



ΕΥΡΩΠΑΙΚΗ  
ΕΝΩΣΗ ΕΥΡΩΠΑΪΚΟ  
ΤΑΜΕΙΟ

ΠΕΡΙΦΕΡΕΙΑΚΗΣ

ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ Παιδείας και Θρησκευμάτων, Πολιτισμού και Αθλητισμού



η περιφέρεια στο επίκεντρο της ανάπτυξης



**ΥΠΟΥΡΓΕΙΟ Παιδείας και Θρησκευμάτων, Πολιτισμού και Αθλητισμού**  
**ΓΓΕΤ – ΕΥΔΕ-ΕΤΑΚ**

Ε. Π. Ανταγωνιστικότητα και Επιχειρηματικότητα (ΕΠΑΝ ΙΙ), ΠΕΠ Μακεδονίας – Θράκης, ΠΕΠ Κρήτης και Νήσων Αιγαίου, ΠΕΠ Θεσσαλίας – Στερεάς Ελλάδας – Ηπείρου, ΠΕΠ Αττικής

## Παραδοτέα 3.2 & 3.3: Πειραματικώς εξαχθείσες και αριθμητικώς υπολογισθείσες καμπύλες σεισμικής τρωτότητας

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΑΡΙΣΤΟΤΕΛΕΙΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗΣ  
ΚΑΛΛΙΕΡΓΟΣ Ο.Τ.Μ. Α.Ε.  
ΑΤΤΙΚΕΣ ΔΙΑΔΡΟΜΕΣ Α.Ε.

ΜΑΙΟΣ '15

## Περιεχόμενα

---

<b>1. Στόχος.....</b>	<b>1</b>
<b>2. Πειράματα Φυγοκεντριστή</b>	
2.1 Ομοίωμα βάθρου από Ο/Σ.....	3
2.2 Περιγραφή πειραματικής διάταξης.....	4
2.3 Πειραματικά αποτελέσματα.....	6
<b>3. Αριθμητική Μεθοδολογία</b>	
3.1 Ορισμός του προβλήματος.....	8
3.2 Τεκμηρίωση αριθμητικής μεθοδολογίας.....	8
3.3 Αποτελέσματα τεκμηρίωσης : Ανελαστική απόκριση θεμελίωσης.....	9
3.4 Ισοδύναμο 2-δ προσομοίωμα Π.Σ.....	11
3.5 Προσομοίωση κινηματικών δεσμεύσεων καταστρώματος.....	13
<b>4. Μεθοδολογία προσδιορισμού καμπυλών τρωτότητας βάθρου γεφύρας</b>	
4.1 Το ‘Τυπικό Βάθρο’ .....	16
4.2 Περιγραφή μεθοδολογίας προσδιορισμού καμπυλών σεισμικής τρωτότητας.....	17
4.3 Γενικά σχόλια επί των επιλεχθέντων σεισμικών σεναρίων.....	22
<b>5. Καμπύλες τρωτότητας ‘τυπικού βάθρου’ γεφύρας</b>	
5.1 Παρουσίαση αποτελεσμάτων.....	23
5.2 Εμβάθυνση στη σεισμική απόκριση του ‘τυπικού βάθρου’ .....	24
<b>Βιβλιογραφικές Αναφορές.....</b>	<b>29</b>
<b>Παράρτημα Σχημάτων.....</b>	<b>32</b>

## 1. Στόχος

Η παρούσα εργασία είναι μέρος της **Ενότητας Εργασίας 3 – Π.Ε. 3.2 και Π.Ε.3**. Αντικείμενο της έκθεσης είναι η εις βάθος μελέτη της σεισμικής απόκρισης τυπικών βάθρων γεφυρών αυτοκινητοδρόμου, με στόχο την πειραματική και αριθμητική εκτίμηση καμπυλών σεισμικής τρωτότητας. Για τις ανάγκες της παρούσας μελέτης, το ‘τυπικό βάθρο’ αναφέρεται σε σύγχρονη σεισμικώς επαρκή κατασκευή θεμελιωμένη επί στιφρού εδάφους μέσω επιφανειακής ή ελαφρώς εγκιβωτισμένης θεμελίωσης. Η σεισμική απόκριση αυτής περιγράφεται πλήρως από τα παρακάτω μεγέθη :

$$A = f(h, B, \alpha_E, f_p, T_{str}, m, S_u, G_o, k_H, C_H, k_R, C_R) \quad (1)$$

όπου

**A** η απόκριση του βάθρου μετρούμενη ως οριζόντια μετακίνηση/ στροφή ή επιτάχυνση κορυφής στο κέντρο μάζας της κατασκευής, **H** το ύψος του καταστρώματος, **B** η διάσταση της τετραγωνικής θεμελίωσης,  **$\alpha_E$**  η επιτάχυνση διέγερσης (στην επιφάνεια του εδαφικού σχηματισμού),  **$f_p$**  το συχνοτικό περιεχόμενο της διέγερσης,  **$T_{str}$**  η ελαστική ιδιοπερίοδος του πακτωμένου ταλαντωτή ( αγνοώντας πλήρως την ευκαμψία της θεμελίωσης), **m** η φέρουσα μάζα του βάθρου (ισοδύναμη μάζα καταστρώματος),  **$S_u$**  η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους θεμελίωσης  **$G_o$**  το ελαστικό μέτρο εδαφικής δυσκαμψίας, και  **$k_H, k_R, C_H, C_R$**  οι σταθερές σύνθετης δυσκαμψίας οι οφειλόμενες στην παρουσία εφεδράνων τα οποία διαφοροποιούν την εγκάρσια κίνηση του βάθρου.

Η έκθεση διαρθρώνεται σε 4 δράσεις ως ακολούθως:

**Δράση 1** . Μελετάται πειραματικώς (μέσω πειραμάτων φυγοκεντριστή) η ‘οιονεί’ στατική και σεισμική απόκριση τυπικού βάθρου γεφύρας.

**Δράση 2** . Τα πειραματικά δεδομένα χρησιμοποιούνται για την επαλήθευση αριθμητικής μεθοδολογίας.

**Δράση 3** . Αναλύεται αριθμητικώς η σεισμική απόκριση τυπικών βάθρων για πλήθος σεισμικών σεναρίων. Ιδιαίτερη έμφαση δίνεται στον προσδιορισμό της επιρροή των εφεδράνων (μία παράμετρος που συχνά αγνοείται, αλλά υπό προϋποθέσεις ενδέχεται να είναι σημαντική).

**Δράση 4.** Στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων της Δράσης 3 για την παραγωγή πειραματικώς εμπειριστατωμένων καμπυλών σεισμικής τρωτότητας των τυπικών κατασκευών.

## 2. Πειράματα Φυγοκεντριστή : Περιγραφή πειραματικής διάταξης και αποτελέσματα

### 2.1 Ομοίωμα βάρου από οπλισμένο σκυρόδεμα

Τα πειράματα φυγοκέντρισης πραγματοποιήθηκαν στο εργαστήριο του Πανεπιστημίου Dundee σε επιτάχυνση 50 g (το οποίο αντιστοιχεί σε επι-κλιμάκια αναγωγή 1:50 σε σχέση με το φυσικό πρόβλημα). Η υπό κλιμάκια προσομοίωση κατασκευών από σκυρόδεμα, είναι επιρρεπής σε φαινόμενα κλίμακας τα οποία ευθύνονται για την ανάπτυξη πλασματικής υπεραντοχής. Με δεδομένη αυτήν την ιδιαιτερότητα, ένα καινοτόμο ομοίωμα οπλισμένου σκυροδέματος αναπτύχθηκε και βαθμονομήθηκε από τους Knappett, 2010; Al-Defae & Knappett, 2014; Loli, 2014, το οποίο αναπαριστά ρεαλιστικά τόσο την δυσκαμψία όσο και την αντοχή του υλικού, ενώ ταυτοχρόνως αποδίδει ορθά την καμπτική και διατμητική αντοχή του βάρου.

Η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκε στην πειραματική διάταξη υπολογίστηκε βάσει κυβικών δοκιμών διαστάσεων 100 x 100 mm, ίση με  $f_{c,100} = 26.3$  MPa (ήτοι  $f'_c = 17.4$  MPa με θεώρηση κυλινδρικού δοκιμίου). Ο οπλισμός του βάρου (διαμήκης και εγκάρσιος) αποτελείται από ανοξείδωτες ράβδους χάλυβα διαμέτρου  $D=0.6$  mm (οι οποίες αντιστοιχούν σε οπλισμό Φ30 στο φυσικό πρόβλημα) και τάση διαρροής  $\sigma_y = 460$  MPa (**Σχήμα 1<sup>α</sup> και 1β**). Οι ράβδοι επικαλύφθηκαν με εποξειδική ρητίνη και εν συνεχεία με πυριτική άμμο (HST95) ώστε να προσομοιωθεί σωστά η αδρή διεπιφάνεια χάλυβα-σκυροδέματος.

Οι πολύ μικρές διαστάσεις του υπό κλίμακα προσομοιώματος κατέστησαν την κατασκευή του βάρου ιδιαίτερα απαιτητική. Χαρακτηριστικά αναφέρεται πως το βάρου (ύψους μόλις 200 mm), περιελάμβανε ράβδους οπλισμού συνολικού μήκους άνω των 5 m και σαράντα πέντε (45) συνδετήρες ομοιόμορφα κατανεμημένους καθ' ύψος του βάρου με μεταξύ τους απόσταση περί τα 5mm. Η αγκύρωση του διαμήκους οπλισμού επετεύχθη παρέχοντας ένα πρόσθετο μήκος της τάξης των 10 mm εκατέρωθεν του βάρου, το οποίο αγκυρώνεται εντός των πλακών θεμελίωσης και καταστρώματος. Για την σκυροδέτηση χρησιμοποιήθηκε η διάταξη του **Σχήματος 1γ**, η οποία προσφέρει τη δυνατότητα ταυτόχρονης σκυροδέτησης δύο βάρων. Αποψη του πειραματικού ομοιώματος του βάρου παρουσιάζεται στο **Σχήμα 1δ**. Τα πειράματα διεξήχθησαν δύο εβδομάδες μετά την

ολοκλήρωση της σκυροδέτησης ώστε το σκυρόδεμα να έχει αναπτύξει σημαντικό ποσοστό στην τελικής του αντοχής.

Το **Σχήμα 2** απεικονίζει το υπό κλίμακα πειραματικό δοκίμιο του συστήματος θεμελίωση-βάθρο γεφύρας-κατάστρωμα. Προκειμένου να μελετηθεί η απόκριση του βάθρου υπό καθεστώς μεγάλων οριζοντίων μετακινήσεων διενεργήθηκαν πειράματα, με πλήρως ανελαστικό βάθρο όπως περιγράφηκε προηγούμενα.

## 2.2 Περιγραφή Πειραματικής Διάταξης και Αλληλουχίας

Ως γνωστόν, για την ρεαλιστική προσομοίωση συστημάτων εδάφους-θεμελίου-ανωδομής επιβάλλεται η ορθή αναπαραγωγή των τάσεων του φυσικού προβλήματος. Το ενισχυμένο βαρυτικό πεδίο  $N_g$  που αναπτύσσεται εντός του φυγοκεντριστή επιτρέπει την ισοδυναμία των τάσεων της υπο-κλιμακούμενης πειραματικής διάταξης με αυτές του φυσικού προβλήματος. Εν προκειμένω, ένα πειραματικό ομοίωμα (υπό κλίμακα 1:N)- το οποίο ακολουθεί τους κανόνες ομοιότητας που λεπτομερώς έχουν περιγραφεί στις μελέτες των Schofield [1980] και Kutter [1995] - αναπτύσσει σε «ομόλογο» σημείο ίσες ενεργές τάσεις, με αυτές που θα ανέπτυξε στο αντίστοιχο σημείο το πρόβλημα φυσικής κλίμακας. Ο **Πίνακα 1** συνοψίζει τους κανόνες ομοιότητας για το υπό εξέτασιν πρόβλημα.

Η πειραματική διερεύνηση περιλαμβάνει ως επί τω πλείστον δυναμικές αναλύσεις. Συγκεκριμένα, διενεργήθηκαν έξι πειράματα σεισμικής τράπεζας σε φυγοκεντριστή 3.5 m υπό κλίμακα 1:50. Όλες οι δοκιμές περιελάμβαναν γεωμετρικά πανομοιότυπη ανωδομή, εδραζόμενη επί συμβατικής θεμελίωσης ( $B = 7.5$  m). Το έδαφος θεμελίωσης είναι ξηρή λεπτόκοκκη άμμος ομοιόμορφης διάστρωσης και σχετικής πυκνότητας  $D_r \approx 60\%$ . (Congleton silica sand :HST95,  $\gamma_{max} = 1758$  kg/m<sup>3</sup>,  $\gamma_{min} = 1459$  kg/m<sup>3</sup>,  $D_{60} = 0.14$  mm,  $D_{10} = 0.10$  mm). Η απόθεση της άμμου πραγματοποιήθηκε σε στρώσεις 200 mm βάθος (δηλ. 10 m σε φυσική κλίμακα) εντός διατμητικού κιβωτίου (Bertalot ,2012) ώστε να ελαχιστοποιηθεί η επιρροή των συνόρων του κιβωτίου στην δυναμική απόκριση του συστήματος.

Επιταχυνσιογράφοι προσαρτημένοι στην θεμελίωση και στο κατάστρωμα καταγράφουν την χρονοϊστορία της δυναμικής φόρτισης. Για την μέτρηση της μετακίνησης της θεμελίωσης χρησιμοποιήθηκαν μηχανισιόμετρα (Variable Differential Transformers -LVDT's).

Μετρήθηκαν οι κατακόρυφες μετακινήσεις στις δύο παρειές της θεμελίωσης, ώστε να είναι δυνατή η εκτίμηση της καθίζησης και της στροφής (κατά τη διεύθυνση της σεισμικής κίνησης) του θεμελίου. Ένα δεύτερο ζεύγος από LVDT's τοποθετήθηκε στην στάθμη του καταστρώματος για την μέτρηση της οριζόντιας μετακίνησης του κέντρο μάζας της ανωδομής. Στο σκαρίφημα του **Σχήματος 3α** παρουσιάζεται η πειραματική διάταξη και οι θέσεις των μετρητικών οργάνων. Μία άποψη του παραμορφωμένου προσομοιώματος μετά το πέρας της σεισμικής διέγερσης δίνεται στα **Σχήματα 3β** και **3γ**.

**Πίνακας 1** Κανόνες ομοιότητας σε πειράματα φυγοκεντριστή σε [N]g βαρυτικό πεδίο.

<i>Ποσότητα</i>	<i>Προτότυπο/Μοντέλο</i>
Μήκος	N
Εμβαδόν	N <sup>2</sup>
Όγκος	N <sup>3</sup>
Μάζα	N <sup>3</sup>
Πυκνότητα	1
Επιτάχυνση Βαρύτητας	1/N
Επιτάχυνση	1/N
Τάση	1
Δύναμη	N <sup>2</sup>
Ροπή	N <sup>3</sup>
Δυναμικός Χρόνος	N
Δυναμική Συχνότητα	1/N

Στα **Σχήματα 4** και **5** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες στόχος και συγκρίνονται με τις επιβληθείσες χρονοϊστορίες στην βάση του διατμητικού κιβωτίου. Η σύγκριση είναι εξαιρετική τόσο για μονοχρωματικούς παλμούς (βλ. παλμό Ricker **σχήματος 4**) όσο και για πραγματικές σεισμικές καταγραφές (**σχήμα 5**). Μελετήθηκαν δύο (2) αλληλουχίες σεισμικών σεναρίων. Στην πρώτη το σύστημα υποβάλλεται σε σεισμικά σενάρια σταδιακώς αυξανόμενης έντασης. Συγκεκριμένα, το βάθρο αρχικώς διεγείρεται από δύο ελληνικές καταγραφές μετρίας εντάσεως Αίγιο (1995) και Λευκάδα (2003), στην συνέχεια ακολουθεί η καταγραφή L' Aquila (2008) από τον πρόσφατο σεισμό στην Ιταλία και το σενάριο ολοκληρώνεται με δύο ακραία σεισμικά περιστατικά, την καταγραφή Rinaldi (Northridge,

1994) και την καταγραφή Takatori (Kobe, 1995). Στην δεύτερη αλληλουχία, το βάθρο αρχικώς διεγείρεται από μία πολύ ισχύρη χρονοϊστορία (Rinaldi), και ακολουθούν καταγραφές μικρότερης εντάσεως (οι οποίες αναπαριστούν τις μετασεισμικές διεγέρσεις που συνήθως ακολουθούν το κύριο σεισμικό περιστατικό). Τέλος, το βάθρο (εφόσον παραμένει ακέραιο) υποβάλλεται στην καταγραφή Takatori προκειμένου να οδηγηθεί στην αστοχία.

Μέσω της μεθοδολογίας που αναπτύχθηκε από Λόλη [2014], από τα δυναμικά αποτελέσματα του πειράματος (ML 3) εξάγεται η καμπύλη μονοτονικής φόρτισης pushover για το βάθρο, όπως θα παρουσιαστεί και σε επόμενη παράγραφο. Μία σύνοψη του συνόλου των πειραμάτων παρουσιάζεται στον **Πίνακα 2**.

Πίνακας 2. Περιγραφή πειραμάτων φυγοκεντριστή										
Αρ. Δοκιμής	Θεμελίωση	Πλάτος Θεμελίου	Υλικό Βάθρου	Απόκριση Βάθρου	Αλληλουχία Δυναμικής Φόρτισης					
ML3	Επιφανειακή	7.5m	Αλουμίνιο	Ελαστική	Ricker-1Hz (PGA=0.6g) applied multiple times					
ML5	Επιφανειακή	7.5m	Σκυρόδεμα	Μή - Γραμμική	Αίγιο	Λευκάδα	L ' Aquila	-	-	-
ML6	Επιφανειακή	7.5m	Σκυρόδεμα	Μή - Γραμμική	Rinaldi	Αίγιο	Αίγιο	L ' Aquila	Takatori	Takatori

### 2.3 Πειραματικά Αποτελέσματα

Στο **Σχήμα 6** παρουσιάζεται η δυναμική απόκριση του μοντέλου σε όρους ροπής-στροφής και καθίζησης-στροφής, για την πρώτη αλληλουχία σεισμικών δράσεων. Όπως αναμενόταν, οι βρόχοι ροπής-στροφής (**Σχήμα 6α**) υποδεικνύουν πρακτικώς ελαστική απόκριση του συμβατικώς σχεδιασμένου θεμελίου κατά την διάρκεια και των τριών σεισμικών διεγέρσεων. Επιπλέον οι καθιζήσεις του συστήματος είναι περιορισμένες, κάτι απόλυτα συμβατό με τις αρχές του ελαστικού σχεδιασμού θεμελιώσεων (**Σχήμα 6β**).

Ωστόσο, αυτό το τελευταίο πλεονέκτημα του συμβατικού σχεδιασμού αναιρείται όταν συνεκτιμάται η ανελαστική απόκριση της ανωδομής, που εν προκειμένω αφορά στην πλαστικοποίηση της διατομής του βάρου και οδηγεί σε μεγάλες μετακινήσεις την ανωδομή. Στο **Σχήμα 7** δείχνεται η εξέλιξη της οριζόντιας μετατόπισης του καταστρώματος ( $\delta_{tot}$ ) για το βάθρο και αναλύεται στις δύο κύριες συνιστώσες που την προκαλούν ώστε να είναι εμφανής ο μηχανισμός αστοχίας σε κάθε περίπτωση: μετατόπιση λόγω στροφής της θεμελίωσης ( $\delta_R$ ) και μετατόπιση λόγω κάμψης του βάρου ( $\delta_F$ ).



Στο **Σχήμα 8** φαίνεται το συμβατικά σχεδιασμένο βάθρο να έχει καταρρεύσει αναπτύσσοντας πλαστική άρθρωση στην βάση του υποστυλώματος, μετά την εξέτισή του στις παραπάνω αλληλουχίες σεισμικών διεγέρσεων.

### 3. Αριθμητική Μεθοδολογία

#### 3.1 Ορισμός του προβλήματος

Στόχος της ενότητας αυτής είναι η μόρφωση ενός επαρκώς τεκμηριωμένου αριθμητικού προσομοιώματος Πεπερασμένων Στοιχείων (Π.Σ.), το οποίο να επιτρέπει την εις-βάθος μελέτη:

- (α) της δυναμικής ανελαστικής απόκρισης βάθρου γεφύρας επί μονόστρωτου εδαφικού σχηματισμού
- (β) των μή-γραμμικών φαινομένων αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίου-ανωδομής
- (γ) της μή-γραμμικής επιρροής των εφεδράνων στην απόκριση του υπό μελέτη συστήματος

Προς επίρρωση των ανωτέρω, τα πειράματα της προηγούμενης παραγράφου προσομοιώνονται αναλυτικώς και η επάρκεια της αριθμητικής μεθοδολογίας κρίνεται από την σύγκριση των πειραματικών και αριθμητικών αποτελεσμάτων.

#### 3.2. Τεκμηρίωση Αριθμητικής Μεθοδολογίας : 3-δ προσομοίωμα Π.Σ.

Για την επιτυχή προσομοίωση της πειραματικής διάταξης καταστρώθηκε 3-δ προσομοίωμα Π.Σ. όπως παρουσιάζεται στο **Σχήμα 9**. Η διαμήκης διάσταση του μοντέλου είναι  $8 \cdot B$ , όπου  $B=4\text{m}$  το πλάτος του τετραγωνικού θεμελίου, το ύψος της εδαφικής στρώσης είναι  $2.5 \cdot B$ . Εκμεταλλευόμενοι την συμμετρία του προβλήματος κατά την εγκάρσια έννοια προσομοιώνεται μόνο το μισό μοντέλο. Το κατάστρωμα και το θεμέλιο προσομοιώνονται ως ελαστικά 8-κομβικά εξαεδρικά στοιχεία συνεχούς μέσου (C3D8). Ο ίδιος τύπος στοιχείων, υιοθετείται για την προσομοίωση της μή-γραμμικής απόκρισης του εδαφικού υλικού της άμμου. Το βάθρο τετραγωνικής διατομής ( $1.5 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}$ ) προσομοιώνεται μέσω 3-διάστατων ελαστικών στοιχείων δοκού (B31) θεωρώντας μέτρο ελαστικής δυσκαμψίας  $E = 70 \text{ GPa}$  και ειδικό βάρος  $\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$  (αντιπροσωπευτικές τιμές αλουμινίου).

Για την ακριβή προσομοίωση των συνοριακών συνθηκών που επιβάλλει η ύπαρξη του διατμητικού κιβωτίου υποθέτουμε : (α) ανεμπόδιστη κίνηση των πλευρικών συνόρων στην διεύθυνση  $x$  (κύρια διεύθυνση φόρτισης της πειραματικής διάταξης), (β) μερικής εμποδιζόμενη κίνηση των πλευρικών συνόρων (στην εκτός επιπέδου διεύθυνση), ώστε να

αναπαριστάται ορθά η δυναμική απόκριση των τοιχωμάτων του διατμητικού κιβωτίου και ( $\gamma$ ) θεώρηση μηδενικής μετακίνησης στο επίπεδο συμμετρίας στην διεύθυνση ( $\gamma$ ). Τέλος, οι συνθήκες επαφής εδάφους – θεμελίου προσομοιώθηκαν με χρήση καταλλήλων στοιχείων διεπιφάνειας, τα οποία επιτρέπουν την σχετική ολίσθηση και το ανασήκωμα.

#### *Καταστατικός Νόμος Εδάφους*

Η μή-γραμμική υστερητική απόκριση του εδάφους θεμελίωσης της πειραματικής διάταξης (άμμος σχετικής πυκνότητας  $D_r = 60\%$  και  $\gamma=15.5 \text{ kN/m}^3$ ) προσομοιώθηκε με χρήση απλοποιημένου προσομοιώματος κινηματικής κράτυνσης με συσχετισμένο νόμο πλαστικής ροής. Το εν λόγω προσομοίωμα ακολουθεί τροποποιημένο κριτήριο αστοχίας Von-Mises το οποίο επιτρέπει την εξάρτηση της αντοχής του υλικού από το μέγεθος της οκταεδρικής τάσης. Αναλυτική περιγραφή του καταστατικού νόμου και παραδείγματα τεκμηρίωσης παρουσιάζονται στην πρόσφατη δημοσίευση των *Anastasopoulos et al. (2011)*.

Ιδιαίτερη φροντίδα δόθηκε στην ορθή αριθμητική απόδοση της φαινομένης μικρής κλίμακας της πειραματικής διάταξης. Εν προκειμένω, το **Σχήμα 10α** παρουσιάζει την εργαστηριακώς προσδιορίσιμη μή-γραμμική εξάρτηση της φαινομένης γωνίας τριβής  $\phi$  του υλικού και της κατακόρυφης ενεργού τάσης  $\sigma_v$ : για μικρές τιμές της τάσης  $\sigma_v$  (επιφανειακές στρώσεις) η γωνία τριβής  $\phi$  αυξάνει τείνοντας ασυμπτωτικά την τιμή  $\phi_0 = 50^\circ$ . Παράλληλα το μέτρο Ελαστικότητας  $E$  ακολουθεί παραβολική κατανομή (με  $E_{z=0} = 50 \text{ kPa}$  πλησίον της επιφάνειας και  $E_{z=15} = 250 \text{ kPa}$  στην βάση του διατμητικού κιβωτίου). Για την σωστή προσομοίωση των παραπάνω συνθηκών υιοθετήθηκε υπορουτίνα, η οποία εισήχθη στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων και η οποία συναρτά το βάθος  $z$  με την γωνία τριβής και την δυσκαμψία του εδάφους (βλ. μαύρη συνεχή γραμμή του **Σχήματος 10**).

### **3.3. Αποτελέσματα Τεκμηρίωσης: Ανελαστική Απόκριση Θεμελίωσης**

#### *Μονοτονική φόρτιση*

Στο **Σχήμα 11** συγκρίνεται η αριθμητικώς υπολογισθείσα καμπύλη ροπής ( $M$ ) –στροφής ( $\theta$ ) στην βάση του θεμελίου με την αντίστοιχη πειραματικώς εξαχθείσα. Σημειώνεται ότι για τον προσδιορισμό της πειραματικής καμπύλης υιοθετήθηκε η μεθοδολογία που προτάθηκε από Loli et al. 2014, βάσει της οποίας η μονοτονική απόκριση ελαστικού βάρους γεφύρας επί ανελαστικής θεμελίωσης είναι δυνατόν να προσεγγιστεί επαρκώς, υποβάλλοντας το

σύστημα διαδοχικά σε μονοχρωματικούς μακροπερίόδους παλμούς τύπου Ricker και καταγράφοντας την μέγιστη αναπτυχθείσα αντίσταση. Εν προκειμένω, το βάθρο υποβλήθηκε σε τέσσερις παλμούς Ricker-1Hz με PGA = 0.6 g. Εντοπίζοντας την μέγιστη καταγεγραμμένη ροπή σε κάθε παλμό, δημιουργείται μία εικονική περιβάλλουσα καμπύλη η οποία εντούτοις συγκρίνεται ικανοποιητικά με την αναλυτική λύση.

#### *Σεισμική φόρτιση*

Το υπό εξέταση βάθρο γεφύρας διεγείρεται από παλμό Ricker-1Hz (με PGA = 0.6 g) και τα αποτελέσματα της αριθμητικής και πειραματικής διαδικασίας συγκρίνονται στα **Σχήματα 12 – 14** υπό την μορφή :

- Χρονοϊστοριών επιτάχυνσης στο κατάστρωμα και στο ελεύθερο πεδίο
- Υστερητικών βρόχων ροπής (M)-στροφής (θ) και καθίζησης (w) – στροφής (θ) στην βάση του θεμελίου
- Χρονοϊστοριών οριζόντιας μετακίνησης καταστρώματος (drift) και καθίζησης θεμελίου (w)

Συμπεραίνεται ότι η πολύ καλή σύγκριση της καταγραφείσας κίνησης του ελευθέρου πεδίου με αυτή που υπολογίζεται αριθμητικά αποδεικνύει την ορθή βαθμονόμηση του καταστατικού ποροσομοιώματος του υλικού του εδάφους. Ικανοποιητική είναι και η σύγκριση σε όρους χρονοϊστορίας επιταχύνσεων στο επίπεδο του καταστρώματος παρά την εμφανή υποεκτίμηση της υστερητικής απόσβεσης κατά τη φάση της ελεύθερης ταλάντωσης (**Σχήμα 12**). Η αριθμητική προσομοίωση περιγράφει ικανοποιητικά και την μή-γραμμική απόκριση (σε όρους ροπής-στροφής και καθίζησης-στροφής) της θεμελίωσης (**Σχήμα 13**). Επιπλέον προβλέπει με ακρίβεια την ροπή αντοχής του θεμελίου, ενώ και η μορφή του βρόχου προσεγγίζεται ικανοποιητικά (αν και αναπόφευκτα υπερεκτιμάται το ανασήκωμα στο μέσον του θεμελίου). Λιγότερο ικανοποιητική είναι η σύγκριση των βρόχων καθίζησης (w) – στροφής (θ), παρότι η τελικώς συσσωρευόμενη καθίζηση εκτιμάται σωστά. *Συνοψίζοντας, η αριθμητική μεθοδολογία έχει τεκμηριωθεί επαρκώς και μπορεί να αναπαράξει αξιόπιστα τα εντόνως μή-γραμμικά φαινόμενα αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίου υπό σεισμικές συνθήκες.*

### 3.4. Ισοδύναμο 2-δ προσομοίωμα Π.Σ.

Εν συνεχεία, η τεκμηριωμένη αριθμητική μεθοδολογία υιοθετείται για την κατάστρωση ευέλικτου 2-διάστατου προσομοιώματος Π.Σ., το οποίο θα χρησιμοποιηθεί για την διεξαγωγή μεγάλου αριθμού μή - γραμμικών δυναμικών αναλύσεων με στόχο την παραγωγή καμπυλών σεισμικής τρωτότητας τυπικών βάθρων γεφυρών.

Άποψη του καννάβου Π.Σ. παρουσιάζεται στο **Σχήμα 15**. Κατ' αντιστοιχία με το 3-δ προσομοίωμα της προηγούμενης παραγράφου, για την προσομοίωση του εδάφους χρησιμοποιούνται:

4-κομβικά πεπερασμένα στοιχεία συνεχούς μέσου επίπεδης παραμόρφωσης (CPE4). Η ανελαστική υστερητική απόκριση αυτών περιγράφεται από το κριτήριο αστοχίας Von-Mises με θεώρηση κινηματικού νόμου κράτυνσης (λεπτομερή περιγραφή ακολουθεί). Ομοίως για την προσομοίωση της θεμελίωσης χρησιμοποιούνται ελαστικά 4-κομβικά στοιχεία συνεχούς μέσου. Προκειμένου να αποδοθεί πιστότερα η (συνήθης) τετραγωνική κάτοψη των θεμελίων σε συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης (plane strain), υιοθετείται η πρόταση των *Gelagoti et al, 2011*. Προς τούτο, η εκτός επιπέδου διάσταση του καννάβου της εδαφικής στρώσης επαυξάνεται κατά έναν συντελεστή σχήματος ( $\alpha=1.2$ ). Μέσω αυτής της απλούστευσης πετυχαίνεται σύμπτωση τόσο της ροπής αντοχής του θεμελίου του 2-διάστατου προσομοιώματος όσο και της καμπτικής δυσκαμψίας αυτού, με τα αντίστοιχα μεγέθη ενός 'ισοδύναμου' 3-δ τετραγωνικού θεμελίου, όπως φαίνεται και στο **Σχήμα 16**. Η διατομή του πυλώνα προσομοιώνεται με μή-γραμμικά στοιχεία δοκού (B21). Κατάλληλα στοιχεία διεπιφάνειας τοποθετούνται στην επαφή εδάφους - θεμελίου ώστε να επιτρέπεται η σχετική ολίσθηση και το ανασήκωμα υπό καθεστώς μεγάλων επιταχύνσεων. Τέλος, τα φαινόμενα 2<sup>ας</sup> τάξης ( $P - \delta$ ) αναμένεται να έχουν σημαντικό ρόλο (ιδίως στις πολύ ισχυρές σεισμικές διεγέρσεις) και ως εκ τούτου λαμβάνονται υπόψη στις μή - γραμμικές αναλύσεις.

Διευκρινίζεται ότι η έμφαση στο 2-δ προσομοίωμα δίνεται στην ρεαλιστική προσομοίωση της 'πραγματικής' σεισμικής απόκρισης ενός τυπικού βάθρου γεφύρας. Ως εκ τούτου, το 2-διάστατο προσομοίωμα διαφέρει από το 3-δ της προηγούμενης παραγράφου ως προς :

**(α)** τις συνοριακές συνθήκες στην βάση και στα πλευρικά σύνορα του προσομοιώματος. Συγκεκριμένα, στην βάση έχουν τοποθετηθεί κατάλληλα απορροφητικά

σύνορα, τα οποία αναπαριστούν την παρουσία ενός σκληρότερου ημιβραχώδους υποβάθρου. Στα πλευρικά σύνορα τοποθετούνται κινηματικές δεσμεύσεις οι οποίες αναπαριστούν συνθήκες ελευθέρου πεδίου.

(β) την προσομοίωση του βάρου γέφυρας. Εδώ, το βάρο σκυροδέματος συμπεριφέρεται πλήρως μή-γραμμικά. Μία λεπτομερής περιγραφή του καταστατικού προσομοιώματος παρουσιάζεται στις παραγράφους που ακολουθούν.

#### *Καταστατικός νόμος εδαφικής συμπεριφοράς*

Το προσομοίωμα του εδάφους συνδυάζει μη - γραμμική κινηματική κράτυνση με συσχετισμένο νόμο πλαστικής ροής, με το κριτήριο διαρροής *Von Mises*. Επομένως, η μέγιστη τάση διαρροής για αργίλους ορίζεται ως

$$\sigma_y = \sqrt{3}S_u \quad (2)$$

όπου  $S_u$  η αστράγγιστη διατμητική αντοχή της αργιλικής στρώσης. Η εξέλιξη των δύο συνιστωσών του νόμου κράτυνσης (κινηματικής και ιστροπικής) δίδεται σε μονοδιάστατη απεικόνιση στο **Σχήμα 17**. Ως εγγενής περιορισμός του προσομοιώματος αναφέρεται η αδυναμία του να αναπαραγάγει την ανάπτυξη υπερπιέσεων πόρων στις αργίλους. Εντούτοις ο περιορισμός θεωρείται ως μικρής σημασίας για το εξεταζόμενο πρόβλημα δυναμικής αλληλεπίδρασης αργιλικού εδάφους-θεμελίου, δεδομένης της ταχείας φύσεως της σεισμικής φόρτισης.

Η βαθμονόμηση του προσομοιώματος απαιτεί τον προσδιορισμό τριών (3) εδαφικών παραμέτρων: (i) της αντοχής:  $S_u$  ή,  $\varphi$ ;  $c$  (ii) της αρχικής δυσκαμψίας:  $G_o$ ,  $V_s$ ; και (iii) των καμπυλών  $G$ - $\gamma$ . Ένα παράδειγμα βαθμονόμησης παρουσιάζεται στο **Σχήμα 18**.

#### *Καταστατικός νόμος σκυροδέματος βάρου*

Το βάρο της ανωδομής υπακούει στο ίδιο καταστατικό προσομοίωμα, το οποίο βαθμονομείται καταλλήλως ώστε να αναπαράγει ορθά την μή-γραμμική σχέση ροπής-καμπυλότητας του εξ οπλισμένου σκυροδέματος βάρου γέφυρας. Ένα παράδειγμα βαθμονόμησης, το οποίο αφορά στο βάρο της πειραματικής διάταξης, παρουσιάζεται στα **Σχήματα 19 και 20**. Στο **Σχήμα 19** δίνεται η πειραματική υπολογισθείσα καμπτική αντοχή του βάρου (για μηδενικό αξονικό φορτίο), η οποία συγκρίνεται εξαιρετικά με την

αναλυτική λύση του X-tract (ανάλυση διατομής). Αμφότερα τα αποτελέσματα αναφέρονται σε συνθήκες καθαρής κάμψης (χωρίς αξονική φόρτιση). Στο **Σχήμα 20**, η αναλυτική λύση του X-tract (για μηδενικό αξονικό φορτίο) συγκρίνεται με την αριθμητική λύση των Π.Σ με χρήση του βαθμονομημένου προσομοιώματος του σκυροδέματος, υπό μορφή καμπύλης ροπής-καμπυλότητας στη διατομή της βάσης ( $M-1/r$ ). Παρότι η αριθμητική προσομοίωση δεν μπορεί να αναπαράγει την υπεραντοχή μετά την αρχική πλαστικοποίηση της διατομής, αποδίδει σωστά μία μέση τιμή αντοχής. Η τιμή αυτή αντιστοιχεί σε σχετική οριζόντια μετάκινηση καταστρώματος (drift) περί το 1% (τιμή που σπανίως υπερβαίνεται στον σχεδιασμό).

### 3.5. Προσομοίωση κινηματικών δεσμεύσεων καταστρώματος

Κατά την συνήθη πρακτική, η πλευρική απόκριση βάρου κατά την εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας λαμβάνεται ισοδύναμη με αυτήν ενός μονοβαθμίου ταλαντωτή συγκεντρωμένης μάζας  $m$  (στο ύψος του καταστρώματος) και καμπτικής δυσκαμψίας  $K$ . Σε αυτή την απλοποιητική θεώρηση αγνοείται (ως αμελητέα) η συνεισφορά των δυσκαμψιών των εφεδράνων των ακροβάθρων της γέφυρας.

Στην παρούσα μελέτη επιχειρείται ο προσδιορισμός καμπυλών σεισμικής τρωτότητας για δύο οικογένειες προσομοίωσης :

**A. Συμβατική προσέγγιση :** Βάθρο γέφυρας ως απλός μονοβάθμιος ταλαντωτής.

**B. Προτεινόμενη (πιο ρεαλιστική) προσέγγιση** η οποία λαμβάνει υπόψη την μή-γραμμική σύνθετη δυσκαμψία των εφεδράνων.

Για την δεύτερη οικογένεια προσομοίωσης υιοθετήθηκε η μεθοδολογία των *Anastasopoulos et al (2014)*, βάσει της οποίας υπολογίζεται ζεύγος ελατηρίων και αποσβεστήρων συνδεδεμένων με την μάζα του καταστρώματος (**Σχήμα 21**). Συγκεκριμένα :

*Πρόσθετη οριζόντια δυσκαμψία*

Η δυσκαμψία του οριζόντιου ελατηρίου λαμβάνεται ίση με το άθροισμα των δυσκαμψιών των εφεδράνων του ενός ακροβάθρου της γέφυρας, Εξίσωση (3), ενώ ο οριζόντιος αποσβεστήρας δίνεται από την Εξίσωση (4):

$$K_H = n * \frac{A * G_{bearing}}{t} \quad (3)$$

$$C_H = \frac{2 * K_H * \xi}{\omega} \quad (4)$$

όπου  $n$  είναι το πλήθος των εφεδράνων του ενός ακροβάθρου,  $\xi$  η υστερητική απόσβεση του συστήματος και  $\omega$  η ιδιοσυχνότητα του συστήματος στην εγκάρσια διεύθυνση (ήτοι  $\omega = 2\pi/T_{\text{εγκάρσια}}$ )

#### Πρόσθετη Στροφική δυσκαμψία

Η στροφική δυσκαμψία δίνεται από την σχέση :

$$K_R = \frac{K_{\text{εφεδρ}} * K_{\text{καταστρ}}}{K_{\text{εφεδρ}} + K_{\text{καταστρ}}} \quad (5)$$

όπου

$$K_{\text{εφεδρ}} = 2 * K_v * (L_1^2 + L_2^2) \quad (6)$$

$$K_{\text{καταστρ}} = \frac{J * G}{L} \quad (7)$$

με  $K_v$  την κατακόρυφη δυσκαμψία του εφεδράνου,  $L_1$  &  $L_2$  όπως ορίζονται στο σκαρίφημα του **Σχήματος 22**,  $J$  η στρεπτική στιβαρότητα του καταστρώματος,  $G$  το μέτρο διατμήσεως του σκυροδέματος και  $L$  το ελεύθερο από στρεπτικές δεσμεύσεις μήκος της γέφυρας. Κατ' αντιστοιχία με προηγουμένως ο στροφικός αποσβεστήρας ορίζεται ως :

$$C_R = \frac{2 * K_R * \xi}{\omega} \quad (8)$$

Ένα ενδεικτικό αριθμητικό παράδειγμα των δύο λύσεων προσομοίωσης, εφαρμόζεται για το βάθρο της γεφύρας A01\_TE20 από το αυτοκινητόδρομο της Αττικής Οδού. Πρόκειται για μία γέφυρα τριών ανοιγμάτων (31m , 31m , 31m). Τα μεσόβαθρα (κυκλικής διατομής διαμέτρου  $D=2$  m) είναι μονολιθικά συνδεδεμένα με το κατάστρωμα, ενώ στα ακρόβαθρα έχει κατασκευαστεί ζεύγος εφεδράνων. Μία σχηματική αποτύπωση της διάταξης και της γεωμετρίας της γέφυρας παρουσιάζεται στο **Σχήμα 23**. Στα **Σχήματα 24 - 26** οι δύο θεωρήσεις προσομοίωσης βάρου (συμβατική και ρεαλιστική/υβριδική) συγκρίνονται με τα αντίστοιχα αποτελέσματα προσομοίωσης του πλήρους συστήματος της γέφυρας σε 3 διαστάσεις (Αγαλιανός & Σακελαριάδης , 2014). Η σύγκριση γίνεται σε όρους *max Drift*, *residual Drift* και  $\mu_{\text{demand}}/\mu_{\text{capacity}}$ . Είναι ξεκάθαρο ότι τόσο σε μονοτονική όσο και σε



*σεισμική φόρτιση* το υβριδικό σύστημα συγκρίνεται πολύ ικανοποιητικά με την πραγματική συμπεριφορά του βάρου, ενώ η απλοποιημένη θεώρηση του 1-βαθμίου ταλαντωτή αποκλίνει συστηματικά.

## 4. Μεθοδολογία προσδιορισμού καμπυλών τρωτότητας βάθρου γεφύρας

### 4.1. Το 'Τυπικό Βάθρο'

Στο παρόν κεφάλαιο περιγράφεται η μεθοδολογία εξαγωγής καμπυλών σεισμικής τρωτότητας χαρακτηριστικών τυπολογιών γεφυρών. Εν συνεχεία, η μεθοδολογία εφαρμόζεται σε συγκεκριμένο αριθμητικό παράδειγμα, αντιπροσωπευτικό 'τυπικού βάθρου' γεφύρας σύγχρονου αυτοκινητόδρομου. Για την επιλογή του 'τυπικού βάθρου' συμβουλευτήκαμε την βάση δεδομένων της Αττικής Οδού. Βάσει αυτής, σημαντικός αριθμός γεφυρών (A01\_TE10, A04\_TE07, A04\_TE08, A04\_TE09 και A20\_TE15) χαρακτηρίζονται από ελαστική θεμελιώδη ιδιοπερίοδο  $T=0.6 - 0.8$  sec και εδράζονται επί επιφανειακής (ή ελαφρώς εγκιβωτισμένης θεμελίωσης).

Λαμβάνοντας υπ' όψιν τα παραπάνω δεδομένα, ως 'τυπικό βάθρο' επιλέχθηκε πυλώνας εξοπλισμένου σκυροδέματος αντοχής  $f_c=17.4$  MPa, διαστάσεων  $1.5 \times 1.5$  m. Ο οπλισμός του βάθρου περιλαμβάνει 24 διαμήκειες ράβδους διατομής  $\Phi 30$  και σπείρα συνδετήρων  $\Phi 30$  ανά 25cm. Το βάθρο ύψους 10.75 m (από την άνω επιφάνεια της θεμελίωσης μέχρι το κέντρο μάζας του καταστρώματος), ανήκει σε συμμετρική γέφυρα τεσσάρων ανοιγμάτων με μονολιθική σύνδεση καταστρώματος - πυλώνα στα μεσόβαθρα και έδραση επί εφεδράνων στις άκρες. Το βάθρο εδράζεται μέσω συμβατικού τετραγωνικού επιφανειακού θεμελίου, διαστάσεων  $7.5 \times 7.5 \times 1.0$  m επί στιφρής εδαφικής στρώσης (αστράγγιστης διατμητικής αντοχής  $S_u = 150$  kPa) και φέρει μάζα 291 Mgr (υπό συνθήκες λειτουργίας). Σημειώνεται ότι, υπό στατικές συνθήκες, ο Συντελεστής Ασφαλείας (Σ.Α.) του συστήματος (έναντι κατακόρυφης φόρτισης) ισούται με 12 (δώδεκα), ενώ ο σεισμικός Σ.Α. (για οιονεί στατική επιτάχυνση  $\alpha_{σχεδ}=0.36$  g ) ισούται με 4 (τέσσερα). Κατά την εγκάρσια έννοια (λειτουργία προβόλου) όπου και μελετάται, το σύστημα έχει ιδιοπερίοδο  $T_{εγκαρς} = 0.7$  sec. Όπου απαιτείται, για την εκτίμηση της επιρροής των εφεδράνων, υιοθετήθηκαν τα δεδομένα της γέφυρας A01\_TE10 (των αρχείων της Αττικής Οδού). Μία συνοπτική περιγραφή των γεωμετρικών χαρακτηριστικών του 'τυπικού βάθρου' παρουσιάζεται στον **Πίνακα 3**.

<b>Πίνακας 3. Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Βάθρου</b>	
Εμβαδόν Διατομής Πυλώνα (A)	2.25 m <sup>2</sup>
Ύψος Πυλώνα (H)	10.75 m
Διαστάσεις Θεμελιώσεως	7.5 x 7.5 x 1 m
Μάζα Ανωδομής (M <sub>καταστρ</sub> )	291 Mgr
Μάζα Πυλώνα (M <sub>πυλωνα</sub> )	62 Mgr
Πλήθος Εφεδράνων (ανά ακρόβαθρο)	4+8
Τύπος/Διαστάσεις Εφεδράνων (βάση δεδομένων Αττικής Οδού, A01_TE10)	NTm 300x400x74(53) + NB 200x300x41mm
Οριζόντια Δυσκαμψία Ελατηρίων (K <sub>H</sub> )	948 kN/m
Στροφική Δυσκαμψία Ελατηρίων (K <sub>R</sub> )	28565819 kNm/rad
Σ.Α. έναντι κατακορύφου φορτίσεως	12
Σ.Α. έναντι σεισμού	4

#### 4.2. Περιγραφή Μεθοδολογίας Προσδιορισμού Καμπυλών Σεισμικής Τρωτότητας

Η μεθοδολογία προσδιορισμού καμπυλών σεισμικής τρωτότητας περιλαμβάνει τα ακόλουθα 4 (τέσσερα) στάδια :

##### A. Επιλογή μεγεθών R και I

Οι καμπύλες σεισμικής τρωτότητας συσχετίζουν την πιθανότητα υπερβάσης ενός δεδομένου επιπέδου βλάβης (στάθμη επιτελεστικότητας, R) για μία συγκεκριμένη κατασκευή με ένα χαρακτηριστικό μέγεθος σεισμικής έντασης, I. Ακολουθώντας την συνήθη πρακτική, στην παρούσα μελέτη ως αντιπροσωπευτικό μέτρο της σεισμικής έντασης επιλέγεται η μέγιστη τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης, PGA, ενώ για την ποσοτική εκτίμηση του επιπέδου βλαβών υιοθετείται η τιμή της σεισμικώς αναπτυχθείσας καμπυλότητας c στην βάση του τυπικού βάθρου.

##### B. Καθορισμός σταθμών επιτελεστικότητας

Υιοθετείται η κατά HAZUS κατηγοριοποίηση των βλαβών. Εν προκειμένω διακρίνονται 5 (πέντε) στάθμες επιτελεστικότητας ως ακολούθως:

##### 1. Επίπεδο επιτ/τας N: 'Απουσία Βλαβών'

Δεν αναμένονται δομητικές βλάβες στον φορέα της γέφυρας

**2. Επίπεδο επιτ/τας S:** ‘Μικρές, εύκολα επιδιορθώσιμες βλάβες’

Εμφανής ρωγμάτωση ακροβάθρων, εμφάνιση ρωγματώσεων στους διατμητικούς συνδέσμους ακροβάθρων, περιορισμένες ρωγματώσεις στις περιοχές των προβλεπόμενων αρθρώσεων, μικρή ρωγμάτωση στα βάθρα και στο κατάστρωμα της γέφυρας.

**3. Επίπεδο επιτ/τας M:** ‘Βλάβες περιορισμένης έκτασης’

Ρωγματώσεις στα βάθρα και στο κατάστρωμα της γέφυρας, έντονη καταπόνηση των διατμητικών συνδέσμων (ή κεκαμμένων βλήτρων).

**4. Επίπεδο επιτ/τας E:** ‘Εκτενείς βλάβες’

Δομική αστοχία των βάθρων της γέφυρας — Υποβάθμιση δομικού συστήματος αλλά όχι κατάρρευση.

**5. Επίπεδο επιτ/τας C:** ‘Ολική κατάρρευση’

Στον Πίνακα 4 παρουσιάζεται η αριθμητική συσχέτιση της σεισμικώς απαιτούμενης πλαστιμότητας  $c$  και της αντίστοιχης στάθμης επιτελεστικότητας. Βάσει αυτού, για τιμές μέγιστης σεισμικής καμπυλότητας  $c < 2.0$  το βάθρο συμπεριφέρεται οιονεί ελαστικά, ενώ επίπεδα πλαστιμότητας άνω του 7 (εφτά) είναι μη αποδεκτά καθώς σηματοδοτούν πλήρη κατάρρευση.

Πίνακας 4. Όρια σταθμών βλάβης σε όρους καμπυλοτήτων διατομής ( $c$ )				
Στάθμη Βλάβης	Μικρή Βλάβη (S)	Περιορισμένη Βλάβη (M)	Εκτεταμένη Βλάβη (E)	Ολική Κατάρρευση (C)
Καμπυλότητα Διατομής ( $c$ )	$1.0 < c < 2.0$	$2.0 < c < 4.0$	$4.0 < c < 7.0$	$7.0 < c$

**Γ. Στατιστική Επεξεργασία Δεδομένων και Εξαγωγή Καμπυλών Τρωτότητας**

Ως καμπύλη σεισμικής τρωτότητας ορίζεται η πιθανότητα η απαίτηση να υπερβεί μία δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας, ήτοι:

$$P_f = P[S_d/S_c \geq 1] \tag{9}$$

όπου  $p_f$  η πιθανότητα υπέρβασης δεδομένης στάθμης,  $S_d$  η σεισμική απαίτηση δοσμένη σε όρους καμπυλότητας και  $S_c$  η ικανότητα της κατασκευής (δηλαδή η μέγιστη διατιθέμενη καμπυλότητα).

Υποθέτοντας ότι η τιμή  $S_c$  και η τιμή  $S_d$  ακολουθούν λογαριθμική κανονική κατανομή, η πιθανότητα υπέρβασης ενός συγκεκριμένου επιπέδου βλάβης  $P_f$  θα ακολουθεί την ίδια κατανομή, και η τιμή αυτής προσδιορίζεται από την συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας ως ακολούθως :

$$P_f = \Phi [(\ln(S_d/S_c)/\sqrt{(\beta_d^2 + \beta_c^2)}] \quad (10)$$

όπου  $\beta_c$  η λογαριθμική τυπική απόκλιση της αντοχής του βάρου,  $\beta_d$  είναι η λογαριθμική τυπική απόκλιση της σεισμικής απαίτησης και  $\Phi[]$  είναι η συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της κανονικής κατανομής (κατανομή Gauss). Ο σύνθετος όρος της λογαριθμικής τυπικής απόκλισης  $\beta_{eff} = \sqrt{(\beta_d^2 + \beta_c^2)}$ , γνωστός και ως διασπορά, λαμβάνει προκαθορισμένες τιμές κατά HAZUS 97.

Επομένως για την εξαγωγή των καμπυλών τρωτότητας μένει να προσδιοριστεί η γραμμική λογαριθμητική σχέση συσχέτισης των μεγεθών  $S_d$  και σεισμικής έντασης  $I$ :

$$\ln(S_d) = a \ln(I) + b \quad (11)$$

Στην παρούσα μελέτη, ως  $S_d$  λαμβάνεται η αριθμητικώς υπολογισθείσα τιμή της απαιτούμενης καμπυλότητας στην βάση του βάρου και  $I$  η μέγιστη επιτάχυνση του επιταχυνσιογραφήματος διέγερσης. Οι συντελεστές  $a$  και  $b$  προσδιορίστηκαν ύστερα από στατιστική επεξεργασία των αριθμητικών δεδομένων ώστε να ελαχιστοποιούν την τυπική απόκλιση του δείγματος, όπως παρουσιάζεται σε επόμενη παράγραφο.

#### **Δ. Επιλογή Σεισμικών Σεναρίων**

Για την κατάστρωση των σεισμικών σεναρίων επιλέχθησαν 8 (οκτώ) πραγματικές καταγραφές (εδάφους κατηγορίας B κατά EC8) σεισμικών επεισοδίων μετρίου μεγέθους ( $M_w = 6.0$  έως  $7.0$ ). Πρόκειται για πλησίον του ρήγματος καταγραφές, επικεντρικής απόστασης μικρότερης των 30km. Τα επιλεγθέντα σενάρια διαφέρουν εντόνως ως προς τη μορφή, την διάρκεια και την συχνότητα των κυματομορφών, ώστε όλα μαζί να συνθέτουν ένα αντιπροσωπευτικό σεισμολογικό δείγμα.

Οι 8 καταγραφές (οι χρονοϊστορίες επιτάχυνσης και τα ελαστικά φάσματα των οποίων παρουσιάζονται στα **Σχήματα 27** έως **34**), υποβλήθηκαν σε επικλιμάκια ή υποκλιμάκια αναγωγή έτσι ώστε σε κάθε επίπεδο σεισμικής έντασης (0.1g – 0.9g) να αντιστοιχούν 8

παράγωγες χρονοϊστορίες (μία για κάθε πρωτότυπο σεισμικό σενάριο). Αξίζει να σημειωθεί ότι μεταξύ των καταγραφών εμπεριέχονται και δύο καταγραφές με εντονότατα εγγύς πεδίου χαρακτηριστικά, Erzincan από τον ομώνυμο σεισμό στην Τουρκία (1992) και Χαβριάτα από τον πρόσφατο σεισμό στην Κεφαλονιά (2014), για τις οποίες θα γίνει ειδική μνεία στα επόμενα.

Εν συντομία οι 8 (πρωτότυπες) καταγραφές είναι:

- **Breginj [Friuli 1976 :  $M_w = 6.0$ ]**

Καταγραφή σε απόσταση 21 km από το επίκεντρο του σεισμού, σε έδαφος κατηγορίας Β. Η χρονοϊστορία της καταγραφής και το ελαστικό φάσμα απόκρισης παρουσιάζονται στο **Σχήμα 27**. Πρόκειται για μία υψίσυχνη κίνηση (μικρής σχετικώς διάρκειας) με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) ίση με  $4.96 \text{ m/sec}^2$ , μέγιστη εδαφική ταχύτητα (PGV) ίση με  $0.27 \text{ m/sec}$  και χαμηλά επίπεδα εδαφικής μετακίνησης (PGD  $< 0.02\text{m}$ ).

- **Dayhook-LN [Tabas 1978 :  $M_w = 6.5$ ]**

Καταγραφή σε απόσταση 11km από το επίκεντρο του σεισμού, σε έδαφος κατηγορίας Β. Η χρονοϊστορία της καταγραφής και το ελαστικό φάσμα απόκρισης παρουσιάζονται στο **Σχήμα 28**. Πρόκειται για μία υψίσυχνη καταγραφή διάρκειας 23 sec με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) ίση με  $3.22 \text{ m/sec}^2$ , ταχύτητα (PGV) ίση με  $0.2 \text{ m/sec}$  και μέγιστη εδαφική μετακίνηση (PGD) ίση με  $0.12\text{m}$ .

- **Petrovac [Μαυροβούνιο 1979 :  $M_w = 6.9$ ]**

Καταγραφή σε απόσταση 25km από το επίκεντρο του σεισμού, σε έδαφος κατηγορίας Β. Η χρονοϊστορία της καταγραφής και το ελαστικό φάσμα απόκρισης παρουσιάζονται στο **Σχήμα 29**. Πρόκειται για μία υψίσυχνη καταγραφή διάρκειας 40 sec με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) ίση με  $4.45 \text{ m/sec}^2$ , ταχύτητα (PGV) ίση με  $0.39 \text{ m/sec}$  και μέγιστη εδαφική μετακίνηση (PGD) ίση με  $0.06\text{m}$ .

- **Αργοστόλι - ΟΤΕ [Κεφαλονιά 1983 :  $M_w = 6.2$ ]**

Καταγραφή σε απόσταση 9km από το επίκεντρο του σεισμού, σε έδαφος κατηγορίας B, (**Σχήμα 30**). Πρόκειται για μία καταγραφή διάρκειας 30 sec με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) ίση με  $2.3 \text{ m/sec}^2$ , ταχύτητα (PGV) ίση με  $0.1 \text{ m/sec}$  και χαμηλά επίπεδα εδαφικής μετακίνησης (PGD  $<0.01\text{m}$ ).

- **Erzincan [Τουρκία 1992 :  $M_w = 6.6$ ]**

Καταγραφή από τον μετεωρολογικό σταθμό της πόλης Erzincan σε απόσταση 13km από το επίκεντρο του σεισμού, σε έδαφος κατηγορίας B, (**Σχήμα 31**). Πρόκειται για ένα ιδιαίτερο σεισμικό επεισόδιο με έντονα χαρακτηριστικά εγγύς-πεδίου. Παρατηρήστε τον μεγαλοπερίοδο παλμό (συχνότητας  $f \approx 1 \text{ Hz}$ ) και πλάτους  $a_{\text{παλμ.}}=5 \text{ m/sec}^2$  στα πρώτα δευτερόλεπτα της κίνησης ( $t_0=2 \text{ sec}$ ). Ο παλμός ακολουθείται από μικρότερης εντάσεως κυματομορφές συνολικής διάρκειας περί τα 20 sec. Η καταγραφή παρουσιάζει μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) ίση με  $5.15 \text{ m/sec}^2$ , εξαιρετικά υψηλά επίπεδα εδαφικής ταχύτητας (PGV=  $0.86 \text{ m/sec}$ ) ένεκα του παλμού κατευθυντικότητας και σημαντική μέγιστη εδαφική μετακίνηση (PGD) ίση με  $0.28\text{m}$ .

- **Sepulveda VA Hospital [Northridge 1994 :  $M_w = 6.69$ ]**

Καταγραφή σε απόσταση 8.5km από το επίκεντρο του σεισμού, σε έδαφος κατηγορίας B. Η χρονοϊστορία της καταγραφής και το ελαστικό φάσμα απόκρισης παρουσιάζονται στο **Σχήμα 32**. Πρόκειται για μία έντονα υψίσυχνη καταγραφή τα πρώτα 15 sec και συνολικής διάρκειας 40 sec με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) ίση με  $7.3 \text{ m/sec}^2$ , ταχύτητα (PGV) ίση με  $0.53 \text{ m/sec}$ , ενώ η μέγιστη εδαφική μετακίνηση (PGD) ήταν  $0.125\text{m}$ .

- **Lyttelton Port Company (LPCC) [Christchurch 2011 :  $M_w = 6.2$ ]**

Καταγραφή σε απόσταση 7km από το επίκεντρο του σεισμού, σε έδαφος κατηγορίας B, (**Σχήμα 33**). Πρόκειται για μία υψίσυχνη κίνηση (μικρής σχετικώς διάρκειας 15 sec), η οποία χαρακτηρίζεται από μία εξαιρετικά υψηλή τιμή εδαφικής επιτάχυνσης (PGA =  $9.03 \text{ m/sec}^2$ ), αξιοσημείωτα επίπεδα εδαφικής ταχύτητα (PGV= $0.38 \text{ m/sec}$ ) και μέγιστη εδαφική μετακίνηση (PGD)  $0.07\text{m}$ .

▪ **Χαβριάτα [Κεφαλονιά 2014 :  $M_w = 6.0$ ]**

Καταγραφή σε απόσταση 8.8km από το επίκεντρο του σεισμού, σε έδαφος κατηγορίας Β. Η χρονοϊστορία της καταγραφής και το ελαστικό φάσμα απόκρισης παρουσιάζονται στο **Σχήμα 34**. Παρόλο που τα εγγύς πεδίου χαρακτηριστικά δεν είναι εμφανή στην χρονοϊστορία της επιτάχυνσης, εντούτοις η χρονοϊστορία της ταχύτητας κυριαρχείται από μακροπερίόδους σχεδόν μονοχρωματικούς παλμούς σημαντικού πλάτους ( $PGV=0.68$  m/sec). Η ιδιαιτερότητα αυτή αποδίδεται σε φαινόμενα κατευθυντικότητας και ως τέτοια θα αντιμετωπιστεί στην συνέχεια της παρούσας μελέτης. Η καταγραφή παρουσιάζει μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) ίση με  $6.7 \text{ m/sec}^2$ , και μέγιστη εδαφική μετακίνηση (PGD) ίση με 0.13m. Στο **σχήμα 35** παρουσιάζονται τα ελαστικά φάσματα των οκτώ (8) επιλεχθέντων καταγραφών και συγκρίνονται με το αντίστοιχο ελαστικό φάσμα του κανονισμού, ενώ μία συνοπτική περιγραφή αυτών παρουσιάζεται στον **Πίνακα 5**.

Πίνακας 5. Δυναμικά Χαρακτηριστικά Σεισμικών Διεγέρσεων							
Σεισμικό Επεισόδιο	Σταθμός Καταγραφής	Ημερομηνία	$M_w$	Επικεντρική Απόσταση [km]	PGA [ $\text{m/s}^2$ ]	PGV [m/s]	PGD [m]
Friuli	Breginj	9/15/1976	6	21	4.96	0.274	0.022
Μαυροβούνιο	Petrovac-Hotel Oliva	4/15/1979	6.9	25	4.45	0.39	0.06
Κεφαλονιά	Αργοστόλι-ΟΤΕ	3/23/1983	6.2	9	2.3	0.1	0.011
Erzincan	Erzincan Μετεωρολογικό Σταθμός	3/13/1992	6.6	13	5.15	0.86	0.28
Κεφαλονιά	Χαβριάτα	2/3/2014	6.0	8.85	6.7	0.68	0.13
Northridge-01	Sepulveda VA Hospital	1/17/1994	6.69	8.5	7.3551	0.53	0.125
Christchurch	Lyttelton Port Company	2/21/2011	6.2	7	9.03	0.38	0.074
Tabas	Dayhook-LN	16/09/1978	6.5	11	3.22	0.2	0.12

**4.3. Γενικά Σχόλια επί των επιλεχθέντων Σεισμικών Σεναρίων**

Κριτήριο για την επιλογή των οκτώ (8) σεισμικών σεναρίων είναι η δημιουργία βάσης δεδομένων με ποικιλία σεισμολογικών χαρακτηριστών. Ως εκ τούτου, η βάση περιλαμβάνει υψίσυχνα σενάρια μέτριας ως μεγάλης εντάσεως με  $PGA = 0.3- 0.9 \text{ g}$  (βλ. **Σχήμα 35α**) αλλά και πιο μακροπερίοδες εγγύς πεδίου διεγέρσεις (**Σχήμα 35β**). Όλες οι καταγραφές παρουσιάζουν μέγιστη φασματική ενίσχυση εύρους 2 - 4. Στα υψίσυχνα επεισόδια (σεισμοί Friuli, Northridge, Christchurch, Tabas και Αργοστόλι (Κεφαλονιά,1983)), οι φασματικές τιμές φθίνουν εντόνως για περιόδους  $T > 0.5 \text{ sec}$ . Απ' εναντίας οι καταγραφές Χαβριάτα (Κεφαλονιά, 2014) και Petrovac (Μαυροβούνιο, 1979) παρουσιάζουν υψηλές φασματικές τιμές για εύρος περιόδων 0.5-1 sec. Τέλος η καταγραφή Erzincan από τον ομώνυμο σεισμό, είναι ιδιαιτέρως πλούσια σε κυματομορφές  $> 1 \text{ sec}$ , ενώ υστερεί σε υψίσυχνες συνιστώσες.



## 5. Καμπύλες τρωτότητας ‘τυπικού βάθρου’ γέφυρας

Επιχειρείται ο προσδιορισμός καμπυλών σεισμικής τρωτότητας για δύο οικογένειες προσομοίωσης :

**A. Συμβατική προσέγγιση :** Βάθρο γέφυρας ως απλός μονοβάθμιος ταλαντωτής (λειτουργία προβόλου).

**B. Προτεινόμενη (πιο ρεαλιστική) προσέγγιση** η οποία λαμβάνει υπόψη την μή-γραμμική σύνθετη δυσκαμψία των εφεδράνων (υβριδικό σύστημα).

Για κάθε μία από τις δύο θεωρήσεις στατικού συστήματος, πραγματοποιήθηκαν εβδομήντα δύο (72) μή-γραμμικές εν χρόνω αναλύσεις Π.Σ., μία σύνοψη των οποίων παρουσιάζεται στα **Σχήματα 36** και **37** αντιστοίχως. Παρατηρείστε ότι στο άνω διάγραμμα όπου απεικονίζονται και τα 72 σεισμικά σενάρια (πλήρες σεισμικό δείγμα) η διασπορά των αποτελεσμάτων είναι σημαντική ( $R^2 = 0.54 - 0.58$ ). Με άλλα λόγια, δεν υπάρχει στενή συσχέτιση μεταξύ της εντάσεως του PGA και του επιπέδου βλαβών. Μία πιθανή πηγή της μεγάλης αυτής διασποράς είναι η παρουσία (εντός του σεισμικού δείγματος) διεγέρσεων με εγγύς πεδίου χαρακτηριστικά. Ως γνωστόν, η καταστρεπτικότητα των χρονοϊστοριών αυτών κατά βάσιν προκαλείται από την παρουσία του μακροπεριόδου παλμού ταχύτητας, ο οποίος σπανίως συνοδεύεται από μεγάλες τιμές επιτάχυνσης. Ως εκ τούτου, οι καταγραφές αυτές αν και συνήθως προκαλούν σημαντικές βλάβες δεν εμφανίζουν υψηλές τιμές PGA – αντίθετα δηλαδή με την γενική τάση.

Με αυτό το δεδομένο, στα **Σχήματα 36β** και **37β** έχουν αφαιρεθεί όλα τα αριθμητικά αποτελέσματα που αφορούν στα 2 σεισμικά σενάρια (καταγραφές Erzincan και Χαβριάτα) με έντονα στοιχεία κατευθυντικότητας (τροποποιημένο σεισμικό δείγμα) και πράγματι, όπως αναμενόταν, η διασπορά λαμβάνει μικρότερες τιμές.

### 5.1. Παρουσίαση Αποτελεσμάτων

Οι καμπύλες σεισμικής τρωτότητας του ‘τυπικού βάθρου’ παρουσιάζονται στα **Σχήματα. 38 - 42**. Παρατηρούμε ότι :

#### *Συμβατική Προσομοίωση*

- Με την συμβατική θεώρηση, ένα μικρής εντάσεως σεισμικό επεισόδιο (με **PGA = 0.3g**), είναι ικανό να προκαλέσει μικρής εκτασεως βλάβες στο βάθρο με πιθανότητα υπέρβασης

80%, ενώ η πιθανότητα υπέρβασης ανωτέρων σταθμών επιτελεστικότητας είναι πρακτικώς μηδενική (**Σχήμα 39**).

- Όπως αναμένεται, υπό ισχυρότερη σεισμική εξαίτιση (**PGA = 0.7g**) η εκδήλωση βλαβών στο βάθρο θεωρείται δεδομένη (μοναδιαία πιθανότητα), ενώ οι πιθανότητες υπέρβασης των λοιπών σταθμών επιτελεστικότητας κλιμακώνονται ως ακολούθως: P=70% για δημιουργία μικρών και εύκολα επιδιορθώσιμων βλαβών, P=25% για εμφάνιση βλαβών περιορισμένης εντάσεως και 5% για δημιουργία εκτεταμένων μή επιδιορθώσιμων βλαβών.
- Με άλλα λόγια, το υπό μελέτη βάθρο είναι ένα καλώς σχεδιασμένο αντισεισμικό σύστημα στο οποίο σημάδια συσσώρευσης έντονης πλαστικής παραμόρφωσης αναμένονται μόνον υπό εξαιρετικά ισχυρά σεισμικά επεισόδια (με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση  $PGA > 0.7g$ ).
- Εναλλακτικά, αν υποθέσουμε την εκδήλωση ισχυρού σεισμικού επεισοδίου με  $PGA > 0.7g$ , αναμένουμε ότι το σύνολο των γεφυρών ενός συγκοινωνιακού δικτύου με παρόμοια χαρακτηριστικά με αυτά του 'τυπικού βάθρου' θα παρουσιάσουν βλάβες και μάλιστα στο ¼ των περιπτώσεων οι βλάβες αυτές ενδέχεται να είναι σοβαρές.

#### *Υβριδικό Σύστημα Προσομοίωσης*

- Ανεξαρτήτως σεισμικής εντάσεως ( $PGA = 0.1 - 0.9g$ ), η υπολογισθείσα πιθανότητα υπέρβασης των δεδομένων σταθμών επιτελεστικότητας είναι ελαφρώς χαμηλότερη στην υβριδική προσομοίωση σε σχέση με την υπολογισθείσα υπό την απλούστερη συμβατική προσέγγιση (**Σχήμα 42**). Επομένως, η συνήθης θεώρηση προσομοίωσης των βάθρων φαίνεται να είναι συντηρητική καθώς υπερεκτιμά την 'πραγματική' καταπόνηση του βάθρου. Ωστόσο, δεδομένων των πολλών αβεβαιοτήτων (κυρίως αναφορικά με τα χαρακτηριστικά των χρονοϊστοριών διέγερσης) η απόκλιση των δύο θεωρήσεων υπό την μορφή κάμπυλων σεισμικής τρωτότητας είναι αμελητέα και ως εκ τούτου μπορεί να αγνοηθεί.

## **5.2 Εμβάθυνση στην σεισμική απόκριση του 'τυπικού βάθρου'**

Η ρεαλιστική προσομοίωση του 'τυπικού βάθρου' γέφυρας κατά την εγκάρσια διεύθυνση, περιλαμβάνει ζεύγος στροφικών και οριζοντίων ελατηρίων-αποσβεστήρων στη στάθμη του καταστρώματος τα οποία αναπαριστούν τη συμμετοχή/αντίσταση των εφεδράνων των

ακροβάθρων στη σεισμική απόκριση της γέφυρας. Αναπόφευκτα η δυσκαμψία του υβριδικού προσομοιώματος είναι ελαφρώς αυξημένη σε σχέση με αυτή του καμπτικού προβόλου (συμβατική προσομοίωση) και ως εκ τούτου η ελαστική περίοδος του πρώτου παρουσιάζεται ελαφρώς μειωμένη. Η περίοδος ελαστικής απόκρισης του ανεμπόδιστου προβόλου ισούται με  $T_{el} = 1.0$  s (με θεώρηση πλήρους πάκτωσης στη βάση μειώνεται στα 0.7 s), ενώ η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του υβριδικού συστήματος ισούται με  $T'_{el} = 0.50$  s. Η διαφορά αυτή είναι εμφανής και στην χρονοϊστορία των καμπυλοτήτων των **Σχημάτων 43-46**, όπου ιδίως μετά το πέρας της εξαναγκασμένης ταλάντωσης, το συμβατικό σύστημα εκδηλώνει μια βραδέως αποσβενούμενη μακροπερίοδη κίνηση, ενώ αντιθέτως η ελεύθερη ταλάντωση του υβριδικού συστήματος είναι σαφώς πιο υψίσυχη και ταχύτερα αποσβενούμενη.

Η τροποποίηση των συχνοτικών χαρακτηριστικών του τυπικού βάθρου ( $T'_{el}$  έναντι  $T_{el}$ ) δυσχεραίνει την απ'εύθείας σύγκριση των δύο εναλλακτικών προσομοιώσεων, αφού η σφοδρότητα της διέγερσης που δέχεται ο ταλαντωτής εξαρτάται ευθέως από την ιδιοπερίοδό του. Επισημαίνεται ωστόσο πως για την πλειοψηφία των επιλεχθέντων σεισμικών σεναρίων, το υβριδικό προσομοίωμα υφίσταται φασματικές επιταχύνσεις αυξημένες σε σχέση με τις αντίστοιχες του συμβατικού προσομοιώματος (**Σχήμα 47**). Εντούτις η σεισμική απόκριση του υβριδικού συστήματος δεν παρουσιάζεται αντιστοίχως επιβαρυνόμενη.

Αντιθέτως, για χαμηλής εντάσεως σεισμικά σενάρια (με  $PGA = 0.2g$ ), η απόκριση των 2 συστημάτων, όπως εκφράζεται από τις τιμές της μέγιστης και παραμένουσας καμπυλότητας στην βάση των δύο βάθρων, είναι πρακτικώς ισοδύναμη (**Σχήματα 43 -44**). Μόνη εξαίρεση είναι η απόκριση του βάθρου στη σεισμική καταγραφή Petronas [Μαυροβούνιο, 1979] (**Σχήμα 43γ**): το υβριδικό σύστημα καταπονείται εντονότερα ( $c_{max} = 0.2\%$  έναντι  $0.12\%$ ) και καταλήγει σε αυξημένη παραμένουσα καμπυλότητα ( $c_{ult} = 0.1\%$ ) έναντι μηδενικής του συμβατικού συστήματος. Τα ελαστικό φάσμα του **Σχήματος 47** ερμηνεύει πλήρως την σημαντική αυτή διαφοροποίηση. Το λιγότερο εύκαμπτο υβριδικό σύστημα, στο συγκεκριμένο σεισμικό σενάριο δέχεται σχεδόν 4-πλάσια επιτάχυνση σε σχέση με τον εύκαμπτο πρόβολο της συμβατικής προσομοίωσης, και φυσιολογικά εντείνεται περισσότερο.

Καθώς το επίπεδο σεισμικής έντασης αυξάνει ( $rga = 0.8g$ ), και τα 2 συστήματα καταπονούνται εντόνως για όλες ανεξαιρέτως τις διεγέρσεις. Το συχνοτικό περιεχόμενο των χρονοϊστοριών καμπυλοτήτων φθίνει ραγδαίως, ίδιον της ενισχυμένης υστερητικής απόκρισης του βάθρου και της εντόνως αυξημένης (εξαιτίας ρηγμάτωσης του βάθρου) ιδιοπεριόδου της κατασκευής. Εδώ το τυπικό βάθρο και με τις δύο θεωρήσεις (**Σχήματα 45 και 46**) οδηγείται σε μεγαλύτερα εύρη και παραμένουσες τιμές καμπυλοτήτων. Ενα γλαφυρό παράδειγμα παρουσιάζεται στο **Σχήμα 45β** όπου το βάθρο υποβάλλεται στην διέγερση Tabas [1978]. Η σφοδρότητα της έντασης εκδηλώνεται μέσω εμφάνισης ‘πλατώ’ στην χρονοϊστορία καμπυλοτήτων, ενώ είναι εμφανής η αδυναμία των μικρών παλμών της καταγραφής (που ακολουθούν τους παλμούς μεγάλης έντασης) να επηρεάσουν την κίνηση του συστήματος. Έτσι το βάθρο εξαναγκάζεται σε φραγμένη ταλάντωση περί της θέσης εκτροπής του, μέχρι να υπάρξει αντίστοιχα μεγάλη ώθηση που να το επαναφέρει στην αρχική θέση ισορροπίας ή να το εκτρέψει προς της αντίθετη πλευρά.

Αναμφίβολα, και η συμμετοχή των ελατηρίων του καταστρώματος εντείνεται όσο το επίπεδο της σεισμικής έντασης αυξάνει. Στο **Σχήμα 48** συγκρίνεται η καταπόνηση των ελατηρίων σε ένα ασθενές και σε ένα ισχυρό σεισμικό σενάριο: καταγραφή Tabas [1978] κλιμακούμενη σε  $rga=0.2g$  (μπλε γραμμή) και  $0.8g$  (κόκκινη γραμμή) αντιστοίχως. Η αναπτυχθείσα αντίσταση στο ισχυρό σενάριο είναι περίπου δέκα φορές μεγαλύτερη από την αντίστοιχη στο ασθενές. Στο **Σχήμα 49**, αποτυπώνεται το διάγραμμα καθίζησης – στροφής στην βάση του θεμελίου του βάθρου. Αναμφίβολα, η χαμηλής εντάσεως διέγερση χαρακτηρίζεται από μειωμένα μετακινησιακά μεγέθη και στο επίπεδο της θεμελίωσης. Ωστόσο, ακόμα και για το εξαιρετικά ισχυρό σενάριο η τελικώς παρατηρηθείσα καθίζηση είναι εξαιρετικά μικρή ( $w < 2cm$ ), γεγονός που επιβεβαιώνει την πρακτικώς ελαστική απόκριση της θεμελίωσης.

Συνοψίζοντας, υπό καθεστώς μεγάλων επιταχύνσεων η σημασία των κινηματικών δεσμεύσεων στο κατάστρωμα γίνεται πιο ξεκάθαρη. Καθώς το βάθρο παραμορφώνεται και το κατάστρωμα εκτρέπεται από την αρχική του θέση, τα ελατήρια ενεργοποιούνται εντόνως προσφέροντας αυξημένη δύναμη και ροπή επαναφοράς, η οποία εν γένει δρα ευεργετικά στην σεισμική απόκριση του συστήματος. Το πλέον χαρακτηριστικό παράδειγμα, της ευεργετικής αυτής δράσης των εφεδράνων παρουσιάζεται στο **Σχήμα 50** όπου το τυπικό βάθρο (προσομοιωμένο και με τις 2 θεωρήσεις) υποβάλλεται στην

καταγραφή Erzincan [1992] ανηγμένη σε  $rga=0.8g$ . Η εν λόγω καταγραφή παρουσιάζει ειδικό ενδιαφέρον εξαιτίας του μεγαλοπερίοδου παλμού κατευθυντικότητας (ο οποίος είναι εμφανής ακόμα και στη χρονοϊστορία επιταχύνσεων), στην ύπαρξη του οποίου αποδίδεται η μεγάλη σφοδρότητα της διέγερσης. Παρατηρήστε ότι το συμβατικό προσομοίωμα υποβαλλόμενο στην μεγεθυμένη διέγερση Erzincan οδηγείται σχεδόν ακαριαία στην αστοχία. Αντιθέτως στο υβριδικό βάθρο, η εισαγωγή των ελατηρίων-αποσβεστήρων στη στάθμη του καταστρώματος όχι μόνον αποτρέπει την κατάρρευση αλλά μειώνει κατά πολύ την ένταση του συστήματος. Η παραστατική αυτή διαφορά είναι αποτέλεσμα της ταυτόχρονης πλήρωσης δύο συνθηκών: (α) μειωμένη ένταση διέγερσης και (β) βελτιωμένη σεισμική απόκριση συστήματος. Προς επίρρωση της πρώτης συνθήκης, αναφέρουμε ότι το συμβατικό προσομοίωμα με ελαστική ιδιοπερίοδο περί το 1 s αναπτύσσει φασματικές ενισχύσεις της τάξης του **1.75**, όταν στο αντίστοιχο υβριδικό σύστημα η φασματική ενίσχυση δεν ξεπερνά την στάθμη του **1.20**. Ταυτοχρόνως, κατά τον μεγαλοπερίοδο παλμό της διέγερσης, ενεργοποιείται σημαντική αντίσταση στα εφέδρανα (**Σχήματα 50-51**) η οποία όχι απλώς αποτρέπει την ανάπτυξη εκτεταμένων πλαστικών παραμορφώσεων στον φορέα, αλλά σχεδόν τον επαναφέρει στην αρχική του θέση ισορροπίας (**Σχήμα 50γ**). Το **Σχήμα 52** συνοψίζει την καταπόνηση των δύο συστημάτων εκπεφρασμένη σε όρους κατανομής πλαστικών παραμορφώσεων καθ' ύψος του φορέα και χρονοϊστορίας καμπυλότητας στις κρίσιμες διατομές. Είναι φανερό ότι η προσφερόμενη αντίσταση από τα εφέδρανα συγκρατεί το βάθρο από την ολική κατάρρευση, αλλά συνοδεύεται από εκτεταμένες ρηγματώσεις στην βάση και στην κορυφή του βάθρου.

Στον αντίποδα της παραπάνω συζήτησης παρουσιάζεται η απόκριση του βάθρου στην χρονοϊστορία Friuli από τον σεισμό του 1976 (ανηγμένη σε  $rga=0.8g$ ). Στο παράδειγμα αυτό (**Σχήμα 53**) η παρουσία των ελατηρίων της ανωδομής επηρεάζει δυσμενώς την δυναμική απόκριση της κατασκευής. Εν προκειμένω, το υβριδικό προσομοίωμα αναπτύσσει παραμένουσα καμπυλότητα 0.5%, όταν ο αντίστοιχος συμβατικός ο φορέας δεν παραμορφώνεται μόνιμα. Σε όρους μεγίστων τιμών, οι διαφορές των δύο θεωρήσεων προσομοίωσης είναι μικρότερες, ενδιαφέρον ωστόσο παρουσιάζει η ανόμοια εξέλιξη καμπυλότητας στην βάση του βάθρου. Την χρονική στιγμή περί τα  $t_0 = 5$  s, όταν δηλαδή το βάθρο διεγείρεται από τον κυρίως παλμό της καταγραφής το συμβατικό προσομοίωμα έχοντας ήδη αναπτύξει αυξημένες απαιτήσεις καμπυλότητας προς στην αντίθετη

διεύθυνση ( $c = -0.5\%$ ) υποβάλλεται σε ισχυρή θετική αντώθηση που το επαναφέρει στην αρχική θέση ισορροπίας. Αντιθέτως, την στιγμή της μέγιστης αντώθησης το υβριδικό σύστημα υποστηριζόμενο από τα ελατήρια του καταστρώματος δεν έχει ακολουθήσει την μετακίνηση του συμβατικού συστήματος και βρίσκεται καθηλωμένο περί την θέση ισορροπίας του. Ως εκ τούτου, υπό την δράση του ισχυρού παλμού παραμορφώνεται εντόνως προς μία κατεύθυνση αναπτύσσοντας σημαντικές πλαστικοποιήσεις στην βάση του βάθρου που δεν δύναται να αρθούν από τους μεταγενέστερους μικρότερου πλάτους παλμούς της καταγραφής.

*Επιρροή παλμού κατευθυντικότητας, επί των καμπυλών τρωτότητας*

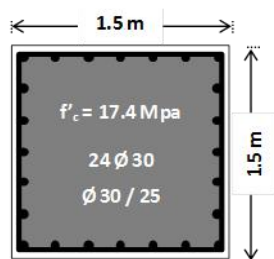
Οι καμπύλες σεισμικής τρωτότητας για το πλήρες και το τροποποιημένο σεισμικό δείγμα παρουσιάζονται συγκριτικά στα **Σχήματα 54 και 55**. Είναι φανερό, πως αν αγνοηθούν τα εγγύς-πεδίου σενάρια, η τρωτότητα του τυπικού βάθρου είναι μειωμένη (ανεξαρτήτως μεθοδολογίας προσομοίωσης βάθρου). Χαρακτηριστικά αναφέρεται πως η πιθανότητα το 'τυπικό βάθρο' να παρουσιάσει εκτεταμένες μή επιδιορθώσιμες βλάβες (Στάθμη Ε') όταν υποβάλλεται σε σεισμική διέγερση με  $PGA = 0.6 \text{ g}$ , είναι μόλις 15% αν αγνοήσουμε την επιρροή των 2 εγγύς-πεδίου σεισμικών σεναρίων, ενώ διπλασιάζεται μόλις ληφθούν υπόψιν.

## Βιβλιογραφικές Αναφορές

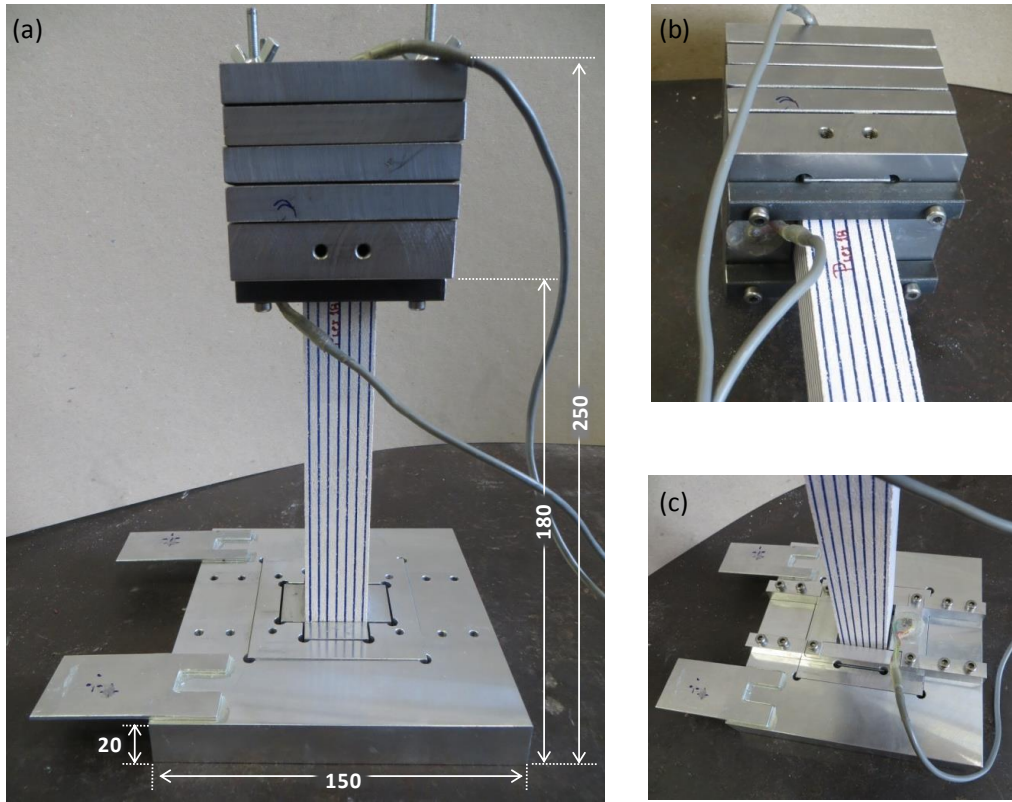
- Agalianos A., Sakellariadis L., Anastasopoulos I. and Gazetas G. (2015). "Simplified method for seismic analysis of motorway bridges," *International Journal of Bridge Engineering*, Vol.3, No. 1, 2015 : pp. 49 – 54.
- Al-Defae A.H., Knappett J.A. (2014). "Stiffness matching of model reinforced concrete for centrifuge modelling of soil-structure interaction," *8<sup>th</sup> International Conference on Physical Modelling in Geotechnics*, ICPMG '14, Perth, Australia, 14-17 January.
- Anastasopoulos I., Gelagoti F., Kourkoulis R., Gazetas G., (2011). "Simplified Constitutive model for Simulation of Cyclic Response of Shallow Foundations: Validation against Laboratory Tests", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 137(12), pp. 1154-1168.
- Bertalot, D. 2012. *Behaviour of shallow foundations on layered soil deposits containing loose saturated sands during earthquakes*. PhD Thesis, University of Dundee, UK.
- Eunsoo C., Reginald DesRoches, Bryant N. (2004). " Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones," *Journal of Engineering Structures*, 26, pp. 187 – 199.
- Gelagoti F., Kourkoulis R., Anastasopoulos I., Gazetas G., (2012). "Rocking Isolation of Low- Rise Frame Structures founded on Isolated Footings", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 41, pp. 1177-1197.
- Ishibashi I. and Zhang X. (1993). "Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay", *Soils and Foundations*, 33(1), pp. 182–191.
- Knappett J. A., Reid C., Kinmond S., and O'Reilly K. (2010). "Small-scale modelling of reinforced concrete structural elements for use in a geotechnical centrifuge," *Journal of Structural Engineering*, 137(11), pp. 1263–1271.
- Kutter B. L. (1995) "Recent advances in centrifuge modeling of seismic shaking." In: *3<sup>rd</sup> International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, April 2- 7, St. Louis, Missouri.
- Loli M., Knappett J.A., Brown M.J., Anastasopoulos I., Gazetas G. (2014). "Centrifuge modeling of rocking–isolated inelastic RC bridge piers," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 43(15), pp. 309-326.
- Loli M., Knappett J.A., Anastasopoulos I., Brown M.J. (2015). "Use of Ricker motions as an alternative to pushover testing," *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 15(1), 44 – 55.
- Schofield A. N. (1980). "Cambridge geotechnical centrifuge operations", *Geotechnique*, 30(3), pp. 227 –268.

# *Παράρτημα Σχημάτων*

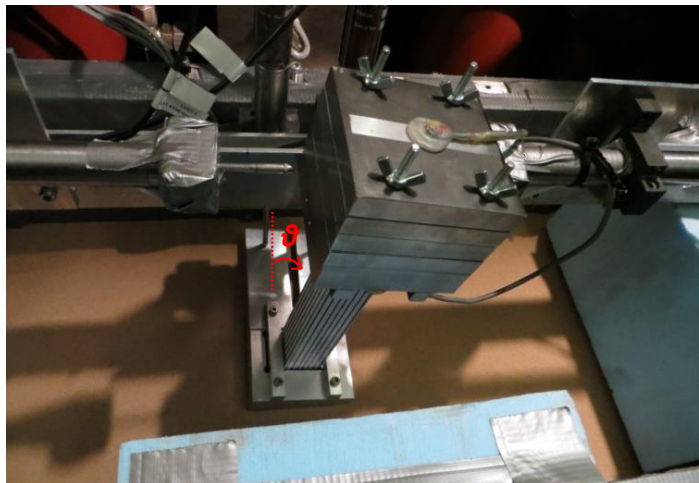
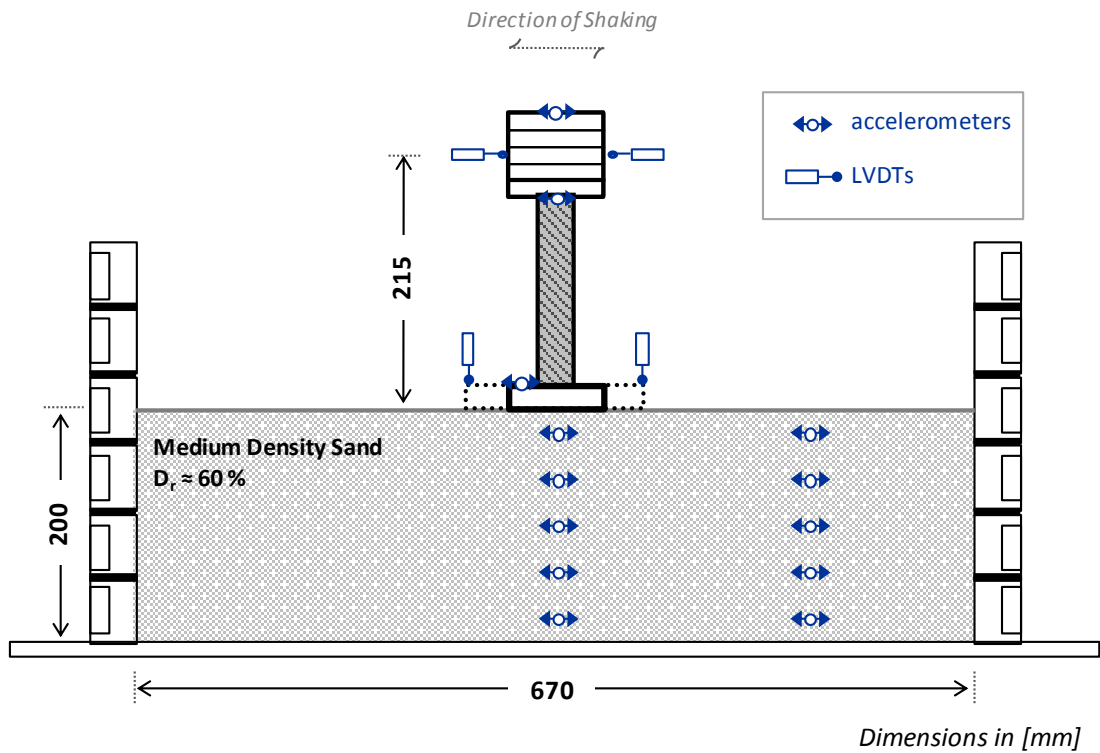




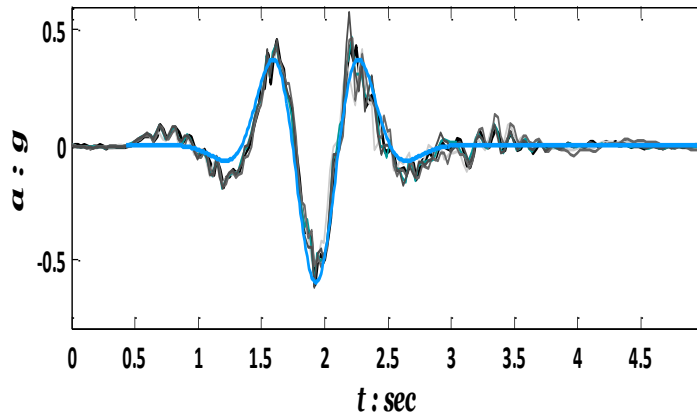
**Σχήμα 1.** Κατασκευή μοντέλου βάρου σπλισμένου σκυροδέματος: (a) διαμήκης σπλισμός; (b) συνδετήρες; (c) σιδηρότυπος εντός της συσκευής σκυροδέτησης και (d) μοντέλο βάρου



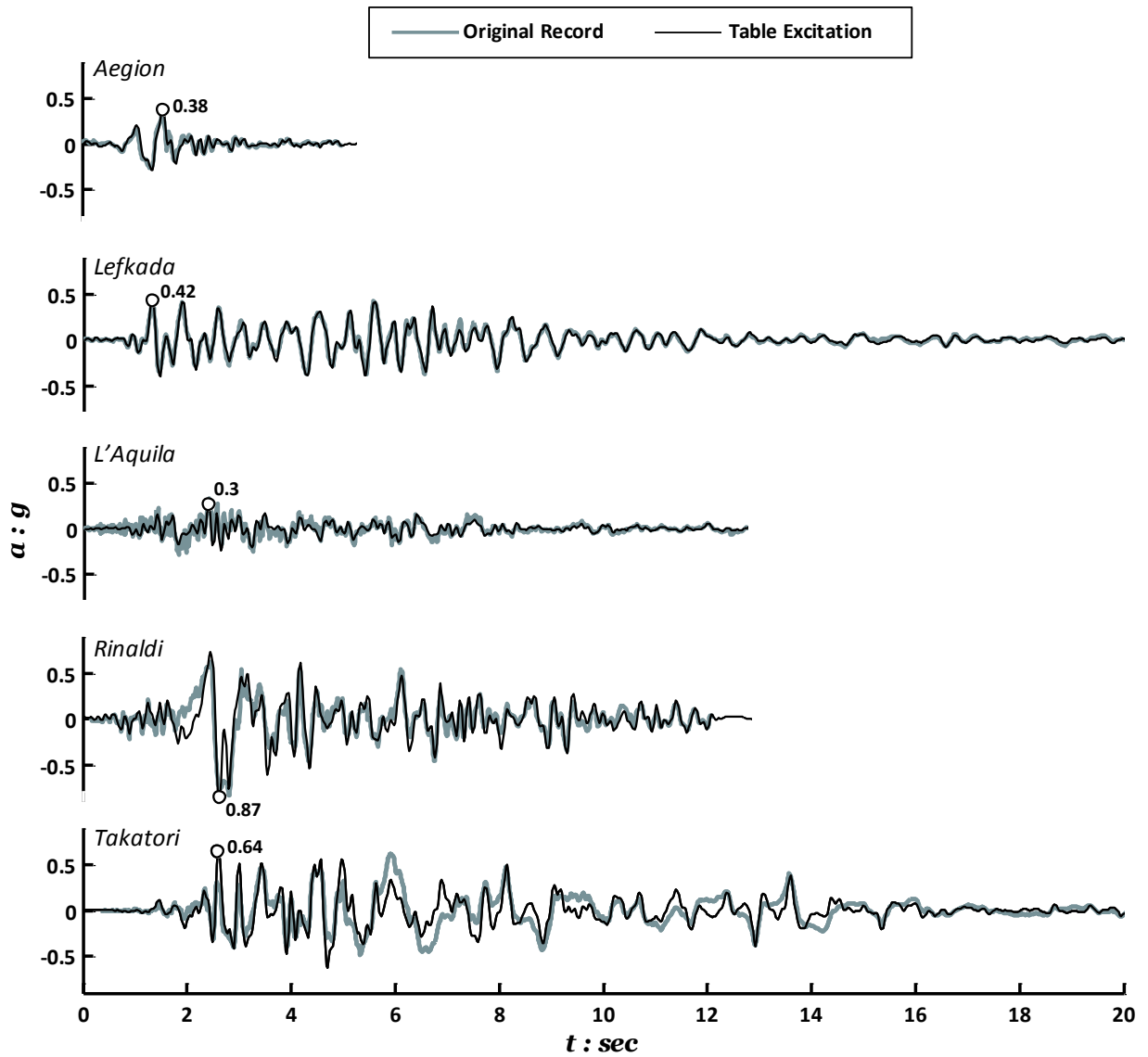
**Σχήμα 2.** Πειραματική διάταξη βάθρου: (α) μάζα, Ω/Σ βάθρο και θεμελίωση; (b) και (c) συνδέσεις καταστρώματος- βάθρου και βάθρου- θεμελίωσης με τα εγκατεστημένα επί αυτών όργανα.



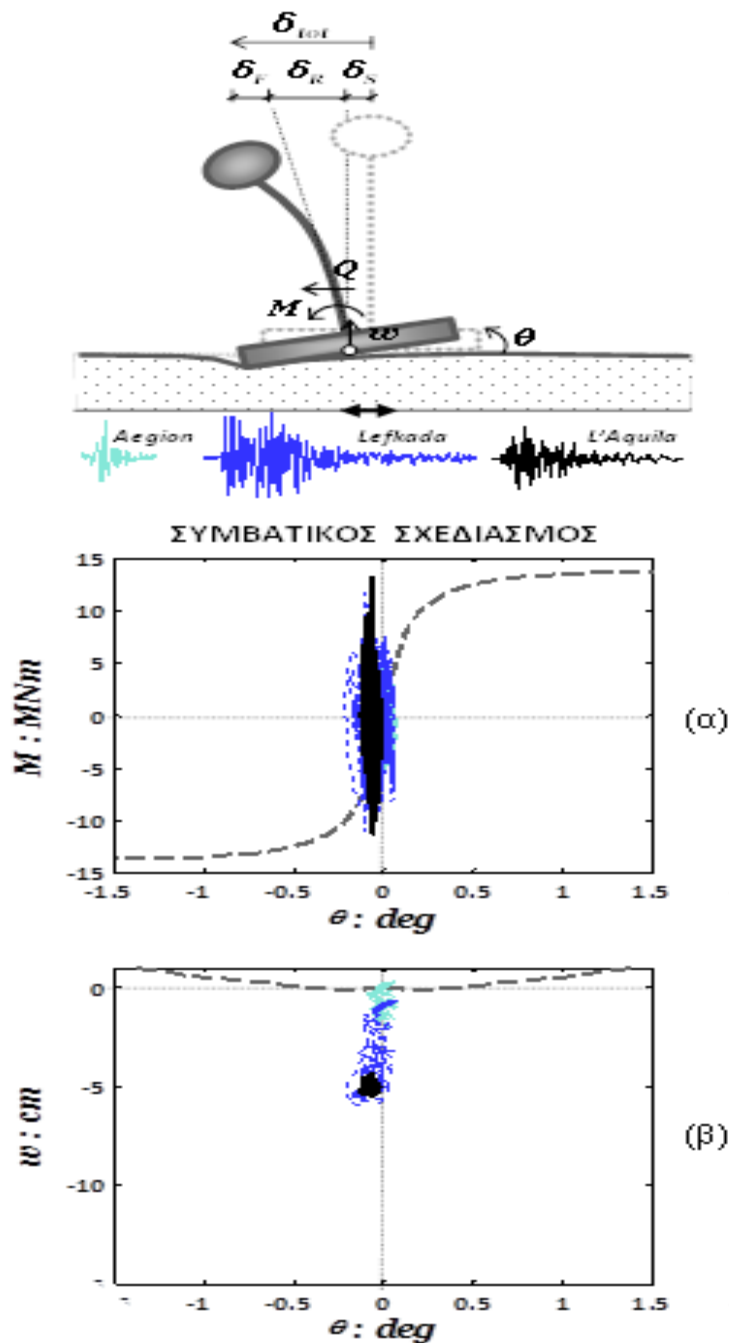
**Σχήμα 3.** Πειραματική διάταξη επί φυγοκεντριστή: (α) τομή του μοντέλου μέσα σε διατμητικό κουτί, παρουσιάζεται η εγκατάσταση των οργάνων μέτρησης; Πειραματική διάταξη επί φυγοκεντριστή πριν (b) και μετά (c) τη στροφή της βάσης.



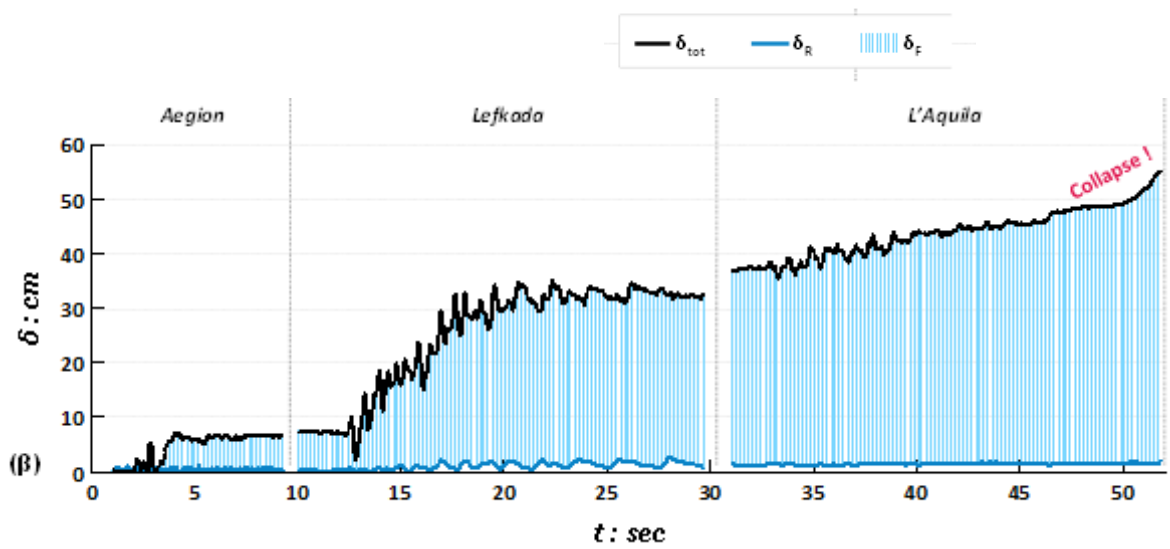
**Σχήμα 4.** Σύγκριση της πραγματικής χρονοϊστορίας ενός μονοχρωματικού παλμού Ricker 1Hz, με αυτή που εφαρμόζεται στη βάση της πειραματικής διάταξης.



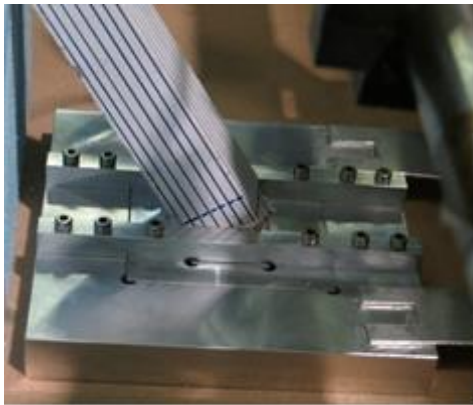
**Σχήμα 5.** Χρονοϊστορία επιτάχυνσης στη βάση της πειραματικής διάταξης εν συγκρίση με την πραγματική καταγραφή από σεισμούς διαφορετικής έντασης σε Ελλάδα, Ιταλία, ΗΠΑ και Ιαπωνία.



**Σχήμα 6.** Δυναμική απόκριση συμβατικής θεμελίωσης σε όρους: (α) ροπής-στροφής, και (β) καθίζησης-στροφής υπό διαδοχικά επιβαλλόμενες σεισμικές διεγέρσεις με τις καταγραφές του Αιγίου, της Λευκάδας, και της Λ'Αquila.

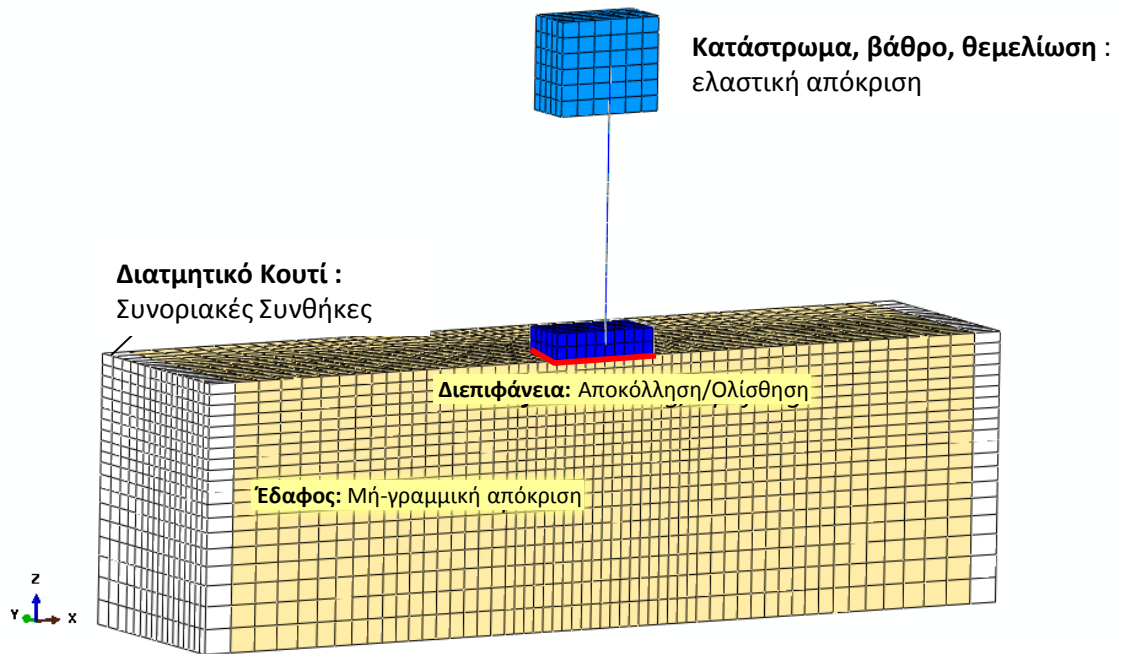


**Σχήμα 7.** Δυναμική απόκριση του συστήματος σε όρους μετακινήσεων καταστρώματος, συμβατικά σχεδιασμένης θεμελίωσης και διαχωρισμός των συνιστωσών που την προκαλούν.

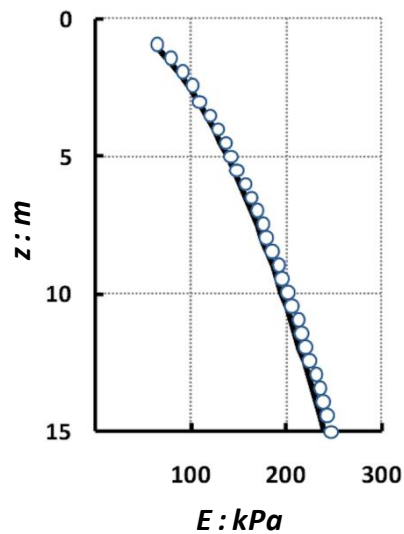
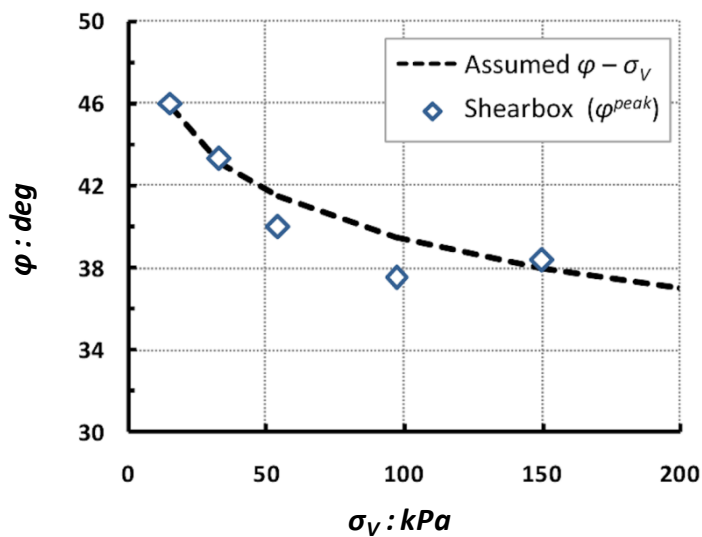


**Σχήμα 8.** Φωτογραφίες του ομοιώματος μετά το τέλος των πειραμάτων.

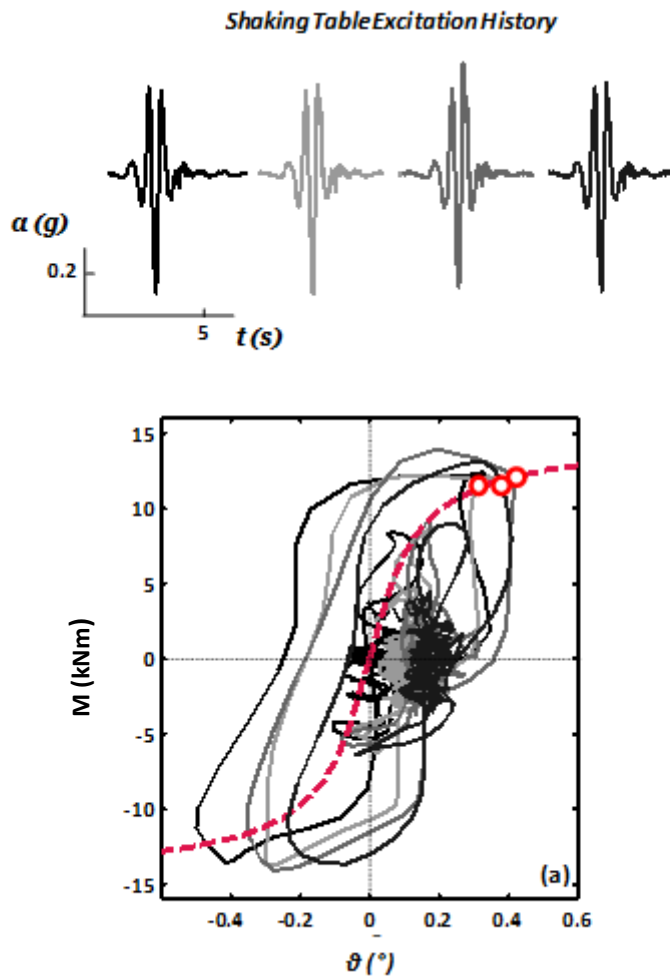




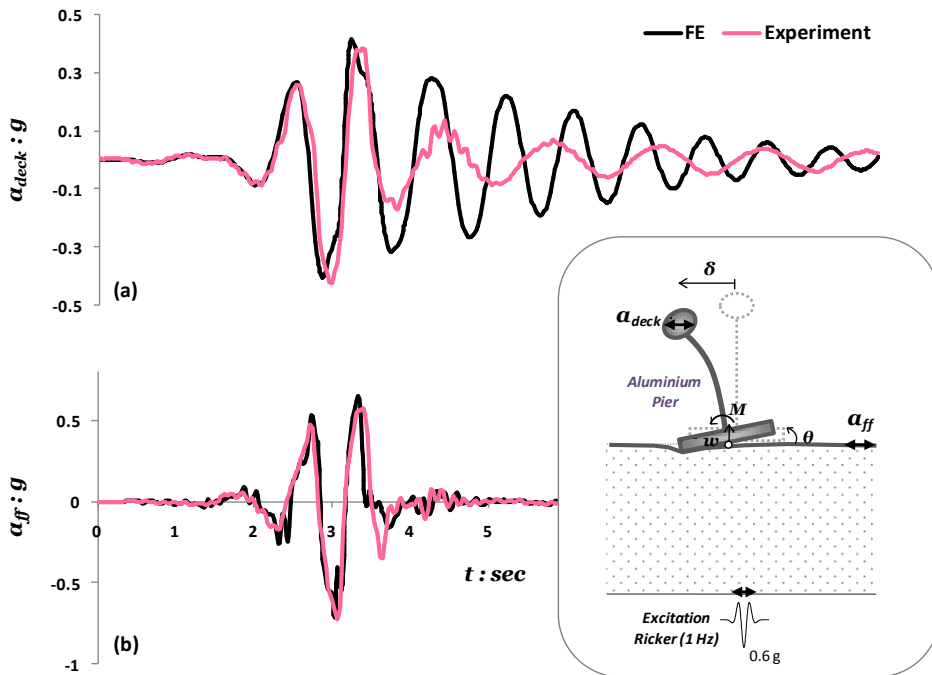
**Σχήμα 9 .** Προσομοίωση πειραμάτων στο φυγοκεντρική : 3-δ προσομοίωμα Πεπερασμένων Στοιχείων (Loli et al. 2014).



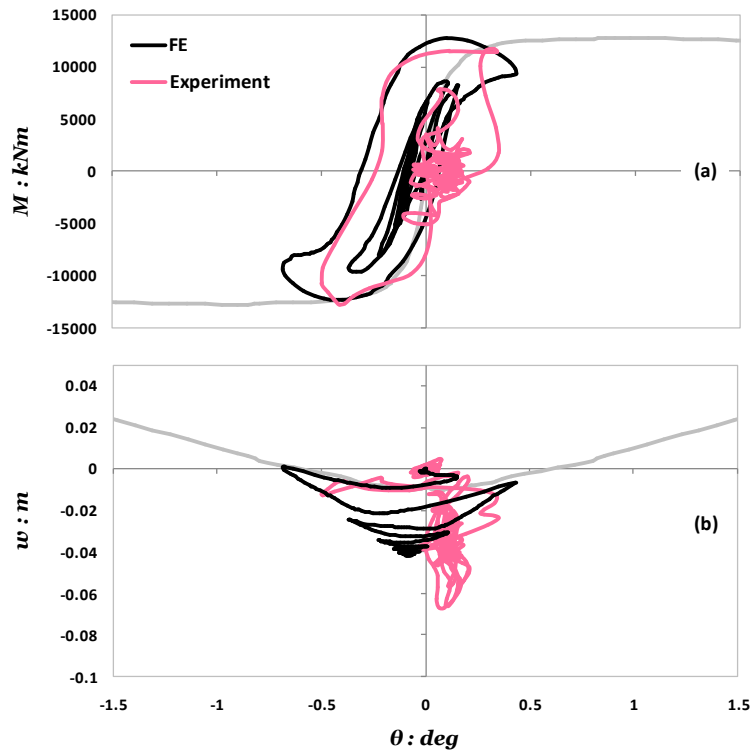
**Σχήμα 10. (α)** Εξάρτηση γωνίας τριβής  $\phi$  με την ενεργό κατακόρυφο τάση  $\sigma_v$  και **(β)** κατανομή μέτρου ελαστικότητας εδαφικού δοκιμίου συναρτήσει του βάθους  $z$  (m) : με σημεία αποτυπώνεται η μετρημένη εργαστηριακώς απόκριση και με μαύρη διακεκομμένη γραμμή η υιοθετηθείσα συμπεριφορά στην αριθμητική προσομοίωση.



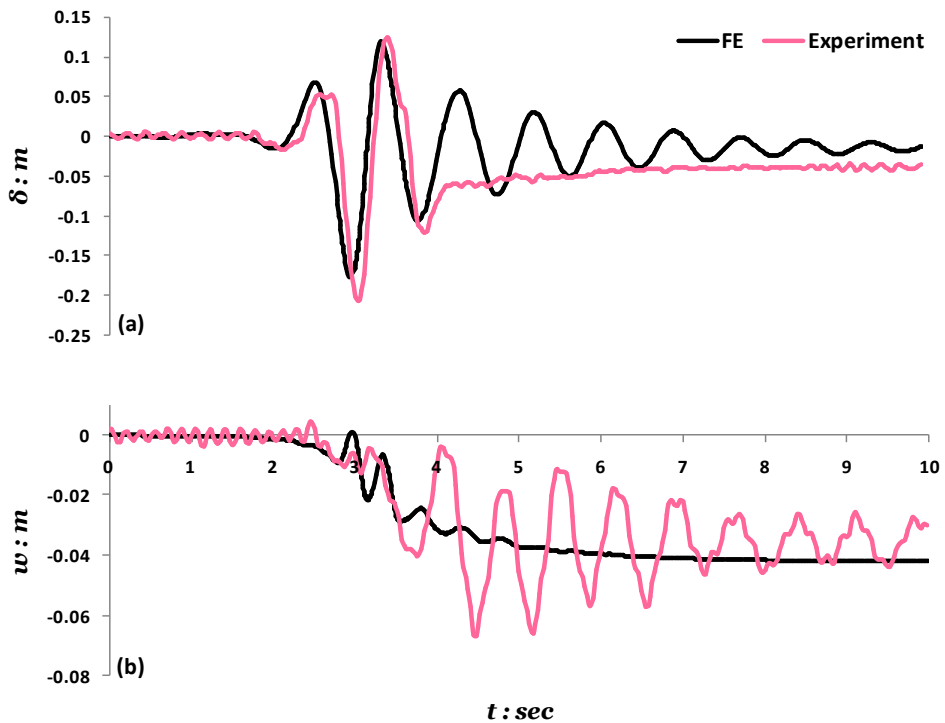
**Σχήμα 11. Τεκμηρίωση αριθμητικού προσομοιώματος :** Βρόχοι ροπής-στροφής της θεμελίωσης, καταγεγραμμένοι για τέσσερις διαδοχικούς, πανομοιότυπους, παλμούς Ricker ( $f_E = 1\text{Hz}$ ,  $\text{PGA} = 0.6\text{ g}$ ) κατά τη διάρκεια των δυναμικών πειραμάτων στο φυγοκεντριστή, συγκρινόμενοι με την αριθμητικώς εξαχθείσα μονοτονική καμπύλη της θεμελίωσης ( $B=7.5\text{ m}$ ) .



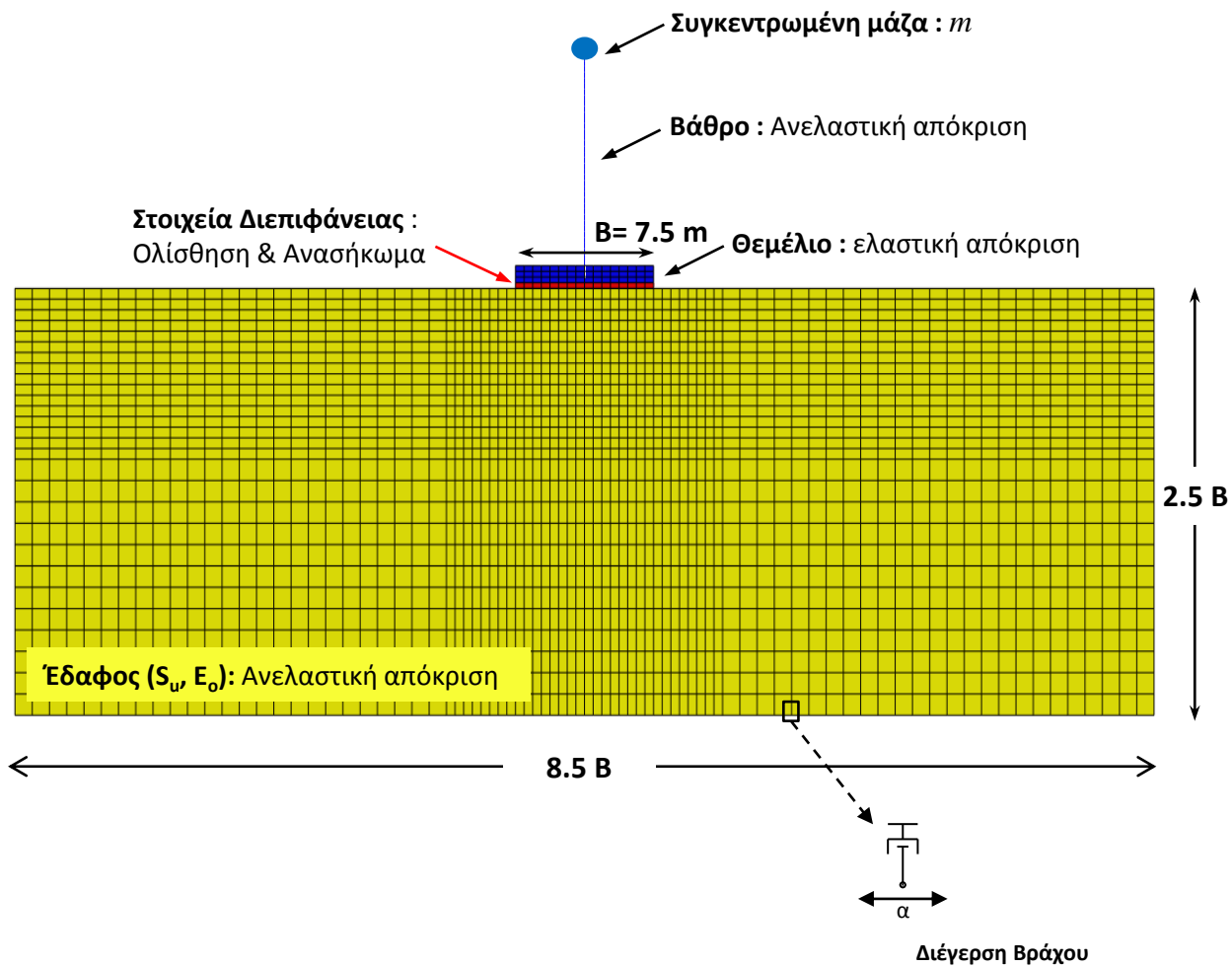
**Σχήμα 12.** Δυναμική απόκριση βάρου επί τετραγωνικής θεμελίωσης πλάτους  $B = 7.5$  m υποβαλλομένου σε διέγερση, παλμό Ricker - 1Hz (με  $PGA = 0.6$  g) : Σύγκριση εκτίμησης Π.Σ. και πειραματικών δεδομένων στο **(α)** κέντρο βάρου του καταστρώματος και **(β)** στο ελεύθερο πεδίο.



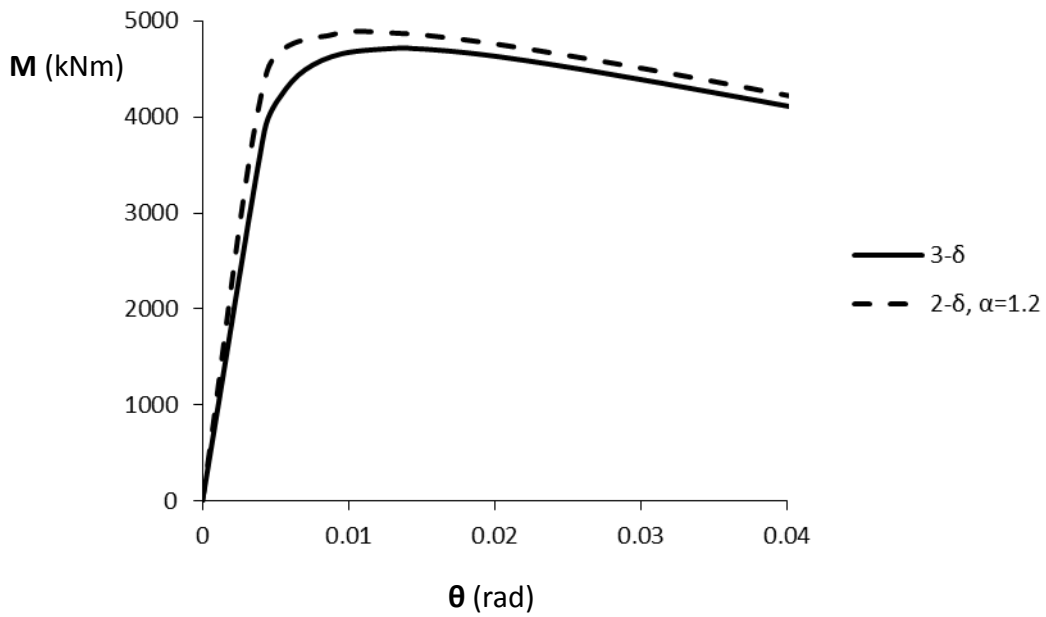
**Σχήμα 13.** Υστερητική απόκριση τετραγωνικής θεμελίωσης ( $B = 7.5 \text{ m}$ ) σε παλμό Ricker - 1Hz ( $\text{PGA} = 0.6 \text{ g}$ ) : Σύγκριση εκτίμησης Π.Σ. και πειραματικών δεδομένων σε όρους **(α)** ροπής-στροφής και **(β)** καθίζησης-στροφής.



**Σχήμα 14.** Δυναμική απόκριση βάρου γεφύρας επί τετραγωνικής επιφανειακής θεμελίωσης πλάτους  $B = 7.5$  m, για διέγερση βάσης παλμού Ricker - 1Hz (με PGA = 0.6 g) : σύγκριση αριθμητικών και πειραματικών αποτελεσμάτων υπό την μορφή **(α)** χρονοϊστορίας οριζόντιας μετακίνησης καταστρώματος (drift) και **(β)** χρονοϊστορία καθίζησης θεμελίωσης.

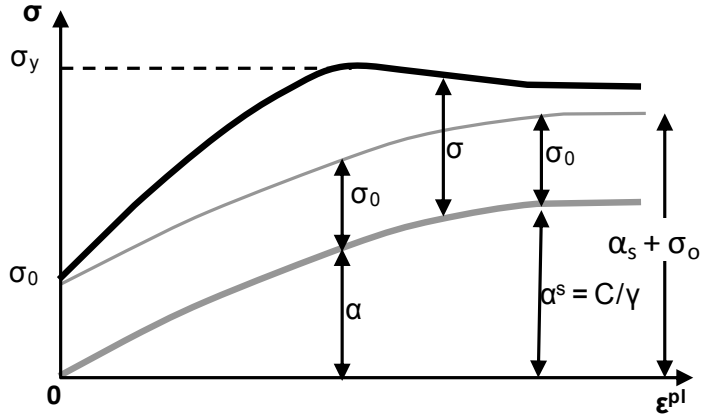


Σχήμα 15. Ισοδύναμο 2-δ προσομοίωμα Π.Σ. για την εξαγωγή καμπυλών σεισμικής τρωτότητας.

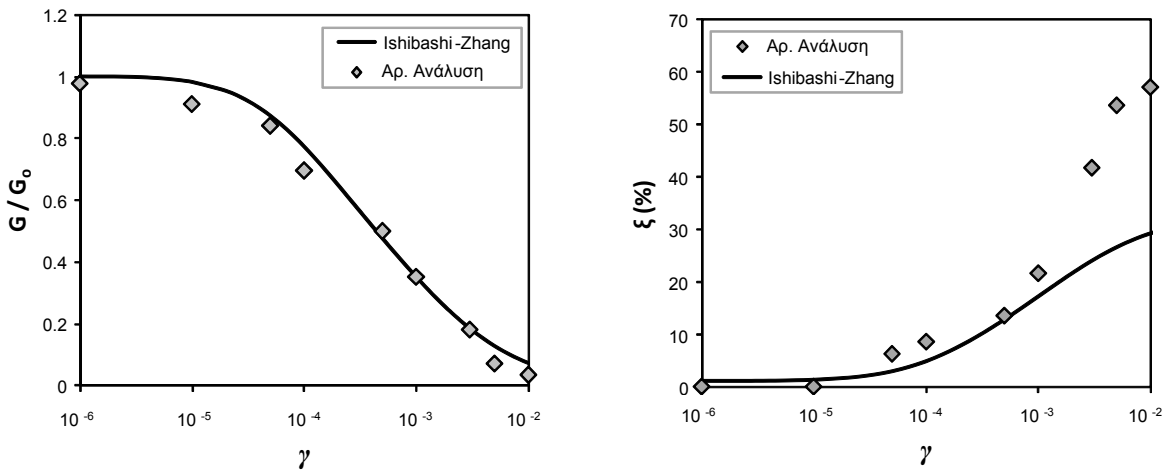


**Σχήμα 16.** Σύγκριση 'ισοδύναμου' 2-διάστατου προσομοιώματος με το αντίστοιχο 3-διάστατο θεμέλιο : καμπύλη ροπή (M) – στροφής (θ) στην βάση του βάθρου.

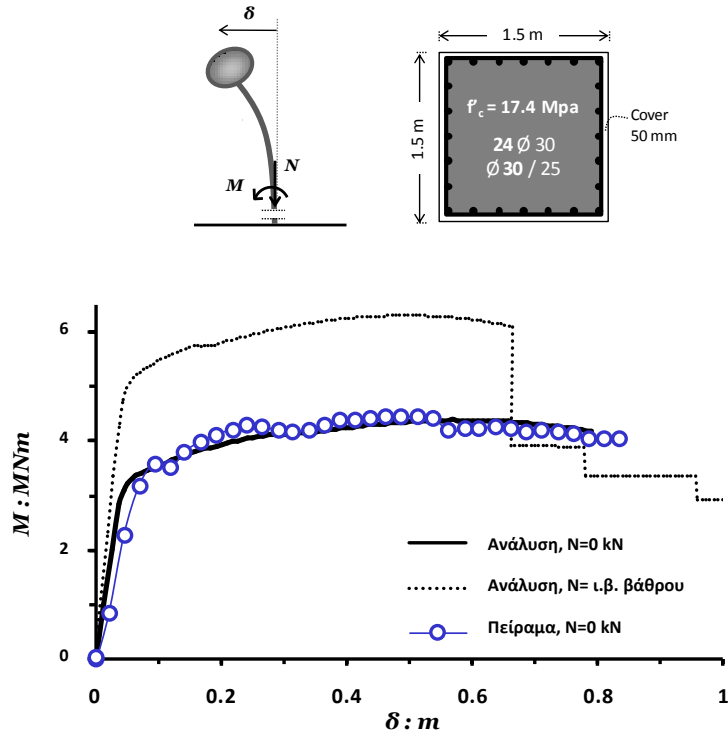




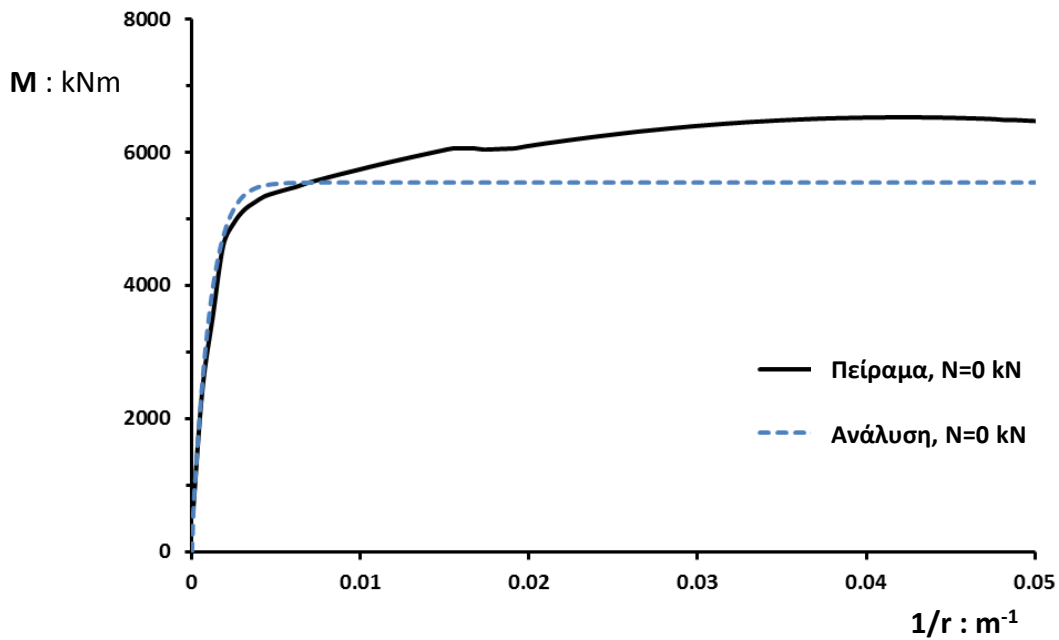
**Σχήμα 17.** 1-δ απεικόνιση της εξέλιξης του νόμου κράτυνσης του καταστατικού προσομοιώματος συναρτήσει της πλαστικής παραμόρφωσης  $\epsilon_{pl}$ .



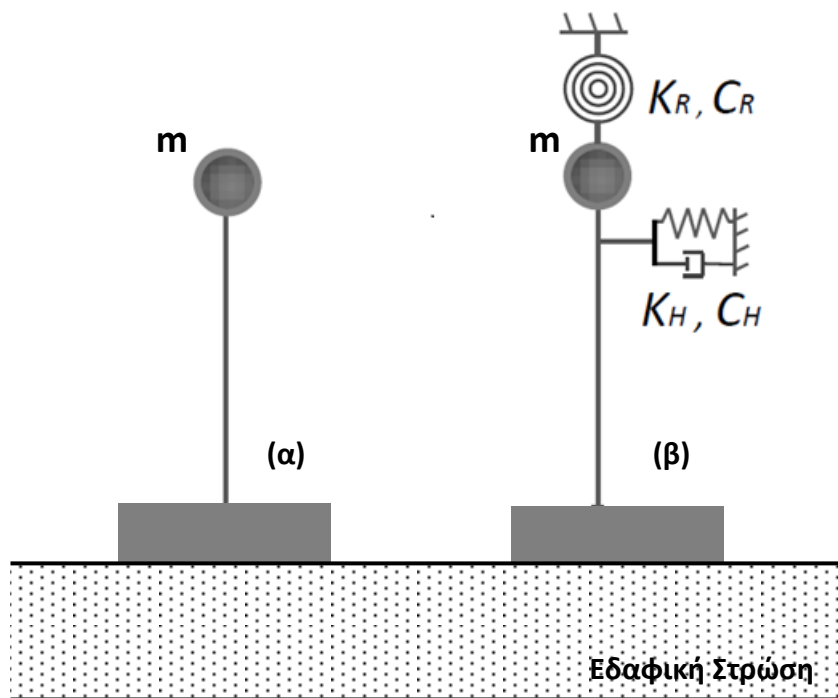
**Σχήμα 18.** Βαθμονόμηση τροποποιημένου καταστατικού προσομοιώματος για άμμο. Σύγκριση των υπολογισθεισών καμπυλών  $G-\gamma$  και  $\xi-\gamma$  με τις δημοσιευμένες των *Ishibashi and Zhang [1993]* για τάση εγκιβωτισμού  $\sigma_{vo} = 50$  kPa.



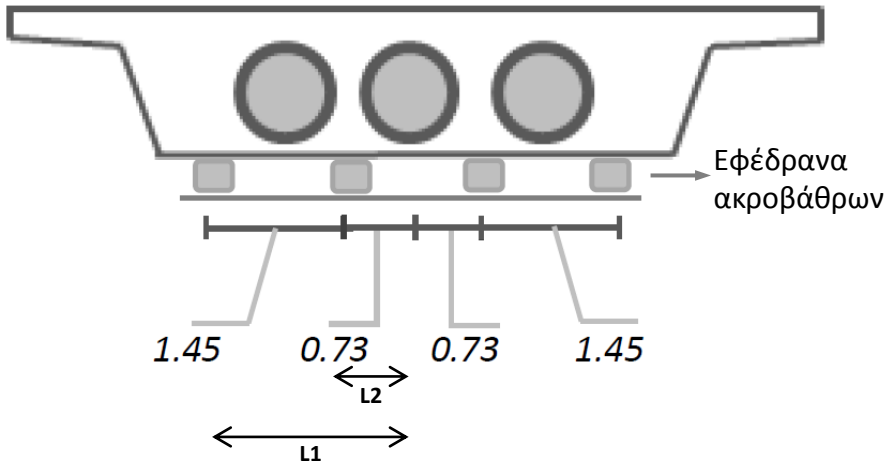
**Σχήμα 19.** Καμπτική απόκριση βάρου  $\Omega/\Sigma$ : αριθμητικά εξαχθείσα μονοτονική καμπύλη ροπής-μετακίνησης και σύγκριση με την αντίστοιχη πειραματική, απουσία αξονικής φόρτισης ( $N = 0\text{ kN}$ ). Επίσης παρουσιάζεται η αναλυτική πρόβλεψη της υπεραντοχής λόγω της παρουσίας αξονικής δύναμης, ίσης με το βάρος του βάρου.



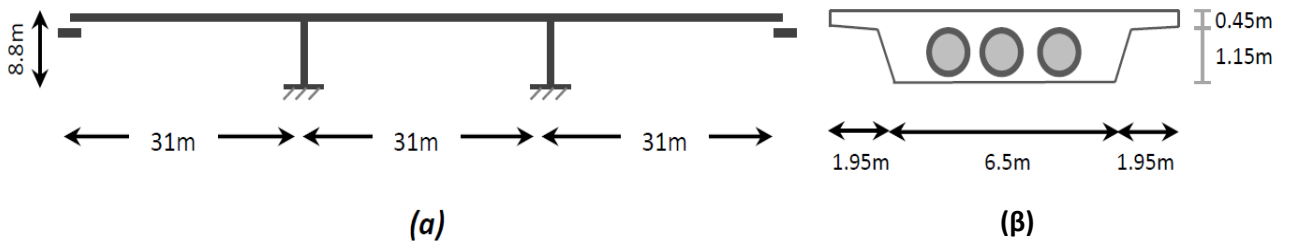
**Σχήμα 20.** Καμπτική απόκριση βάρου από  $\Omega/\Sigma$  : σύγκριση πειραματικής εξαχθείσας καμπύλης ροπής-καμπυλότητας, με την ομόλογη αριθμητική της, σύμφωνα με το βαθμονομημένο καταστατικό προσομοίωμα σκυροδέματος.



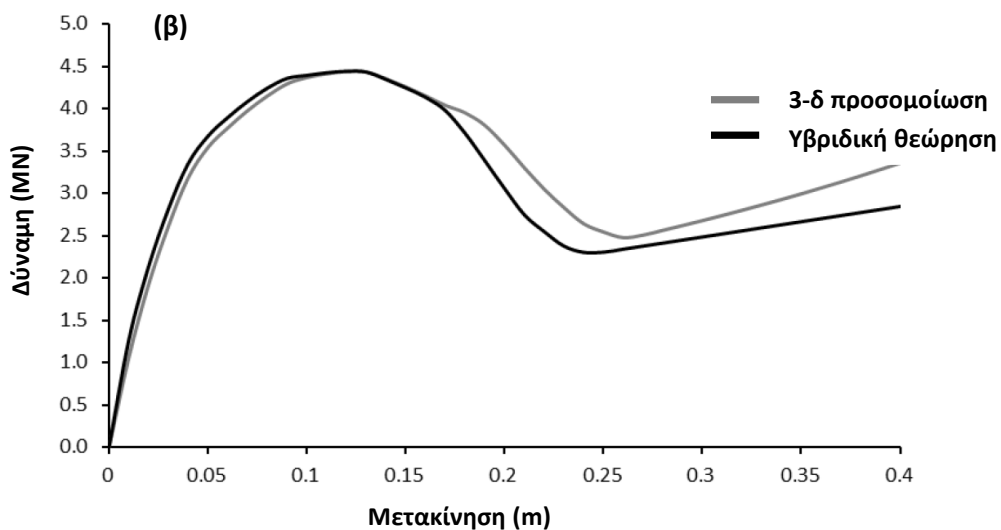
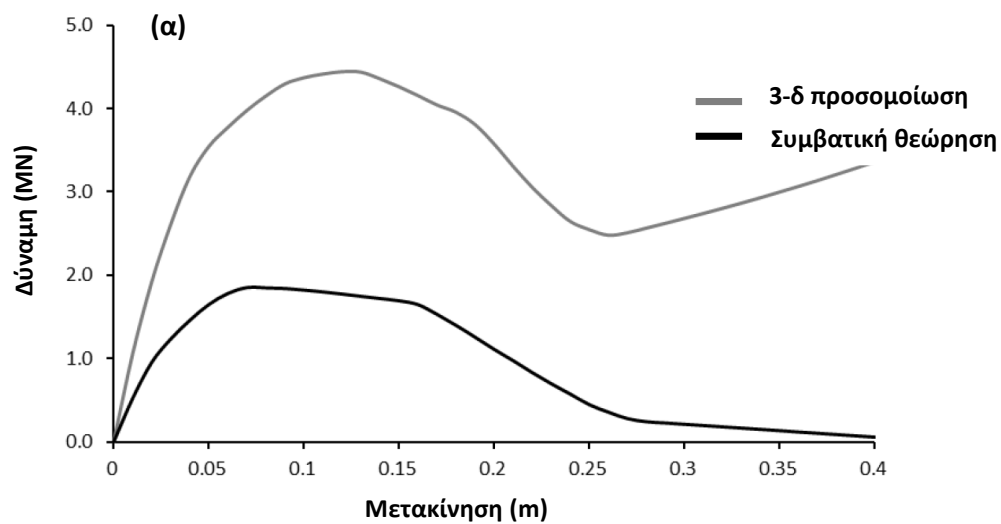
**Σχήμα 21.** Προσομοίωση σεισμικής απόκρισης βάρου γέφυρας από Ω/Σ, (α) συμβατική προσέγγιση μονοβάθμιου ταλαντωτή και (β) ρεαλιστική προσέγγιση κατά (Anastasopoulos et al, 2014).



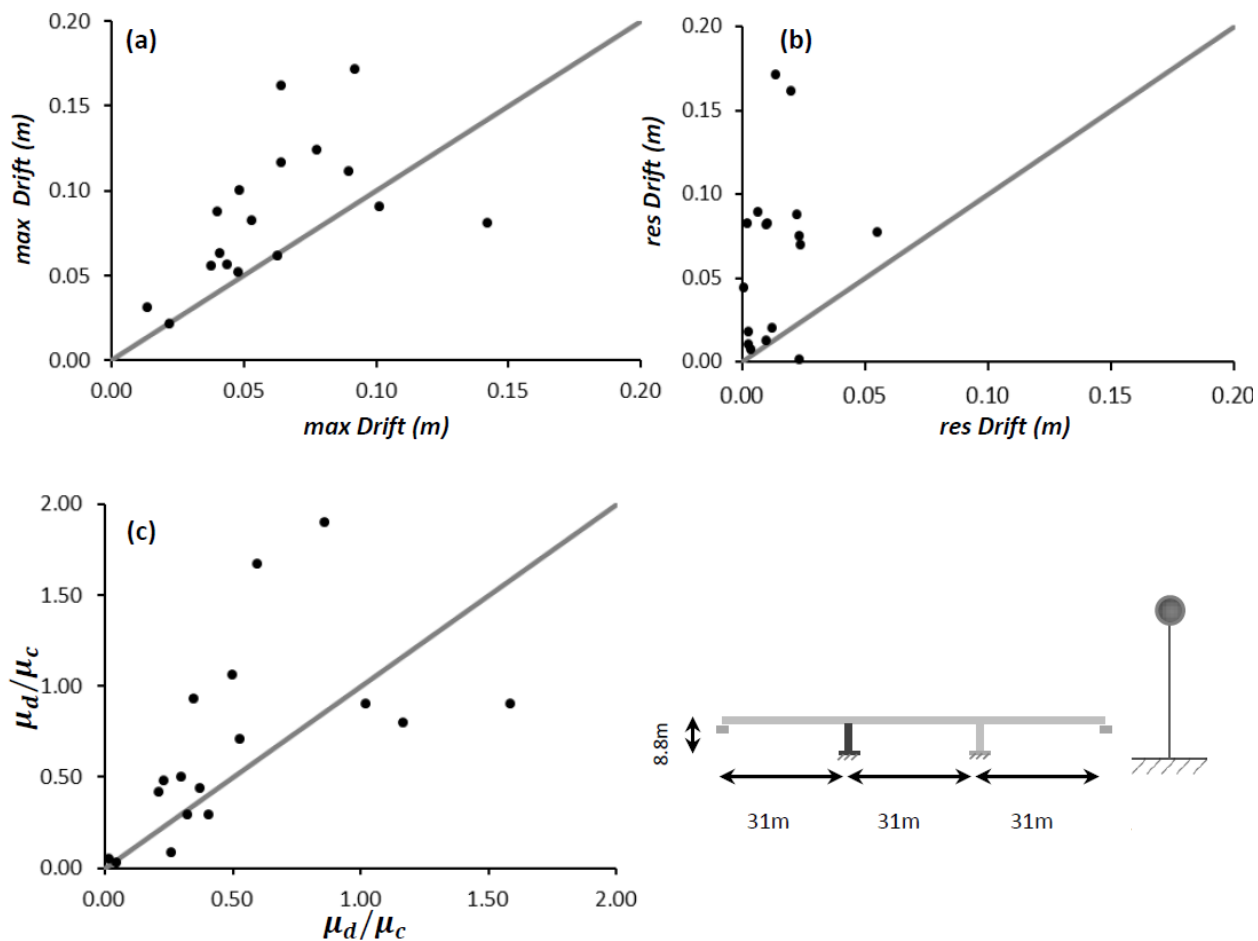
**Σχήμα 22.** Σκαρίφημα διατομής καταστρώματος τυπικής γέφυρας στην θέση του ακροβάθρου.



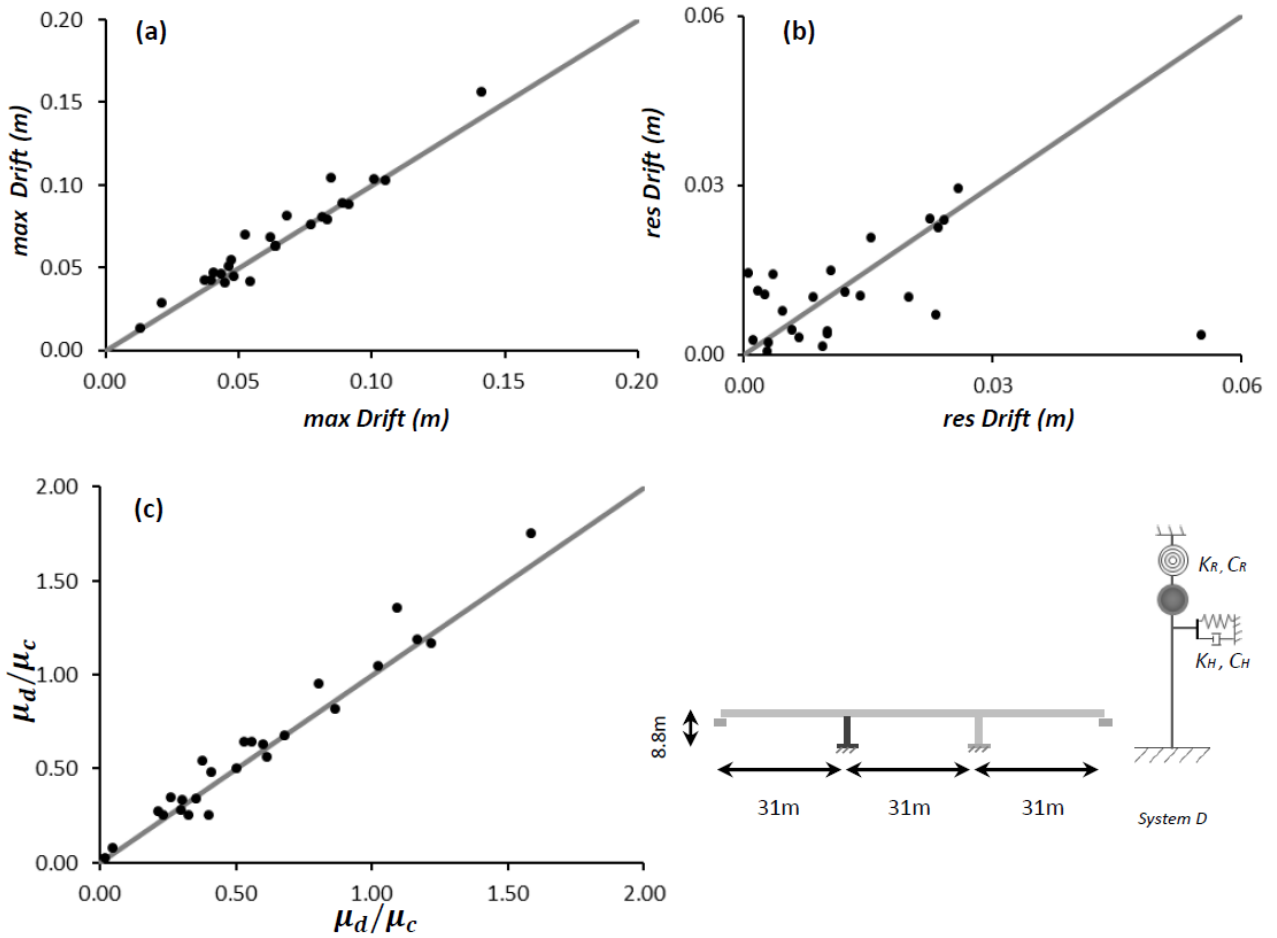
**Σχήμα 23.** Γεωμετρία γέφυρας A01\_TE20 (α) φορέας της γέφυρας και (β) διατομής καταστρώματος.



**Σχήμα 24.** Σύγκριση μονοτονικής απόκρισης μεσοβάθρου (όπως προκύπτει από 3-διάστατη ανάλυση του πλήρους συστήματος της γέφυρας) με : (α) συμβατική και (β) ρεαλιστική (υβριδική) απλοποιητική θεωρία στατικού συστήματος βάθρου.

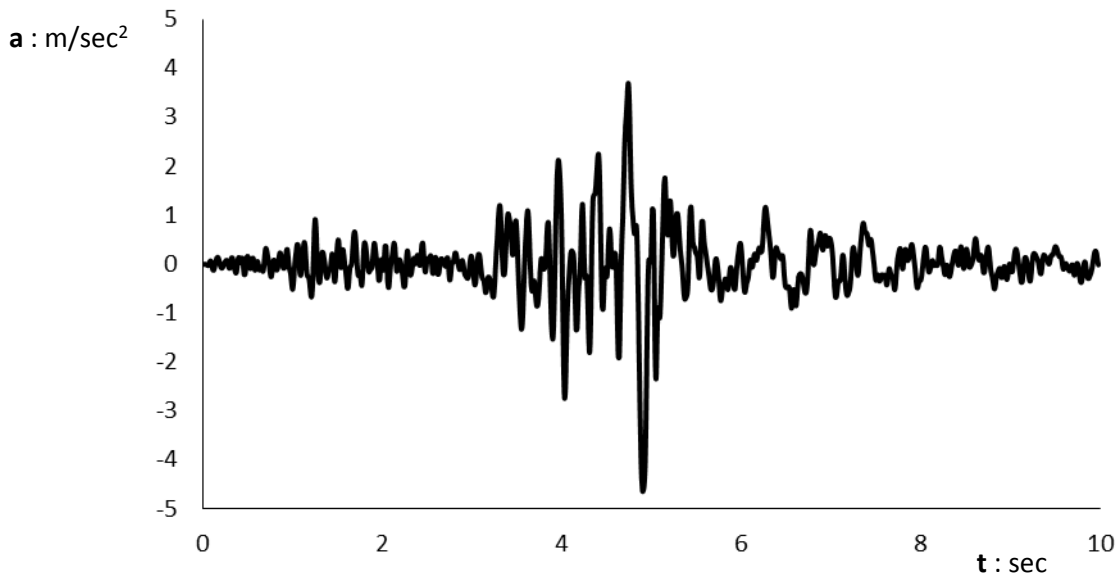


**Σχήμα 25.** Σύγκριση σεισμικής απόκρισης μεσοβάθρου για 2 (δύο) θεωρήσεις : **(α)** συμβατικής θεώρησης (μονοβάθμιος ταλαντωτής) και **(β)** πραγματικής απόκρισης (όπως προκύπτει από 3-διάστατη ανάλυση του πλήρους συστήματος της γέφυρας). Η σύγκριση παρουσιάζεται σε όρους max Drift, residual Drift και  $\mu_{demand}/\mu_{capacity}$ . (Αγαλιανός και Σακελλαριάδης, 2014).

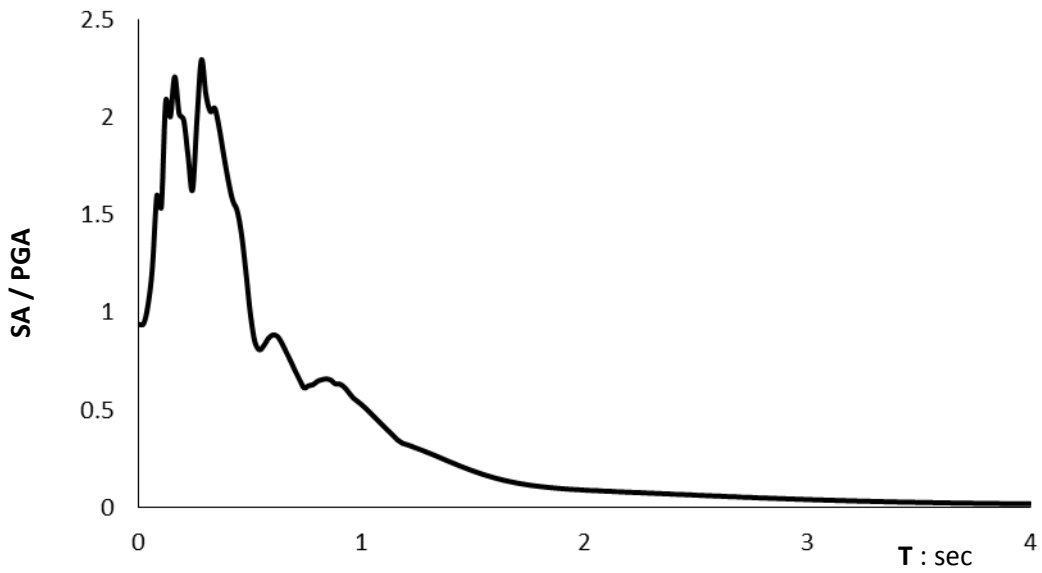


**Σχήμα 26.** Σύγκριση σεισμικής απόκρισης μεσοβάθρου για 2 (δύο) θεωρήσεις : **(α)** προτεινόμενου υβριδικού συστήματος και **(β)** πραγματικής απόκρισης (όπως προκύπτει από 3-διάστατη ανάλυση του πλήρους συστήματος της γέφυρας). Η σύγκριση παρουσιάζεται σε όρους max Drift, residual Drift και  $\mu_{demand}/\mu_{capacity}$ . (Αγαλιανός και Σακελλαριάδης, 2014).



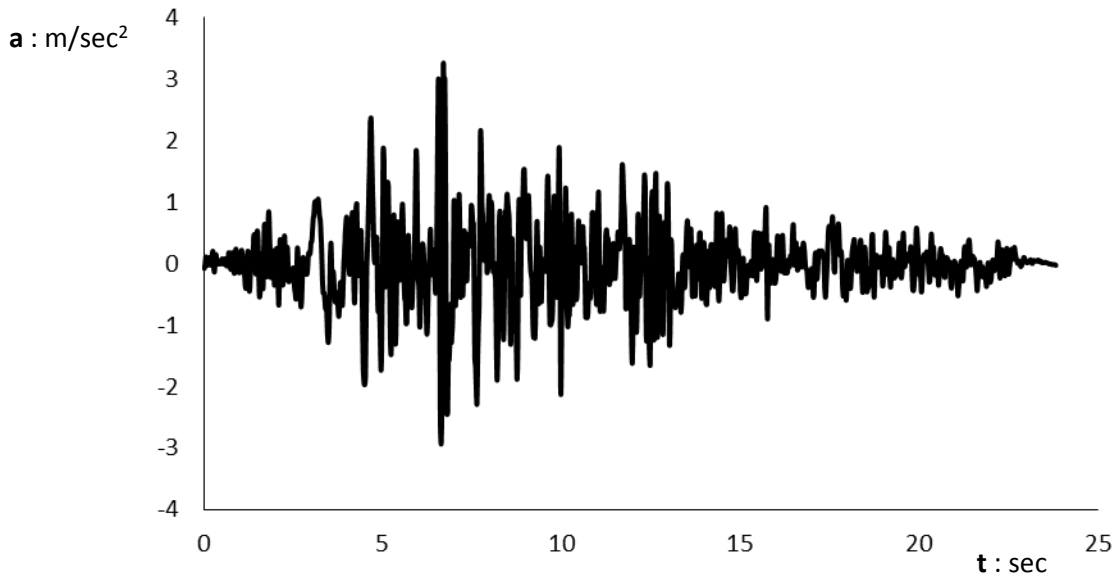


(α)

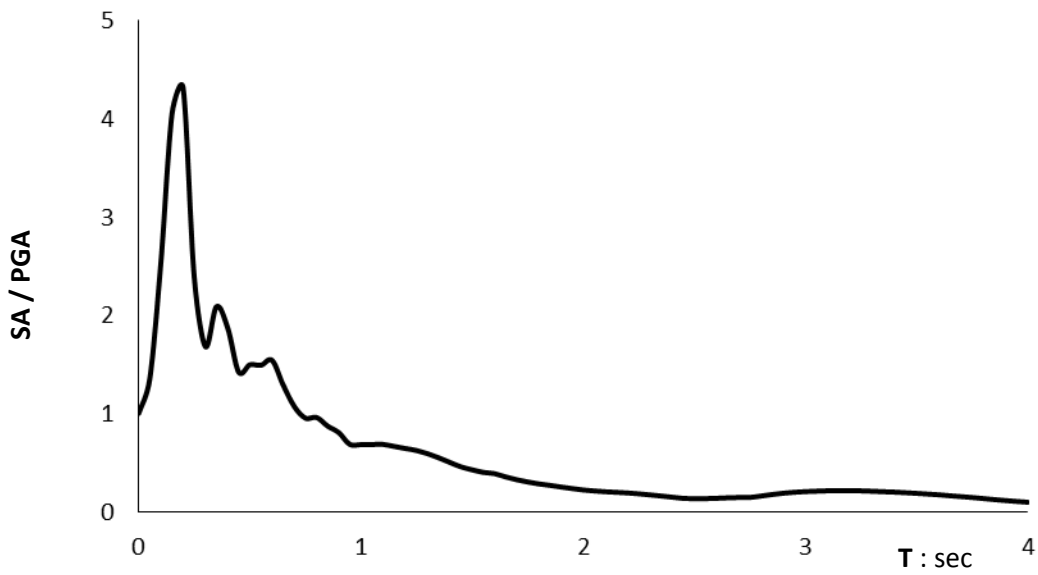


(β)

**Σχήμα 27.** Καταγραφή Breginij (Friuli, 1976) : (α) χρονοϊστορία επιταχύνσεων και (β) ελαστικό φάσμα σε όρους SA/PGA.

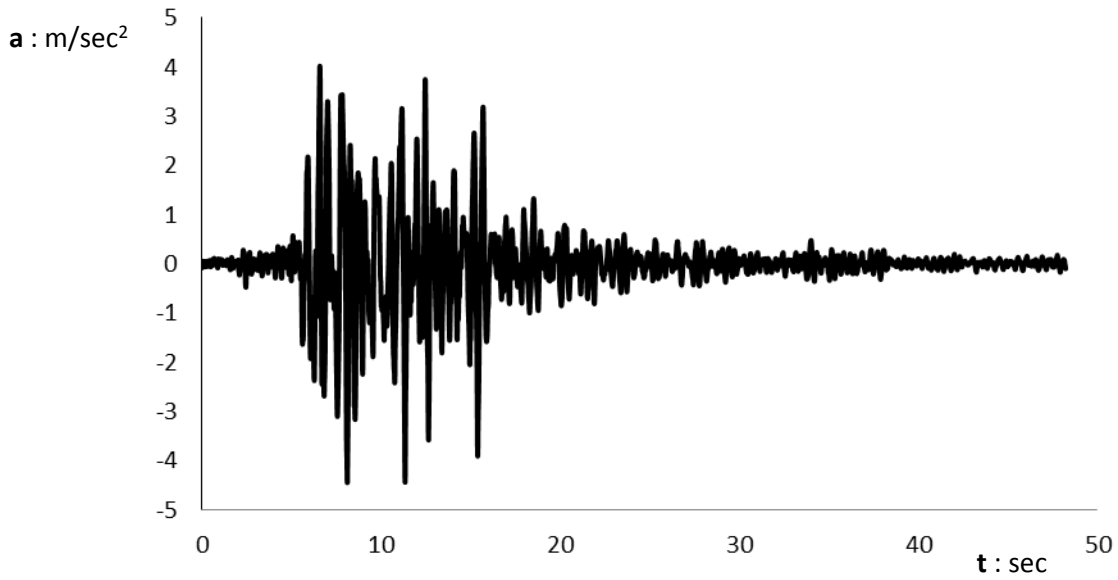


(α)

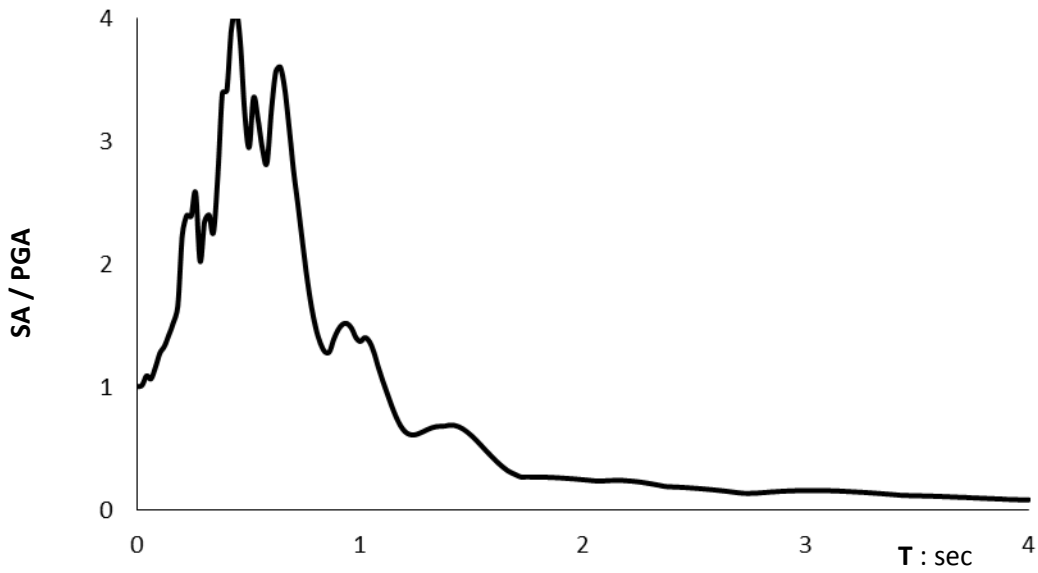


(β)

**Σχήμα 28.** Καταγραφή Dayhook-LN (Tabas, 1978) : (α) χρονοϊστορία επιταχύνσεων και (β) ελαστικό φάσμα σε όρους SA/PGA.

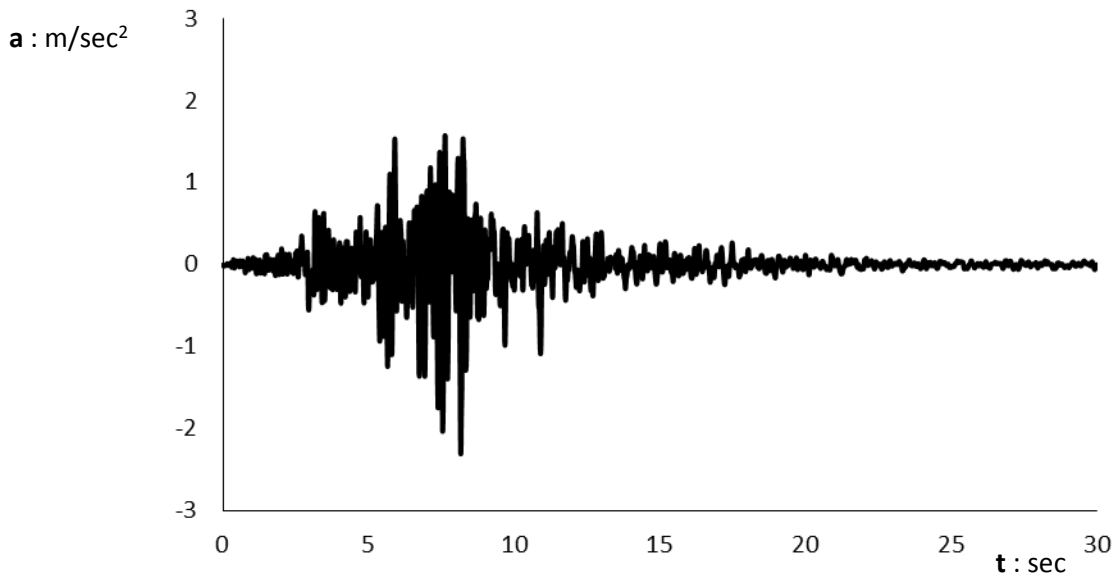


(α)

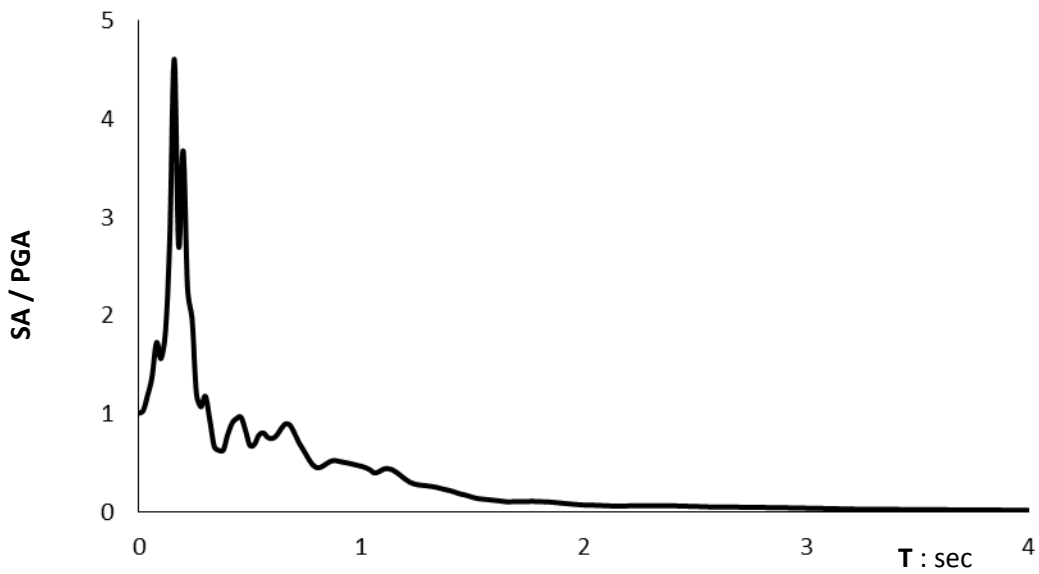


(β)

**Σχήμα 29.** Καταγραφή Petronas (Μαυροβούνιο, 1979) : (α) χρονίοιστορία επιταχύνσεων και (β) ελαστικό φάσμα σε όρους SA/PGA.

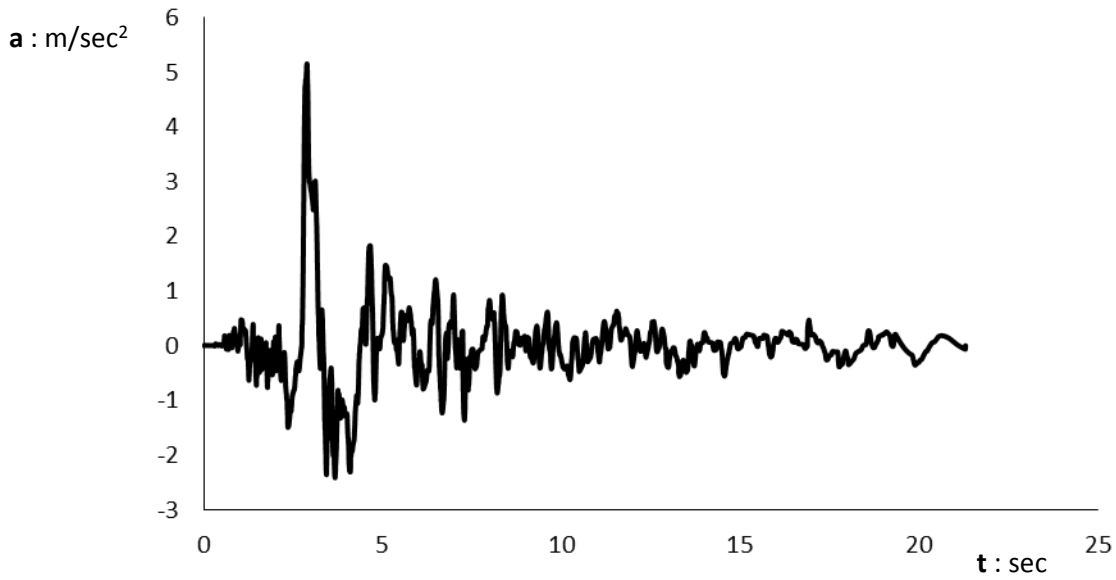


(α)

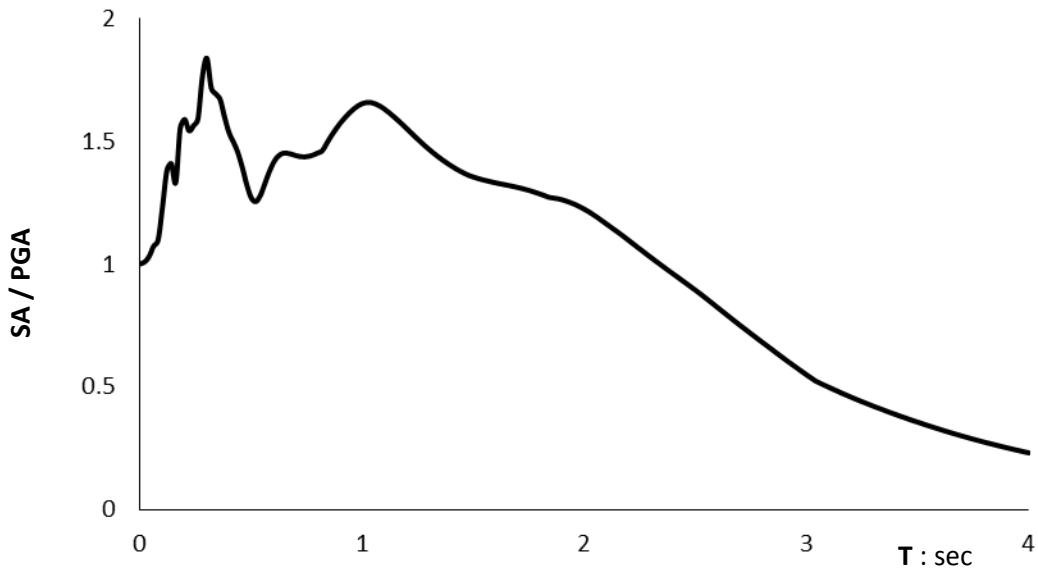


(β)

**Σχήμα 30.** Καταγραφή Αργοστόλι (Κεφαλονιά, 1983) : (α) χρονοϊστορία επιταχύνσεων και (β) ελαστικό φάσμα σε όρους SA/PGA.

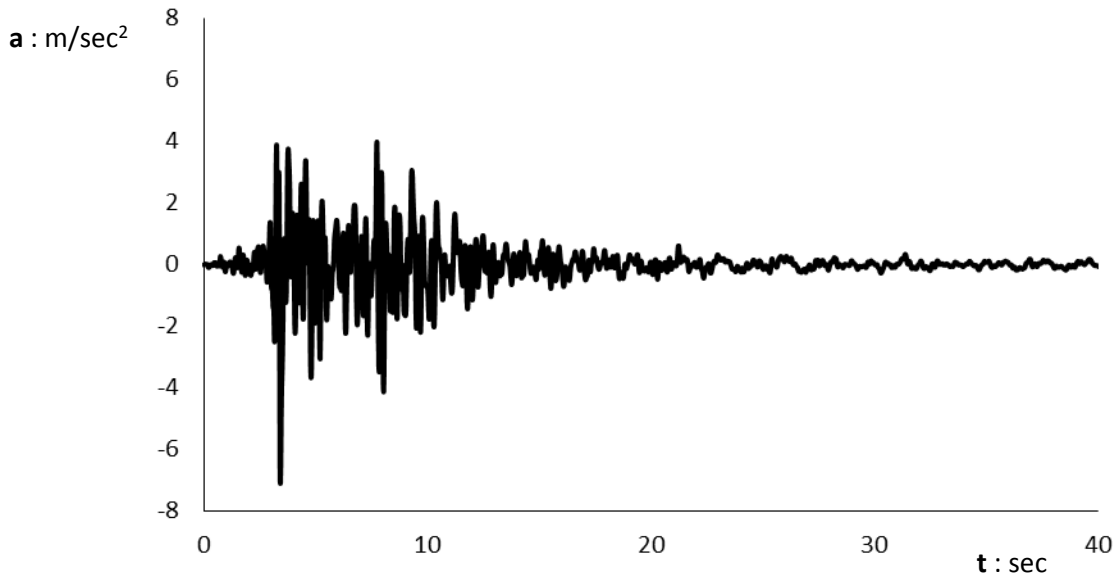


(α)

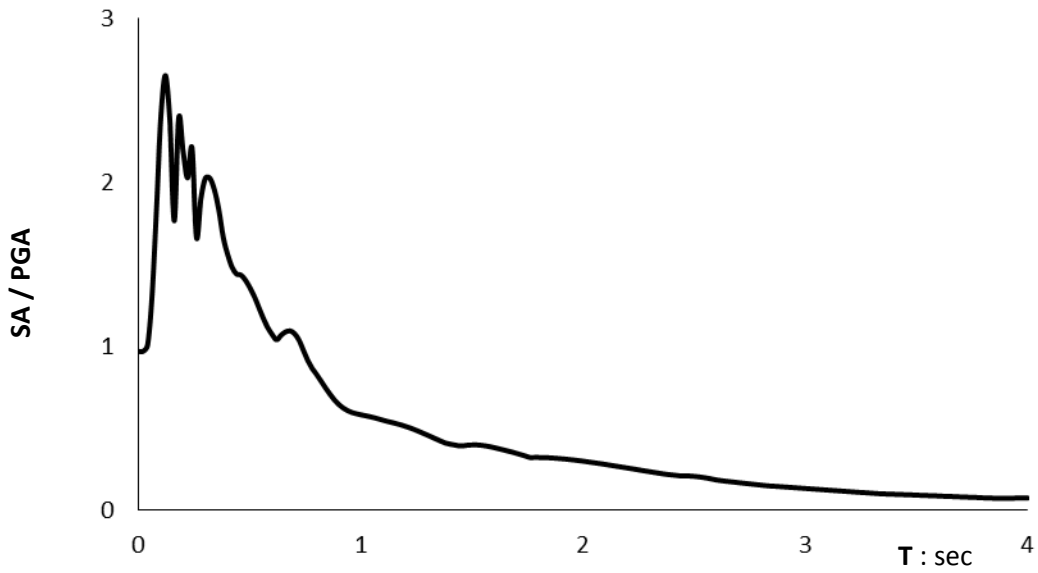


(β)

**Σχήμα 31.** Καταγραφή Erzincan (Τουρκία, 1992) : (α) χρονοϊστορία επιταχύνσεων και (β) ελαστικό φάσμα σε όρους SA/PGA.

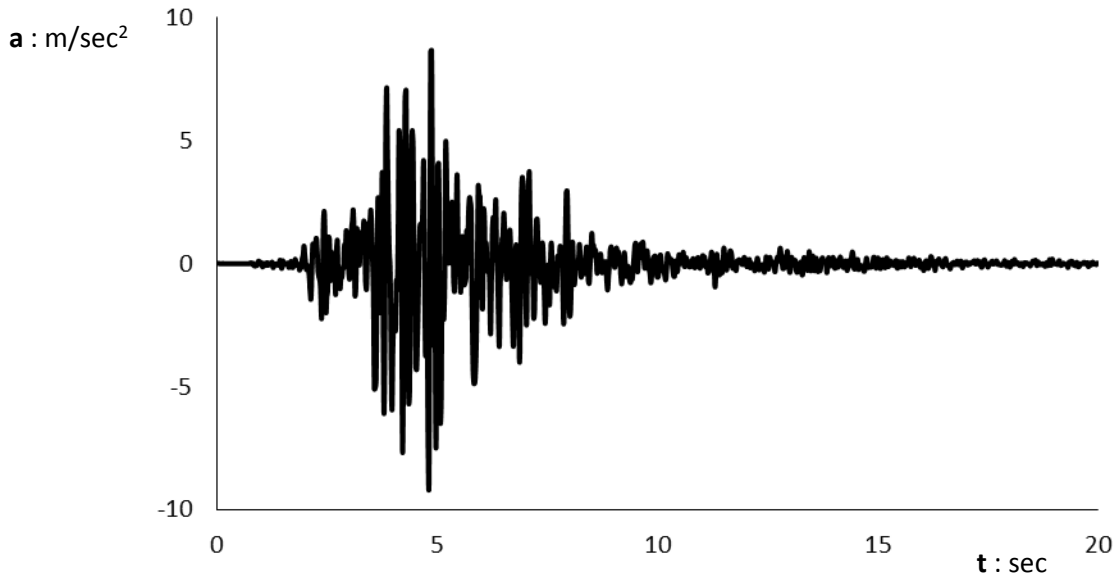


(α)

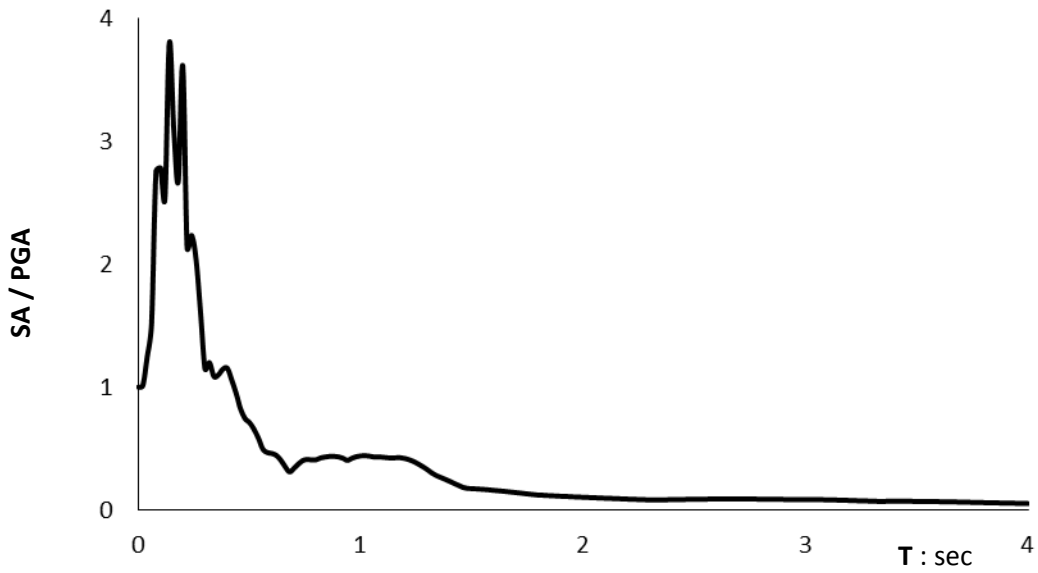


(β)

**Σχήμα 32.** Καταγραφή Sepulveda VA Hospital (Northridge, 1994) : (α) χρονοϊστορία επιταχύνσεων και (β) ελαστικό φάσμα σε όρους SA/PGA.

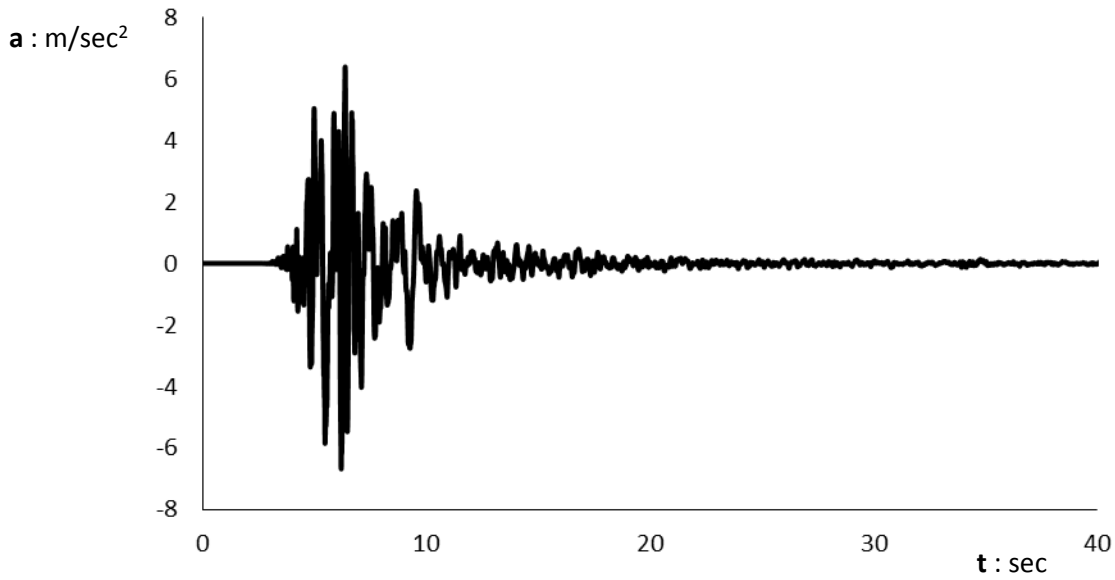


(α)

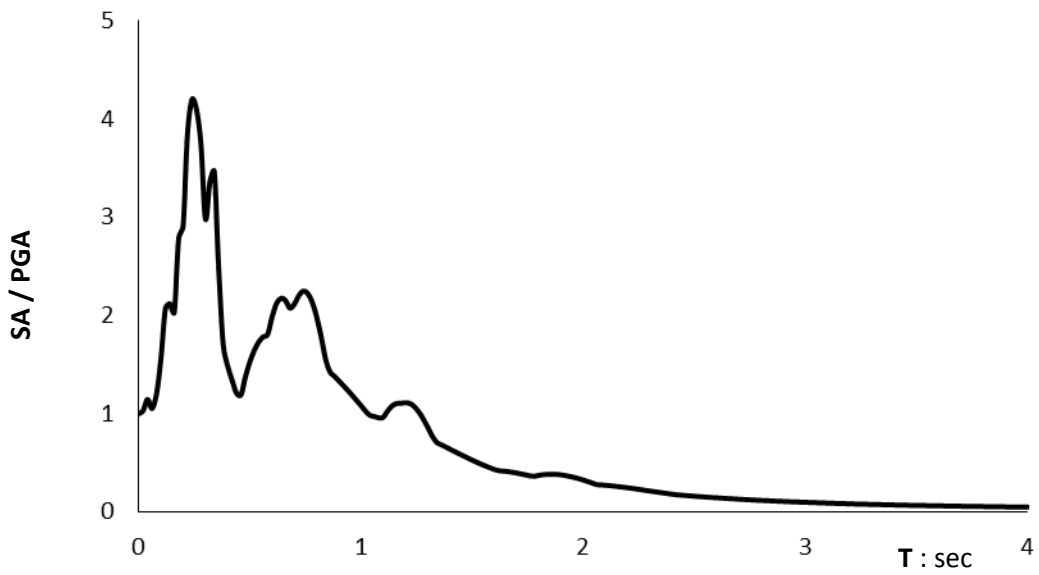


(β)

**Σχήμα 33.** Καταγραφή LPCC (Christchurch, 2011) : (α) χρονοϊστορία επιταχύνσεων και (β) ελαστικό φάσμα σε όρους SA/PGA.



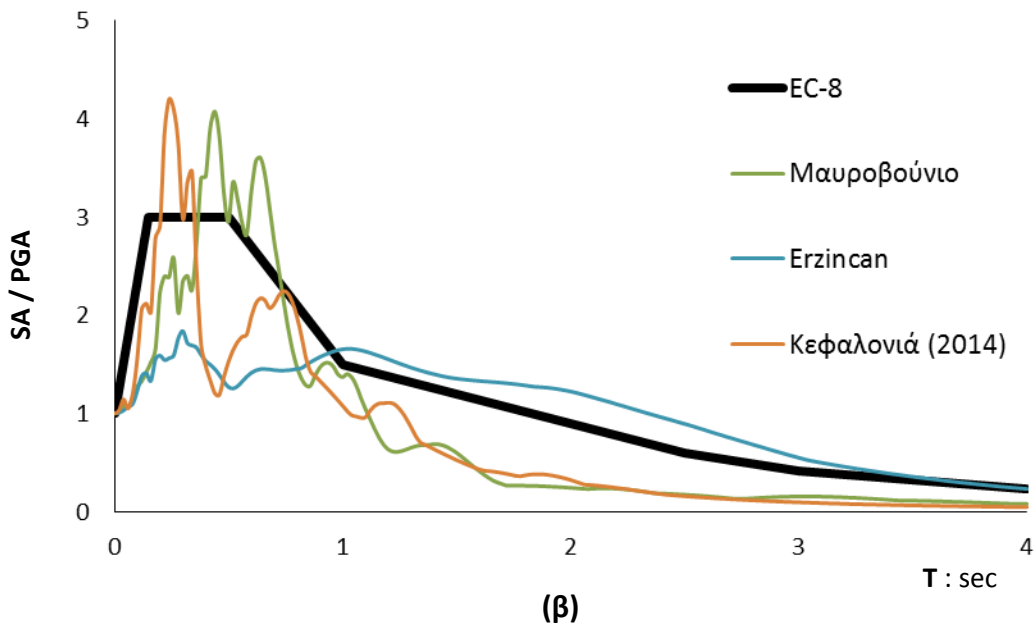
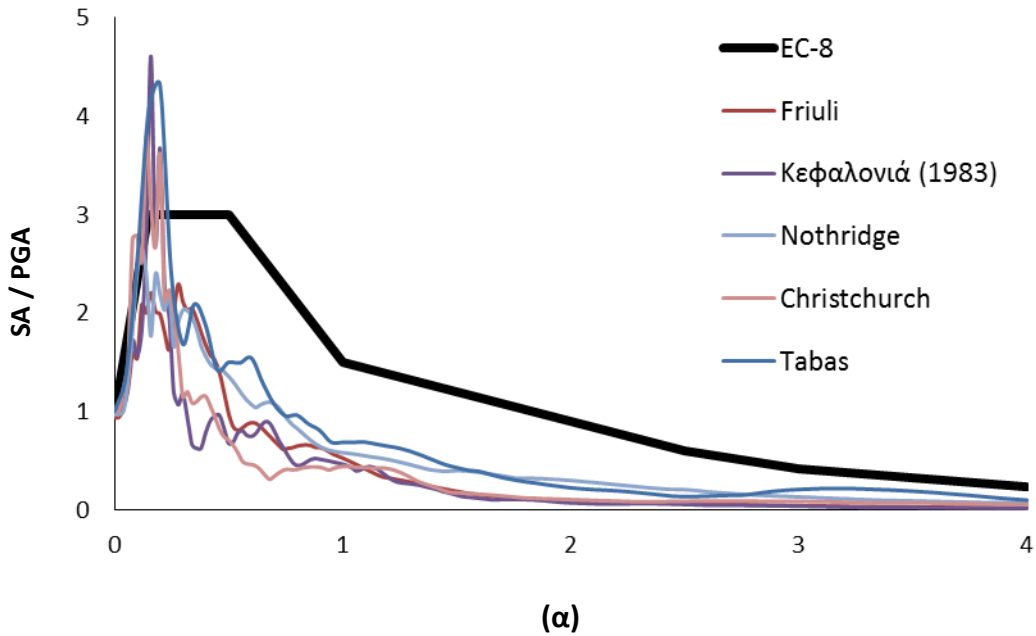
(α)



(β)

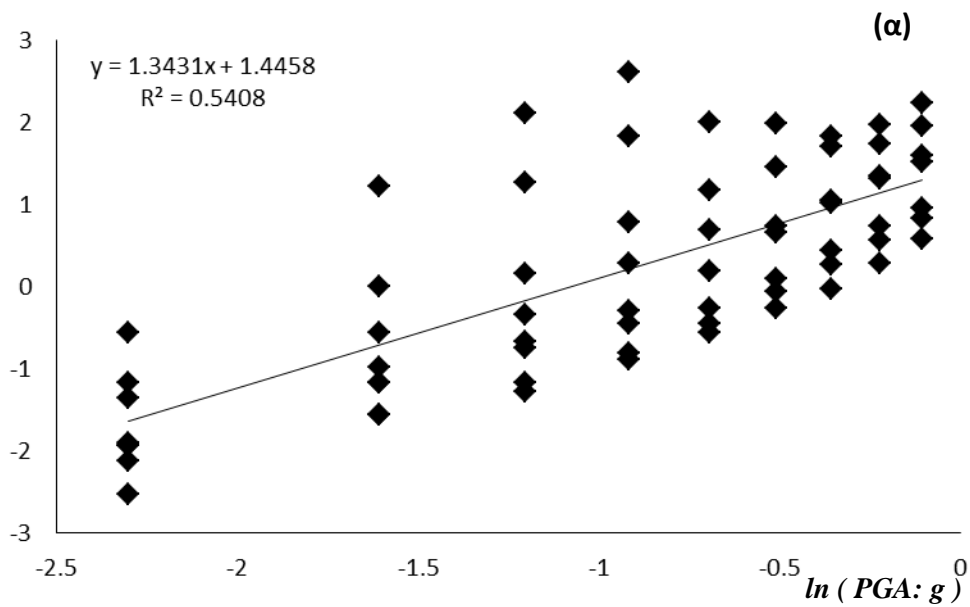
**Σχήμα 34.** Καταγραφή Χαβριάτα (Κεφαλονιά, 2014) : (α) χρονιοίστορία επιταχύνσεων και (β) ελαστικό φάσμα σε όρους SA/PGA.



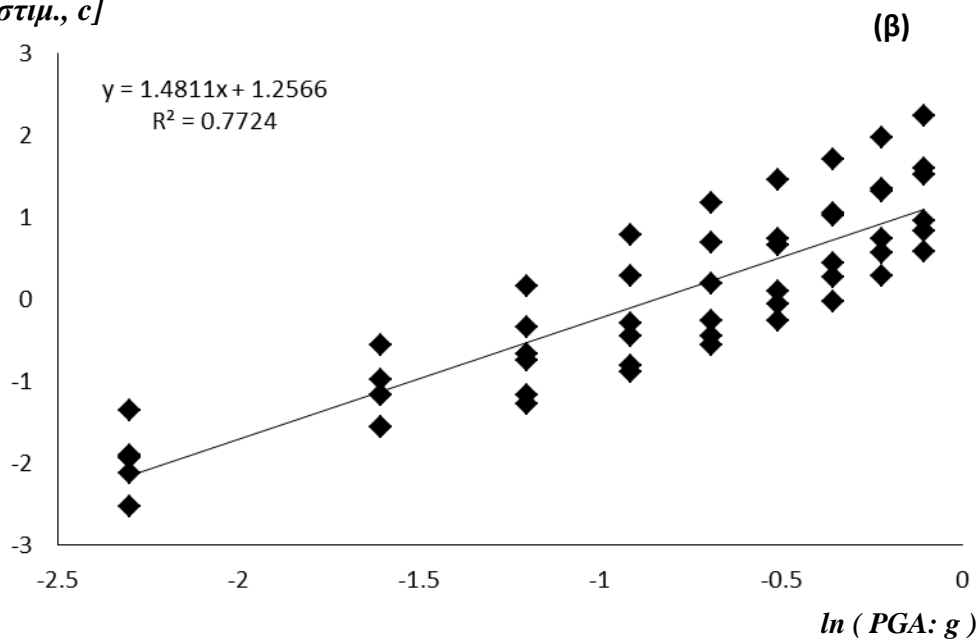


**Σχήμα 35.** Κανονικοποιημένα ελαστικά φάσματα των επιλεχθέντων σεισμικών σεναρίων (σε όρους  $SA / PGA$ ) για υψίσυχνες **(α)** και μεγαλοπερίοδες **(β)** σεισμικές καταγραφές, σύγκριση με το αδιαστατοποιημένο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του EC-8 ( $\alpha=1$ ,  $a_g=0.36g$  και έδαφος τύπου B).

$\ln$  [απαιτ. πλαστιμ., c]

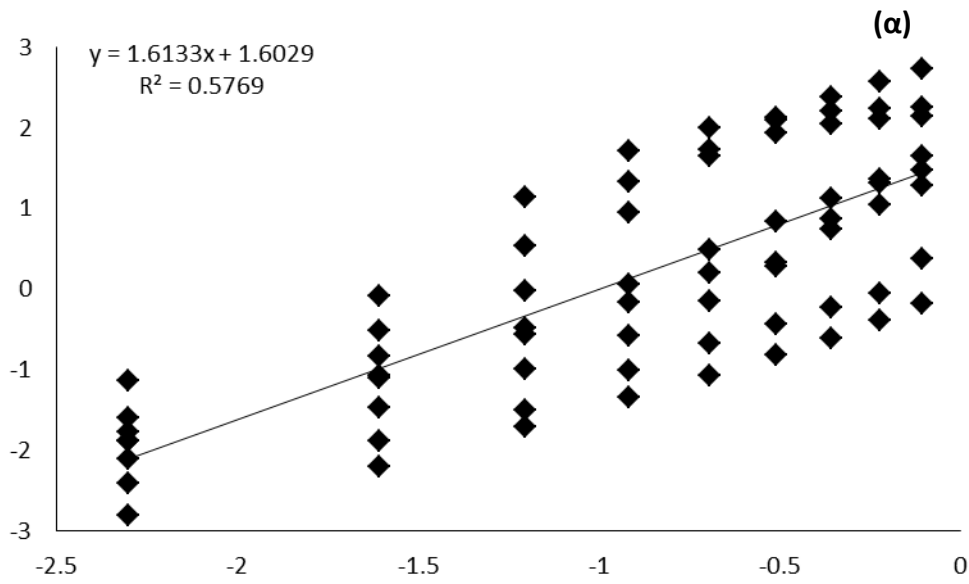


$\ln$  [απαιτ. πλαστιμ., c]

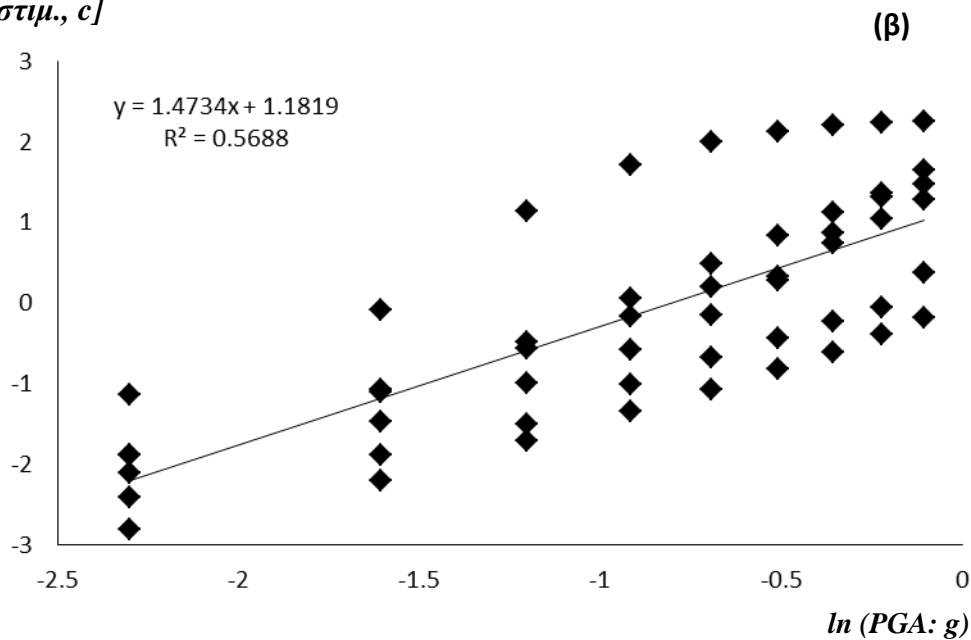


**Σχήμα 36.** Κατανομή απαιτούμενης πλαστιμότητας 'τυπικού βάθρου' συναρτήσει της μέγιστης τιμής της επιτάχυνσης διέγερσης : (α) για όλα τα σεισμικά σενάρια και (β) αγνοώντας τα σεισμικά σενάρια που φέρουν εγγύς-πεδίου χαρακτηριστικά (Erzincan και Χαβριάτα).

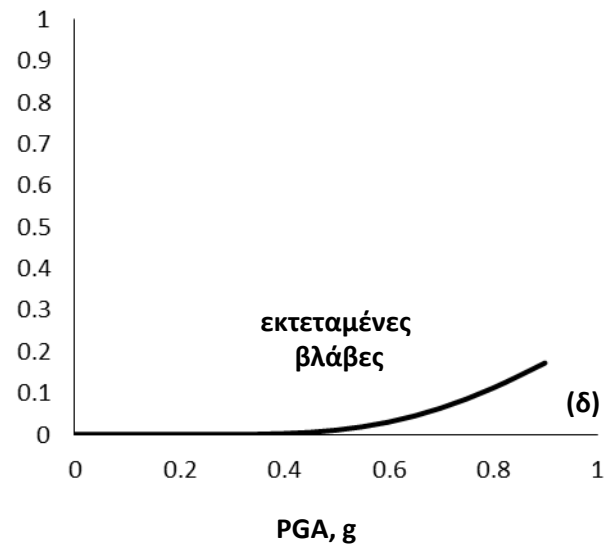
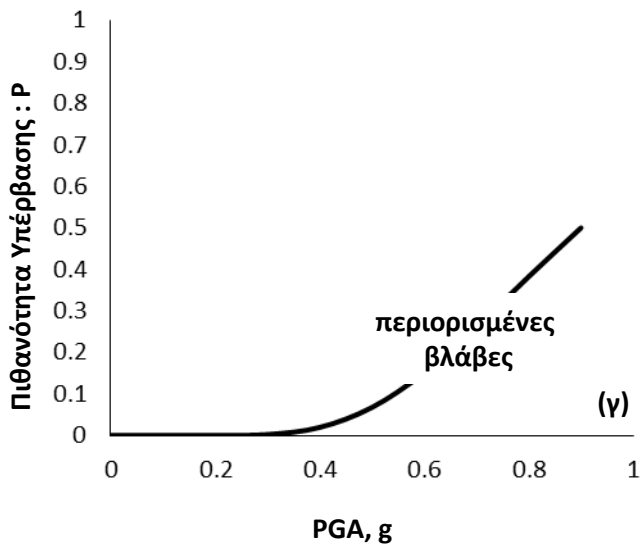
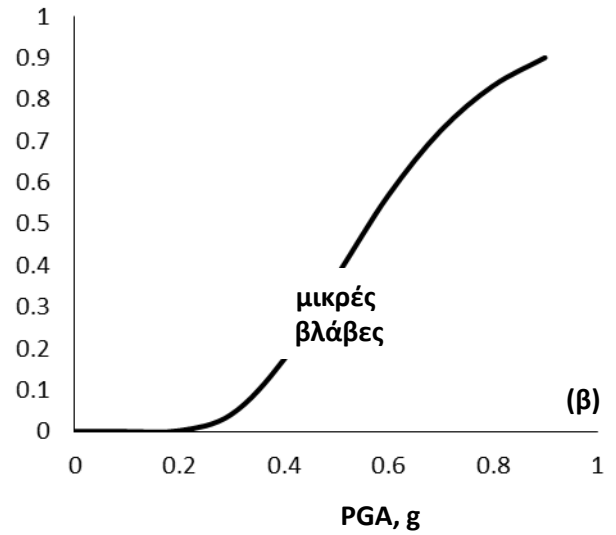
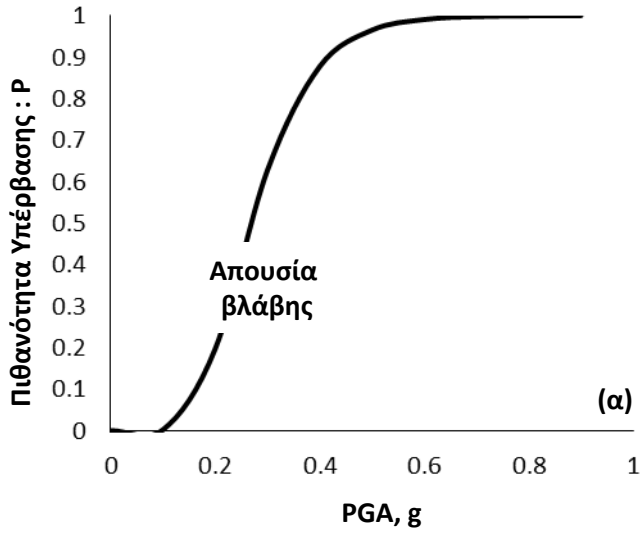
$\ln$  [απαιτ. πλαστιμ., c]



$\ln$  [απαιτ. πλαστιμ., c]

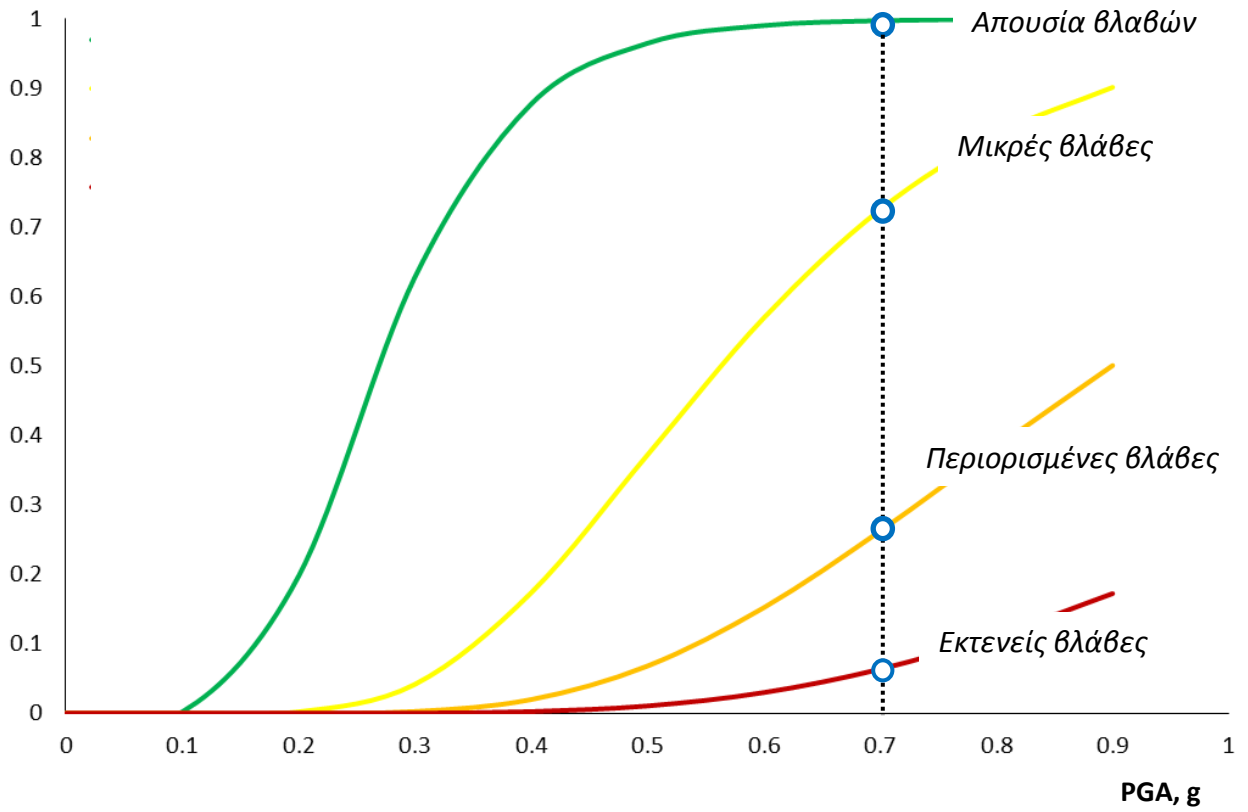


**Σχήμα 37.** Κατανομή απαιτούμενης πλαστιμότητας υβριδικού συστήματος 'τυπικού βάρους' συναρτήσει της μέγιστης τιμής της επιτάχυνσης διέγερσης : **(α)** για όλα τα σεισμικά σενάρια και **(β)** αγνοώντας τα σεισμικά σενάρια που φέρουν εγγύς-πεδίου χαρακτηριστικά (Erzincan και Χαβριάτα).

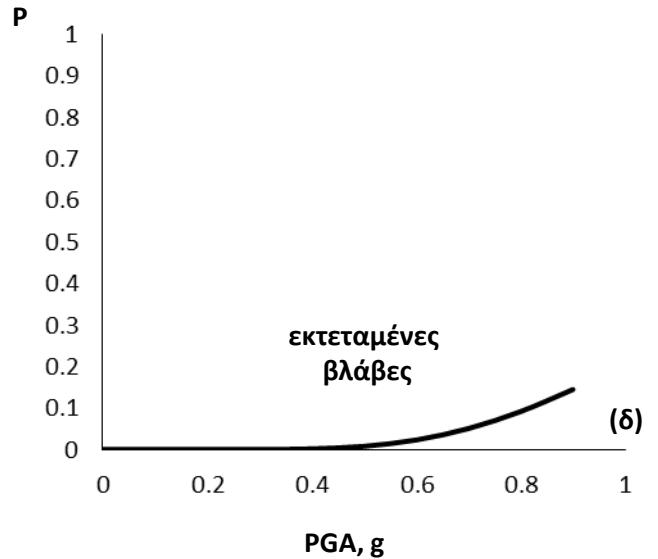
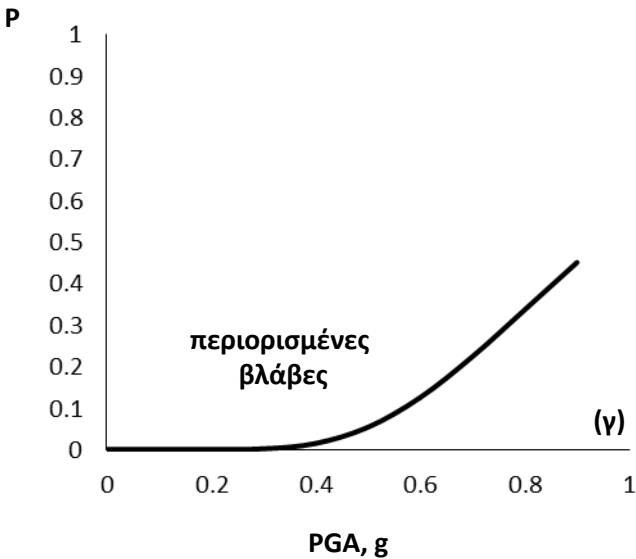
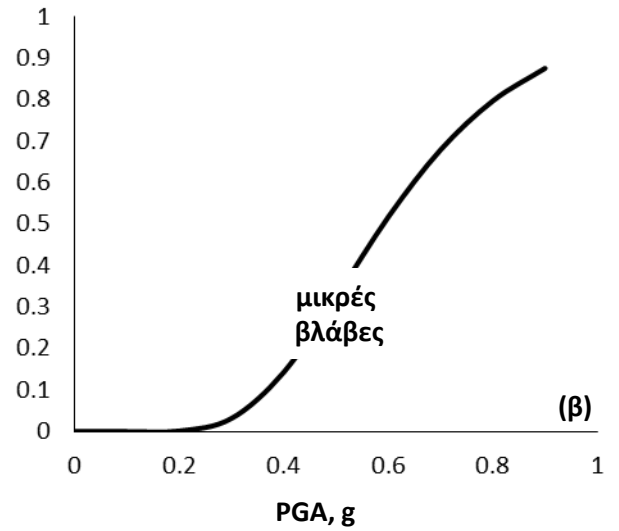
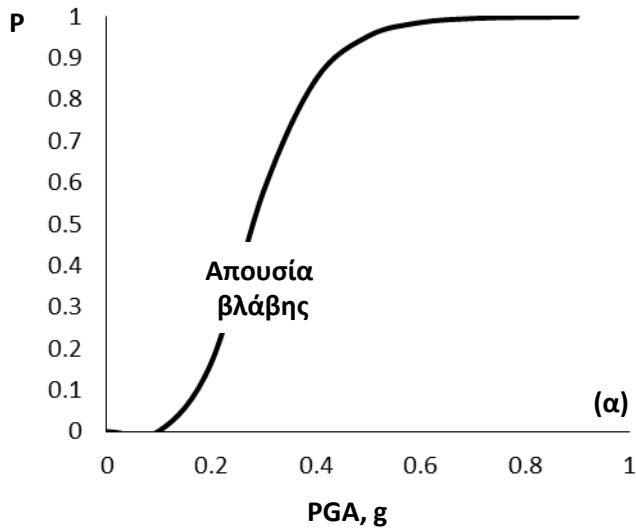


**Σχήμα 38.** Καμπύλες τρωτότητας συμβατικού βάθρου (λειτουργία ανεμπόδιστου προβόλου) για τις 4 (τέσσερις) στάθμες επιτελεσματικότητας : **(α)** απουσία βλαβών (ελαστική απόκριση), **(β)** μικρές βλάβες, **(γ)** περιορισμένες βλάβες και **(δ)** εκτεταμένες βλάβες.

Πιθανότητα Υπέρβασης:  $P$

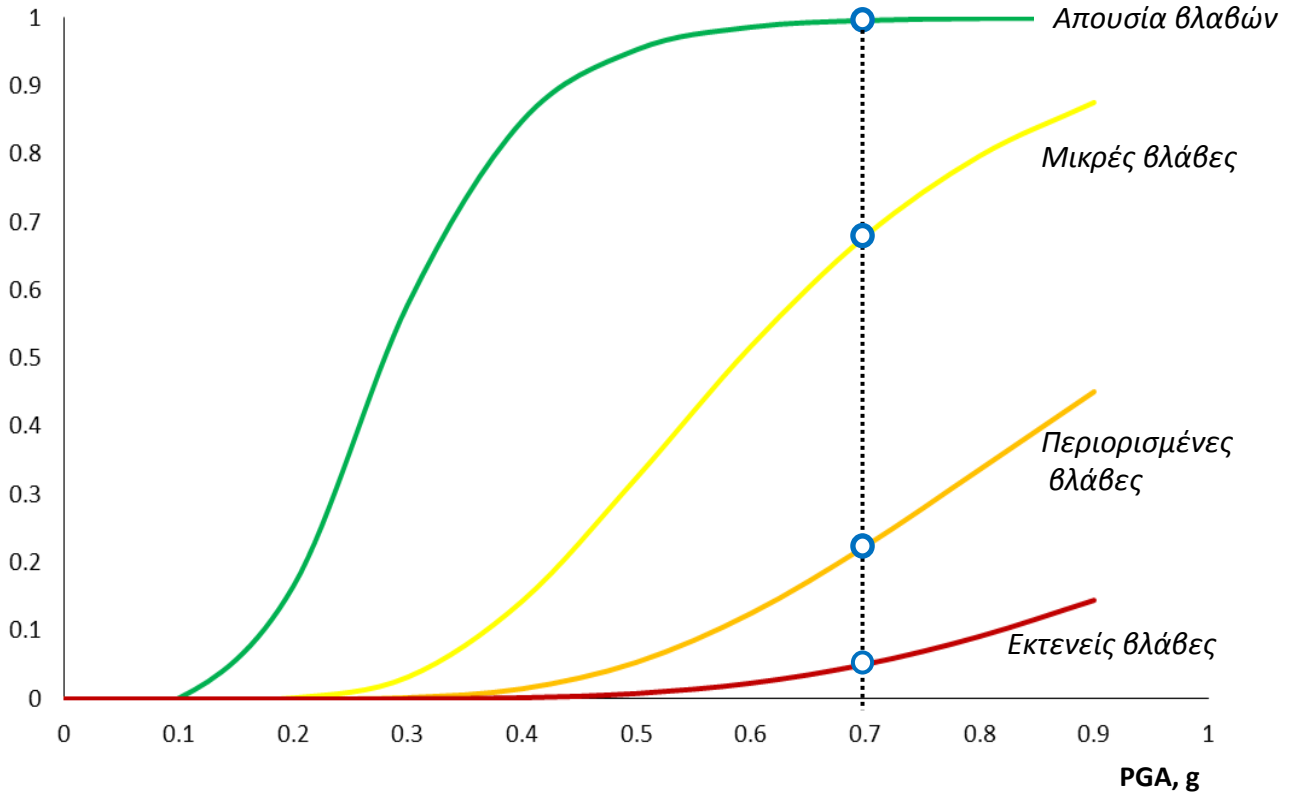


**Σχήμα 39.** Καμπύλες τρωτότητας συμβατικού βάρου (λειτουργία ανεμπόδιστου προβόλου) για τις 4 (τέσσερις) στάθμες επιτελεστικότητας : απουσία βλαβών, μικρές βλάβες, περιορισμένες και εκτεταμένες βλάβες.

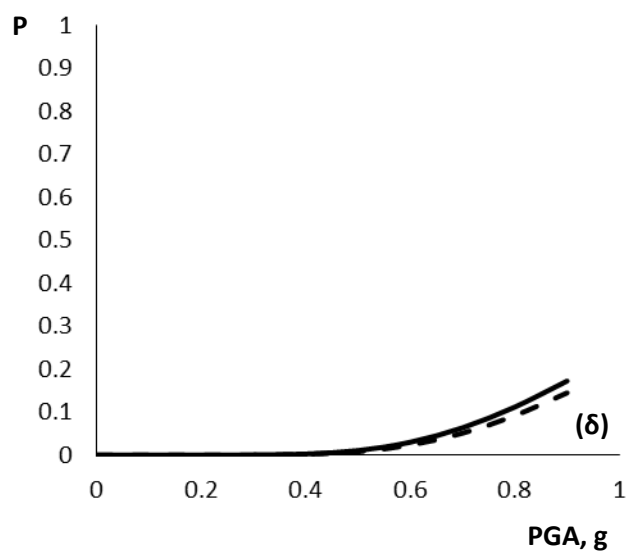
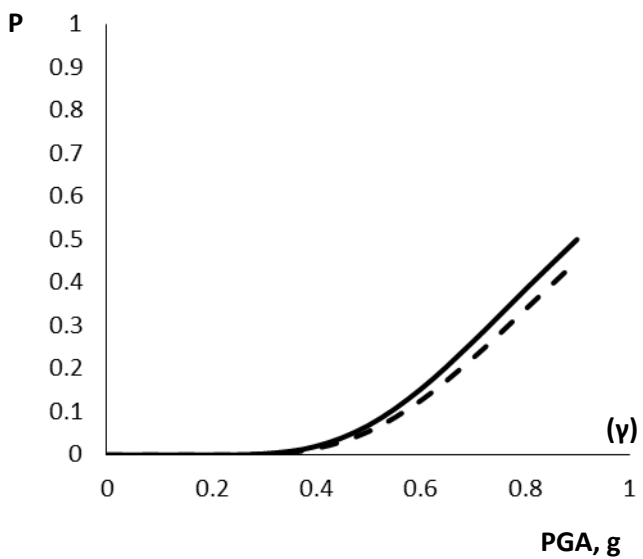
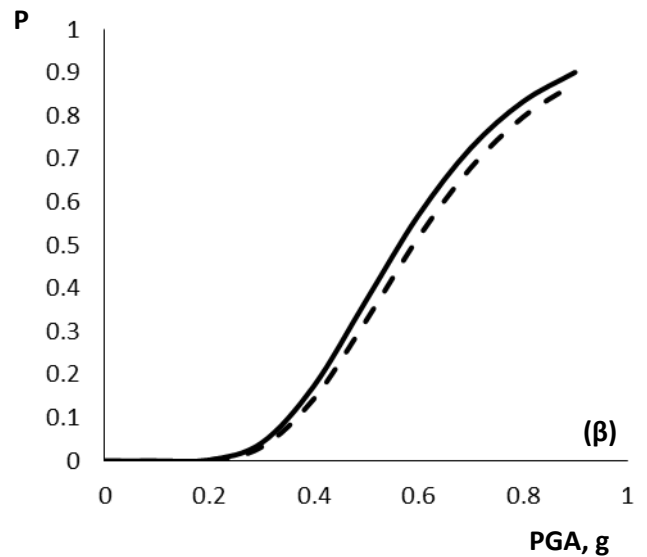
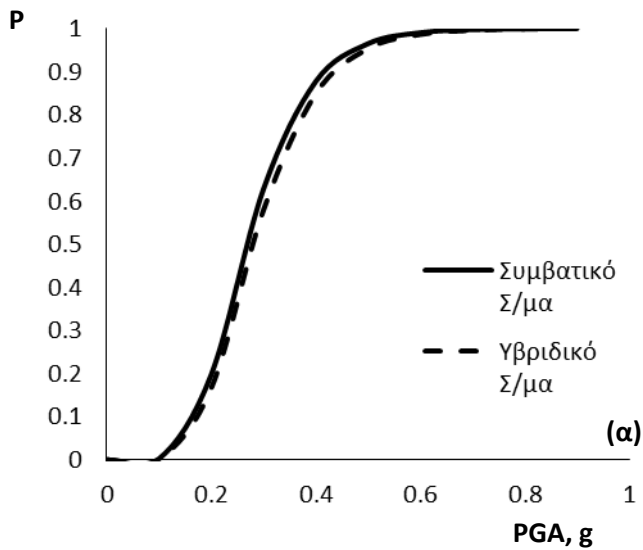


**Σχήμα 40.** Καμπύλες τρωτότητας υβριδικού βάρου (ελατήρια/αποσβεστήρες στην θέση του καταστρώματος) για τις 4 (τέσσερις) στάθμες επιτελεστικότητας : **(α)** απουσία βλαβών (ελαστική απόκριση), **(β)** μικρές βλάβες, **(γ)** περιορισμένες βλάβες και **(δ)** εκτεταμένες βλάβες.

Πιθανότητα Υπέρβασης:  $P$

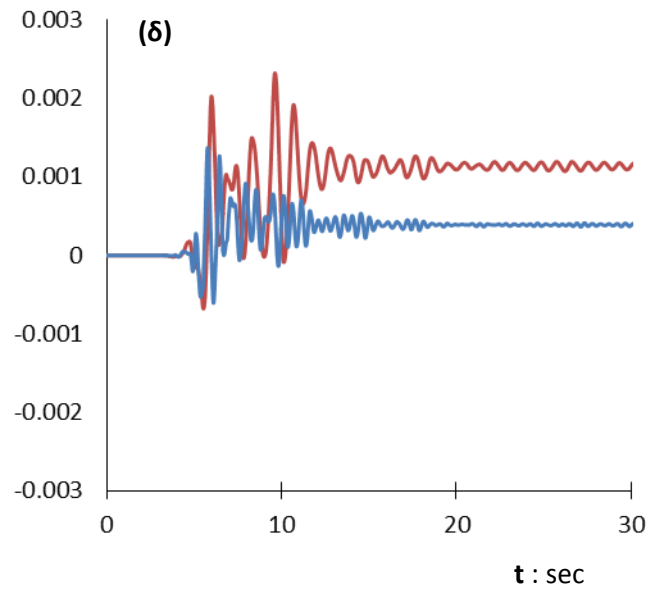
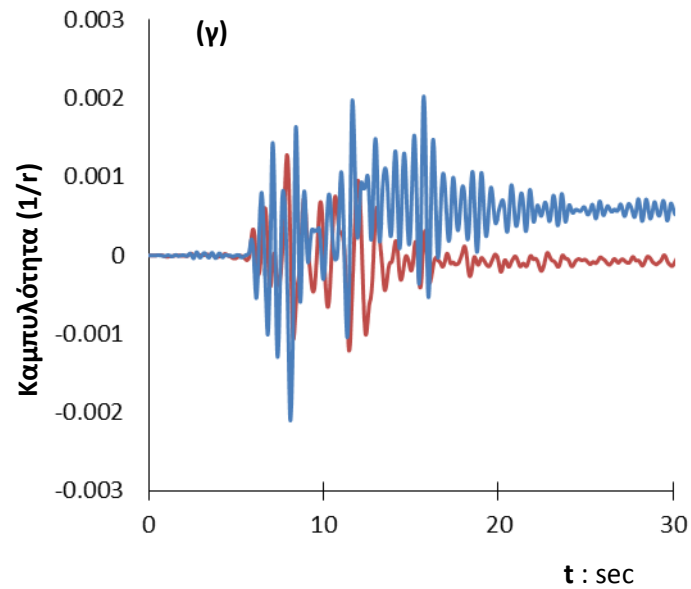
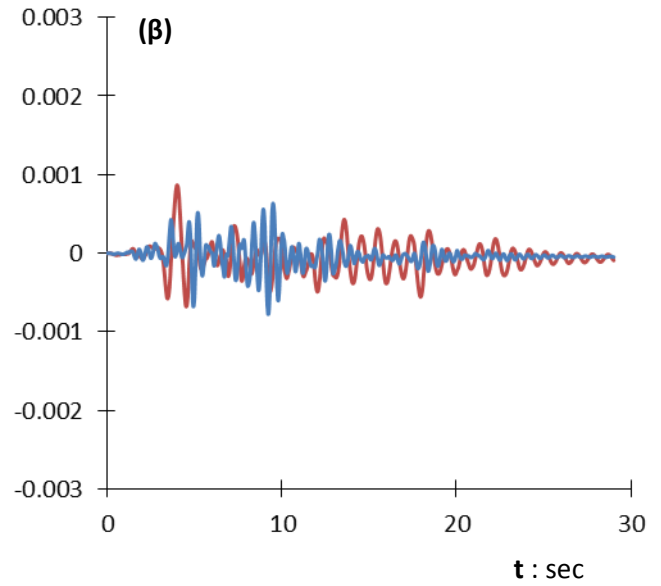
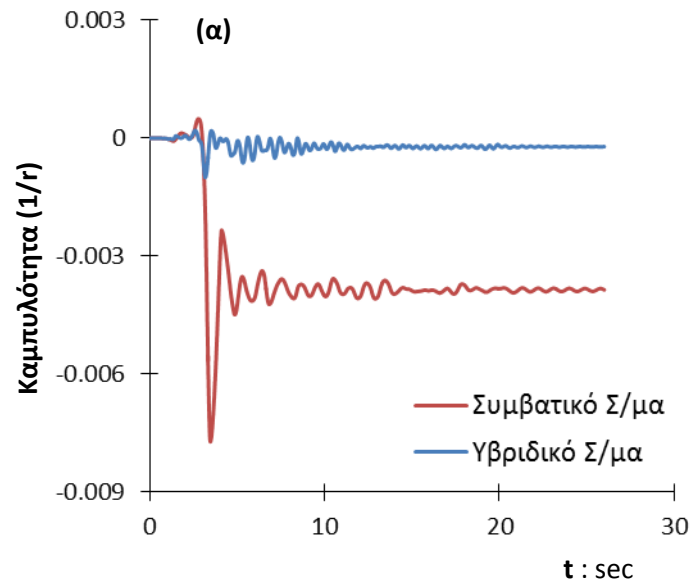


**Σχήμα 41.** Καμπύλες τρωτότητας υβριδικού βάρου (ελατήρια/αποσβεστήρες στην θέση του καταστρώματος) για τις 4 (τέσσερις) στάθμες επιτελεστικότητας : απουσία βλαβών, μικρές βλάβες, περιορισμένες και εκτεταμένες βλάβες.

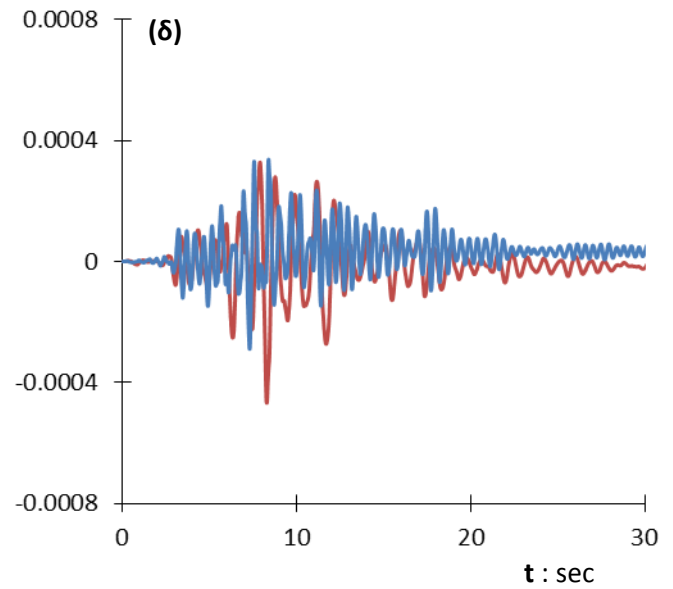
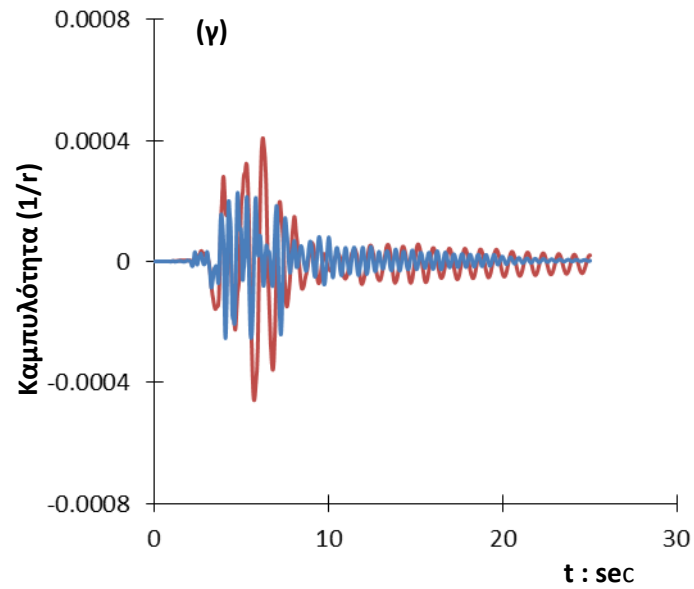
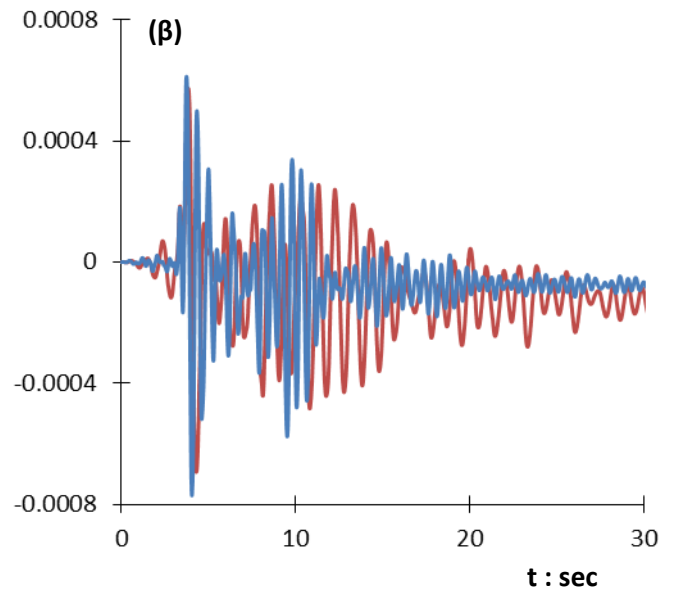
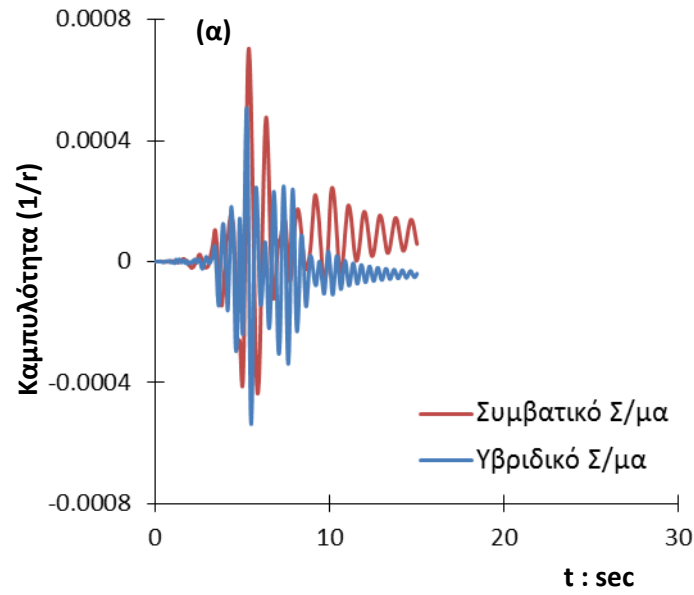


**Σχήμα 42.** Σύγκριση καμπυλών τρωτότητας συμβατικού και υβριδικού βάρου για τις 4 (τεσσερίς) στάθμες επιτελεστικότητας : **(α)** απουσία βλαβών (ελαστική απόκριση), **(β)** μικρές βλάβες, **(γ)** περιορισμένες βλάβες και **(δ)** εκτεταμένες βλάβες.

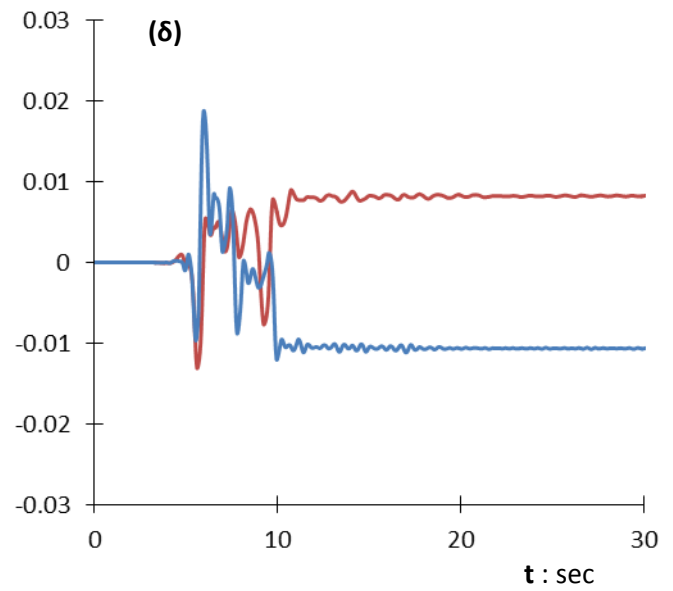
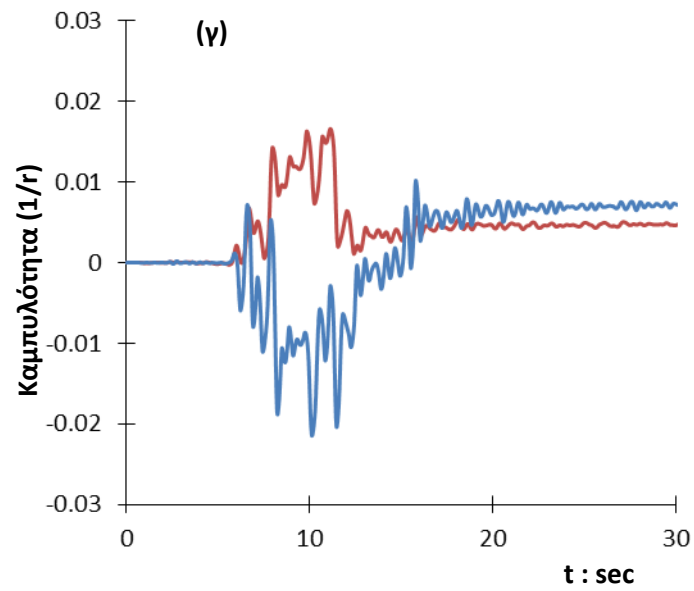
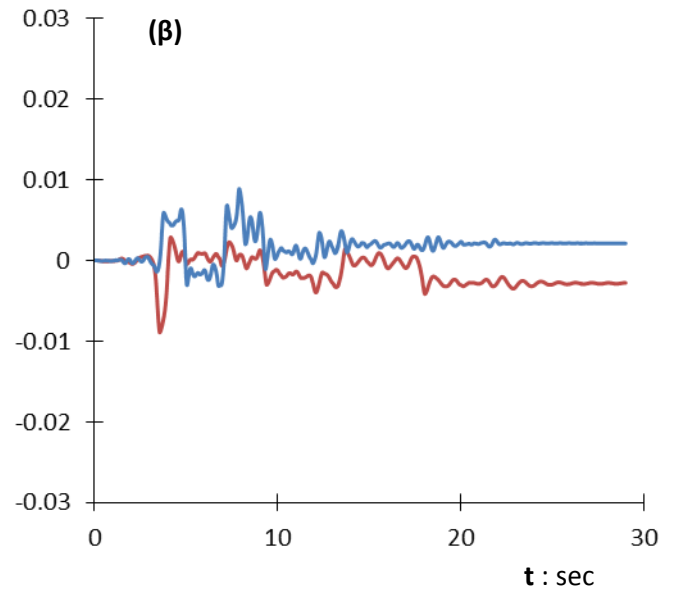
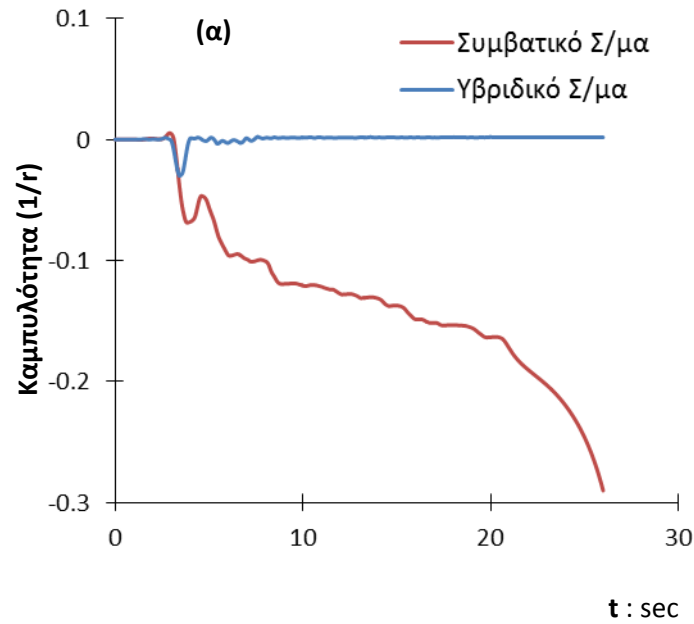




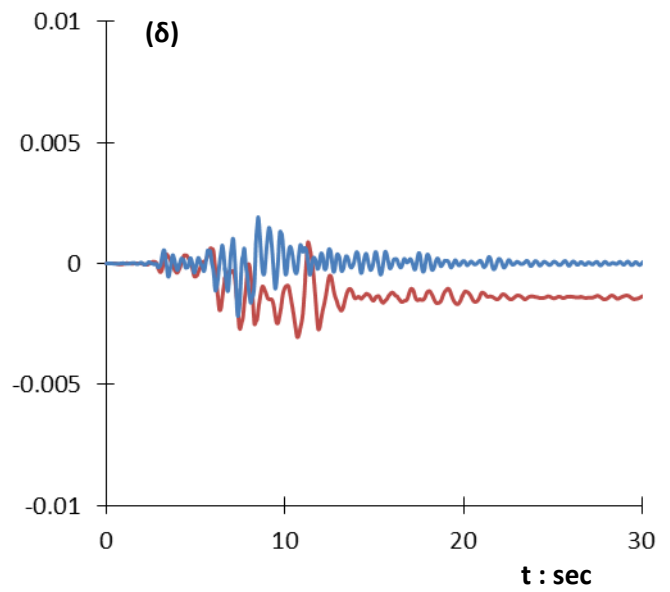
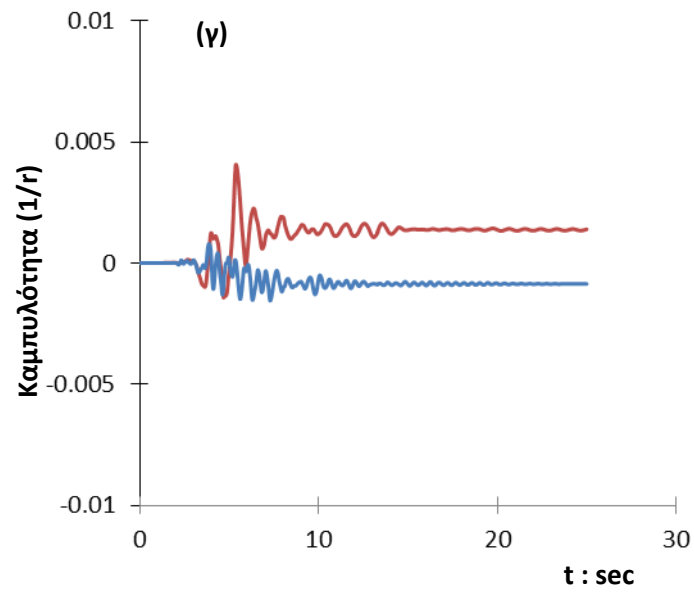
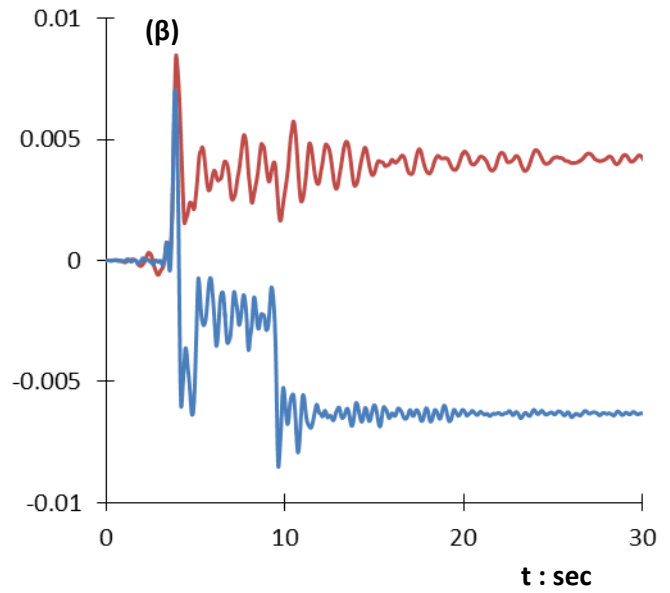
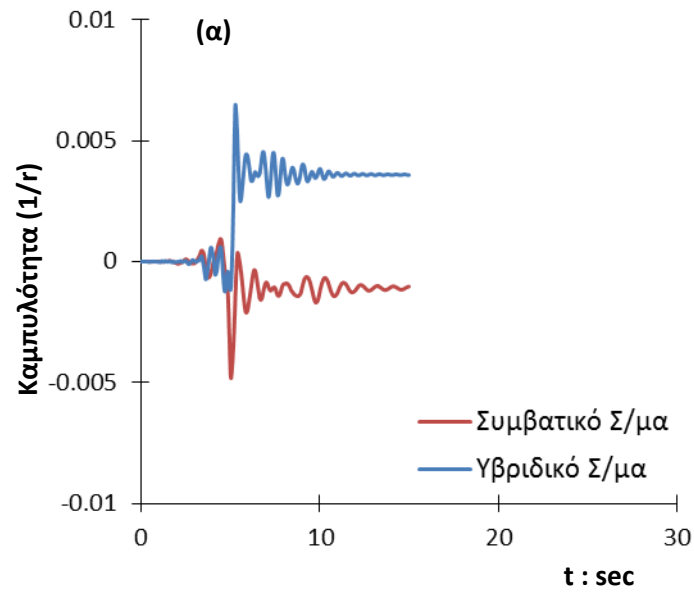
**Σχήμα 43.** Χρονοϊστορία καμπυλοτήτων διατομής με θεώρηση επικλιμάκιας αναγωγής 0.2g στην διέγερση βάσης: **(α)** Erzincan (Τουρκία, 1992), **(β)** Dayhook-LN (Tabas, 1978), **(γ)** Petrovac (Μαυροβούνιο, 1979) και **(δ)** Χαβριάτα (Κεφαλονιά, 2014).



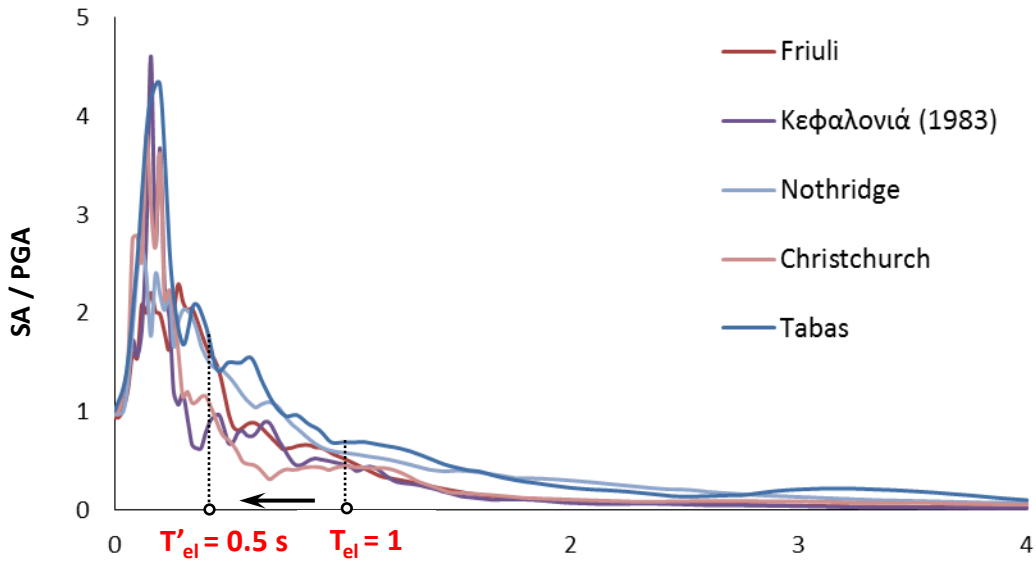
**Σχήμα 44.** Χρονοϊστορία καμπυλοτήτων διατομής με θεώρηση επικλιμάκιας αναγωγής 0.2g στην διέγερση βάσης: **(α)** Breginj (Friuli, 1976), **(β)** Sepulveda VA Hospital (Northridge, 1994), **(γ)** LPCC (Christchurch, 2011) και **(δ)** Αργοστόλι-ΟΤΕ (Κεφαλονιά, 1983).



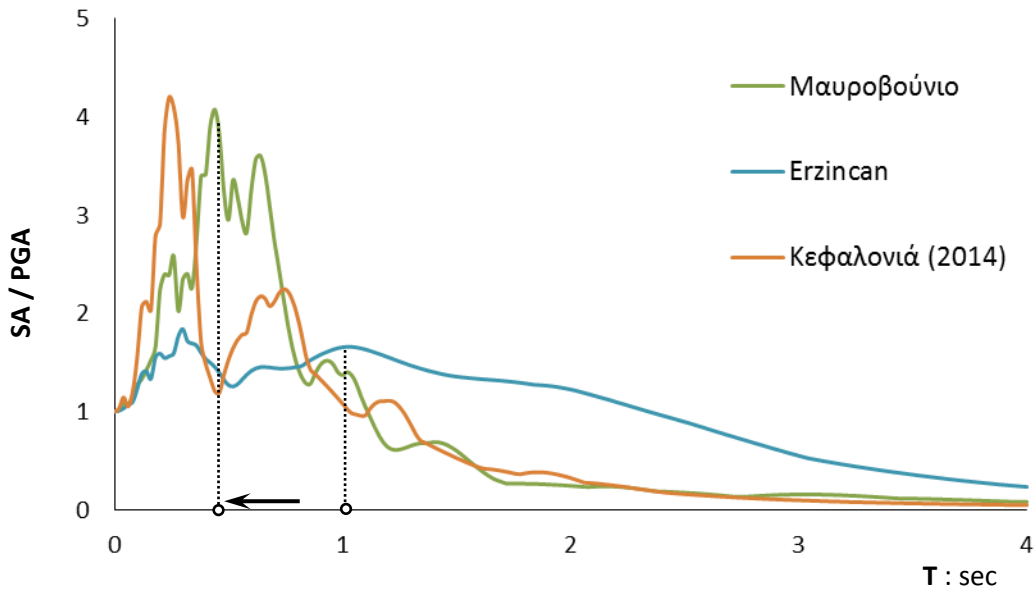
**Σχήμα 45.** Χρονοϊστορία καμπυλοτήτων διατομής με θεώρηση επικλιμάκιας αναγωγής 0.8g στην διέγερση βάσης: **(α)** Erzincan (Τουρκία, 1992), **(β)** Dayhook-LN (Tabas, 1978), **(γ)** Petrovac (Μαυροβούνιο, 1979) και **(δ)** Χαβριάτα (Κεφαλονιά, 2014).



**Σχήμα 46.** Χρονοϊστορία καμπυλοτήτων διατομής με θεώρηση επικλιμάκιας αναγωγής 0.8g στην διέγερση βάσης: **(α)** Breginj (Friuli, 1976), **(β)** Sepulveda VA Hospital (Northridge, 1994), **(γ)** LPCC (Christchurch, 2011) και **(δ)** Αργοστόλι-ΟΤΕ (Κεφαλονιά, 1983).

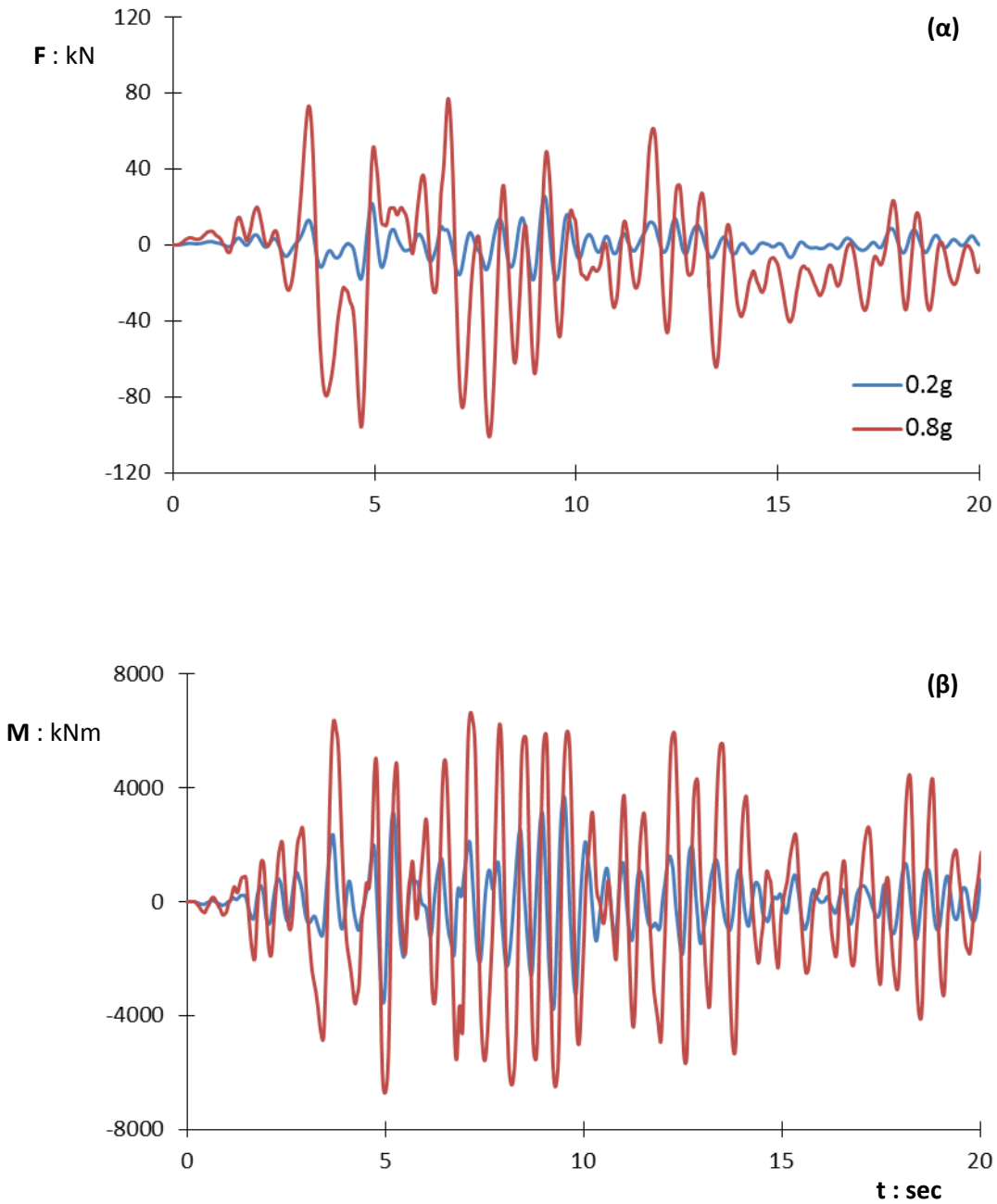


(α)

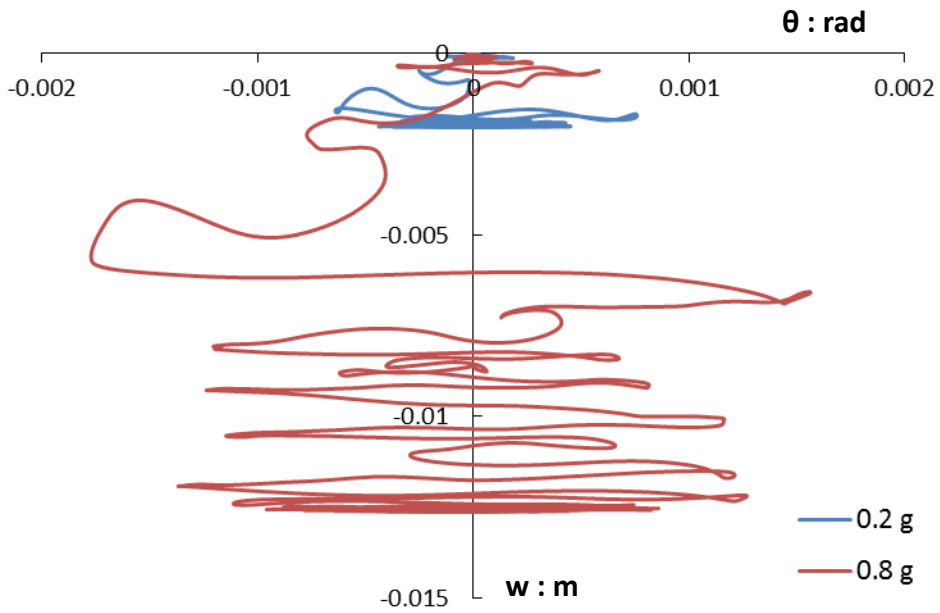


(β)

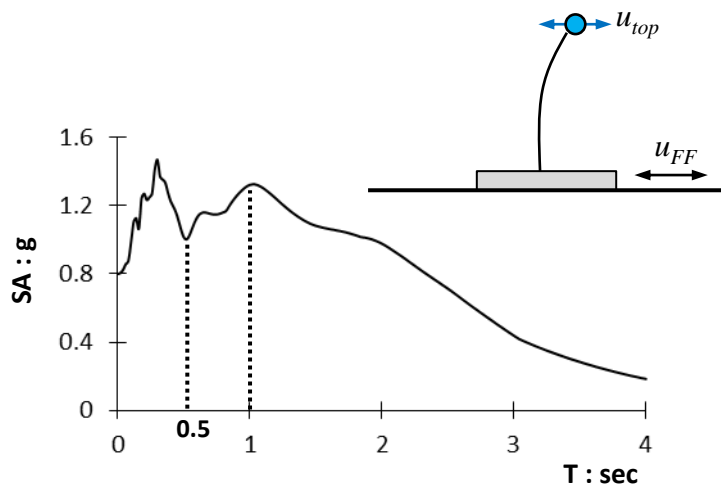
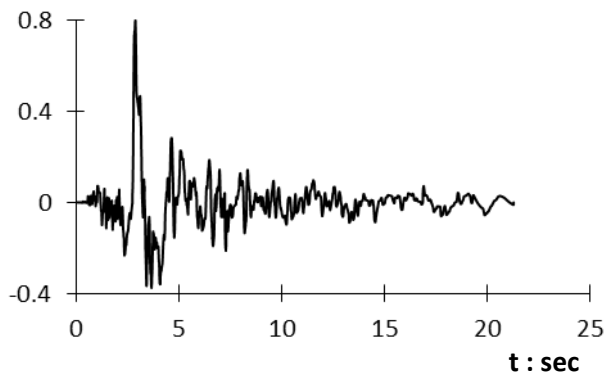
**Σχήμα 47.** Κανονικοποιημένα ελαστικά φάσματα των επιλεχθέντων σεισμικών σεναρίων (σε όρους  $SA / PGA$ ) για υψίσυχρες (**α**) και μεγαλοπερίοδες (**β**) σεισμικές καταγραφές.



**Σχήμα 48.** Χρονοϊστορίες έντασης ελατηρίων υβριδικού συστήματος από το σεισμικό επεισόδιο Dayhook-LN [Tabas, 1978] σε επικλιμάκια αναγωγή 0.2 και 0.8g : **(α)** οριζόντιο και **(β)** στρωφικό ελατήριο.

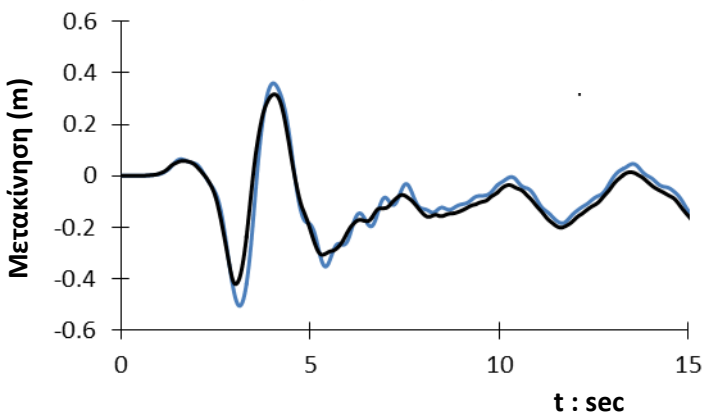


**Σχήμα 49.** Σεισμική απόκριση θεμελίωσης συμβατικού συστήματος 'τυπικού βάθρου' : βρόχοι καθίζησης – στροφής ( $w - \theta$ ) από την καταγραφή Dayhook-LN (Tabas, 1978) σε επικλιμάκια αναγωγή για 0.2g και 0.8 g.

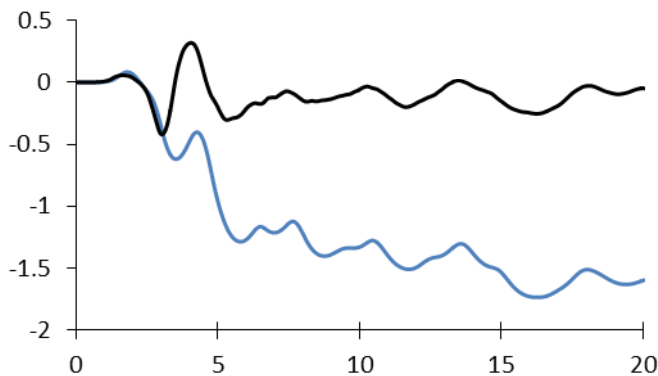


(α)

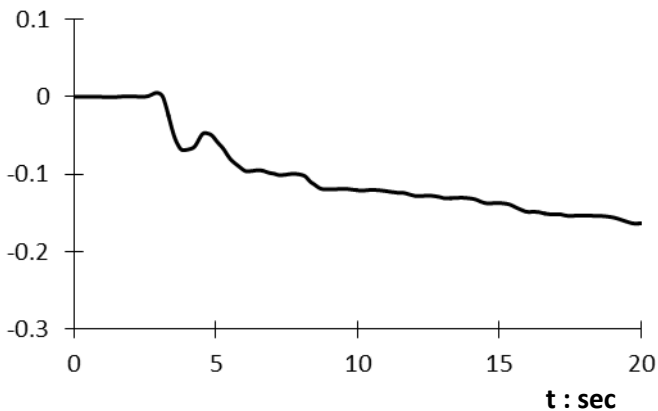
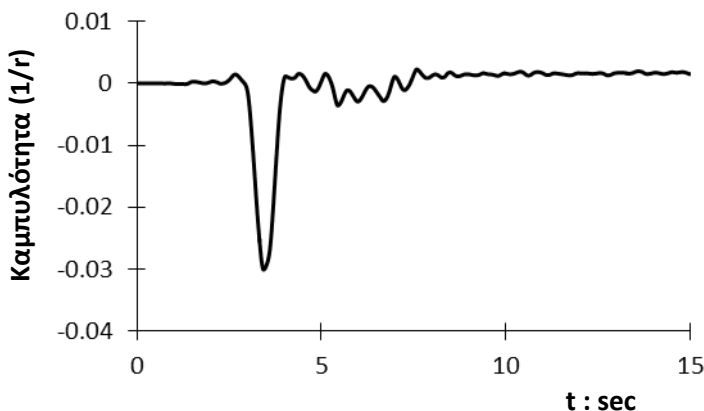
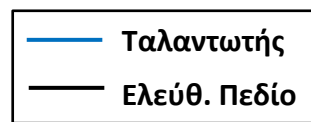
**Υβριδικό Σύστημα**



**Συμβατικό Σύστημα**



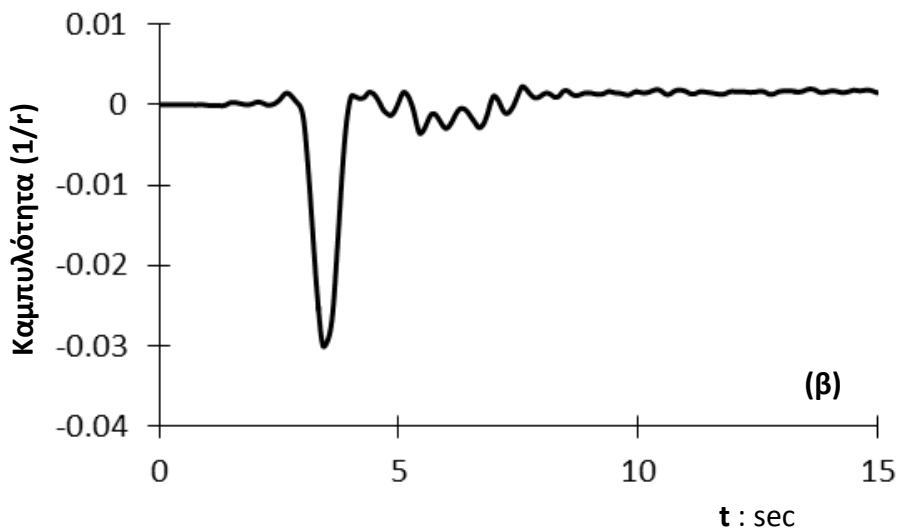
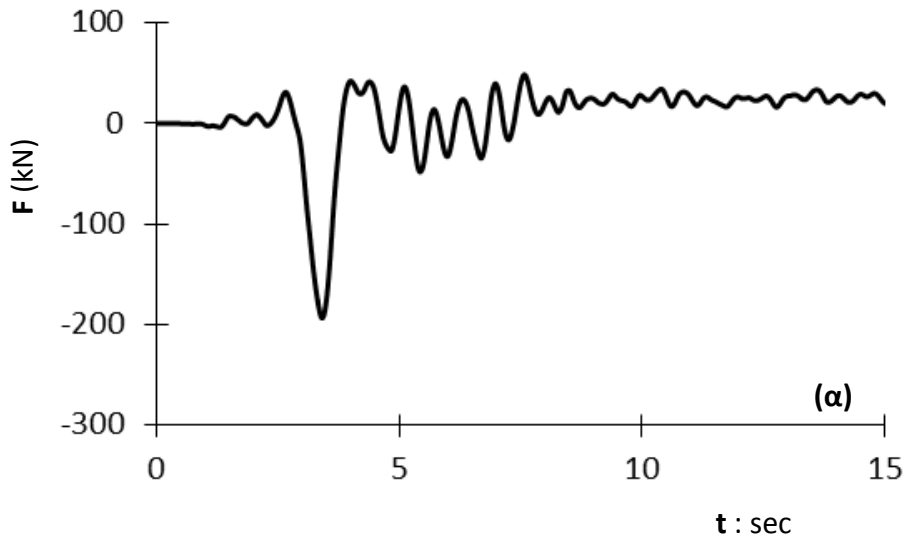
(β)



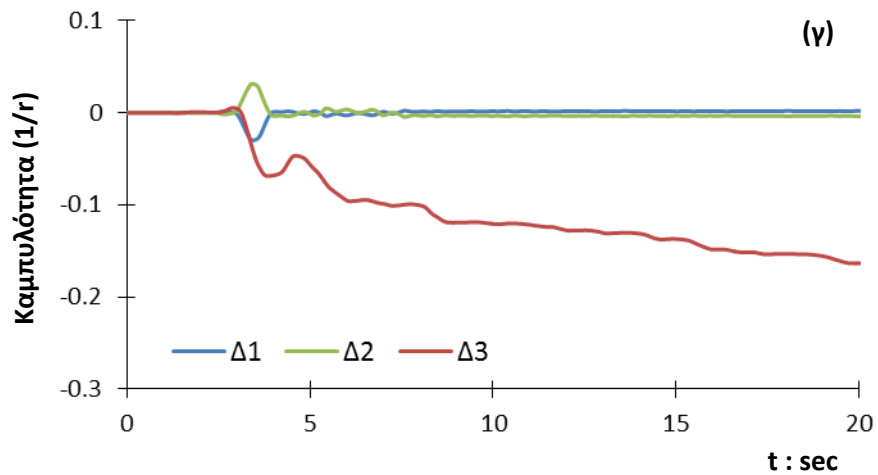
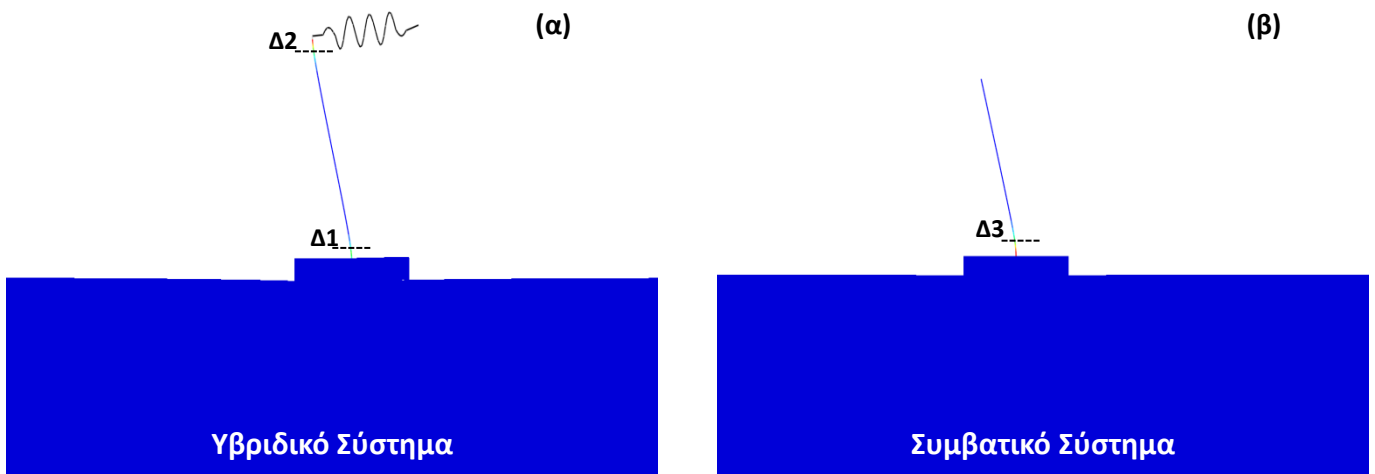
(γ)

**Σχήμα 50.** Σύγκριση της σεισμικής απόκρισης των δύο (2) προσομοιωμάτων υποβαλλομένων στην καταγραφή Erzincan [1992] ανηγμένη σε  $rga = 0.8g$  : (α) χρονοϊστορία και ελαστικό φάσμα διέγερσης, (β) μετακινήσεις στο κέντρο μάζας του ταλαντωτή και στην επιφάνεια του ελεύθερου πεδίου, (γ) χρονοϊστορία καμπυλοτήτων στη βάση των δύο βάθρων.

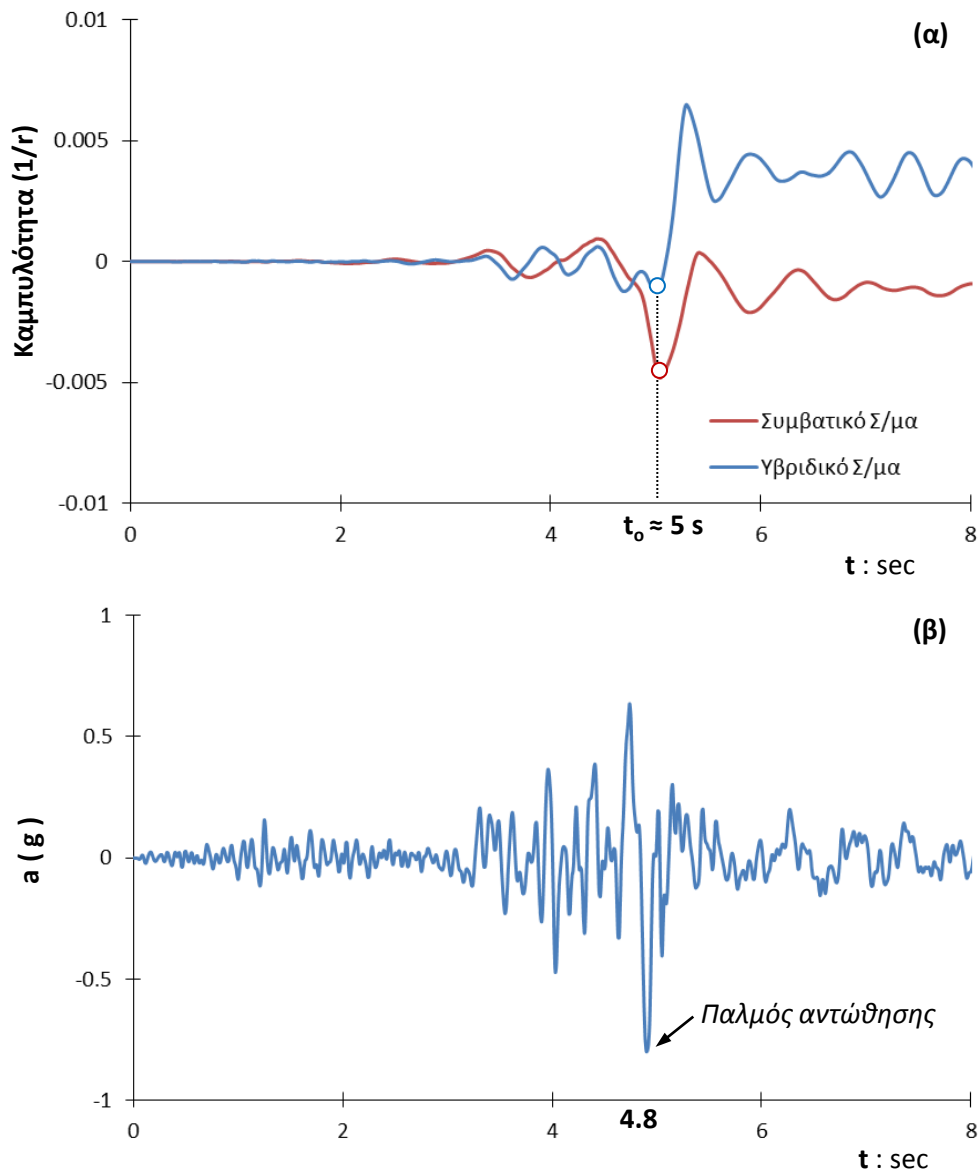




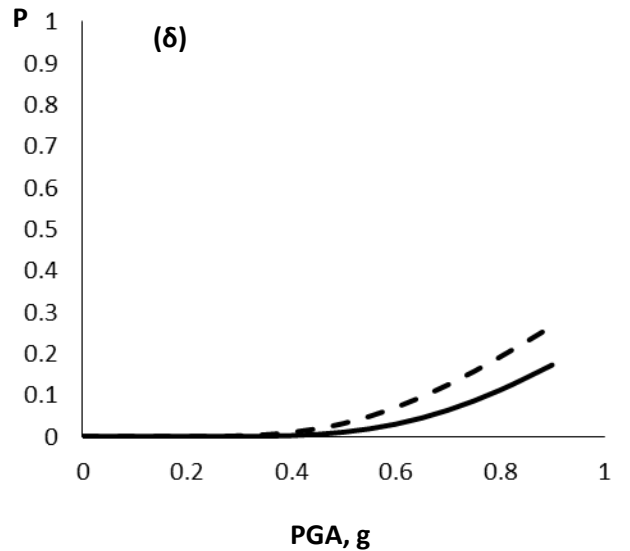
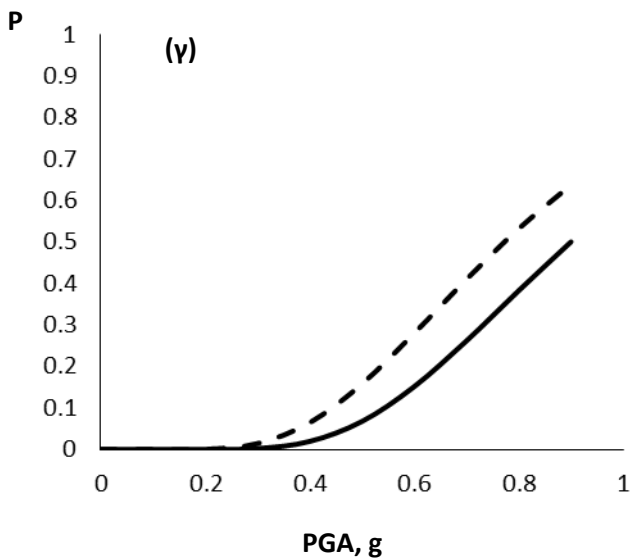
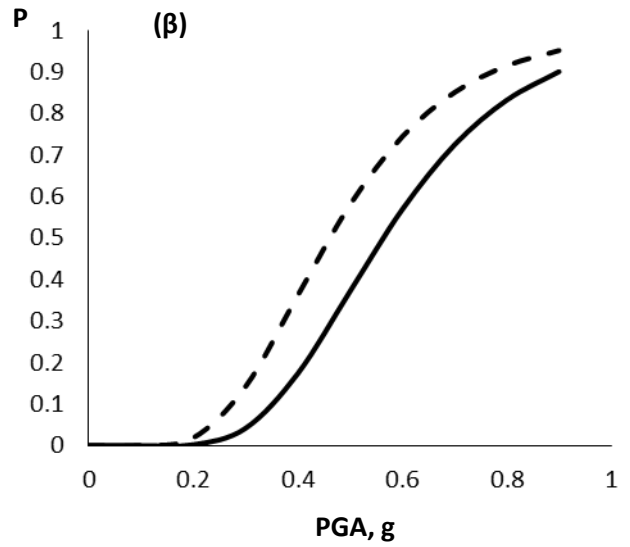
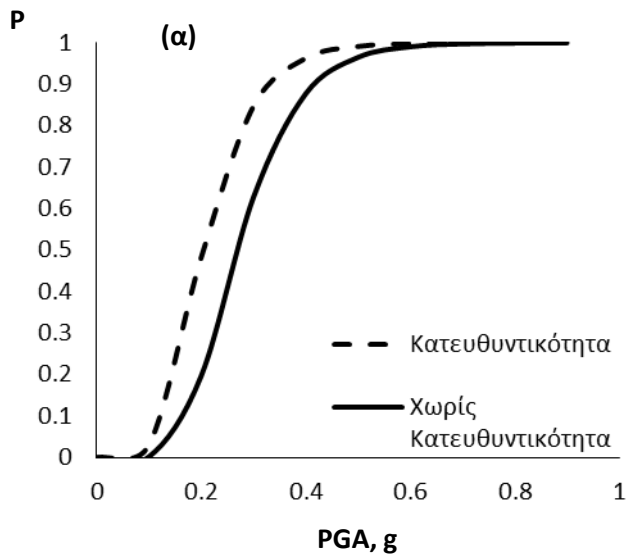
**Σχήμα 51.** Ο ευεργετικός ρόλος της προσομοίωσης της δυσκαμψίας των εφεδράνων στην σεισμική απόκριση του βάρου: χρονοϊστορία **(α)** δύναμης επαναφοράς ελατηρίου και **(β)** καμπυλότητας στη βάση του βάρου.



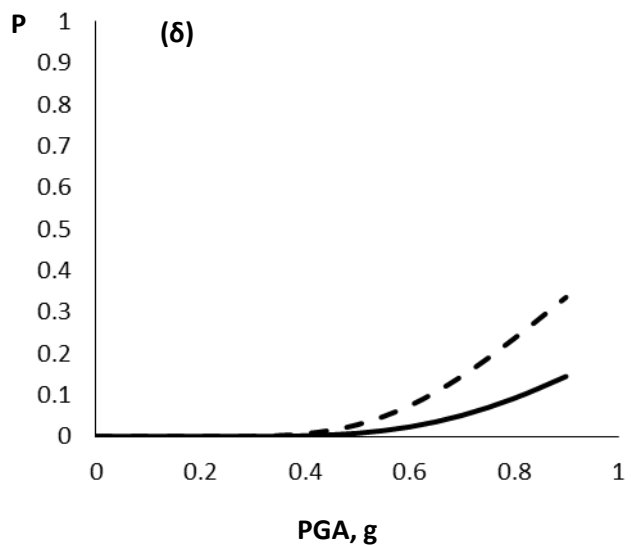
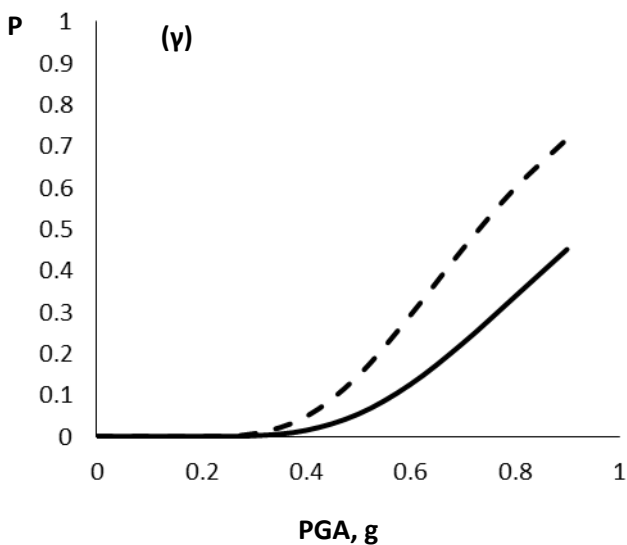
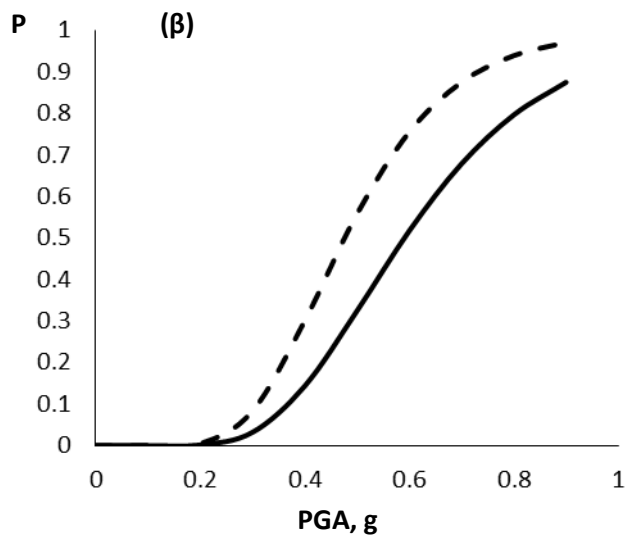
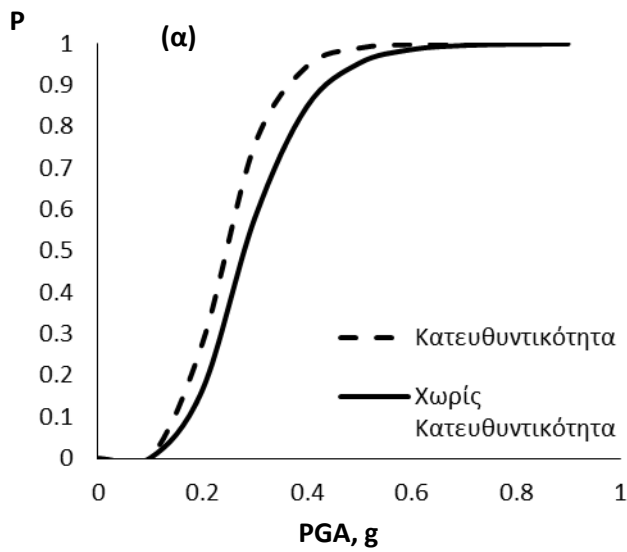
**Σχήμα 52.** Στιγμιότυπα σεισμικής απόκρισης **(α)** υβριδικού και **(β)** συμβατικού συστήματος, υποβαλλόμενα στη καταγραφή Erzincan [1992] ανηγμένη σε  $pga = 0.8g$ . **(γ)** Χρονοϊστορία καμπυλοτήτων επί των διατομών Δ1 και Δ2 (διατομές στην βάση και στην κορυφή του υβριδικού προσομοιώματος αντιστοίχως) και Δ3 (διατομή βάσης συμβατικού βάθρου).



**Σχήμα 53.** Σεισμική απόκριση στην μεγεθυμένη καταγραφή Friuli [1976] : (α) χρονοϊστορία καμπυλοτήτων (1/r) στην βάση του βάθρου του υβριδικού και συμβατικού συστήματος και (β) χρονοϊστορία διέγερσης ελευθέρου πεδίου.



**Σχήμα 54.** Σύγκριση καμπυλών τρωτότητας ‘τυπικού βάρους’ (συμβατική προσομοίωση) για τα 4 (τέσσερα) επίπεδα επιτελεστικότητας λαμβάνοντας υπόψη (μαύρη διακεκομμένη γραμμή) και αγνοώντας (συνεχής γραμμή) τα σεισμικά σενάρια με χαρακτηριστικά κατευθυντικότητας : **(α)** απουσία βλαβών, **(β)** μικρές βλάβες, **(γ)** περιορισμένες βλάβες και **(δ)** εκτεταμένες βλάβες.



**Σχήμα 55.** Σύγκριση καμπυλών τρωτότητας ‘τυπικού βάρου’ (υβριδική προσομοίωση) για τα 4 (τέσσερα) επίπεδα επιτελεστικότητας λαμβάνοντας υπόψιν (μαύρη διακεκομμένη γραμμή) και αγνοώντας (συνεχής γραμμή) τα σεισμικά σενάρια με χαρακτηριστικά κατευθυντικότητας : **(α)** απουσία βλαβών, **(β)** μικρές βλάβες, **(γ)** περιορισμένες βλάβες και **(δ)** εκτεταμένες βλάβες.