναν όλα στο χέρι και μεταξύ άλλων συμπεριλαμβάνουν το τοπογραφικό της περιοχής, την κάτοψη, τη νότια όψη και το ανάπτυγμα της κεντρικής καμάρας.

Μετά τη δυσάρεστη εξέλιξη της κατάρρευσης του γεφυριού, το Ε.Γ.Γ. αποφάσισε την εκ νέου επεξεργασία των τότε δεδομένων, με σύγχρονα πλέον υπολογιστικά συστήματα και τη ψηφιακή σχεδίαση τους σε περιβάλλον AutoCAD, με την ελπίδα να συμβάλει έτσι στις εργασίες μελέτης αποκατάστασης της γέφυρας από την ομάδα του Ε.Μ.Π. που θα ασχοληθεί με το θέμα. Την εκ νέου επεξεργασία και ψηφιακή σχεδίαση ανέλαβαν από το Ε.Γ.Γ. ο Στ. Δογγούρης (από την αρχική ομάδα) και ο υποψήφιος διδάκτορας και μέλος ΕΤΕΠ του Ε.Γ.Γ. Δημήτρης Τσίνης

Σχεδόν μια δεκαετία αργότερα, και συγκεκριμένα το 1995, εκπονήθηκε η Διπλωματική Εργασία του Δ.Μπακάλη με τίτλο «Γεφύρι Πλάκας Αράχθου – Μελέτη Επισκευής» (Επιβλ. Π.Πλαϊνής, Εργαστήριο Ωπλισμένου Σκυροδέματος Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ), αντικείμενο της οποίας αποτέλεσε, μεταξύ άλλων, η καταγραφή των βλαβών και της παθολογίας της γέφυρας. Ο Δ.Μπακάλης είχε εντοπίσει με εξαιρετική ακρίβεια τις ρηγματώσεις, τις παραμορφώσεις και την υποσκαφή, προτείνοντας τη λήψη άμεσων μέτρων για την ενίσχυση και επισκευή του γεφυριού²⁴.

Ακολούθησαν οι ενέργειες της Νομαρχιακής Αυτοδιοίκησης Ηλείου με την ολοκλήρωση της μελέτης²⁵ (2005) και στη συνέχεια με τις αντίστοιχες εργασίες αποκατάστασης (2006-2008). Δυστυχώς οι εργασίες αυτές δεν αποδείχθηκαν επαρκείς, παρά την ανάρτηση σκαλωσιάς και στις δύο πλευρές τις γέφυρας, καθώς δεν έλαβε χώρα κάποια αντιμετώπιση της υποσκαφής του εδάφους θεμελίωσης.



Εικ. 15: (α): Εξώφυλλο της Διπλωματική Εργασίας του Δ.Μπακάλη, (β): Ενδεικτικό εξώφυλλο του τεύχους μελέτης αποκατάστασης (γ): Χαρακτηριστική φωτογραφία των εργασιών αποκατάστασης

²³ Εκτός από την παραγωγή σχεδίων, είχε γίνει και μια προσπάθεια προσαρμογής των κύκλων στις τρεις καμάρες του γεφυριού στις όψεις ανάντη και κατόντη, υπολογίζοντας τις παραμέτρους των κύκλων αυτών με τη Μέθοδο των Ελαχίστων Τετραγώνων.

²⁴ Ο Πολιτικός Μηχανικός κ.Δ.Μπακάλης είχε επίσης φροντίσει για την ενημέρωση των αρμόδιων και για την προβολή της υπόθεσης στα τοπικά μέσα ενημέρωσης.

²⁵ από Γ.Παπαγεωργίου, κ.α.

Μετά την κατάρρευση της παραδοσιακής λιθόκτιστης γέφυρας της Πλάκας την 1.2.2015, το Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο αποφάσισε με βαθεία αίσθηση ευθύνης να συμβάλλει στο έργο της αναστήλωσης του γεφυριού προσφέροντας τεχνογνωσία και εξειδικευμένη γνώση. Με πρωτοβουλία του Πρύτανη ΕΜΠ συγκροτήθηκε η Ομάδα Εμπειρογνομόνων του Ε.Μ.Πολυτεχνείου, την οποία απαρτίζουν τα εξής μέλη:

- 1) Ι.Γκόλιας, Καθηγητής Σχολής Πολιτικών Μηχανικών, Πρύτανης ΕΜΠ
- 2) Μ.Κορρές, Καθηγητής Σχολής Αρχιτεκτόνων Μηχανικών
- 3) Ε.Βιντζηλαίου, Καθηγήτρια Σχολής Πολιτικών Μηχανικών
- 4) Δ.Καλιαμπάκος, Καθηγητής Σχολής Μηχανικών Μεταλλείων-Μεταλλουργών
- 5) Μ.Καββαδάς, Αναπληρωτής Καθηγητής Σχολής Πολιτικών Μηχανικών

Η Ομάδα Εμπειρογνομόνων πραγματοποίησε αυτοψία στη θέση του έργου στις 5.2.2015, με σκοπό τη διαπίστωση των επιτόπου συνθηκών στη θέση της γέφυρας και τη διατύπωση προτάσεων για τη δυνατότητα και τον πλέον πρόσφορο τρόπο αποκατάστασής της. Το αποτέλεσμα της αυτοψίας αποτυπώθηκε στην Τεχνική Έκθεση Εμπειρογνομόνων με τίτλο «Το Έργο του Ε.Μ.Π. για την αναστήλωση του Γεφυριού της Πλάκας».

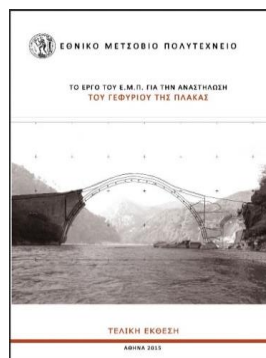


(α)

(β)

Εικ. 16: Όψη της γέφυρας μετά την κατάρρευση της 1.2.2015 (α) από κατάντη-ανατολικά και (β) από ανάντη-ανατολικά
Φωτογραφικό Αρχείο ΕΜΠ

Η διαγνωστική ερευνητική μελέτη παραδόθηκε στην Περιφέρεια Ηπείρου και στο ΥΠΠΟΑ και περιελάμβανε τα απαραίτητα στοιχεία και τις κατευθύνσεις για την περαιτέρω εκπόνηση των μελετών της αποκατάστασης του μνημείου. Το ίδιο έτος ακολούθησε η σύνταξη της προκαταρκτικής μελέτης και η υποβολή της στο Κεντρικό Συμβούλιο Νεοτέρων Μνημείων (ΚΣΝΜ) για έγκριση και κατευθύνσεις.



Εικ. 17: Εξώφυλλο Τελικής Έκθεσης Εμπειρογνομόνων ΕΜΠ

Με την έγκριση από το Κεντρικό Συμβούλιο Νεοτέρων Μνημείων της Προκαταρκτικής Μελέτης για την αναστήλωση του Γεφυριού της Πλάκας, την οποία εκπόνησε το Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, ολοκληρώθηκε η πρώτη φάση μελετών και τον Αύγουστο του 2015 ξεκίνησαν οι προπαρασκευαστικές εργασίες²⁶ για την αναστήλωση του μνημείου. Συγκεκριμένα, οι εργασίες περιελάμβαναν αρχικώς τη διάνοιξη της οδού προσπέλασης μέσα από την κοίτη του ποταμού προς τη θέση του γεφυριού, με στόχο τη διευκόλυνση της προσέγγισης του γεωτρητικού μηχανήματος, απαραίτητου για την πραγματοποίηση των γεωτεχνικών ερευνών. Εκτός από την οδό προσπέλασης, μέρος των προκαταρκτικών εργασιών ήταν η στερέωση της ετοιμόρροπης ανωδομής του ανατολικού ακροβάθρου, η ανέλκυση/διάσωση σημαντικών τμημάτων του γεφυριού που βρίσκονταν εντός της κοίτης του ποταμού μετά την κατάρρευση, καθώς και ο προσδιορισμός της ακριβούς θέσης και του μεγέθους των τμημάτων των οποίων η μετακίνηση στη φάση αυτή ήταν ανέφικτη λόγω μεγέθους.



Εικ.18: Φωτογραφία Εργασιών Πεδίου (Αύγουστος 2015)

Αρχείο Υπηρεσίας Νεωτέρων Μνημείων και Τεχνικών Έργων Ηπείρου

²⁶ Οι εργασίες, όπως και η γεωτεχνική έρευνα, πραγματοποιήθηκαν με τη χορηγία της εταιρίας ΓΕΚ ΤΕΡΝΑ, η οποία διέθεσε σημαντικό εξοπλισμό και τεχνικό δυναμικό. Συμπληρωματικές εργασίες για την αναστήλωση πραγματοποιήθηκαν επίσης με χρηματοδότηση από την Περιφέρεια Ηπείρου.

4.2 Ιστορικό Φορτίσεων

Με την ολοκλήρωση των εργασιών κατά την κατασκευή του γεφυριού το καλοκαίρι του 1866, πρώιμα πρωτοβρόχια ανάγκασαν τους μαστόρους σε βεβιασμένη απομάκρυνση των σκαλωσιών για να μην παρασυρθούν από τη ροή του ποταμού. Αποτέλεσμα αυτής της ενέργειας ήταν η κύρτωση του κατακόρυφου (κατά μήκος) επιπέδου συμμετρίας της γέφυρας προς τα κατάντη.



Εικ.19 :Όψη της γέφυρας από τα ανατολικά.

Φωτογραφικό Αρχείο ΕΜΠ

Η σημαντικότερη βλάβη προκλήθηκε από την απόπειρα κατεδάφισης της γέφυρας από τα γερμανικά στρατεύματα κατά το Δεύτερο Παγκόσμιο Πόλεμο, τα αποτελέσματα της οποίας έχουν ήδη περιγραφεί στο προηγούμενο κεφάλαιο. Η βλάβη αυτή έθεσε σε άμεσο κίνδυνο την ευστάθεια της κατασκευής, αλλά ταυτόχρονα αποτέλεσε απόδειξη της απaráμιλλης τέχνης και εμπειρίας των μαστόρων που το έχτισαν, αφού το γεφύρι παρέμεινε όρθιο.

Στη διάρκεια ζωής του έργου είναι σημαντική και η συν-επιρροή των σεισμικών γεγονότων. Χαρακτηριστικότερο παράδειγμα²⁷ ο σεισμός της 1.5.1967 με μέγεθος 6.4 στην Δροσοπηγή Άρτας σε ρήγμα που απέχει από την εξεταζόμενη θέση 10-15 χιλιόμετρα.

Το 2007 και μετά από έντονες βροχοπτώσεις έγινε καταγραφή έντονων πλημμυρικών φαινομένων, ενώ τουλάχιστον δύο ακόμα φορές²⁸ από τις αρχές του αιώνα παρατηρήθηκε πλημμύρα του ποταμού με άνοδο της στάθμης μέχρι την πλήρωση των δύο ανακουφιστικών τόξων.



Εικ. 20: Στάθμη του ποταμού²⁹ για τρεις χαρακτηριστικές παροχές.

Φωτογραφικό Αρχείο ΕΜΠ

Σημαντικός ήταν και ο ρόλος της διάβρωσης του εδάφους θεμελίωσης. Το φαινόμενο αυτό αποτελεί τυπική βλάβη σε βάθρα εντός κοίτης, λαμβάνοντας υπ' όψη και τη διάρκεια ζωής του έργου. Ειδικότερα, στο ανατολικό βάθρο (σε αντίθεση με το δυτικό) δεν είχαν προβλεφθεί διατάξεις υδραυλικής προστασίας όπως τοίχοι και προρίνια, οι οποίες κρίθηκαν σκόπιμες μόνο στα δυτικά λόγω της μικρής αριστερής στροφής (όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο της παρούσας εργασίας) του ποταμού που οδηγεί σε εντονότερη υδραυλική καταπόνηση της δεξιάς όχθης.



Εικ.21 : Άποψη του ανατολικού βάθρου από το ανάντη μέτωπο σε περίοδο χαμηλής στάθμης του Αράχθου.

Φωτογραφικό Αρχείο ΕΜΠ (Πηγή: tilevoasartas.blogspot.gr)

^{27, 28} Βάσει πληροφοριών από μαρτυρίες κατοίκων, όπως καταγράφονται στη Διπλωματική Εργασία του Δ.Μπακάλη (Σχολή ΠΜ ΕΜΠ, Επιβλ. Π.Πλαϊνής)

²⁹ Τεχνική Έκθεση ΕΜΠ, κεφ. «Υδρολογική διερεύνηση πλημμυρών Αράχθου-Υδραυλική διερεύνηση στη Γέφυρα Πλάκας»

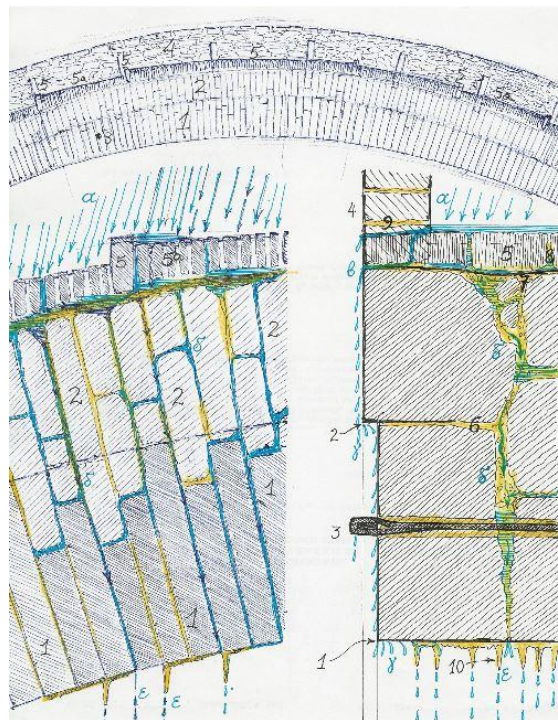
Ένα ακόμη φαινόμενο που υποβάθμισε αναμφίβολα τη δομή με το πέρασμα των χρόνων ήταν αυτό της διαλυτικής υέτιας δράσης. Η ροή ομβρίων κατά την επιφάνεια ή μέσα από το σώμα του φορέα προκαλούσε συνεχή διάλυση των κονιαμάτων και αποκόμιση του διαλύματος, το ανακρυσταλλούμενο μέρος του οποίου σχημάτισε κρούστες και σταλακτίτες αλάτων ασβεστίου σε όλη την έκταση³⁰ των εσωραχίων.



Εικ.22: Σταλακτίτης (με αποθραυσμένο άκρο) αποσπασμένος από το εσωρράχιο του ανατολικού τόξου.

Διακρίνονται σαφώς οι επάλληλες στοιβάδες των ανακρυσταλλώσεων των αλάτων ασβεστίου, προερχόμενων από τη διάλυση του ασβεστοκονιάματος της λιθοδομής.

Μ.Κορρές «Η Απόκατάσταση της Γέφυρας», Τεχνική Έκθεση ΕΜΠ



Εικ.23: Υέτια διάβρωση των λιθοδομών

(Άνω: Σκαρίφημα της διαμήκουσ τομής τόξου με προβαλλόμενη την έσω όψη του ενός στηθαίου.)

(Αριστερά: Λεπτομέρεια της ως άνω τομής.)

(Δεξιά: Σκαρίφημα τμήματος εγκάρσιας τομής του μεσαίου τόξου.)

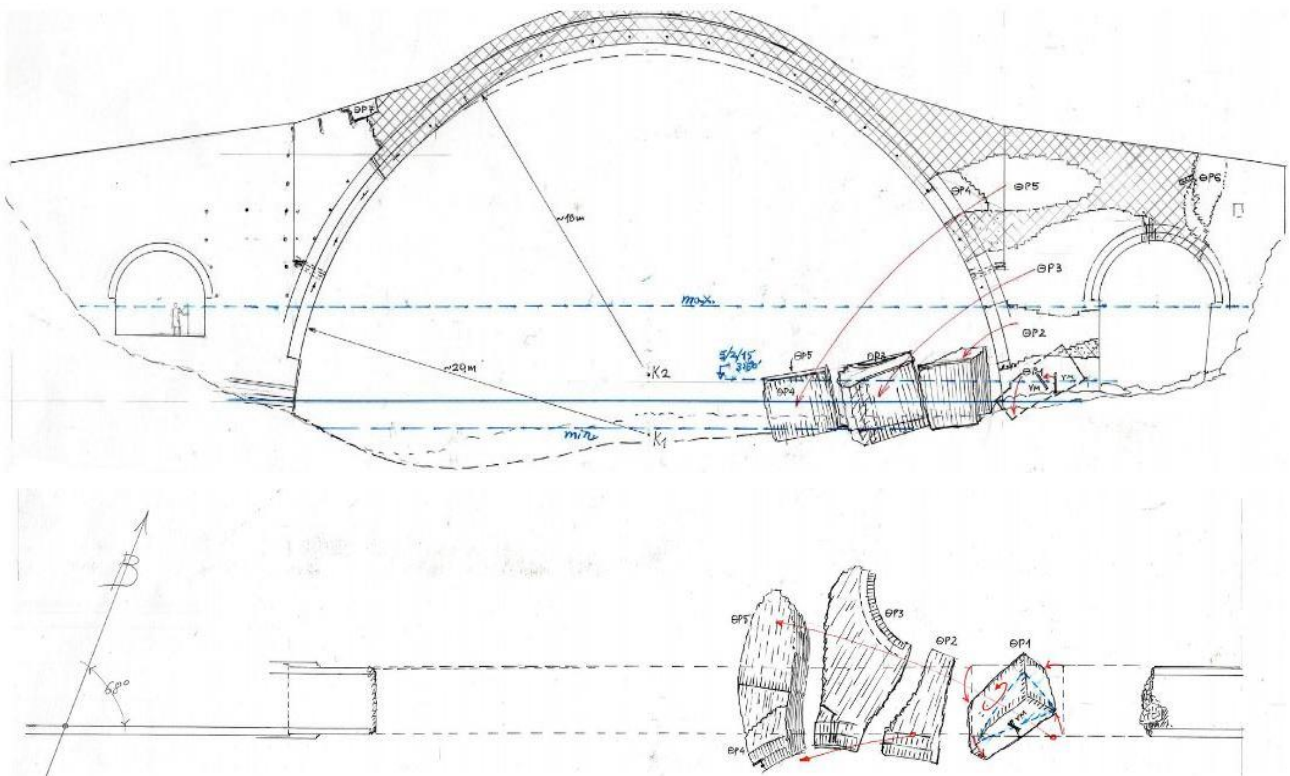
Μ.Κορρές «Η Απόκατάσταση της Γέφυρας», Τεχνική Έκθεση ΕΜΠ

³⁰ Βάσει της ανάλυσης του κ.Μ.Κορρέ, η επιμελημένη δομή με πυκνή διάταξη λίθων και ελάχιστο πάχος ισχυρής ασβεστοκονίας στις επιφάνειες των δύο όψεων της γέφυρας οδήγησαν στο συμπέρασμα ότι η αθρόα διείσδυση ομβρίων στη λιθοδομή οφείλεται στο κατάστρωμα (ή «καλντερίμυ»). Κατά κανόνα στις γέφυρες αυτού του είδους, το κατάστρωμα, αν και εντόνως επικλινές, συγκρατεί μεγάλο μέρος του νετού λόγω της τοποθέτησης των λίθων σε σειρές κάθετα προς την κλίση σε συνδυασμό με την παρεμβολή των «ουγίων», παρόμοιων σειρών όρθιων λίθων στα μέτωπα των βαθμίδων του καταστρώματος.

4.3 Κατάρρευση

Η κατάρρευση του μεγαλύτερου μέρους του μεσαίου τόξου και του ανατολικού μεσοβάθρου της γέφυρας συνέβη την 1^η Φεβρουαρίου 2015.

Η μακρά και συχνά ταυτόχρονη δράση αρκετών φυσικών αιτιών, όπως η υποσκαφή των βάθρων, μικρο-μετακινήσεις που συνόδευαν τις καταγεγραμμένες ρηγματώσεις, εκκεντρότητα της γραμμής πιέσεων στο τόξο και η εντός του σώματος της γέφυρας διαλυτική δράση των ομβρίων, σε συνδυασμό με το βαθμό συντήρησης, ο οποίος εκτιμήθηκε ανεπαρκής, συνθέταν μια συνεχώς επιδεινούμενη κατάσταση. Η συνέργια των παραπάνω αιτιών οδήγησε στην κατάρρευση.



Εικ.24: «Η Γέφυρα του Αράχθου στην Πλάκα, 5/2/2015», (Σκαρίφημα βάσει αυτοψίας, χωρίς μετρήσεις)

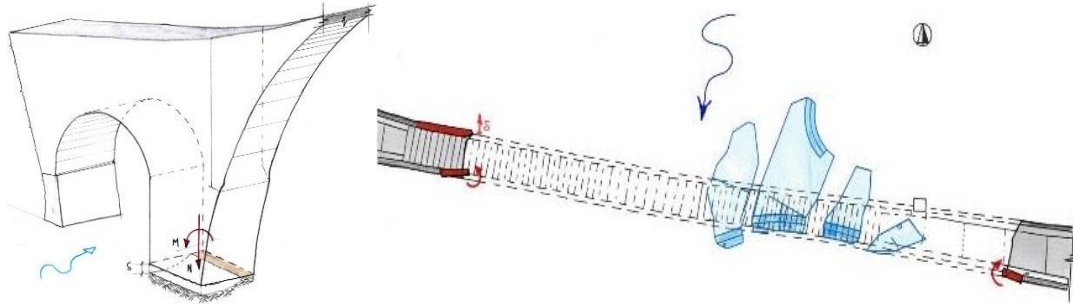
Μ.Κορρές «Η Αποκατάσταση της Γέφυρας», Τεχνική Έκθεση Εμπειρογνομών ΕΜΠ

Από τις μέχρι στιγμής μελέτες³¹ της παθολογίας της γέφυρας προκύπτουν ισχυρές ενδείξεις ότι το βασικότερο αίτιο που προκάλεσε την κατάρρευση είναι η υποσκαφή του ανατολικού βάθρου. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι κυριότερες παρατηρήσεις προς επαλήθευση της ορθότητας του παραπάνω συμπεράσματος.

³¹Μελέτες τόσο πριν όσο και μετά την κατάρρευση. Τα συμπεράσματα και τα σχετικά αποτελέσματα των αναλύσεων που παρουσιάζονται στην παρούσα ενότητα αποτελούν προϊόν της μελέτης «Ιστορικό Γεφύρι Πλάκας, Διερεύνηση Στατικής Λειτουργίας – Ερμηνεία Συμπεριφοράς», η οποία εκπονήθηκε από το τεχνικό γραφείο ΚΑΛΛΙΕΡΓΟΣ ΟΤΜ Α.Ε. και αποτελεί προσφορά προς το Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο στο πλαίσιο της ευρύτερης συμβολής του για την αναστήλωση της Γέφυρας. Για τη σύνταξή της εργάσθηκαν οι Π. Πλαϊνής και Χ.Γιαννέλος (Υπ.Δρ.ΕΜΠ).

Θέση Θραυσμάτων – Παραμορφώσεις Στηθαίων

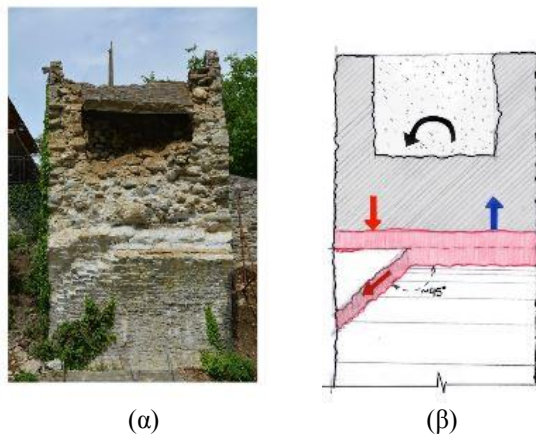
Σημαντικό στοιχείο σχετικά με τον τρόπο πτώσης της γέφυρας αποτέλεσε η θέση των θραυσμάτων που κείτονται εντός της κοίτης, κοντά στο ανατολικό βάθρο. Το σύνολο των θραυσμάτων μετά την πτώση βρέθηκαν σε θέση ανάντη σε σχέση με την αρχική θέση την οποία κατείχαν στη γέφυρα, γεγονός που δείχνει ότι η γέφυρα κινήθηκε αντίθετα προς τη ροή του ποταμού, ενώ η παραμόρφωση των στηθαίων είναι επίσης συμβατή με κίνηση της γέφυρας προς τα ανάντη κατά την κατάρρευση. Ένα αίτιο που θα οδηγούσε στο παραπάνω αποτέλεσμα είναι το Ίδιο Βάρος, ως κρίσιμη φόρτιση μέσω της εκκεντρότητας που δίνει λόγω της μειωμένης επιφάνειας έδρασης του θεμελίου.



Εικ.25: Απόδοση σε σκαρίφημα (X.Γ.) (α) της εκκεντρότητας του Ίδιου Βάρους λόγω του φαινομένου της υποσκαφής και (β) της απόδοσης των παραμορφώσεων των στηθαίων σε συνδυασμό με κίνηση της γέφυρας λόγω υποσκαφής.

Επιφάνεια Αστοχίας Ανατολικού Βάθρου

Η χαρακτηριστική μορφή της λοξής επιφάνειας αστοχίας στο ανάντη τμήμα της διατομής του τόξου οφείλεται σε μεγάλη συγκέντρωση των θλιπτικών τάσεων, όμοια με τα αποτελέσματα της έντασης που θα προέκυπταν από την υποσκαφή.



Εικ.26: (α) Επιφάνεια αστοχίας ανατολικού βάθρου και (β) Σκαρίφημα της αναπτυχθείσας έντασης (X.Γ.)

Ρηγμάτωση Κατάντη Τυμπάνου Ανατολικού Βάθρου

Βάσει των αποτελεσμάτων των αναλύσεων είναι η πρώτη ρωγμή που αναμένεται να σχηματισθεί στο κατάντη τύμπανο λόγω της δράσης της υποσκαφής.

Παραμόρφωση Δυτικού Βάθρου

Παρατηρήθηκε ότι, ενώ στη βάση του βάθρου δεν εντοπίστηκαν μετατοπίσεις σε σχέση με παλαιότερη τοπογραφική αποτύπωση της γέφυρας, στην κορυφή του βάθρου οι μετρήσεις έδειξαν διανυσματική μετατόπιση σε κατακόρυφο επίπεδο (κατά τη διαμήκη και κατακόρυφη έννοια).

4.4 Ενέργειες Επόμενου Σταδίου

Βάσει των αποφάσεων του ΚΣΝΜ, η αποκατάσταση του μνημείου κρίθηκε επιβεβλημένη λόγω του ότι πρόκειται για καταστροφή μετά από βίαιο φυσικό γεγονός και η Γέφυρα της Πλάκας κατέχει θέση ύψιστης σημασίας στην ιστορική συνείδηση των κατοίκων της Ηπείρου. Οι μελέτες και εργασίες αποκατάστασης κατά την εφαρμογή τους θα αποδίδουν την αρχική χάραξη του γεφυριού με τα διαμορφωμένα στηθαία και χωρίς τις μεταγενέστερες παραμορφώσεις, με χρήση των ίδιων υλικών και ακολουθώντας ίδιες κατασκευαστικές μεθόδους εξασφαλίζοντας παράλληλα την ασφάλεια της κατασκευής.

Η ολοκλήρωση της ανάσυρσης των θραυσμάτων μεγάλου μεγέθους το καλοκαίρι του 2016 θα γίνει μετά από ειδική μελέτη οργάνωσης εργοταξίου και κατάλληλης διαμόρφωσης του περιβάλλοντα χώρου. Η δυνατότητα επανάχρησής τους θα εξαρτηθεί από την κατάσταση στην οποία έχουν περιέλθει μετά την πτώση, την παραμονή στο νερό και την ανάσυσή τους και θα ακολουθήσει η συγκέντρωση και προετοιμασία των απαραίτητων λίθων για την κατασκευή του γεφυριού.

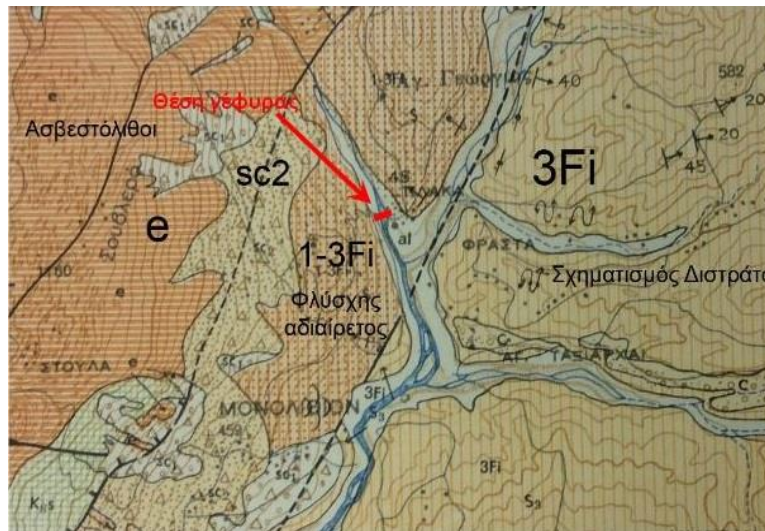


Εικ.27: Όψη της γέφυρας και των θραυσμάτων μετά την κατάρρευση της γέφυρας της 1.2.2015

Στο μεσοδιάστημα (2016-2017) θα ληφθούν τα απαραίτητα μέτρα για την εξασφάλιση της θεμελίωσης των βάθρων. Ειδικότερα, στο ανατολικό βάθρο αποφασίστηκε η εφαρμογή της πρότασης ενίσχυσης της θεμελίωσης με χρήση φρεατοπασσάλων. Με βάση τη γεωτεχνική έρευνα και τα αποτελέσματα της γεωτεχνικής αξιολόγησης³², το ανατολικό βάθρο θεμελιώνεται επί μικρού ασβεστολιθικού τεμαχίου (ασβεστολιθικό ράκος) του οποίου υπόκειται ιλυολιθικός φλύσχος (μαλακός και πολύ αποσθρωμένος) ανεπαρκούς φέρουσας ικανότητας, σε αντίθεση με το δυτικό βάθρο που θεμελιώνεται επί υγιούς ψαμμίτη³³ επαρκούς φέρουσας ικανότητας.

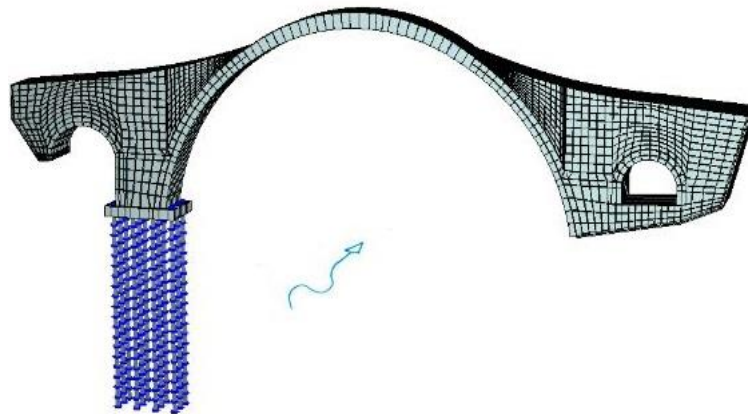
³² όπως παρουσιάζονται από τον καθηγητή κ.Μ.Καββαδά στο κεφ. «Γεωλογικά και Γεωτεχνικά Θέματα» της Τεχνικής Έκθεσης ΕΜΠ. Με βάση το ίδιο κεφάλαιο θα ληφθούν και όλες οι παράμετροι σχεδιασμού των μονίμων ή προσωρινών έργων γεωτεχνικού χαρακτήρα.

³³ θεωρείται ότι αυτός ο παράγων καθόρισε της θέση της γέφυρας από γεωτεχνικής απόψεως.



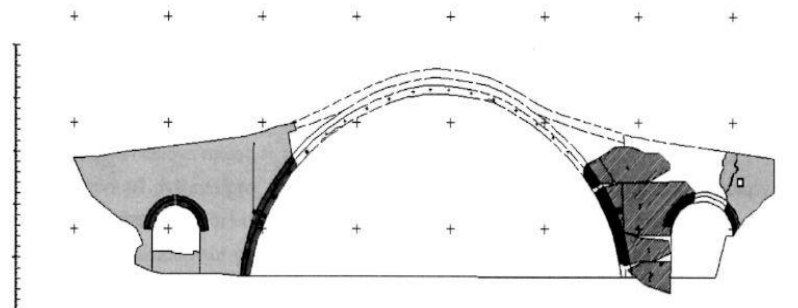
Εικ.28: Απόσπασμα του γεωλογικού χάρτη του ΙΓΜΕ (φύλλο Άγναντα) με σημειωμένη τη θέση της γέφυρας στο ανώτερο τμήμα της κοίτης του Αράχθου.

Μέσω της υποθεμελίωσης στη θέση εδράσεως του ανατολικού βάθρου θα επιτευχθεί μία ουσιαστική ενίσχυση σε ένα από τα πιο τρωτά σημεία των λιθόκτιστων γεφυρών και εν γένει των θολωτών κατασκευών, χωρίς την αλλοίωση του ιστορικού στατικού συστήματός της γέφυρας.



Εικ.29: Ενδεικτική εικόνα από τη μελέτη της πρότασης ενίσχυσης με χρήση φρεατοπασσάλων.

Η κατασκευή του γεφυριού είναι προγραμματισμένη για το καλοκαίρι του 2017. Τα στοιχεία που θα αντικαταστήσουν τα τμήματα του μνημείου και έχουν καταστραφεί θα πρέπει να διακρίνονται από τα αυθεντικά.



Εικ.30: Κατάντη όψη της γέφυρας³⁴ πριν και μετά την κατάρρευση. Με διαγράμμιση απεικονίζεται η αρχική θέση των θραυσμάτων τα οποία βρέθηκαν εντός της κοίτης του ποταμού.

³⁴Αποτύπωση του Εργαστηρίου Γεωδαισίας της Σχολής Α.Τ.Μ. του Ε.Μ.Π., «Αποτύπωση και Τεκμηρίωση του Παραδοσιακού Γεφυριού της Πλάκας με Επίγειες Μεθόδους», Τεχνική Έκθεση ΕΜΠ

Σημειώνεται ότι όλες οι εργασίες θα βρίσκονται υπό τη συνεχή επιστημονική παρακολούθηση του Ε.Μ.Π. και του ΥΠΠΟΑ και υπό την εποπτεία της Επιτροπής Παρακολούθησης, δεδομένου ότι αποτελούν αντικείμενο της Προγραμματικής Σύμβασης. Αξίζει να σημειωθεί ότι η πρόοδος σε επίπεδο έρευνας, μελετών, διοικητικών διαδικασιών και εργασιών αποτέλεσε προϊόν διεπιστημονικής έρευνας και πρότυπης συνεργασίας μεταξύ των επιμέρους ερευνητικών ομάδων του Ε.Μ.Π. και των υπεύθυνων Φορέων.

Το έργο της αναστήλωσης του Γεφυριού είναι ένα εξαιρετικά σύνθετο τεχνικό έργο, εξ'ορισμού καινοτόμο, μιας και δεν έχει πραγματοποιηθεί ξανά πλήρης ανακατασκευή πέτρινου γεφυριού στην Ελλάδα, ενώ αποτελεί μία από τις ελάχιστες περιπτώσεις παγκοσμίως.

Κοινή απόφαση, βάσει του αισθήματος των πολιτών, της άποψης της επιστημονικής κοινότητας και της θέλησης των αρμόδιων φορέων αποτέλεσε ο «σεβασμός στον πρωτομάστορα» και η εκ νέου κατασκευή της γέφυρας όσο πιο κοντά στο αυθεντικό, ή αλλιώς «όπως ήταν».



Εικ 31: Κατάντη όψη της γέφυρας.

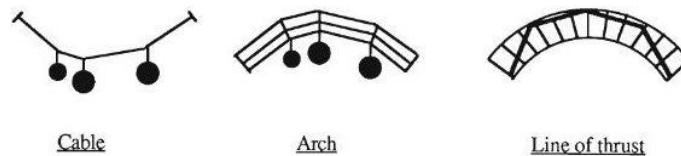
Φωτογραφικό Αρχείο ΕΜΠ

5. Μεθοδολογίες Ανάλυσης Λίθινων Τοξωτών Γεφυρών

5.1 Ιστορική Αναδρομή Κλαστικών Μεθοδολογιών

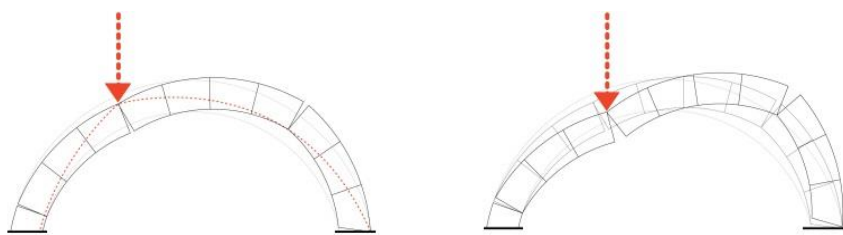
Στο παρόν κεφάλαιο γίνεται μια σύντομη αναφορά, στις χαρακτηριστικότερες εμπειρικές και θεωρητικές μεθόδους, οι οποίες αποτέλεσαν τη βάση των σύγχρονων μεθοδολογιών ανάλυσης και προσομοίωσης.

Η πρώτη καταγεγραμμένη απόπειρα κατανόησης της συμπεριφοράς ενός τόξου στη σύγχρονη ιστορία έγινε από τον Βρετανό επιστήμονα Robert Hooke το 1676. Το τόξο προσομοιώθηκε ως μια ανεστραμμένη αλυσίδα με αναρτώμενο φορτίο. Η πειραματική προσέγγιση του Hooke αποτέλεσε τη βάση για τη διατύπωση θεωριών ή γραφικών μεθόδων άλλων ερευνητών για τον προσδιορισμό της “γραμμής πίεσεως”. Η γραμμή πίεσεως ορίζεται ως ο γεωμετρικός τόπων των σημείων από τα οποία διέρχονται θεωρητικώς οι εσωτερικές δυνάμεις ενός τόξου και ειδικότερα για λίθινες κατασκευές περιγράφει τη “διαδρομή” των θλιπτικών τάσεων. Το μαθηματικό υπόβαθρο του αναλυτικού υπολογισμού της τέθηκε από τους Harvey & Smith το 1987.



Εικ.32: Πειραματική προσέγγιση της συμπεριφοράς του τόξου από τον R.Hooke

Τον 18^ο αιώνα οι Γάλλοι μηχανικοί σημείωσαν σημαντική πρόοδο στην ερμηνεία της ευστάθειας των πέτρινων τοξωτών κατασκευών. Η πλέον αντιπροσωπευτική μέθοδος ανάλυσης της εποχής ήταν αυτή που διατυπώθηκε από τον Couplet (Mechanism Method) περί το 1730. Εξετάζοντας διάφορα πειραματικά μοντέλα διαπίστωσε ότι το τόξο κατέρρεε σε 4 έως 5 τμήματα, δημιουργώντας με αυτόν τον τρόπο έναν μηχανισμό κατάρρευσης. Αν και υπήρχε το θεωρητικό υπόβαθρο πλέον για το σχεδιασμό και την ανάλυση της συμπεριφοράς των πέτρινων τοξωτών κατασκευών, η συγκεκριμένη προσέγγιση δεν τέθηκε σε ευρεία εφαρμογή.

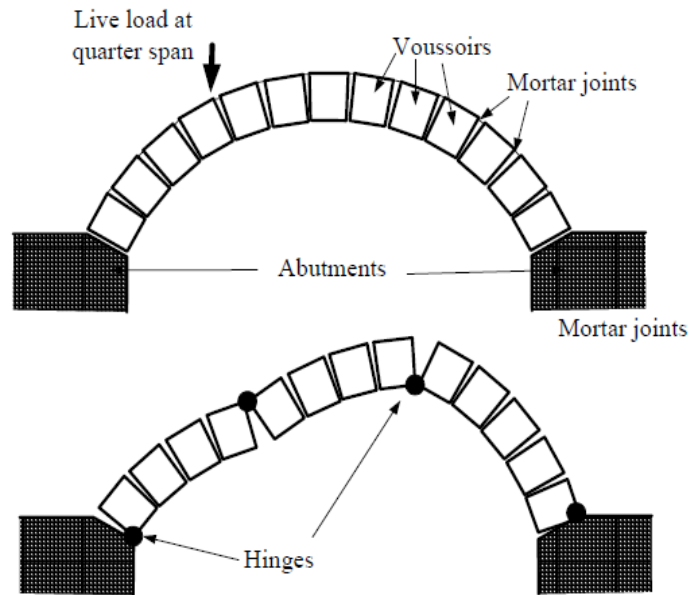


Εικ.33: Ενδεικτικό σχήμα της γραμμής πίεσεως τόξου και των παραμορφώσεων στην περίπτωση συγκεντρωμένου κατακόρυφου φορτίου.

Περίπου την ίδια περίοδο, ένας άλλος Γάλλος μηχανικός, ο Coulomb, αναδιατύπωσε και εξέλιξε τη μέθοδο του Couplet. Μετά από μελέτη και παρατηρήσεις, συμπέρανε πως για να διασφαλιστεί η ευστάθεια του φορέα, υπό δεδομένη φόρτιση, αρκεί να βρεθεί μία μόνο γραμμή ώθησης μέσα στη γεωμετρία του τόξου που να ικανοποιεί τη συνθήκη ισορροπίας.

Το 19^ο αιώνα οι μέθοδοι ανάλυσης και σχεδιασμού βελτιώθηκαν σημαντικά από πλήθος επιστημόνων. Η πιο διαδεδομένη έννοια ήταν αυτή της ελαστικής ανάλυσης που αναπτύχθηκε από έναν Ιταλό μηχανικό, τον Castigliano και διατυπώθηκε το 1879. Ενσωματώνοντας το ενεργειακό του θεώρημα, συσχέτισε γραμμικά το φορτίο με τη μετακίνηση πριν τη ρηγμάτωση.

Η ανάλυση αυτή όμως περιορίζεται αποκλειστικά στις μετακινήσεις της ανωδομής, καθώς θεωρεί πλήρως δύσκαμπτα βάρθρα. Στην πραγματικότητα, ελάχιστες μετακινήσεις των στηρίξεων προκαλούν μεγάλες αλλαγές στην κατανομή της έντασης σε ένα τόξο. Κατά συνέπεια, τα αποτελέσματα της παραπάνω μεθόδου αντιμετωπίστηκαν με επιφύλαξη σε περιπτώσεις ενδεχόμενης μετακίνησης των βάρθρων.



Εικ.34: Δομικά μέλη και παραμορφωμένη εικόνα τόξου στην περίπτωση επιβολής κατακόρυφου συγκεντρωμένου φορτίου και θεώρησης άκαμπτων βάρθρων.

Τον 20^ο αιώνα αρκετοί μηχανικοί ανέπτυξαν τις δικές τους μεθόδους, είτε υπολογιστικές είτε γραφικές. Οι κυριότερες εξ' αυτών παρουσιάζονται παρακάτω:

Μέθοδος Μ.Ε.Χ.Ε.

Προέρχεται από το μηχανικό τμήμα του Στρατού της Μεγάλης Βρετανίας (Military Engineering Experimental Establishment) και βασίστηκε σε έρευνα του sir Brian Pippard et.al. στο χρονικό διάστημα 1936-1968. Η μέθοδος είναι εμπειρική και στηρίζεται στην κλασική θεωρία ελαστικότητας και σε σειρά πειραματικών μελετών. Η μέθοδος απαιτεί αρκετές παραδοχές, όπως την παραβολική μορφή του τόξου, λόγο ανοίγματος προς ύψος τόξου 1:4 και αμετακίνητα ακρόβαθρα. Οι μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές θλιπτικής και εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας είναι 1.4MPa και 0.7MPa αντίστοιχα, ενώ το τόξο φορτίζεται στην κορυφή του από ένα εγκάρσιο γραμμικό φορτίο. Η μέθοδος περιλαμβάνει τον υπολογισμό ενός “προσωρινού” αξονικού φορτίου (Provisional Axle Load), το οποίο στη συνέχεια προσαρμόζεται με ένα πλήθος μεταβλητών που σχετίζονται με τη γεωμετρία, το υλικό κατασκευής και την κατάσταση της λίθινης τοξωτής γέφυρας.

$$\text{Modified axle load} = \frac{740(d+h)^2}{L^{1.3}} \times F_w \times F_p \times F_m \times F_j \times F_e$$

Εικ.35: Σχέση υπολογισμού του αξονικού φορτίου κατά τη μέθοδο Μ.Ε.Χ.Ε.

Η έκφραση υπολογισμού του παραπάνω φορτίου δίνεται στην προηγούμενη εικόνα. Το τροποποιημένο αυτό αξονικό φορτίο πολλαπλασιάζεται με μια σειρά παραγόντων που το μετατρέπουν από φορτίο ενός άξονα σε φορτίο πολλαπλών αξόνων και στη συνέχεια το ανάγουν σε μέγιστο φορτίο οχημάτων.

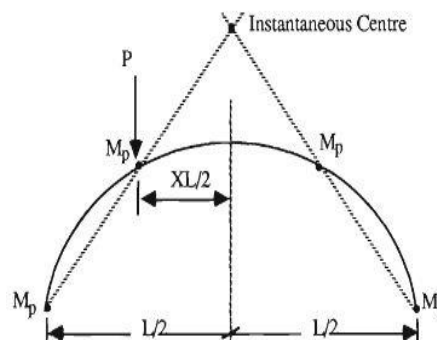
Μέθοδος ελαστικής ρηγμάτωσης

Η μέθοδος αυτή αναπτύχθηκε στο Πανεπιστήμιο της Ουαλίας από τους Bridle & Hughes στο διάστημα 1989-1990, βασίζεται στην ενεργειακή μέθοδο του Castigliano και δοκιμάστηκε στο λογισμικό CTAP. Ο φορέας φορτίζεται σταδιακά βάσει συγκεκριμένης κατανομής φορτίσεως και υπολογίζονται οι αναπτυσσόμενες τάσεις στο τόξο. Στη συνέχεια “αποκλείονται” οι ρηγματωμένες περιοχές που βρίσκονται υπό εφελκυσμό με τη χρήση μειωμένου μέτρου ελαστικότητας και επαναλαμβάνεται το αρχικό μοντέλο φόρτισης στον τροποποιημένο φορέα μέχρι την κατάρρευση. Το πραγματικό φορτίο κατάρρευσης δεν μπορεί να προσδιοριστεί, καθώς το εύρος της τιμής του θα βρίσκεται μέσα στα 2 τελευταία βήματα. Το πρόβλημα αυτό αντιμετωπίζεται στην πράξη με εκλογή μικρού βήματος φορτίου. Σε αντίθεση με παλαιότερες μεθόδους όπως η Μ.Ε.Χ.Ε. ή η μέθοδος μηχανισμού, η μέθοδος ελαστικής ρηγμάτωσης εκτιμά τόσο την τιμή του φορτίου κατάρρευσης όσο και τις εκτροπές του τόξου και εξετάζει το φαινόμενο αστοχίας έναντι λυγισμού.

Πλαστικές θεωρήσεις

Στα τέλη του αιώνα και συγκεκριμένα το 1981 ο Heyman ανέπτυξε μια νέα μεθοδολογία ανάλυσης επανεξετάζοντας αρκετές παλαιότερες θεωρήσεις και αξιοποιώντας την ιδέα της πλαστικής άρθρωσης. Κατά τη θεώρηση αυτή, σχηματίζεται πλαστική άρθρωση στις θέσεις όπου η γραμμή ωθήσεως τέμνει ή εφάπτεται στο εσωτερικό ή στο εξωτερικό του τόξου. Δεδομένου ότι η δημιουργία μηχανισμού κατάρρευσης απαιτεί τουλάχιστον 4 απελευθερώσεις, αποδεικνύεται ότι το τόξο δεν καταρρέει τη στιγμή που σχηματίζεται η πρώτη ρωγή. Με βάση τις παραπάνω θεωρήσεις, ο Heyman ανέπτυξε μια απλοποιημένη έκφραση υπολογισμού της ροπής κάμψεως στη θέση της πλαστικής αρθρώσεως.

$$M_p = \frac{PL}{4} \frac{(1-X)(1+X)^2}{(3-X)^2}$$



Εικ.36: Σχέση υπολογισμού της πλαστικής ροπής στις θέσεις των απελευθερώσεων κατά τη θεώρηση του Heyman.

5.2 Ανάλυση με Πεπερασμένα Στοιχεία

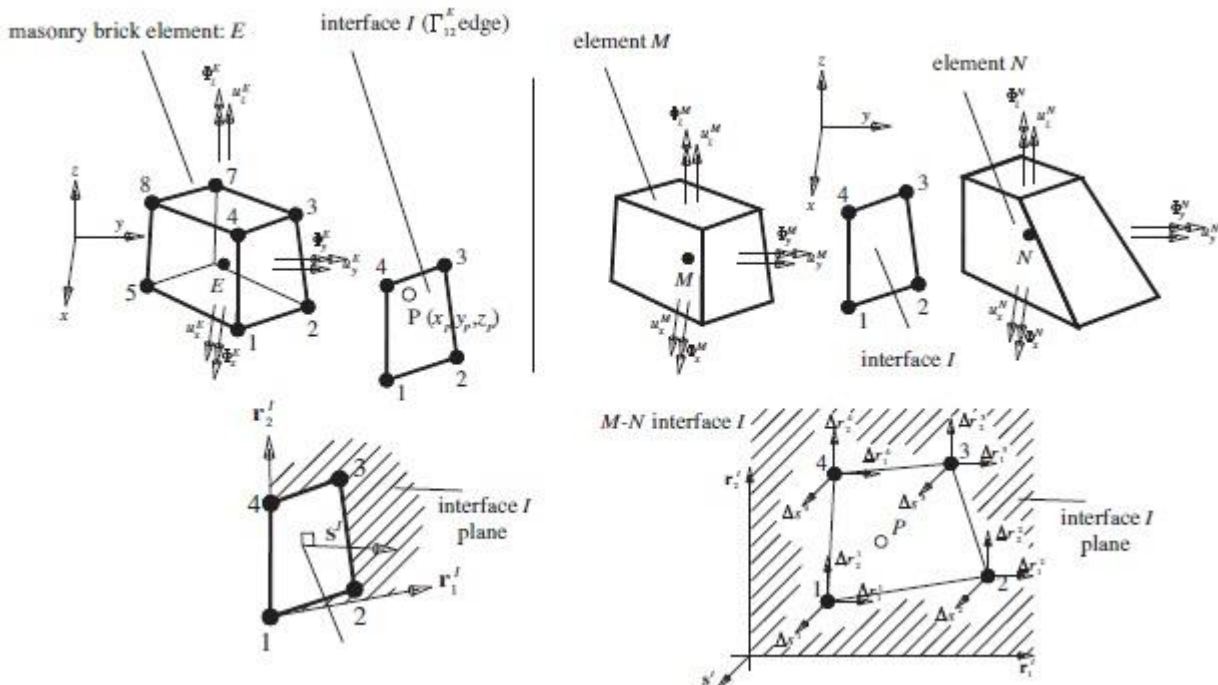
Η μέθοδος της ανάλυσης με πεπερασμένα στοιχεία καθιερώθηκε τις τελευταίες δεκαετίες κυρίως λόγω της ανάπτυξης της υπολογιστικής ισχύος και αποτελεί τη μοναδική ρεαλιστική εναλλακτική έναντι θεωρητικών μεθόδων στην προσπάθεια ερμηνείας της συμπεριφοράς των λίθινων τοξωτών γεφυρών.

Τα βασικότερα πλεονεκτήματα των πεπερασμένων στοιχείων συνίστανται στη δυνατότητα προσομοίωσης φορέων αποδίδοντας την εκάστοτε γεωμετρία, τις συννοριακές συνθήκες και τις επιθυμητές παραμέτρους για τη συμπεριφορά του υλικού.

Η πρώτη καταγεγραμμένη προσπάθεια εφαρμογής της μεθόδου της ανάλυσης με πεπερασμένα στοιχεία για την περίπτωση λίθινης τοξωτής γέφυρας πραγματοποιήθηκε από τον Dave το 1974. Ακολούθησαν οι ανεξάρτητες προσπάθειες των Crisfield και Towler το 1981, οι οποίοι πρώτοι έθεσαν σε εφαρμογή παραμέτρους που εκφράζουν τη μη γραμμικότητα του υλικού, ενώ ο Rouf ήταν ο πρώτος που συμπεριέλαβε στις αναλύσεις αυτού του είδους τη διατμητική μορφή αστοχίας το 1984. Πλήθος ερευνητών³⁰ συνέτελεσε στην ανάπτυξη και διατύπωση βέλτιστων μεθοδολογιών ανάλογα την εξεταζόμενη περίπτωση. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι βασικότερες μέθοδοι ανάλυσης λίθινων τοξωτών γεφυρών με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων.

Γραμμικώς Ελαστική Ανάλυση

Προτείνεται η χρήση ενός τρισδιάστατου μοντέλου πεπερασμένων στοιχείων. Η διακριτοποίηση του φορέα επιτυγχάνεται με χρήση άκαμπτων παραλληλεπίπεδων τετραπλευρικών στοιχείων και διεπιφανειών κατάλληλης γεωμετρίας. Κάθε διεπιφάνεια συνδέεται με τα παρακείμενα στοιχεία της με 3 μετακινησιακά και 3 στρωφικά ελατήρια, τα μηχανικά χαρακτηριστικά των οποίων προτείνεται να ορίζονται μειωμένα στις παραμορφωμένες ζώνες.

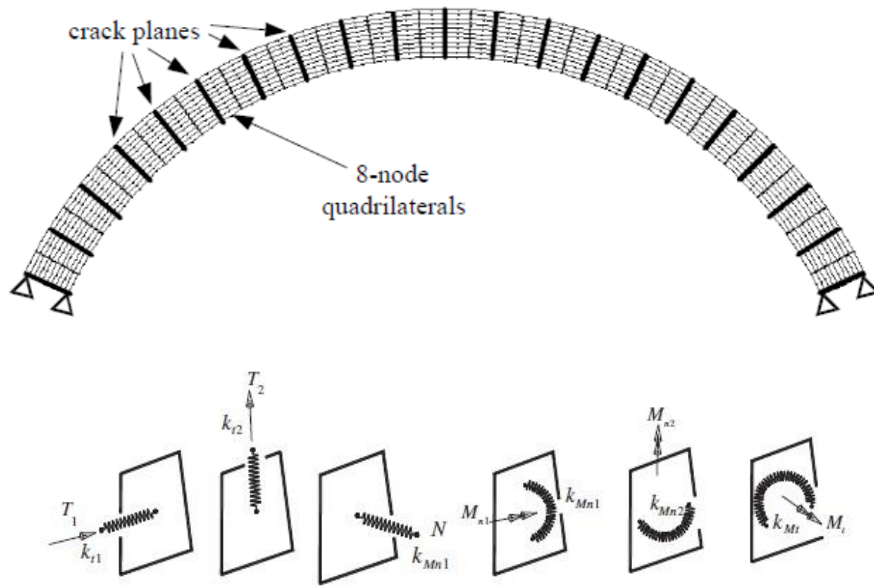


Εικ.37: Τετραπλευρικά στοιχεία 8-κόμβων και οι αντίστοιχες διεπιφάνειές τους.

³⁰ Dave (1974), Stafford-Smith (1971), Riddington (1977), Kostern & Green (1979), Crisfield et.al. (1984;1988), Towler (1981;1985), Sawko et.al. (1982;1985), Rouf (1984), Choo et.al. (1990-1991), Gong (1992), Loo et.al. (1991;1995)

Μη Γραμμική Ανάλυση

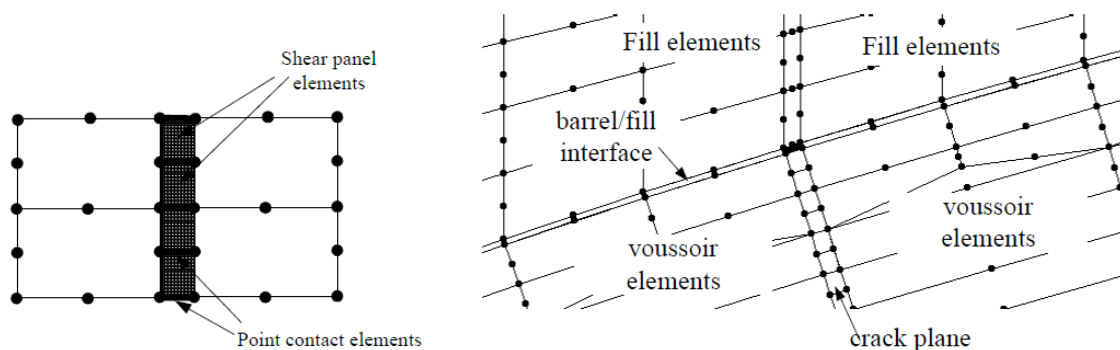
Η μέθοδος αυτή αποτελεί εξέλιξη της γραμμικής ανάλυσης, συνυπολογίζοντας το φαινόμενο της μη γραμμικότητας του υλικού. Χρησιμοποιούνται τα ίδια τετραπλευρικά στοιχεία 8-κόμβων τα οποία διατάσσονται με κανονική μορφή και μεταξύ αυτών ορίζονται οι επιφάνειες αδυναμίας («crack planes»). Προτείνεται η προ-επιλογή των θέσεων των επιφανειών αυτών στην περίπτωση που οι ασθενείς θέσεις του φορέα είναι εκ των προτέρων γνωστές. Η μη γραμμική συμπεριφορά του υλικού αποδίδεται μέσω των ιδιοτήτων των ελατηρίων των διεπιφανειών.



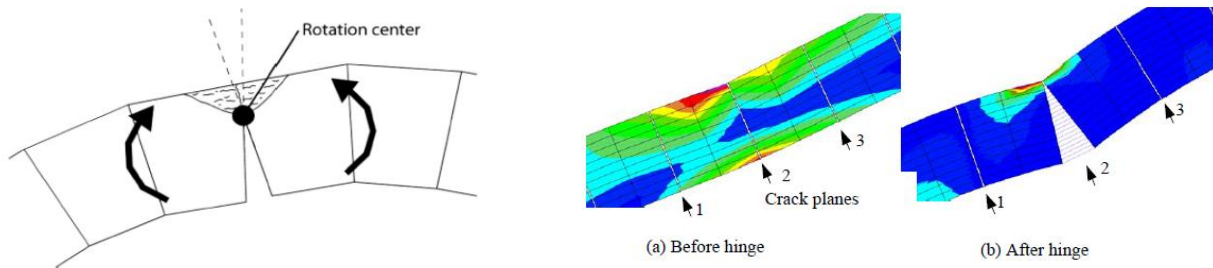
Εικ.38: Διακριτές θέσεις επιφανειών μειωμένων (άνω) και μετακινησιακά και στροφικά ελατήρια διεπιφανειών (κάτω).

Πλαστική Ανάλυση

Εισάγεται η έννοια της πλαστικής άρθρωσης, η δημιουργία της οποίας προϋποθέτει τη σύνδεση των πλευρικών κόμβων κάθε επιφάνειας μέσω των ευθύγραμμων στοιχείων, των «point contact elements». Τα στοιχεία αυτά συμπεριφέρονται γραμμικώς ελαστικά τόσο σε θλίψη όσο και σε εφελκυσμό. Η θλιπτική τους αντοχή ταυτίζεται με αυτή του υλικού, ενώ στην περίπτωση του εφελκυσμού ο χρήστης ορίζει ένα επιθυμητό άνω όριο, η υπέρβαση του οποίου ισοδυναμεί με πλήρη απώλεια αντοχής και δημιουργία ρωγμής. Λόγω ολίσθησης μεταξύ των επιμέρους τμημάτων του θόλου του τόξου χρησιμοποιούνται και επιφανειακά στοιχεία τα οποία παραλαμβάνουν αποκλειστικά την εντός επιπέδου διάτμηση.



Εικ.39: Επίπεδα επιφανειακά και γραμμικά στοιχεία για την προσομοίωση ρωγμών και ασυνεχειών



Εικ.40: Τυπικό μοντέλο σχηματισμού ρωγμής και ενδεικτική απεικόνιση της μεταβολής των τάσεων ν .Mises στη θέση της πλαστικής αρθρώσεως (α) πριν και (β) μετά τη δημιουργία της.

Ανάλυση Διατομών Ινών

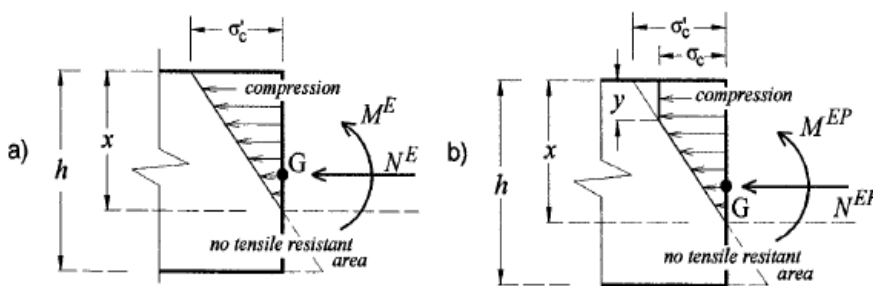
Το τόξο προσομοιώνεται ως μια τμηματική δοκός αποτελούμενη από μη γραμμικά στοιχεία πλαισίου με διατομές ινών στη διεύθυνση της κάμψης, ενώ τα βάθρα χωρίζονται σε στοιχεία με διατομές ινών ανάλογης δυσκαμψίας. Χαρακτηριστικό της μεθόδου είναι η διατήρηση της επιπεδότητας των διατομών. Σημειώνεται ότι λόγω του μεγάλου υπολογιστικού φόρτου και της πολυπλοκότητας στη μόρφωση του μοντέλου, η συγκεκριμένη μέθοδος δεν αποτελεί τη συνηθέστερη επιλογή σε περίπτωση ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων.

Στο μοντέλο ανάλυσης ινών η συνεισφορά των τυμπάνων και του γεμίματος, κατά κανόνα, δεν λαμβάνονται υπόψη στο προσομοίωμα. Η υστερητική απόσβεση εμπεριέχεται στο νόμο του υλικού, επομένως εισάγεται μόνο η ιξώδης απόσβεση κατά Rayleigh. Η απόσβεση αυτή περιλαμβάνει και φαινόμενα που δεν περιγράφονται ρητά, όπως τοπικές ανελαστικές παραμορφώσεις που εμφανίζονται λόγω ανομοιογενούς κατανομής της έντασης σε μικρο-κλίμακα.

Ανάλυση με στοιχεία ελεγχόμενης πλαστιμότητας

Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιήθηκε αρχικώς στον τομέα της Εδαφομηχανικής³⁵ και βασίστηκε σε ελαστικές θεωρήσεις. Η ανάλυση στην περίπτωση λίθινων τοξωτών κατασκευών πραγματοποιείται για ισότροπο ελαστικό υλικό και ο έλεγχος γίνεται στο επίπεδο των κύριων τάσεων. Τα στοιχεία αυτά χαρακτηρίζονται από τη θλιπτική τους αντοχή, το μέτρο ελαστικότητας και τη διαθέσιμη πλαστιμότητά τους. Βάσει των επιθυμητών ορίων που θέτει ο εκάστοτε μελετητής, οι ζώνες που δεν ικανοποιούν το κριτήριο ελέγχου των τάσεων οριοθετούνται και αγνοούνται.

Σε αντίθεση με τη χρήση του ανελαστικού τμήματος του νόμου του υλικού, το παραπάνω μοντέλο είναι προτιμότερο για σταδιακή ανάλυση, καθώς υπολογίζει τα εσωτερικά μεγέθη σε κάθε τμήμα του φορέα χωρίς την ανάγκη επαναληπτικών προσεγγίσεων και είχε διατυπωθεί στην αρχική του μορφή από τον Castigliano (1879).



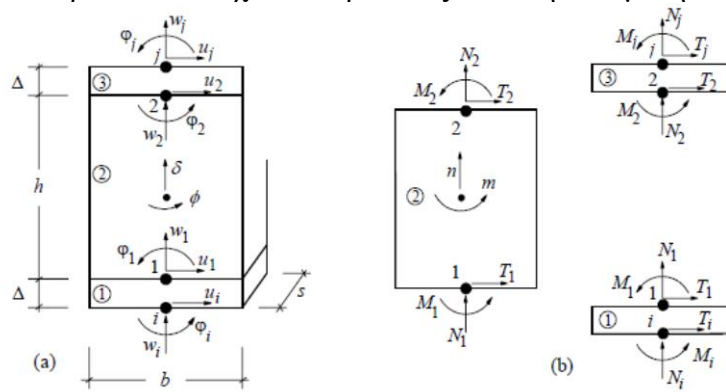
Εικ.41: Ενδεικτικό μοντέλο στοιχείων ελεγχόμενης πλαστιμότητας.

³⁵Zienkiewicz et.al. 1968

Ανάλυση με μακρο-στοιχεία

Η ανάλυση με μακρο-στοιχεία αποτελεί μια από τις πλέον σύγχρονες εκδοχές προσομοίωσης. Για το λόγο αυτό δεν έχει τύχει ακόμα ευρείας εφαρμογής και παραμένει σε ερευνητικό στάδιο.

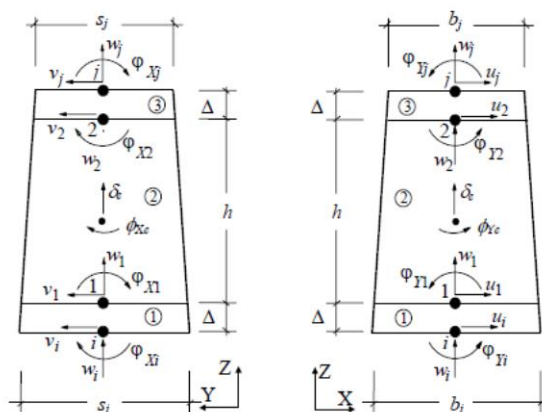
Τα μακρο-στοιχεία χωρίζονται σε 3 στρώσεις, 2 ακραίες όπου συγκεντρώνονται όλα τα μεγέθη ορθής έντασης και από τη μεσαία η οποία δέχεται αποκλειστικά διατμητικές παραμορφώσεις. Το κινηματικό μοντέλο των παραπάνω στοιχείων παρουσιάζεται στην επόμενη εικόνα.



Εικ.42: Κινηματικό μοντέλο μακρο-στοιχείων ορθογωνικής διατομής.

Τα στοιχεία αυτά συνυπολογίζουν φαινόμενα διατμητικών μορφών αστοχίας με ελεγχόμενη μεταβολή της αντοχής και σταδιακή απομείωση της ακαμψίας τους. Μακροσκοπικά συνιστούν ένα συνεχές μοντέλο στο οποίο οι παράμετροι συσχετίζονται άμεσα με τα μηχανικά χαρακτηριστικά του υλικού κατασκευής. Τα μακρο-στοιχεία παραμετροποιούνται ως προς χαρακτηριστικά όπως το μέτρο διατμήσεως G , η αξονική δυσκαμψία K , η χαρακτηριστική αντοχή της τοιχοποιίας f_{vq0} , ο αδιάστατος συντελεστής c που ελέγχει την ανελαστική παραμόρφωση, ο συντελεστής τριβής f και ο συντελεστής β που ελέγχει τη φάση εξασθένησης («softening phase»).

Ειδικότερα για την προσομοίωση γεφυρών, προτείνεται ο συνδυασμός χρήσης μακρο-στοιχείων διαφορετικής γεωμετρίας συνδυάζοντας ορθογωνικά με στοιχεία που έχουν ένα «κολοβό πυραμιδοειδές» σχήμα, το οποίο εξυπηρετεί καλύτερα την εναρμόνισή τους με τυχόν μεταβολές της γεωμετρίας του φορέα.



Εικ.43: Κινηματικό μοντέλο τετραπλευρικών μακρο-στοιχείων διατομής μεταβλητού πλάτους.

Τα θολωτά στοιχεία ακολουθούν τη γεωμετρία του τόξου, ενώ τα στοιχεία των βάθρων τοποθετούνται κατακόρυφα και προσανατολισμένα κατά την εγκάρσια διεύθυνση.

5.3 Παράμετροι Ανάλυσης

Οι παράμετροι της ανάλυσης σχετίζονται είτε με γεωμετρικά και μορφολογικά χαρακτηριστικά του φορέα, είτε με τα μηχανικά χαρακτηριστικά του υλικού.

Παράμετροι Δομικών Μελών του Φορέα

Εξαιρετικά σημαντική θεωρείται η επιρροή του «γεμίματος» στη συμπεριφορά του φορέα, την οποία αγνοεί η πλειοψηφία των συντηρητικών μεθόδων. Η μορφή του γεμίματος ποικίλλει από ένα καλά διαβαθμισμένο κοκκώδες υλικό έως συμπιεσμένος πηλός. Ο ρόλος του γεμίματος είναι διπλός. Η παρουσία του εξυπηρετεί στην κατανομή συγκεντρωμένων φορτίων και το ίδιο βάρος του συνεισφέρει στη σταθερότητα του τόξου μέσω μεγάλης αρχικής θλίψης πριν την επιβολή των φορτίων κυκλοφορίας. Τα χαρακτηριστικά της διεπιφάνειας μεταξύ γεμίματος και τόξου πρέπει να ικανοποιούν συνθήκες πλήρους στερεότητας λόγω τριβής και ταυτόχρονα να επιτυγχάνεται σε μικρότερο βαθμό πλήρως ομαλή προσκόλληση. Για μικρές τιμές απαιτούμενης έντασης παρατηρείται να κυριαρχεί το φαινόμενο της αποκόλλησης, σε αντίθεση με τις εκτιμήσεις των εμπειρικών μεθόδων. Με χρήση στοιχείων επαφής (point contact) τα οποία αποκόπτονται με μια καθορισμένη τιμή έντασης προσομοιώνεται η πιθανή αποκόλληση του γεμίματος από το τόξο. Τα σύγχρονα λογισμικά πλέον συνυπολογίζουν τη συνεισφορά του γεμίματος και των τυμπάνων, καθώς και την αλληλεπίδρασή τους με το τόξο.

Στις περιπτώσεις αναλύσεων όπου λαμβάνεται υπόψη μόνο η μη-γραμμικότητα υλικού και όχι η μη-γραμμικότητα γεωμετρίας δεν επηρεάζεται η τιμή του κρίσιμου φορτίου κατάρρευσης. Κατά την αναζήτηση του μηχανισμού κατάρρευσης η συνεισφορά των «τυμπάνων» υφίσταται αν και κατά κανόνα προηγείται η αποκόλλησή τους.

Η θέση δημιουργίας των πλαστικών αρθρώσεων αποτελεί έναν ακόμη σημαντικό παράγοντα. Συνήθη πρακτική αποτελεί η θεώρηση εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων σε προκαθορισμένες θέσεις κατά μήκος του κεντρικού άξονα του τόξου και όχι κατά μήκος του εσωραχίου, όπως παρατηρείται στην πράξη.

Τέλος, καθοριστική σημασία έχει η θεώρηση μετακίνησης ή πλήρως άκαμπτων βάρων και η εκτίμηση της συν-επιρροής εγκάρσιων φαινομένων σε περιπτώσεις «λοξής» γεωμετρίας.

Παράμετροι Υλικού Κατασκευής Φορέα

Συνήθης παραδοχή η συντηρητική θεώρηση μηδενικής εφελκυστικής αντοχής της τοιχοποιίας, ειδικά στις περιπτώσεις που δεν υπάρχουν πειραματικά δεδομένα. Στην περίπτωση τόξου, η τοιχοποιία θεωρείται ένα ομογενές υλικό και χρησιμοποιούνται οι μέσες τιμές των μηχανικών χαρακτηριστικών, παρά τη φυσική ετερογένεια που παρουσιάζει το συγκεκριμένο υλικό.

Η τιμή του λόγου απόσβεσης σε κατασκευές από τοιχοποιία δεν είναι προκαθορισμένη και έχουν προταθεί διαφορές τιμές από 2% έως και 10%. Σε περιπτώσεις δυσμενών σεναρίων σεισμικής καταπόνησης συνιστάται η εκλογή μια σχετικά υψηλής τιμής εντός του παραπάνω εύρους.

Το σύνολο της διεθνούς βιβλιογραφίας αναγνωρίζει την ανάγκη ισορροπίας μεταξύ της ρεαλιστικής αποτύπωσης και της πολυπλοκότητας του μοντέλου προσομοίωσης, σε συνδυασμό με το υπολογιστικό φόρτο. Στο επόμενο κεφάλαιο ακολουθεί αναλυτική περιγραφή του μοντέλου που χρησιμοποιήθηκε για τις αναλύσεις τις παρούσας διπλωματικής εργασίας.

6 Διερεύνηση Συμπεριφοράς

Η μέχρι στιγμής μελέτη³⁶ της συμπεριφοράς του γεφυριού της Πλάκας έχει εξετάσει τις επιδράσεις του Ιδίου Βάρους³⁷, της Υδραυλικής Πίεσης και του σεισμού σχεδιασμού³⁸ και έκρινε ότι ο αρχικός σχεδιασμός δεν έχει ουσιώδη λάθη ή παραλείψεις. Τα αποτελέσματα των στατικών αναλύσεων έδειξαν ότι η ένταση που αναπτύσσεται από τις συνήθεις φορτίσεις (Ι.Β. και Υ.Π.) είναι εντός φυσιολογικών ορίων και γενικώς αποδεκτή, ενώ έδωσαν ικανοποιητική ερμηνεία για τα αίτια της παθολογίας και της εν γένει συμπεριφοράς της γέφυρας έως την κατάρρευση.

Με βάση τα παραπάνω συμπεράσματα κρίνεται ότι η βασική αρχή αποκατάστασης που υπαγορεύει την αναστήλωση της γέφυρας «όπως ήταν» μπορεί να εφαρμοσθεί με σχετική ασφάλεια. Προτείνεται, όμως, η εκτέλεση περαιτέρω αναλύσεων μέσω της εφαρμογής σύγχρονων και πολυπλοκότερων μεθόδων αντισεισμικού «υπολογισμού» με στόχο την λεπτομερέστερη υπολογιστική επαλήθευση των αρχικών αποτελεσμάτων και της διερεύνησης της συμπεριφοράς της γέφυρας για σεισμική καταπόνηση.

Κρίθηκε λοιπόν σκόπιμο, και για ερευνητικούς λόγους, να γίνει μια προσπάθεια ακριβέστερης εκτίμησης³⁹ των αποτελεσμάτων του σεισμού στην κατασκευή. Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας πραγματοποιήθηκε μια σειρά αναλύσεων, μετά από τροποποίηση του αρχικού μοντέλου υπολογισμών, με στόχο την καταγραφή της συμπεριφοράς της γέφυρας για διάφορες στάθμες σεισμικής διέγερσης.

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων παρουσιάζονται στις επόμενες ενότητες.



Εικ. 44: Όψη της γέφυρας από τα κατάντη.

³⁶ ΚΑΛΛΙΕΡΓΟΣ ΟΤΜ, “Ιστορικό Γεφύρι Πλάκας : Διερεύνηση Στατικής Λειτουργίας – Ερμηνεία Συμπεριφοράς”

³⁷ Σε αντίθεση με τις σύγχρονες γέφυρες, όπου ο ρόλος των κινητών φορτίων (φορτία κυκλοφορίας) είναι σημαντικός, το ίδιο βάρος αποτελεί την πιο κρίσιμη φόρτιση όσον αφορά τα κατακόρυφα φορτία για τα πέτρινα γεφύρια.

³⁸ Με εφαρμογή της ιδιομορφικής ανάλυσης, γραμμικής δυναμικής ανάλυσης και απλοποιημένης ισοδύναμης στατικής μεθόδου θεωρώντας απολύτως ελαστική συμπεριφορά έως τη στάθμη του σεισμού σχεδιασμού.

³⁹ «...θα έπρεπε να θεωρείται σκόπιμη η χρησιμοποίηση του όρου “εκτίμηση” αντί “υπολογισμός”, ιδιαίτερα όταν οι εξεταζόμενες δράσεις ενέχουν μεγάλο βαθμό αβεβαιότητας, όπως για παράδειγμα ο σεισμός», Π.Πλαϊνης, Παθολογία Κατασκευών με Φέρουσα Τοιχοποιία, Πρακτικά Επιστημονικού Διημέρου ΤΕΕ, Αθήνα 1991

6.1 Τεκμηρίωση Υλικών

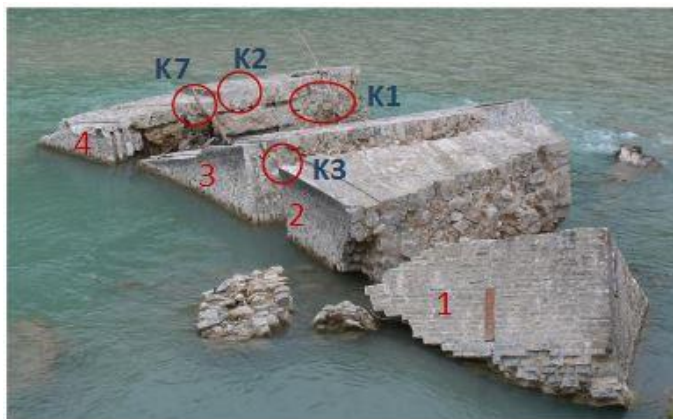
Κατά τις εργασίες πεδίου στις 22 και 23 Μαΐου 2015 από την ομάδα του ΕΜΠ πραγματοποιήθηκε δειγματοληψία των δομικών υλικών της γέφυρας μετά από σχετική άδεια από τις αρμόδιες αρχές.



Εικ.45: Άποψη της γέφυρας από κατάντη (22/5/2015)

Φωτογραφικό Αρχείο ΕΜΠ

Η δειγματοληψία περιελάμβανε τη συλλογή κονιαμάτων από διάφορες θέσεις, λίθους από διάφορα δομικά μέλη της γέφυρας και τεμάχια ξύλων, καθώς και των ήλων συνδέσεώς τους.

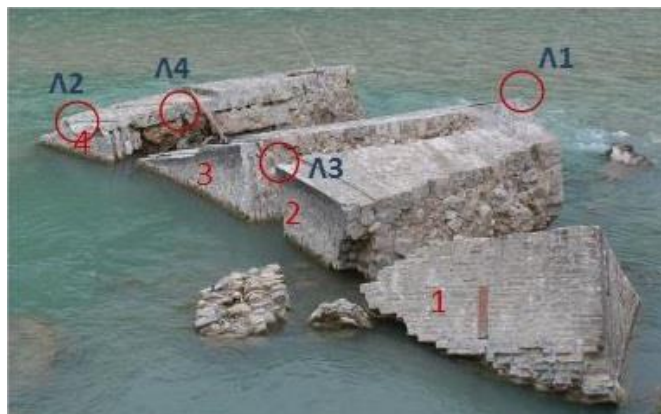


(α)



(β)

Εικ.: Θέσεις δειγματοληψίας ιστορικών κονιαμάτων (α) από τα θραύσματα εντός κοίτης και (β) από την επιφάνεια αστοχίας του δυτικού βάθρου (Φωτογραφικό Αρχείο ΕΜΠ)



(α)



(β)

Εικ.46: (α) Θέσεις λήψης δοκιμών λίθων και (β) Ήλοι από διάφορες θέσεις στην περιοχή του μετώπου αστοχίας του κυρίως τόξου στο δυτικό βάθρο. (Φωτογραφικό Αρχείο ΕΜΠ)

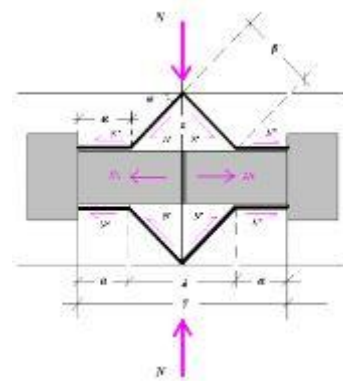
Τον Ιούνιο του ίδιου έτους ακολούθησε πρόγραμμα δοκιμών και εργαστηριακών ελέγχων από το Εργαστήριο Ωπλισμένου Σκυροδέματος του ΕΜΠ για την τεκμηρίωση των υλικών. Στη συνέχεια παρουσιάζονται συνοπτικά με τη μορφή πινάκων τα αποτελέσματα⁴⁰ της εκτίμησης των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας για τις διάφορες περιοχές της γέφυρας.

Κονιάματα: Μέτρηση της εφελκυστικής αντοχής τους, με βάση την οποία θα εκτιμηθεί η θλιπτική αντοχή των κονιαμάτων και μέτρηση Πυκνότητας – Πορώδους. Ο έλεγχος της εφελκυστικής αντοχής πραγματοποιήθηκε κατά τη διάταξη Κατσαραγάκη – Τάσιου.



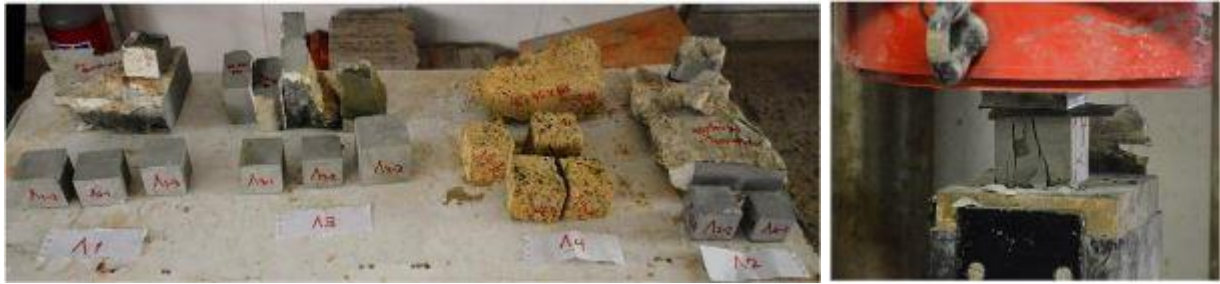
Εικ.47: (α) Δοκίμια για έλεγχο της εφελκυστικής αντοχής και (β) Πειραματική διάταξη για τον έλεγχο της εφελκυστικής αντοχής. (Φωτογραφικό Αρχείο ΕΜΠ)

- > Κονιάματα: 0.10 ~ 1.87 MPa
- > Τοιχοποιία: **0.40 MPa**



⁴⁰ Τεχνική Έκθεση ΕΜΠ, κεφ. «Τεκμηρίωση Μηχανικών Χαρακτηριστικών Δομικών Υλικών»

Λίθοι: Έλεγχος θλιπτικής αντοχής των δοκιμίων.



(α)

(β)

Εικ.48: (α) Δοκίμια για έλεγχο θλιπτικής αντοχής και (β) Πειραματική διάταξη ελέγχου θλιπτικής αντοχής
Φωτογραφικό Αρχείο ΕΜΠ

- > Λίθοι: 47.02 ~ 70.75 MPa
- > Πωρόλιθοι: 0.78 ~ 1.62 MPa
- > Τοιχοποιία (Τόξα): ~ **5.00 MPa**
- > Τοιχοποιία (Τύμπανα): **3.26 MPa**

Συνοπτική παρουσίαση του υπολογισμού⁴¹ των χαρακτηριστικών (θλιπτική αντοχή, μέτρο ελαστικότητας) των τόξων και των τυμπάνων:

| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|---------------------------|--|--|--------------------------|------|--|-------------|-----|---------|----------------------------------|-----------|---------|---------------------------------------|----------|--|-----------------|------|---|-----------------|------|--|---------------------------------|-----------------|---|-----------------|--|---------------------------|------|--|--------------------------|------|--|-------------|-----|---------|----------------------------------|-----------|---------|---------------------------------------|----------|--|-----------------|------|---|-----------------|------|--|---------------------------------|-----------------|---|-----------------|
| <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td>Όγκος Τοιχοποιίας V_w:</td> <td style="background-color: #e0ffe0;">0.69</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Όγκος Κονιάματος V_m:</td> <td style="background-color: #e0ffe0;">0.10</td> <td></td> </tr> <tr> <td>V_m/V_w:</td> <td style="background-color: #e0ffe0;">0.3</td> <td>(≥0.30)</td> </tr> </table> <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td>Θλιπτική Αντοχή Λίθου f_{bc}:</td> <td style="background-color: #e0ffe0;">50.00 MPa</td> <td>(≤ 100)</td> </tr> <tr> <td>Θλιπτική Αντοχή Κονιάματος f_{mc}:</td> <td style="background-color: #e0ffe0;">1.50 MPa</td> <td></td> </tr> </table> <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td>Σταθερά K_1:</td> <td style="background-color: #e0ffe0;">0.20</td> <td>0.60:για ακανόνιστους λίθους 0.20:για ηαξευμένους λίθους</td> </tr> <tr> <td>Σταθερά K_2:</td> <td style="background-color: #e0ffe0;">0.00</td> <td>2.50:για ακανόνιστους λίθους 0.50:για ημιηαξευμένους λίθους 0.00:για ηαξευμένους</td> </tr> </table> <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td>Χαρακτ. Θλ. Αντοχή Τοιχοποιίας:</td> <td style="background-color: #ffe0e0;">5.01 MPa</td> </tr> <tr> <td>Μέτρο ελαστικότητας: $E=1000 \cdot f_c$:</td> <td style="background-color: #ffe0e0;">5014 MPa</td> </tr> </table> <p style="text-align: center;">(α)</p> | Όγκος Τοιχοποιίας V_w : | 0.69 | | Όγκος Κονιάματος V_m : | 0.10 | | V_m/V_w : | 0.3 | (≥0.30) | Θλιπτική Αντοχή Λίθου f_{bc} : | 50.00 MPa | (≤ 100) | Θλιπτική Αντοχή Κονιάματος f_{mc} : | 1.50 MPa | | Σταθερά K_1 : | 0.20 | 0.60:για ακανόνιστους λίθους 0.20:για ηαξευμένους λίθους | Σταθερά K_2 : | 0.00 | 2.50:για ακανόνιστους λίθους 0.50:για ημιηαξευμένους λίθους 0.00:για ηαξευμένους | Χαρακτ. Θλ. Αντοχή Τοιχοποιίας: | 5.01 MPa | Μέτρο ελαστικότητας: $E=1000 \cdot f_c$: | 5014 MPa | <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td>Όγκος Τοιχοποιίας V_w:</td> <td style="background-color: #e0ffe0;">0.70</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Όγκος Κονιάματος V_m:</td> <td style="background-color: #e0ffe0;">0.17</td> <td></td> </tr> <tr> <td>V_m/V_w:</td> <td style="background-color: #e0ffe0;">0.3</td> <td>(≥0.30)</td> </tr> </table> <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td>Θλιπτική Αντοχή Λίθου f_{bc}:</td> <td style="background-color: #e0ffe0;">50.00 MPa</td> <td>(≤ 100)</td> </tr> <tr> <td>Θλιπτική Αντοχή Κονιάματος f_{mc}:</td> <td style="background-color: #e0ffe0;">1.50 MPa</td> <td></td> </tr> </table> <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td>Σταθερά K_1:</td> <td style="background-color: #e0ffe0;">0.70</td> <td>0.60:για ακανόνιστους λίθους 0.20:για ηαξευμένους λίθους</td> </tr> <tr> <td>Σταθερά K_2:</td> <td style="background-color: #e0ffe0;">2.50</td> <td>2.50:για ακανόνιστους λίθους 0.50:για ημιηαξευμένους λίθους 0.00:για ηαξευμένους</td> </tr> </table> <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td>Χαρακτ. Θλ. Αντοχή Τοιχοποιίας:</td> <td style="background-color: #ffe0e0;">3.26 MPa</td> </tr> <tr> <td>Μέτρο ελαστικότητας: $E=1000 \cdot f_c$:</td> <td style="background-color: #ffe0e0;">3264 MPa</td> </tr> </table> <p style="text-align: center;">(β)</p> | Όγκος Τοιχοποιίας V_w : | 0.70 | | Όγκος Κονιάματος V_m : | 0.17 | | V_m/V_w : | 0.3 | (≥0.30) | Θλιπτική Αντοχή Λίθου f_{bc} : | 50.00 MPa | (≤ 100) | Θλιπτική Αντοχή Κονιάματος f_{mc} : | 1.50 MPa | | Σταθερά K_1 : | 0.70 | 0.60:για ακανόνιστους λίθους 0.20:για ηαξευμένους λίθους | Σταθερά K_2 : | 2.50 | 2.50:για ακανόνιστους λίθους 0.50:για ημιηαξευμένους λίθους 0.00:για ηαξευμένους | Χαρακτ. Θλ. Αντοχή Τοιχοποιίας: | 3.26 MPa | Μέτρο ελαστικότητας: $E=1000 \cdot f_c$: | 3264 MPa |
| Όγκος Τοιχοποιίας V_w : | 0.69 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Όγκος Κονιάματος V_m : | 0.10 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| V_m/V_w : | 0.3 | (≥0.30) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Θλιπτική Αντοχή Λίθου f_{bc} : | 50.00 MPa | (≤ 100) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Θλιπτική Αντοχή Κονιάματος f_{mc} : | 1.50 MPa | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Σταθερά K_1 : | 0.20 | 0.60:για ακανόνιστους λίθους 0.20:για ηαξευμένους λίθους | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Σταθερά K_2 : | 0.00 | 2.50:για ακανόνιστους λίθους 0.50:για ημιηαξευμένους λίθους 0.00:για ηαξευμένους | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Χαρακτ. Θλ. Αντοχή Τοιχοποιίας: | 5.01 MPa | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Μέτρο ελαστικότητας: $E=1000 \cdot f_c$: | 5014 MPa | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Όγκος Τοιχοποιίας V_w : | 0.70 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Όγκος Κονιάματος V_m : | 0.17 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| V_m/V_w : | 0.3 | (≥0.30) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Θλιπτική Αντοχή Λίθου f_{bc} : | 50.00 MPa | (≤ 100) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Θλιπτική Αντοχή Κονιάματος f_{mc} : | 1.50 MPa | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Σταθερά K_1 : | 0.70 | 0.60:για ακανόνιστους λίθους 0.20:για ηαξευμένους λίθους | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Σταθερά K_2 : | 2.50 | 2.50:για ακανόνιστους λίθους 0.50:για ημιηαξευμένους λίθους 0.00:για ηαξευμένους | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Χαρακτ. Θλ. Αντοχή Τοιχοποιίας: | 3.26 MPa | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Μέτρο ελαστικότητας: $E=1000 \cdot f_c$: | 3264 MPa | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

Εικ.: Πίνακες υπολογισμού των μηχανικών χαρακτηριστικών (α) στα τόξα και (β) στα τύμπανα.

Για τους υπολογισμούς χρησιμοποιήθηκε η ακόλουθη σχέση⁴²:

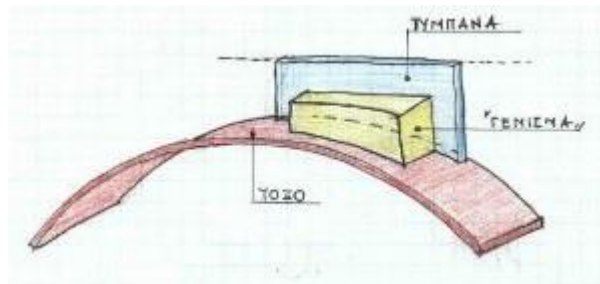
$$f_{wc} = \left(\frac{2}{3} \sqrt{f_{bc}} + k_1 f_{mc} - k_2 \right) \div \left[1 + 3,50 \left(\frac{V_m}{V_w} - 0,30 \right) \right]$$

⁴¹ ΚΑΛΛΙΕΡΓΟΣ ΟΤΜ, “Ιστορικό Γεφύρι Πλάκας : Διερεύνηση Στατικής Λειτουργίας – Ερμηνεία Συμπεριφοράς”

⁴² Tassios T.P., Chronopoulos M.P. «Aseismic dimensioning of interventions on low-strength masonry buildings», Middle East and Mediterranean Conference on low-strength masonry in seismic areas, Middle East Univ., Ankara, 1986

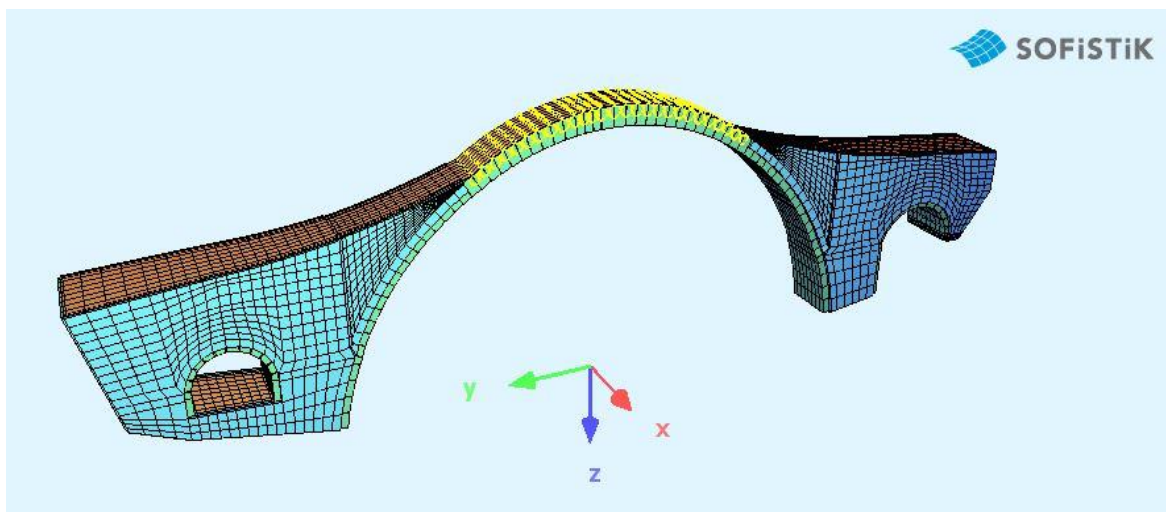
6.2 Προσομοίωμα Υπολογισμού

Οι κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία έχουν την ιδιαιτερότητα ότι η μάζα της αποτελεί ένα μεγάλο ποσοστό της συνολικής μάζας της κατασκευής με αποτέλεσμα να μην είναι ρεαλιστική η παραδοχή των συγκεντρωμένων μαζών. Κατά συνέπεια, ο πιο αξιόπιστος τρόπος προσομοίωσης είναι εκείνος με πεπερασμένα στοιχεία ώστε η μάζα να επιτευχθεί ομοιόμορφη κατανομή στους κόμβους του καννάβου.



Εικ.49: Απόδοση σε σκαρίφημα των κύριων δομικών μελών πέτρινων γεφυρών (Χ.Γ.)

Στις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν χρησιμοποιήθηκε κατάλληλο τρισδιάστατο υπολογιστικό ομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων στο λογισμικό Sofistik⁴³. Τα τόξα και τα τύμπανα προσομοιώνονται με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία (quad elements) κατάλληλης γεωμετρίας και μέτρου ελαστικότητας, ενώ για το υλικό πλήρωσης της γέφυρας γίνεται χρήση τρισδιάστατων στοιχείων όγκου (bric elements). Ειδικότερα, το γέμισμα διακριτοποιήθηκε σε δύο περιοχές με βάση το μέτρο ελαστικότητας. Η πρώτη περιοχή ανήκει στα βάθρα, όπου το γέμισμα χαρακτηρίζεται από καλή ποιότητα υλικών και επιμελημένη δόμηση, ενώ η δεύτερη αφορά τη μεταβατική ζώνη μεταξύ βάθρων και κεντρικού τόξου, όπου η ποιότητα της δόμησης και του υλικού πλήρωσης είναι χαμηλή.



Εικ.50: Τρισδιάστατο υπολογιστικό προσομοίωμα στο λογισμικό Sofistik.

^{43,44} Η γεωμετρία και τα χαρακτηριστικά των στοιχείων προσομοίωσης ορίστηκαν αρχικώς στη μελέτη του ΟΤΜ, βάσει των ιδιοτήτων των υλικών που παρουσιάζονται στο αντίστοιχο κεφάλαιο της Τεχνικής Έκθεσης ΕΜΠ. Για τις ανάγκες της παρούσας διπλωματικής εργασίας ο κώδικας αναπαραγωγής του μοντέλου τροποποιήθηκε, ώστε να είναι συμβατός με την εκπαιδευτική έκδοση 2014 του λογισμικού Sofistik.

Στις εικόνες που ακολουθούν παρουσιάζεται αναλυτικώς ο τρόπος⁴⁴ προσομοίωσης όλων των δομικών μελών της γέφυρας.



(α): Διακριτοποίηση – Κόμβοι



(β): Στοιχεία Τόξων - Τυμπάνων

Μέτρο Ελαστικότητας: $E = 5.000\text{MPa}$ (Τόξα)

Μέτρο Ελαστικότητας: $E = 3.000\text{MPa}$ (Τύπανα)



(γ): Στοιχεία Γεμίματος (χρήση 2 διαφορετικών υλικών)

Μέτρο Ελαστικότητας: $E = 3.000\text{MPa}$ (Περιοχή Βάθρων)

Μέτρο Ελαστικότητας: $E = 1.500\text{MPa}$ (Περιοχή Ανοίγματος)

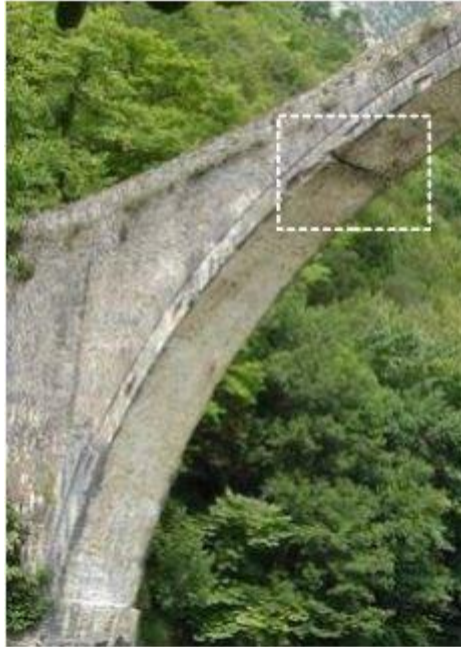


(δ): Στοιχεία θεμελίωσης

Ελαστική έδραση με τιμές ελατηρίου βράχου $10 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$

Εικ.51: Στοιχεία προσομοίωσης της γέφυρας.

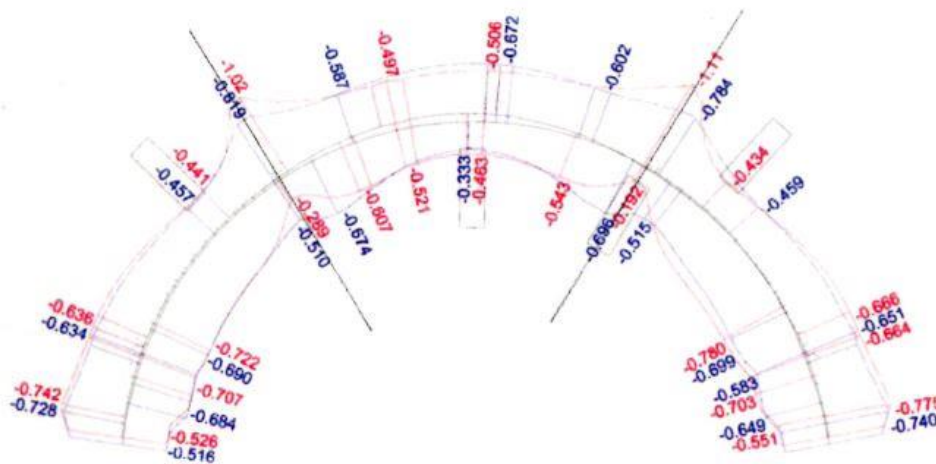
Τα αποτελέσματα των αναλύσεων⁴⁵ υπό τα συνήθη φορτία (Ι.Β. και Υ.Π.) έδειξαν ότι στα σημεία αλλαγής της καμπυλότητας του κεντρικού τόξου, ο φορέας παρουσιάζει σχετική ευαισθησία. Το γεγονός αυτό δεν αποτέλεσε έκπληξη δεδομένου ότι στην καταγραφή της παθολογίας της γέφυρας είχαν εντοπιστεί σημαντικές βλάβες στις θέσεις αυτές.



Εικ.52: Βλάβη στο εσωράχιο του κεντρικού τόξου στη θέση αλλαγής γεωμετρίας.

Φωτογραφικό Αρχείο ΕΜΠ

Στις περιοχές αυτές λαμβάνει χώρα σημαντική μεταβολή των αδρανειακών χαρακτηριστικών της γέφυρας, γεγονός το οποίο οδηγεί στην εμφάνιση “αλμάτων” των εντατικών μεγεθών και εμφάνιση τοπικών εξάρσεων.



Εικ.53: Κύριες ορθές τάσεις κεντρικού τόξου Άνω και Κάτω παρειάς υπό το Ίδιο Βάρος⁴⁶.

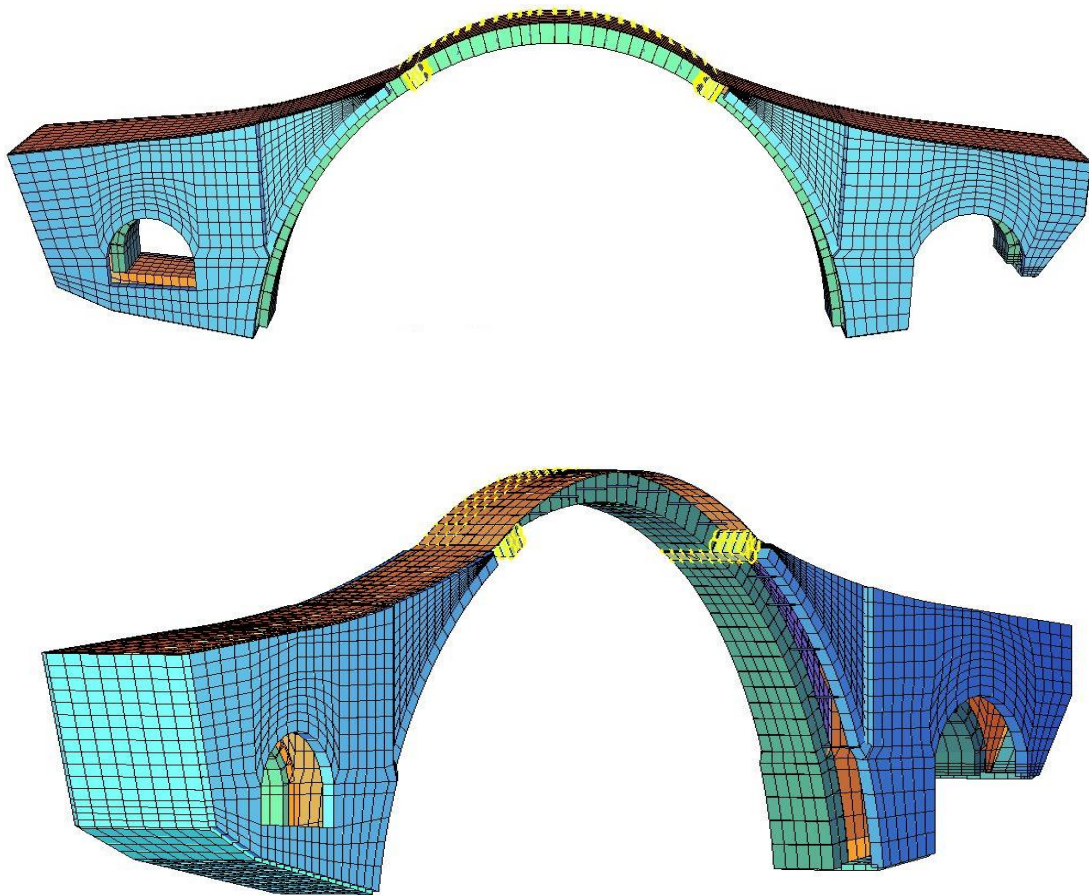
Σύγκριση της έντασης που προκαλεί το Ίδιο Βάρος στη γέφυρα με τρεις διαφορετικές καμπυλότητες βάσει της αρχικής χάραξης (κόκκινη γραμμή) και με μία ενιαία καμπυλότητα (μπλε γραμμή).

^{45,46} ΚΑΛΛΙΕΡΓΟΣ ΟΤΜ, “Ιστορικό Γεφύρι Πλάκας : Διερεύνηση Στατικής Λειτουργίας – Ερμηνεία Συμπεριφοράς”

Στα πλαίσια μιας πιο ρεαλιστικής μοντελοποίησης έγινε μια προσπάθεια απόδοσης της μη γραμμικότητας του υλικού. Για το σκοπό αυτό δημιουργήθηκε μια νέα ομάδα στοιχείων σε κάθε μια από αυτές τις ασθενείς περιοχές. Οι κόμβοι στο εξωράχιο του τόξου συνδέονται με συνεχή οκτακομβικά τετραπλευρικά στοιχεία, τα οποία διατηρούν τα ίδια μηχανικά χαρακτηριστικά με τα υπόλοιπα στοιχεία του τόξου, δίνουν όμως τη δυνατότητα στο πρόγραμμα να δημιουργήσει στις θέσεις αυτές μια «πλαστική άρθρωση». Αυτό επιτυγχάνεται με την απώλεια της αντοχής του υλικού στη θέση αυτή, όταν δηλαδή η ένταση υπερβεί μια προκαθορισμένη τιμή ακολουθεί η ανακατανομή της έντασης στο φορέα.

Το νέο αυτό υλικό⁴⁷ ακολουθεί το μοντέλο του Perzyna⁴⁸ [$\sigma(d\varepsilon/dt) = \lambda(d\varepsilon/dt)^{(1/N)}$] περί «ιξώδους πλαστικής συμπεριφοράς» (viscoplasticity), κατά το οποίο η πλαστιμότητα του υλικού εκφράζεται μέσω ενός ποσοστού των χαρακτηριστικών του. Στην περίπτωση των αναλύσεων της παρούσας διπλωματικής εργασίας μοναδική παράμετρος ήταν η εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας.

Τα στοιχεία διαβαθμίζονται κατάλληλα στο πλάτος του τόξου, ώστε να ταιριάζει ο κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων με αυτόν των νέων στοιχείων.



Εικ.54: Τροποποιημένο τρισδιάστατο υπολογιστικό προσομοίωμα στο λογισμικό Sofistik.

Διακρίνονται τα νέα στοιχεία στις θέσεις αλλαγής γεωμετρίας

⁴⁷Το οποίο εισάγεται στον κώδικα με την εντολή “NMAT”

⁴⁸ Οι παράγοντες “λ” και “N” εκφράζουν το ιξώδες και τον μη γραμμικό κλάδο αντίστοιχα. Εκτός της πλαστικής ανάλυσης κατασκευών, η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται, μεταξύ άλλων, για τον υπολογισμό μονίμων ανελαστικών παραμορφώσεων σε μοντέλα κρούσης και στη μελέτη συστημάτων που είναι εκτεθειμένα σε υψηλές θερμοκρασίες.

6.3 Εκτίμηση Σεισμικής Δράσης

Υπάρχει έλλειψη μιας κοινής προσέγγισης για την εκτίμηση του σεισμικού κινδύνου για τα ιστορικά κτίσματα και μνημεία. Οι σύγχρονοι κανονισμοί αντισεισμικού σχεδιασμού [ASCE, FEMA, EC8-1, EC8-3] βασίζονται στην αποτίμηση της συμπεριφοράς των κατασκευών με βάση την επιτελεσματικότητα (performance based assessment), η οποία αποσκοπεί στην εκπλήρωση ορισμένων στοχευόμενων επιπέδων συμπεριφοράς (οριακές καταστάσεις) σε αντιστοιχία με προκαθορισμένες σεισμικές δράσεις.

Οι πρόσφατες προσπάθειες⁴⁹ σχετικά με την αντισεισμική προστασία των μνημείων προτείνουν τον ορισμό αποδεκτών επιπέδων βλάβης ανάλογα με τη σπουδαιότητα και την κατηγοριοποίησή τους βάσει της επισκεψιμότητά τους. Βασική προϋπόθεση, όμως, της εκτίμησης της σεισμικής επικινδυνότητας αποτελεί η επιλογή κατάλληλης σεισμικής διέγερσης.

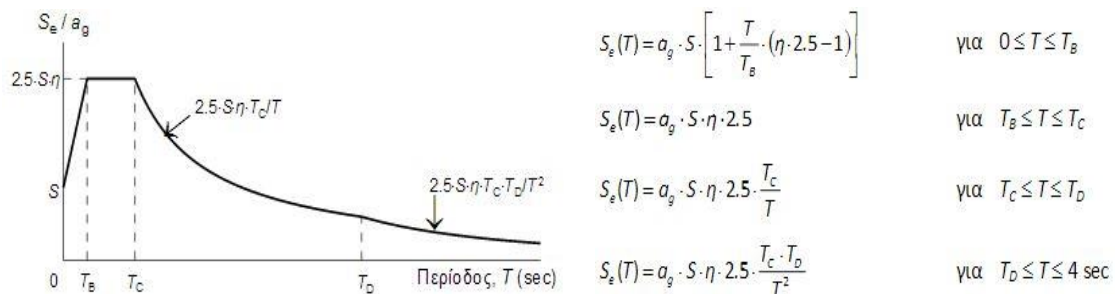
Στην περίπτωση της Γέφυρας της Πλάκας δεν υπήρχαν καταγραφές της απόκρισης του μνημείου σε σεισμούς κατά το παρελθόν και οι διαπιστωμένες βλάβες⁵⁰ μέχρι την κατάρρευση δεν ήταν εφικτό να αποδοθούν σε κάποια σεισμική διέγερση λόγω της σύνθετης παθολογίας της κατασκευής. Επομένως, η επιλογή κατάλληλης σεισμικής δράσης καθίσταται ένα πολύπλοκο πρόβλημα με μεγάλο βαθμό αβεβαιότητας.

Στην παρούσα διερεύνηση αποφασίστηκε τελικώς η εκτέλεση μιας σειράς διαφορετικών αναλύσεων για την καταγραφή της συμπεριφοράς του φορέα σε όλο το εύρος εδαφικών επιταχύνσεων έως τη στάθμη του σεισμού σχεδιασμού και η επιλογή μιας ομάδας πραγματικών καταγραφών για σύγκριση των αποτελεσμάτων.

6.3.1 Σεισμός Σχεδιασμού

Στη περίπτωση της περιοχής της Πλάκας εφαρμόζεται το φάσμα σχεδιασμού Τύπου Ι του Ευρωκώδικα 8 σύμφωνα και με τις συστάσεις⁵¹ της Τεχνικής Έκθεσης ΕΜΠ:

- > Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας.....: **II**
- > Σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού.....: **a = 0,24g**
- > Συντελεστής σπουδαιότητας.....: **γ1 = 1,00**
- > Συντελεστής θεμελίωσης.....: **θ = 1,00**
- > Κατηγορία εδάφους.....: **A** (T_B=0,15, T_C=0,40, T_D=2,50 sec)
- > Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς.....: **q=1,50** (κεντρικό τμήμα τόξου)
q=1,00 (περιοχές βάρθρων)



Εικ.55: Ελαστικό Φάσμα Απόκρισης για οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης (EK8).

⁴⁹ [EPPO & ECPFE 2010, 2011]

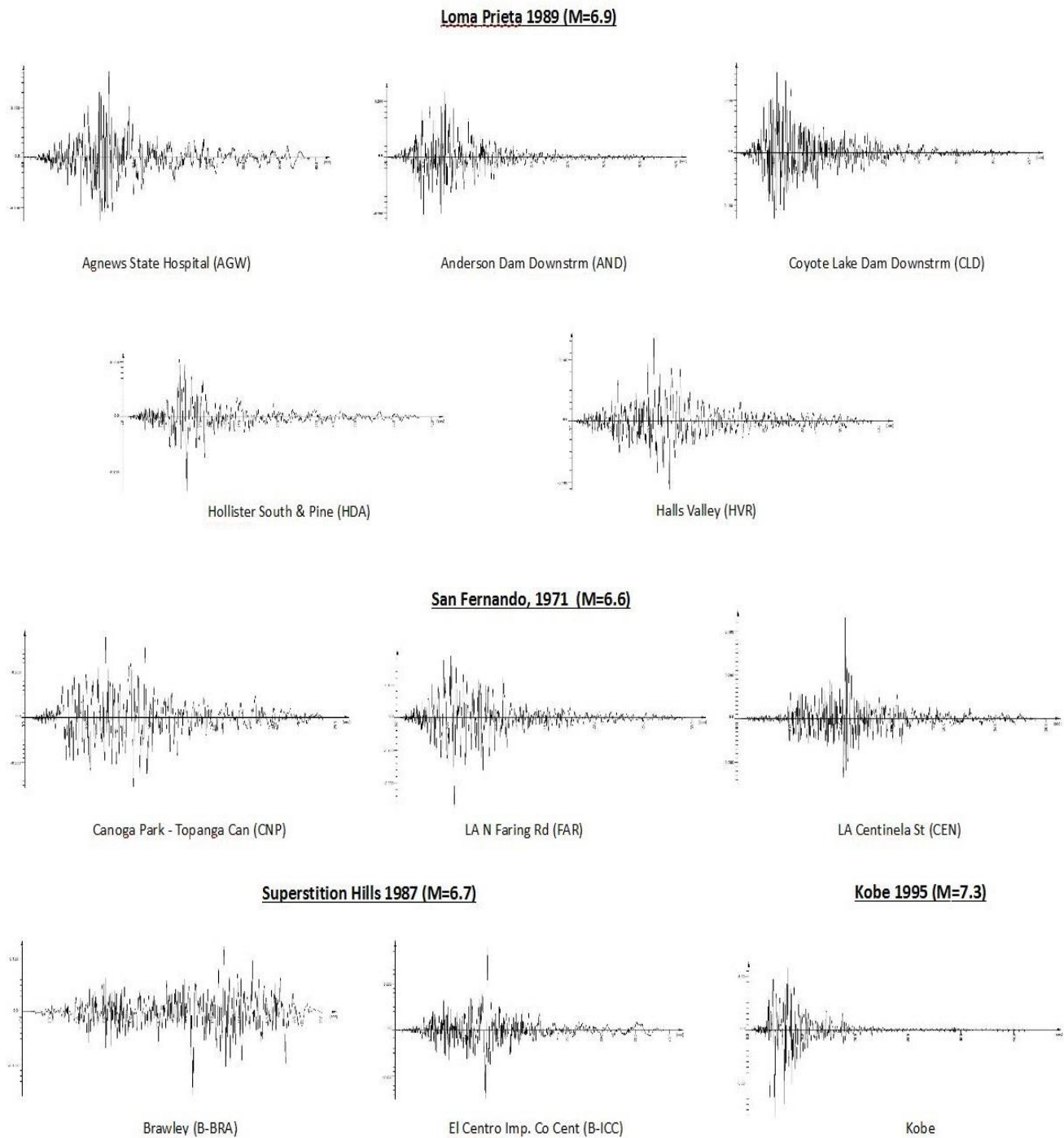
⁵⁰ Μια διέγερση που προκάλεσε βλάβες στην κατασκευή συνιστά μία από τις πρώτες επιλογές.

⁵¹ κεφ. “Εκτίμηση σεισμικής επικινδυνότητας και αναμενόμενης εδαφικής κίνησης στην περιοχή του γεφυριού της Πλάκας”

6.3.2 Επιταχυνσιογραφήματα

Η ανάγκη επιβεβαίωσης της ορθότητας των αποτελεσμάτων οδήγησε στην απόφαση να συγκρίνουμε τα αποτελέσματα με ένα σχετικά ομοιογενές σύνολο πραγματικών καταγραφών σεισμικών γεγονότων, το οποίο να προσεγγίζει το σεισμικό περιβάλλον της περιοχής όπου καλείται να λειτουργήσει η γέφυρα.

Χρησιμοποιήθηκαν 11 «τυπικά» επιταχυνσιογραφήματα από σεισμούς που έχουν καταγραφεί σε στιβαρό έδαφος χωρίς προβλήματα κατευθυντικότητας. Οι καταγραφές έχουν μέγεθος ροπής 6.6 – 7.3 και κοντινότερη απόσταση από το ρήγμα στην περιοχή των 15 – 31km.

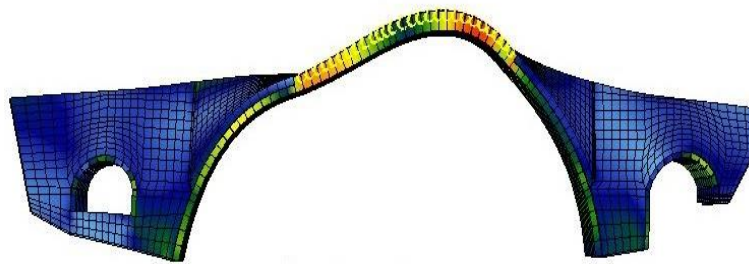


Εικ.56: Καταγραφές του συνόλου των επιταχυνσιογραφημάτων.

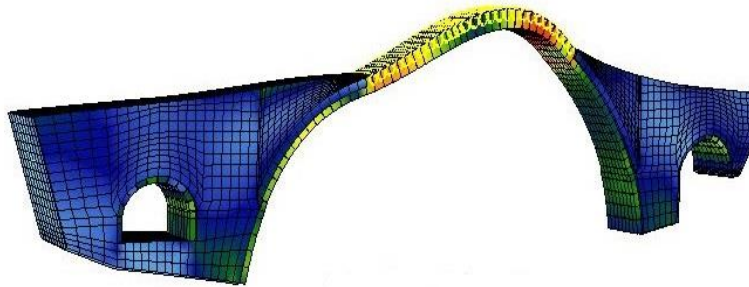
6.3.3 Σεισμική Καταπόνηση στις Δύο Διευθύνσεις

Με χρήση της ισοδύναμης στατικής μεθόδου εξετάστηκε η συμπεριφορά του φορέα και στις δύο διευθύνσεις σεισμικής διέγερσης πριν προχωρήσουμε σε πολυπλοκότερες μορφές ανάλυσης. Στη συνέχεια παρουσιάζονται ενδεικτικές εικόνες των παραμορφώσεων του φορέα και τα αποτελέσματα της ανάλυσης για τη στάθμη του σεισμού σχεδιασμού.

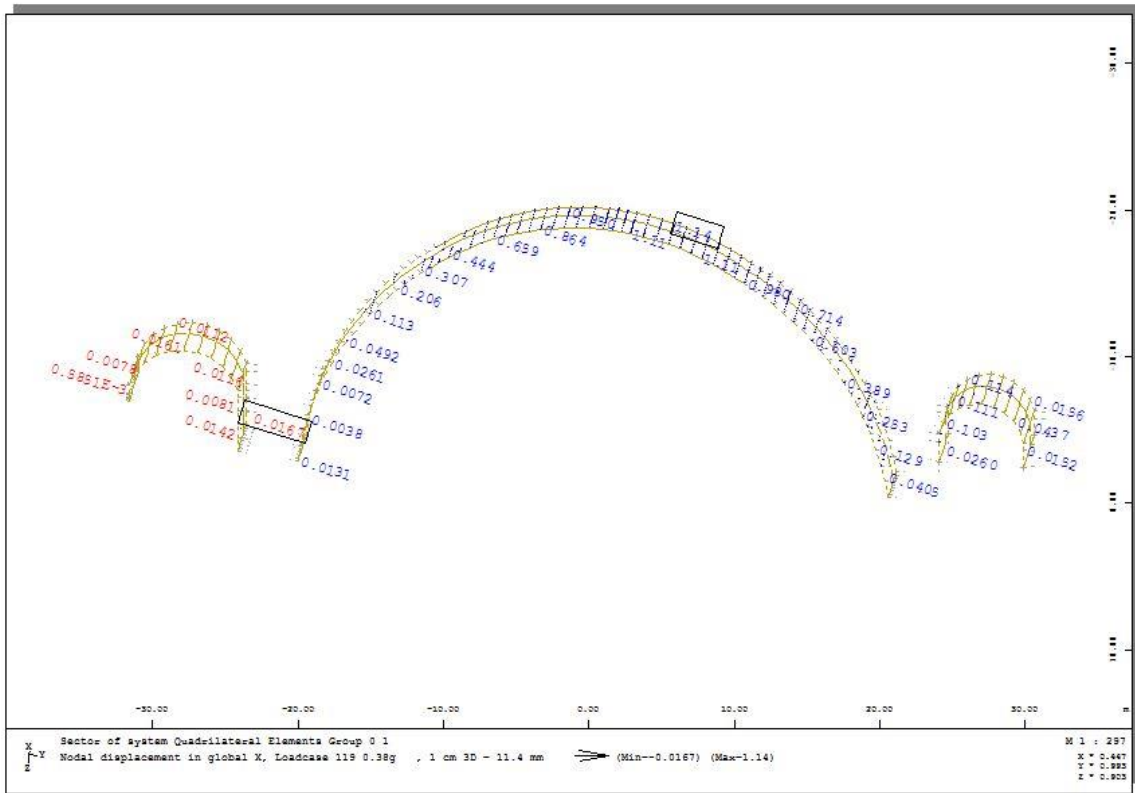
Διαμήκης Σεισμός (κατά τη διεύθυνση του φορέα)



Εικ.57: Παραμορφωμένη εικόνα (Deformation Scale:300) για το σεισμό σχεδιασμού. (κατάντη όψη)

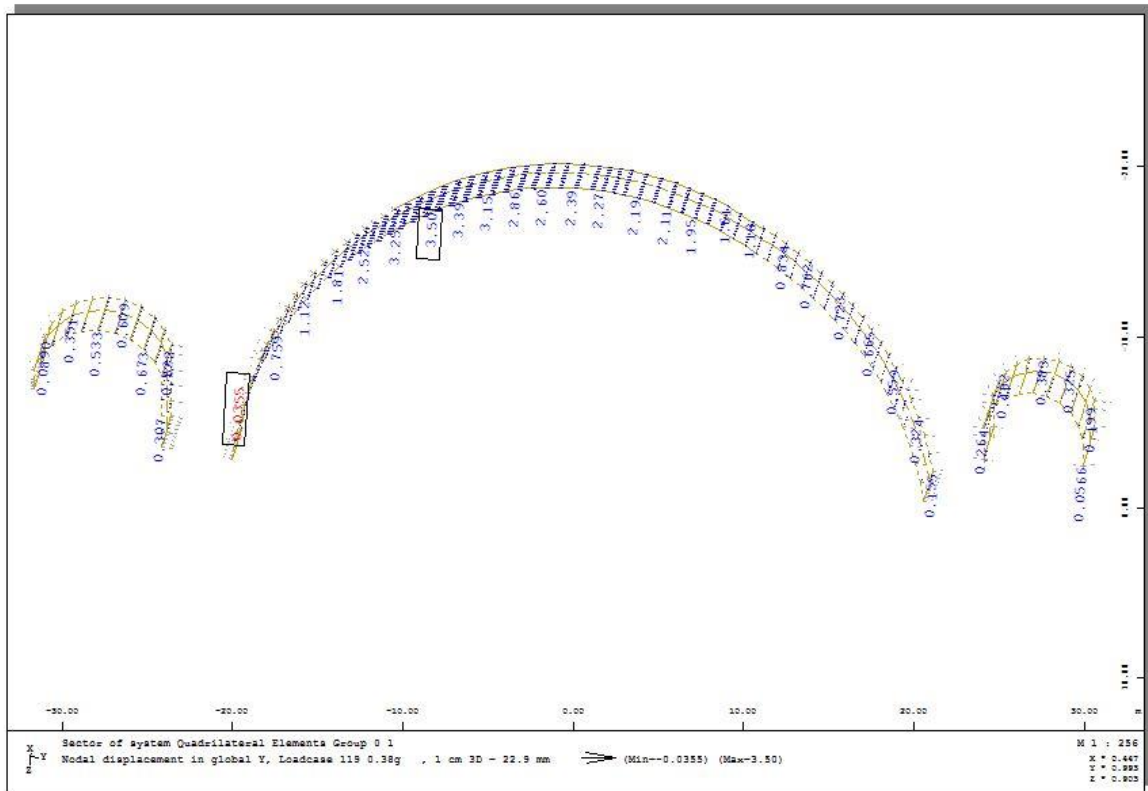


Εικ.58: Παραμορφωμένη εικόνα (Deformation Scale:300) για το σεισμό σχεδιασμού. (πλάγια όψη)



Εικ.59: Μετακινήσεις των τόξων κάθετα στη διεύθυνση του φορέα για το σεισμό σχεδιασμού κατά τη διαμήκη διεύθυνση.

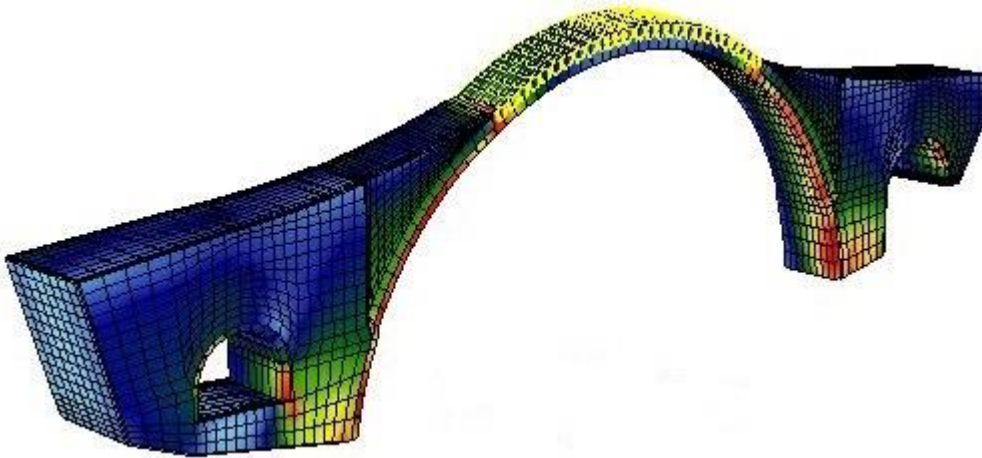
$\delta x, \max = 1,14 \text{ mm}$



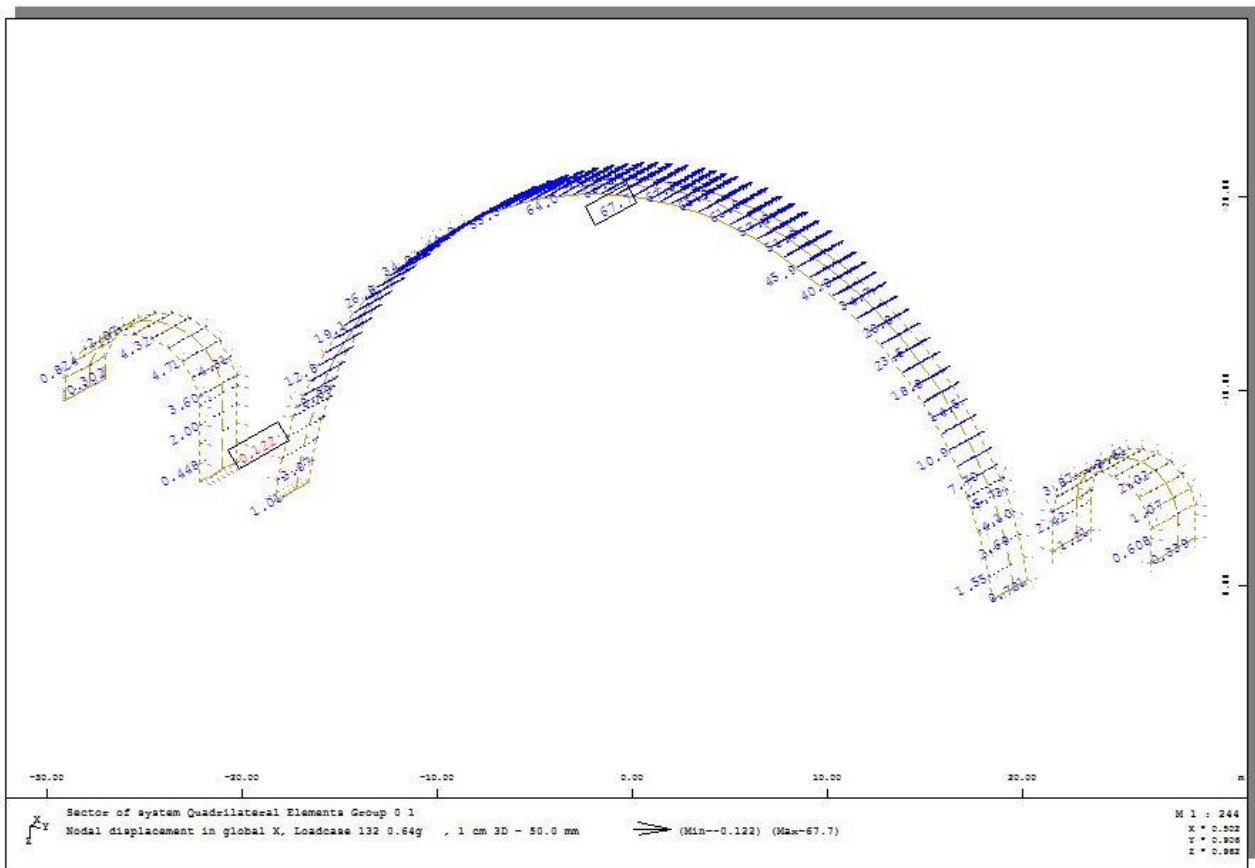
Εικ.60.: Μετακινήσεις των τόξων κατά τη διεύθυνση του φορέα για το σεισμό σχεδιασμού κατά τη διαμήκη διεύθυνση.

$\delta y, \max = 3,50 \text{ mm}$

Εγκάρσιος Σεισμός (κατά τη φορά του ποταμού)



Εικ61.: Ενδεικτική εικόνα απόκρισης της γέφυρας (Deformation Scale:50) για το σεισμό σχεδιασμού. (πλάγια όψη)

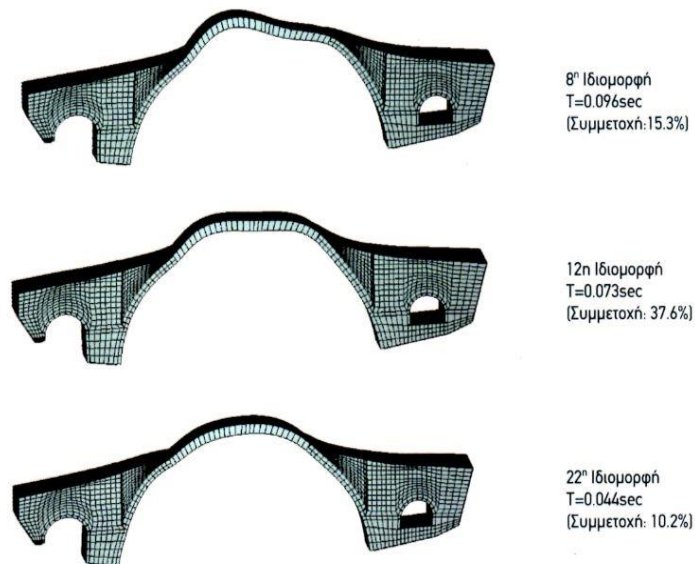


Εικ.62: Μετακινήσεις των τόξων κάθετα στη διεύθυνση του φορέα για το σεισμό σχεδιασμού κατά την εγκάρσια διεύθυνση.

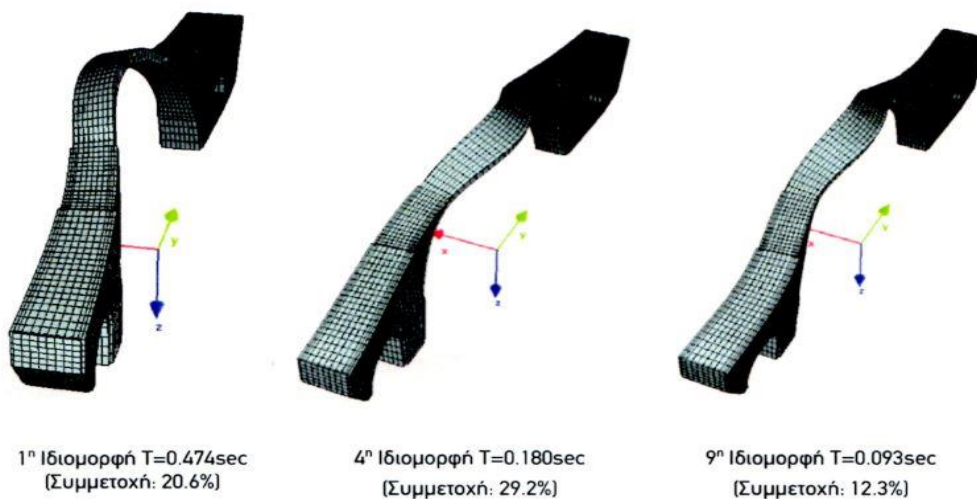
$\delta_{x,max} = 67,70\text{mm}$

Σύγκριση Αποτελεσμάτων

Παρατηρείται και στις δύο περιπτώσεις αρκετά μεγάλη συμμετοχή ανωτέρων ιδιομορφών, φαινόμενο το οποίο διακρίνεται πιο έντονο κατά το διαμήκη σεισμό. Εξαιτίας, όμως, της τάξης μεγέθους δυσμενέστερης καταπόνησης του φορέα για τον εγκάρσιο σεισμό σε σχέση με το διαμήκη, τόσο σε επίπεδο έντασης όσο και σε επίπεδο παραμορφώσεων, αποφασίστηκε η λεπτομερέστερη διερεύνηση της συμπεριφοράς της γέφυρας μόνο για εγκάρσια σεισμική καταπόνηση.



Εικ.63: Ιδιομορφές της γέφυρας⁵² κατά το διαμήκη σεισμό.



Εικ.64: Ιδιομορφές της γέφυρας⁵³ κατά τον εγκάρσιο σεισμό.

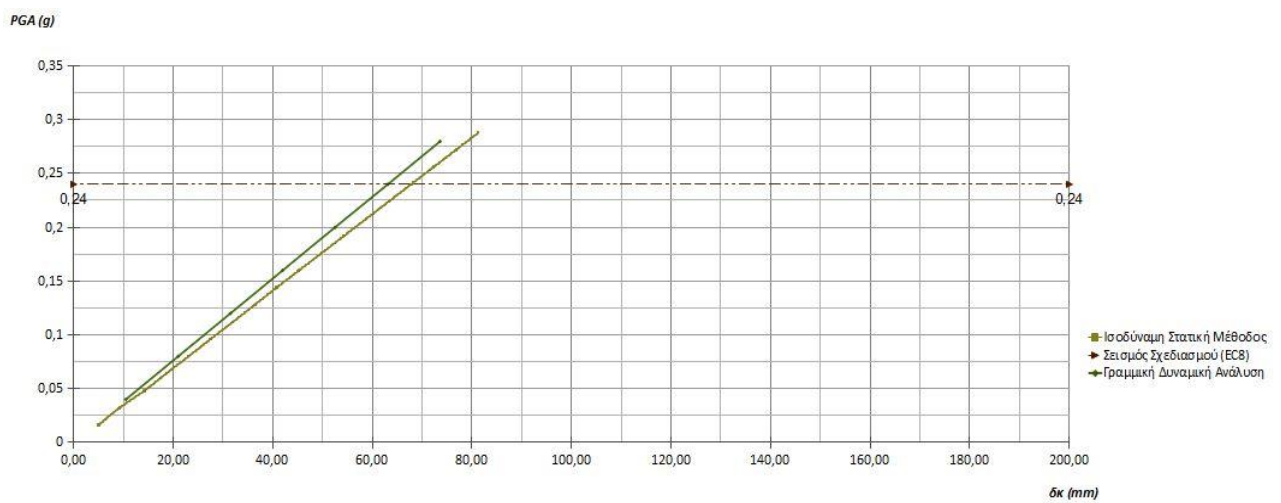
^{52,53} ΚΑΛΛΙΕΡΓΟΣ ΟΤΜ, “Ιστορικό Γεφύρι Πλάκας : Διερεύνηση Στατικής Λειτουργίας – Ερμηνεία Συμπεριφοράς”

6.4 Μέθοδοι Ανάλυσης κατά την Εγκάρσια Διεύθυνση

Παρουσιάζονται οι μέθοδοι ανάλυσης για τον «κρίσιμο» εγκάρσιο σεισμό. Για σύγκριση των αποτελεσμάτων των διαφορετικών μεθόδων χρησιμοποιήθηκε ως δείκτης η εγκάρσια μετακίνηση στη θέση του κλειδιού του κεντρικού τόξου, η οποία αποτέλεσε τον κόμβο αναφοράς. Τα διαγράμματα που ακολουθούν έχουν ως άξονες την μετακίνηση του κόμβου αναφοράς (**δκ**) και τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (**PGA**).

6.4.1 Ισοδύναμη Στατική Μέθοδος – Γραμμική Δυναμική Ανάλυση

Αρχικώς έγινε εφαρμογή των μεθόδων της μέχρι τώρα μελέτης με χρήση του αρχικού προσομοιώματος και σταδιακή (incremental) πλέον αύξηση της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης.



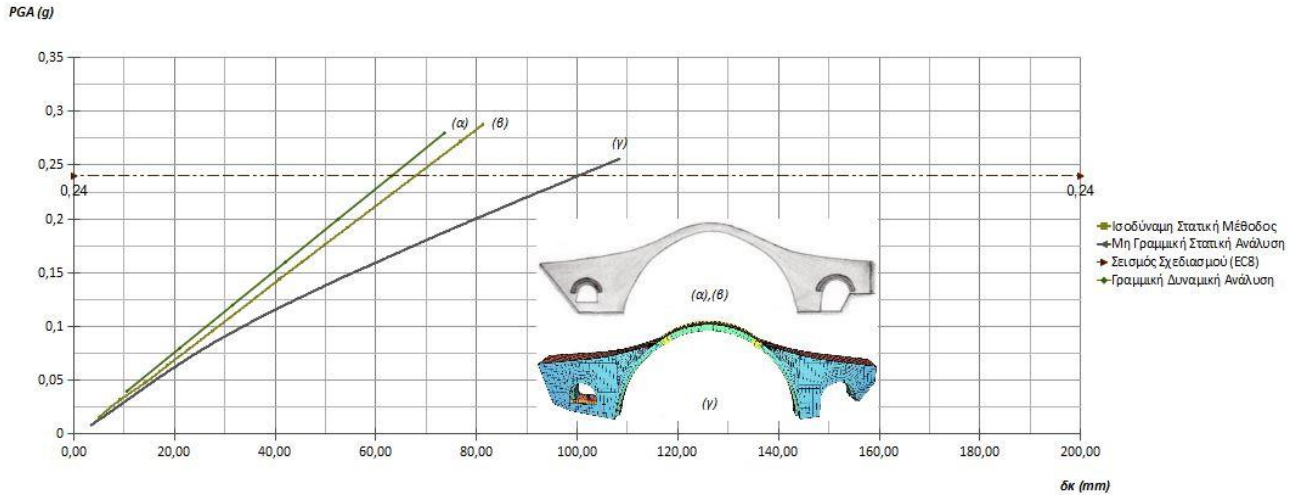
Εικ.65: Διάγραμμα απόκρισης της κατασκευής κατά τον εγκάρσιο σεισμό.

Τα αποτελέσματα των δύο μεθόδων παρουσιάζουν μικρή απόκλιση⁵⁴, η οποία αυξάνεται για μεγαλύτερες στάθμες σεισμικής διέγερσης. Το φαινόμενο αυτό αποδίδεται στην επιρροή του μεγάλου βαθμού συμμετοχής των ανώτερων ιδιομορφών.

⁵⁴ της τάξεως του 7% για τη στάθμη του σεισμού σχεδιασμού.

6.4.2 Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση

Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε σύνταξη κατάλληλου κώδικα για μη γραμμική ανάλυση με χρήση του τροποποιημένου μοντέλου.



Εικ.66: Διάγραμμα απόκρισης της κατασκευής κατά τον εγκάρσιο σεισμό.

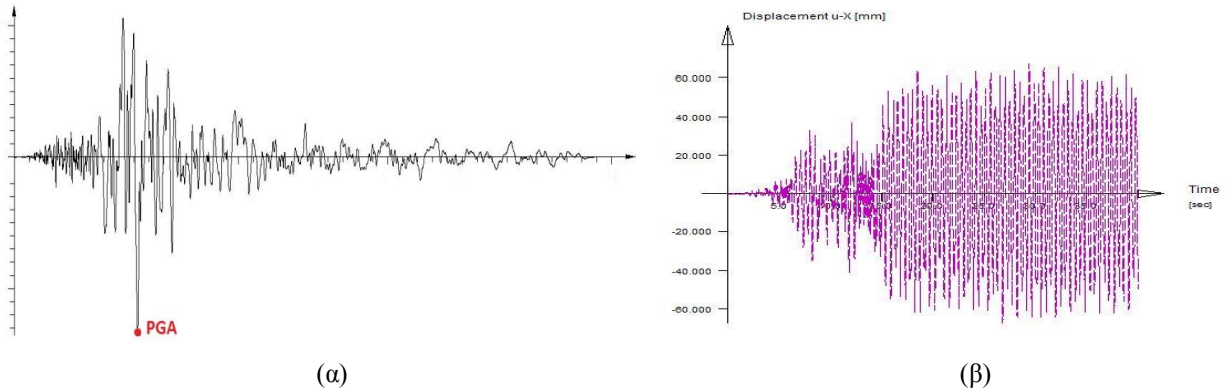
Προκύπτει η (αναμενόμενη) καμπύλη μορφή του διαγράμματος της μη γραμμικής ανάλυσης. Στο επίπεδο της στάθμης του σεισμού σχεδιασμού παρατηρείται περίπου 1,5 φορά μεγαλύτερη εγκάρσια μετατόπιση του κόμβου αναφοράς. Η μεταβολή της κλίσης του διαγράμματος οφείλεται σε ανακατανομή της έντασης στο φορέα που ερμηνεύεται στο επόμενο κεφάλαιο.

6.4.3 Ανάλυση Χρονοϊστορίας

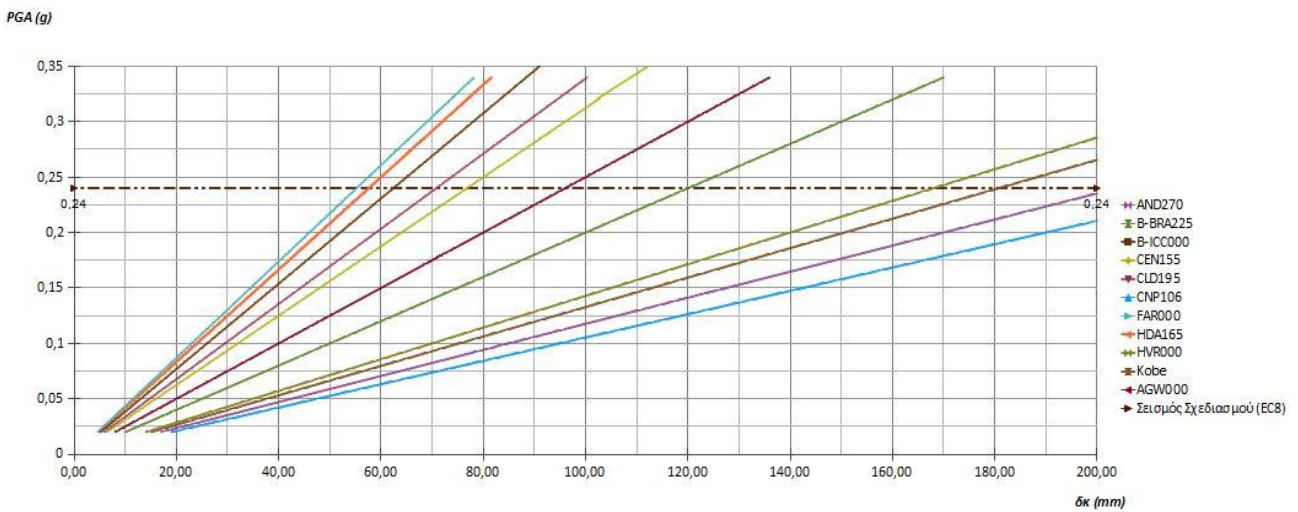
Με στόχο τη σύγκριση των αποτελεσμάτων της εναλλακτικής μεθόδου της μη γραμμικής ανάλυσης με αυτά που προκύπτουν από πραγματικά σεισμικά γεγονότα χρησιμοποιήθηκε το σύνολο των επιταχυνσιογραφημάτων που παρουσιάστηκε σε προηγούμενη ενότητα.

Οι καταγραφές αυτές μπορούν μέσω της μεθόδου της κλιμάκωσης να προσομοιώσουν ένα ευρύ φάσμα σεισμών και να οδηγήσουν τη γέφυρα από την ελαστική περιοχή μέχρι και την πλήρη κατάρρευση. Η μέθοδος κλιμάκωσης πραγματοποιήθηκε με τη σύνταξη κατάλληλου κώδικα στο λογισμικό Sofistik, ώστε κάθε «βήμα» της εκάστοτε να αποτελεί μια αυτοτελή ανάλυση και να μας δίνει ένα «σημείο» της γραμμής απόκρισης, όπως φαίνεται στα επόμενα διαγράμματα.

Αυτό επιτυγχάνεται με τη δημιουργία μιας επαναληπτικής διαδικασίας στον κώδικα του προγράμματος κατά την οποία η μέγιστη επιτάχυνση εδάδους (Peak Ground Acceleration) κάθε καταγραφής τροποποιείται ανάλογα κάθε φορά ώστε να συμπίπτει με την επιθυμητή τεταγμένη του διαγράμματος απόκρισης. Σημειώνεται ότι η παραπάνω διαδικασία απαιτεί μεγάλο υπολογιστικό φόρτο, δεδομένου και του μικρού βήματος επανάληψης που επελέγη (0,2g) για κάθε καταγραφή. Το σύνολο των σημείων, με τεταγμένη την εκάστοτε τροποποιημένη επιτάχυνση και τετμημένη την αντίστοιχη μέγιστη μετατόπιση του κόμβου αναφοράς, συνθέτουν το διάγραμμα απόκρισης της συγκεκριμένης χρονοϊστορίας.

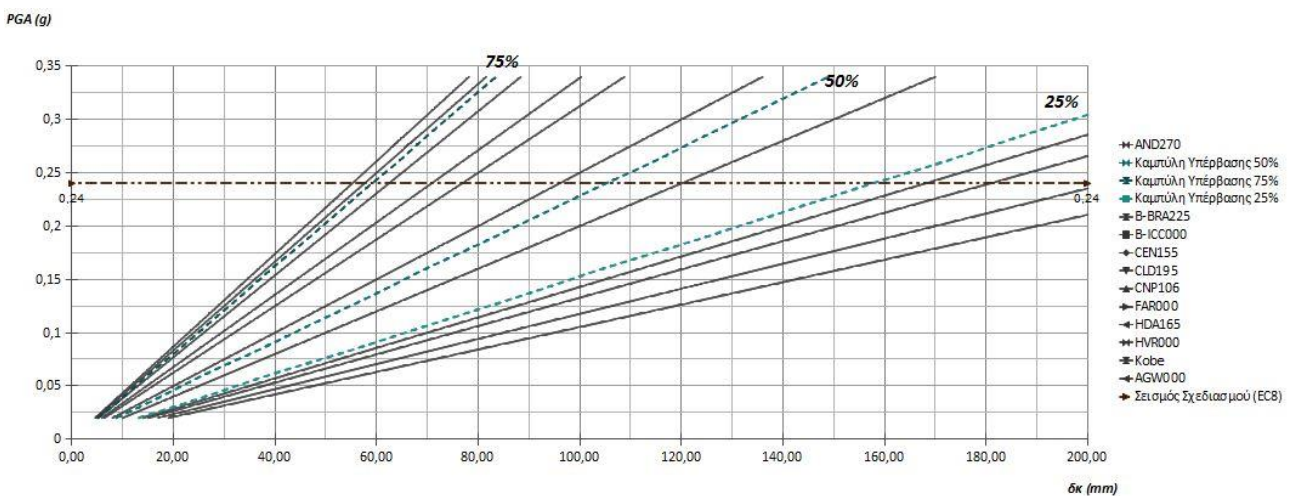


Εικ.67: Ενδεικτική εικόνα (α) της καταγραφής ενός επιταχυνσιογραφήματος και (β) της μετακίνησης του κόμβου αναφοράς κατά την ανάλυση χρονοϊστορίας.



Εικ.68: Διάγραμμα απόκρισης της κατασκευής κατά τον εγκάρσιο σεισμό για το σύνολο των πραγματικών καταγραφών.

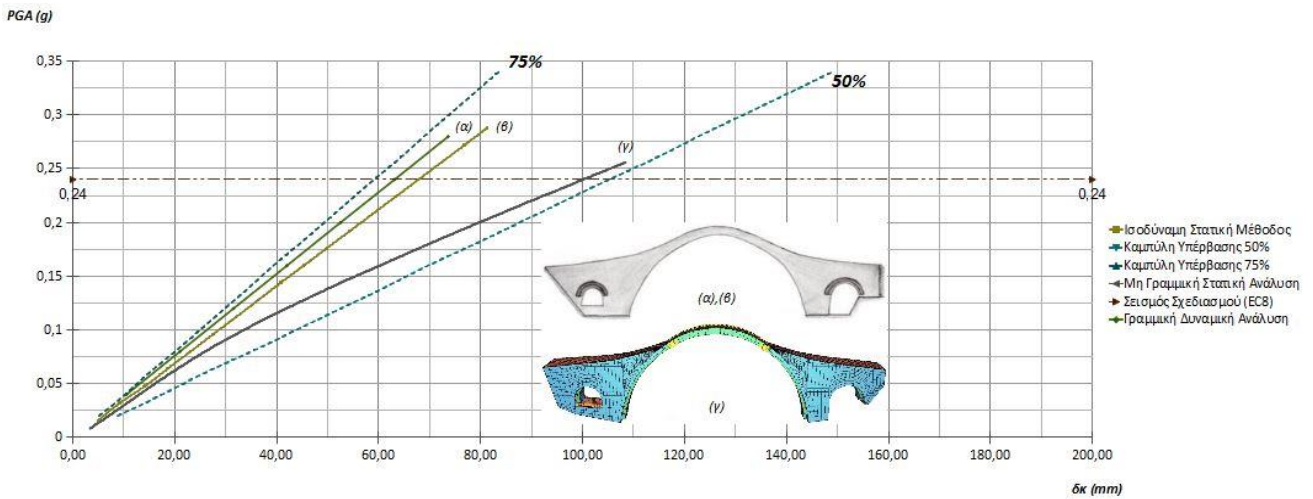
Ακολούθησε στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων της ανάλυσης χρονοϊστορίας. Συγκεκριμένα, ορίστηκαν οι γραμμές υπέρβασης του δείγματος για πιθανότητα υπέρβασης 25,50 και 75% οι οποίες εκφράζουν ουσιαστικά το ποσοστό των καταγραφών που είναι «ισχυρότεροι» και βρίσκονται «κατάντη» (δεξιότερα) των γραμμών αυτών, όπως φαίνεται στο διάγραμμα που ακολουθεί.



Εικ.69: Διάγραμμα απόκρισης της κατασκευής κατά τον εγκάρσιο σεισμό για το σύνολο των πραγματικών καταγραφών.

Διακρίνονται οι γραμμές υπέρβασης για πιθανότητα 75,50 και 25%.

Συνδυάζοντας τα προηγούμενα διαγράμματα παρατηρήθηκε ότι η μη γραμμική ανάλυση με χρήση του τροποποιημένου μοντέλου τείνει προς τη μέση γραμμή υπέρβασης (50%) του δείγματος των επιταχυνσιογραφημάτων. Το γεγονός αυτό αποτελεί μια ισχυρή ένδειξη ότι η μέθοδος αυτή τελικώς προσέγγισε με ρεαλιστικότερο τρόπο από τις προηγούμενες την πραγματική συμπεριφορά της κατασκευής.



Εικ. 70: Διάγραμμα απόκρισης της κατασκευής κατά τον εγκάρσιο σεισμό. Διακρίνονται οι τρεις διαφορετικές μέθοδοι ανάλυσης και οι γραμμές υπέρβασης 75% και 50%.

7. Έλεγχοι

Οι σημαντικότερες βλάβες σε γέφυρες αυτού του είδους δημιουργούνται μετά από μετακινήσεις, παραμορφώσεις ή ρηγματώσεις που μπορεί να εμφανιστούν στις κρίσιμες περιοχές του φορέα. Η ταξινόμηση των κρίσιμότερων ελέγχων γίνεται σε δύο κατηγορίες. Συγκεκριμένα στην εντός επιπέδου υπέρβαση της εφελκυστικής αντοχής και διατμητική αστοχία και στην εκτός επιπέδου κάμψη των κατακόρυφων τοίχων. Με βάση τα παραπάνω και με δεδομένη τη γεωμετρία της τοιχοποιίας, τον τρόπο στήριξης της και τις επιμέρους αντοχές των στοιχείων της παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα των ελέγχων.

7.1 Εφελκυστικές Ρηγματώσεις

Η εφελκυστική αντοχή «δεν συνιστά ένα σαφές μηχανικό της τοιχοποιίας»⁵⁵. Στην πραγματικότητα, ανάλογα με τη γωνία εμφάνισης μιας εφελκυστικής ρωγμής, διαφορετική θα είναι και η αντίσταση της τοιχοποιίας σε εφέλκυσμό. Οι ρηγματώσεις αυτές εμφανίζονται κάθετα στην εφελκυστική δύναμη και συναντώνται συνήθως σε θέσεις ανοιγμάτων όπου αναπτύσσονται έντονες εφελκυστικές τάσεις λόγω κάμψης και οδηγούν σε αποσύνδεση του κονιάματος.

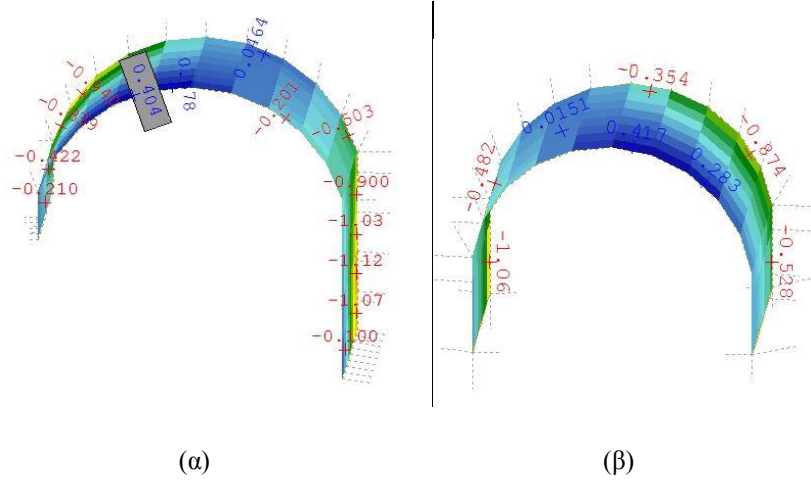
Στην περίπτωση του γεφυριού της Πλάκας οι αναμενόμενες θέσεις σχηματισμού βλαβών εντοπίζονται στη βάση του τυμπάνου του ανατολικού βάθρου (θέση 1), στα ακραία σημεία αλλαγής της γεωμετρίας και του τρόπου δομήσεως του κεντρικού τόξου (θέσεις 2,4) στη θέση της κλείδας του κεντρικού τόξου (θέση 3), καθώς και στη θέση της κλείδας των ανακουφιστικών τόξων (θέσεις 5,6).



Εικ.71: Κατάντη όψη της γέφυρας.
Επισημαίνονται οι θέσεις ελέγχου υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής.
Φωτογραφικό Αρχείο ΕΜΠ

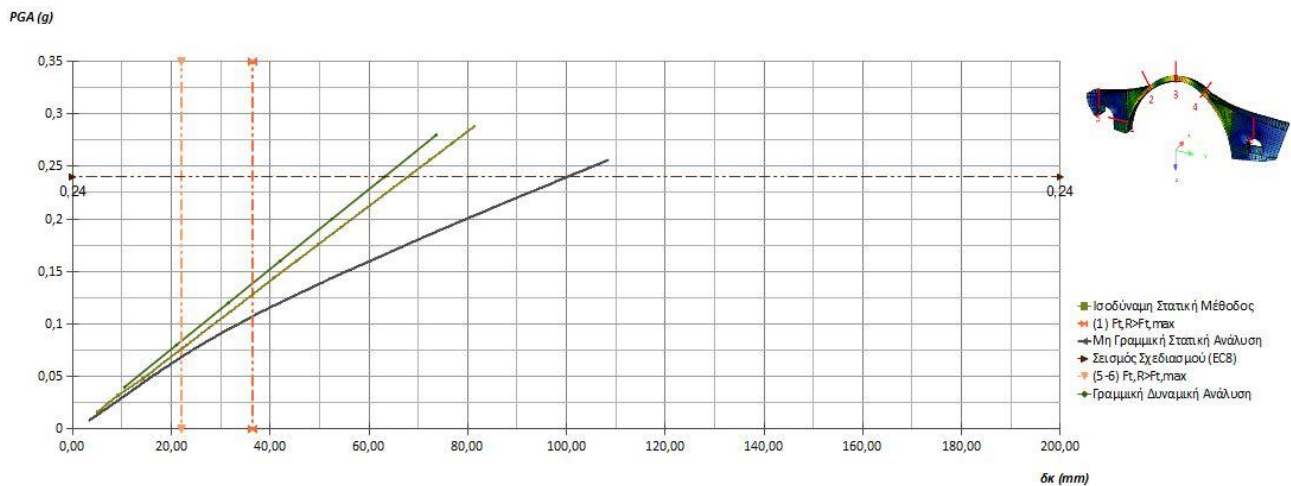
Στη συνέχεια παρουσιάζεται η σειρά πιθανής δημιουργίας ρωγμών λόγω υπέρβασης της εφελκυστικής τάσης σε διακριτές στάθμες της μετακίνησης του κόμβου αναφοράς κατά την εγκάρσια διεύθυνση. Τα αποτελέσματα των τάσεων που συνοδεύουν τα αντίστοιχα διαγράμματα προέρχονται από την Ισοδύναμη Στατική Μέθοδο. Η μη γραμμική στατική μέθοδος χρησιμοποιήθηκε για σύγκριση της αντίστοιχης απαιτούμενης εδαφικής επιτάχυνσης με δείκτη την κοινή μετακίνηση του κόμβου αναφοράς.

⁵⁵ Θ.Π.Τάσιος, «Η Μηχανική της Τοιχοποιίας», Εκδόσεις Συμμετρία, σ.24

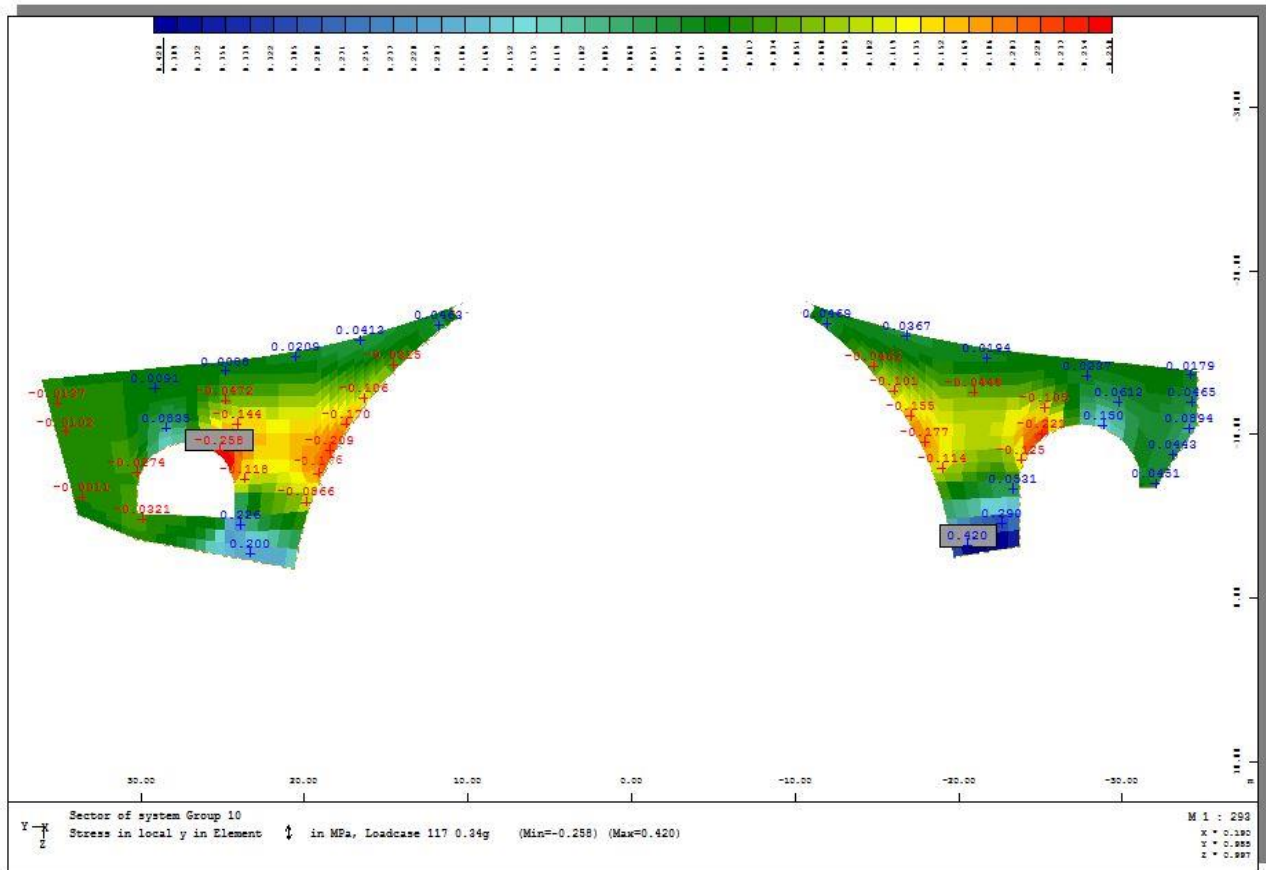


Εικ74.: Εφελκυστικές τάσεις ανακουφιστικών τόξων
 (α) Ανατολικό ανακουφιστικό τόξο (ft,max= 0.404 MPa)
 (β) Δυτικό ανακουφιστικό τόξο (ft,max= 0.417 MPa)

2) Υπέρβαση εφελκυστικής αντοχής στο τύμπανο του ανατολικού βάθρου για μετακίνηση του κόμβου αναφοράς κατά την εγκάρσια διεύθυνση $\delta x = 37,80mm$.

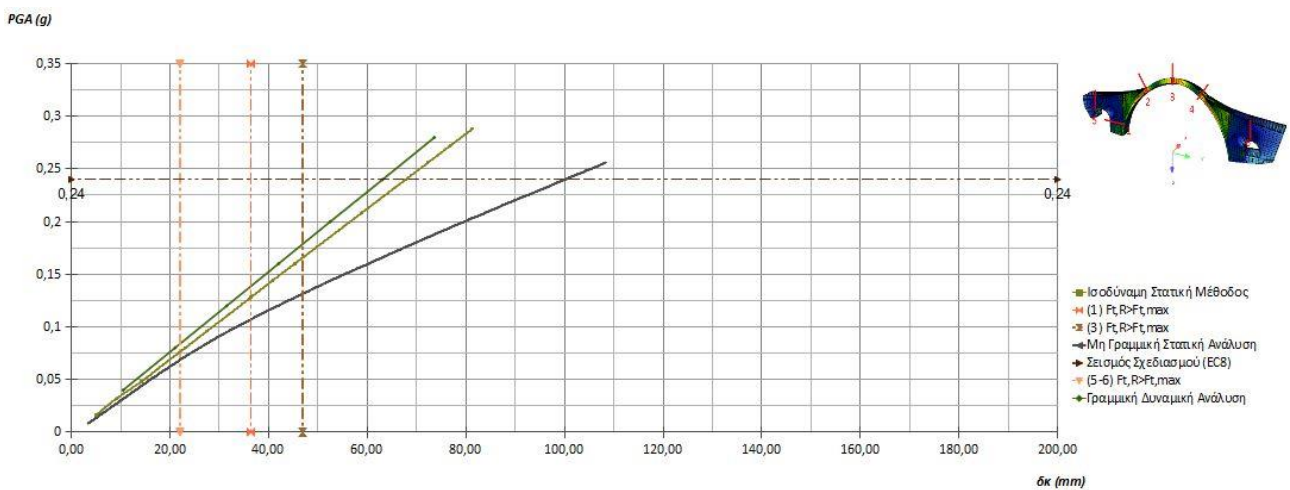


Εικ. 75: Διάγραμμα απόκρισης της κατασκευής κατά τον εγκάρσιο σεισμό και κριτήριο ελέγχου υπέρβασης εφελκυστικής αντοχής στο τύμπανο του ανατολικού βάθρου.

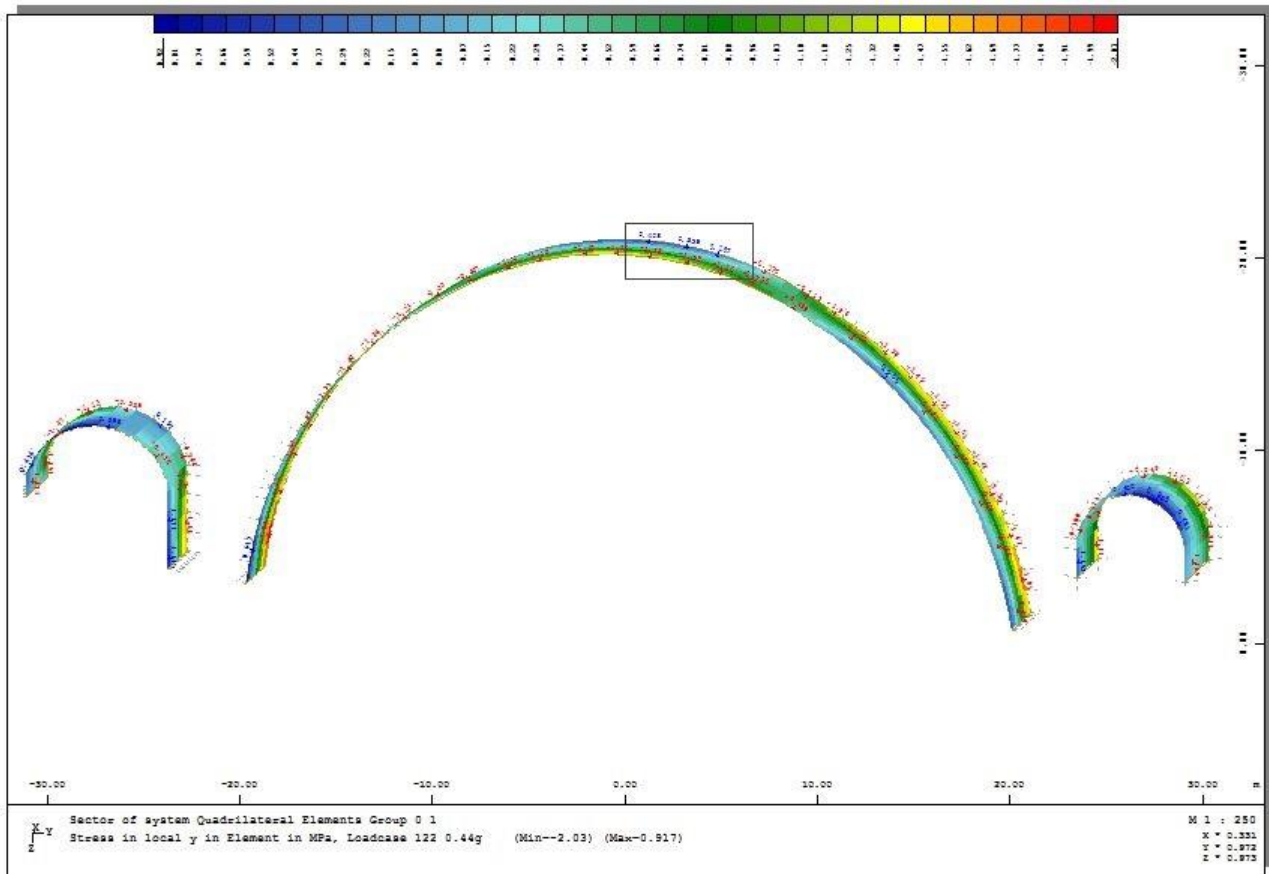


Εικ76.: Αναπτυσσόμενες τάσεις των τσιπώνων των βάθρων (PGA = 0,136g)
ft,max = 0.420 MPa

- 3) Υπέρβαση εφελκυστικής στη θέση του κλειδιού του κεντρικού τόξου για μετακίνηση του κόμβου αναφοράς κατά την εγκάρσια διεύθυνση $\delta x = 46,90mm$.

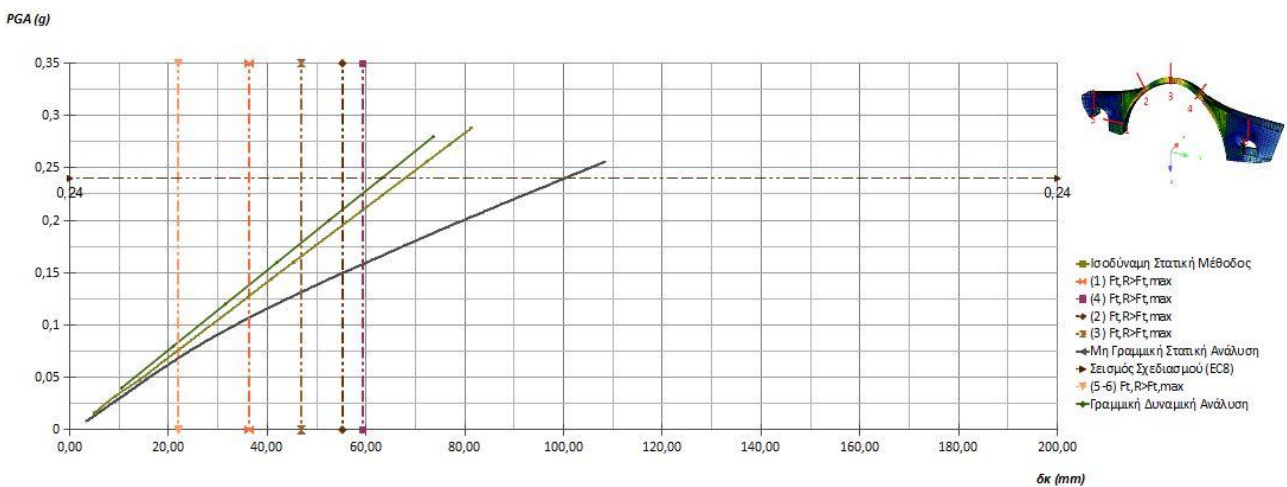


Εικ.77: Διάγραμμα απόκρισης της κατασκευής κατά τον εγκάρσιο σεισμό και κριτήριο ελέγχου υπέρβασης εφελκυστικής αντοχής στη θέση του κλειδιού του κεντρικού τόξου.

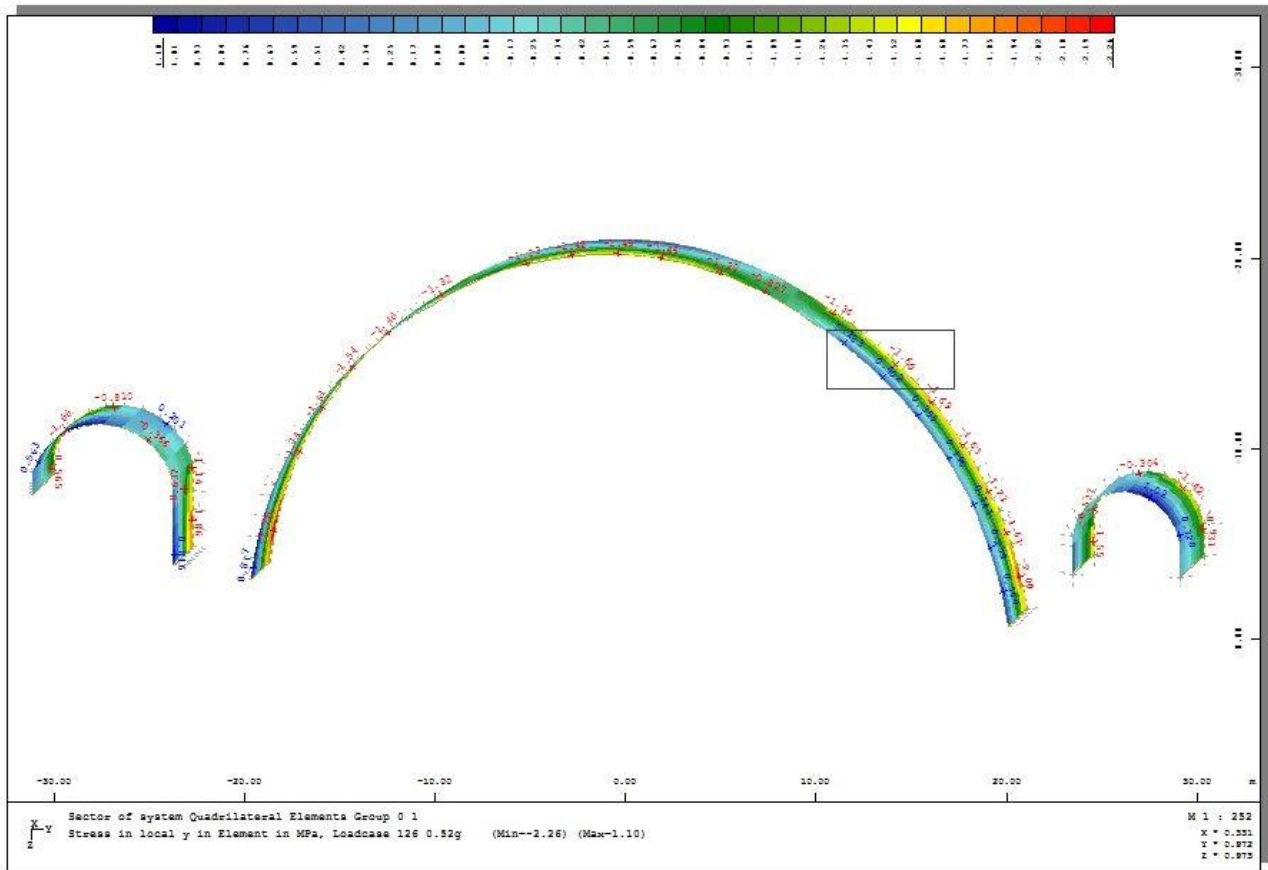


Εικ.78: Εφελκυστικές τάσεις τόξων. (PGA = 0,176g)
ft = 0.428 MPa στη θέση του κλειδάς του κεντρικού τόξου

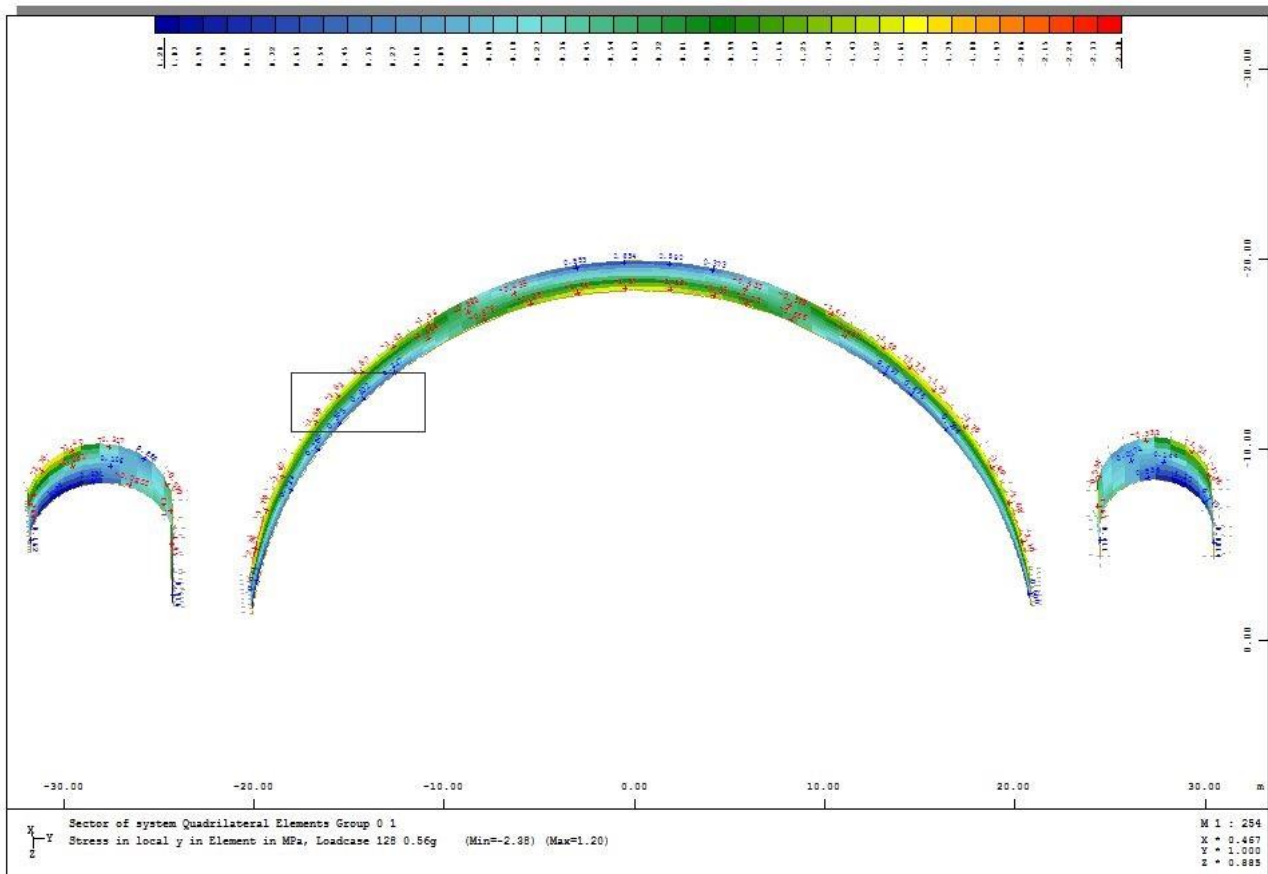
4) Υπέρβαση εφελκυστικής στις θέσεις αλλαγής καμπυλότητας του κεντρικού τόξου. Στο ανατολικό βάθρο το κριτήριο ελέγχου παύει να ικανοποιείται για μετακίνηση του κόμβου αναφοράς κατά την εγκάρσια διεύθυνση $\delta x = 55,20mm$, ενώ στο ανατολικό βάθρο για μετακίνηση του κόμβου αναφοράς κατά την εγκάρσια διεύθυνση $\delta x = 59,40mm$.



Εικ.79: Διάγραμμα απόκρισης της κατασκευής κατά τον εγκάρσιο σεισμό και κριτήριο ελέγχου υπέρβασης εφελκυστικής αντοχής στις θέσεις αλλαγής καμπυλότητας του κεντρικού τόξου.



Εικ.80: Εφελκυστικές τάσεις τόξων. (PGA = 0,21g)
 $f_t = 0.402$ MPa στη θέση αλλαγής γεωμετρίας του κεντρικού τόξου στην πλευρά του δυτικού βάθρου



Εικ.81: Εφελκυστικές τάσεις τόξων. (PGA = 0,22g)
 $f_t = 0.402$ MPa στη θέση αλλαγής γεωμετρίας του κεντρικού τόξου στην πλευρά του ανατολικού βάθρου

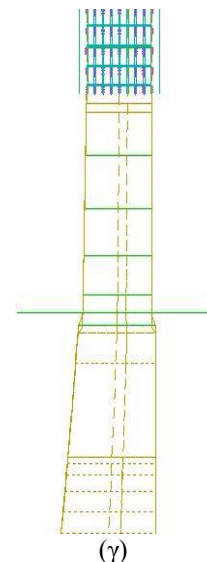
7.2 Διατμητική Αστοχία

Ο συνδυασμός των δύο κυριότερων υλικών κατασκευής της φέρουσας τοιχοποιίας, των λίθων και του κονιάματος παρέχουν την ικανότητα παραλαβής και μεταφοράς φορτίων. Η ψαθυρή μορφή αστοχίας του υλικού, όμως, εγκυμονεί απρόβλεπτες συνέπειες, καθώς οι διατμητικές ρωγμές διαπερνούν τα λιθοσώματα.

Η διατμητική αστοχία εμφανίζεται με τη μορφή ρηγματώσεων υπό γωνία 45 μοιρών λόγω αυξημένου αξονικού φορτίου. Στην περίπτωση αυτή οι κύριες εφελκυστικές τάσεις που οφείλονται στα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία υπερβαίνουν την εφελκυστική αντοχή. Όταν το οριζόντιο φορτίο φτάσει στη μέγιστη τιμή του σχηματίζονται διαγώνιες ρωγμές οι οποίες ακολουθούν τους οριζόντιους και κάθετους αρμούς.

Ο έλεγχος πραγματοποιείται στο επίπεδο του τόξου στη θέση αλλαγής γεωμετρίας του ανατολικού βάθρου. Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των ελέγχων με βάση την Ισοδύναμη Στατική Μέθοδο⁵⁶ και τη Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση.

| Ισοδύναμη Στατική Μέθοδος | | | | Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση | | | |
|--|--------|-----|--|--|--------|-----|--|
| Θλιπτική Αντοχή Λίθου f_b | 5,00 | MPa | | Θλιπτική Αντοχή Λίθου f_b | 5,00 | MPa | |
| Πάχος Στοχείου t | 1,20 | m | | Πάχος Στοχείου t | 1,20 | m | |
| Μήκος Στοχείου L | 3,30 | m | | Μήκος Στοχείου L | 3,30 | m | |
| Μήκος Θλιβόμενης Περιοχής L_c | 1,70 | m | | Μήκος Θλιβόμενης Περιοχής L_c | 1,70 | m | |
| Αξονική Δύναμη στη διατομή ελέγχου N_{Ed} | 1020 | kN | | Αξονική Δύναμη στη διατομή ελέγχου N_{Ed} | 1127 | kN | |
| Διατμητική Δύναμη στη διατομή ελέγχου V_{Ed} | 317 | kN | | Διατμητική Δύναμη στη διατομή ελέγχου V_{Ed} | 341 | kN | |
| Μέση ορθή τάση $\sigma_d = N_{Ed}/t \cdot L_c$ | 0,500 | MPa | | Μέση ορθή τάση $\sigma_d = N_{Ed}/t \cdot L_c$ | 0,552 | MPa | |
| Ορθή τάση Αρηγμάτωτης διατομής f_{vk} | 0,30 | MPa | | Ορθή τάση Αρηγμάτωτης διατομής f_{vk} | 0,30 | MPa | |
| Χαρακτηριστική Διατμητική Αντοχή f_{vk} | 0,325 | MPa | | Χαρακτηριστική Διατμητική Αντοχή f_{vk} | 0,386 | MPa | |
| Αντοχή σε Τέμνουσα $V_{Rk} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c$ | 663,00 | kN | | Αντοχή σε Τέμνουσα $V_{Rk} = f_{vk} \cdot t \cdot L_c$ | 787,44 | kN | |
| Διαθέσιμος Συντελεστής Ασφαλείας S.F. | | | | Διαθέσιμος Συντελεστής Ασφαλείας S.F. | | | |
| SF = V_{Rk}/V_{Ed} | 2,09 | | | SF = V_{Rk}/V_{Ed} | 2,31 | | |



Εικ.82: Αποτελέσματα ελέγχου διατμητικής αστοχίας (α) με την ισοδύναμη στατική μέθοδο, (β) με τη μη γραμμική στατική ανάλυση και (γ) εικόνα της τομής στη θέση αλλαγής γεωμετρίας.

Η αναπτυσσόμενη ένταση δίνεται από το πρόγραμμα μετά τη δημιουργία κατάλληλης τομής⁵⁷ (cut) στην εξεταζόμενη θέση ελέγχου. Με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα επαληθεύεται η επάρκεια έναντι διατμητικής αστοχίας με συντελεστή ασφαλείας της τάξεως του 2.

⁵⁶ ΚΑΛΛΙΕΡΓΟΣ ΟΤΜ, “Ιστορικό Γεφύρι Πλάκας : Διερεύνηση Στατικής Λειτουργίας – Ερμηνεία Συμπεριφοράς”

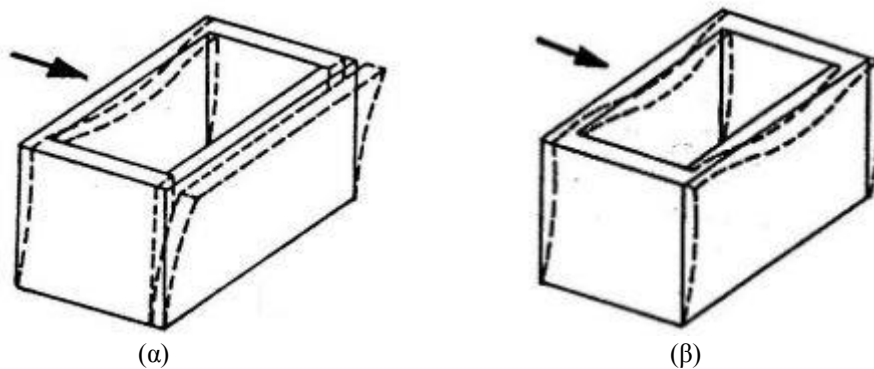
⁵⁷ Λόγω της χειροκίνητης δημιουργίας της τομής αυτής και της σχετικής ευαισθησίας των αριθμητικών αποτελεσμάτων γίνεται αποδεκτό ένα πολύ μικρό ποσοστό απόκλισης των ακριβών αποτελεσμάτων της έντασης στη διατομή ελέγχου. Βασικός στόχος του συγκεκριμένου ελέγχου ήταν η επαλήθευση της τάξης μεγέθους επάρκειας έναντι διατμητικής αστοχίας με τις δύο διαφορετικές μεθόδους. Επίσης έγινε χρήση της παραδοχής διατήρησης κοινού μήκους θλιβόμενης περιοχής αν και παρουσιάστηκε διαφορά λίγων εκατοστών μεταξύ των μεθόδων.

7.3 Κάμψη κατακόρυφων στοιχείων εκτός επιπέδου

Η συμπεριφορά της τοιχοποιίας σε κάμψη εκτός του επιπέδου της είναι πολύ σημαντική στην ολική ασφάλεια της κατασκευής. Η ανάλυση με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων έδειξε ότι οι παράλληλοι τοίχοι στη διεύθυνση του σεισμού κυρίως διατέμνονται, ενώ οι κάθετοι στη διεύθυνση του σεισμού κάμπτονται.

Σε αντίθεση με την περίπτωση σεισμικής δράσης παράλληλα στο επίπεδο του τοίχου, όπου συμπεριφέρεται σαν δίσκος και έχει μεγαλύτερη αντίσταση, η συμπεριφορά ενός τοίχου σε εκτός επίπεδο κάμψη είναι όμοια με αυτήν μιας κατακόρυφης πλάκα με οριζόντιο φορτίο.

Όταν δεν υπάρχει διάφραγμα και διαζώματα οι τοίχοι είναι ουσιαστικά ασύνδετοι και μετά από τον αποχωρισμό τους λειτουργούν ανεξάρτητα. Όταν υπάρχει περιμετρικό διάζωμα ή διάφραγμα έως τη στέψη των τοιχοποιιών μπορεί να αποφευχθεί ο αποχωρισμός των τοίχων στις γωνίες, αλλά η σχετικά μικρή εγκάρσια δυσκαμψία του διαζώματος δεν μπορεί να προστατέψει την τοπικά έντονη εκτός επιπέδου κάμψη των τοίχων κάθετα στη διεύθυνση του σεισμού με αποτέλεσμα οι τοίχοι να λειτουργούν σε κατακόρυφο επίπεδο ως τριέριστες πλάκες.



Εικ.83: Συμπεριφορά τοίχων κάθετα στο σεισμό (α) λόγω της έλλειψης διαφράγματος και διαζωμάτων – πρόβολος και (β) με κατακόρυφο διάζωμα και διαφραγματική λειτουργία – τριέριστη πλάκα

Ο σχετικός έλεγχος πραγματοποιείται για τη στάθμη του σεισμού σχεδιασμού μέσω σύγκρισης της αναπτυσσόμενης εφελκυστικής τάσης, λόγω αξονικής δύναμης και ροπής στην ακραία εφελκυσόμενη ίνα της διατομής, με την καμπτική αντοχή της τοιχοποιίας και της θλιπτικής τάσης με την αντίστοιχη θλιπτική αντοχή.

Η καμπτική αντοχή της τοιχοποιίας σε εκτός επίπεδο κάμψη προσδιορίζεται είτε πειραματικά είτε χρησιμοποιούνται οι τιμές των παρακάτω πινάκων οι οποίοι περιλαμβάνονται στο Εθνικό Προσάρτημα και είναι ανάλογες με τη διεύθυνση της κάμψης, το υλικό των λιθοσωμάτων και το είδος και την αντοχή του κονιάματος. Υπάρχουν δύο περιπτώσεις, η αντοχή σε κάμψη κατά επίπεδο παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς και η καμπτική αντοχή κατά επίπεδο αστοχίας κάθετο προς τους οριζόντιους. Στην περίπτωση του γεφυριού της Πλάκας εξετάστηκαν και τα δύο ενδεχόμενα για λαξευτούς φυσικούς λίθους και κονίαμα γενικής εφαρμογής υψηλής αντοχής.

Πίνακας (1)

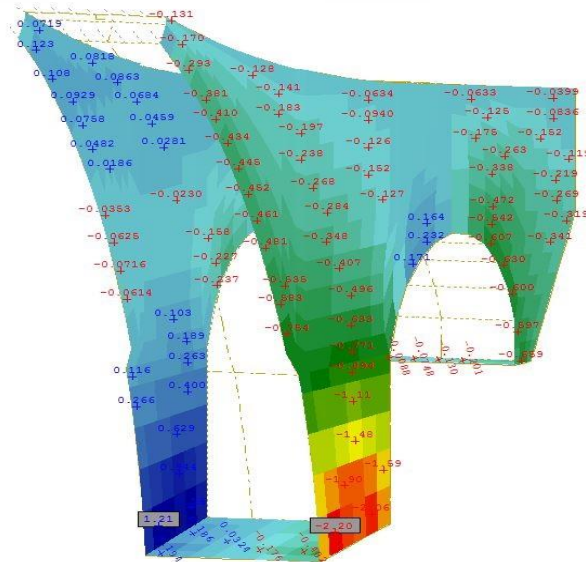
| Υλικό λιθοσώματος | f_{tk1} (N/mm ²) | | | |
|--------------------------------|--------------------------------|---------------------------|------------------------|---------------------|
| | Κονίαμα γενικής εφαρμογής | | Κονίαμα λεπτής στρώσης | Ελαφροκονίαμα |
| | $f_m < 5\text{N/mm}^2$ | $f_m \geq 5\text{N/mm}^2$ | | |
| Άργιλος | 0,10 | 0,10 | 0,15 | 0,10 |
| Πυριτικό ασβέστιο | 0,05 | 0,10 | 0,20 | Δεν χρησιμοποιείται |
| Σκυρόδεμα με αδρανή | 0,05 | 0,10 | 0,20 | Δεν χρησιμοποιείται |
| Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα | 0,05 | 0,10 | 0,15 | 0,10 |
| Τεχνητοί λίθοι | 0,05 | 0,10 | Δεν χρησιμοποιείται | Δεν χρησιμοποιείται |
| Λαξευτοί φυσικοί λίθοι | 0,05 | 0,10 | 0,15 | Δεν χρησιμοποιείται |

Πίνακας (2)

| Υλικό λιθοσώματος | f_{tk2} (N/mm ²) | | | |
|--------------------------------|--------------------------------|---------------------------|------------------------|---------------------|
| | Κονίαμα γενικής εφαρμογής | | Κονίαμα λεπτής στρώσης | Ελαφροκονίαμα |
| | $f_m < 5\text{N/mm}^2$ | $f_m \geq 5\text{N/mm}^2$ | | |
| Άργιλος | 0,20 | 0,40 | 0,15 | 0,10 |
| Πυριτικό ασβέστιο | 0,20 | 0,40 | 0,30 | Δεν χρησιμοποιείται |
| Σκυρόδεμα με αδρανή | 0,20 | 0,40 | 0,30 | Δεν χρησιμοποιείται |
| Αυτόκλειστο κυψελωτό σκυρόδεμα | $\rho < 400 \text{ kg/m}^3$ | 0,20 | 0,20 | 0,15 |
| | $\rho \geq 400 \text{ kg/m}^3$ | 0,20 | 0,40 | 0,30 |
| Τεχνητοί λίθοι | 0,20 | 0,40 | Δεν χρησιμοποιείται | Δεν χρησιμοποιείται |
| Λαξευτοί φυσικοί λίθοι | 0,20 | 0,40 | 0,15 | Δεν χρησιμοποιείται |

Εικ.84: Πίνακες Εθνικού Προσαρτήματος των ενδεικτικών τιμών της καμπτικής αντοχής της τοιχοποιίας
 (1) f_{tk1} για την περίπτωση κάμψης κατά επίπεδο παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς
 (2) f_{tk2} για την περίπτωση κάμψης κατά επίπεδο κάθετο στους οριζόντιους αρμούς

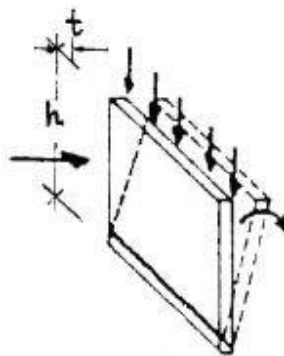
Πριν από τον έλεγχο της εκτός επιπέδου έντασης προηγείται η ερμηνεία της συμπεριφοράς των κατακόρυφων στοιχείων. Με βάση την εντός επιπέδου αναπτυσσόμενη τάση παρατηρείται υπέρβαση της εφελκυστικής αντοχής στη βάση του τοίχου, γεγονός που θα δικαιολογούσε την ενδεχόμενη συμπεριφορά προβόλου. Η συμπεριφορά που παρουσιάζεται στο προσομοίωμα υπολογισμού όμως είναι αυτή της τριέρειστης πλάκας, τόσο βάσει της παραμορφωμένης εικόνας όσο και της αναπτυσσόμενης τάσης στη βάση των τοίχων.



Εικ.85: Αναπτυσσόμενη ένταση εντός επιπέδου των κατακόρυφων τοίχων ανατολικού βάθρου για το σεισμό σχεδιασμού.

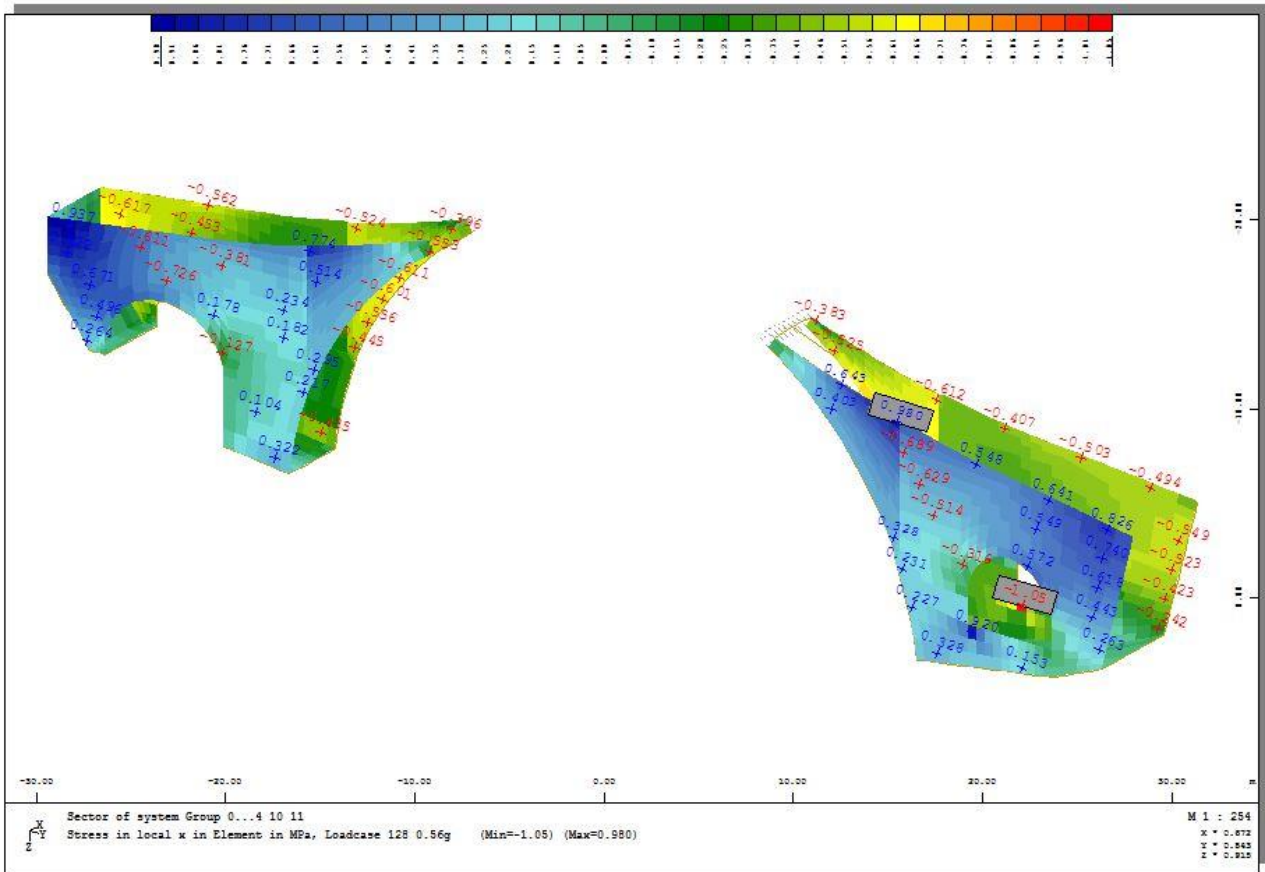
$$f_t, \max = 1.21 \text{MPa} > 0,40 \text{MPa} / \sigma_{\max} = 2.20 \text{MPa}$$

Το φαινόμενο αυτό δικαιολογείται στην επαρκή σύνδεση με τα εγκάρσια στοιχεία και στο ρόλο του γεμίσματος, το οποίο αποδεικνύεται όχι και τόσο «μαλακό», όπως συνηθίζεται σε λίθινες γέφυρες αυτού του είδους. Κατά συνέπεια οι δύο κατακόρυφοι τοίχοι σε κάθε βάθρο αποτελούν έναν συμπαγή πεσσό ο οποίος συμπεριφέρεται ως ενιαίος στην εκτός επιπέδου καταπόνηση. Ο τοίχος λικνίζεται γύρω από τη βάση του σαν συμπαγές σώμα με τον κίνδυνο σύνθλιψης των θλιβόμενων ζωνών στις γωνίες και αποκόλληση των αρμών στην εφελκυστική ζώνη.



Εικ86.: Τοίχος – Πεσσός υπό οριζόντια φόρτιση κάθετα στο επίπεδό του.

Βάσει των αποτελεσμάτων της ανάλυσης διαπιστώθηκε επάρκεια της θλιπτικής αντοχής, αλλά υπέρβαση της καμπτικής αντοχής σε περιοχές του άνω μέρους των τυμπάνων και στα δύο βάθρα.

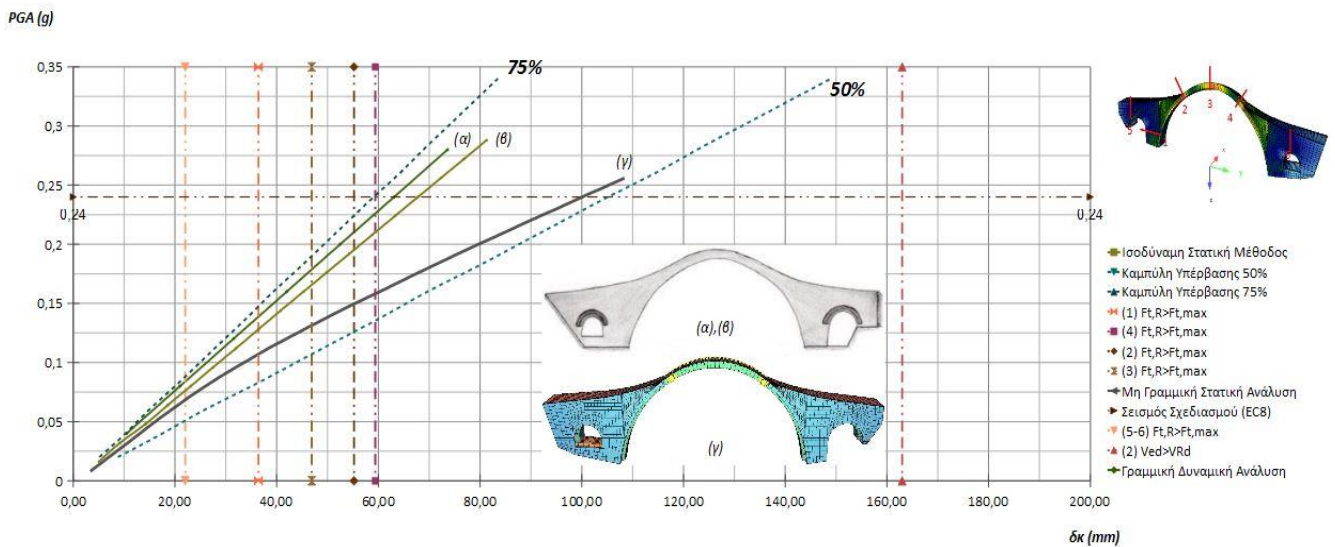


Εικ87.: Αναπτυσσόμενη ένταση εκτός επιπέδου των τυμπάνων των βάθρων για το σεισμό σχεδιασμού για την εφελκυστική (ανάντη) και τη θλιβόμενη πλευρά (καπάνη) βάσει της εξεταζόμενης φοράς της σεισμικής διέγερσης.

Η μορφή αστοχίας εξαρτάται από τη γεωμετρία και τη σχέση κατακόρυφου και οριζόντιου φορτίου, καθώς και από τα μηχανικά χαρακτηριστικά της τοιχοποιίας. Κατά κανόνα εμφανίζεται με τη μορφή κατακόρυφων ρωγμών στις γωνίες και τις ενώσεις των τοίχων ή αποκόλλησης τμημάτων λόγω ανεπαρκούς σύνδεσης με τα εγκάρσια στοιχεία.

8. Συμπεράσματα

- Τεκμηριώθηκαν κάποιες ισχυρές ενδείξεις για την επιβεβαίωση του εναλλακτικού τρόπου προσομοίωσης του μοντέλου υπολογισμών με τη χρήση νέας ομάδας πεπερασμένων στοιχείων, ο οποίος φαίνεται να αποτυπώνει μια πιο ρεαλιστική συμπεριφορά της συγκεκριμένης γέφυρας βάσει σύγκρισης με τη συμπεριφορά του αρχικού μοντέλου σε μια σειρά πραγματικών καταγραφών.
- Επαληθεύτηκε η συμπεριφορά του ανώτερου τμήματος του κεντρικού τόξου και η μεγάλη συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών λόγω της δημιουργίας μηχανισμού στο τμήμα αυτό ήδη από χαμηλότερες στάθμες σεισμικής δράσης από αυτήν του σεισμού σχεδιασμού.
- Επαληθεύτηκε η επάρκεια έναντι διαμητικής αστοχίας στην κρίσιμη διατομή αλλαγής γεωμετρίας στην πλευρά του ανατολικού βάθρου για το σεισμό σχεδιασμού.
- Επαληθεύτηκε η ευαισθησία των περιοχών που αναπτύσσεται μεγάλη εφελκυστική ένταση για το σεισμό σχεδιασμού. Η σεισμική τρατότητα του μνημείου, η οποία γίνεται αυτομάτως αποδεκτή με την ανακατασκευή της γέφυρας «όπως ήταν», πρακτικώς συνεπάγεται την υπέρβαση της εφελκυστικής αντοχής σε όλες τις κρίσιμες θέσεις ελέγχου.



Βιβλιογραφία

- [1]: Τεχνική Έκθεση Ε.Μ.Π.(2015), “Η Γέφυρα του Αράχθου στην Πλάκα”
- [2]: Μπακάλης Δ., Επιβλ. Π. Πλαΐνης, “Γέφυρα Πλάκας Αράχθου – Μελέτη Επισκευής”, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π (1995)
- [3]: Θ.Π.Τάσιος, “Η Μηχανική της Τοιχοποιίας”, Εκδόσεις Συμμετρία
- [4]: Βιντζηλαίου Ε., Σημειώσεις μεταπτυχιακού μαθήματος ΔΠΜΣ “Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση Κατασκευών” - “Προχωρημένη Μηχανική της Τοιχοποιίας”
- [5]: Βιντζηλαίου Ε., «Σημειώσεις για το μάθημα Μηχανική της Τοιχοποιίας», Πανεπιστημιακές Εκδόσεις Ε.Μ.Π.
- [6]: Ευρωκώδικας 6: Σχεδιασμός κατασκευών από τοιχοποιία
- [7]: Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών
- [8]: ΚΑΛΛΙΕΡΓΟΣ ΟΤΜ, “Ιστορικό Γεφύρι Πλάκας : Διερεύνηση Στατικής Λειτουργίας – Ερμηνεία Συμπεριφοράς”
- [9]: Galasco A., Lagomarsino S., Penna A., Resemini S. (2004), “Non-Linear Seismic Analysis of Masonry Structures”
- [10]: Brencich A., De Francesco U. (2004), “Assessment of Multispan Masonry Arch Bridges”
- [11]: Brencich A., Morbiducci R. (2007), “Masonry Arches: Historical Rules and Modern Mechanics”
- [12]: Milani G., Lourenco P. (2012), “3D non-linear behavior of masonry arch bridges”
- [13]: Ford T., Augarde C., Tuxford S. (2003), “Modelling masonry arch bridges using commercial finite element software”
- [14]: Grandjean A., Bruhwiler E. (2016), “Load-bearing capacity of masonry arch bridges using a plastic model”
- [15]: De Santis S., de Felice G. (2012), “Seismic analysis of masonry arches”
- [16]: Yang Y. (1991), “Progressive failure analysis of masonry arch bridges”
- [17]: Asteris P., Giannopoulos I. (2012), “Vulnerability and Restoration Assessment of Masonry Structural Systems”
- [18]: Kwoii-Hock (1999), “Analysis of Masonry Arch Bridges”
- [19]: Chronopoulos P., Zigouris N., Asteris P. (2012), “Investigation/Documentation and Aspects of Seismic Assessment and Redesign of Traditional Masonry Buildings in Greece”
- [20]: Γιαννέλος Χ., Βαμβάτσικος Δ. (2008), “Απλοποιημένες Μέθοδοι μη Γραμμικής Δυναμικής Ανάλυσης Γέφυρας υπό Σεισμική Καταπόνηση σε Δύο Διευθύνσεις”
- [21]: Αδάμη Ε., Βιντζηλαίου Ε., Τουμπακάρη Ε., “Επεμβάσεις σε ιστορικές τοιχοποιίες: διερεύνηση του μηχανισμού συνάφειας λίθων ή πλίνθων και ενεμάτων”