

Σχεδιασμός Γέφυρας Ροδινίου Έναντι Πιθανής Τεκτονικής Διάρρηξης

Design of Rodinion Bridge against Possible Tectonic Dislocation

ΑΝΑΣΤΑΣΟΠΟΥΛΟΣ, Ι.
ΓΚΑΖΕΤΑΣ, Γ.

Δρ. Πολιτικός Μηχανικός, Μεταδιδάκτωρ Ερευνητής Ε.Μ.Π.
Δρ. Πολιτικός Μηχανικός, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ : Παρουσιάζεται η μεθοδολογία σχεδιασμού μιας τυπικής οδικής γέφυρας τριών ανοιγμάτων έναντι πιθανής τεκτονικής μετακίνησης. Ο Ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός (ΕΑΚ–2000), *δέν απαγορεύει* μεν πλήρως την δόμηση στην άμεση γειτονία ενεργού ρήγματος, απαιτεί όμως την εκπόνηση *ειδικής σεισμικής–γεωλογικής–γεωτεχνικής–στατικής* μελέτης. Το άρθρο παρουσιάζει την εφαρμογή μιάς τέτοιας μεθοδολογίας στον αντισεισμικό σχεδιασμό της γέφυρας. Η ανάλυση Αλληλεπίδρασης Διαρρήξεως–Εδάφους–Θεμελίου–Ανωδομής (ΑΔΕΘΑ) αποδεικνύει την ευαισθησία γεφυρών με συνεχή φορέα καταστρώματος. Αντιπροτείνεται η λύση αμφιέριστων φορέων, η οποία στην ουσία επιτυγχάνει *σεισμό-τεκτονική μόνωση* της γέφυρας.

ABSTRACT : The article presents the design methodology of a typical three-span highway bridge against possible surface break-out of tectonic displacement. The Greek Seismic Code (EAK–2000) does not prohibit building in the vicinity of active faults, but requires a special *seismic–geological–geotechnical–structural* study to be conducted. The article applies such a methodology in the design of the bridge. The analysis of Fault Rupture–Soil–Foundation–Structure Interaction (FR–SFSI) proves the sensitivity of bridges with continuous deck. The study counter-proposes an alternative bridging scheme with separate simply-supported decks, providing seismo-tectonic isolation of the bridge.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Αντικείμενο του άρθρου αποτελεί ο σχεδιασμός της Γέφυρας Άνω Διάβασης του ρέματος Ροδινίου (στην Ρόδο) έναντι πιθανής τεκτονικής μετακινήσεως. Όπως δείχνεται στο Σχ. 1a, πρόκειται για τυπική οδική γέφυρα τριών ανοιγμάτων, συνολικού μήκους 72 m. Αποτελείται από ένα κεντρικό άνοιγμα 24.8 m και δύο ελαφρώς κοντύτερα ακραία ανοίγματα 23.6 m. Το προεντεταμένου σκυροδέματος κατάστρωμα είναι κιβωτιοειδούς διατομής, 1.7 m σε ύψος και 11.3 m σε πλάτος (συνολικά), με πάχος τοιχωμάτων 0.25 m. Σύμφωνα με τον αρχικό σχεδιασμό, όπως κατά κόρον συνηθίζεται στην συνήθη πρακτική, το συνεχές κατάστρωμα της γέφυρας θα εδράζονταν μέσω ελαστομεταλλικών εφεδράνων στα βάθρα M1 και M2, και στα ακρόβαθρα A1 και A2. Τα βάθρα είναι τοιχοειδούς διατομής πάχους 1.4 m, πλάτους 7 m, το δε ύψος του κυμαίνεται από 7.3 έως 7.9 m.

Η θεμελίωση βάθρων και ακροβάθρων αποτελείται από ομάδες 2 x 4 πασσάλων, διαμέτρου 1.2 m, συνδεδεμένες με την ανωδομή μέσω κεφαλοδέσμων πάχους 1.6 m.

Η “δυσκολία” στην μελέτη της εν λόγω γέφυρας έγκειται στην γεινίαση της με το ρήγμα Ροδινίου, το οποίο τοποθετείται στην περιοχή του ομώνυμου ρέματος, κατά μήκος και παράλληλα με την Εθνική Οδό Ρόδου–Λίνδου. Η υπό μελέτην γέφυρα διέρχεται κάθετα από το χαρτογραφημένο ίχνος του ρήγματος και ο σχεδιασμός της απαιτεί ειδική αντιμετώπιση. Σύμφωνα με τον Νέο Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ–2000), *δέν απαγορεύεται* μεν πλήρως η δόμηση στην άμεση γειτονία ενεργού ρήγματος, απαιτείται όμως εκπόνηση *ειδικής σεισμικής–γεωλογικής–γεωτεχνικής–στατικής* μελέτης.

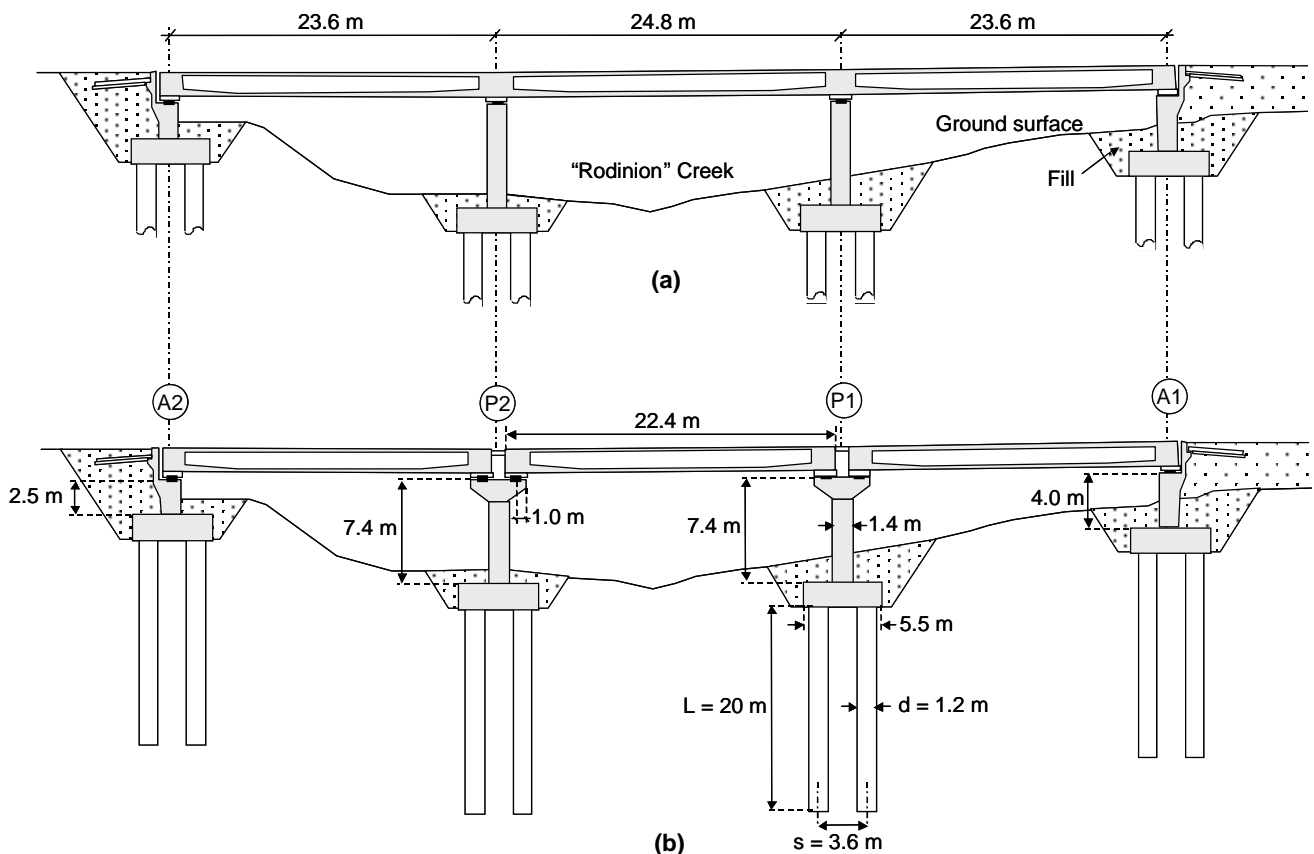
Το άρθρο παρουσιάζει την εφαρμογή μιάς νέας μεθοδολογίας στην ανάλυση της εν λόγω γέφυρας με χρήση πεπερασμένων στοιχείων και ελαστο-πλαστικού καταστατικού νόμου. Η

εφαρμοσθείσα μεθοδολογία λαμβάνει υπόψιν τόσο τα χαρακτηριστικά των εδαφικών σχηματισμών, όσο και την αλληλεπίδραση διαρρήξεως-εδάφους-γέφυρας.

Ο σχεδιασμός του φορέα της γέφυρας αποτέλεσε το αντικείμενο διερεύνησης της μελέτης. Η εναλλακτική λύση συνεχούς καταστρώματος με μονολιθική σύνδεση στα βάθρα αποκλείστηκε ευθύς εξαρχής, καθώς δεν θα επέτρεπε την ασφαλή παραλαβή πιθανών διαφορικών καθιζήσεων και εφελκυστικών μετακινήσεων τεκτονικής προελεύσεως. Καταρχάς λοιπόν εξετάστηκε η εναλλακτική λύση συνεχούς φορέα καταστρώματος εδραζομένου επί ελαστομεταλλικών εφεδράνων (Σχ. 1a). Όπως θα δειχθεί στην συνέχεια, και η λύση αυτή απορρίφθηκε καθώς η ανάλυση ΑΔΕΘΑ έδειξε ότι και σε αυτήν την περίπτωση η ένταση που μεταβιβάζεται στο κατάστρωμα της γέφυρας ενδέχεται να φθάσει σε μη αποδεκτά επίπεδα.

Τελικά, προκειμένου να γίνει εφικτός ο

ασφαλής σχεδιασμός της γέφυρας, σε συνεργασία πάντα με τον δομοστατικό μελετητή προτάθηκε η λύση διαχωρισμού του καταστρώματος σε τρεις ξεχωριστούς φορείς, εδραζόμενους επί βάθρων και ακροβάθρων μέσω ελαστομεταλλικών εφεδράνων (Σχ. 1b). Η λύση αυτή επιτυγχάνει *σεισμό-τεκτονική μόνωση* της γέφυρας, εξασφαλίζοντας ελαχιστοποίηση της έντασης που τελικώς μεταβιβάζεται στον φορέα, και επιτρέποντας την ασφαλή παραλαβή πιθανών διαφορικών μετακινήσεων και εφελκυστικών μετατοπίσεων. Προκειμένου να αποφευχθούν οι ενδιάμεσοι αρμοί (υπερβολικός θόρυβος και φθορές), τα τρία καταστρώματα ενώνονται μέσω συνεχούς πλάκας καταστρώματος. Σε περίπτωση εκδηλώσεως σημαντικής καμπτικής παραμόρφωσης λόγω τεκτονικής μετακίνησης, η πλάκα καταστρώματος έχει σχεδιαστεί [Λεπίδας & Σπινάσας, 2005] ώστε να αστοχεί σε κάμψη, επιτρέποντας στο σύστημα να αποκριθεί σύμφωνα με τον σχεδιασμό.



Σχήμα 1. Κατά μήκος τομή : (a) της αρχικής λύσεως συνεχούς καταστρώματος επί ελαστομεταλλικών εφεδράνων, και (b) της τελικώς προταθείσας “σεισμο-τεκτονικώς” μονωμένης λύσεως (τρία ανεξάρτητα αμφιέρριστα καταστρώματα, επί ελαστομεταλλικών εφεδράνων).

Figure 1. Cross section of : (a) initial design with continuous deck supported on lead-rubber bearings, (b) modified design, offering seismo-tectonic isolation (three separate simply supported decks, supported on lead-rubber bearings).

2. ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΟΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑ ΤΗΣ ΠΕΡΙΟΧΗΣ

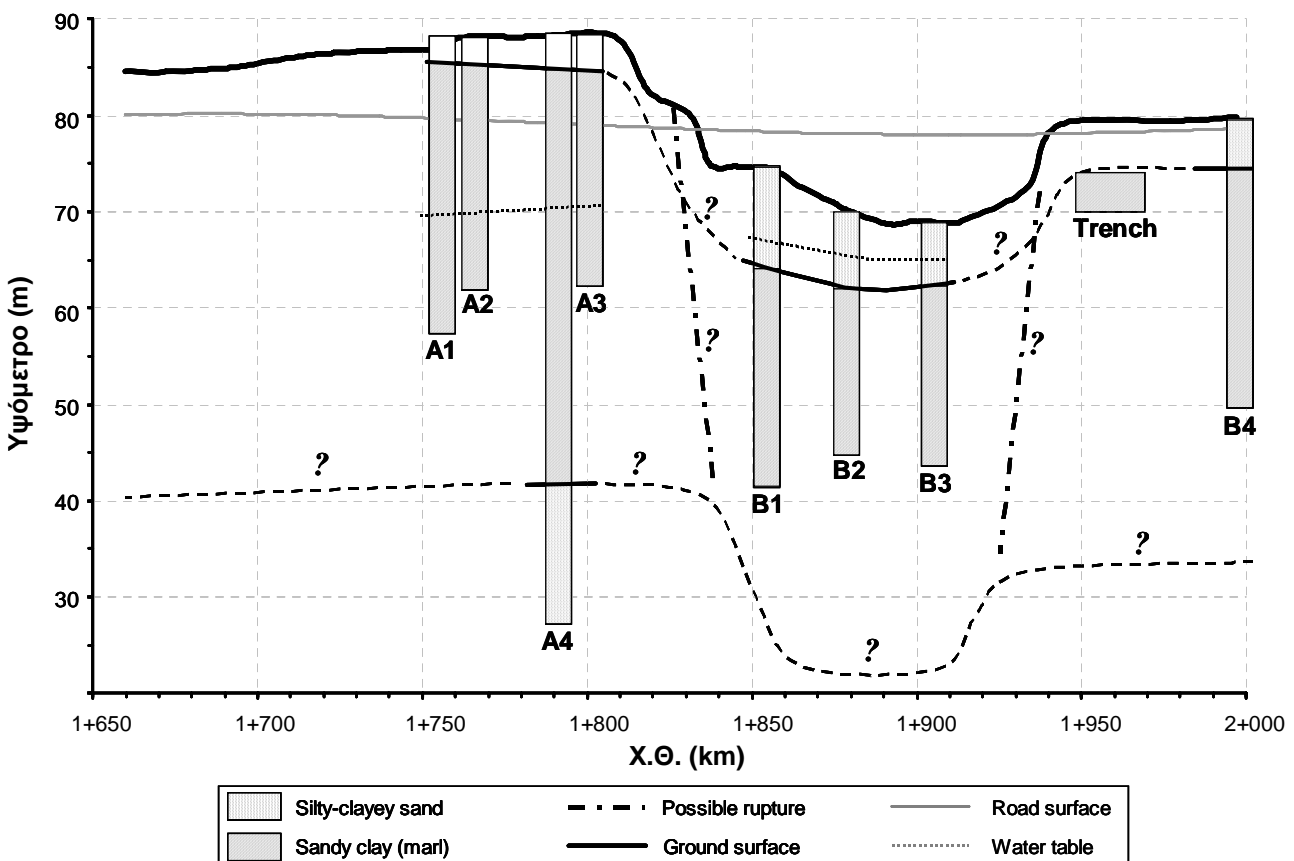
Η ευρύτερη περιοχή περί την νήσο της Ρόδου χαρακτηρίζεται ως ιδιαίτερος υψηλής σεισμικότητας. Τα τελευταία 100 χρόνια ο μεγαλύτερος σεισμός στον Ελληνικό χώρο, μεγέθους $M_s 8$, έλαβε χώραν πλησίον της νήσου της Ρόδου. Σύμφωνα με την μελέτη σεισμικής επικινδυνότητας της περιοχής [Λέκκας, 1994] το μέγιστο αναμενόμενο μέγεθος σεισμού (με πιθανότητα εμφάνισης 63%) ανέρχεται σε $M_s 6.8$ και 7.2 για τα επόμενα 50 και 100 χρόνια, αντιστοίχως.

Η πόλη της Ρόδου διασχίζεται από πέντε ενεργά ρήγματα. Το ρήγμα Ροδινίου, το οποίο αποτελεί το επίκεντρο της μελέτης μας καθότι διασχίζει σχεδόν κάθετα την υπό-μελέτην γέφυρα, έχει μήκος το οποίο ξεπερνά τα 15 km, πρακτικώς δε ταυτίζεται με το ομώνυμο ρέμα. Το συγκεκριμένο ρήγμα χαρακτηρίζεται ως τεκτονικώς ενεργό, η δε επαν-ενεργοποίησή του στο μέλλον είναι πιθανή.

3. ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ

Κατά την γεωτεχνική διερεύνηση εκτελέστηκαν οκτώ γεωτρήσεις [Αργυριάδης, 2004]. Ο υδροφόρος ορίζοντας βρέθηκε σε βάθος περί τα 6 έως 7 m. Προτού προχωρήσουμε στην μελέτη της γέφυρας, επισκεφθήκαμε την περιοχή. Περπατώντας κατά μήκος του ρέματος Ροδινίου και κατόπιν της θέσεως της γέφυρας, εντοπίσαμε αρκετές επιφανειακές εμφανίσεις του βραχώδους υποβάθρου, και στα δυο αντερείσματα. Σε όλες τις περιπτώσεις τα βραχώδη υλικά παρουσίαζαν σαφείς ασυνέχειες. Κοντά στην γεώτρηση B4 ανακαλύψαμε ένα όρυγμα 3 m. Το έδαφος εντός του ορύγματος αυτού αποτελείτο από μέση έως πυκνή αργιλώδη άμμο με χάλικες.

Τα αποτελέσματα της γεωτεχνικής έρευνας, σε συνδυασμό με τις επιτόπου παρατηρήσεις μας, αξιοποιήθηκαν για την δημιουργία της εξιδανικευμένης γεωτεχνικής τομής του Σχ. 2. Οι πιθανές ζώνες διαρρηξέως σε αμφότερα τα αντερείσματα δεν έχουν επιβεβαιωθεί πλήρως.



Σχήμα 2. Εξιδανικευμένη γεωτεχνική τομή, βασισμένη στην εκτελεσθείσα γεωτεχνική έρευνα, σε συνδυασμό με τις επιτόπου παρατηρήσεις μας.

Figure 2. Idealised geotechnical cross-section based on the conducted geo-exploration in conjunction with our field observations

Βασίζονται στα συμπεράσματα των επιτόπου παρατηρήσεων μας (τα οποία δεν περιγράφονται με λεπτομέρεια στο παρόν άρθρο), την γεωμορφολογία της περιοχής, και την (λογική) υπόθεση ότι το ρήγμα Ροδινίου πρακτικώς ταυτίζεται με το ομώνυμο ρέμα.

Σύμφωνα με την προαναφερθείσα υπόθεση, η μορφολογική τάφρος μέσα από την οποία διέρχεται το ρέμα Ροδινίου, αποτελεί ουσιαστικά το αποτέλεσμα τεκτονικής μετακίνησης του ομώνυμου ρήγματος. Ομολογουμένως, η υπόθεση μας δεν μπορεί να αποδειχθεί πλήρως (θα απαιτείτο η διενέργεια ειδικής σεισμοτεκτονικής μελέτης, κάτι που όμως ο προϋπολογισμός του έργου – επίπεδο προμελέτης – δεν δικαιολογούσε), εξηγεί όμως ικανοποιητικά την όλη μορφολογία της περιοχής και τις ασυνέχειες στα δύο αντερείσματα.

4. ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ

Προκειμένου να αναλύσουμε την απόκριση της γέφυρας στην επιβαλλόμενη τεκτονική μετατόπιση, λαμβάνοντας υπόψιν την ΑΔΕΘΑ, πραγματοποιούμε διδιάστατη ανάλυση επίπεδης παραμόρφωσης του συστήματος εδάφους–θεμελίωσης–γέφυρας. Η ανάλυση διεξάγεται σε δύο βήματα, με χρήση της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων (ΠΣ).

Καταρχήν αναλύεται η διάδοση της διάρρηξης στο ελεύθερο πεδίο, αγνοώντας την επίδραση της γέφυρας. Αναλύεται εδαφική στρώση πάχους H , στην βάση της οποίας κανονικό ρήγμα κλίσεως α , παράγει βύθιση κατακόρυφου πλάτους h . Για την προσομοίωση της συμπεριφοράς του εδάφους έγινε χρήση τροποποιημένου ελαστοπλαστικού καταστατικού προσομοιώματος Mohr-Coulomb, με ιστροπικό νόμο χαλάρωσης για την συνοχή c , την γωνία τριβής ϕ , και την διαστολικότητα ψ [Αναστασόπουλος, 2005].

Όπως έχει ήδη γίνει αντιληπτό, τα διαθέσιμα δεδομένα ήταν σαφώς ανεπαρκή ως προς την σεισμο-τεκτονική επικινδυνότητα του ρήγματος Ροδινίου. Πιο συγκεκριμένα, δεδομένης της αδυναμίας εκτέλεσης (σε αυτήν την φάση τουλάχιστον) της απαιτούμενης σεισμο-τεκτονικής μελέτης, η πιθανή (αναμενόμενη) μετακίνηση του ρήγματος είναι άγνωστη.

Επομένως, δεν είχαμε άλλη επιλογή παρά να χρησιμοποιήσουμε τις ευρέως διαδεδομένες εμπειρικές συσχετίσεις των Wells & Coppersmith [1994]. Δεδομένου ότι το μήκος

του ρήγματος ενδέχεται να ξεπερνά τα 15 km [Λέκκας, 1994], υποθέτουμε πιθανό μήκος διάρρηξης $L_f = 8$ km με 20 km, το οποίο συνεπάγεται πιθανό μέγεθος σεισμού $M_s 6$ έως 6.5. Γι αυτό το πιθανό εύρος σεισμικής έντασης, και για διάρρηξη κανονικού τύπου, η μέση αναμενόμενη μετατόπιση ανέρχεται σε $AD = 7 - 40$ cm, η δε μέγιστη σε $MD = 20 - 70$ cm. Δεδομένου του μικρού άλματος του ρήγματος Ροδινίου (της τάξεως των 20 m), θεωρούμε την πιθανότητα εκδήλωσης της μέγιστης τιμής της MD ως μη ρεαλιστική και ιδιαίτερος μικρής πιθανότητας. Ως εκ τούτου θεωρούμε ως μετατόπιση σχεδιασμού της γέφυρας : $D = 20 - 40$ cm. Σημειώνεται ότι η μετατόπιση αυτή ενδέχεται να λάβει χώραν είτε κατά την διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος, ή να είναι συσσωρευτικής φύσεως (πολλαπλά σεισμικά επεισόδια). Επιπλέον, η εκδήλωση συν-σεισμικών μετακινήσεων κατά μήκος του εν λόγω ρήγματος δεν μπορεί να αποκλειστεί. Λαμβάνοντας υπόψιν το παραπάνω σκεπτικό, διερευνούμε παραμετρικά την απόκριση της γέφυρας σε επιβαλλόμενη τεκτονική μετατόπιση (του βραχώδους υποβάθρου) h από 0.1 m έως 0.7 m.

Όπως ήδη συζητήθηκε, η εξιδανικευμένη γεωτεχνική τομή του Σχ. 2 βασίζεται στην υπόθεση ότι το ρήγμα Ροδινίου ταυτίζεται με το ομώνυμο ρέμα, η δε παρατηρούμενη μορφολογική τάφρος οφείλεται στο σχηματισμό κατακρημνίσματος βαρύτητας. Απ' όλες τις γεωτρήσεις, μόνον η Α4 έφτασε σε βάθος 60 m, χωρίς ωστόσο να εντοπισθεί το βραχώδες υπόβαθρο. Συνεπώς, το βάθος της εδαφικής στρώσεως H είναι επίσης άγνωστο. Άγνωστη είναι και η κλίση του ρήγματος α . Μην έχοντας περισσότερα στοιχεία, εκτιμήσαμε και τις δύο αυτές παραμέτρους (H και α) μέσω αντίστροφης ανάλυσης του σχηματισμού της παρατηρούμενης μορφολογικής τάφρου (=κατακρήμνισμα βαρύτητας). Η εν λόγω αντίστροφη ανάλυση, η οποία δεν θα συζητηθεί στο παρόν άρθρο λόγω χωρικών περιορισμών, κατέληξε σε $\alpha \approx 45^\circ$ και $H \approx 100$ m.

Γνωρίζοντας την θέση ανάδυσης της διάρρηξης στο ελεύθερο πεδίο, η γέφυρα, προσομοιούμενη με χρήση στοιχείων δοκού, τοποθετείται επί της εδαφικής στρώσεως ώστε να αναλυθεί η ΑΔΕΘΑ. Δεδομένου ότι το πρόβλημα είναι στην πραγματικότητα τρισδιάστατο, στα στοιχεία της γέφυρας (στοιχεία δοκού) δόθηκαν ισοδύναμες ιδιότητες επίπεδης παραμόρφωσης. Με αυτό τον τρόπο, η δυσκαμψία της ανωδομής προσομοιώνεται

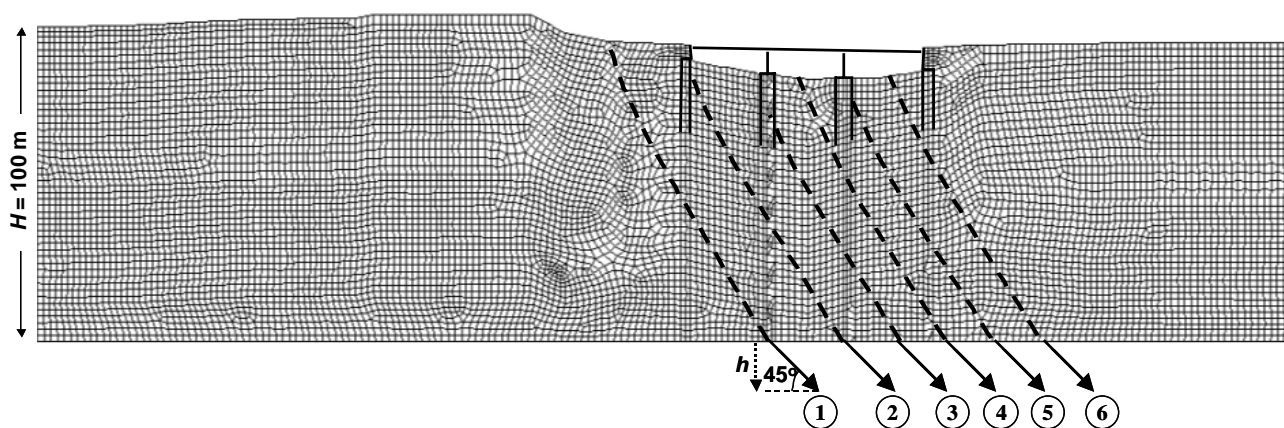
κατά το δυνατόν ρεαλιστικότερα. Δεδομένου ότι η ακριβής θέση του ρήγματος δεν είναι γνωστή, εξετάζουμε παραμετρικά 6 πιθανές σχετικές θέσεις ρήγματος-γέφυρας (Σχ. 3). Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της προαναφερθείσης αντίστροφης αναλύσεως, η θέση “1” είναι η πλέον πιθανή. Παρ’ όλ’ αυτά, δεδομένου του προσεγγιστικού χαρακτήρα της αντίστροφης ανάλυσης μας, συνυπολογίζοντας δε το ότι δεν υπάρχει καμία εγγύηση ότι το ρήγμα θα διαρραγεί στην ίδια ακριβώς θέση σε επόμενο σεισμό, τα σενάρια “2” έως “6” δεν μπορούν να αποκλειστούν.

5. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ : ΣΥΝΕΧΕΣ ΕΝΑΝΤΙ “ΜΟΝΩΜΕΝΟΥ” ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ

Όπως ήδη συζητήθηκε, ο σκοπός της μελέτης ήταν ο αντισεισμικός σχεδιασμός της γέφυρας έναντι πιθανής τεκτονικής μετακίνησης του ρήγματος Ροδινίου. Η εναλλακτική λύση μονολιθικής συνδέσεως καταστρώματος-βάθρων απορρίφθηκε ευθύς εξαρχής ως ιδιαίτερως επιρρεπής σε διαφορικές μετακινήσεις : δεν επιτρέπει ούτε διαφορική καθίζηση, ούτε εφελκυστική μετατόπιση.

Στην ενότητα ετούτη συγκρίνουμε τα αποτελέσματα της ανάλυσης ΑΔΕΘΑ για τις δύο εναλλακτικές λύσεις του Σχ. 1 : (α) την αρχικώς προταθείσα λύση συνεχούς καταστρώματος, εδραζομένου επί βάθρων και ακροβάθρων μέσω ελαστομεταλλικών εφεδράνων (Σχ. 1α), και (β) την τελικώς προταθείσα λύση τριών ανεξάρτητων

Στο Σχ. 4 συγκρίνονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης ΑΔΕΘΑ για τις δύο εναλλακτικές αμφιέρειστων καταστρώματων, εδραζόμενων μέσω ελαστομεταλλικών εφεδράνων (Σχ. 1b). λύσεις, σε όρους παραμορφωμένου καννάβου ΠΣ και καμπτικής ροπής κατά μήκος του (των) καταστρώματος(ων). Η απόκριση της “σεισμο-τεκτονικώς” μονωμένης εναλλακτικής λύσεως είναι σαφέστατα πλεονεκτική. Παρατηρήστε τον παραμορφωμένο (συντελεστής μεγέθυνσης παραμορφώσεων = 6) κάνναβο ΠΣ (Σχ. 4b) : η επιβαλλόμενη τεκτονική παραμόρφωση δεν προκαλεί σχεδόν καθόλου κάμψη στα αμφιέρειστα καταστρώματα, τα οποία περιστρέφονται ως στερεά σώματα. Αντιθέτως, όπως δείχνεται στο Σχ. 4a, στην περίπτωση της εναλλακτικής λύσης συνεχούς καταστρώματος, η επιβαλλόμενη τεκτονική μετατόπιση προκαλεί σημαντική καμπτική ένταση. Τα διαγράμματα καμπτικών ροπών επιβεβαιώνουν την σημαντικότερη διαφορά στην απόκριση των δύο λύσεων : ενώ στην “σεισμο-τεκτονικώς” μονωμένη λύση η καμπτική ροπή M είναι πρακτικώς “αναισθητή” στην h , στην περίπτωση της γέφυρας με συνεχές κατάστρωμα η M αυξάνεται σχεδόν γραμμικά με την h . Μόλις για $h = 20$ cm, η μέγιστη καμπτική ροπή M φτάνει τα 15 MNm, τιμή σχεδόν τρεις φορές υψηλότερη από την ένταση λόγω ιδίου βάρους ; για $h = 40$ cm, η M αγγίζει τα 54 MNm, ένταση η οποία σίγουρα θα προκαλούσε αστοχία του καταστρώματος.



Σχήμα 3. Κάνναβος πεπερασμένων στοιχείων, και τα έξι πιθανά σενάρια τεκτονικής διαρρήξεως τα οποία αναλύθηκαν παραμετρικώς. Αν και σύμφωνα με την αντίστροφη ανάλυση η θέση “1” είναι η πλέον πιθανή, τα σενάρια “2” έως “6” δεν μπορούν να αποκλειστούν.

Figure 3. Finite element discretisation, along with the six likely scenarios of fault rupture that were analysed parametrically. Although according to the back-analysis location “1” is the most probable, scenarios “2” to “6” cannot be excluded.

6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Τα βασικά συμπεράσματα έχουν ως εξής :

- [1] Τα υπερ-στατικά συστήματα γεφύρωσης, όπως η αρχική λύση του συνεχούς καταστρώματος, παρουσιάζουν σημαντική ευαισθησία σε τεκτονικώς επιβαλλόμενες διαφορικές καθιζήσεις και εφελκυστικές παραμορφώσεις.
- [2] Αντιθέτως, τα ισοστατικά συστήματα, όπως η τελικώς προταθείσα λύση τριών ανεξάρτητων αμφιέρειστων καταστρωμάτων επί εφεδράνων, προσφέρουν “σεισμο-τεκτονική” μόνωση.
- [3] Η επιβαλλόμενη τεκτονική μετακίνηση δεν προκαλεί σχεδόν καμία επιπόνηση των τριών “σεισμο-τεκτονικώς” μονωμένων καταστρωμάτων, τα οποία απλώς περιστρέφονται και μετακινούνται ως στερεά σώματα επί των εφεδράνων.
- [4] Ο ορθολογικός υπολογισμός και σχεδιασμός γεφυρών έναντι τεκτονικής μετακίνησης είναι εφικτός. Προϋπόθεση αποτελεί η εκτέλεση ειδικής σεισμικής – γεωλογικής – γεωτεχνικής – στατικής μελέτης, όπως άλλωστε επιτάσσει ο ΕΑΚ.

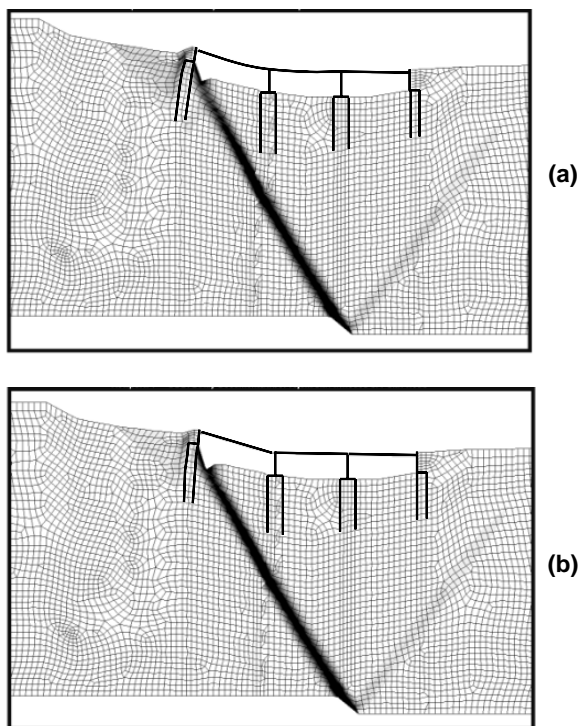


Figure 4. Παραμορφωμένος κάναβος ΠΣ και συσσώρευση πλαστικών παραμορφώσεων για το σενάριο διάρρηξης 2 : (a) αρχική λύση – συνεχές κατάστρωμα, και (b) τελικώς προταθείσα λύση, η οποία προσφέρει “σεισμο-τεκτονική” μόνωση.

Figure 4. Deformed mesh with plastic strain, and bending moments along the deck, for scenario “2” : (a) initial design – continuous deck, and (b) modified design, with “seismo-tectonic” isolation.

7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Αναστασόπουλος, Ι. (2005), “Αλληλεπίδραση Επιφανειακής Διαρρήξεως – Εδάφους – Θεμελίωσης – Ανωδομής”, Διδακτορική Διατριβή, ΕΜΠ, Αθήνα, σελ. 570.
- Αργυριάδης, Α. (2004), “Οριστική Μελέτη Γεωτεχνικών Β’ Φάσης Τεχνικού Ροδινίου Τ6”, Αναπτυξιακή Δωδεκανήσου Α.Ε., Τεχνική Έκθεση.
- Λέκκας, Σ. (1994) “Μελέτη Σεισμικής Επικινδυνότητας και Καταστροφικών Γεωδυναμικών Φαινομένων για την Πόλη της Ρόδου”, Τεχνική Έκθεση.
- Λεπίδας, Ι., και Σπινάσας, Ι. (2005) “Στατική Μελέτη Γέφυρας Άνω Διάβασης Ροδινίου (Τ6)”, Τεχνική Έκθεση.
- Wells, D.L. and Coppersmith, K.J. (1994), “New Empirical Relationships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Surface Displacement”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 84, No. 4, pp. 974-1002.

