



ΕΥΡΩΠΑΙΚΗ
ΕΝΩΣΗ ΕΥΡΩΠΑΪΚΟ
ΤΑΜΕΙΟ

ΠΕΡΙΦΕΡΕΙΑΚΗΣ

Υπουργείο Παιδείας και Θρησκευμάτων, Πολιτισμού και Αθλητισμού



η περιφέρεια στο επίκεντρο της ανάπτυξης



Παραδοτέο 2.2: Μεθοδολογία Συστήματος Άμεσης Απόκρισης (Rapid Response – RARE)

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

ΜΑΡΤΙΟΣ 2014

Περιεχόμενα

| | |
|--|----|
| 2.2.1 Εκτίμηση σεισμικής επικινδυνότητας | 6 |
| 2.2.2 Σεισμική Τρωτότητα Κρίσιμων Υποδομών Αυτοκινητοδρόμου | 7 |
| 2.2.3 Εκτίμηση σεισμικού κινδύνου..... | 8 |
| 2.2.4 Επιλογή κατάλληλων επιταχυνσιογραφημάτων | 8 |
| 2.2.5 Επιλογή Μεγεθών Έντασης (Intensity Measures) | 9 |
| 2.2.6 Δυναμική απόκριση βάθρου γέφυρας | 12 |
| 2.2.6.1 Προσομοίωση βάθρου | 12 |
| 2.2.6.2 Μέθοδος ανάλυσης..... | 12 |
| 2.2.6.3 Οπλισμός Βάθρου | 13 |
| 2.2.6.4 Ανάλυση διατομής | 13 |
| 2.2.6.5 Δυναμική Φόρτιση | 14 |
| 2.2.7 Αποτελεσματικότητα μεγεθών έντασης..... | 15 |
| 2.2.7.1 Βάση δεδομένων | 15 |
| 2.2.7.2 Χρήση ενός μεγέθους έντασης | 16 |
| 2.2.7.3 Συσχέτιση μεγεθών έντασης – Ανάπτυξη πολυπαραμετρικής εξίσωσης | 17 |
| 2.2.8 Αποδοτικότητα πολυπαραμετρικών εξισώσεων | 20 |
| 2.2.9 Βιβλιογραφία..... | 25 |

Π2.2 Μεθοδολογία Συστήματος Άμεσης Απόκρισης (RApid REsponse – RARE)

Οι συνέπειες ενός ισχυρού σεισμού σε ένα μητροπολιτικό δίκτυο αυτοκινητοδρόμων μπορούν να διακριθούν σε άμεσες και έμμεσες (Σχήμα 2.2.1). Οι άμεσες αναφέρονται στις δομικές βλάβες των κρίσιμων κατασκευών του αυτοκινητοδρόμου και του γειτονικού αστικού περιβάλλοντος. Οι έμμεσες σχετίζονται με την υποβάθμιση του δικτύου, την επιδείνωση της λειτουργικότητάς του και την αύξηση του κινδύνου ατυχημάτων, που οφείλεται στην αύξηση του κυκλοφοριακού φόρτου και του αισθήματος πανικού των χρηστών λόγω του σεισμού.

Προκύπτει λοιπόν η ανάγκη μετά από ένα ισχυρό σεισμό για προληπτικό κλείσιμο τμημάτων του δρόμου προκειμένου να γίνει επιθεώρηση των κρίσιμων κατασκευών. Επιτακτική είναι ακόμη η ανάγκη ύπαρξης ενός σχεδίου αντιμετώπισης εκτάκτων αναγκών. Το κύριο δίλημμα για το διαχειριστή του αυτοκινητοδρόμου είναι σε ποιές περιπτώσεις θα πρέπει να διακοπεί η κυκλοφορία. Το προληπτικό κλείσιμο του δρόμου μοιάζει να είναι η ασφαλέστερη επιλογή. Στη περίπτωση αυτή όμως εμποδίζεται η πρόσβαση των σωστικών συνεργιών στις πληγείσες περιοχές καθώς και δυσκολεύεται η εκκένωση των περιοχών εγγύς του αυτοκινητοδρόμου. Από την άλλη η διατήρηση της λειτουργίας του δικτύου χωρίς επιθεώρηση θέτει σε κίνδυνο την ασφάλεια των χρηστών και των ομάδων διάσωσης. Επιπρόσθετα η έλλειψη συντονισμένης δράσης μπορεί να οδηγήσει σε πανικό, περαιτέρω διακοπή της λειτουργίας του δικτύου ακόμη και επιπλέον απώλειες.

Παρότι οι άμεσες συνέπειες ενός ισχυρού σεισμού δεν μπορούν εύκολα να αποφευχθούν λόγω του αυξημένου κόστους αναβάθμισης των κατασκευών, οι έμμεσες συνέπειες είναι εφικτό να μετριαστούν αποτελεσματικά μέσω της ανάπτυξης και εφαρμογής ενός συστήματος Άμεσης Απόκρισης (RApid REsponse – RARE). Ένα τέτοιο σύστημα έχει ως στόχο: (α) τη διασφάλιση της ασφάλειας των χρηστών του αυτοκινητόδρομου και την αποφυγή του αισθήματος πανικού, (β) την ελαχιστοποίηση του κλεισίματος του αυτοκινητόδρομου, και (γ) τη βελτιστοποίηση της λειτουργικότητας του δικτύου μετά το σεισμό. Επιπρόσθετα η ύπαρξη ενός τέτοιου συστήματος βοηθάει το διαχειριστή του δικτύου στη καθοδήγηση των συνεργιών επιθεώρησης και των σωστικών ομάδων και στην κατάστροψη εναλλακτικών διαδρομών.

Η ανάπτυξη ενός τέτοιου συστήματος απαιτεί: (α) την ακριβή εκτίμηση της σεισμικής επικινδυνότητας (β) την εκτίμηση της σεισμικής τρωτότητας των

υποδομών ζωτικής σημασίας των αυτοκινητοδρόμων, όπως γέφυρες, σήραγγες, τοίχοι αντιστήριξης, επιχώματα και (γ) γνώση της τυπολογίας καθώς και όλες τις απαραίτητες πληροφορίες σχετικά με τη γεωμετρία και τις ιδιότητες των υλικών του δικτύου και των υποσυστημάτων του. Τα βασικά βήματα της μεθοδολογίας ανάπτυξης ενός Συστήματος Άμεσης Απόκρισης είναι τα ακόλουθα:

- Ανάπτυξη βάσης δεδομένων GIS του δικτύου.
- Εγκατάσταση επιταχυνσιογράφων κατά μήκος του δικτύου.
- Εκτίμηση δομικών βλαβών κρίσιμων κατασκευών αυτοκινητοδρόμου.

Η βάση δεδομένων GIS θα περιέχει όλες τις απαραίτητες πληροφορίες για τη περιγραφή του αυτοκινητοδρόμου (στοιχεία κατασκευών, εδαφικές συνθήκες, σεισμολογικά και συγκοινωνιακά δεδομένα) συνδυαζόμενες με δεδομένα που περιγράφουν τη σεισμική επικινδυνότητα (σεισμικός κίνδυνος, τρωτότητα κατασκευών) καθώς και τα αντίστοιχα μέτρα αντίδρασης (σχέδιο άμεσης αντίδρασης). Μια προσεκτικά αναπτυγμένη βάση δεδομένων των κατασκευών του αυτοκινητοδρόμου είναι απαραίτητη και έμφαση δίνεται στις πιο συχνά συναντούμενες τυπολογίες της κάθε κρίσιμης κατασκευής (γέφυρες, σήραγγες, τοίχοι αντιστήριξης, πρηνή, επιχώματα). Στο Σχήμα 2.2.2 παρουσιάζεται μια σχηματική απεικόνιση της Αττικής Οδού καθώς και φωτογραφίες από κάποιες ενδεικτικές κρίσιμες κατασκευές (γέφυρες, σήραγγες, κτίρια και εγκαταστάσεις) που συναντώνται κατά μήκος του δικτύου, καθώς σ' αυτή θα γίνει πιλοτική εφαρμογή της προτεινόμενης μεθοδολογίας.

Απαραίτητη ακόμη προϋπόθεση για την ανάπτυξη ενός Συστήματος Άμεσης Απόκρισης είναι η εγκατάσταση επιταχυνσιογράφων κατά μήκος του δικτύου (Σχήμα 2.2.3). Θα εγκατασταθούν σε ενδεικτικές θέσεις, η επιλογή των οποίων θα γίνει με βάση τεχνικο-οικονομικά κριτήρια έτσι ώστε να επιτευχθεί η βέλτιστη οικονομικά λύση. Με το τρόπο αυτό η σεισμική διέγερση θα καταγράφεται σε πραγματικό χρόνο κατά μήκος του δικτύου.

Το βασικό αποτέλεσμα ενός Συστήματος Άμεσης Απόκρισης είναι η εκτίμηση των δομικών βλαβών των κρίσιμων κατασκευών του αυτοκινητοδρόμου. Αυτό επιτυγχάνεται με την αριθμητική προσομοίωση της σεισμικής συμπεριφοράς των υπό εξέταση κατασκευών για ευρεία γκάμα σεισμικών διεγέρσεων. Προκύπτει λοιπόν η ανάγκη ανάπτυξης αξιόπιστων προσομοιωμάτων κάτι που αποτελεί βασικό στόχο της παρούσας εργασίας. Επιπρόσθετα το μεγάλο πλήθος και η πολυπλοκότητα των κατασκευών (κυρίως των γεφυρών) σε ένα μητροπολιτικό αυτοκινητόδρομο αυξάνει σημαντικά τον υπολογιστικό χρόνο ανάλυσης της κάθε περίπτωσης ξεχωριστά. Ως εκ τούτου επιτακτική είναι και η ανάγκη για την ανάπτυξη απλοποιημένων προσομοιωμάτων και για τη κατηγοριοποίηση ειδικά στη

περίπτωση των γεφυρών. Η εκτίμηση των δομικών βλαβών γίνεται με τη χρήση κατάλληλα επιλεγμένων δεικτών καθώς και των αντίστοιχων στάθμεων δομικής βλάβης. Στο Πίνακα 2.2.1 παρουσιάζονται κάποιες ενδεικτικές στάθμες βλάβης καθώς και η ανάγκη επιθεώρησης, η επιτελεστικότητα της κατασκευής και η ανάγκη αποκατάστασης για κάθε μία. Το αποτέλεσμα λοιπόν της ανάλυσης είναι εξισώσεις που συσχετίζουν ένα δείκτη δομικής βλάβης με ένα ή περισσότερα μεγέθη έντασης της σεισμικής διέγερσης.

Συνοψίζοντας τα βασικά βήματα της μεθοδολογίας ανάπτυξης ενός Συστήματος Άμεσης Απόκρισης είναι τα ακόλουθα:

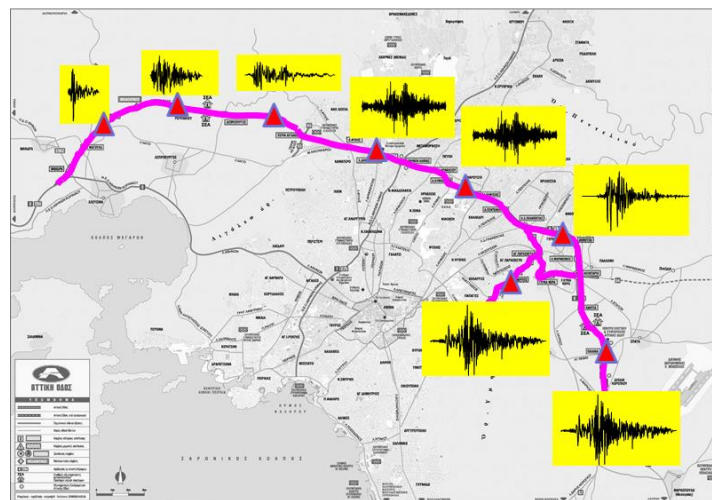
- Καταγραφή σεισμικής διέγερσης.
- Άμεσος υπολογισμός μεγεθών έντασης.
- Εκτίμηση δομικής βλάβης με χρήση πολυπαραμετρικών εξισώσεων σε πραγματικό χρόνο.
- Χρωματική απεικόνιση με βάση τις στάθμες επιτελεστικότητας της κατανομής δομικών βλαβών κατά μήκος του δικτύου (Σχήμα 2.2.4).
- Λήξη αποφάσεων από το διαχειριστή του δικτύου.



Σχήμα 2.2.1. Δομικές βλάβες κρίσιμων κατασκευών αυτοκινητοδρόμων από τους σεισμούς **(α)** του Northridge το 1994 και **(β)** του Kobe το 1995 και διατάραξη της λειτουργικότητας του δικτύου ως έμμεση συνέπεια σεισμών **(γ)** και **(δ)**.



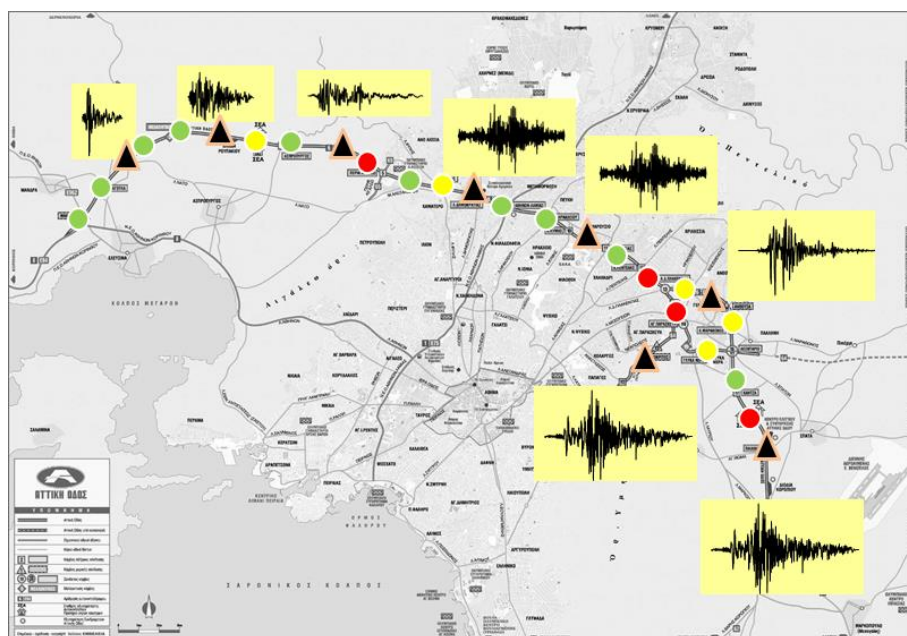
Σχήμα 2.2.2. Σχηματική απεικόνιση της Αττικής Οδού και φωτογραφίες από κάποιες ενδεικτικές κρίσιμες κατασκευές (γέφυρες, σήραγγες, κτίρια και εγκαταστάσεις) που συναντώνται κατά μήκος του δικτύου.



Σχήμα 2.2.3. Παράδειγμα σχηματικής απεικόνισης της εγκατάστασης επιταχυνσιογράφων σε ενδεικτικές θέσεις κατά μήκος του δικτύου της Αττικής Οδού.

Πίνακας 2.2.1. Ενδεικτικές στάθμες βλάβης.

| Στάθμη Βλάβης | Χαρακτηρισμός Βλάβης | Ανάγκη Επιθεώρησης | Επιτελεστικότητα Κατασκευής | Ανάγκη Αποκατάστασης |
|---------------|-------------------------------|--------------------|---|------------------------------|
| A | Όχι ουσιώδεις βλάβες | Όχι απαραίτητη | Η κατασκευή μπορεί να παραμείνει σε λειτουργία | Όχι απαραίτητη |
| B | Σχετικά μικρές βλάβες | Απαραίτητη | Η κατασκευή πιθανότατα μπορεί να παραμείνει σε λειτουργία | Όχι απαραίτητη |
| C | Σημαντικές βλάβες | Επιτακτική | Η κατασκευή δεν θα πρέπει να παραμείνει σε λειτουργία | Σημαντική |
| D | Σοβαρές βλάβες έως κατάρρευση | Επιτακτική | Η κατασκευή δεν μπορεί να παραμείνει σε λειτουργία | Έως και πλήρης αντικατάσταση |



Σχήμα 2.2.4. Παράδειγμα χρωματικής απεικόνισης με βάση τις στάθμες επιτελεστικότητας της κατανομής δομικών βλαβών κατά μήκος του δικτύου της Αττικής Οδού.

2.2.1 Εκτίμηση σεισμικής επικινδυνότητας

Οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται για τον χαρακτηρισμό της σεισμικής επικινδυνότητας διακρίνονται σε προσδιοριστικούς και στοχαστικούς. Η προσέγγιση που επιλέγεται είναι η χρήση χαρακτηριστικών σεισμικών σεναρίων από τα οποία δημιουργούνται τα πεδία των αναμενόμενων σεισμικών διαταραχών τα οποία και εισάγονται στα μοντέλα κινδύνου.

Εξίσου σημαντική με την επιλογή χαρακτηριστικών σεισμικών σεναρίων είναι και η επιλογή των κατάλληλων μεγεθών έντασης της σεισμικής διαταραχής (Intensity Measures) σε σχέση με τις υπό εξέταση κατασκευές του αυτοκινητοδρόμου.

Σε αυτήν την κατεύθυνση επιλέχθηκαν 29 συνολικά πραγματικές καταγραφές οι οποίες κατά περίπτωση κλιμακώθηκαν με βάση το PGA από 0.1g έως 1.1g. Αντίστοιχα επιλέχθηκαν 19 συνολικά μεγέθη έντασης (IM) προκειμένου να διερευνηθεί η αποδοτικότητα τους στην εκτίμηση των δομικών βλαβών στις υπό εξέταση κατασκευές μετά από ένα σεισμικό γεγονός.

2.2.2 Σεισμική Τρωτότητα Κρίσιμων Υποδομών

Αυτοκινητοδρόμου

Ένας τρόπος που χρησιμοποιείται ευρέως προκειμένου να εκφραστεί η σεισμική τρωτότητα των υποδομών ενός αυτοκινητοδρόμου, ειδικότερα στην περίπτωση των γεφυρών, είναι οι καμπύλες τρωτότητας (fragility curves). Οι καμπύλες αυτές περιγράφουν την πιθανότητα ένα δομικό στοιχείο να βρεθεί ή να υπερβεί μια συγκεκριμένη κατάσταση βλάβης (Damage State) για δεδομένη σεισμική ένταση. Οι καμπύλες αυτές διακρίνονται σε (α) καμπύλες που προκύπτουν με βάση την κρίση εμπειρογνομόνων, (β) εμπειρικές με βάση τις καταστροφές μετά από σεισμούς και (γ) αναλυτικές που βασίζονται σε αριθμητικές αναλύσεις.

Αν και στην βιβλιογραφία είναι διαθέσιμη πληθώρα τέτοιων καμπυλών για γέφυρες συνήθως αυτές αναφέρονται σε ένα μόνο στοιχείο της γέφυρας το οποίο θεωρείται αντιπροσωπευτικό της συνολικής τρωτότητας. Ένα ακόμα χαρακτηριστικό των συγκεκριμένων καμπυλών είναι ότι χρησιμοποιούν ένα μέγεθος έντασης (IM), αυτό που κρίνεται ως το πλέον κατάλληλο για την υπό εξέταση κατασκευή.

Ένας ακόμα διαδεδομένος τρόπος έκφρασης της σεισμικής τρωτότητας κατασκευών είναι οι καμπύλες «αυξητικής δυναμικής ανάλυσης» (Incremental Dynamic Analysis curves). Οι καμπύλες αυτές προκύπτουν από αναλύσεις σε μία κατασκευή με κλιμακούμενη αύξηση της έντασης της καταγραφής που χρησιμοποιείται. Σε αυτή την περίπτωση χρησιμοποιούνται μεγέθη όπως ο λόγος απαιτούμενης προς διατιθέμενης πλαστιμότητας, προκειμένου να εκφραστεί η δομική βλάβη της κατασκευής ενώ όπως και στις καμπύλες τρωτότητας χρησιμοποιείται ένα μέγεθος έντασης του σεισμού.

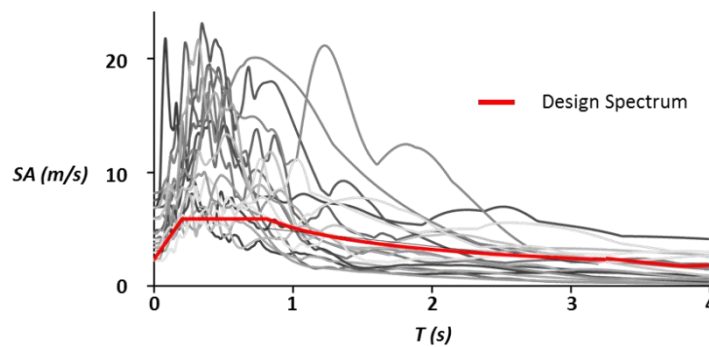
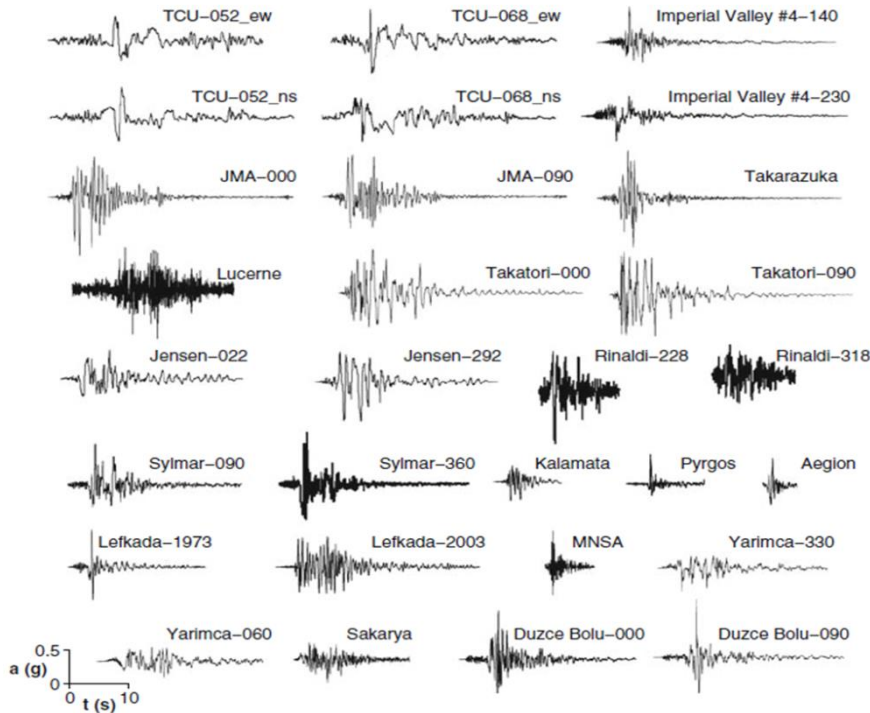
2.2.3 Εκτίμηση σεισμικού κινδύνου

Ένας κεντρικός στόχος της παρούσας ερευνητικής εργασίας είναι ο έλεγχος της αποδοτικότητας καθενός μεγέθους έντασης μεμονωμένα αλλά και ενδεχόμενης συσχέτισης περισσοτέρων στην εκτίμηση της αναμενόμενης δομικής βλάβης μετά από ένα σεισμικό γεγονός. Σε αυτή τη κατεύθυνση χρησιμοποιήθηκε ένα χαρακτηριστικό βάρθρο της γέφυρας Hanshin Expressway Fukae το οποίο έχει μελετηθεί διεξοδικά στο παρελθόν [Αναστασόπουλος Ι., Λώλη Μ., Γκαζέτας Γ. 2010].

2.2.4 Επιλογή κατάλληλων επιταχυνσιογραφημάτων

Το γεγονός ότι διαφορετικές σεισμικές καταγραφές ίδιας έντασης μπορούν να παρουσιάσουν σημαντικές διαφορές ως προς τις δομικές βλάβες που προκαλούν καταδεικνύει τη σημασία των διαφόρων χαρακτηριστικών μίας σεισμικής διέγερσης. Φυσικά μεγέθη όπως η συχνότητα της διέγερσης ή η διάρκεια της, έχουν πολύ μεγάλη επίδραση στην συμπεριφορά των κατασκευών και ως εκ τούτου δεν μπορούν να αγνοηθούν.

Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επίδραση των διαφόρων χαρακτηριστικών επιλέχθηκαν 29 πραγματικές καταγραφές σεισμών μικρής, μέσης και μεγάλης έντασης τόσο από την Ελλάδα και το εξωτερικό. Επιπρόσθετα οι καταγραφές αυτές κλιμακώθηκαν με βάση τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνξη (Peak Ground Acceleration) από 0.1g έως 1.2g προκειμένου σε κάθε στάθμη έντασης να υπάρχουν καταγραφές με διαφορετικά χαρακτηριστικά. Με τον τρόπο αυτό δημιουργήθηκε μία ευρεία βάση 377 επιταχυνσιογραφημάτων. Οι καταγραφές που χρησιμοποιήθηκαν παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.2.5 μαζί με τα αντίστοιχα φάσματα και το φάσμα σχεδιασμού του ΕΑΚ που ακολουθήθηκε.



Σχήμα 2.2.5. 29 Πραγματικές σεισμικές καταγραφές που χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις και τα αντίστοιχα ελαστικά φάσματα μαζί με το φάσμα σχεδιασμού του ΕΑΚ.

2.2.5 Επιλογή Μεγεθών Έντασης (Intensity Measures)

Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) ή η μέγιστη εδαφική ταχύτητα (PGV) είναι μεγέθη που χρησιμοποιούνται ευρέως για να περιγράψουν την ένταση μίας σεισμική διέγερσης. Παρόλα αυτά είναι κοινά αποδεκτό ότι μεγάλος δείκτης PGA ή PGV δεν οδηγεί πάντα σε μεγάλες δομικές βλάβες. Η ύπαρξη πληθώρας μεγεθών έντασης, καθιστά αναγκαία την διερεύνηση της καταλληλότητας και αποτελεσματικότητας κάθε ενός ξεχωριστά στην εκτίμηση της καταστρεπτικότητας ενός σειμού.

Στη κατεύθυνση αυτή επιλέχθηκαν 19 συνολικά μεγέθη έντασης κάθε ένα απο τα οποία περιγράφει διαφορετικά χαρακτηριστικά της διέγερσης. Συνολικά δέκα απο αυτά (PGA, PGV, PGD, IA, ARMS, VRMS, DRMS, IC, SMA, SMV) σχετίζονται με τις

χρονοιστορίες εδαφικής επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης ενώ τα υπόλοιπα εννέα μεγέθη σχετίζονται με άλλα επιμέρους χαρακτηριστικά της διέγερσης (φασματικά χαρακτηριστικά, χρονικές διάρκειες). Τα 19 αυτά μεγέθη έντασης παρουσιάζονται αναλυτικά στον Πίνακα 2.2.2, όπως αναπτύχθηκαν στην ερευνητική εργασία Garini & Gazetas, 2013. Για κάθε μία από τις 377 χρονοιστορίες που χρησιμοποιήθηκαν τα 19 μεγέθη έντασης υπολογίστηκαν με χρήση του λογισμικού Seismosignal.

Πίνακας 2.2.2. Ορισμοί 19 Μεγέθων Έντασης (Garini & Gazetas, 2013).

| <i>Seismological Index</i> | <i>Definition</i> |
|--|---|
| <i>Peak Ground Acceleration, PGA</i> | <i>Highest absolute peak in the acceleration time-history.</i> |
| <i>Peak Ground Velocity, PGV</i> | <i>Highest absolute peak in the velocity time-history.</i> |
| <i>Peak Ground Displacement, PGD</i> | <i>Highest absolute peak in the displacement time-history.</i> |
| <i>RMS Acceleration, A_{RMS}</i> | $A_{RMS} = \sqrt{\frac{\int A^2(t) dt}{T_D}}$ <i>TD = length of record, A(t) = ground acceleration.</i> |
| <i>RMS Velocity, V_{RMS}</i> | $V_{RMS} = \sqrt{\frac{\int V^2(t) dt}{T_D}}$ <i>TD = length of record, V(t) = ground acceleration.</i> |
| <i>RMS Displacement, D_{RMS}</i> | $D_{RMS} = \sqrt{\frac{\int D^2(t) dt}{T_D}}$ <i>TD = length of record, D(t) = ground acceleration.</i> |
| <i>Arias Intensity, I_A</i> | $I_A = \frac{\pi}{2g} \int A^2(t) dt$ <i>A(t) = ground acceleration.</i> |
| <i>Characteristic Intensity, I_C</i> | $I_C = (A_{RMS})^2 \sqrt{T_D}$ <i>T_D = length of record.</i> |

| | |
|--|--|
| Specific Energy Density, S_E | $S_E = \frac{V_S \rho_S}{4} \int V^2(t) dt$ <p><i>V_S = wave velocity, ρ_S = mass density.</i></p> |
| Cumulative Absolute Velocity, CAV | $CAV = \sum_{i=1}^N H(PGA_i - A_{min}) \int_{t_i}^{t_{i+1}} A(t) dt$ <p><i>N = number of 1-second time windows in the time series, PGA_i = PGA of time window i, t_i = start time of window i, A_{min} = acceleration threshold (user-defined but commonly 0.025g), and H(x) = Heaviside step function (unity for x>0 and 0 otherwise).</i></p> |
| Acceleration Spectrum Intensity, ASI | $ASI = \int S_A(5\%, T) dT$ <p><i>SA(5%, T) = spectral acceleration for 5% damping, T = natural period.</i></p> |
| Velocity Spectrum Intensity, VSI | $VSI = \int S_V(5\%, T) dT$ <p><i>SA(5%, T) = spectral acceleration for 5% damping, T = natural period.</i></p> |
| Housner Intensity, I_H | $I_H = \int_{0.1}^{2.5} S_V(T, \xi = 5\%) dT$ <p><i>SV(T, ξ) = pseudo-velocity spectrum.</i></p> |
| Sustained Maximum Acceleration, SMA | <i>The third highest absolute peak in the acceleration time-history.</i> |
| Sustained Maximum Velocity, SMV | <i>The third highest absolute peak in the velocity time-history.</i> |
| Acceleration Parameter A₉₅ | <i>The level of acceleration which contains up to 95% of the Arias Intensity.</i> |
| Predominant Period, T_P | <i>The period of the maximum spectral 5% damping acceleration</i> |
| Mean Period, T_{mean} | $T_{mean} = \frac{\sum \left(\frac{C_i^2}{f_i} \right)}{\sum C_i^2}$ <p><i>C_i = Fourier amplitude for frequency f_i in the range 0.25–20 Hz.</i></p> |
| Significant Duration, D_{sig} | <i>is the interval of time between the accumulation of 5% and 95% of Arias Intensity.</i> |

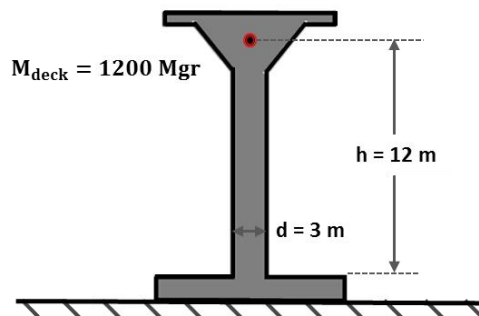
2.2.6 Δυναμική απόκριση βάρου γέφυρας

2.2.6.1 Προσομοίωση βάρου

Προκειμένου να εξεταστεί η καταλληλότητα των διαφόρων μεγεθών έντασης να εκτιμήσουν την καταστρεπτικότητα ενός σεισμού σε μία γέφυρα αυτοκινητοδρόμου επιλέχθηκε ένα χαρακτηριστικό βάρου της γέφυρας Hanshin Expressway Fukae.

Το βάρου θεωρήθηκε ως ενδεικτικό της συνολικής τρωτότητας της γέφυρας και εξετάστηκε στην εγκάρσια διεύθυνση με θεώρηση προβόλου με πάκτωση στη βάση. Αυτή είναι μια προσέγγιση ευρέως χρησιμοποιούμενη και βασίζεται στο γεγονός ότι η μάζα και η δυσκαμψία του στύλου είναι σημαντικά μικρότερη από την αντίστοιχη του καταστρώματος. Η ορθότητα αυτής της προσέγγισης εξετάζεται σε επόμενο στάδιο της ερευνητικής εργασίας. Ο μονοβάθμιος ταλαντωτής που μελετήθηκε παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.2.6 και έχει τα ακόλουθα χαρακτηριστικά:

- $m = 1200 \text{ Mgr}$
- $h = 12 \text{ m}$
- $d = 3 \text{ m}$
- $T = 0.48\text{s}$



Σχήμα 2.2.6. Γέφυρα Fukae (Hanshin Expressway Route 3) μετά το σεισμό του Kobe 1995, γεωμετρικά χαρακτηριστικά βάρου γέφυρας.

2.2.6.2 Μέθοδος ανάλυσης

Πραγματοποιήθηκαν συνολικά 377 αναλύσεις στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS με βάση 29 πραγματικές καταγραφές οι οποίες κλιμακώθηκαν συναρτήσει του PGA. Στόχος της ανάλυσης ήταν να διερευνηθεί αν υπάρχει

συσχέτιση ανάμεσα σε κάποιο μέγεθος έντασης (IM) από τα 19 που εξετάστηκαν και τους 3 δείκτες δομικής βλάβης που επιλέχθηκαν (Damage Indexes).

Η μάζα του μονοβάθμιου συστήματος ($m = 1200 \text{ Mgr}$) τοποθετήθηκε 12m ψηλότερα από τη στάθμη θεμελίωσης. Το βάθρο προσομοιώνεται με γραμμικά στοιχεία δοκού κυκλικής διατομής ($r=1.5 \text{ m}$). Η απόκριση του συστήματος εξετάζεται τόσο σε στατικές όσο και δυναμικές φορτίσεις σε όρους μη-γραμμικής συμπεριφοράς. Σε όλα τα στάδια της ανάλυσης τα φαινόμενα P- δ λαμβάνονται υπόψη ενώ η συμπεριφορά του βάρου ακολουθεί το κριτήριο διαρροής Von Misses με μη γραμμική κινηματική κράτυνση. Το προσομοίωμα αυτό αναπτύχθηκε προκειμένου να περιγράψει την ανελαστική συμπεριφορά μετάλλων. Προκειμένου να περιγράψει σωστά τη συμπεριφορά του βάρου σε μακροσκοπικό επίπεδο Ροπή-Καμπυλότητα απαιτείται κατάλληλη βαθμονόμηση. Η προσομοίωση του softening γίνεται με χρήση κατάλληλης υπορουτίνας στο κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS. Η βαθμονόμηση των παραμέτρων ακολούθησε την εξής μεθοδολογία:

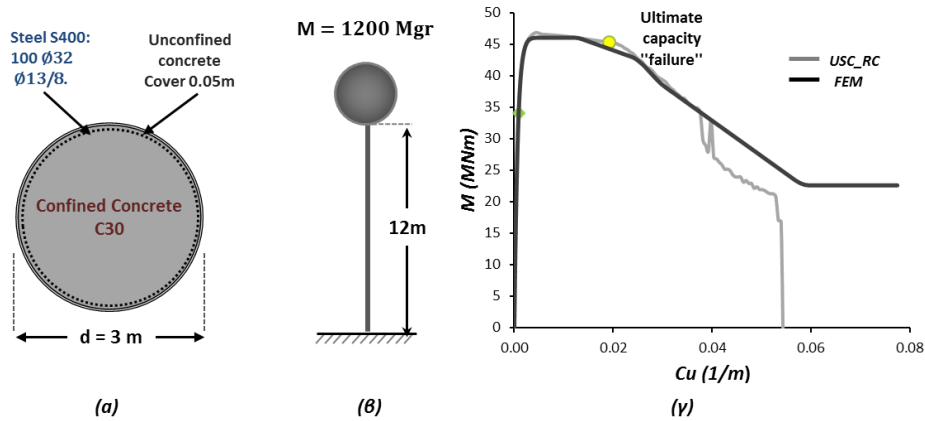
2.2.6.3 Οπλισμός Βάρου

Ο οπλισμός του βάρου κυκλικής διατομής ακολούθησε τις διατάξεις του Ελληνικού Κανονισμού Οπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ, 2000) για υποστηλώματα με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας. Για εδαφική επιτάχυνση $A=0.24g$, συντελεστή συμπεριφοράς $q=2$ με ιδιοπερίοδο $T=0.48s$ και εδαφικές συνθήκες Β η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού είναι $SA=0.3g$. Ο υπολογισμένος οπλισμός του βάρου είναι:

- Διαμήκης 100 $\emptyset 32$
- Εγκάρσιος $\emptyset 13/8$

2.2.6.4 Ανάλυση διατομής

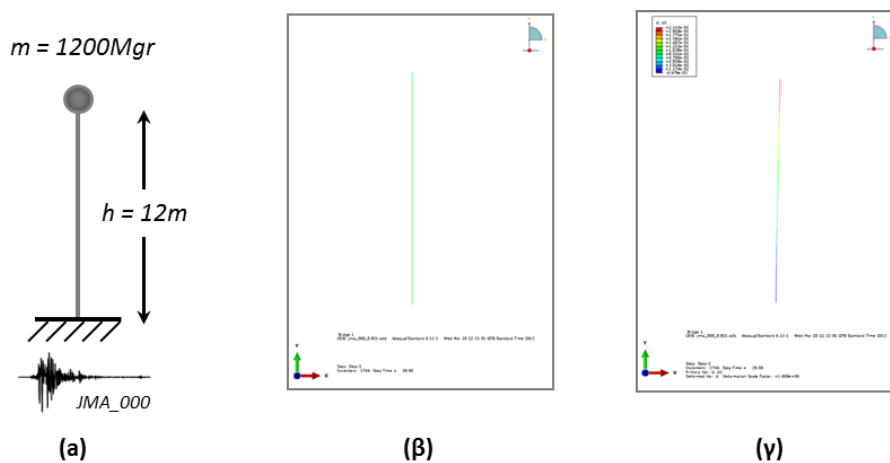
Προκειμένου να υπολογιστεί το διάγραμμα ροπής καμπυλότητας της διατομής του βάρου πραγματοποιήθηκε ανάλυση διατομής με χρήση του λογισμικού USC_RC program (Moment-Curvature, Force-Deflection, and Axial Force-Bending Moment Interaction Analysis of Reinforced Concrete Members". University of South California, 2001). Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και ο οπλισμός του βάρου παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.2.7 ενώ στο ίδιο σχήμα παρουσιάζεται και το διάγραμμα ροπής καμπυλότητας.



Σχήμα 2.2.7. (α) Οπλισμός του βάθρου(ΕΚΩΣ, 2000), **(β)** χαρακτηριστικά μονοβάθμιου ταλαντωτή **(γ)** βαθμονόμηση βάθρου προκειμένου η καμπύλη ροπής καμπυλότητας να προσεγγίζει την αντίστοιχη που προέκυψε απο ανάλυση διατομής (USC-RC).

2.2.6.5 Δυναμική Φόρτιση

Χρησιμοποιήθηκαν συνολικά 377 χρονοιστορίες για τις οποίες καταγράφηκαν τόσο η χρονοιστορία σχετικών μετακινήσεων (drift) όσο και η χρονοιστορία ροπής καμπυλότητας. Ως δείκτες δομικής βλάβης επιλέχθηκαν η μέγιστη και η παραμένουσα σχετική μετακίνηση του βάθρου καθώς και η απαιτούμενη ως προς τη διατιθέμενη πλαστιμότητα του βάθρου σε όρους καμπυλοτήτων (max drift ratio, residual drift ratio, $\mu d/\mu c$). Η διατιθέμενη πλαστιμότητα του βάθρου υπολογίστηκε: $\frac{\mu_{demand}}{\mu_{capacity}} = 16.6$. Το προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε στον κωδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.2.8 μετά την επιβολή δυναμικής φόρτισης απο την καταγραφή JMA_000.



Σχήμα 2.2.8. (α),(β) Προσομοίωμα βάθρου **(γ)** παραμένουσες σχετικές μετακινήσεις για την καταγραφή JMA_000.

2.2.7 Αποτελεσματικότητα μεγεθών έντασης

2.2.7.1 Βάση δεδομένων

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων συγκεντώθηκαν και παρουσιάζονται ενδεικτικά στον Πίνακα 2.2.3 και περιλαμβάνουν 19 μεγέθη έντασης και 3 δείκτες δομικής βλάβης για τις 377 χρονοιστορίες που χρησιμοποιήθηκαν.

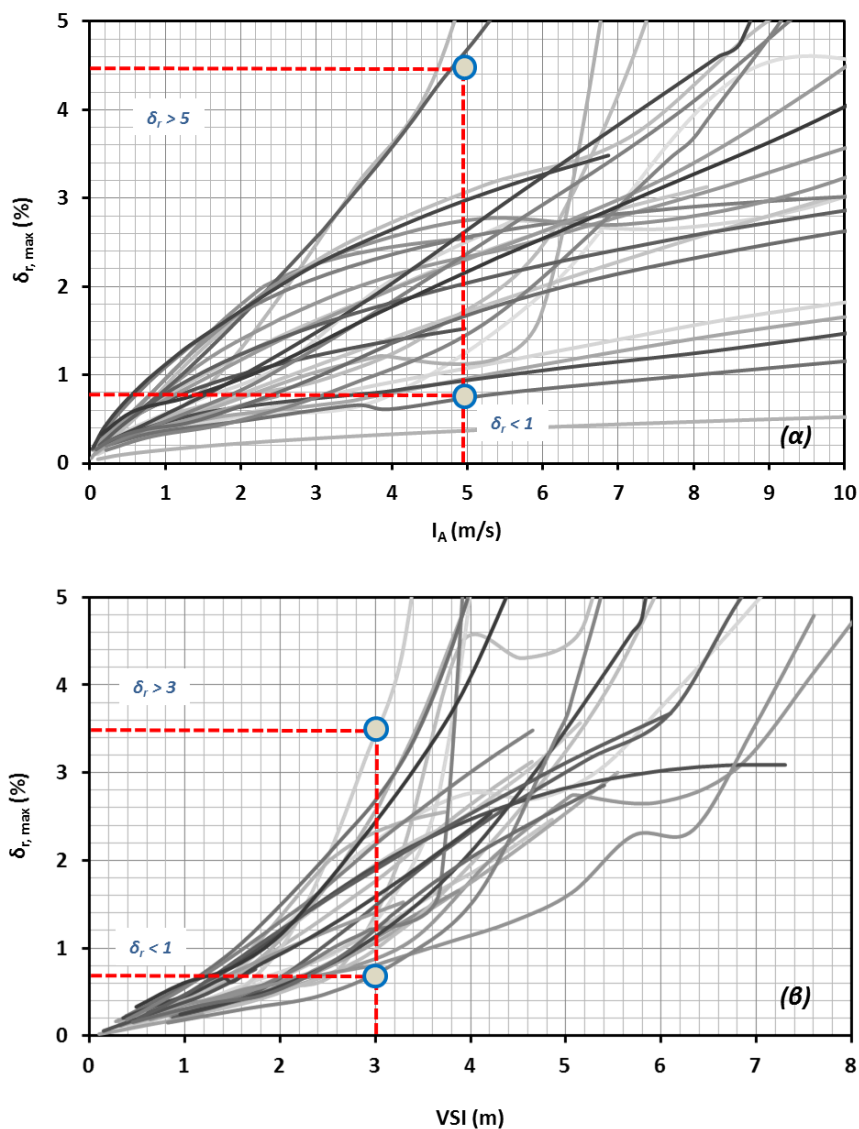
Πίνακας 2.2.3. Βάση δεδομένων αναλύσεων 29 πραγματικών καταγραφών.

| REAL RECORDS | IM-DPI | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|----------------|---------|------------|----------|----------|-------------|-----------|----------|------|-------------------------|------------|-----------|----------|---------|---------|------------|---------|--------|-----------|----------|
| | PGA (g) | PGV (cm/s) | PGD (cm) | Arms (g) | Vrms (cm/s) | Drms (cm) | IA (m/s) | Ic | SE (cm ² /s) | CAV (cm/s) | ASI (g*s) | VSI (cm) | IH (cm) | SMA (g) | SMV (cm/s) | A95 (g) | TP (s) | Tmean (s) | Dsig (s) |
| TAKATORI_000 | 0.61 | 127 | 36 | 0.15 | 31 | 10 | 8.63 | 0.29 | 23523 | 2399 | 0.53 | 580 | 586 | 0.48 | 70 | 0.60 | 1.2 | 1.1 | 11.3 |
| TAKATORI_090 | 0.62 | 121 | 33 | 0.14 | 27 | 9 | 8.09 | 0.28 | 18263 | 2114 | 0.71 | 505 | 511 | 0.57 | 77 | 0.60 | 0.2 | 1.0 | 9.9 |
| JMA_000 | 0.82 | 81 | 18 | 0.14 | 16 | 4 | 8.38 | 0.27 | 7582 | 2021 | 0.72 | 417 | 362 | 0.62 | 55 | 0.80 | 0.3 | 0.6 | 8.1 |
| JMA_090 | 0.60 | 74 | 20 | 0.12 | 14 | 4 | 5.42 | 0.21 | 5047 | 1681 | 0.54 | 292 | 262 | 0.56 | 39 | 0.59 | 0.4 | 0.6 | 9.5 |
| TAKARAZUKA_090 | 0.69 | 85 | 17 | 0.11 | 14 | 4 | 3.93 | 0.17 | 3935 | 1103 | 0.69 | 312 | 298 | 0.53 | 50 | 0.69 | 0.5 | 0.6 | 3.6 |
| MNSA | 0.51 | 15 | 4 | 0.08 | 3 | 2 | 0.75 | 0.06 | 86 | 347 | 0.27 | 51 | 40 | 0.34 | 14 | 0.51 | 0.2 | 0.2 | 3.0 |
| PYRGOS | 0.44 | 20 | 2 | 0.05 | 3 | 1 | 0.33 | 0.03 | 82 | 226 | 0.28 | 64 | 37 | 0.09 | 4 | 0.44 | 0.3 | 0.3 | 3.6 |
| AEGIO | 0.39 | 38 | 5 | 0.08 | 8 | 2 | 0.52 | 0.05 | 324 | 247 | 0.27 | 106 | 86 | 0.19 | 13 | 0.38 | 0.5 | 0.5 | 1.5 |
| KALAMATA | 0.27 | 24 | 6 | 0.07 | 7 | 2 | 0.73 | 0.06 | 451 | 421 | 0.30 | 103 | 93 | 0.20 | 21 | 0.27 | 0.3 | 0.5 | 3.7 |
| LEFKADA_2003 | 0.43 | 36 | 51 | 0.11 | 10 | 33 | 3.97 | 0.17 | 1914 | 1461 | 0.50 | 149 | 126 | 0.39 | 31 | 0.42 | 0.5 | 0.5 | 9.2 |
| LEFKADA_1973 | 0.53 | 55 | 12 | 0.07 | 8 | 2 | 1.35 | 0.08 | 1145 | 610 | 0.41 | 206 | 154 | 0.09 | 12 | 0.53 | 0.5 | 0.6 | 4.9 |
| TCU_052EW | 0.35 | 175 | 476 | 0.08 | 52 | 291 | 2.65 | 0.12 | 71112 | 1416 | 0.21 | 317 | 377 | 0.27 | 136 | 0.35 | 1.1 | 1.6 | 14.7 |
| TCU_052NS | 0.44 | 220 | 787 | 0.08 | 62 | 601 | 2.78 | 0.12 | 118132 | 1439 | 0.27 | 381 | 414 | 0.16 | 171 | 0.43 | 1.1 | 1.5 | 15.6 |
| TCU_068EW | 0.49 | 273 | 716 | 0.08 | 67 | 516 | 3.02 | 0.13 | 129572 | 1467 | 0.46 | 301 | 346 | 0.45 | 137 | 0.48 | 0.4 | 1.5 | 11.8 |
| TCU_068NS | 0.35 | 289 | 891 | 0.09 | 97 | 589 | 2.98 | 0.13 | 203859 | 1528 | 0.25 | 260 | 286 | 0.28 | 115 | 0.34 | 0.8 | 1.3 | 12.7 |
| RINALDI_228 | 0.84 | 166 | 28 | 0.20 | 30 | 10 | 7.31 | 0.31 | 10769 | 1575 | 0.65 | 510 | 457 | 0.62 | 46 | 0.83 | 0.7 | 0.7 | 7.0 |
| RINALDI_318 | 0.47 | 73 | 20 | 0.15 | 21 | 7 | 3.89 | 0.19 | 5404 | 1282 | 0.51 | 299 | 297 | 0.41 | 60 | 0.47 | 0.3 | 0.6 | 7.3 |
| JENSEN_022 | 0.42 | 106 | 43 | 0.09 | 24 | 12 | 2.61 | 0.12 | 11701 | 1200 | 0.29 | 284 | 309 | 0.29 | 74 | 0.41 | 0.8 | 1.2 | 11.0 |
| JENSEN_292 | 0.59 | 99 | 24 | 0.13 | 24 | 6 | 5.56 | 0.22 | 11316 | 1522 | 0.45 | 504 | 462 | 0.44 | 71 | 0.58 | 1.1 | 1.0 | 5.6 |
| SYLMAR_090 | 0.60 | 78 | 17 | 0.12 | 19 | 7 | 2.54 | 0.14 | 4358 | 932 | 0.42 | 259 | 261 | 0.35 | 49 | 0.60 | 0.5 | 0.8 | 5.7 |
| SYLMAR_360 | 0.84 | 129 | 32 | 0.18 | 29 | 11 | 4.84 | 0.24 | 8398 | 1084 | 0.82 | 390 | 388 | 0.28 | 42 | 0.84 | 0.4 | 0.7 | 4.6 |
| DUZE-BOLU_000 | 0.73 | 56 | 24 | 0.11 | 14 | 9 | 3.68 | 0.16 | 3762 | 1282 | 0.64 | 235 | 211 | 0.44 | 41 | 0.72 | 0.3 | 0.5 | 8.4 |
| DUZE-BOLU_090 | 0.82 | 62 | 13 | 0.09 | 13 | 5 | 2.37 | 0.12 | 3192 | 933 | 0.48 | 255 | 237 | 0.33 | 26 | 0.82 | 0.4 | 0.7 | 7.9 |
| LUCERNE_000 | 0.70 | 31 | 34 | 0.12 | 7 | 19 | 5.16 | 0.20 | 1344 | 1937 | 0.38 | 111 | 92 | 0.59 | 29 | 0.69 | 0.1 | 0.2 | 13.1 |
| YARIMCA_060 | 0.23 | 90 | 198 | 0.06 | 26 | 151 | 1.31 | 0.07 | 17757 | 996 | 0.22 | 150 | 156 | 0.19 | 84 | 0.23 | 0.5 | 1.3 | 13.3 |
| YARIMCA_330 | 0.32 | 87 | 149 | 0.06 | 22 | 105 | 1.32 | 0.07 | 12357 | 1010 | 0.22 | 169 | 175 | 0.23 | 47 | 0.32 | 0.4 | 1.3 | 15.0 |
| SAKARYA_TRANS | 0.33 | 81 | 211 | 0.07 | 27 | 170 | 1.14 | 0.07 | 11883 | 724 | 0.26 | 134 | 129 | 0.23 | 57 | 0.32 | 0.3 | 0.5 | 7.9 |
| IV#04_140 | 0.49 | 37 | 20 | 0.05 | 8 | 7 | 1.34 | 0.06 | 2470 | 827 | 0.36 | 188 | 177 | 0.27 | 34 | 0.48 | 0.2 | 0.7 | 6.7 |
| IV#04_230 | 0.36 | 77 | 59 | 0.04 | 16 | 13 | 0.93 | 0.05 | 9556 | 758 | 0.24 | 148 | 180 | 0.24 | 43 | 0.36 | 0.2 | 1.3 | 10.3 |

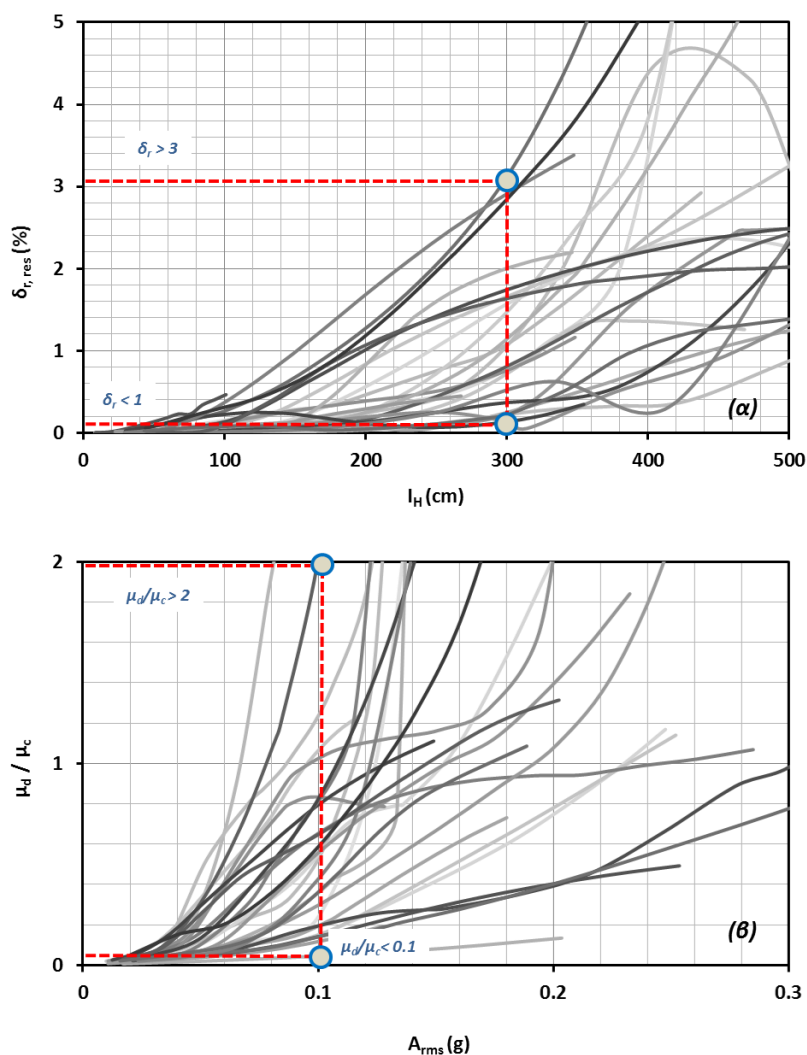
| REAL RECORDS | Damage Indexes | | | | | |
|----------------|----------------|------|--------------------------------|--------------------------------|-------------|---------|
| | Dmax | Dres | Drift _{max} ratio (%) | Drift _{res} ratio (%) | μ demand Cu | μ d/μ c |
| TAKATORI_000 | 0.57 | 0.55 | 4.8 | 4.6 | 43.19 | 2.57 |
| TAKATORI_090 | 0.45 | 0.35 | 3.8 | 2.9 | 39.37 | 2.34 |
| JMA_000 | 0.32 | 0.22 | 2.6 | 1.8 | 15.82 | 0.94 |
| JMA_090 | 0.28 | 0.26 | 2.3 | 2.2 | 14.89 | 0.89 |
| TAKARAZUKA_090 | 0.16 | 0.02 | 1.3 | 0.2 | 7.76 | 0.46 |
| MNSA | 0.01 | 0.00 | 0.1 | 0.0 | 0.22 | 0.01 |
| PYRGOS | 0.03 | 0.01 | 0.2 | 0.1 | 0.59 | 0.03 |
| AEGIO | 0.06 | 0.00 | 0.5 | 0.0 | 1.59 | 0.09 |
| KALAMATA | 0.07 | 0.03 | 0.6 | 0.2 | 2.11 | 0.13 |
| LEFKADA_2003 | 0.07 | 0.03 | 0.6 | 0.2 | 2.36 | 0.14 |
| LEFKADA_1973 | 0.16 | 0.13 | 1.4 | 1.0 | 7.76 | 0.46 |
| TCU_052EW | 0.14 | 0.04 | 1.1 | 0.3 | 8.12 | 0.48 |
| TCU_052NS | 0.26 | 0.22 | 2.2 | 1.8 | 14.74 | 0.88 |
| TCU_068EW | 0.31 | 0.23 | 2.6 | 1.9 | 19.00 | 1.13 |
| TCU_068NS | 0.12 | 0.06 | 1.0 | 0.5 | 5.18 | 0.31 |
| RINALDI_228 | 0.34 | 0.29 | 2.8 | 2.4 | 15.80 | 0.94 |
| RINALDI_318 | 0.10 | 0.02 | 0.8 | 0.1 | 4.61 | 0.27 |
| JENSEN_022 | 0.25 | 0.20 | 2.1 | 1.6 | 16.26 | 0.97 |
| JENSEN_292 | 0.33 | 0.29 | 2.7 | 2.4 | 13.34 | 0.79 |
| SYLMAR_090 | 0.20 | 0.17 | 1.6 | 1.4 | 12.10 | 0.72 |
| SYLMAR_360 | 0.20 | 0.08 | 1.7 | 0.7 | 10.53 | 0.63 |
| DUZE-BOLU_000 | 0.09 | 0.05 | 0.7 | 0.4 | 4.25 | 0.25 |
| DUZE-BOLU_090 | 0.24 | 0.17 | 2.0 | 1.4 | 13.41 | 0.80 |
| LUCERNE_000 | 0.05 | 0.02 | 0.4 | 0.1 | 0.95 | 0.06 |
| YARIMCA_060 | 0.05 | 0.02 | 0.4 | 0.1 | 1.50 | 0.09 |
| YARIMCA_330 | 0.07 | 0.02 | 0.6 | 0.2 | 2.78 | 0.17 |
| SAKARYA_TRANS | 0.05 | 0.00 | 0.4 | 0.0 | 1.07 | 0.06 |
| IV#04_140 | 0.11 | 0.04 | 0.9 | 0.3 | 5.03 | 0.30 |
| IV#04_230 | 0.06 | 0.02 | 0.5 | 0.1 | 1.71 | 0.10 |

2.2.7.2 Χρήση ενός μεγέθους έντασης

Χρησιμοποιώντας τα αποτελέσματα των αναλύσεων ελέγχθηκε η αποτελεσματικότητα κάθε ενός μεγέθους έντασης να εκτιμήσει τη δομική βλάβη του βάρου. Τα γραφήματα τα οποία εξήχθησαν στοχεύουν στο να δείξουν πιθανή συσχέτιση ανάμεσα στα μεγέθη έντασης και τους δείκτες δομικής βλάβης. Ενδεικτικά παρουσιάζονται 4 απο αυτά στα Σχήματα 2.2.9 και 2.2.10. Η εικόνα που παρατηρείται και στα 19 μεγέθη έντασης οδηγεί στο συμπέρασμα ότι κανένα μέγεθος δε μπορεί μεμονωμένα να εκτιμήσει με ικανοποιητική ακρίβεια την αναμενόμενη δομική βλάβη. Προκύπτει έτσι η ανάγκη να διερευνηθεί αν συσχετίζοντας στατιστικά περισσότερα απο ένα μεγέθη έντασης μπορεί να επιτευχθεί ικανοποιητική εκτίμηση ενός δείκτη βλάβης.



Σχήμα 2.2.9 (α),(β). Συσχέτιση ανάμεσα σε **(α)** Arias Intensity και **(β)** VSI με την μέγιστη σχετική μετακίνηση.



Σχήμα 2.2.10 (α),(β). Συσχέτιση ανάμεσα σε (α) Housner Intensity με παραμένουσα σχετική μετακίνηση και (β) Arms με μ_d / μ_c .

2.2.7.3 Συσχέτιση μεγεθών έντασης – Ανάπτυξη πολυπαραμετρικής εξίσωσης

Το γεγονός ότι κανένα μέγεθος έντασης δεν μπορεί να εκτιμήσει την αναμενόμενη δομική βλάβη κάθε κατασκευής, ήταν σχετικά αναμενόμενο. Αυτός είναι και ο λόγος που οι περισσότερες ερευνητικές προσπάθειες αποσκοπούν στον προσδιορισμό του καταλληλότερου μεγέθους για την υπο εξέταση κατασκευή.

Στο παρούσα ερευνητική εργασία επιχειρήθηκε με διαφορετική προσέγγιση, να εξεταστεί κατά πόσο είναι εφικτό να συσχετιστούν και να χρησιμοποιηθούν περισσότερα από ένα μεγέθη έντασης. Στο πλαίσιο αυτό πραγματοποιήθηκε

επεξεργασία των των αποτελεσμάτων των αναλύσεων με χρήση προχωρημένων εικονομετρικών μοντέλων απο τον επίκουρο καθηγητή Π. Αναστασόπουλο του πανεπιστημίου SUNY Buffalo. Τα αποτελέσματα της εργασίας του συνοψίζονται στις τρεις πολυπαραμετρικές εξισώσεις που ακολουθούν οι οποίες εκτιμούν τους δείκτες δομικής βλάβης χρησιμοποιώντας πλήθος μεγεθών έντασης με κατάλληλους στατιστικούς δείκτες.

Drift_{max}Ratio

$$= e^{\left[\begin{aligned} &0.70612 \times \text{LN}(\text{PGA}) + 12.97257 \times \frac{1}{\text{PGV}} - 2.50142 \times \frac{1}{\sqrt{\text{PGD}}} - 3.18861 \times \text{ARMS}^2 + 1.46808 \times \frac{1}{\sqrt{\text{DRMS}}} - 0.18791 \times \frac{1}{\sqrt{\text{IC}}} - 11.8121 \times \frac{1}{\sqrt{\text{SE}}} \\ &+ 212.77053 \times \frac{1}{\text{CAV}} + 0.10551 \times \sqrt{\text{VSI}} - 0.04486 \times \sqrt{\text{IH}} - 0.02203 \times \frac{1}{\text{SMA}} + 3.05564 \times \frac{1}{\text{SMV}} + 0.1741 \times \text{LN}(\text{TP}) - 0.28233 \times \frac{1}{\text{TMEAN}} \\ &+ 0.18476 \times \sqrt{\text{DSIG}} \end{aligned} \right]}$$

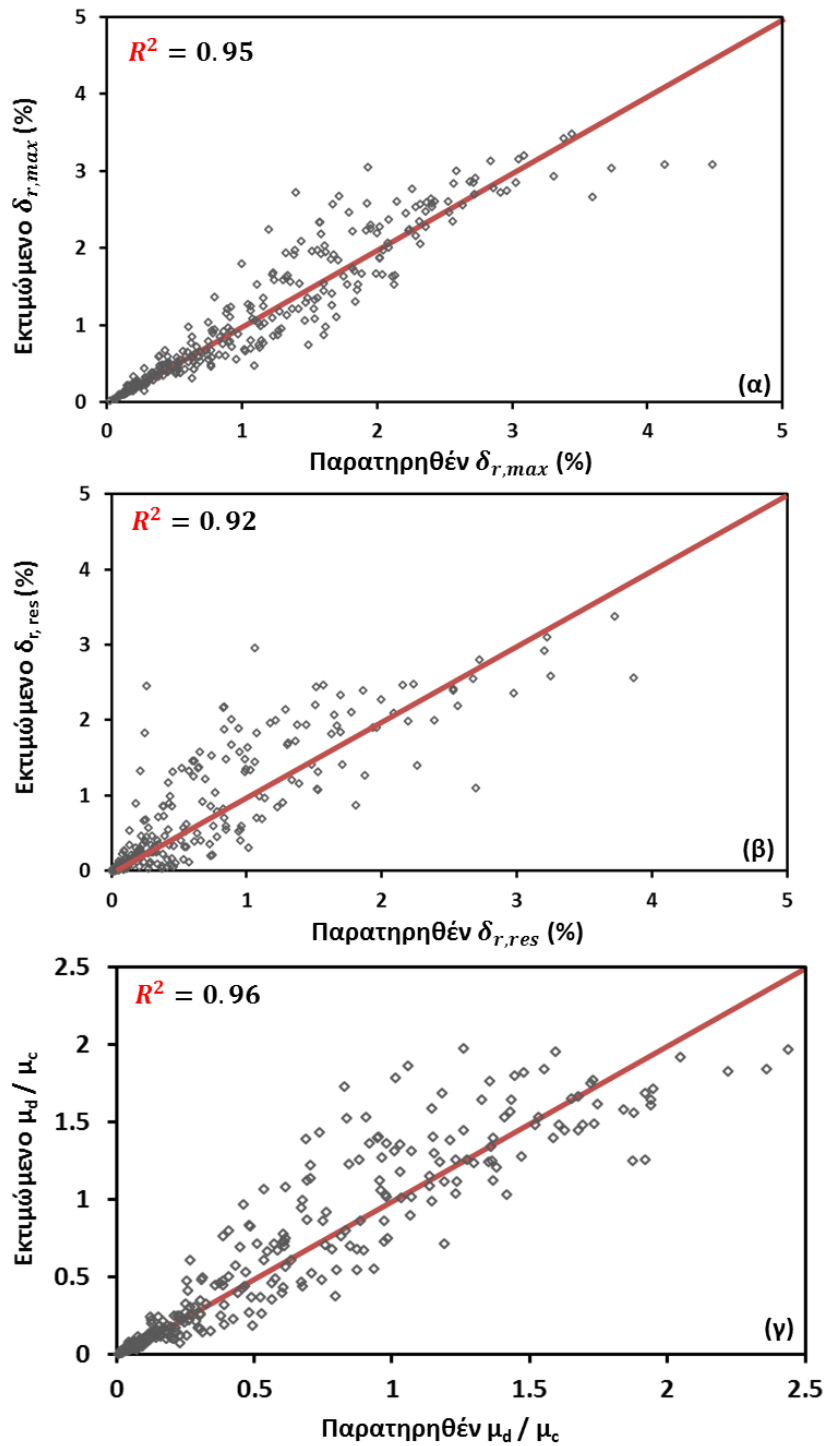
Drift_{res}Ratio

$$= e^{\left[\begin{aligned} &3.43909 \times \sqrt{\text{PGA}} + 21.66195 \times \frac{1}{\text{PGV}} - 0.00013519 \times \frac{1}{\text{ARMS}^2} - 0.13401 \times \text{LN}(\text{DRMS}) - 0.22024 \times \text{IA} - 4.25419 \times \sqrt{\text{IC}} \\ &+ 0.00187 \times \text{CAV} - 0.5073 \times \frac{1}{\sqrt{\text{ASI}}} - 37.86229 \times \frac{1}{\sqrt{\text{VSI}}} + 0.00000591 \times \text{IH}^2 - 2.10909 \times \sqrt{\text{SMA}} \\ &+ 5.63051 \times \text{TP} - 4.13821 \times \text{TP}^2 - 1.31971 \times \frac{1}{\sqrt{\text{DSIG}}} \end{aligned} \right]}$$

$\frac{\mu d}{\mu c}$

$$= e^{\left[\begin{aligned} &3.48948 \times \sqrt{\text{PGA}} + 7.75634 \times \frac{1}{\text{PGV}} - 2.69217 \times \frac{1}{\text{PGD}} - 10.19223 \times \text{ARMS}^2 + 1.06649 \times \frac{1}{\sqrt{\text{DRMS}}} + 2.34031 \times \sqrt{\text{IC}} \\ &- 30.07042 \times \frac{1}{\text{SE}^2} + 7037.14915 \times \frac{1}{\text{CAV}^2} - 38.85989 \times \frac{1}{\sqrt{\text{VSI}}} + 78.64505 \times \frac{1}{\text{IH}} - 0.00024402 \times \frac{1}{\text{SMA}^2} \\ &+ 0.00000964 \times \text{SMV}^2 - 0.87646 \times \text{A95}^2 - 1.51743 \times \frac{1}{\sqrt{\text{TMEAN}}} \end{aligned} \right]}$$

Οι αποκλίσεις ανάμεσα στα αποτελέσματα της ανάλυσης και των προτεινόμενων πολυπαραμετρικών εξισώσεων παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.2.11. Προκύπτει άμεσα το συμπέρασμα ότι η συσχέτιση περισσότερων μεγεθών έντασης οδηγεί σε πιο ικανοποιητική εκτίμηση των δομικών βλαβών ενός σεισμού.



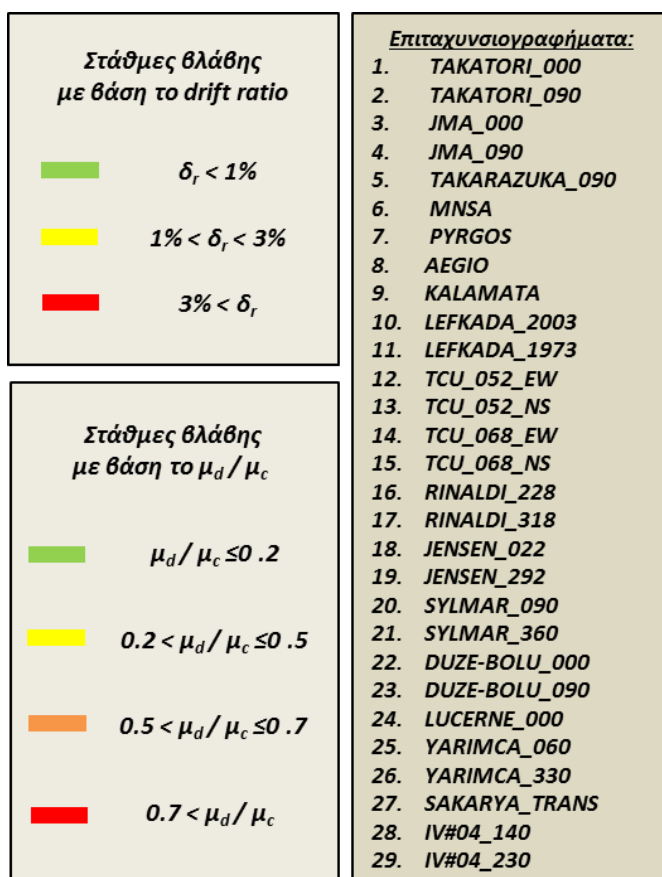
| | $\delta_{r,max}$ (%) | $\delta_{r,res}$ (%) | μ_d/μ_c |
|------------------|----------------------|----------------------|---------------|
| Μέσες αποκλίσεις | 0.21 | 0.26 | 0.15 |

Σχήμα 2.2.11. Αποτελέσματα ανάλυσης και εκτιμήσεις πολυπαραμετρικών εξισώσεων για (α) μέγιστη σχετική μετακίνηση $\delta_{r,max}$ (β) παραμένουσα σχετική μετακίνηση $\delta_{r,res}$ και (γ) απαιτούμενη προς διατιθέμενη πλαστιμότητα $\mu_{demand} / \mu_{capacity}$.

2.2.8 Αποδοτικότητα πολυπαραμετρικών εξισώσεων

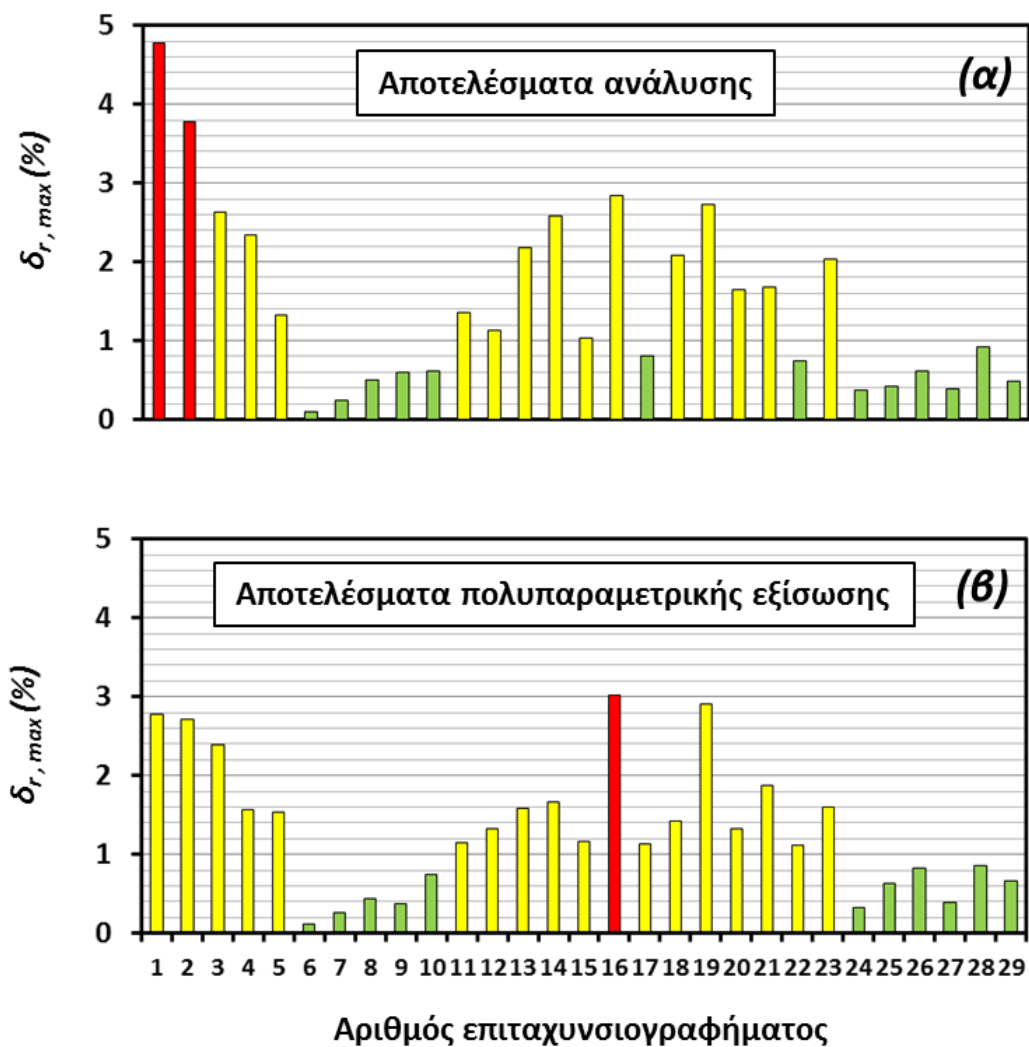
Προκειμένου να προσδιοριστεί η αποδοτικότητα των προτεινόμενων πολυπαραμετρικών εξισώσεων χρησιμοποιήθηκαν συγκεκριμένες στάθμες επιτελεστικότητας. Η χρήση των εξισώσεων έγκειται στα πλαίσια ενός συστήματος άμεσης απόκρισης επομένως η αποδοτικότητα τους κρίνεται από την ικανότητα τους να προβλέπουν σωστά την αναμενόμενη στάθμη δομικής βλάβης.

Το Σχήμα 2.2.12 παρουσιάζει τις πραγματικές καταγραφές στις οποίες ελέγχονται οι 3 εξισώσεις και τις στάθμες επιτελεστικότητας που επιλέχθηκαν συναρτήσει τόσο της σχετικής μετακίνησης του βάρου όσο και της απαιτούμενης προς τη διατιθέμενη πλαστιμότητα. Τα Σχήματα 2.2.13, 2.2.14 και 2.2.15 παρουσιάζουν τη σύγκριση ανάμεσα στα αποτελέσματα της ανάλυσης και τις εκτιμήσεις των πολυπαραμετρικών εξισώσεων με βάσεις στάθμες επιτελεστικότητας. Στο σύνολο των αναλύσεων και οι τρεις εξισώσεις εμφανίζουν σωστή πρόβλεψη της στάθμης επιτελεστικότητας σε επίπεδο μεγαλύτερο του 80% ενώ το σφάλμα (διαφορά μεγαλύτερη της μίας στάθμης) είναι μικρότερο του 3%.



Σχήμα 2.2.12. Στάθμες επιτελεστικότητας, 29 πραγματικές καταγραφές.

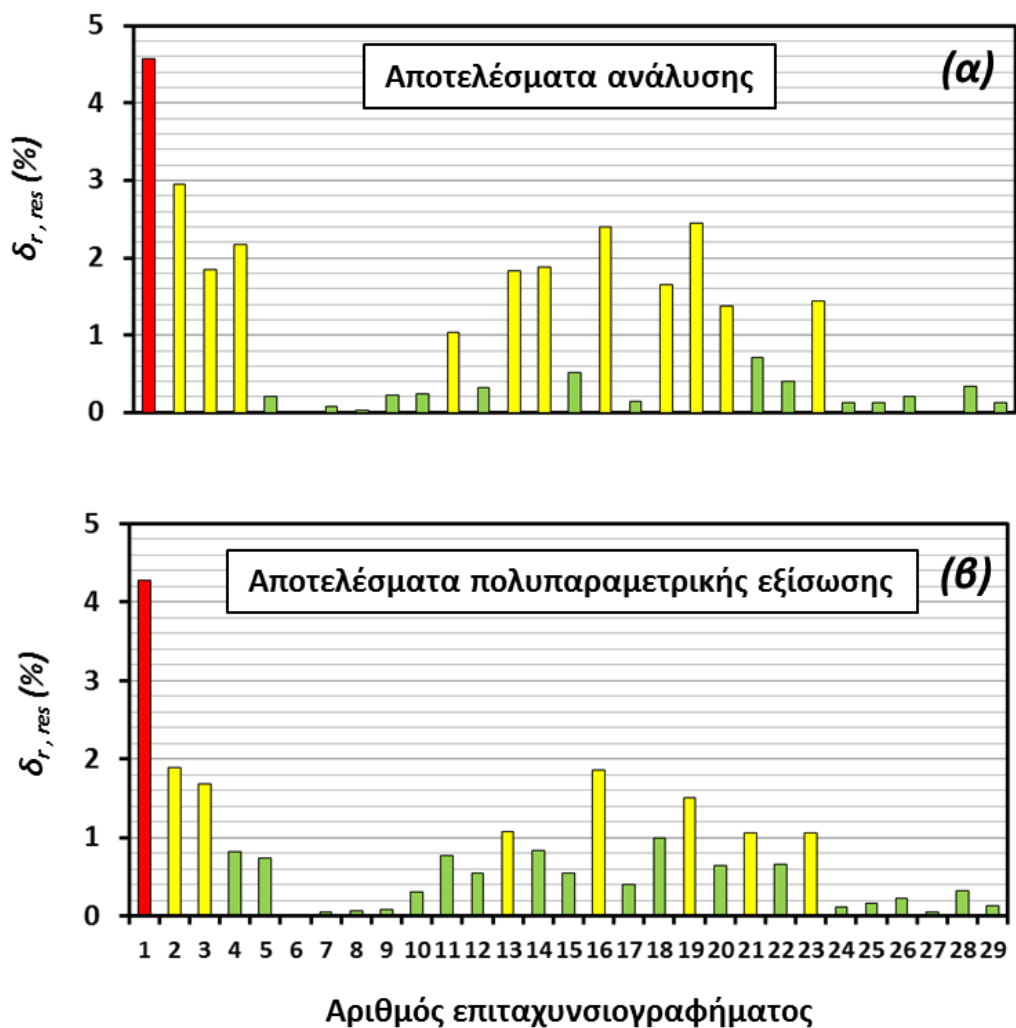
Στάθμες βλάβης με βάση το *maximum drift ratio*



| | Πολυπαραμετρική εξίσωση | |
|--------------------|-------------------------|--------|
| Ίδια στάθμη βλάβης | 292/347 | 84.15% |
| Διαφορά 1 στάθμης | 55/347 | 15.85% |
| Σφάλμα | 0/347 | 0.00% |

Σχήμα 2.2.13. Σύγκριση ανάμεσα στα αποτελέσματα της ανάλυσης και τις εκτιμήσεις των πολυπαραμετρικών εξισώσεων με βάση στάθμες επιτελεστικότητας για τη μέγιστη σχετική μετακίνηση.

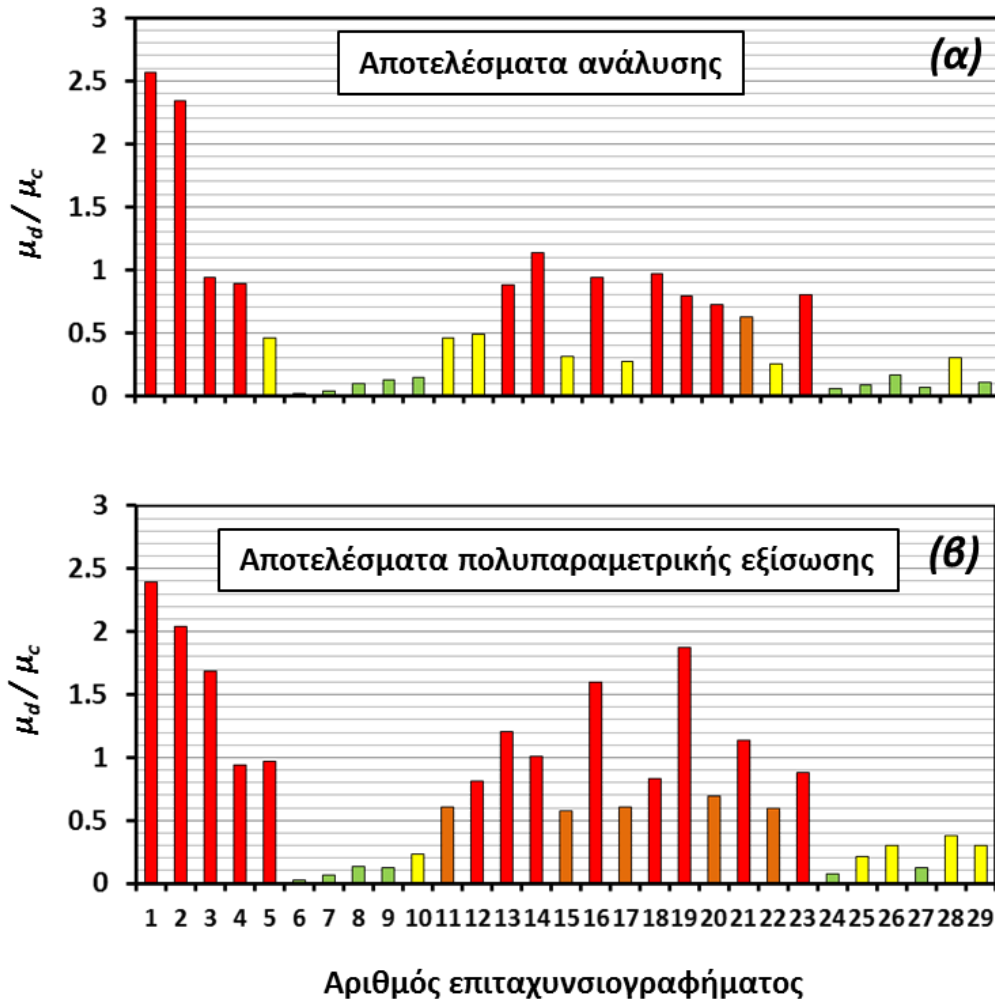
Στάθμες βλάβης με βάση το residual drift ratio



| | Πολυπαραμετρική εξίσωση | |
|--------------------|-------------------------|--------|
| Ίδια στάθμη βλάβης | 281/347 | 80.98% |
| Διαφορά 1 στάθμης | 60/347 | 17.29% |
| Σφάλμα | 6/347 | 1.73% |

Σχήμα 2.2.14. Σύγκριση ανάμεσα στα αποτελέσματα της ανάλυσης και τις εκτιμήσεις των πολυπαραμετρικών εξισώσεων με βάση στάθμες επιτελεστικότητας για την παραμένουσα σχετική μετακίνηση.

Στάθμες βλάβης με βάση το μ_d / μ_c

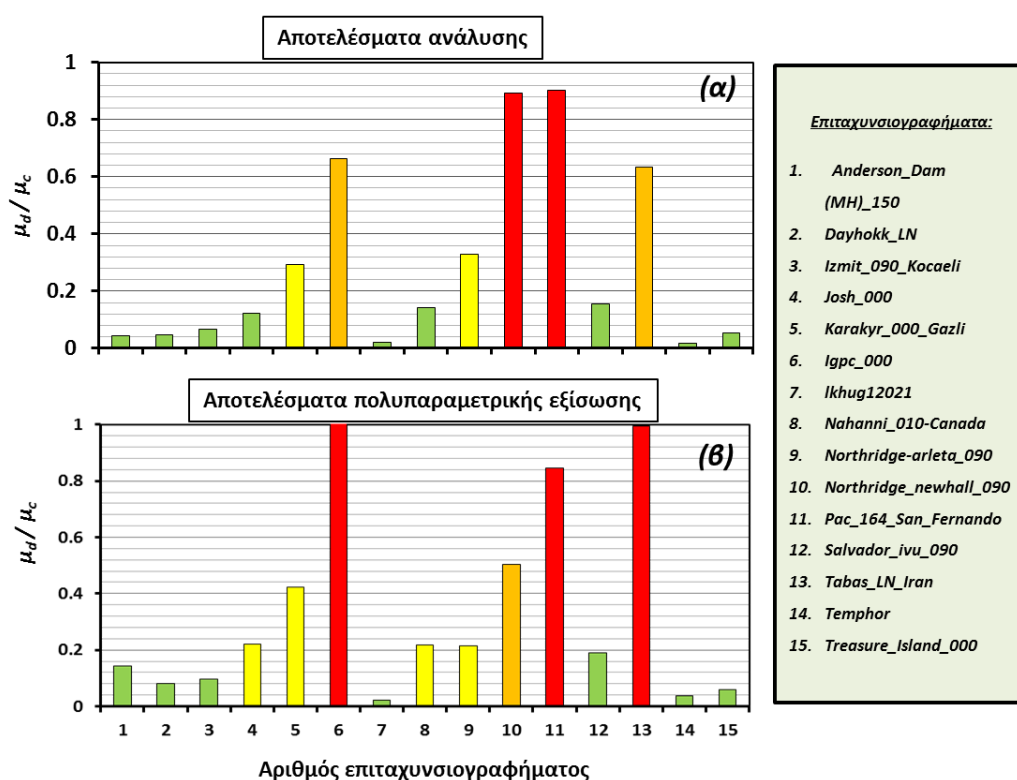


| | Πολυπαραμετρική εξίσωση | |
|--------------------|-------------------------|--------|
| Ίδια στάθμη βλάβης | 260/347 | 80.69% |
| Διαφορά 1 στάθμης | 71/347 | 17.00% |
| Σφάλμα | 16/347 | 2.31% |

Σχήμα 2.2.15. Σύγκριση ανάμεσα στα αποτελέσματα της ανάλυσης και τις εκτιμήσεις των πολυπαραμετρικών εξισώσεων με βάση στάθμες επιτελεστικότητας για την απαιτούμενη προς τη διατιθέμενη πλαστιμότητα σε όρους καμπυλοτήτων.

Σε μια προσπάθεια να επαληθευτεί η αποδοτικότητα των προτεινόμενων εξισώσεων, ελέγχθηκαν σε 15 πραγματικούς σεισμούς εκτός βάσης δεδομένων. Οι αναλύσεις αυτές μπορούν να θεωρηθούν μια δοκιμή των εξισώσεων σε πραγματικές συνθήκες. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.2.16 δίνοντας μια αρκετά ικανοποιητική εικόνα. Σε 10 απο τις 15 καταγραφές γίνεται σωστή εκτίμηση της στάθμης επιτελεστικότητας ενώ στις υπόλοιπες 5 παρουσιάζεται διαφορά μιας τάξης ενώ σε καμία καταγραφή δεν παρουσιάζεται σφάλμα (μεγαλύτερη απόκλιση της μίας στάθμης).

Στάθμες βλάβης με βάση το μ_d / μ_c



| | Πολυπαραμετρική εξίσωση | |
|--------------------|-------------------------|--------|
| Ίδια στάθμη βλάβης | 10/15 | 66.67% |
| Διαφορά 1 στάθμης | 5/15 | 33.33% |
| Σφάλμα | 0/15 | 0.00% |

Σχήμα 2.2.16. Σύγκριση ανάμεσα στα αποτελέσματα της ανάλυσης και τις εκτιμήσεις των πολυπαραμετρικών εξισώσεων με βάση στάθμες επιτελεστικότητας για την απαιτούμενη προς τη διατιθέμενη πλαστιμότητα σε όρους καμπυλοτήτων για 15 πραγματικές καταγραφές εκτός βάσης δεδομένων.

2.2.9 Βιβλιογραφία

ABAQUS 6.11. (2011). Standard user's manual. Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, RI, USA.

Anastasopoulos I., Gazetas G., Loli M., Apostolou M., Gerolymos N. (2010). "Soil failure can be used for seismic protection of structures" *Bull Earthquake Eng* (2010) 8:309–326

Anastassiadis A.J. and Argyroudis S.A., (2007). "Seismic Vulnerability Anal. in Urban Sys. and Road Networks. Appl. to the City of Thessaloniki, Greece", *Sustainable Development and Planning*, 2 (3)

Applied Technology Council ATC-25 (1991). —Seismic Vulnerability and Impact of Disruption on Conterminous United States||, Redwood City, California.

Arias A (1970) A measure of earthquake intensity, In: Hansen RJ (ed) *Seismic design for nuclear power plants*. MIT Press, Cambridge, pp 438–483

ATC-13 (1985). —Earthquake damage evaluation data for California||. Redwood City, California.

Basoz, N., and A. Kiremidjian. (1996). —Risk Assessment for Highway Transportation Systems||, Stanford, Calif.: J. A. Blume Earthquake Engineering Center, Dept. Civil Eng., Stanford University. Rep. No. 118.

Basöz N.I., Kiremidjian A.S., King S.A., Law K.H. (1999). "Statistical analysis of bridge damage data from the 1994 Northridge, CA earthquake," *Earthquake Spectra*, 15(1):25–53.

Choi E, DesRoches R, Nielson B (2004). "Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones". *Engineering Structures* ; 26:187–199.

Coburn A., Spence R. (2002). "Earthquake protection," Chichester, England: John Wiley and Sons Ltd.

Codermatz R., Nicolich R., Slejko D. (2003). "Seismic risk assessments and GIS technology: applications to infrastructures in the Friuli-Venezia Giulia region (NE Italy)". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.32, pp. 1677-1690.

EAK (2000) "Greek Seismic Code", Organization of Seismic Planning and Protection, Athens (in Greek).

EΚΩΣ (2000) "Greek code for reinforced concrete", Organization of Seismic Planning and Protection, Athens (in Greek).

Elnashai, A., Borzi, B., and Vlachos, S., (2004). —Deformation-based Vulnerability Functions for RC Bridges|| Structural Engineering and Mechanics, 17(2), 215-244.

Erdik M., Fahjan Y., Ozel O., Alcik H., Mert A., Gul M. (2003) "Istanbul earthquake rapid response and early warning system," Bulletin of Earthquake Engineering, 1(1) 157–63.

Erdik M., Sesetyan K., Demircioglu M.B., Hancilar U., Zulfikar C. (2011). "Rapid earthquake loss assessment after damaging earthquakes," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 31, 247–266.

FEMA, Federal Emergency Management Agency. HAZUS-MH MR2 technical manual. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency; 2006.

Franchin, P., Lupoi, A., Pinto, P.E. (2006) —On the Role of Road Networks in Reducing Human Losses after Earthquakes||, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 10(2), 195-206.

Garini E., Gazetas G. (2013). “Damage potential of near-fault records: sliding displacement against conventional “Intensity Measures””. Bull Earthquake Eng (2013) 11:455–480

Housner GW (1952) Spectrum intensities of strong motion earthquakes. In: Proceedings of the symposium on earthquake and blast effects on structures, EERI, Oakland California, pp 20–36

Karaca, E. (2005). —Regional Earthquake Loss Estimation: Role of Transportation Network, Sensitivity and Uncertainty, and Risk Mitigation||. PhD thesis, MIT, Cambridge, MA.

Karim, K.R., Yamazaki, F. (2001). “Effect of earthquake ground motions on fragility curves of highway bridge piers based on numerical simulation”. Earthquake Engineering and Structural dynamics 30, 1839-1856.

Kiureghian, A. D. (2002). "Bayesian Methods for Seismic Fragility Assessment of Lifeline Components." Acceptable Risk Processes: Lifelines and Natural Hazards, Monograph No. 21, A. D. Kiureghian, ed., Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering, ASCE, Reston VA USA.

Mander JB, Priestley MJN, Park R (1988) Theoretical stress strain model for confined concrete. ASCE J Struct J 114(8):1804–1825

National Institute of Building Sciences (NIBS) (1999, 2004). —HAZUS: Users’ Manual and Technical Manuals||. Report prepared for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

Nielson B. & DesRoches R. (2007). "Analytical Seismic Fragility Curves for Typical Bridges in the Central and Southeastern United States," *Earthquake Spectra*, Volume 23, No. 3, pages 615–633

Nielson B. & DesRoches R. (2007a). "Seismic fragility methodology for highway bridges using a component level approach," *Earthquake engineering and Structural Dynamics*, 36, 823–839.

Nuttli OW(1979) The relation of sustained maximum ground acceleration and velocity to earthquake intensity and magnitude. US Army Engineer Waterways Experiment Station. Miscellaneous Paper S-76-1, Report 16, p 74.

Priestley MJN, Seible F, Calvi GM (1996) *Seismic design and retrofit of bridges*. Wiley, New York

Sarma SK, Yang KS (1987) An evaluation of strong motion records and a new parameter A95. *Earthq Eng & Struct Dyn* 15(1):119–132

SEISMOSIGNAL 5.1 (2013) Seismosoft Ltd, Pavia Italy

Shinozuka M., Feng M.Q., Lee J., and Naganuma T. (2000a). "Statistical Analysis of Fragility Curves," *Journal of Engineering Mechanics*, 126(12), 1224-1231.

Shinozuka M., Feng M.Q., Kim H.K., and Kim S.H. (2000b). "Nonlinear Static Procedure for Fragility Curve Development," *Journal of Engineering Mechanics*, 126(12), 1287-1295.

Shinozuka, M., Murachi, Y., Dong, X., Zhu, Y., Orlikowski, M.J. (2003). —Seismic performance of highway transportation networks,|| *Proceedings of China-US Workshop on protection of urban infrastructure and public buildings against earthquakes and man-made disasters*, Beijing, China.

Vamvatsikos D., Cornell CA. (2002) "Incremental dynamic analysis Earthquake" *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 31 pp. :491–514.

Von Thun JL, Rochim LH, Scott GA, Wilson JA (1988) Earthquake ground motions for design and analysis of dams. *Earthquake engineering and soil dynamics II—recent advances in ground-motion evaluation*. Geotechnical Special Publication 20, ASCE, pp 463–481

Werner S.D., Taylor C.E., Ferritto J.M. (1999). —Seismic Risk Reduction Planning for Ports Lifelines||, *Proceedings of the 5th U.S. Conference on Lifeline Earthquake Engineering*, TCLEE, Monog. No. 16.

Yamazaki F, Hamada T, Motoyama H, Yamauchi H.(1999). “Earthquake damage assessment of expressway bridges in Japan”. Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering Monograph 1999; 361–370.