

**ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΕΥΑΙΣΘΗΣΙΑΣ ΤΟΞΩΤΗΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΣΕ  
ΕΠΙΒΑΛΛΟΜΕΝΕΣ ΟΡΙΖΟΝΤΙΕΣ ΕΛΑΦΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ**

**Βασιλική Καϋμενάκη**

Πολιτικός Μηχανικός  
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π.  
Ηρώων Πολυτεχνείου 9, 15780, Ζωγράφου,  
Ελλάδα  
e-mail: vasia.kaimenaki@gmail.com

**Ισαβέλλα Βασιλοπούλου**

Δρ. Πολιτικός Μηχανικός  
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π.  
Ηρώων Πολυτεχνείου 9, 15780, Ζωγράφου,  
Ελλάδα  
e-mail: isabella@central.ntua.gr

**Χάρης Ι. Γαντές**

Δρ. Πολιτικός Μηχανικός, Καθηγητής ΕΜΠ  
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π.  
Ηρώων Πολυτεχνείου 9, 15780, Ζωγράφου,  
Ελλάδα  
e-mail: chgantes@central.ntua.gr

**Γεώργιος Δ. Μπουκοβάλας**

Δρ. Πολιτικός Μηχανικός, Καθηγητής ΕΜΠ  
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π.  
Ηρώων Πολυτεχνείου 9, 15780, Ζωγράφου,  
Ελλάδα  
e-mail: gbouck@central.ntua.gr

**ΠΕΡΙΛΗΨΗ**

Στην παρούσα εργασία μελετάται μία οδική τοξωτή μεταλλική γέφυρα με σύμμικτο κατάστρωμα δύο αμφιέριστων τμημάτων, η οποία θεωρείται πως θεμελιώνεται επιφανειακά σε έδαφος ρευστοποιήσιμο σε μεγάλο βάθος. Στόχος είναι να αποφευχθεί η συνηθισμένη σε τέτοιες περιπτώσεις θεμελίωση με πασσάλους και να αξιοποιηθεί η ρευστοποιήσιμη εδαφική στρώση ως φυσική σεισμική μόνωση, μέσω της οποίας απομειώνονται οι αναπτυσσόμενες κατά τη διάρκεια του σεισμού αδρανειακές εντάσεις της ανωδομής. Μειονέκτημα όμως αυτής της πρωτοποριακής μεθόδου θεμελίωσης είναι οι μεγάλες μετακινήσεις και στροφές που αναμένεται να εισαχθούν στη βάση του μεσοβάθρου καθώς η επιφανειακή του θεμελίωση παρακολουθεί την κίνηση του εδάφους κατά την εξέλιξη μιας σεισμικής διέγερσης. Προκειμένου να ποσοτικοποιηθούν οι επιπτώσεις αυτών των μετακινήσεων στην απόκριση του μεσοβάθρου και της ανωδομής της γέφυρας, επιβάλλονται οριζόντιες μετακινήσεις στη βάση του μεσοβάθρου, εκπονούνται μη γραμμικές αναλύσεις, λαμβάνοντας υπόψη τη γεωμετρική μη γραμμικότητα καθώς και τη μη γραμμικότητα των υλικών και καταγράφεται η συμπεριφορά όλων των κρίσιμων μελών της γέφυρας, συμπεριλαμβανομένων των μεταλλικών στοιχείων της ανωδομής, των εφεδράνων και του μεσοβάθρου, έως την πρώτη αστοχία που επιφέρει κατάρρευση. Από τις αναλύσεις προκύπτει πως η γέφυρα μπορεί να ανεχθεί μεγάλες μετακινήσεις κατά την εγκάρσια έννοια που μπορούν να φτάσουν μέχρι και τα 2m περίπου, οπότε και αστοχούν πρώτα τα εφείδρανα. Αντιθέτως, η μέγιστη μετακίνηση κατά τη διαμήκη έννοια περιορίζεται στα 0.5m περίπου, μόλις στο 25% της εγκάρσιας μετακίνησης, με πρώτη αστοχία να εμφανίζεται στη βάση του μεσοβάθρου. Τα όρια τόσο των εγκαρσίων όσο και των διαμήκων μετακινήσεων αξιολογούνται ως επαρκώς μεγάλα σε σύγκριση με τις αναμενόμενες εδαφικές μετακινήσεις, ώστε να μην αποτελούν εμπόδιο για την προτεινόμενη πρωτότυπη μέθοδο θεμελίωσης σε γέφυρες αυτού του τύπου.

## 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

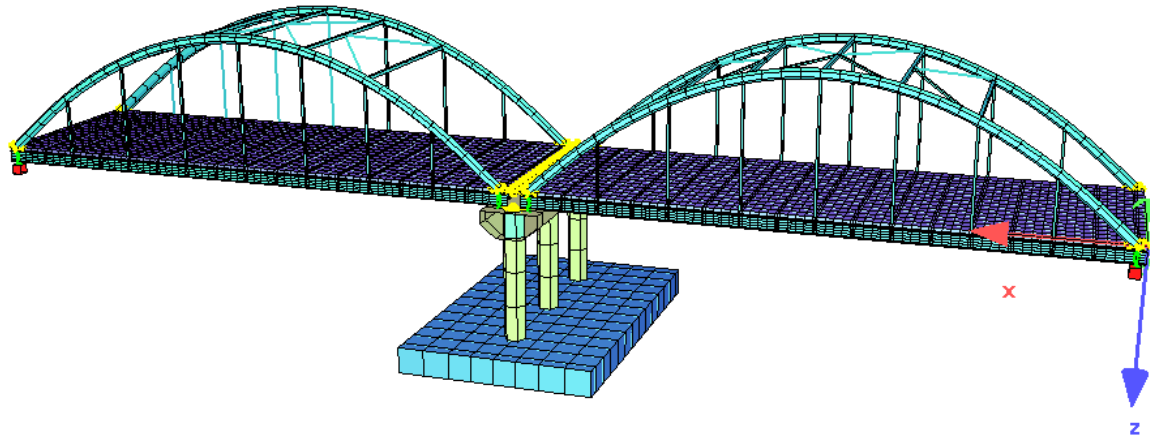
Η συνήθης αντιμετώπιση του προβλήματος της ρευστοποίησης του εδάφους σε περίπτωση σεισμού είναι η υιοθέτηση βαθιάς θεμελίωσης των βάθρων των γεφυρών, μορφώνοντας ομάδα πασσάλων συνδεδεμένων με τα βάθρα μέσω κεφαλοδέσμου. Με αυτόν τον τρόπο μεταφέρονται τα φορτία της ανωδομής σε βαθύτερα, μη ρευστοποιήσιμα εδαφικά στρώματα. Η συμβατική αυτή λύση απαιτεί μεγάλο μήκος πασσάλων, καθώς και βελτίωση του εδάφους στην περιοχή θεμελίωσης των βάθρων με χαλικοπασσάλους και βαθιά δονητική συμπύκνωση του εδάφους προς αποφυγή της ρευστοποίησης. Η εναλλακτική περίπτωση επιφανειακής θεμελίωσης των βάθρων επί του ρευστοποιήσιμου εδάφους, ενισχυμένου με μία επιφανειακή «κρούστα» από βελτιωμένο, μη ρευστοποιήσιμο έδαφος, αποτελεί μία πρόταση «καινοτόμου» μεθόδου θεμελίωσης [1]. Με τον τρόπο αυτό επιχειρείται να γίνει εκμετάλλευση της φυσικής σεισμικής μόνωσης που παρέχει το ρευστοποιημένο έδαφος, η οποία έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση των σεισμικών δράσεων επί της ανωδομής και παράλληλη ελαχιστοποίηση του κόστους κατασκευής του έργου, με τίμημα ωστόσο τις μεγαλύτερες παραμορφώσεις στη βάση των βάθρων που μπορούν να αναπτυχθούν σε σχέση με τη συμβατική μέθοδο θεμελίωσης.

Στην παρούσα εργασία μελετάται μία οδική τοξωτή μεταλλική γέφυρα με σύμμικτο κατάστρωμα δύο αμφιέριστων τμημάτων, θεωρητικού ανοίγματος 42.00m το καθένα, συνδεδεμένων μεταξύ τους με πλάκα συνέχειας. Το συνολικό μήκος και θεωρητικό πλάτος της γέφυρας είναι 87.60m και 14.70m, αντίστοιχα. Η γέφυρα τοποθετείται σε μία περιοχή όπου το έδαφος θεωρείται ρευστοποιήσιμο σε μεγάλο βάθος. Διερευνάται η ανοχή του συστήματος της γέφυρας σε οριζόντιες μετακινήσεις που επιβάλλονται στη βάση του μεσοβάθρου. Για το σκοπό αυτό εκπονούνται μη γραμμικές αναλύσεις έως την πρώτη αστοχία που μπορεί να οδηγήσει σε κατάρρευση της γέφυρας, λαμβάνοντας υπόψη τη μη γραμμικότητα των υλικών και τη γεωμετρική μη γραμμικότητα του συστήματος μετά τη διαρροή των μελών του. Παρακολουθείται η συμπεριφορά της κατασκευής σε όλα τα κρίσιμα δομικά στοιχεία και ορίζονται δείκτες βλάβης για όλα τα κρίσιμα στοιχεία της γέφυρας, συμπεριλαμβανομένων των μεταλλικών στοιχείων της ανωδομής, των στύλων του μεσοβάθρου, καθώς και των εφεδράνων. Γνωρίζοντας τις ανεκτές μετακινήσεις για ένα τέτοιο σύστημα, και εξάγοντας ανάλογα αποτελέσματα και για άλλα συστήματα γεφυρών [2] θα μπορούν μελλοντικά να οριστούν συντελεστές επιρροής θεμελίωσης θ ή/και νέοι δείκτες εδάφους  $S$  για το φάσμα σχεδιασμού βάσει των αναμενόμενων μετακινήσεων λόγω ρευστοποίησης. Με αυτόν τον τρόπο θα μπορεί να υιοθετηθεί σε τέτοιες περιπτώσεις επιφανειακή θεμελίωση, εξασφαλίζοντας τα επιθυμητά επίπεδα αξιοπιστίας ως προς την αντοχή και λειτουργικότητα του έργου.

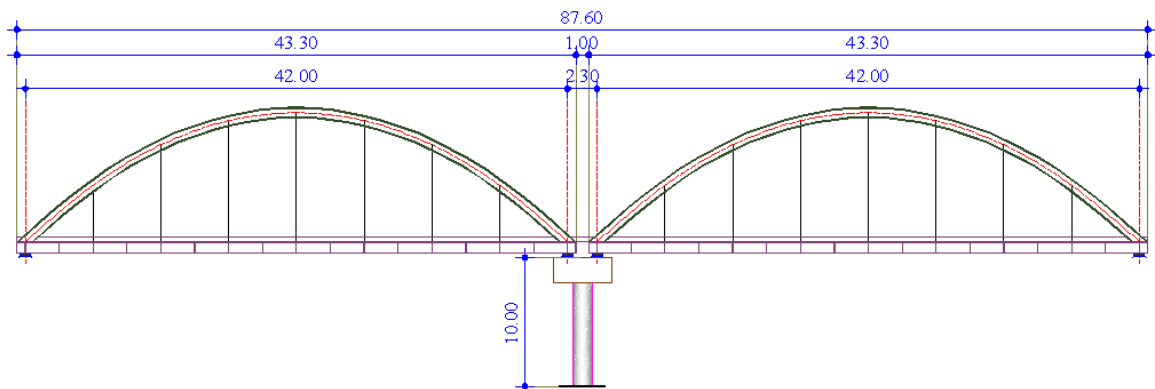
## 2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΓΕΦΥΡΑΣ

Η γέφυρα που μελετάται στην παρούσα εργασία είναι μία τοξωτή μεταλλική οδική γέφυρα δύο αμφιέριστων ανοιγμάτων, συνολικού μήκους 87.60m (Σχ. 1). Τα μεταλλικά στοιχεία κάθε ανοίγματος περιλαμβάνουν 2 κύριες δοκούς, 17 διαδοκίδες και 2 τόξα συνδεδεμένα μεταξύ τους με συνδέσμους δυσκαμψίας, οι οποίοι αποτελούνται από εγκάρσια και διαγώνια μέλη. Όλα τα μεταλλικά στοιχεία κατασκευάζονται από χάλυβα ποιότητας S355. Κάθε κύρια δοκός αναρτάται από το ένα τόξο μέσω 7 αναρτήρων. Η απόσταση των κυρίων δοκών είναι 14.70m, ενώ των διαδοκίδων είναι 2.625m. Το συνολικό πλάτος του καταστρώματος είναι 15.00m, ενώ στις στηρίξεις γίνεται ίσο με 15.55m. Το σύμμικτο κατάστρωμα διαμορφώνεται με τραπεζοειδή λαμαρίνα τύπου SYMDECK 150 και πλάκα

από οπλισμένο σκυρόδεμα, ποιότητας C35/45, η οποία συνδέεται με τις διαδοκίδες και τις κύριες δοκούς μέσω διατμητικών ήλων. Το συνολικό πάχος του σύμμικτου καταστρώματος είναι 35cm. Για το πεζοδρόμιο χρησιμοποιείται σκυρόδεμα ποιότητας C20/25. Τα χαρακτηριστικά των μεταλλικών στοιχείων της γέφυρας δίνονται στον Πίν. 1. Στο Σχ. 2 δίνεται η όψη και στο Σχ. 3 η κάτοψη ενός ανοίγματος της γέφυρας.



(α) Προοπτικό



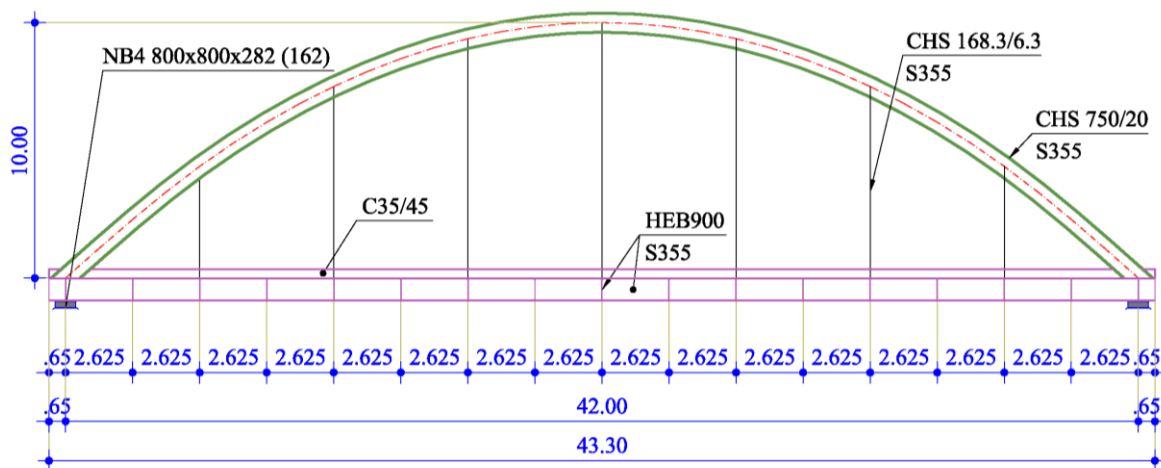
(β) Μηκοτομή

Σχ. 1. Εξεταζόμενη γέφυρα

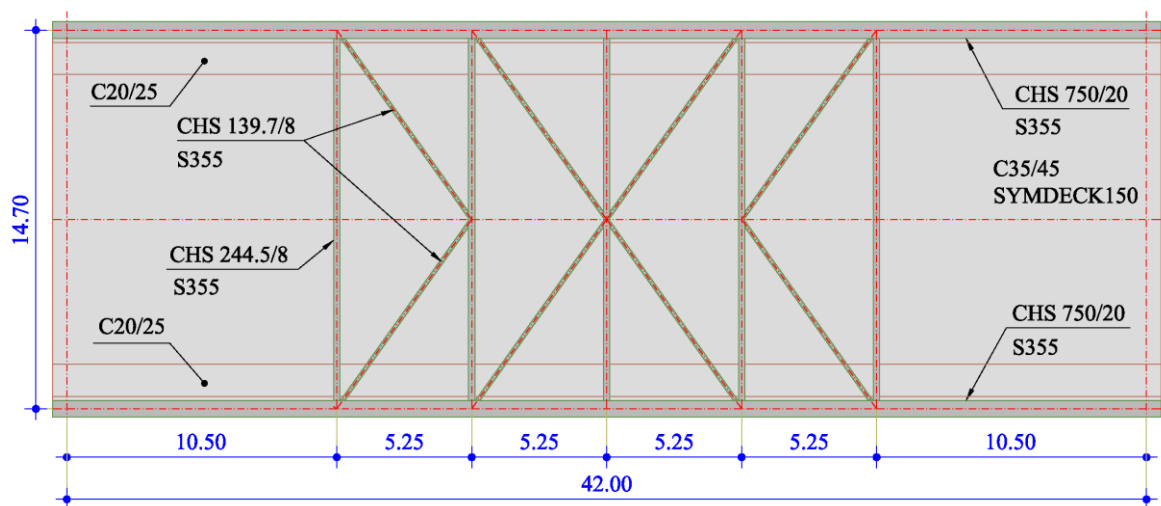
Είδος	Πλήθος	Διατομή	Μήκος μέλους	Θεωρ. Άνοιγμα / ύψος
Κύριες δοκοί	4	HEB900	43.30m	42.00m
Διαδοκίδες	34	HEB900	14.30m	14.70m
Τόξα	4	CHS750/20	47.70m	42.00m / 10.00m
Εγκάρσια μέλη	10	CHS244.5/8	13.95m	14.70m
Διαγώνια μέλη	16	CHS139.7/8	8.80m	9.13m
Αναρτήρες	28	CHS168.3/6.3	3.60m – 9.375m	4.38m – 10.00m

Πίν. 1. Χαρακτηριστικά των μεταλλικών στοιχείων της γέφυρας

Η σύνδεση του καταστρώματος με τα βάθρα πραγματοποιείται μέσω αγκυρούμενων ελαστομεταλλικών εφεδράνων τύπου NB4 800x800x282 (162). Το μεσόβαθρο αποτελείται από μία δοκό έδρασης από οπλισμένο σκυρόδεμα C30/37, ορθογωνικής διατομής 4.50m x 2.00m και τρεις στύλους κυκλικής συμπαγούς διατομής Φ150 από οπλισμένο σκυρόδεμα C30/37, ύψους 8.00m και σε αποστάσεις μεταξύ 7.35m. Οι στύλοι θεωρούνται πακτωμένοι στη βάση τους.



Σχ. 2. Όψη ενός ανοίγματος της γέφυρας



Σχ. 3. Κάτοψη ενός ανοίγματος της γέφυρας

Επισημαίνεται ότι η μη γραμμική απόκριση αυτής της γέφυρας διερευνήθηκε σε πρόσφατη εργασία της ερευνητικής ομάδας των συγγραφέων λαμβάνοντας υπόψη συγκεντρωμένη πλαστικότητα στα υποστυλώματα του μεσοβάθρου [3]. Στην παρούσα εργασία υιοθετείται η ακριβέστερη παραδοχή κατανεμημένης πλαστικότητας. Επιπλέον γίνονται πολλές επιμέρους βελτιώσεις του αριθμητικού προσομοιώματος με στόχο την αυξημένη αξιοπιστία των αποτελεσμάτων.

### 3 ΑΝΑΛΥΣΗ ΓΕΦΥΡΑΣ

#### 3.1 Αριθμητικό προσομοίωμα

Για το αριθμητικό προσομοίωμα χρησιμοποιούνται στοιχεία δικτυώματος για τους αναρτήρες και τα διαγώνια μέλη των συνδέσμων δυσκαμψίας μεταξύ των τόξων, και στοιχεία δοκού για όλα τα υπόλοιπα δομικά στοιχεία της γέφυρας (κύριες δοκοί, διαδοκίδες, τόξα, οριζόντια μέλη των συνδέσμων δυσκαμψίας, δοκός έδρασης, στύλοι μεσοβάθρου). Το σύμμικτο κατάστρωμα προσομοιώνεται με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία, αγνοώντας τη συμμετοχή του χαλυβδόφυλλου υπέρ της ασφαλείας και θεωρώντας μέσο πάχος σκυροδέματος ίσο με 25cm. Η σύνδεση των κόμβων της πλάκας καταστρώματος με αυτούς των κύριων δοκών και διαδοκίδων γίνεται με άκαμπτα

στοιχεία, λαμβάνοντας υπόψη την εκκεντρότητα των επιφανειακών στοιχείων σε σχέση με το Κ.Β. των δοκών. Τα εφάδρανα προσομοιώνονται ως μη γραμμικά ελατήρια με ισοδύναμη αρχική δυσκαμψία ίση με:

$$K_{\varepsilon\phi} = G_g \times A / t = 900 \text{ kN/m}^2 \times (0.80 \text{ m})^2 / 0.162 \text{ m} = 3556 \text{ kN/m} \quad (1)$$

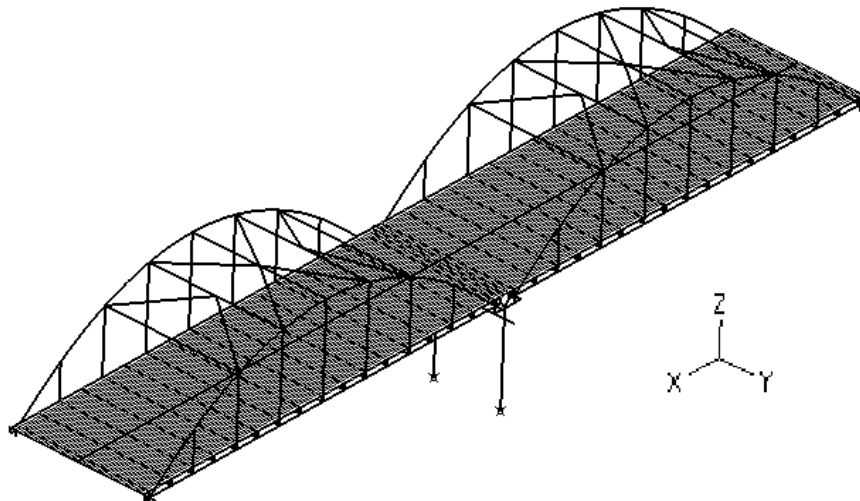
όπου  $G_g$  είναι το φαινομενικό συμβατικό μέτρο διάτμησης και  $t$  το συνολικό πάχος ελαστομερούς. Σύμφωνα με τον EC8 [4], θεωρείται πως τα εφάδρανα μπορούν να παραλάβουν μέγιστη δύναμη που αντιστοιχεί σε διατμητική παραμόρφωση ίση με:

$$\varepsilon_{q,d} = d_{q,d} / t = 2 \rightarrow d_{q,d} = 0.324 \text{ m} \quad (2)$$

ενώ η μέγιστη διατμητική παραμόρφωση που μπορούν να υποστούν είναι ίση με:

$$\varepsilon_{t,d} = d_{t,d} / t = 7 \rightarrow d_{t,d} = 1.134 \text{ m} \quad (3)$$

Στο Σχ. 4 απεικονίζεται το αριθμητικό προσομοίωμα της γέφυρας, όπως μορφώθηκε στο λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων Adina [5].



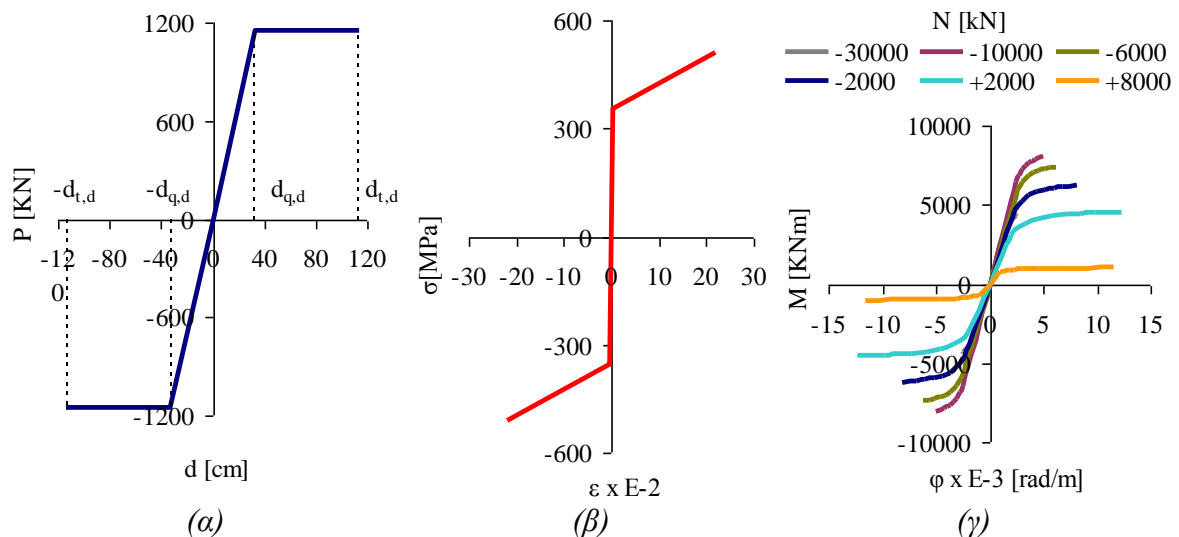
Σχ. 4. Αριθμητικό προσομοίωμα γέφυρας

Ο νόμος του υλικού για τα εφάδρανα δίνεται στο Σχ. 5α. Για την ανάλυση ελήφθη υπόψη μη γραμμικότητα του χάλυβα για τα μεταλλικά στοιχεία, λαμβάνοντας υπόψη την κρύνση του υλικού (Σχ. 5β). Για τη διατομή του μεσοβάθρου μορφώθηκαν διαγράμματα ροπών – καμπυλοτήτων (M-φ) για διάφορα επίπεδα αξονικής δύναμης (N) (Σχ. 5γ), λαμβάνοντας υπόψη διαμήκη σπλισμό ίσο με 45Φ25 και αντοχή του σκυροδέματος ίση με  $0.85f_{ck}/\gamma_c$ . Για την παραγωγή των διαγραμμάτων M-φ χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα 'myBiaxial' [6].

### 3.2 Φορτίσεις

Λαμβάνονται υπόψη τρεις βασικές φορτίσεις:

**Φ1:** Ίδιο βάρος κατασκευής: Στη φόρτιση αυτή περιλαμβάνεται το ίδιο βάρος των μεταλλικών στοιχείων, του σύμμικτου καταστρώματος το οποίο θεωρείται πως δρα στις διαδοκίδες, και του μεσοβάθρου. Όταν δρα η φόρτιση αυτή δε λαμβάνεται υπόψη η δυσκαμψία του σύμμικτου καταστρώματος, δεδομένου ότι θεωρείται ότι όταν ασκούνται αυτά τα φορτία δεν έχει ακόμα πραγματοποιηθεί η σκλήρυνση του σκυροδέματος.



Σχ. 5. (α) Διάγραμμα δύναμης – μετακίνησης για τα εφέδρανα, (β) Νόμος υλικού S355, (γ) διαγράμματα ροπών καμπυλοτήτων για τις διατομές των στύλων μεσοβάθρου για διάφορα επίπεδα αξονικής δύναμης

**Φ2:** Πρόσθετα μόνιμα φορτία: Λαμβάνεται υπόψη το βάρος των πεζοδρομίων και του οδοστρώματος, συμπεριλαμβανομένης και μελλοντικής στρώσης. Όταν δρα η φόρτιση αυτή, το σύμμικτο κατάστρωμα έχει αποκτήσει την πλήρη δυσκαμψία του.

**Φ3:** Μετακινήσεις στη βάση του μεσοβάθρου κατά x ή y: Για τη φόρτιση αυτή απελευθερώνεται η αντίστοιχη δέσμευση στη βάση του μεσοβάθρου η οποία έχει ληφθεί υπόψη μέσω ενός ελατηρίου άπειρης δυσκαμψίας.

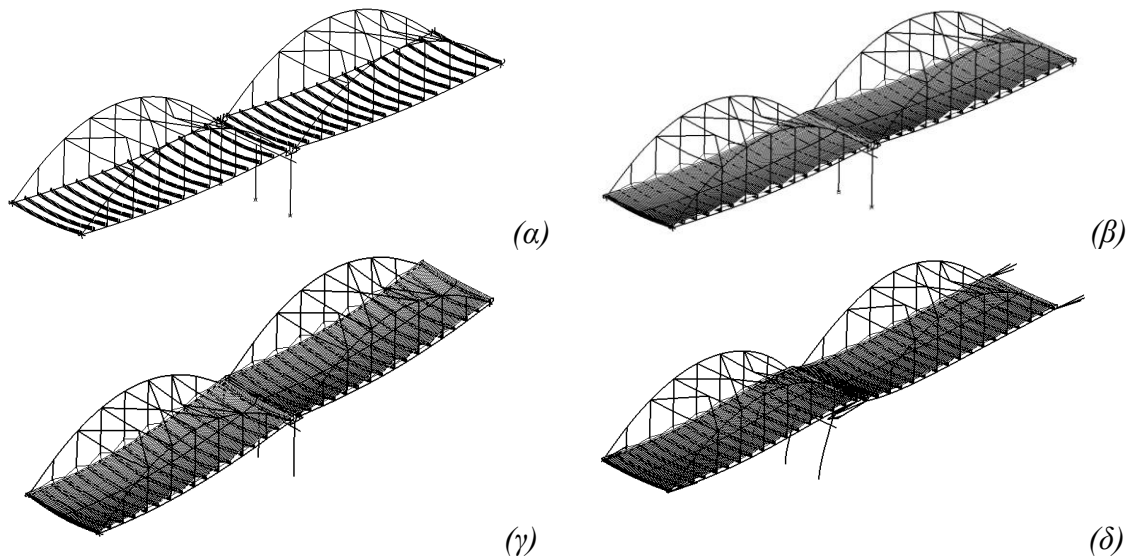
Χρησιμοποιούνται φορτικοί συντελεστές ίσοι με τη μονάδα για όλες τις φορτίσεις.

### 3.3 Μη γραμμικές αναλύσεις

Πραγματοποιήθηκαν μη γραμμικές αναλύσεις χρησιμοποιώντας το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων ADINA [5]. Τα φορτία εφαρμόζονται σε βήματα, ενώ ενεργοποιούνται σε διαφορετικές χρονικές στιγμές. Στον Πίν. 2 δίνονται τα ποσοστά συμμετοχής της κάθε φόρτισης στις αντίστοιχες χρονικές στιγμές. Παράλληλα δίνονται οι χρονικές στιγμές κατά τις οποίες ενεργοποιούνται τα επιφανειακά στοιχεία του σύμμικτου καταστρώματος, και απενεργοποιούνται οι οριζόντιες στηρίξεις στη βάση των στύλων του μεσοβάθρου προκειμένου να πραγματοποιηθούν οι αναλύσεις που λαμβάνουν υπόψη τις επιβαλλόμενες μετακινήσεις. Στο Σχ. 6 δίνεται η παραμορφωμένη κατάσταση της γέφυρας σε διάφορες χρονικές στιγμές

Χρονικές στιγμές (t)	Φ1	Φ2	Φ3	Επιφανειακά στοιχεία	Οριζόντια στήριξη στη βάση των στύλων
0	0%	0%	0%	-	√
0.995	100%	0%	0%	-	√
1	100%	0%	0%	√	√
2	100%	100%	0%	√	-
3	100%	100%	100%	√	-

Πίν. 2. Χρονικές στιγμές μη γραμμικών αναλύσεων

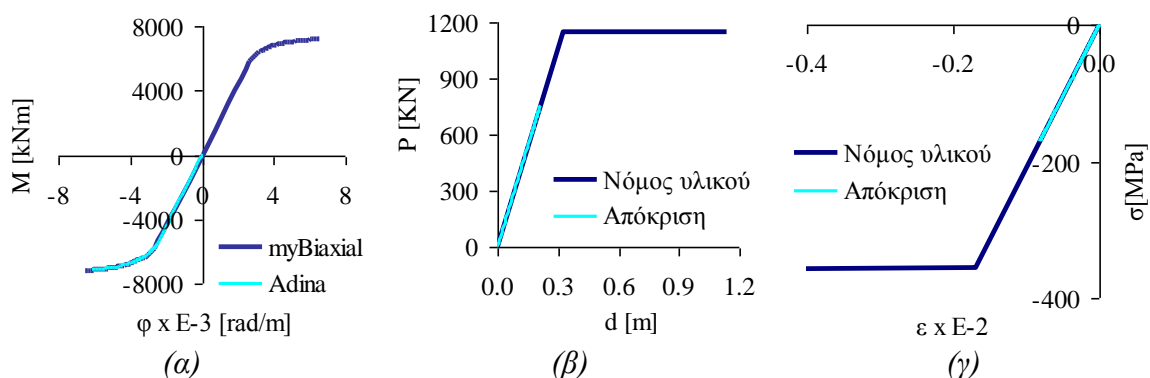


Σχ. 6. Παραμορφωμένη κατάσταση τη χρονική στιγμή (α)  $t=0,995$  (100% ίδιου βάρους), (β)  $t=1$  (100% ίδιου βάρους, ενεργοποίηση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων), (γ)  $t=2$  (100% ίδιου βάρους και πρόσθετων μόνιμων, απενεργοποίηση στήριξης στύλων), (δ)  $t=3$  (100% ίδιου βάρους, πρόσθετων μόνιμων και διαμήκους μετακίνησης)

## 4 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

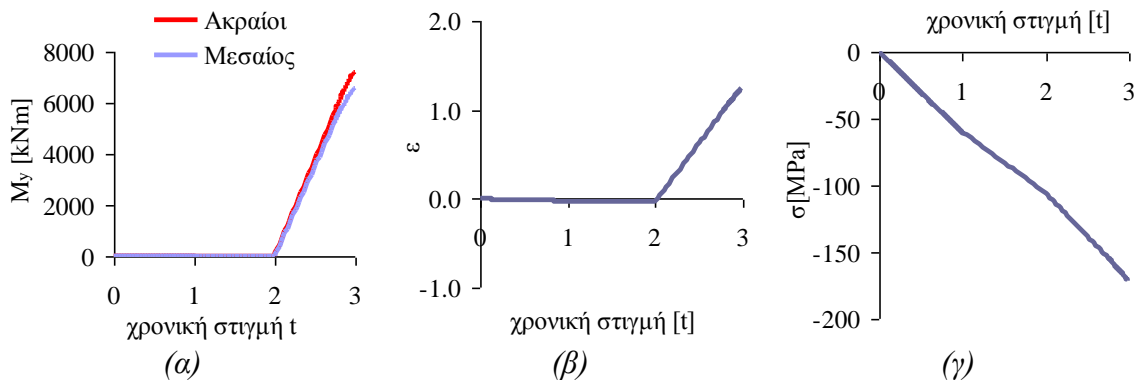
### 4.1 Μετακίνηση κατά το διαμήκη άξονα της γέφυρας

Για τη διαμήκη έννοια της γέφυρας θεωρείται μέγιστη επιβαλλόμενη μετακίνηση ίση με 0.53m. Η ανάλυση σταματάει τη χρονική στιγμή 2.99, όπου έχει επιβληθεί μετακίνηση ίση με 0.523m, λόγω αστοχίας των ακραίων στύλων του μεσοβάθρου. Η αξονική θλιπτική δύναμη που αναπτύσσεται στους στύλους αυτούς λόγω των μόνιμων φορτίων είναι 5217kN. Το διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων των στύλων αυτών που προκύπτει από την ανάλυση με το 'ADINA' δίνεται στο Σχ. 7α και συγκρίνεται με το διάγραμμα αντοχής  $M-\varphi$  που υπολογίζεται με τη βοήθεια του προγράμματος 'myBiaxial' για το ίδιο αξονικό φορτίο, αντίστοιχου των καμπυλών που δίνονται στο Σχ. 5γ. Παρατηρείται πως τα δύο αυτά διαγράμματα ταυτίζονται και πράγματι η ροπή στη βάση των στύλων φτάνει το μέγιστο της αντοχής. Αντίστοιχα διαγράμματα μορφώνονται για την απόκριση των εφεδράνων (Σχ. 7β) και ενδεικτικά της κύριας δοκού (Σχ. 7γ), από τα οποία φαίνεται πως στο τέλος της ανάλυσης, τα στοιχεία αυτά βρίσκονται ακόμα στην ελαστική περιοχή.



Σχ. 7. Σύγκριση απόκρισης και αντοχής: (α) Διάγραμμα ροπών – καμπυλοτήτων στη βάση των ακραίων στύλων, (β) Διάγραμμα δυνάμεων – οριζόντιων μετακινήσεων εφεδράνων, (γ) Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων τόξου

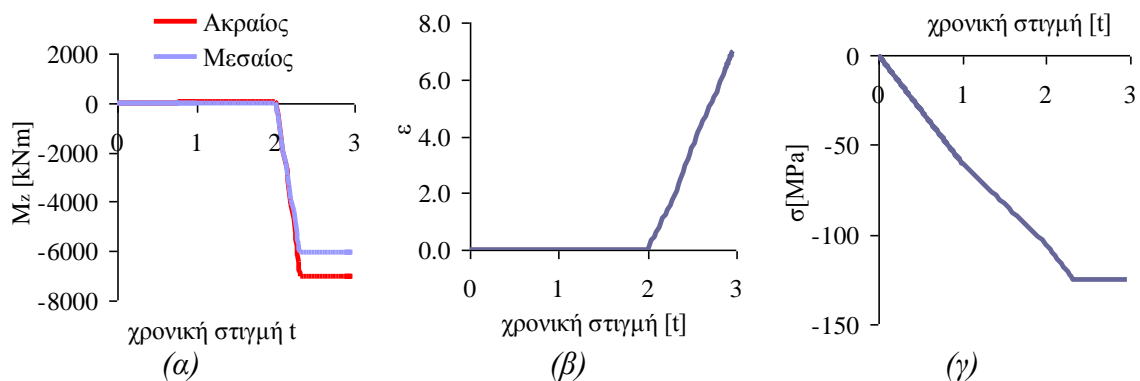
Στη συνέχεια μορφώνονται διαγράμματα όπου καταγράφεται η συμπεριφορά όλων των δομικών στοιχείων και των εφεδράνων, για όλη τη διάρκεια επιβολής των φορτίων, έτσι ώστε να εντοπιστεί το πιο κρίσιμο στοιχείο της γέφυρας που αστοχεί πρώτο και να αποτιμηθεί η απομένουσα φέρουσα ικανότητα των υπολοίπων στοιχείων. Ενδεικτικά στο Σχ. 8 δίνονται τέτοια διαγράμματα για τους στύλους μεσοβάθρου, τα εφέδρανα και το τόξο συναρτήσει της χρονικής στιγμής επιβολής των φορτίσεων. Παρατηρείται πως όλα τα δομικά στοιχεία εκτός από το τόξο καταπονούνται πολύ περισσότερο λόγω της μετακίνησης στη βάση των στύλων παρά λόγω των μόνιμων φορτίων.



Σχ. 8. Συμπεριφορά επιμέρους στοιχείων της γέφυρας συναρτήσει του χρόνου επιβολής των φορτίσεων: (α) Διάγραμμα καμπτικών ροπών στύλων, (β) Διάγραμμα διατμητικών παραμορφώσεων εφεδράνων, (γ) Διάγραμμα τάσεων τόξου

#### 4.2 Μετακίνηση κατά τον εγκάρσιο άξονα της γέφυρας

Πραγματοποιούνται παρόμοιες αναλύσεις λαμβάνοντας υπόψη μετακίνηση στη βάση του μεσοβάθρου κατά την εγκάρσια έννοια. Η μέγιστη μετακίνηση προέκυψε ίση με 2.11m, οπότε και αστοχούν τα εφέδρανα. Οι στύλοι του μεσοβάθρου μπαίνουν στην πλαστική περιοχή, ενώ τα μεταλλικά στοιχεία παραμένουν στην ελαστική περιοχή. Στο Σχ. 9 απεικονίζεται η μεταβολή των μεγεθών που καθορίζουν το κάθε δομικό στοιχείο επιλέγοντας ενδεικτικά τους στύλους του μεσοβάθρου, τα εφέδρανα του μεσοβάθρου και το τόξο. Παρατηρείται πως τα δομικά στοιχεία της γέφυρας παύουν να αναπτύσσουν περαιτέρω ένταση από τη στιγμή που τα εφέδρανα ξεπερνούν το όριο της διατμητικής παραμόρφωσης  $\epsilon_{q,d}=2$ , μετά από το οποίο τα εφέδρανα παρουσιάζουν μηδενική δυσκαμψία. Έτσι, με την επιβολή περαιτέρω μετακίνησης στη βάση του μεσοβάθρου, εκμηδενίζεται η όποια αντίσταση προσέφεραν τα εφέδρανα και τα υπόλοιπα στοιχεία της γέφυρας παραμένουν στα ίδια επίπεδα έντασης.

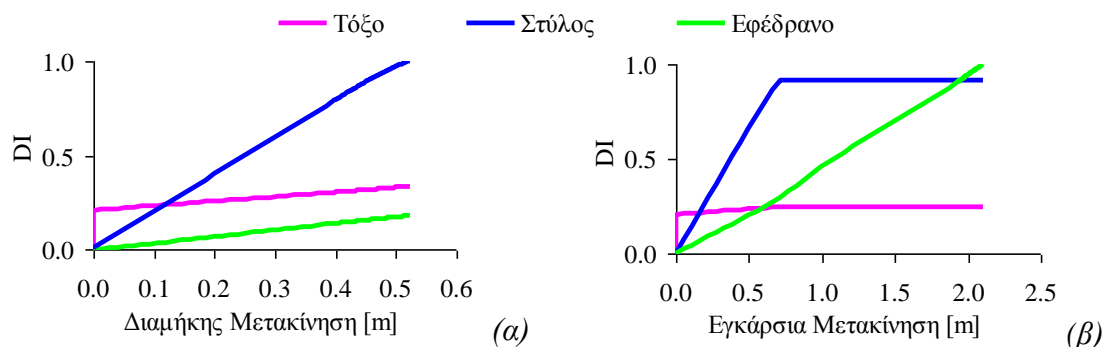


Σχ. 9. Συμπεριφορά επιμέρους στοιχείων της γέφυρας συναρτήσει του χρόνου επιβολής των φορτίσεων: (α) Διάγραμμα καμπτικών ροπών στύλων, (β) Διάγραμμα διατμητικών παραμορφώσεων εφεδράνων μεσοβάθρου, (γ) Διάγραμμα τάσεων τόξου



### 4.3 Δείκτες βλάβης

Θεωρώντας ως  $R_d$  το μέγεθος που καθορίζει την αντοχή κάθε στοιχείου και ως  $E_d$  το μέγεθος που αναπτύσσεται λόγω της μετακίνησης του εδάφους ορίζονται δείκτες βλάβης για κάθε στοιχείο της γέφυρας ως  $DI=E_d/R_d$ . Οι δείκτες παίρνουν τιμή από 0 έως 1, με την τιμή 1 να αντιστοιχεί στην αστοχία του κάθε στοιχείου. Μορφώνονται διαγράμματα όπου απεικονίζεται η μεταβολή των δεικτών βλάβης καθώς αυξάνεται η οριζόντια μετακίνηση στη βάση του μεσοβάθρου (Σχ. 10), καθορίζεται ποιο στοιχείο αστοχεί πρώτο και πόση είναι η απομένουσα αντοχή των υπολοίπων στοιχείων της γέφυρας. Τα διαγράμματα αυτά χρησιμοποιούνται για να οριστεί η περιβάλλουσα που καθορίζει την απομένουσα αντοχή του συστήματος.



Σχ. 10. Δείκτες βλάβης στοιχείων της γέφυρας καθώς αυξάνονται οι οριζόντιες μετακινήσεις (α) Μετακίνηση κατά τη διαμήκη έννοια, (β) Μετακίνηση κατά την εγκάρσια έννοια

## 5 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα εργασία εκτιμώνται οι ανοχές μιας οδικής τοξωτής μεταλλικής γέφυρας με σύμμικτο κατάστρωμα δύο αμφιέρειστων τμημάτων σε οριζόντιες μετακινήσεις που επιβάλλονται στη βάση του μεσοβάθρου. Πραγματοποιώντας μη γραμμικές αναλύσεις προκύπτει πως στη διαμήκη μετακίνηση το μεσοβάθρο είναι αυτό που αστοχεί πρώτο, ενώ στη εγκάρσια μετακίνηση αστοχούν πρώτα τα εφέδρανα. Ωστόσο, η ανεκτή εγκάρσια μετακίνηση είναι πολύ μεγαλύτερη από αυτήν κατά τη διαμήκη έννοια. Πάντως, τα όρια τόσο των εγκαρσίων όσο και των διαμήκων μετακινήσεων αξιολογούνται σε μια αρχική προσέγγιση ως επαρκώς μεγάλα σε σύγκριση με τις αναμενόμενες εδαφικές μετακινήσεις, ώστε να μην αποτελούν εμπόδιο για την προτεινόμενη πρωτότυπη μέθοδο θεμελίωσης σε γέφυρες αυτού του τύπου.

## 6 ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η παρούσα έρευνα έχει συγχρηματοδοτηθεί από την Ευρωπαϊκή Ένωση (Ευρωπαϊκό Κοινωνικό Ταμείο – ΕΚΤ) και από εθνικούς πόρους μέσω του Επιχειρησιακού Προγράμματος «Εκπαίδευση και Δια Βίου Μάθηση» του Εθνικού Στρατηγικού Πλαισίου Αναφοράς (ΕΣΠΑ) – Ερευνητικό Χρηματοδοτούμενο Έργο: ΘΑΛΗΣ Ενίσχυση της Διεπιστημονικής ή και Διδρυματικής έρευνας και καινοτομίας.

## 7 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Bouckovalas G.D., Karamitros D., Chaloulos Y., Vavourakis V., Chatziharalambous E. “Analytical methodology for the design of shallow foundations on liquefiable soil”, Research Report D3, Foundation Engineering Laboratory (NTUA), 2014.
- [2] Sextos A., Psilla N., Psycharis I., Kappos A., Taskari O., Vassilopoulou I., Mylona EK, Gantes C., Bouckovalas G. “Performance criteria for bridges designed with spread footings on liquefiable soils” *Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, 25-29 August, 2014, Istanbul, Turkey.
- [3] Psychari A., Vassilopoulou I., Gantes C. J. “Sensitivity of a steel arch bridge to imposed foundation displacements and rotations” *Civil Engineering for Sustainability and Resilience International Conference, CESARE '14*, 24-27 April 2014, Amman, Jordan.
- [4] Eurocode 8-2: Design of structures for earthquake resistance – Bridges, 2005.
- [5] ADINA R & D Inc. “Theory and Modeling Guide. Volume I: ADINA, Report ARD 08-7”, 2006.
- [6] Charalampakis A.E. and Koumousis V.K. “Ultimate strength analysis of composite sections under biaxial bending and axial load”, *Advances in Engineering Software*, Vol. 39, 2008, pp. 923–936.

## ASSESSMENT OF SENSITIVITY OF AN ARCHED STEEL BRIDGE TO IMPOSED HORIZONTAL SOIL DISPLACEMENTS

**Vasiliki Kaimenaki**

Πολιτικός Μηχανικός  
School of Civil Engineering N.T.U.A.  
9 Heron Polytechniou Street, GR-15780  
Zografou, Athens, Greece  
e-mail: vasia.kaimenaki@gmail.com

**Isabella Vassilopoulou**

Dr. Civil Engineer  
School of Civil Engineering N.T.U.A.  
9 Heron Polytechniou Street, GR-15780  
Zografou, Athens, Greece  
e-mail: isabella@central.ntua.gr

**Charis J. Gantes**

Dr. Civil Engineer, Professor N.T.U.A.  
School of Civil Engineering N.T.U.A.  
9 Heron Polytechniou Street, GR-15780  
Zografou, Athens, Greece  
e-mail: chgantes@central.ntua.gr

**George D. Bouckovalas**

Dr. Civil Engineer, Professor N.T.U.A.  
School of Civil Engineering N.T.U.A.  
9 Heron Polytechniou Street, GR-15780  
Zografou, Athens, Greece  
e-mail: gbouck@central.ntua.gr

### ABSTRACT

In the present paper a steel arch road bridge with two simply supported spans is studied. The bridge is supposed to be seated on liquefiable soil extending to large depth. It is aimed to avoid the commonly employed pile foundation and exploit the liquefiable soil layer as natural seismic isolation, which reduces the inertial forces at the superstructure during the seismic action. The disadvantage of this innovative foundation method is the large displacements and rotations that are expected to develop at the bottom of the pier, as the spread footing follows the movement of the soil during the earthquake. In order to quantify the effects of these displacements on the response of the pier and the superstructure of the bridge, horizontal displacements are imposed at the bottom of the pier, nonlinear analyses are performed, taking into account the geometric and material nonlinearity, and the response of all critical components of the bridge are monitored until the first failure occurs. The analyses showed that the bridge can sustain larger transverse displacements, slightly exceeding 2m, resulting at the bearing's failure, while the tolerable longitudinal displacement is approximately 25% of the transverse one (almost 0.5m) with the first failure occurring at the bottom of the pier. The values of both transverse and longitudinal tolerable displacements are deemed as sufficiently large in comparison to anticipated soil displacements, so that they will not pose obstacles to the implementation of the proposed innovative foundation method for bridges of this type.