

Αναλυτική Μεθοδολογία Υπολογισμού Καμπυλών Τρωτότητας Γεφυρών

Α.Ι. Κάππος
Καθηγητής, Τομέας Επιστήμης και Τεχνολογίας των Κατασκευών ΑΠΘ

Ι.Φ. Μοσχονάς
Πολιτικός Μηχανικός ΑΠΘ, MSc, Υποψήφιος Διδάκτορας ΑΠΘ

Θ. Παρασκευά
Πολιτικός Μηχανικός ΑΠΘ, MSc, Υποψήφια Διδάκτορας ΑΠΘ

Α. Σέξτος
Λέκτορας, Τομέας Επιστήμης και Τεχνολογίας των Κατασκευών ΑΠΘ

Λέξεις κλειδιά: Γέφυρες, Καμπύλες Τρωτότητας, Ανελαστική Στατική Ανάλυση, Σεισμική διακινδύνευση

ΠΕΡΙΛΗΨΗ: Προτείνεται μεθοδολογία αναλυτικού υπολογισμού καμπυλών τρωτότητας γεφυρών, η οποία βασίζεται αφενός στην ανελαστική στατική ανάλυση της γέφυρας σε συνδυασμό με την μέθοδο του φάσματος απαίτησης και της καμπύλης αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος και αφετέρου σε έναν τρόπο καθορισμού των σταθμών βλάβης συμβατό με την λογική των καμπυλών αντίστασης των γεφυρών. Στο πλαίσιο της προτεινόμενης μεθοδολογίας γίνεται διάκριση μεταξύ γεφυρών με ανελαστικά βάθρα και γεφυρών με εφέδρανα και ελαστικά βάθρα (με ή χωρίς σεισμικούς συνδέσμους), ενώ δίνεται ένα παράδειγμα εφαρμογής για κάθε κατηγορία.

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Κατά τη διάρκεια του ερευνητικού προγράμματος ΑΣΠροΓε (ΑντιΣεισμική Προστασία Γεφυρών), που υλοποιείται από 14 φορείς (δημόσιους και ιδιωτικούς) υπό τον γενικό συντονισμό του Εργαστηρίου Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος και Φέρουσας Τοιχοποιίας του ΑΠΘ, προέκυψε η ανάγκη εξαγωγής καμπυλών τρωτότητας για τους συνήθεις τύπους γεφυρών της Ελλάδας. Στο πλαίσιο του προγράμματος αυτού, έμφαση δόθηκε στις σύγχρονες γέφυρες, όπως αυτές της Εγνατίας Οδού, οι οποίες μπορούν να θεωρηθούν ως αντιπροσωπευτικά δείγματα των γεφυρών που σχεδιάζονται με βάση τις σύγχρονες μεθόδους αντισεισμικού σχεδιασμού που εφαρμόζονται στην Ελλάδα, αλλά και την ευρύτερη περιοχή της Νότιας Ευρώπης. Μελετώντας την τυπολογία των συγκεκριμένων γεφυρών, προέκυψαν 11 συνολικά αντιπροσωπευτικές κατηγορίες. Οι εξαγόμενες για κάθε κατηγορία καμπύλες τρωτότητας, πέραν των άλλων εφαρμογών, χρησιμοποιούνται για την διαχείριση της σεισμικής διακινδύνευσης των γεφυρών κατά μήκος της Εγνατίας Οδού.

Αφού εξετάστηκαν οι διάφορες μεθοδολογίες που έχουν προταθεί διεθνώς για τον υπολογισμό καμπυλών τρωτότητας γεφυρών, οι οποίες είναι είτε εμπειρικές (Basöz et al 1999, Shinozuka et al. 2000b) είτε αναλυτικές (Hwang et al. 2000, Shinozuka et al. 2000a, b, Mander & Basöz 1999, Gardoni et al. 2003), προτάθηκε από την ερευνητική ομάδα του ΑΠΘ αναλυτική μεθοδολογία με καταρχήν στόχο να εφαρμοστεί στους προαναφερθέντες αντιπροσωπευτικούς τύπους γεφυρών της Εγνατίας Οδού, ωστόσο, η μεθοδολογία αυτή μπορεί να εφαρμοστεί και σε κάθε τύπο γέφυρας, (συμπεριλαμβανομένων των παλαιότερων). Βασικό εργαλείο της εν λόγω μεθοδολογίας αποτελεί η στατική ανελαστική ανάλυση σε συνδυασμό με την μέθοδο του φάσματος απαίτησης και της καμπύλης αντίστασης του Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος (ΙΜΣ). Ταυτόχρονα οι στάθμες

βλάβης καθορίζονται με τρόπο συμβατό με τη λογική των καμπυλών αντίστασης των γεφυρών. Τα βήματα της προτεινόμενης μεθοδολογίας περιγράφονται στις ενότητες που ακολουθούν ενώ δίνονται και παραδείγματα εφαρμογής στην γέφυρα της Κρυσταλλοπηγής και την γέφυρα του ποταμού Λίσσου, που αντιπροσωπεύουν δυο περιπτώσεις με διαφορετικό σύστημα απόσβεσης της σεισμικής ενέργειας.

2 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΚΑΜΠΥΛΩΝ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ

Δεδομένης της διαφοροποίησης της προτεινόμενης μεθοδολογίας σε ότι αφορά τον καθορισμό των τιμών που αντιστοιχούν σε κάθε στάθμη βλάβης οι γέφυρες ταξινομούνται καταρχήν σε δύο κατηγορίες ανάλογα με τον μηχανισμό απορρόφησης της σεισμικής ενέργειας: στις γέφυρες με ανελαστικά (υπό το σεισμό σχεδιασμού) βάθρα και στις γέφυρες με εφέδρανα και ελαστικά βάθρα (με ή χωρίς σεισμικούς συνδέσμους). Στην πρώτη κατηγορία η ανελαστική συμπεριφορά εκδηλώνεται μέσω σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στη βάση και ενδεχομένως στην κεφαλή των βάθρων, ενώ στη δεύτερη μέσω ανελαστικής συμπεριφοράς των εφεδράνων δεδομένου ότι τα βάθρα (τοιχωματικού τύπου) παραμένουν στην ελαστική περιοχή ακόμη και υπό τη δράση σεισμών ισχυρότερων του σεισμού σχεδιασμού.

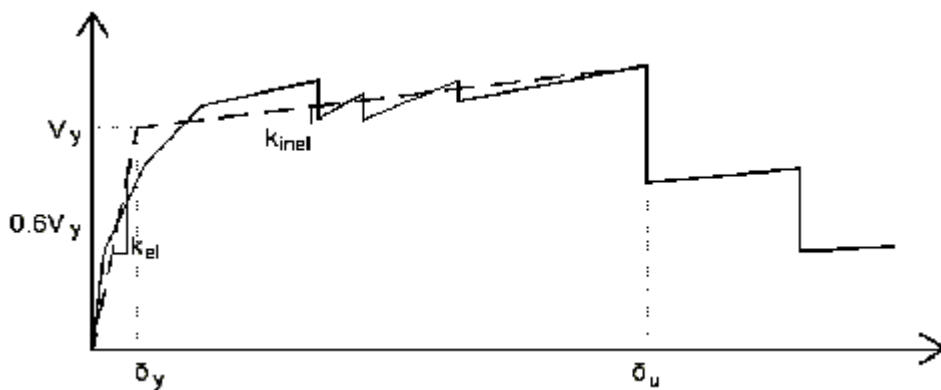
2.1 Εξαγωγή καμπυλών αντίστασης

Η διαδικασία ξεκινά με την δημιουργία του αριθμητικού προσομοιώματος της γέφυρας. Συνήθως γίνεται χρήση γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων λαμβάνοντας όμως ειδική μέριμνα για την προσομοίωση των περιοχών ενδεχόμενης ανάπτυξης μη γραμμικής συμπεριφοράς, δηλαδή των θέσεων σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων και των θέσεων στήριξης του καταστρώματος μέσω σταθερών εφεδράνων. Για την προσομοίωση των πλαστικών αρθρώσεων χρησιμοποιούνται συνήθως μοντέλα συγκεντρωμένης πλαστικότητας ή σημειακών πλαστικών αρθρώσεων (Priestley et al. 1996, Penelis & Kappos 1997, και Κεφ. 7 ΚΑΝ.ΕΠΕ., ΟΑΣΠ 2005) ενώ για την προσομοίωση των εφεδράνων χρησιμοποιούνται ελατήρια ή στοιχεία σύνδεσης (link elements) με σταθερά τη δυσστησία των εφεδράνων (βλ. και §5.2.2 Οδηγίων για τη Μελέτη Γεφυρών με Σεισμική Μόνωση, ΥΠΕΧΩΔΕ 2004).

Ακολούθως εκτελείται στατική ανελαστική ανάλυση του εν λόγω προσομοιώματος για φόρτιση συμβατή (τουλάχιστον) με την θεμελιώδη ιδιομορφή της γέφυρας στην εξεταζόμενη διεύθυνση. Στην περίπτωση των γεφυρών με εφέδρανα και ελαστικά βάθρα (με ή χωρίς σεισμικούς συνδέσμους) η χρήση της θεμελιώδους ιδιομορφής είναι συνήθως επαρκής και στις δύο διευθύνσεις δεδομένου ότι πρακτικά ταυτίζεται με την θεμελιώδη ιδιομορφή του καταστρώματος επειδή η δυσκαμψία των ισχυρών ελαστικών μεσοβάθρων είναι κατά πολύ μεγαλύτερη από την δυσστησία των εφεδράνων. Κατά τη διαμήκη διεύθυνση η πρώτη ιδιομορφή αντιστοιχεί σε μετακίνηση απολύτως στερεού σώματος, ενώ κατά την εγκάρσια διεύθυνση σε μετακίνηση είτε απολύτως στερεού σώματος σε συνδυασμό με στροφή είτε ημιτονοειδούς μορφής, ανάλογα με συνθήκες σύνδεσης του καταστρώματος στα ακρόβαθρα.

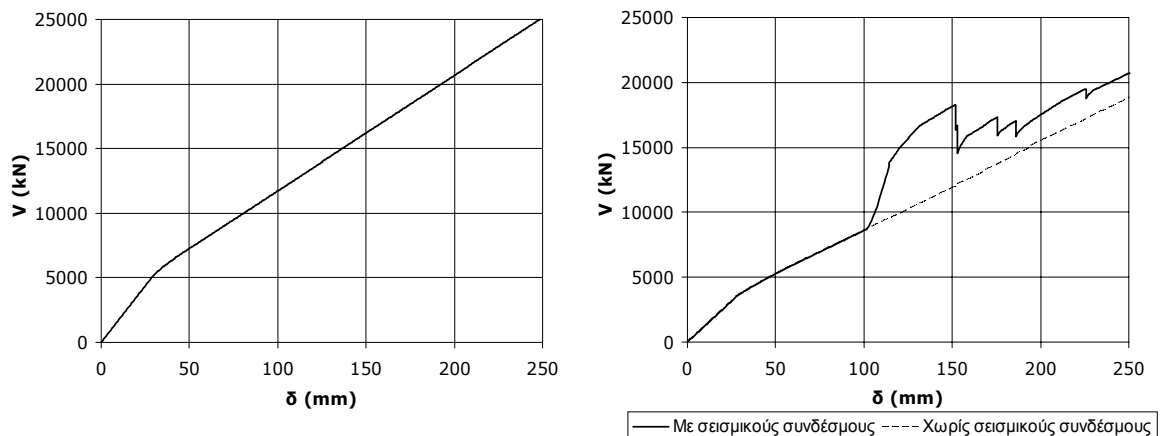
Σε γέφυρες με ανελαστικά βάθρα από την άλλη, η εκτέλεση στατικής ανελαστικής ανάλυσης χρησιμοποιώντας μόνο την θεμελιώδη ιδιομορφή κρίνεται συνήθως επαρκής, με εξαίρεση την περίπτωση γεφυρών με μεγάλο μήκος και υψηλά μεσόβαθρα, όπου και δύναται εναλλακτικά να χρησιμοποιηθεί η ιδιομορφική στατική ανελαστική ανάλυση (Chopra and Goel 2002), κατά την οποία λαμβάνεται υπόψη και η συνεισφορά των ανώτερων ιδιομορφών στη δυναμική απόκριση του συστήματος. Η επέκταση της μεθόδου της ιδιομορφικής στατικής ανελαστικής ανάλυσης στις γέφυρες με ανελαστικά βάθρα έχει γίνει από την ομάδα του ΑΠΘ και περιγράφεται αναλυτικά στις εργασίες των Kappos et al. (2004b) και Paraskeva et al. (2006).

Για τις ανάγκες των επόμενων βημάτων της προτεινόμενης μεθοδολογίας υπολογισμού καμπυλών τρωτότητας στις περιπτώσεις των γεφυρών με ανελαστικά βάθρα η καμπύλη αντίστασης διγραμμοποιείται κατάλληλα (Σχ.1) ορίζοντας με τον τρόπο αυτόν ένα συμβατικό όριο διαρροής και ένα όριο αστοχίας, (βλ. σχετικώς και Κεφ. 5 του ΚΑΝΕΠΕ, ΟΑΣΠ 2005).



Σχήμα 1. Γενική μορφή διγραμμικοποίησης καμπυλών αντίστασης γεφυρών με ανελαστικά βάρθρα

Σε γέφυρες με εφεδράνα και ελαστικά βάρθρα (με ή χωρίς σεισμικούς συνδέσμους) δεν υφίσταται ανάγκη διγραμμικοποίησης της καμπύλης αντίστασης δεδομένου ότι είναι ήδη διγραμμικοποιημένη εξαιτίας της αντίστοιχης διγραμμικής συμπεριφοράς των εφεδράνων (Σχ. 2a, 2b-διακεκομμένη γραμμή). Εάν στη γέφυρα έχουν τοποθετηθεί και σεισμικοί σύνδεσμοι, τότε η καμπύλη αντίστασης είναι κατά βάση διγραμμική, εμφανίζοντας κάποιες αυξομειώσεις αντοχής οφειλόμενες αντίστοιχα στην κατά περίπτωση ενεργοποίηση ή αστοχία των σεισμικών συνδέσμων (Σχ.2b-συνεχής γραμμή). Επιπλέον στην ειδική περίπτωση των κοινών ελαστομεταλλικών εφεδράνων η διγραμμική συμπεριφορά μπορεί να αντικατασταθεί από μία οιονεί-ελαστική συμπεριφορά δεδομένου ότι ο βρόχος υστέρησης των εν λόγω εφεδράνων είναι πολύ μικρού εύρους εξαιτίας της χαμηλής τους απόσβεσης (περίπου 5%).



a. Διαμήκης διεύθυνση

b. Εγκάρσια διεύθυνση

Σχήμα 2. Καμπύλες αντίστασης γέφυρας με εφεδράνα και ελαστικά βάρθρα

Μετά τον προσδιορισμό της διγραμμικής (ή διγραμμικοποιημένης) καμπύλης αντίστασης της γέφυρας, πραγματοποιείται η αναγωγή της σε καμπύλη ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, δηλαδή εκφράζεται σε όρους 'φασμάτων' $S_a - S_d$, μέσω των οποίων συνελίσσεται η σεισμική απαίτηση με την αντίσταση του φορέα (ATC 1996, Chopra & Goel 2001, Kappos et al. 2004b).

2.2 Καθορισμός των σταθμών βλάβης

Στις περιπτώσεις γεφυρών με ανελαστικά βάρθρα ο καθορισμός των σταθμών βλάβης γίνεται με βάση την διγραμμοποιημένη καμπύλη αντίστασης. Έτσι κατ' αντιστοιχία με άλλες εργασίες, όπως των Basöz et al. (1999), όπου αναλυτικές καμπύλες τρωτότητας βαθμονομήθηκαν με αντίστοιχες εμπειρικές που προέκυψαν από την επεξεργασία πραγματικών στοιχείων σεισμικών βλαβών σε γέφυρες, προτείνεται η υιοθέτηση πέντε σταθμών βλάβης: μηδενικές βλάβες (ΣΒ0), μικρές βλάβες (ΣΒ1), μέσες βλάβες (ΣΒ2), εκτενείς βλάβες (ΣΒ3) και κατάρρευση (ΣΒ4). Για τον καθορισμό των σταθμών αυτών χρησιμοποιείται ο λόγος δ/δ_y (ουσιαστικά, ο δείκτης πλαστιμότητας μετακινήσεων), όπου δ_y είναι η μετακίνηση διαρροής και αναφέρεται στο σύνολο της γέφυρας. Η περιγραφή καθώς και οι αντίστοιχες τιμές του λόγου δ/δ_y για κάθε στάθμη βλάβης δίνονται στον Πίνακα 1. Οι τιμές αυτές προέκυψαν με τη λογική ότι μέχρι και την εμφάνιση εκτενών βλαβών στη γέφυρα κρίσιμη είναι η μετακίνηση διαρροής δ_y , ενώ αντίθετα, για την κατάρρευση της γέφυρας κρίσιμη είναι η μετακίνηση αστοχίας $\delta_u = \mu_u \cdot \delta_y$.

Στις γέφυρες με εφεδράνα και ελαστικά (τοιχωματικά) βάρθρα ο καθορισμός των σταθμών βλάβης ξεκινά από την διατμητική παραμόρφωση του μεμονωμένου εφεδράνου γ_{bi} . Όπως και πριν ορίζονται πέντε στάθμες βλάβης ήτοι: μηδενικές βλάβες (ΣΒ0), μικρές βλάβες (ΣΒ1), μέσες βλάβες (ΣΒ2), εκτενείς βλάβες (ΣΒ3) και κατάρρευση (ΣΒ4). Στη συνέχεια ξεκινώντας από το μεμονωμένο εφεδράνο i οι στάθμες βλάβης καθορίζονται με βάση τις τιμές που δίνονται στον Πίνακα 2. Οι τιμές αυτές προέκυψαν με βάση περιορισμένα διαθέσιμα πειραματικά δεδομένα κατασκευαστών εφεδράνων για σεισμικά φορτία και τιμές που δίνονται από τους σύγχρονους κανονισμούς. Η μετάβαση στο σύνολο των εφεδράνων της γέφυρας γίνεται με τον υπολογισμό μιας συνολικής διατμητικής παραμόρφωσης γ_g , που είναι ο μέσος όρος των διατμητικών παραμορφώσεων των εφεδράνων γ_{bi} και υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$\gamma_g = \frac{\sum_{i=1}^N \gamma_{bi}}{N} \quad (1)$$

όπου $N =$ ο συνολικός αριθμός των εφεδράνων της γέφυρας και $\gamma_{bi} =$ η διατμητική παραμόρφωση του μεμονωμένου εφεδράνου i . Ο καθορισμός των σταθμών βλάβης για το σύνολο της γέφυρας με βάση τη συνολική διατμητική παραμόρφωση γ_g γίνεται όπως και στην περίπτωση του μεμονωμένου εφεδράνου χρησιμοποιώντας τον Πίνακα 2.

Πίνακας 1. Καθορισμός σταθμών βλάβης για γέφυρες με ανελαστικά βάρθρα

α/α	Στάθμη Βλάβης	Απαιτούμενες επισκευές	Τιμές κατωφλίου δ / δ_y
ΣΒ0	Μηδενικές βλάβες	Καμία	≤ 0.7
ΣΒ1	Μικρές βλάβες	Μικρές επιδιορθώσεις	> 0.7
ΣΒ2	Μέσες βλάβες	Επισκευή στοιχείων	> 1.5
ΣΒ3	Εκτενείς βλάβες	Επανακατασκευή τμημάτων	> 3.0
ΣΒ4	Κατάρρευση	Επανακατασκευή γέφυρας	$> \mu_u$

Πίνακας 2. Καθορισμός σταθμών βλάβης για γέφυρες με εφεδράνα και ελαστικά βάρθρα

α/α	Στάθμη Βλάβης	Όρια σταθμών βλάβης γ_{bi}	Τιμές κατωφλίου γ_{bi}
ΣΒ0	Μηδενικές βλάβες	$0 \leq \gamma < \gamma_y = 0.2$	$< \gamma_y = 0.2$
ΣΒ1	Μικρές βλάβες	$\gamma_y = 0.2 \leq \gamma < 1.5$	$\gamma_y = 0.2$
ΣΒ2	Μέσες βλάβες	$1.5 \leq \gamma < 2.0$	1.5
ΣΒ3	Εκτενείς βλάβες	$2.0 \leq \gamma < 5.0$	2.0
ΣΒ4	Κατάρρευση	$\gamma > 5.0$	5.0

Από τους Πίνακες 1 και 2 διαπιστώνεται ότι ο καθορισμός των σταθμών βλάβης γίνεται με χρήση παραμέτρων βλάβης (damage parameter, DP), που στην περίπτωση των γεφυρών με ανελαστικά βάρθρα είναι ο λόγος δ/δ_y ενώ σε γέφυρες με εφένδρανα και ελαστικά βάρθρα είναι η μέση διατμητική παραμόρφωση γ_e . Η χρήση της παραμέτρου βλάβης πλεονεκτεί (σε ό,τι αφορά στη χάραξη καμπυλών τρωτότητας) έναντι της χρήσης του δείκτη βλάβης DI (π.χ. ποσοστό της απώλειας αντοχής ή ποσοστό της απομένουσας αντοχής) καθότι η είσοδος στη στάθμη των μικρών βλαβών ($\Sigma B1$) σε όρους παραμέτρου βλάβης σηματοδοτείται από μία συγκεκριμένη τιμή, ενώ αντίθετα σε όρους δείκτη βλάβης σηματοδοτείται από οποιαδήποτε μη μηδενική τιμή. Βεβαίως, μπορεί εύκολα να γίνει μια αντιστοίχιση των ορίων του DP με όρια DI , βλ. και Karros et al. (2004a), αλλά δεν πρέπει ποτέ να λησμονείται ότι στον καθορισμό των ορίων αυτών (είτε σε όρους DI είτε σε όρους DP) υπάρχει σημαντική αβεβαιότητα που πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό της καμπύλης τρωτότητας.

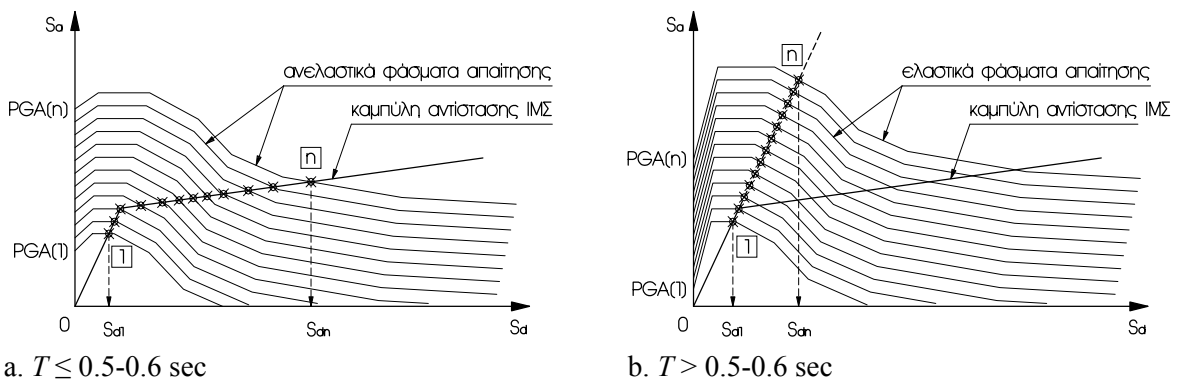
2.3 Εκτίμηση των παραμέτρων των καμπυλών τρωτότητας

Σε αντιστοιχία με παρόμοιες προτάσεις (FEMA-NIBS 2003) οι καμπύλες τρωτότητας υπολογίζονται με βάση την ακόλουθη λογαριθμοκανονική συνάρτηση κατανομής:

$$F(DP \geq DP_i | S) = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{tot}} \cdot \ln \left(\frac{S}{S_{mi}} \right) \right] \quad (2)$$

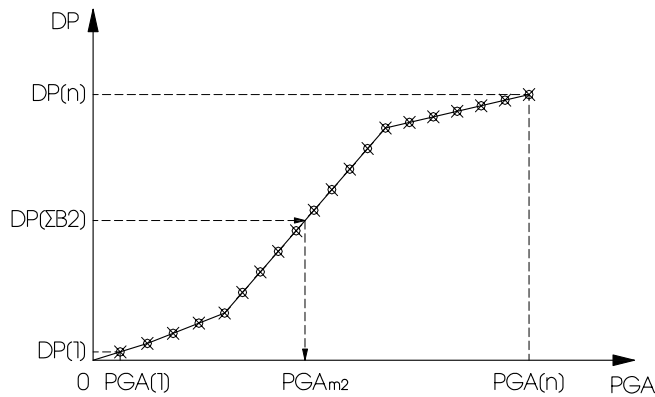
όπου F = η πιθανότητα η τιμή της παραμέτρου βλάβης DP να ισούται ή να υπερβαίνει την τιμή της DP_i για την i -οστή στάθμη βλάβης ($i=1$ ως 4) και για δεδομένη στάθμη σεισμικής έντασης που ορίζεται από την παράμετρο σεισμικής έντασης S (μέγιστη εδαφική επιτάχυνση, PGA , ή φασματική μετακίνηση, S_d), Φ είναι η τυπική κανονική συνάρτηση πιθανότητας, S_{mi} η μέση τιμή κατωφλίου της παραμέτρου έντασης S που απαιτείται για να προκληθεί η i -οστή στάθμη βλάβης και β_{tot} η συνολική λογαριθμοκανονική τυπική απόκλιση.

Για την περιγραφή της καμπύλης τρωτότητας κατά την Εξίσωση 1 χρειάζονται οι παράμετροι S_{mi} και β_{tot} . Η εκτίμηση της πρώτης βασίζεται στη μέθοδο του φάσματος απαίτησης σε συνδυασμό με την καμπύλη ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος κατά την οποία το φάσμα απαίτησης ανηγμένο σε μορφή S_a-S_d κλιμακώνεται για διάφορες στάθμες της παραμέτρου σεισμικής έντασης S (εν προκειμένω η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση- PGA) και σχεδιάζεται στο ίδιο γράφημα με την καμπύλη αντίστασης $IM\Sigma$ (Σχ.3). Στο Σχήμα 3a φαίνεται η γενική περίπτωση της μεθόδου, ενώ στο Σχήμα 3b φαίνεται η εφαρμογή της σε γέφυρες με θεμελιώδη ιδιοπερίοδο T μεγαλύτερη από 0.5 με 0.6 sec, δηλαδή στην περιοχή των περιόδων όπου ο κανόνας των ίσων μετακινήσεων αποτελεί μία ικανοποιητική προσέγγιση.



Σχήμα 3. Μέθοδος φάσματος απαίτησης σε συνδυασμό με την καμπύλη $IM\Sigma$

Χρησιμοποιώντας τα σημεία τομής των φασμάτων απαίτησης με την καμπύλη αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος σχεδιάζεται το διάγραμμα εξέλιξης της σεισμικής βλάβης (Σχ. 4) με τεταγμένες τις προκύπτουσες τιμές της παραμέτρου βλάβης DP (εδώ η $\delta / \delta_y \approx S_d / S_{dy}$ ή η γ_g) και τεταγμένες τις αντίστοιχες τιμές της παραμέτρου σεισμού S (εδώ η PGA). Από το εν λόγω διάγραμμα, με δεδομένη την τιμή της παραμέτρου βλάβης DP από τους Πίνακες 1 και 2, μπορεί να υπολογιστεί για κάθε στάθμη βλάβης η μέση τιμή 'κατωφλίου' της παραμέτρου σεισμού S_{mi} (PGA_{mi}). Επί παραδείγματι η μέση τιμή κατωφλίου PGA_{mi} για την στάθμη βλάβης $\Sigma B2$ (μέσες βλάβες) για γέφυρες με ανελαστικά βάρθρα είναι αυτή που αντιστοιχεί στην τιμή $\delta / \delta_y = 1.5$, ενώ για γέφυρες με εφεδράνα και ελαστικά βάρθρα (με ή χωρίς σεισμικούς συνδέσμους) είναι αυτή που αντιστοιχεί στην τιμή $\gamma_g = 1.5$.



Σχήμα 4. Διάγραμμα εξέλιξης της σεισμικής βλάβης

Η δεύτερη παράμετρος της Εξίσωσης 2 είναι η συνολική λογαριθμοκανονική τυπική απόκλιση β_{tot} και ενσωματώνει τις αβεβαιότητες στην σεισμική διέγερση, στην απόκριση και αντίσταση της γέφυρας και στον καθορισμό της παραμέτρου και των σταθμών βλάβης. Υπό την παραδοχή της στατιστικής ανεξαρτησίας των επιμέρους αβεβαιοτήτων υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\beta_{tot} = \sqrt{\beta_d^2 + \beta_c^2 + \beta_{ds}^2} \quad (3)$$

όπου β_d = η λογαριθμοκανονική τυπική απόκλιση λόγω των αβεβαιοτήτων στην σεισμική διέγερση, β_c = η λογαριθμοκανονική τυπική απόκλιση λόγω αβεβαιοτήτων στην απόκριση και αντίσταση (αντοχή, πλαστιμότητα) της γέφυρας και β_{ds} = η λογαριθμοκανονική τυπική απόκλιση λόγω αβεβαιοτήτων στον καθορισμό της παραμέτρου και των σταθμών βλάβης.

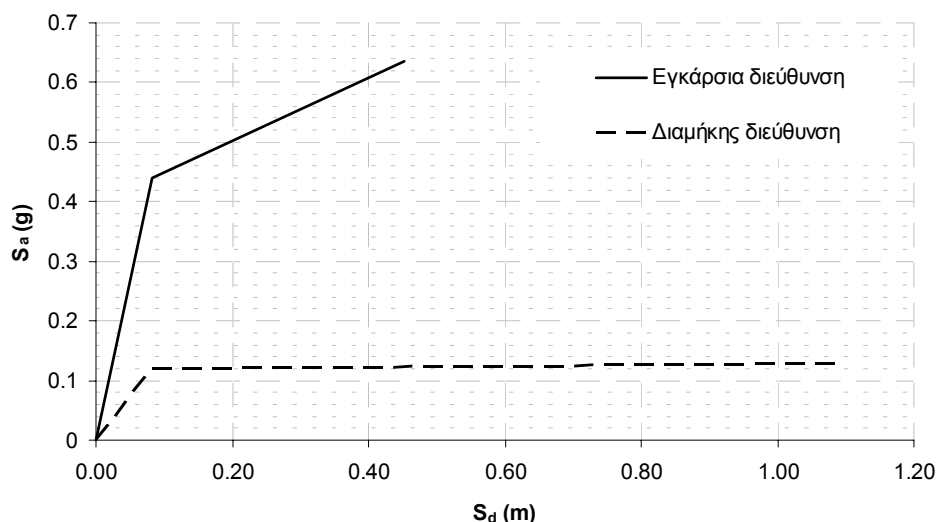
Η τιμή της συνολικής λογαριθμοκανονικής τυπικής απόκλισης β_{tot} βαθμονομήθηκε αρχικά από τους Dutta & Mander (1998) μέσω μίας θεωρητικής προσέγγισης και αργότερα επαληθεύτηκε από τους Mander & Basöz (1999) βάσει εμπειρικών καμπυλών τρωτότητας που προέκυψαν από πραγματικές καταγραφές βλαβών σε γέφυρες για τους σεισμούς της Loma Prieta (1989) και του Northridge (1994). Με βάση την εργασία αυτή η τιμή της παραμέτρου β_{tot} εκτιμήθηκε σε 0.6. Έτσι, δεδομένης της απουσίας μίας ακριβέστερης εκτίμησης των αβεβαιοτήτων στην σεισμική διέγερση, στην απόκριση και αντίσταση της γέφυρας καθώς και στον καθορισμό της παραμέτρου και των σταθμών βλάβης κατά την συγγραφή της παρούσας υιοθετείται η τιμή $\beta_{tot} = 0.6$ (βλ. και Κεφ. 7 του Εγχειριδίου του HAZUS, FEMA-NIBS 2003). Περαιτέρω έρευνα για την εκτίμηση των επιμέρους αβεβαιοτήτων διεξάγεται στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος ΑΣΠροΓε που αναφέρθηκε προηγουμένως. Στο σημείο αυτό αξίζει να σημειωθεί ότι στην εργασία των Kappos et al. (2004a) αναφέρονται τιμές $\beta_{tot} \approx 0.7$ για κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα σχεδιασμένα με μη πλάστιμο τρόπο, δηλαδή με χρήση παλιών κανονισμών.

3 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΣΕ ΓΕΦΥΡΕΣ ΤΗΣ ΕΓΝΑΤΙΑΣ

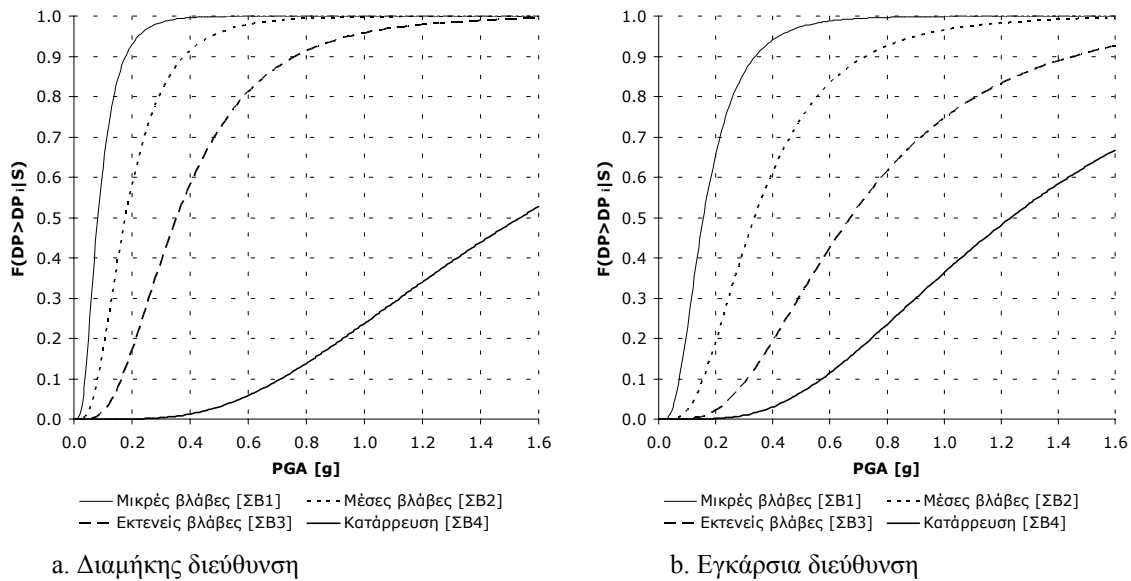
3.1 Γέφυρα της Κρυσταλλοπηγής

Από την κατηγορία των γεφυρών με ανελαστικά βάθρα επιλέχθηκε η γέφυρα της Κρυσταλλοπηγής (μελέτη DENCO). Πρόκειται για μία χαραδρογέφυρα που κατασκευάστηκε πρόσφατα από την ΕΓΝΑΤΙΑ ΟΔΟΣ Α.Ε. στη βορειοδυτική Ελλάδα με δώδεκα ανοίγματα και συνολικό μήκος 638 m. Η διατομή του καταστρώματος είναι μονοκυβελικό κιβώτιο χωρίς εγκάρσια προένταση στην άνω πλάκα, με συνολικό πλάτος 13 m και συνολικό ύψος 2.8 m το οποίο στηρίζεται σε 11 μεσόβαθρα, το ύψος των οποίων κυμαίνεται από 11 έως 27 m. Η διατομή των μεσοβάθρων είναι κοίλη ορθογωνική και μεταβάλλεται καθ ύψος από 0.50×0.20 m στη βάση έως 0.70×0.20 m στο ύψος της κεφαλής. Η σύνδεση του καταστρώματος με τα μεσόβαθρα πραγματοποιείται με διαφορετικό τρόπο καταμήκος του φορέα, κάτι που δεν είναι ασύνηθες σε σύγχρονες γέφυρες σε περιοχές με μεγάλη σεισμικότητα, όπως είναι η Ελλάδα. Πιο συγκεκριμένα η σύνδεση των μεσοβάθρων M1, M2, M3, M9, M10 και M12 με το κατάστρωμα γίνεται μέσω εφεδράνων, επιτρέποντας την μετακίνηση κατά τη διαμήκη διεύθυνση του φορέα (η οποία νοείται εφαπτομενικά, λόγω της καμπυλότητας του φορέα) και δεσμευοντάς την κατά την αντίστοιχη εγκάρσια (ακτινική) διεύθυνση. Τα υπόλοιπα (κεντρικά) μεσόβαθρα συνδέονται μονολιθικά με το κατάστρωμα. Η θεμελίωση των βάθρων στο έδαφος γίνεται με ομάδες πασσάλων, το μήκος και τα χαρακτηριστικά των οποίων διαφέρουν από θέση σε θέση ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του εδάφους, το οποίο αντιστοιχεί στην κατηγορία Α κατά ΕΑΚ. Περισσότερες λεπτομέρειες για το στατικό σύστημα της εν λόγω γέφυρας δίνονται στις εργασίες των Karpos et al. (2004b) και Paraskeva et al. (2006).

Σύμφωνα με την προτεινόμενη μεθοδολογία γίνεται εδώ υπολογισμός των καμπυλών αντίστασης και κατά τις δύο διευθύνσεις από ανάλυση με φορτία που αντιστοιχούν στη θεμελιώδη ιδιομορφή, μολονότι για την εγκάρσια διεύθυνση της εν λόγω γέφυρας έχουν εκτελεστεί και ιδιομορφικές στατικές ανελαστικές αναλύσεις, όπως προτείνεται από τους Paraskeva et al. (2006). Η απόφαση αυτή ελήφθη στο πλαίσιο της σύγκρισης των εξαγόμενων καμπυλών τρωτότητας με τις αντίστοιχες για γέφυρες με εφεδράνα και ελαστικά τοιχωματικά βάθρα (Γέφυρα του ποταμού Λίσσου, βλ. §3.2). Στο Σχήμα 5 φαίνονται οι αντίστοιχες καμπύλες του ΙΜΣ. Ως φάσμα απαίτησης χρησιμοποιήθηκε το ελαστικό φάσμα του ΕΑΚ2003 για έδαφος κατηγορίας Β. Η τιμή της συνολικής λογαριθμοκανονικής τυπικής απόκλισης β_{tot} τέθηκε ίση με 0.6. Στο Σχήμα 6 παρουσιάζονται οι καμπύλες τρωτότητας που προέκυψαν για τη γέφυρα της Κρυσταλλοπηγής



Σχήμα 5. Καμπύλες ΙΜΣ της γέφυρας της Κρυσταλλοπηγής



Σχήμα 6. Καμπύλες τρωτότητας για τη γέφυρα της Κρυσταλλοπηγής

και διαπιστώνεται ότι η απόσταση των καμπυλών τρωτότητας μεταξύ της τελευταίας στάθμης βλάβης (SB4) και των υπολοίπων τριών (SB1, SB2 και SB3) είναι σαφώς μεγαλύτερη από την αντίστοιχη για την εγκάρσια διεύθυνση. Παρατηρείται δηλαδή σημαντική διαφοροποίηση της διαθέσιμης πλαστιμότητας μ_u μεταξύ των δύο διευθύνσεων (βλ. και Σχ. 5). Σημειώνεται επίσης ότι η πιθανότητα κατάρρευσης της γέφυρας είναι σχεδόν ίδια και για τις δύο διευθύνσεις. Το γεγονός αυτό, δεδομένου ότι και στις δύο διευθύνσεις ελήφθη $\beta_{tot} = 0.6$, ερμηνεύεται με βάση τις αντίστοιχες καμπύλες αντίστασης (κατ' επέκταση τις καμπύλες ΙΜΣ). Έτσι, σύμφωνα με το Σχήμα 5, παρατηρείται ότι η διαμήκης διεύθυνση έχει μεγαλύτερη πλαστιμότητα κατά το ίδιο περίπου ποσοστό που η εγκάρσια διεύθυνση έχει μεγαλύτερη αντοχή. Τέλος η διαφοροποίηση της αντοχής μεταξύ των δύο διευθύνσεων επηρεάζει με αντιστρόφως ανάλογο τρόπο τις τιμές κατοφλίου και κατ' επέκταση τις καμπύλες τρωτότητας των σταθμών βλάβης SB1, SB2 και SB3. Συνεπώς κατά την διαμήκη διεύθυνση προκύπτει ότι η πιθανότητα να αναπτυχθούν μικρές, μέσες ή εκτενείς βλάβες είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη κατά την εγκάρσια διεύθυνση.

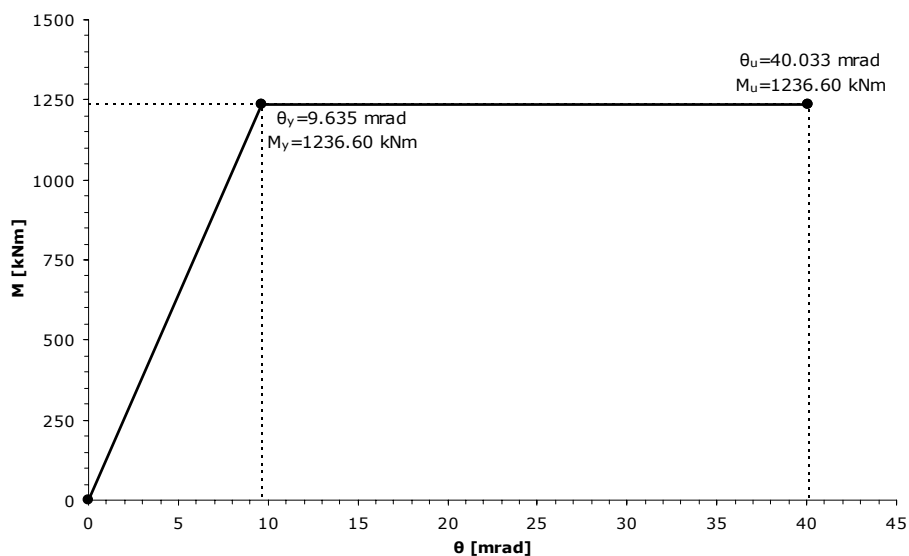
3.2 Γέφυρα του ποταμού Λίσσου

Από την κατηγορία των γεφυρών με εφεδράνα και ελαστικά βάθρα επιλέχθηκε η γέφυρα του ποταμού Λίσσου (μελέτη ΔΟΜΗ ΟΕ). Πρόκειται για μία γέφυρα που κατασκευάστηκε από την ΕΓΝΑΤΙΑ ΟΔΟ Α.Ε. στη βορειοανατολική Ελλάδα, με έντεκα ανοίγματα και συνολικό μήκος 430 m. Το κατάστρωμα είναι προεντεταμένο μονοκυψελικό κιβώτιο με συνολικό πλάτος 13 m και ύψος 2.75 m και στηρίζεται μέσω κοινών ελαστομεταλλικών εφεδράνων σε 10 τοιχωματικά μεσόβαθρα με ύψος που κυμαίνεται από 4.5 έως 10.6 m. Η μετακίνηση του καταστρώματος στα ακρόβαθρα είναι ελεύθερη κατά την διαμήκη έννοια και δεσμευμένη κατά την εγκάρσια. Η διατομή των τοιχωματικών βάθρων είναι ορθογωνική διαστάσεων 2.5×6.5 m με στρογγυλεμένα άκρα. Στην κεφαλή των βάθρων και σε απόσταση 10 cm από το κατάστρωμα έχουν τοποθετηθεί σεισμικοί σύνδεσμοι ύψους 1.2 m με στόχο τον περιορισμό της εγκάρσιας μετακίνησης του καταστρώματος κατά την διάρκεια ενός σεισμού ισχυρότερου από τον σεισμό σχεδιασμού μέσω ανάπτυξης πλαστικών αρθρώσεων στη βάση τους. Η διατομή των σεισμικών συνδέσμων είναι κυκλικός τομέας με ύψος που μεταβάλλεται από 0.5 m στη βάση έως 0.3 m στην κεφαλή. Η θεμελίωση των βάθρων στο έδαφος γίνεται με ομάδες πασσάλων, το μήκος και τα χαρακτηριστικά των οποίων διαφέρουν από θέση σε θέση ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του εδάφους.

Σημειώνεται ότι η γέφυρα του ποταμού Λίσσου είναι η πρώτη στην Ελλάδα που κατασκευάστηκε με την μέθοδο της προώθησης.

Σύμφωνα με την προτεινόμενη μεθοδολογία δημιουργήθηκε καταρχήν το αριθμητικό προσομοίωμα της εν λόγω γέφυρας με χρήση γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων. Η ενεργός δυσκαμψία του ισχυρά προεντεταμένου καταστρώματος δόθηκε ίση με αυτή της αρηγμάτωτης διατομής. Αντίθετα, η ενεργός δυσκαμψία των βάθρων υπολογίστηκε με βάση τη ροπή κατά την διαρροή του οπλισμού (βλ. και Κεφ.7 ΚΑΝ.ΕΠΕ., ΟΑΣΠ 2005). Εν προκειμένω τα βάθρα μπορεί να μην διαρρέουν, ωστόσο ρηγματώνονται, και ο εν λόγω υπολογισμός μπορεί να δώσει μία πολύ καλή εκτίμηση της επιρροής της ρηγμάτωσης στη μείωση της δυσκαμψίας.

Ιδιαίτερο ενδιαφέρον σε σχέση με την προσομοίωση παρουσιάζουν οι σεισμικοί σύνδεσμοι που είναι τοποθετημένοι στα άκρα της κεφαλής των μεσοβάθρων. Αυτοί προσομοιώθηκαν με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία ύψους 1.2 m (δηλ. το πραγματικό ύψος των συνδέσμων), τα οποία συνδέονται με τα αντίστοιχα στοιχεία των μεσοβάθρων μέσω άκαμπτων βραχιόνων. Για την προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς των σεισμικών συνδέσμων τοποθετήθηκαν σημειακές πλαστικές αρθρώσεις στη βάση τους, για τις οποίες υπολογίστηκε το διάγραμμα ροπών-στροφών χορδής (M-θ) του Σχήματος 7. Η ενεργός δυσκαμψία τους υπολογίστηκε, όπως και για την περίπτωση των μεσοβάθρων, με βάση την τιμή της ροπής κατά τη διαρροή του οπλισμού.

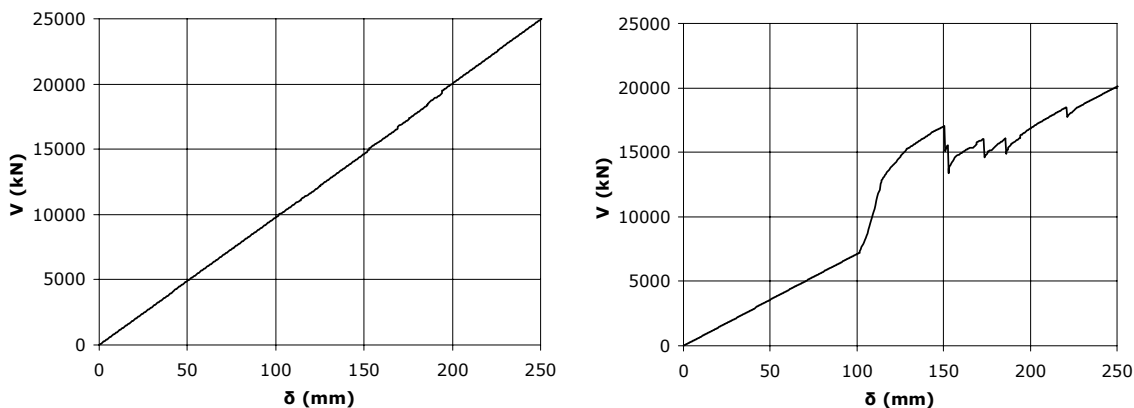


Σχήμα 7. Διάγραμμα ροπών-στροφών χορδής (M-θ) των σεισμικών συνδέσμων

Για την προσομοίωση του φαινομένου της πρόσκρουσης του καταστρώματος επί των σεισμικών συνδέσμων χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία διακένου (gap elements), με κενό ίσο με το αντίστοιχο μεταξύ καταστρώματος και σεισμικών συνδέσμων (δηλαδή 10 cm). Κατά την χρήση των στοιχείων αυτών χρειάζεται να ληφθεί ειδική μέριμνα ώστε αφενός να είναι επαρκώς δύσκαμπτα σε σχέση με τα συνδεόμενα στοιχεία (σεισμικοί σύνδεσμοι και κατάστρωμα) και αφετέρου να μην δημιουργούνται αριθμητικές αστάθειες στον αλγόριθμο επίλυσης (βλ. και Kim & Shinozuka 2003). Εν προκειμένω η τιμή της ελατηριακής σταθεράς (σε θλίψη) των στοιχείων διακένου τέθηκε $K = 1350000$ kN/m.

Τέλος, σε ότι αφορά την προσομοίωση των εφεδράνων, η διγραμμική τους συμπεριφορά αντικαταστάθηκε από μία οιονει-ελαστική λόγω του πολύ στενού τους βρόχου υστέρησης εξαιτίας της χαμηλής τους απόσβεσης (βλ. §2.1).

Έτσι με βάση το προαναφερθέν αριθμητικό προσομοίωμα της γέφυρας παρήχθησαν οι καμπύλες αντίστασης της γέφυρας (Σχ. 8) και ακολούθως οι καμπύλες ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

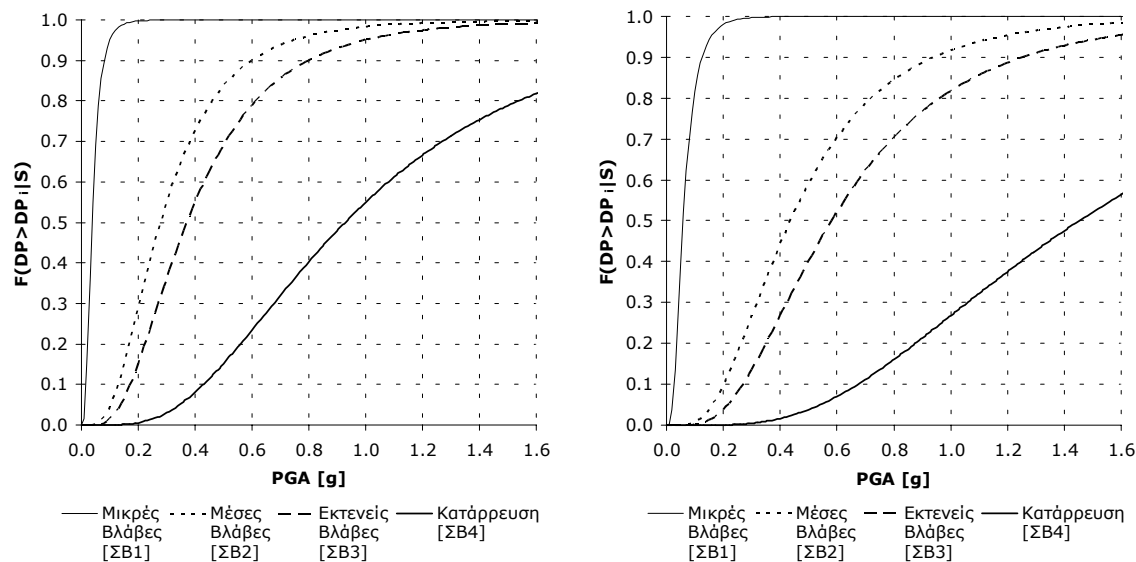


a. Διαμήκης διεύθυνση

b. Εγκάρσια διεύθυνση

Σχήμα 8. Καμπύλες αντίστασης γέφυρας ποταμού Λίσσου

Ως φάσμα απαίτησης χρησιμοποιήθηκε και πάλι το ελαστικό φάσμα του EAK2003, αλλά για έδαφος κατηγορίας Γ. Η τιμή της συνολικής λογαριθμοκανονικής τυπικής απόκλισης β_{tot} τέθηκε ίση με 0.6 όπως και προηγουμένως. Οι μέσες τιμές καταφλίου PGA_{mi} που προέκυψαν για τις στάθμες βλάβης ΣΒ1, ΣΒ2 ΣΒ3 και ΣΒ4 είναι αντίστοιχα 0.04g, 0.28g, 0.37g και 0.93g για τη διαμήκη διεύθυνση και 0.06g, 0.44g, 0.58g και 1.45g για την εγκάρσια διεύθυνση. Στο Σχήμα 9 φαίνονται οι καμπύλες τρωτότητας που προέκυψαν για την γέφυρα του ποταμού Λίσσου.



a. Διαμήκης διεύθυνση

b. Εγκάρσια διεύθυνση

Σχήμα 9. Καμπύλες τρωτότητας της γέφυρας του ποταμού Λίσσου

Διαπιστώνεται ότι η απόσταση μεταξύ των καμπυλών τρωτότητας για τις στάθμες ΣΒ2 και ΣΒ3 και στις δύο διευθύνσεις είναι μικρή γεγονός που αντικατοπτρίζει την αντίστοιχη μικρή διαφορά στις αντίστοιχες τιμές κατωφλίου της παραμέτρου βλάβης γ_g (βλ. Πίνακα 2). Παράλληλα, η πιθανότητα η γέφυρα να βρεθεί ή να υπερβεί οποιαδήποτε στάθμη βλάβης είναι μεγαλύτερη στην εγκάρσια διεύθυνση. Αυτό μπορεί να προβλεφθεί και από τις τιμές κατωφλίου PGA_{mi} , δεδομένης της χρήσης της τιμής $\beta_{tot} = 0.6$ και στις δύο διευθύνσεις και ερμηνεύεται λαμβάνοντας υπόψη τον ορισμό της μέσης σταθμισμένης διατμητικής παραμόρφωσης γ_g , ότι δηλαδή είναι ο μέσος όρος των διατμητικών παραμορφώσεων των εφεδράνων της γέφυρας. Κατά τη διαμήκη διεύθυνση το κατάστρωμα μετακινείται ως απολύτως στερεό σώμα με αποτέλεσμα όλα τα εφέδρανα να έχουν την ίδια μετακίνηση οπότε η μέση διατμητική παραμόρφωση γ_{tot} είναι περίπου ίση με την διατμητική παραμόρφωση του μεμονωμένου εφεδράνου γ_{bi} . Αντίθετα κατά την εγκάρσια διεύθυνση η παραμόρφωση του καταστρώματος ακολουθεί την ημιτονοειδή μορφή της θεμελιώδους ιδιομορφής με αποτέλεσμα η παραμόρφωση των εφεδράνων να εμφανίζει σημαντική μεταβολή μεταβαίνοντας από το μέσον της γέφυρας στα ακρόβαθρα. Κατά συνέπεια η συνολική παραμόρφωση γ_g προκύπτει μικρότερη από τη μέγιστη παραμόρφωση του μεμονωμένου εφεδράνου.

4 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Με βάση τις διεθνείς εξελίξεις σε θέματα αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς των γεφυρών και την πρόσφατη ερευνητική δραστηριότητα των συγγραφέων προέκυψε η παρουσιασθείσα αναλυτική μεθοδολογία υπολογισμού καμπυλών τρωτότητας γεφυρών, η οποία έχει ως βάση την μέθοδο του φάσματος απαίτησης σε συνδυασμό με την καμπύλη αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Οι πέντε στάθμες βλάβης (συμπεριλαμβανομένης και της μηδενικής) καθορίζονται από παραμέτρους βλάβης που εκτιμώνται απευθείας από τις καμπύλες αντίστασης των γεφυρών, ενώ οι καμπύλες τρωτότητας υπολογίζονται με βάση την υπόθεση της λογαριθμικοκανονικής κατανομής.

Στη διάρκεια της παρούσας έρευνας προέκυψε σαφής ανάγκη διαφοροποίησης της μεθοδολογίας ανάλογα με τον μηχανισμό απορρόφησης της σεισμικής ενέργειας. Έτσι προέκυψαν δύο κατηγορίες γεφυρών: οι γέφυρες με ανελαστικά βάθρα, και οι γέφυρες με εφέδρανα και ελαστικά τοιχωματικά βάθρα (με ή χωρίς σεισμικούς συνδέσμους). Για κάθε κατηγορία προτείνονται εδώ συγκεκριμένες τιμές των παραμέτρων βλάβης για τον ορισμό των αντίστοιχων σταθμών βλάβης.

Από την εφαρμογή της ανωτέρω μεθοδολογίας σε δύο πραγματικές γέφυρες (μία από κάθε κατηγορία) της Εγνατίας Οδού έγινε σαφές αφενός το εφικτόν της μεθοδολογίας (που, βεβαίως, εξαρτάται πρωτίστως από την δυνατότητα χάραξης καμπυλών αντίστασης αντιπροσωπευτικών της εξεταζόμενης γέφυρας) και αφετέρου ότι οι προκύπτουσες καμπύλες τρωτότητας διαφέρουν τόσο ανάλογα με τον τύπο της γέφυρας, όσο και με την εξεταζόμενη διεύθυνση. Για τις ανάγκες των μελετών σεισμικής διακινδύνευσης πόλεων ή και των συστημάτων διαχείρισης της σεισμικής διακινδύνευσης έργων οδοποιίας (κρίσιμο τμήμα των οποίων αποτελούν οι γέφυρες), σαν αυτό που αναπτύσσεται (στα πλαίσια του προγράμματος ΑΣΠροΓε) για τις γέφυρες της Εγνατίας Οδού, θα πρέπει για κάθε στάθμη βλάβης να λαμβάνεται υπόψη η καμπύλη τρωτότητας που αντιστοιχεί στη δυσμενέστερη από τις δύο διευθύνσεις.

5 ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- Applied Technology Council [ATC]. 1996. *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings (ATC-40)*. Redwood City, California: Applied Technology Council [ATC].
- Basöz, N.I., Kiremidjian, A.S., King, S.A., and Law, K.H. 1999. Statistical Analysis of Bridge Damage Data from the 1994 Northridge, CA, Earthquake, *Earthquake Spectra*, Vol. 15, No 1.
- Chopra A.K. and R. K. Goel, 2001. Direct Displacement-Based Design: Use of Inelastic vs. Elastic Design Spectra, *Earthquake Spectra*, Vol. 17. No. 1: 47-65.

- Chopra, A.K. & Goel, R.K. 2002. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 31, No 3: 561-582.
- Dutta, A., & Mander, J.B., 1998. Seismic Fragility Analysis of Highway Bridges, *INCEDE-MCEER Center-to-Center, Proceedings of the Center-to-Center Workshop on Earthquake Engineering Frontiers in Transport Systems (Tokyo, Japan)*: 311-325.
- FEMA-NIBS. 2003. *Multi-hazard Loss Estimation Methodology - Earthquake Model: HAZUS@MH Technical Manual*. Washington D.C.: FEMA.
- Gardoni, P., Khalid, M.M., and Kiureghian, A.D. 2003. Probabilistic Seismic Demand Models and Fragility Estimates for RC Bridges, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 7, No. 1: 79-106.
- Hwang, H., Jernigan, J.B., and Lin, Y.W. 2000. Evaluation of Seismic Damage to Memphis Bridges and Highway Systems, *Journal of Bridge Engineering, ASCE*, Vol. 5, No. 4: 322-330.
- Kappos, A.J., Panagiotopoulos, C., and Panagopoulos, G. 2004a. Derivation of fragility curves using inelastic time-history analysis and damage statistics, *ICCES'04 (Madeira, Portugal, July 2004)*, CD ROM Proceedings: 665-672.
- Kappos, A., Paraskeva, T., Sextos, A. 2004b. Seismic assessment of a major bridge using modal pushover analysis and dynamic time-history analysis, *Advances in Computational & Experimental Engineering and Sciences*, Tech Science Press: 673-680.
- Kim, S.H. & Shinozuka, M. 2003. Effects of seismically induced pounding at expansion joints of concrete bridges. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 129, No.11: 1225-1234.
- Mander, J.B., & Basöz, N. 1999. Seismic Fragility Curve Theory for Highway Bridges, *Proceedings of the 5th U.S. Conference on Lifeline Earthquake Engineering*, Paper 16.
- ΟΑΣΠ – Ομάδα μελέτης για τη σύνταξη Κανονισμού Επεμβάσεων σε κτίρια από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα (2005) ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ (ΚΑΝΕΠΕ) Σχέδιο 2, Αθήνα, Νοέμ. 2005.
- Paraskeva, T., Kappos, A., Sextos, A. 2006. Extension of modal pushover analysis to seismic assessment of bridges, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 35, No. 11: 00-00.
- Penelis, G.G. & Kappos, A.J. 1997. *Earthquake-Resistant Concrete Structures*. London: E & FN Spon.
- Priestley, M.J.N., F. Seible and G.M. Calvi 1996. *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. New York: John Wiley and Sons Inc.
- Shinozuka, M., Feng, M.Q., Kim, H.K., and Kim, S.H. 2000a. Nonlinear Static Procedure for Fragility Curve Development, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 126, No. 12: 1287-1295.
- Shinozuka, M., Feng, M.Q., Lee, J., and Naganuma, T. 2000b. Statistical Analysis of Fragility Curves, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 126, No. 12: 1224-1231.
- ΥΠΕΧΩΔΕ (2004) Υπ. Απόφ. ΔΜΕΟ/γ/115/14-4-04: Οδηγίες για μελέτη γεφυρών με σεισμική μόνωση, Αθήνα, Απρ. 2004.