

Πειραματική Επαλήθευση Αντισεισμικού Σχεδιασμού Βάθρου Γεφύρας με Αξιοποίηση της “Πλαστιμότητας” του Εδάφους

Experimental Validation of Bridge Pier Seismic Design Employing Soil Ductility

ΔΡΟΣΟΣ, Β.Α.
ΓΕΩΡΓΑΡΑΚΟΣ, Τ.Η.
ΑΝΑΣΤΑΣΟΠΟΥΛΟΣ, Ι.Χ.
ΓΚΑΖΕΤΑΣ, Γ.

Δρ. Πολιτικός Μηχανικός, Εργαστήριο Εδαφομηχανικής Ε.Μ.Π.
Πολιτικός Μηχανικός, Εργαστήριο Εδαφομηχανικής Ε.Μ.Π.
Πολιτικός Μηχανικός, Λέκτορας Π.Δ. 407/80 Ε.Μ.Π.
Πολιτικός Μηχανικός, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ : Διερευνάται πειραματικά στη δονητική τράπεζα του Εργαστηρίου Εδαφομηχανικής του ΕΜΠ μια νέα μέθοδος αντισεισμικού σχεδιασμού βάθρων γεφυρών η οποία, αντιστρέφοντας τον συμβατικό ικανοτικό σχεδιασμό, εκμεταλλεύεται την πλαστιμότητα του εδάφους επιτρέποντας την δημιουργία “πλαστικής άρθρωσης” στην θεμελίωση. Παρατηρείται περιορισμός της έντασης που μεταβιβάζεται στην ανωδομή, η οποία και παραμένει σχεδόν ελαστική σε αντίθεση με την καταρρέουσα συμβατικώς σχεδιασμένη κατασκευή. Το αναπόφευκτο αντίτιμο έγκειται στην αύξηση των σεισμικών καθιζήσεων και στροφών του θεμελίου.

ABSTRACT : A new methodology for the dynamic design of bridges is experimentally investigated using the shaking table of the Soil Mechanics Laboratory of NTUA. The proposed methodology, reversing the conventional capacity design, takes advantage of soil ductility and allows a plastic hinge in the ground to develop. It is observed that superstructure straining reduces to the elastic range, contrary to the conventionally designed collapsible structure. Nevertheless, the inevitable penalty for this beneficial behavior is the increased settlements and rotation of the foundation.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

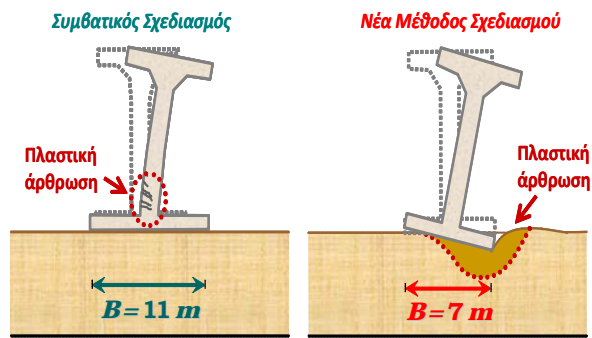
Είναι πλέον γνωστό ότι η αντισεισμική ασφάλεια μιας κατασκευής δεν συνδέεται πάντα με την αύξηση της αντοχής των δομικών μελών της. Η συνειδητοποίηση αυτού του φαινομένου πριν από περίπου 30 έτη οδήγησε στην ανάπτυξη του “ικανοτικού σχεδιασμού” [Park & Paulay, 1976], και την ουσιαστική βελτίωση των αντισεισμικών κανονισμών, παγκοσμίως.

Οι αρχές του *ικανοτικού σχεδιασμού* αναφέρονται κατά κύριο λόγο στην ανωδομή, αγνοώντας ή υπο-εκτιμώντας την επιρροή εδάφους και θεμελίωσης. Μάλιστα, οι περισσότεροι αντισεισμικοί κανονισμοί απαιτούν η θεμελίωση να παραμένει ελαστική. Παρότι μια τέτοια απαγόρευση μπορεί να φαίνεται λογική (αστοχίες στο επίπεδο της θεμελίωσης είναι καί δύσκολα ανιχνεύσιμες καί δύσκολα επιδιορθώσιμες), μπορεί να οδηγήσει

σε μη-συντηρητικές υπερ-απλουστεύσεις, ιδίως στην περίπτωση εκδηλώσεως σημαντικών γεωμετρικών μή-γραμμικοτήτων, όπως η αποκόλληση και η ολίσθηση. Επιπλέον, αγνοώντας τα φαινόμενα αυτά απαγορεύουμε την εκμετάλλευση μηχανισμών οι οποίοι δύνανται να προσφέρουν σημαντική απορρόφηση ενέργειας, και να προστατεύσουν την ανωδομή σε περίπτωση εκδηλώσεως σεισμικού επεισοδίου που ξεπερνά τον σχεδιασμό.

Στα πλαίσια του Ευρωπαϊκού Ερευνητικού Προγράμματος DARE, διερευνάται από το Εργαστήριο Εδαφομηχανικής ΕΜΠ μια νέα μέθοδος αντισεισμικού σχεδιασμού, η οποία υπερβαίνει – αντιστρέφει τον συμβατικό ικανοτικό σχεδιασμό, εκμεταλλεύεται δε τους προαναφερθέντες μηχανισμούς επιτρέποντας την δημιουργία “πλαστικής άρθρωσης” στην θεμελίωση.

Προκειμένου να αναδειχθούν τα πιθανά πλεονεκτήματα της νέας αυτής μεθόδου, διερευνήθηκε, σε πρώτη φάση πειραματικά, η σεισμική συμπεριφορά τυπικής γέφυρας με επιφανειακή θεμελίωση (Σχήμα 1) : (α) συμβατικά σχεδιασμένα, και (β) σύμφωνα με την νέα φιλοσοφία σχεδιασμού, επιτρέποντας δηλαδή μή-γραμμικότητα της θεμελίωσης. Τα αποτελέσματα της πειραματικής αυτής διερεύνησης παρουσιάζονται στην παρούσα εργασία.



Σχήμα 1. Συμβατικός σχεδιασμός (αριστερά) έναντι νέας μεθόδου (δεξιά).

Figure 1. Conventional design (left) vs. new methodology (right).

2. ΝΕΑ ΜΕΘΟΔΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Σύμφωνα με τον ισχύοντα-συμβατικό ικανοτικό σχεδιασμό, για την διαστασιολόγηση της θεμελίωσης χρησιμοποιούνται κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας ώστε να περιοριστεί το ανασήκωμα του θεμελίου κατά την σεισμική φόρτιση, και να αποφευχθεί η αστοχία φέρουσας ικανότητας. Δεδομένου ότι η ανάπτυξη πλαστικής άρθρωσης επιτρέπεται μόνον για τα στοιχεία της ανωδομής, χρησιμοποιούνται συντελεστές “υπεραντοχής” (της τάξεως του 1.4) προκειμένου να εξασφαλιστεί ότι η φέρουσα ικανότητα της θεμελίωσης θα είναι μεγαλύτερη από την αντοχή της ανωδομής [π.χ. ΕΑΚ 2000].

Για στατικές φορτίσεις, το υπερβολικό ανασήκωμα του θεμελίου ή και η αστοχία φέρουσας ικανότητας θα είχαν καταστροφικές συνέπειες. Όμως ο σεισμός είναι φόρτιση δυναμική και ανακυκλική, και άρα η εκδήλωση τέτοιων φαινομένων δεν είναι απαραίτητως επικίνδυνη. Πλήθος ερευνητών έχουν δείξει ότι η ανελαστική συμπεριφορά της θεμελίωσης μπορεί να είναι επωφελής [Pecker & Pender, 2000; Gazetas et al., 2003; Paolucci, 2007; Chen and Lai, 2003; Ugalde et al., 2007] και

ότι το ανασήκωμα μπορεί επίσης να είναι ευεργετικό για την ανωδομή [Psycharis, 1991; Priestley et al., 1996; Apostolou et al., 2003]. Ειδικότερα στην περίπτωση υψίκορμων κατασκευών, όπως οι γέφυρες, στις θεμελιώσεις των οποίων αναπτύσσονται μεγάλες ροπές, το ανασήκωμα της θεμελίωσης συμβάλλει στην μείωση της απαιτούμενης πλαστιμότητας της ανωδομής. Μάλιστα, το ανασήκωμα έχει προταθεί και ως εναλλακτική μέθοδος σεισμικής μόνωσης [Priestley et al., 1996; Anastasopoulos et al., 2009a].

Η υπό διερεύνηση νέα μέθοδος σχεδιασμού αποτολμά την υπέρβαση-αντιστροφή του ικανοτικού σχεδιασμού, καθοδηγώντας την ανάπτυξη της “πλαστικής άρθρωσης” στο επίπεδο της θεμελίωσης. Αυτό επιτυγχάνεται σχεδιάζοντας την θεμελίωση ώστε να έχει μικρότερη αντοχή από την ανωδομή, εφαρμόζοντας δηλαδή τον συντελεστή υπεραντοχής αντιστρόφως. Με άλλα λόγια, η θεμελίωση σχεδιάζεται ώστε να αντέχει μικρότερα φορτία από αυτά που θα “ήθελε” να αναπτύξει η ανωδομή. Έτσι, η ανωδομή δεν μπορεί να φτάσει στην αστοχία, αφού η θεμελίωση δεν μπορεί να παραλάβει την απαιτούμενη φόρτιση.

3. ΟΡΙΣΜΟΣ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ

Στην εν λόγω σειρά πειραμάτων εξετάστηκε η σεισμική απόκριση τυπικής γέφυρας μεσαίων ανοιγμάτων (40 m) στην εγκάρσια διεύθυνση. Το κατάστρωμα, μάζας $M_{deck} = 1200 \text{ Mgr}$ θεωρείται πακτωμένο στα βάθρα, τα οποία έχουν ύψος $H = 12 \text{ m}$ και διάμετρο $d = 3 \text{ m}$. Ως προς το έδαφος θεμελίωσης, θεωρούμε στρώση πυκνής άμμου $D_r = 85 \%$, βάθους 15 m. Θεωρούμε επιτάχυνση σχεδιασμού $A = 0.24 g$ και έδαφος κατηγορίας B.

Οι διαστάσεις του τετραγωνικού θεμελίου υπολογίζονται καταρχήν συμβατικά, με θεώρηση συντελεστή υπεραντοχής 1.4. Έτσι καταλήγουμε σε απαιτούμενο πλάτος θεμελίου $B = 11 \text{ m}$, για το οποίο επιτυγχάνεται συντελεστής ασφαλείας σε σεισμό $FS_E \approx 2.0$. Σημειώνεται ότι αυτό που τελικά καθορίζει το πλάτος B είναι η κανονιστική απαίτηση ως προς το μέγιστο επιτρεπτό ανασήκωμα : η εκκεντρότητα e δεν επιτρέπεται να υπερβεί το ένα τρίτο του πλάτους του θεμελίου : $e < B/3$. Ο υπολογισμός της θεμελίωσης επαναλαμβάνεται με βάση την νέα μέθοδο σχεδιασμού. Ως προς τα στατικά φορτία, φροντίζουμε ώστε ο συντελεστής ασφαλείας FS_V να είναι μεγαλύτερος από 2.5, σύμφωνα

με τις σχετικές κανονιστικές οδηγίες. Ως προς τον σεισμό, εφαρμόζουμε συντελεστή "υπό-αντοχής" 2.0 : υποδιαστασιολογούμε δηλαδή το θεμέλιο ώστε η αντοχή του να είναι μικρότερη από αυτήν του βάθρου. Έτσι, καταλήγουμε σε απαιτούμενο πλάτος θεμελίου $B = 7 \text{ m}$, για το οποίο σύμφωνα με την συμβατική θεώρηση ο συντελεστής ασφαλείας σε σεισμό είναι $FS_E \approx 0.5$. Παρότι ο προαναφερθείς συντελεστής ασφαλείας φαντάζει "τρομακτικός", πρέπει να τονιστεί ότι στην πραγματικότητα δεν υφίσταται καν σαν έννοια : δεδομένου ότι το θεμέλιο δεν μπορεί να μεταβιβάσει στην ανωδομή ροπή μεγαλύτερη από την αντοχή του, το βάθρο δεν θα αναπτύξει ποτέ τα μέγεθη σχεδιασμού. Για τον ίδιο λόγο, και το μή επιτρεπτό ανασήκωμα (στην περίπτωση του θεμελίου $B = 7 \text{ m}$), στην πραγματικότητα δεν υφίσταται.

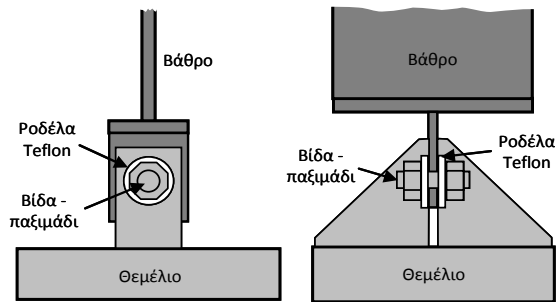
4. ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗΣ

Για την πειραματική διερεύνηση κατασκευάστηκαν σε κλίμακα 1:50 δύο πειραματικά ομοιώματα, ένα σχεδιασμένο συμβατικά (μεγάλο θεμέλιο $B = 11 \text{ m}$) και ένα σύμφωνα με την νέα μέθοδο (μικρό θεμέλιο $B = 7 \text{ m}$). Για την προσομοίωση της πλαστικής άρθρωσης στην βάση του βάθρου, κατασκευάστηκε τεχνητή πλαστική άρθρωση (Σχήμα 2) η οποία βαθμονομήθηκε με βάση την απόκριση σε οριζόντια φόρτιση.

Τα δύο ομοιώματα τοποθετήθηκαν στο εύκαμπτο κιβώτιο του Εργαστηρίου Εδαφομηχανικής ΕΜΠ το οποίο επιβάλλει ρεαλιστικές συνοριακές συνθήκες σε προβλήματα διάδοσης δυναμικών διεγέρσεων διαμέσου εδαφικού σχηματισμού (Σχήμα 3), και υπεβλήθησαν σε πραγματικές σεισμικές καταγραφές από τον Ελλαδικό και τον διεθνή χώρο (Αίγιο 1995, Λευκάδα 2003, Καλαμάτα 1986, JMA Kobe 1995, Rinaldi 1994), καθώς και σε ημιτονικές διεγέρσεις 30 κύκλων μέγιστης επιτάχυνσης 0.4 g. Τα χαρακτηριστικά των επιβαλλόμενων κραδα-σμών πολλαπλασιάστηκαν με κατάλληλους συντελεστές προκειμένου να τηρηθούν οι κανόνες ομοιότητας,

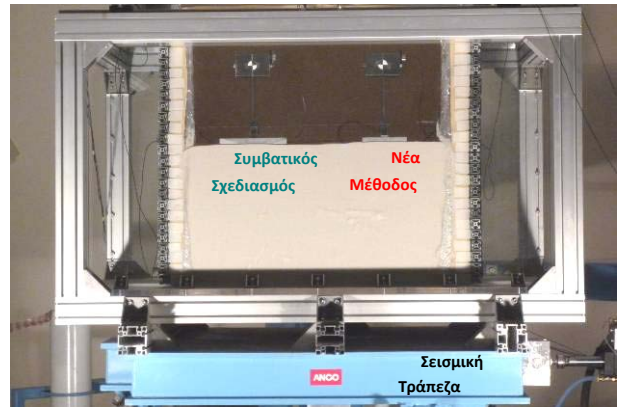
Η επιβολή των σεισμικών διεγέρσεων επιτυγχάνεται μέσω της Σεισμικής Τράπεζας του Εργαστηρίου η οποία με διαστάσεις 1.3 m x 1.3 m, είναι ικανή να δονήσει δοκίμια βάρους έως 2000 kg με επιτάχυνση έως 1.6 g (Σχήμα 4) με οποιαδήποτε διέγερση, συνθετικό επιταχυνσιογράφημα, καθώς και πραγματική σεισμική καταγραφή. Λεπτομερέστερη

περιγραφή της δονητικής τράπεζας είναι εκτός αντικειμένου της παρούσης εργασίας (βλ. Γκαζέτας κ.α., 2008).



Σχήμα 2. Σχηματική απεικόνιση της τεχνητής πλαστικής άρθρωσης.

Figure 2. Sketch of the artificial plastic hinge.



Σχήμα 3. Τα δύο ομοιώματα τοποθετημένα στο εύκαμπτο κιβώτιο.

Figure 3. The two bridge pier specimens in the laminar box

5. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗΣ

5.1 Διέγερση στα όρια του σεισμού σχεδιασμού

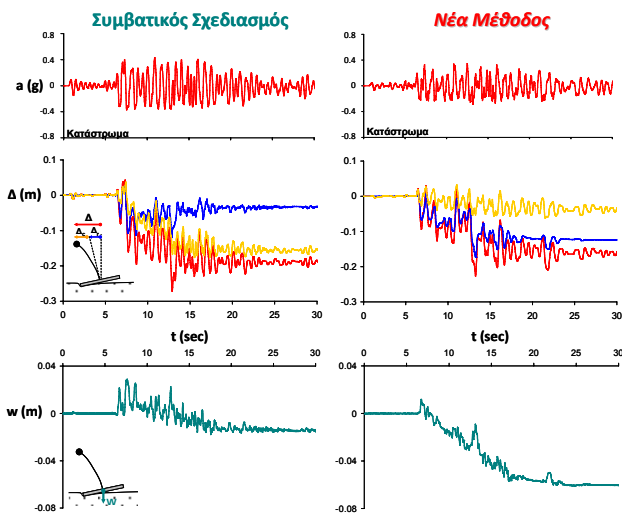
Στην παρούσα παράγραφο εξετάζεται συγκριτικά η απόκριση των δύο συστημάτων υποβαλλόμενων σε σεισμικές διεγέρσεις οι οποίες είναι στα όρια του σεισμού σχεδιασμού. Στην περίπτωση αυτήν, το συμβατικά σχεδιασμένο σύστημα αναπτύσσει πλαστική άρθρωση στην βάση του βάθρου. Ως παράδειγμα παρουσιάζουμε τα αποτελέσματα για την καταγραφή της Λευκάδας 2003.

Στο Σχήμα 5 συγκρίνεται η απόκριση των δύο συστημάτων σ' ότι αφορά την θεμελίωση και την ανωδομή. Στην περίπτωση του συμβατικά σχεδιασμένου συστήματος ($B = 11 \text{ m}$) η θεμελίωση δεν φτάνει ποτέ στην μέγιστη ρπή αντοχής της, καθώς αστοχεί πρώ-



Σχήμα 4. Σεισμική τράπεζα ANCO R51.
Figure 4. Shaking table ANCO R51.

τα το βάθρο. Βέβαια, λαμβάνει χώρα μικρή πλαστικοποίηση του εδάφους, λόγω της οποίας το σύστημα υφίσταται μικρή δυναμική καθίζηση 2 cm περίπου. Από την άλλη, στην περίπτωση του συστήματος που έχει σχεδιαστεί με την νέα μέθοδο ($B = 7$ m), η θεμελίωση φτάνει στην μέγιστη αντοχή της, οδηγώντας σε ανάπτυξη σημαντικότερων πλαστικών παραμορφώσεων στο έδαφος. Ως αποτέλεσμα, η δυναμική καθίζηση είναι σαφώς υψηλότερη, φτάνοντας τα 6 cm.



Σχήμα 5. Σύγκριση των δύο συστημάτων για σεισμική διέγερση εντός των ορίων του σχεδιασμού (Λευκάδα 2003).
Figure 5. Comparison of two systems for excitation within design limits (Lefkada 2003).

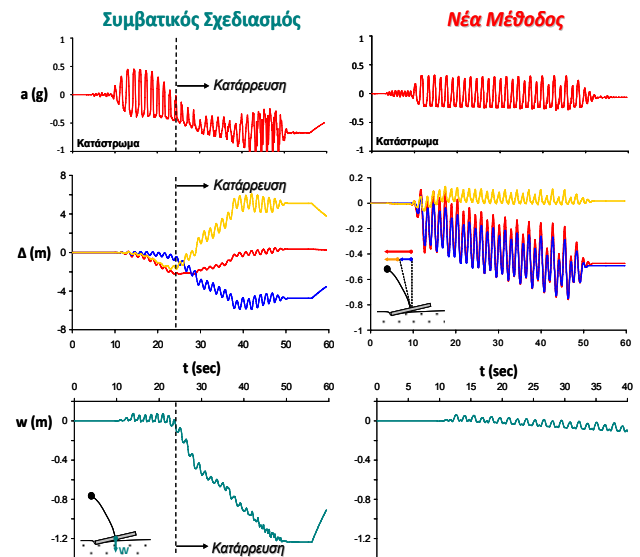
Στην περίπτωση του συμβατικά σχεδιασμένου συστήματος, η συνολική μετατόπιση Δ στο κατάστρωμα οφείλεται κυρίως στην μετατόπιση λόγω κάμψης Δ_c , με την μετατόπιση λόγω στροφής του θεμελίου Δ_r να είναι σχεδόν αμελητέα. Ακριβώς αντίστροφη

είναι η κατάσταση στην περίπτωση του συστήματος που έχει σχεδιαστεί με την νέα μέθοδο σχεδιασμού: η συνολική μετατόπιση Δ οφείλεται κυρίως στην μετατόπιση λόγω στροφής Δ_r . Παρ'όλα αυτά, το τελικό αποτέλεσμα, σε όρους παραμένουσας μετατόπισης καταστρώματος είναι ουσιαστικά το ίδιο.

5.2 Διέγερση πέραν των ορίων του σεισμού σχεδιασμού

Εξετάζουμε τώρα την απόκριση των δύο συστημάτων όταν υποβάλλονται σε σεισμικές διεγέρσεις οι οποίες υπερβαίνουν τον σχεδιασμό. Ως παράδειγμα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για ημιτονική διέγερση 30 κύκλων συχνότητας 2 Hz και πλάτους 0.4 g.

Η απόκριση των δύο συστημάτων συγκρίνεται στο Σχήμα 6. Το αποτέλεσμα είναι εντυπωσιακό: μετά από 8 περίπου κύκλους φορτίσεως το συμβατικά σχεδιασμένο βάθρο καταρρέει. Αντιθέτως, η σχεδιασμένη με την νέα μέθοδο γέφυρα (με υποδιαστασιοποιημένη θεμελίωση) επιζεί ολόκληρης της σεισμικής διέγερσης, με σχετικά μεγάλη τελική οριζόντια μετατόπιση καταστρώματος $\Delta \approx 50$ cm (οφειλόμενη σχεδόν εξολοκλήρου σε στροφή του θεμελίου) και όχι αμελητέα καθίζηση $w \approx 15$ cm.



Σχήμα 6. Σύγκριση των δύο συστημάτων για σεισμική διέγερση που υπερβαίνει τον σχεδιασμό (ημιτονική διέγερση 30 κύκλων, 1 Hz, 0.4 g).

Figure 6. Comparison of two systems for excitation beyond design limits (sinusoidal motion, 30 cycles, 1 Hz, 0.4 g).

6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Συνοψίζοντας, με βάση την εν λόγω πειραματική διερεύνηση, καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι η δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στην θεμελίωση περιορίζει την ένταση που μεταβιβάζεται στην ανωδομή, η οποία και παραμένει ελαστική. Το αναπόφευκτο αντίτιμο έγκειται στην αύξηση των σεισμικών καθιζήσεων και στροφών.

Σε σεισμικές διεγέρσεις που δεν υπερβαίνουν τον σχεδιασμό και τα δύο συστήματα (σχεδιασμένο συμβατικά και με βάση την νέα φιλοσοφία) συμπεριφέρονται ικανοποιητικά. Το συμβατικό αναπτύσσει πλαστική άρθρωση στην βάση του βάθρου, χωρίς όμως να εξαντλήσει την διαθέσιμη πλαστιμότητά του, και υφίσταται επιδιορθώσιμες βλάβες. Αντιστοίχως, το σχεδιασμένο με την νέα φιλοσοφία σύστημα αναπτύσσει “πλαστική άρθρωση” στην θεμελίωση προστατεύοντας την ανωδομή, η οποία παραμένει ελαστική. Το μόνο τίμημα έγκειται στην ελαφρώς αυξημένη δυναμική καθίζηση, η οποία όμως δεν ξεφεύγει από τα λογικώς αποδεκτά όρια.

Σε σεισμικές διεγέρσεις που υπερβαίνουν τον σχεδιασμό, το συμβατικά σχεδιασμένο σύστημα αναπτύσσει πλαστική άρθρωση στην βάση του βάθρου, και σε πολλές περιπτώσεις ενδέχεται να ξεπεράσει κατά πολύ την διαθέσιμη πλαστιμότητα της διατομής του, οπότε και οδηγείται αναπόφευκτα σε κατάρρευση. Αντιθέτως, το σχεδιασμένο με την νέα φιλοσοφία σύστημα αναπτύσσει πλαστική άρθρωση στην θεμελίωση, προστατεύοντας την ανωδομή και αποτρέποντας την κατάρρευση, με μόνο τίμημα την αυξημένη δυναμική καθίζηση και στροφή.

7. ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η παρούσα εργασία αποτελεί μέρος του ερευνητικού προγράμματος “DARE” (“Soil-Foundation-Structure Systems Beyond Conventional Seismic Failure Thresholds : Application to New or Existing Structures and Monuments”), το οποίο χρηματοδοτείται από την ΕΕ μέσω του 7^{ου} Πλαισίου Στήριξης και του προγράμματος “Ideas”, Support for Frontier Research — Advanced Grant, και με αριθμό σύμβασης ERC-2008-AdG 228254-DARE.

8. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Γκαζέτας, Γ., Αναστασόπουλος, Ι.Χ., Γεωργαράκος, Τ., και Δρόσος, Β.Α. (2008), “Εργαστήριο Εδαφομηχανικής ΕΜΠ : Νέο Πειραματικό Τμήμα Σεισμικής Συμπεριφοράς Συστημάτων Εδάφους Κατασκευής”, Πρακτικά 3^{ου} Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής και Τεχνικής Σεισμολογίας
- Anastasopoulos I., Gazetas G., Loli M., Apostolou M, Gerolymos N. (2009a), “Soil Failure can be used for Earthquake Protection of Structures”, Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 8, No. 1
- Apostolou M., Gazetas G., Makris N., Anastasopoulos J. (2003), “Rocking of foundations under strong seismic excitation”, Proceedings of Fib International Symposium on Concrete Structures in Seismic Regions
- Chen X.C., Lai Y.M. (2003), “Seismic response of bridge piers on elasto-plastic Winkler foundation allowed to uplift”, Journal of Sound and Vibration (226).
- Gazetas G, Apostolou M, Anastasopoulos J. (2003), “Seismic uplifting of foundations on soft soil, with examples from Adapazari (Izmit 1999, earthquake)”, Int. Conf. on Foundations: Innovation, Observations, Design & Practice, University of Dundee, pp 37-50.
- Paolucci, R. (2007), “Numerical simulations of shaking table experiments on a shallow foundation test model at PWRI, Japan”, Proc. 2nd Japan-Greece Workshop on Seismic Design, Observation, and Retrofit of Foundations, 158-163.
- Park, R., Paulay, T. (1975), *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley & Sons
- Pecker A., Pender M. (2000), “Earthquake resistant design of foundations: new construction”, Proc. GeoEng 2000 Conf., Melbourne, pp. 19–24.
- Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M. (1996), *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley and Sons.
- Psycharis I. (1991), “Effect of Base Uplift on Dynamic Response of SDOF Structures”, Journal of Structural Engineering (ASCE) 117, pp. 733-754.
- Ugalde J., Kutter B., Jeremic B., Gajan S. (2007), “Centrifuge modelling of rocking behaviour of bridges on shallow foundation”, Proc. 4th Int. Conf. Earthquake Geotechnical Engineering, ed. K. Pitilakis