



**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**  
**ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**  
**ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΕΡΕΥΝΩΝ**

## **ΕΠΙΠΤΩΣΗ ΤΗΣ ΓΗΡΑΝΣΗΣ ΕΦΕΔΡΑΝΩΝ ΣΤΗΝ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ**

**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**ΘΕΜΙΣΤΟΚΛΗΣ – ΧΡΗΣΤΟΣ ΜΟΡΦΑΣ**

**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΣΑΒΒΑΣ ΤΡΙΑΝΤΑΦΥΛΛΟΥ**

**ΑΘΗΝΑ, ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2021**

## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αυτή η διπλωματική εργασία, ασχολείται με την επίπτωση της γήρανσης της σεισμικής μόνωσης μιας γέφυρας στην απόκρισή της καθώς και στην σύγκριση των αποκρίσεων ενός μονωμένου και ενός μη μονωμένου φορέα. Μέσω αναλύσεων ενός μονωμένου μονοβάθμιου πλαισίου και ενός μη μονωμένου, αναδεικνύονται τα πλεονεκτήματα της εφαρμογής σεισμικής μόνωσης σε μια κατασκευή. Από γραμμικές και μη γραμμικές αναλύσεις για τον φορέα μιας γέφυρας πριν και μετά την γήρανση της σεισμικής της μόνωσης, εξάγονται συμπεράσματα σχετικά με την επιρροή του φαινομένου αυτού στην απόκριση της σε όρους μετακινήσεων, επιταχύνσεων και αποσβενώμενης ενέργειας.

Τα συμπεράσματα που εξήχθησαν από τα παραπάνω, είναι πως οι σχετικές μετατοπίσεις ενός συμβατικού φορέα είναι πολύ μεγαλύτερες των σχετικών μετατοπίσεων ενός μονωμένου φορέα, και άρα υπάρχει μεγαλύτερη καταπόνηση του φέροντα οργανισμού. Επίσης, η γραμμική ανάλυση παρουσιάζει πολύ σημαντικές διαφορές σε σχέση με την μη γραμμική, καθώς δεν λαμβάνει υπόψιν της την μετελαστικότητα του υλικού και ως εκ τούτου γίνονται χονδροειδή σφάλματα. Τέλος, η γήρανση σαν φαινόμενο, εφόσον λειτουργεί εκθετικά, αρχικά δεν επιφέρει σημαντική αλλαγή στην απόκριση του φορέα της γέφυρας, όσο όμως η κατασκευή πλησιάζει τον εκτιμώμενο χρόνο ζωής της, οι επιπτώσεις της γήρανσης της σεισμικής μόνωσης γίνονται ολοφάνερες και άκρως σημαντικές.

## ABSTRACT

The main purposes of the present study, are the effects the ageing of the seismic isolation of a bridge structure has on its response, and the comparison between the response of a seismically isolated and a non-seismically isolated structure. Through analysis of a seismically isolated single degree of freedom frame and a non-seismically isolated frame, the benefits of applying seismic isolation on a structure can be showcased. Lastly, through linear and non-linear analysis of a bridge structure before and after the ageing of its seismic isolation, results about the effects of this phenomenon on the response of the bridge in terms of displacements, accelerations and dissipated energy are extracted.

The conclusions that were formed are that the relative displacements of a non-seismically isolated structure are much larger than those of a seismically isolated one, and thus the structure is put under more stress. Also, linear analysis has major differences compared to non-linear analysis as it does not take into account the post-elasticity of the material and as such not negligible errors occur. Lastly, ageing itself as a phenomenon, because it works at an exponential rate, in the beginning it does not bring any major change to the response of the bridge structure, however, as the structure nears the end of its life-cycle time the effects ageing has on its seismic isolation become clearly visible and of the utmost importance.

<b>1</b>	<b>ΕΙΣΑΓΩΓΗ</b> .....	<b>3</b>
1.1	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ.....	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
1.2	ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΤΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ .....	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
1.3	ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΟΙ ΣΤΟΧΟΙ.....	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
1.4	ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ.....	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
1.5	ΔΙΑΡΘΡΩΣΗ ΤΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ.....	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
<b>2</b>	<b>ΠΕΡΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ, ΓΗΡΑΝΣΗΣ ΚΑΙ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ</b> .....	<b>7</b>
2.1	ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ.....	7
<b>2.1.1</b>	<b>ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΜΕΙΩΣΗΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ</b> .....	7
<b>2.1.2</b>	<b>ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΑΥΞΗΣΗΣ ΤΗΣ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ</b> .....	10
2.2	ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ.....	12
2.3	ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΑ ΛΟΓΩ ΓΗΡΑΝΣΗΣ .....	13
2.4	ΕΡΓΑΛΕΙΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ .....	16
2.5	ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ .....	16
<b>2.5.1</b>	<b>ΜΕΘΟΔΟΣ NEWMARK</b> .....	17
<b>3</b>	<b>ΠΟΙΟΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΕΦΕΔΡΑΝΩΝ LRB ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΜΑΤLAB</b> .....	<b>21</b>
3.1	ΔΙΑΤΥΠΩΣΗ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ ΤΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΟΥ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ ..	21
3.2	ΑΛΓΟΡΙΘΜΙΚΗ ΔΙΑΤΥΠΩΣΗ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ ΣΤΟ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝ ΤΟΥ ΜΑΤLAB ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΥΣΤΕΡΗΤΙΚΟΥ ΜΟΝΤΕΛΟΥ ΒΟΥΣ – WENN .....	23
<b>3.2.1</b>	<b>ΜΟΡΦΩΣΗ ΤΟΥ ΜΟΝΤΕΛΟΥ</b> .....	24
<b>3.2.2</b>	<b>ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΜΟΝΩΜΕΝΟΥ ΚΑΙ ΜΗ ΜΟΝΩΜΕΝΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ</b> .....	26
<b>4</b>	<b>ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΚΑΙ ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕ ΤΗΝ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ</b> .....	<b>37</b>
4.1	ΓΕΝΙΚΗ ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΠΕΡΙ ΓΕΦΥΡΩΝ .....	37
4.2	ΣΤΑΤΙΚΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΓΕΦΥΡΩΝ .....	37
<b>4.2.1</b>	<b>ΣΤΑΤΙΚΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΓΕΦΥΡΩΝ</b> .....	37
<b>4.2.2</b>	<b>ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΓΕΦΥΡΩΝ</b> .....	39
4.3	ΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΓΕΦΥΡΑΣ ΚΑΙ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ .....	40
<b>4.3.1</b>	<b>ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ ΦΟΡΕΑ ΚΑΙ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΙΟΓΡΑΦΗΜΑΤΑ ΠΟΥ ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΗΘΗΚΑΝ</b> 40	
<b>4.3.2</b>	<b>ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΚΑΙ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ: ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΚΡΙΣΕΩΝ</b> .....	47
<b>5</b>	<b>ΕΠΙΚΛΙΜΑΚΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ – ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ ΜΕ ΜΗ ΚΛΙΜΑΚΟΥΜΕΝΑ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΙΟΓΡΑΦΗΜΑΤΑ</b> .....	<b>63</b>
5.1	ΕΠΙΚΛΙΜΑΚΩΣΗ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΙΟΓΡΑΦΗΜΑΤΩΝ.....	63
5.2	ΑΝΑΛΥΣΗ ΓΕΦΥΡΑΣ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΚΛΙΜΑΚΩΣΗ ΠΡΟ ΓΗΡΑΝΣΗΣ – ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΜΕ ΜΗ ΚΛΙΜΑΚΟΥΜΕΝΑ.....	67
5.3	ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΓΙΑ ΓΗΡΑΝΣΗ 30 ΕΤΩΝ ΚΑΙ ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ ΜΕ ΤΗΝ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΠΡΟ ΓΗΡΑΝΣΗΣ .....	78
5.4	ΑΝΑΛΥΣΗ ΓΗΡΑΝΣΜΕΝΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΕΛΛΕΙΨΕΙ ΕΝΟΣ ΕΦΕΔΡΑΝΟΥ ΚΑΙ ΕΝΟΣ ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΑ. 100	
<b>6</b>	<b>ΕΠΙΛΟΓΟΣ</b> .....	<b>121</b>
<b>7</b>	<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ</b> .....	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.

# 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

## 1.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ

Η πλειοψηφία των γεφυρών που έχουν κατασκευαστεί τις τελευταίες δεκαετίες, διαθέτουν κάποιο σύστημα σεισμικής μόνωσης. Σκοπός της μόνωσης αυτής, είναι να αποδεσμεύσει τον φορέα της ανωδομής από τις καταστροφικές εδαφικές κινήσεις που δέχεται η θεμελίωσή της, δηλαδή να απορροφήσει όσο το δυνατόν μεγαλύτερο μέρος της σεισμικής ενέργειας. Πολλά από αυτά τα συστήματα είναι σχεδιασμένα ώστε να παρέχουν και ικανοποιητική απόσβεση στην κατασκευή. Το σύνολο επομένως των μετατοπίσεων και της διαρροής συγκεντρώνεται στο σύστημα της μόνωσης, και η ανωδομή συμπεριφέρεται σαν ένα στερεό σώμα ουσιαστικά.

Καταλαβαίνουμε λοιπόν πως είναι πολύ σημαντικό να γίνει μια όσο το δυνατόν ακριβέστερη ανάλυση της σεισμικά μονωμένης γέφυρας που υποβάλλεται σε εδαφικές επιταχύνσεις, ενώ μείζονος σημασία θέμα αποτελεί και η γήρανση της σεισμικής μόνωσης, καθώς υπάρχει πληθώρα γεφυρών εν λειτουργία εδώ και αρκετές δεκαετίες με σεισμική μόνωση, οπότε γίνεται αντιληπτό το πόσο σημαντικό είναι να δούμε πως επηρεάζει το φαινόμενο της γήρανσης την απόκριση της σεισμικά μονωμένης γέφυρας.

Η απόκριση των μιας γέφυρας όπως και κάθε άλλου τύπου κατασκευής σε μια σεισμική διέγερση, είναι ένα σύνθετο, τρισδιάστατο, μη γραμμικό, δυναμικό πρόβλημα. Η έλλειψη της απαραίτητης τεχνολογίας, όπως και η ελλιπής κατανόηση του προβλήματος αυτού που είχαμε τις προηγούμενες δεκαετίες, οδήγησαν στην διαμόρφωση απλοποιημένων μεθόδων ανάλυσης, οι οποίες μη λαμβάνοντας υπόψιν τους βασικές πτυχές του προβλήματος, βγάζουν αποτελέσματα με πολύ μικρή ακρίβεια.

Τέτοιες μέθοδοι είναι π.χ. η Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης της κατασκευής, η οποία αγνοεί οποιαδήποτε μη γραμμικότητα έχει η κατασκευή μας (είτε γεωμετρική είτε υλικού), η Pushover Analysis η οποία αγνοεί το δυναμικό μέρος της σεισμικής διέγερσης (προσαυξάνουμε σε σταδιακά βήματα μια πλάγια δύναμη που δρα στην κατασκευή μας), ή ακόμα και η Ισοδύναμη Στατική Μέθοδος η οποία αγνοεί και τις μη γραμμικότητες και την δυναμικότητα του φαινομένου.

Με την ευρεία και ταχύτατη διάδοση των ηλεκτρονικών υπολογιστών, καθώς και τις ολοένα αυξανόμενες υπολογιστικές τους δυνατότητες, έχουμε πλέον τα εφόδια να προσομοιώνουμε πλήρως την σεισμική απόκριση μιας κατασκευής με χρήση Μη Γραμμικής Δυναμικής Ανάλυσης, χωρίς να χρειάζεται πλέον να καταφεύγουμε σε πολύ απλοποιητικές παραδοχές για εξοικονόμηση υπολογιστικού φόρτου. Για να μπορέσουμε βέβαια να πραγματοποιήσουμε αυτήν την ανάλυση, απαιτείται να κατασκευάσουμε ένα πολύ πιο λεπτομερές μοντέλο της κατασκευής

Το άλλο σημαντικό πρόβλημα που αναφέρθηκε παραπάνω, είναι αυτό της γήρανσης της σεισμικής μόνωσης. Ως ένα σύστημα που βρίσκεται σε επαφή με το περιβάλλον και τις παραμέτρους του (θερμοκρασιακές μεταβολές, διάβρωση, επαναλαμβανόμενοι κύκλοι φόρτισης κ.α.), οι μηχανικές του ιδιότητες μεταβάλλονται συναρτήσει του χρόνου και επομένως μεταβάλλεται και η συνολική απόκριση του φορέα σε μια μελλοντική φόρτιση.

## 1.2 ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΤΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Αντικείμενο της συγκεκριμένης εργασίας, είναι η διερεύνηση μέσω υπολογιστικής προσομοίωσης των επιπτώσεων της γήρανσης στην απόκριση του φορέα μιας σεισμικά μονωμένης γέφυρας, η σύγκριση μεταξύ μονωμένου και μη μονωμένου φορέα και η σύγκριση μεταξύ των αποτελεσμάτων γραμμικής και μη γραμμικής ελαστικής ανάλυσης για κλιμακωμένα και μη επιταχυνσιογραφήματα.

## 1.3 ΕΡΕΥΝΗΤΙΚΟΙ ΣΤΟΧΟΙ

Οι στόχοι που έχουν τεθεί στην παρούσα εργασία είναι:

- Η παρουσίαση των επιπτώσεων της γήρανσης της σεισμικής μόνωσης στην απόκριση του φορέα μιας γέφυρας
- Η ανάδειξη των πλεονεκτημάτων μιας σεισμικά μονωμένης κατασκευής σε σχέση με μια αντίστοιχη συμβατική κατασκευή
- Η σύγκριση μεταξύ των δύο βασικών τύπων ανάλυσης κατασκευών, γραμμικής και μη γραμμικής

## 1.4 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ

Για να επιτευχθεί το αντικείμενο της συγκεκριμένης μελέτης, χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό MatLab της MathWorks© για την ανάλυση ενός συμβατικού μονοβάθμιου πλαισίου και του αντίστοιχου μονωμένου πλαισίου, το λογισμικό ανάλυσης κατασκευών SAP2000 της CSi© για την προσομοίωση και την ανάλυση μιας σεισμικά μονωμένης γέφυρας υπό την επίδραση εδαφικών επιταχύνσεων, και τέλος τα υπολογιστικά φύλλα Excel της Microsoft© τα οποία χρησιμοποιήθηκαν για την κατασκευή εποπτικών διαγραμμάτων των αποτελεσμάτων.

## 1.5 ΔΙΑΡΘΡΩΣΗ ΤΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Ακολουθεί μια συνοπτική διάρθρωση της δομής της παρούσας εργασίας και των περιεχομένων κάθε κεφαλαίου της:

- Στο κεφάλαιο 1, έγινε μια συνοπτική παρουσίαση των θεμάτων που καλείται να διερευνήσει αυτή η διπλωματική εργασία, καθώς και των στόχων που έχουν τεθεί με την συγγραφή της
- Στο κεφάλαιο 2, γίνεται μια βιβλιογραφική διερεύνηση σχετικά με τα είδη σεισμικής μόνωσης που υπάρχουν, τα οφέλη της σεισμικής μόνωσης, τα προβλήματα που δημιουργούνται λόγω της γήρανσης, τα εργαλεία που έχουμε στην διάθεσή μας για προσομοίωση της σεισμικής μόνωσης και παρουσίαση της μη γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας
- Στο κεφάλαιο 3, πραγματοποιείται μια ποιοτική διερεύνηση της χρήσης εφεδράνων τύπου LRB για την μόνωση ενός μονοβάθμιου πλαισίου με χρήση MatLab
- Στο κεφάλαιο 4, διεξάγεται γραμμική ελαστική ανάλυση στον φορέα μιας σεισμικά μονωμένης γέφυρας που προσομοιώθηκε στο SAP2000 και συγκρίνεται με την αντίστοιχη μη γραμμική ανάλυση
- Στο κεφάλαιο 5, επικλιμακώνονται τα επιταχυνσιογραφήματα που χρησιμοποιήθηκαν στο κεφάλαιο 4, συγκρίνονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων με τα αντίστοιχα του προηγούμενου

κεφαλαίου και αλλάζουμε τις μηχανικές ιδιότητες της σεισμικής μόνωσης για να προσομοιώσουμε την γήρανσή της

- Στο κεφάλαιο 6, γίνεται μια σύνοψη των όσων παρουσιάστηκαν στα προηγούμενα κεφάλαια, καθώς επίσης δίνονται επιγραμματικά τα συμπεράσματα που προέκυψαν από τις αναλύσεις και τις συγκρίσεις



## 2 ΠΕΡΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ, ΓΗΡΑΝΣΗΣ ΚΑΙ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ

### 2.1 ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ

Υπάρχει πληθώρα συστημάτων σεισμικής μόνωσης που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την αντισεισμική θωράκιση μιας κατασκευής, αλλά όλες τους, έχουν ως στόχο έναν από τους παρακάτω:

- Μείωση της δυσκαμψίας της κατασκευής
- Αύξηση της απόσβεσης της κατασκευής
- Μείωση δυσκαμψίας και αύξηση της απόσβεσης ταυτοχρόνως

#### 2.1.1 ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΜΕΙΩΣΗΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Σε αυτήν την περίπτωση, εισάγεται μια στρώση πλευρικής δυσκαμψίας ανάμεσα στην κατασκευή και την θεμελίωσή της. Με αυτή τη στρώση μόνωσης, η κατασκευή αποκτά μία ιδιοπερίοδο πολύ μεγαλύτερη σε σχέση με την ιδιοπερίοδο που έχει με πακτωμένη βάση. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να μειωθεί η επιτάχυνση στην κατασκευή και ως εκ τούτου και οι προκαλούμενες σεισμικές δυνάμεις, με κόστος όμως την αυξημένη απόλυτη μετατόπιση της κατασκευής. Η μετατόπιση αυτή συγκεντρώνεται στο σύστημα μόνωσης, συνοδευόμενη από μικρές σχετικές παραμορφώσεις της κατασκευής.

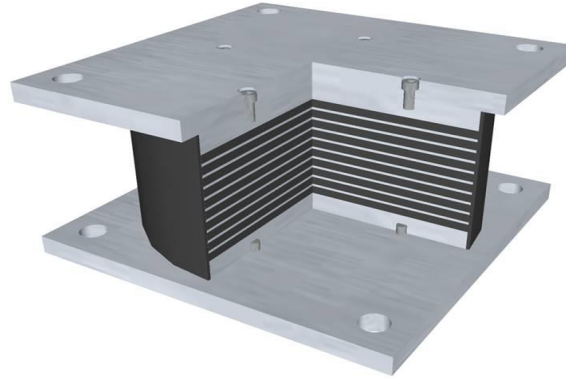
Τα συνηθέστερα τέτοια συστήματα είναι:

- Συστήματα με βάση ελαστομερές φυσικής ή τεχνητής προελεύσεως (όπως νεοπρένιο):

Πρόκειται για φυσικά και συνθετικά ελαστομεταλλικά εφέδρανα τύπου HDRB (υψηλής απόσβεσης), ή LRB (χαμηλής απόσβεσης). Ένα τυπικό ελαστομεταλλικό εφέδρανο παρουσιάζεται στο **Error! Reference source not found.**

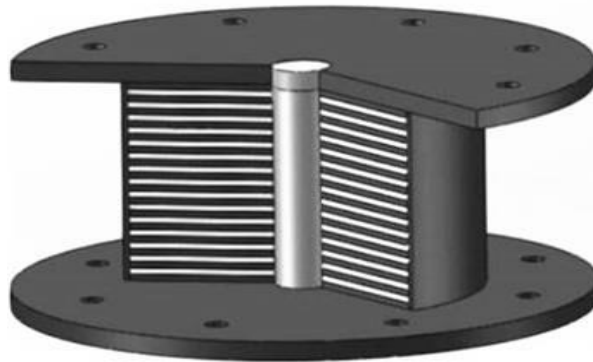
Τα HDRB αποτελούνται από ελαστομερές υλικό ενισχυμένο με μεταλλικές πλάκες. Είναι σχεδιασμένα ώστε να παραλαμβάνουν το βάρος της ανωδομής και να έχουν μετελαστική συμπεριφορά. Έχουν την ικανότητα να επανέρχονται στην αρχική τους θέση, καθώς και να παρέχουν απόσβεση έως και 16%, σε αντίθεση με τα απλά ελαστομεταλλικά εφέδρανα (RB) που παρέχουν 5% απόσβεση. Το ελαστομερές είναι συνήθως πολυμερές νεοπρένιο. Τέτοιου είδους εφέδρανο φαίνεται στο Σχ. 2.1.





Εικόνα 2.1: HDRB ελαστομεταλλικό εφέδρανο

Τα LRB (Lead-Rubber Bearings), είναι ελαστομεταλλικά εφέδρανα κυλινδρικού σχήματος με μία ή περισσότερες οπές, εναλλασόμενες στρώσεις μεταλλικών πλακών και σκληρού ελαστικού με πυρήνα μόλυβδου. Το ελαστομερές παραλαμβάνει τα κατακόρυφα φορτία και συμπεριφέρεται ελαστικά, ενώ ο πυρήνας μόλυβδου συμπεριφέρεται ελαστοπλαστικά δίνοντας έτσι την διγραμμική συμπεριφορά στο εφέδρανο και προσφέρει επιπλέον απόσβεση και απορρόφηση ενέργειας στο εφέδρανο. Η μορφή ενός τέτοιου εφεδράνου φαίνεται στο Σχ. 2.2



Σχ. 2.1: LRB ελαστομεταλλικό εφέδρανο

- Συστήματα που βασίζονται στην ολίσθηση

Πρόκειται για συστήματα που αποσβένουν ενέργεια μέσω της τριβής. Η τέμνουσα δύναμη που μεταβιβάζεται στην κατασκευή από την επιφάνεια της μόνωσης περιορίζεται κρατώντας τον συντελεστή τριβής όσο γίνεται πρακτικά χαμηλότερα. Ωστόσο η τριβή πρέπει να είναι επαρκώς υψηλή ώστε να παραλαμβάνει ισχυρούς ανέμους και μικρούς σεισμούς χωρίς ολίσθηση, μια απαίτηση που μειώνει την αποτελεσματικότητα της μόνωσης.

Διακρίνονται σε μονωτήρες με (α) επίπεδη, ή (β) με σφαιρική επιφάνεια. Οι μηχανισμοί αυτοί παρέχουν μια δύναμη επαναφοράς, που διαφορετικά δεν υφίσταται σε αυτόν τον τύπο συστήματος, για να επανέλθει η κατασκευή στην θέση ισορροπίας της.

Το σφαιρικό σύστημα τριβής εκκρεμούςς (FPS) είναι ένα ολισθαίνον σύστημα μόνωσης στο οποίο το βάρος της κατασκευής στηρίζεται σε σφαιρικές ολισθαίνουσες επιφάνειες που ολισθαίνουν σχετικά μεταξύ τους όταν η εδαφική κίνηση υπερβεί ένα κατώτατο όριο. Η δύναμη επαναφοράς προκαλείται με ελαφριά ανύψωση του κτιρίου όταν συμβεί ολίσθηση στις σφαιρικές επιφάνειες. Η ολίσθηση είναι από την φύση της μη γραμμική, πράγμα το οποίο δυσχεραίνει την δυναμική ανάλυση. Η οριζόντια δυσκαμψία των FPS είναι ανάλογη του βάρους, ενώ η ιδιοπερίοδός τους είναι ανεξάρτητη της μάζας (λειτουργία εκκρεμούςς). Ένα τυπικό σύστημα FPS φαίνεται στο Σχ. 2.3.



Σχ. 2.2 FPS εφέδρανο ολίσθησης τύπου εκκρεμούςς

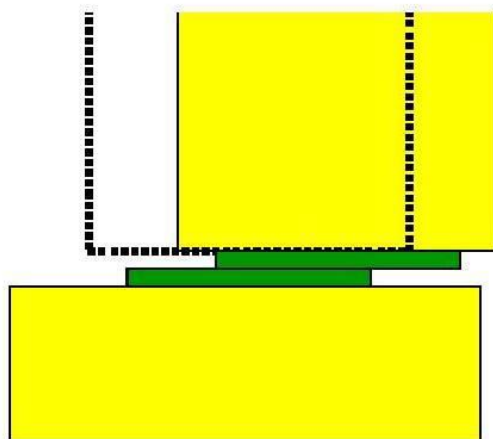
Τα συστήματα τριβής με επίπεδες επιφάνειες ολίσθησης (FSS), χωρίζονται σε δύο κατηγορίες:

α) συστήματα που λιπαίνονται και έχουν κατά κανόνα συντελεστή τριβής μικρότερο του 0,02

β) συστήματα που δεν λιπαίνονται και έχουν συντελεστή τριβής της τάξης του 0,03

Στην πράξη, έχουν μετρηθεί συντελεστές τριβής από 0,10 έως 0,15 καθώς εξαρτάται από την ταχύτητα ολίσθησης και την ασκούμενη κατακόρυφη δύναμη. Όταν το ποσοστό της οριζόντιας δύναμης προς την κατακόρυφη είναι μικρότερο του συντελεστή τριβής, η συμπεριφορά του συστήματος είναι γραμμική. Μόλις γίνει υπέρβαση του συντελεστή τριβής δημιουργείται ολίσθηση και επομένως δεν μπορεί να μεταφερθεί παραπάνω διατμητική δύναμη. Έτσι επιτυγχάνεται σημαντική μείωση των σεισμικών δυνάμεων με κόστος τις μεγάλες μόνιμες μετακινήσεις του συστήματος. Για να μπορεί λοιπόν η κατασκευή να επανέλθει στην αρχική της θέση, η χρήση των συστημάτων με επίπεδες

επιφάνειες ολίσθησης προβλέπεται σε συνδυασμό με ελαστομεταλλικά εφεδράνα τα οποία θα προσφέρουν στο σύστημα την απαιτούμενη δύναμη επαναφοράς. Ένα τυπικό σύστημα FSS φαίνεται στο Σχ. 2.4.



Σχ. 2.3: FSS σύστημα τριβής με επίπεδες επιφάνειες ολίσθησης

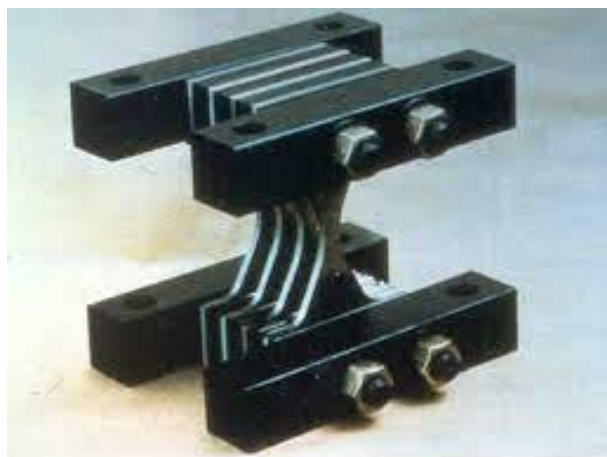
### 2.1.2 ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΑΥΞΗΣΗΣ ΤΗΣ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ

Στους αποσβεστήρες τριβής, η σεισμική ενέργεια ξοδεύεται στο να προσπαθήσει να ξεπεράσει την δύναμη τριβής που αναπτύσσεται μεταξύ των δύο επιφανειών που βρίσκονται σε επαφή στον αποσβεστήρα. Οι αποσβεστήρες τριβής συμβάλλουν στην αύξηση της παραμένουσας παραμόρφωσης, ενώ η απόδοσή τους δεν επηρεάζεται από την ταχύτητα ή τις θερμοκρασιακές μεταβολές. Η σεισμική ενέργεια που απορροφάνε τέτοιου τύπου αποσβεστήρες, αυξάνεται ανάλογα με την μετατόπιση, ενώ ο λόγος απόσβεσης αυξάνεται μέσα σε ένα συγκεκριμένο φάσμα διέγερσης της κατασκευής. Στην αρχή της ζωής τους, οι αποσβεστήρες τριβής δείχνουν ότι γίνονται πιο δύσκαμπτοι, ενώ με την πάροδο του χρόνου απλά αυξάνεται η αντοχή τους. Τέλος, η υστερητική συμπεριφορά τους είναι αυτή που κυρίως συνεισφέρει στην μείωση της απόκρισης της κατασκευής. Υπάρχουν διάφοροι τύποι αποσβεστήρων τριβής όπως τα συστήματα μερικώς ολισθαίνοντα αρμού (limited slip bolt joint - LSB), πλάκες τριβής που ολισθαίνουν κατά μήκος της εσωτερικής επιφάνειας μιας κυλινδρικής μεταλλικής θήκης κ.α. Ένα στρεπτικός αποσβεστήρας τριβής φαίνεται στο Σχ. 2.5.



Σχ. 2.4: Στρεπτικός αποσβεστήρας τριβής

Οι χαλύβδινοι αποσβεστήρες λειτουργούν, ξοδεύοντας την σεισμική ενέργεια που παραλαμβάνει η κατασκευή στην μόνιμη ανελαστική παραμόρφωσή τους. Είναι προφανές πως η ικανότητα καταπόνησης αυτών των αποσβεστήρων σε επαναλαμβανόμενους κύκλους πλαστικοποίησης, περιορίζεται από τις ιδιότητες του υλικού και από τον κίνδυνο τοπικού λυγισμού. Ο πιο συνήθης τύπος τέτοιου αποσβεστήρα, είναι ο χιαστί (μορφής 'X') ο οποίος ενσωματώνεται στο κέντρο των συνδέσμων δυσκαμψίας ενός πλαισίου, συνήθως μεταλλικού (είναι εφικτό και σε πλαίσια από οπλισμένο σκυρόδεμα, αλλά χρειάζεται πολύ καλή σύνδεση για να δουλέψει σωστά). Έχει πολύ μεγάλη δυνατότητα ολίσθησης, τρομερή ικανότητα εκτόνωσης της σεισμικής ενέργειας καθώς και καλή υστερητική συμπεριφορά (χαρακτηρίζεται από διγραμμικό διάγραμμα δύναμης - μετατόπισης). Επιπλέον, προσφέρει πολύ υψηλή πλευρική δυσκαμψία ταυτόχρονα με την ικανότητα απόσβεσής του.



Διάγραμμα 2.1: Μεταλλικός σύνδεσμος τύπου X

Οι αποσβεστήρες ιξώδους υγρού ή υδραυλικοί αποσβεστήρες, είναι υδραυλικές συσκευές που μετατρέπουν την σεισμική κινητική ενέργεια σε θερμότητα, η οποία εκλύεται στην συνέχεια στο περιβάλλον. Ο πιο διαδεδομένος τύπος τέτοιου αποσβεστήρα, είναι ο υδραυλικός αποσβεστήρας κυλινδρικού δοχείου, στον οποίο η απορρόφηση ενέργειας πραγματοποιείται καθώς ένα έμβολο παραμορφώνει μια παχύρρευστη, υψηλού ιξώδους ουσία (π.χ. παχύρρευστη σιλικόνη)



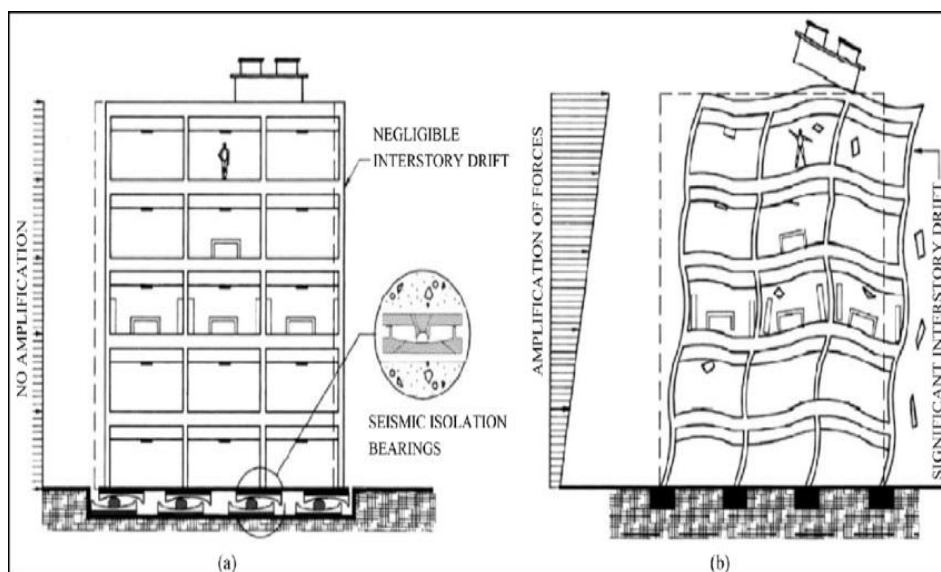
Σχ. 2.5: Υδραυλικός κυλινδρικός αποσβεστήρας

## 2.2 ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ

Η σεισμική μόνωση είναι ένας σχεδιασμός που βασίζεται στην αρχή πως είναι εφικτό και πραγματοποιήσιμο να αποδεσμεύσουμε μια κατασκευή από το έδαφος και με αυτόν τον τρόπο να την προστατεύσουμε από τις καταστροφικές συνέπειες των διάφορων σεισμικών διεγέρσεων.

Με την αποδέσμευση αυτή από την εδαφική κίνηση, επιμηκύνεται κατά πολύ η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ταλάντωσης της κατασκευής, και επομένως μειώνεται η ψευδο-επιτάχυνση για την πρώτη ιδιομορφή. Έτσι η κατασκευή πάνω από την σεισμική μόνωση, στην πρώτη ιδιομορφή, συμπεριφέρεται σαν στερεό σώμα με κόστος την μεγάλη απόλυτη μετατόπισή της. Οι ανώτερες ιδιομορφές δεν συμμετέχουν στην κίνηση της κατασκευής, αλλά μόνο στην παραμόρφωσή της, οπότε δεν μεταφέρουν σεισμική ενέργεια στην κατασκευή.

Τα πλεονεκτήματα που μπορούμε να έχουμε λοιπόν, είναι μια σημαντική μείωση των σεισμικών δυνάμεων που ασκούνται στην κατασκευή (ελέγχουμε δηλαδή την σεισμική απαίτηση που δημιουργείται στην κατασκευή), μεγάλη απορρόφηση σεισμικής ενέργειας καθώς και μειωμένος κίνδυνος βλάβης ευαίσθητου τυχών εξοπλισμού που βρίσκεται στον χώρο. Ταυτόχρονα είναι οικονομικά επωφελές, διότι δεν υπάρχουν έξοδα διόρθωσης βλαβών από την σεισμική διέγερση, και δίνει μεγαλύτερο αίσθημα ασφάλειας στον χρήστη του χώρου.



Σχ. 2.6: Σύγκριση κατασκευής με και χωρίς σεισμική μόνωση

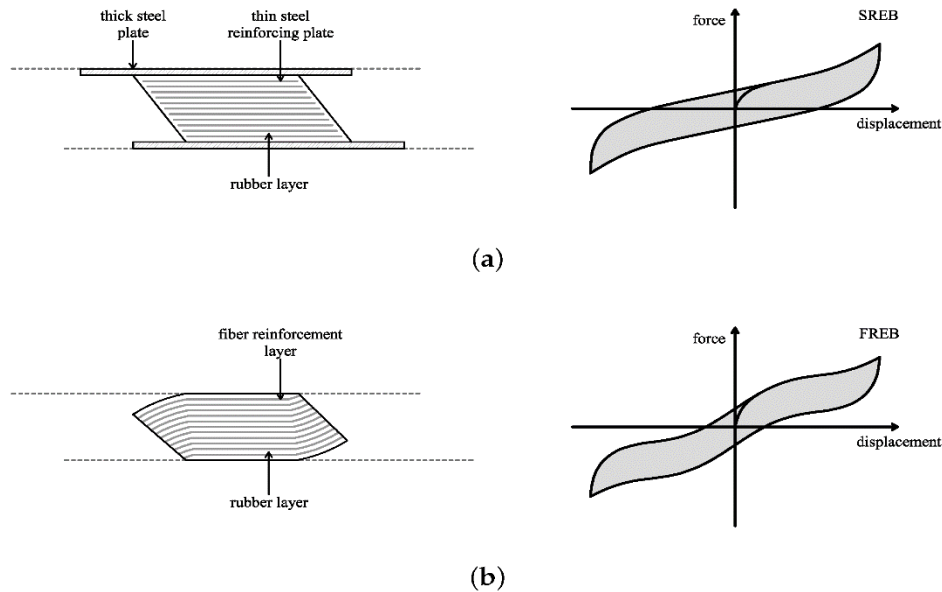
Παρατηρείται επίσης πως η τριγωνική κατανομή του σεισμικού φορτίου αντικαθίσταται από ομοιόμορφη κατανομή με γνωστή τιμή (την τάση διαρροής της σεισμικής μόνωσης). Η τιμή αυτή είναι πολύ μικρότερη από την μέγιστη τιμή της τριγωνικής κατανομής.

## 2.3 ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΑ ΛΟΓΩ ΓΗΡΑΝΣΗΣ

Γήρανση είναι η αλλαγή των ιδιοτήτων ενός υλικού ή ενός δομικού μέλους με την πάροδο του χρόνου. Η βασική αιτία της γήρανσης είναι η χημική αντίδραση της οξειδωσίας του ελαστομερούς από την στιγμή που έρχεται σε επαφή με τον αέρα.

Συγκεκριμένα στην εργασία αυτή, μας ενδιαφέρει η αλλαγή των μηχανικών ιδιοτήτων της σεισμικής μόνωσης μιας γέφυρας. Για παράδειγμα, η εικόνα 2.3.1, δείχνει έναν τυπικό υστερητικό βρόγχο δύναμης – μετατόπισης ενός εφεδράνου. Οι σημαντικές μηχανικές ιδιότητες που περιγράφουν την συμπεριφορά του εφεδράνου είναι η χαρακτηριστική του αντοχή,  $Q_b$ , και η μετελαστική δυσκαμψία του,  $K_b$ .

Οι μηχανικές αυτές ιδιότητες της σεισμικής μόνωσης, επηρεάζονται από την γήρανση καθώς και από άλλα φαινόμενα. Λογικό επακόλουθο είναι λοιπόν, πως η ανάλυση και ο σχεδιασμός σεισμικά μονωμένων κατασκευών πρέπει να γίνεται λαμβάνοντας υπόψιν τις επιρροές αυτές. Ακόμα, η γήρανση μπορεί να επηρεάσει την ικανότητα του σεισμικού μονωτή να παραλάβει ένταση, τάση, δύναμη ή και παραμόρφωση.



Σχ. 2.7: Υστερητικοί βρόγχοι ελαστομεταλλικού και ινοπλισμένου εφεδράνου

Η παρακάτω υποπαράγραφος παρουσιάζει συνοπτικά δεδομένα που έχουν δημοσιευτεί σχετικά με την γήρανση ελαστομεταλλικών συστημάτων και συστημάτων τριβής.

### 2.3.1 ΕΛΑΣΤΟΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΕΦΕΔΡΑΝΑ

Ο Ayaz H. Malik (1991) έκανε δημοσίευση σχετικά με την κατάσταση ελαστομεταλλικών εφεδράνων εικοσαετίας που αφαιρέθηκαν από γέφυρα της Νέας Υόρκης. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά τους δεν ήταν γνωστά την στιγμή της τοποθέτησής του στην γέφυρα. Τα εφέδρανα αυτά υποβλήθηκαν σε διάφορες πειραματικές δοκιμές και

βρέθηκε πως αρκετά από αυτά τηρούσαν πλήρως τις τότε προδιαγραφές εκτός από την περίπτωση της δοκιμής σε θλίψη. Αντίθετα, κάποια από τα εφέδρανα εμφάνισαν ρωγμές με σημαντικό εύρος, με αποτέλεσμα να εκτεθούν οι μεταλλικοί οπλισμοί τους.

Σε μια άλλη δημοσίευση, οι Stevenson και Price (1986) πραγματοποίησαν δοκιμές διάτμησης και θλίψης σε εφέδρανα εικοσαετίας που αφαιρέθηκαν από γέφυρα της Αγγλίας. Αποδείχθηκε πως τα εφέδρανα είχαν διατηρηθεί σε πολύ καλή κατάσταση, με την διατμητική δυσκαμψία τους να είναι στα 1.8 kN/mm, την στιγμή που ο τότε κανονισμός επέβαλλε εύρος δυσκαμψιών για τα εφέδρανα από 1.36 μέχρι 2.04 kN/mm.

Ίσως από τις πιο λεπτομερείς δημοσιεύσεις, είναι αυτή των Clark et al. (1996). Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μόλυβδου (LRB) και ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (HDRB) που είχαν υποβληθεί σε δοκιμές το 1983, υποβλήθηκαν εκ νέου σε δοκιμές 12 και 13 χρόνια μετά. Τα αποτελέσματα των δοκιμών για τα εφέδρανα LRB δείχνουν ελάχιστη μεταβολή στην χαρακτηριστική αντοχή και μια πολύ μικρή αύξηση στην δυσκαμψία. Στα HDRB, όταν υποβλήθηκαν σε διατμητικές παραμορφώσεις, βρέθηκε μια αύξηση τόσο στην χαρακτηριστική αντοχή όσο και στην διατμητική δυσκαμψία κατά 1.2 με 1.3 φορές πάνω.

### 2.3.2 FPS ΕΦΕΔΡΑΝΑ ΤΡΙΒΗΣ

Το κυριότερο πρόβλημα που αντιμετωπίζουν αυτού του τύπου τα εφέδρανα, είναι ταχύτατη διάβρωση των επιφανειών που έρχονται σε επαφή για την δημιουργία τριβής. Πολύ συχνά, το πρόβλημα αυτό δημιουργείται από την χρήση ακατάλληλων υλικών για την κατασκευή αυτών των εφεδράνων.

Μια ενδιαφέρουσα δημοσίευση (Lee, 1993), παρουσιάζει αποτελέσματα για 60 μεταλλικά FPS εφέδρανα τριβής που αφαιρέθηκαν από τα συνολικά 1829 εφέδρανα του πυρηνικού σταθμού στο Koeberg της Νότιας Αφρικής, έπειτα από λειτουργία 14 χρόνων. Κατά μέσο όρο, τα εφέδρανα παρουσίασαν μια αύξηση 68% στον συντελεστή τριβής τους.

### 2.3.3 ΜΑΘΗΜΑΤΙΚΟ ΜΟΝΤΕΛΟ ΓΗΡΑΝΣΗΣ ΚΑΙ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ

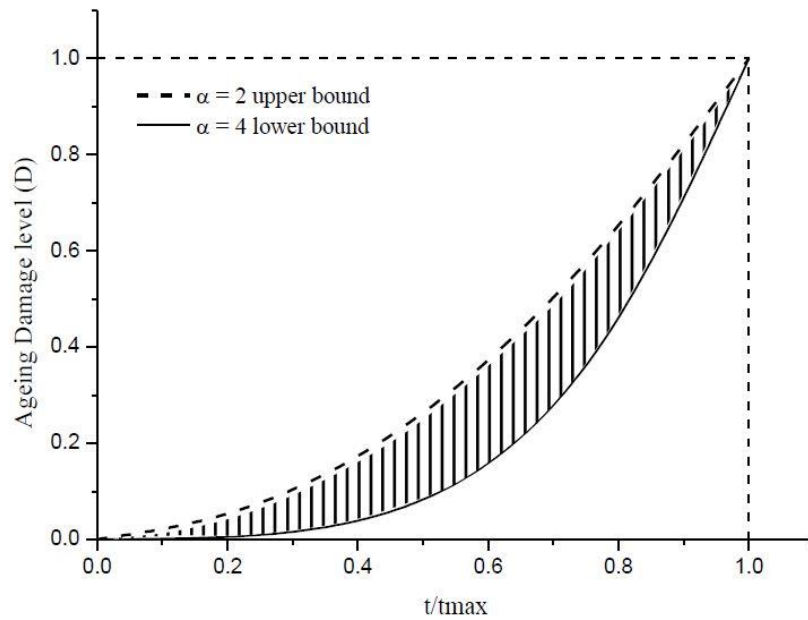
Σύμφωνα με δημοσίευση (Constantinou, Tsopelas, & Kasalanati, 1999), προτείνεται η λογική των συντελεστών αλλαγής ιδιοτήτων,  $\lambda$ , για την μορφοποίηση των μηχανικών ιδιοτήτων των εφεδράνων. Συγκεκριμένα για τα ελαστομερή μεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης,  $\lambda=1.1$ , 30 χρόνια έπειτα από την αρχική τοποθέτησή τους, τόσο για την μετελαστική δυσκαμψία όσο και για την χαρακτηριστική αντοχή. Αντίστοιχα, για HDRB εφέδρανα με υψηλή απόσβεση, ο συντελεστής  $\lambda$  κυμαίνεται από 1.2~1.3 και για τις δύο μηχανικές ιδιότητες. Για FPS συστήματα τριβής, σε χρονικό διάστημα πάλι 30 χρόνων, ο συντελεστής  $\lambda$  για μορφοποίηση του συντελεστή τριβής τους, έχει μια πολύ μεγαλύτερη διακύμανση, καθώς εξαρτάται από τον τρόπο τοποθέτησης των εφεδράνων, από το είδος των επιφανειών που έρχονται σε επαφή, καθώς και από το περιβάλλον μέσα στο οποίο είναι σε λειτουργία. Η διακύμανση αυτή είναι από 1.1~2.5.

Μια άλλη δημοσίευση (Carpinteri, Lacidogna, & Pugno, 2007), περιγράφει την γήρανση με χρήση ενός εκθετικού μαθηματικού μοντέλου. Συγκεκριμένα, το μέγεθος της

ζημιάς,  $D$ , σε χρόνο  $t$ , περιγράφεται ως εκθετική συνάρτηση του μέγιστου εκτιμώμενου χρόνου ζωής του μέλους,  $t_{max}$ , με εκθέτη  $\alpha$ , όπου το  $\alpha$  κυμαίνεται από 2~4:

$$D = \left(\frac{t}{t_{max}}\right)^\alpha \quad (2.3.1)$$

Γραφική αναπαράσταση του νόμου που περιγράφει η εξίσωση (2.3.1), φαίνεται στο Σχ. 2.10. Παρατηρείται πως ανάλογα με τον συντελεστή  $\alpha$ , τίθενται ένα ανώτατο και ένα κατώτατο όριο στην καμπύλη. Όσο μικραίνει το  $\alpha$ , τόσο μεγαλώνει η ζημιά που υφίσταται ένα δομικό μέλος λόγω γήρανσης. Όλες οι περιπτώσεις καμπυλών ζημιάς-χρόνου κυμαίνονται ανάμεσα στις οριακές τιμές του συντελεστή  $\alpha$ , δηλαδή 2 (ανώτατο όριο) και 4 (κατώτατο όριο).



Σχ. 2.8: Ζημιά λόγω γήρανσης συναρτήσει του χρόνου

Σύμφωνα με εργασία του Nouredine Bourahla (Nouredine, 1990) [3], για να προσομοιωθεί η μεταβολή των υστερητικών παραμέτρων ενός υλικού (δυσκαμψία και χαρακτηριστική αντοχή), κατασκευάζεται μια μαθηματική σχέση που είναι άμεσα σχετιζόμενη με το επίπεδο ζημιάς σε χρόνο  $t$ :

$$E_t = E_0 + (E_D - E_0)D \quad (2.3.2)$$

Η σχέση αυτή, σχετίζει γραμμικά το επίπεδο ζημιάς σε χρόνο  $t$ ,  $D$ , με την τιμή ενός μεγέθους σε χρόνο  $t$ ,  $E_t$ , όπου  $E_0$  η αρχική τιμή του μεγέθους και  $E_D = DE_0$ , η μέγιστη θεωρητική τιμή που θα έχει το μέγεθος σε χρόνο  $t$ .

Με βάση δοκιμές σε σεισμική τράπεζα, που διεξήχθησαν σε ελαστομερή εφεδρανα από νεοπρένιο τα οποία είχαν υποβληθεί πάλι σε δοκιμές το 1981, πάρθηκαν ορισμένα αποτελέσματα για την αλλαγή των μηχανικών τους ιδιοτήτων 30 χρόνια μετά (Kelly &



Van Engelen, Retest of Thirty-Year-Old Neoprene Isolation, 2014). Υποβάλλοντας τα εφεδράνα αυτά στην εδαφική κίνηση του σεισμού στο El Centro του Μεξικού, βρέθηκε πως η ενεργός δυσκαμψία τους είχε αυξηθεί κατά 67%, ενώ η αποσβεστική τους ικανότητα μειώθηκε κατά 50% περίπου.

## 2.4 ΕΡΓΑΛΕΙΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ

Μερικά από τα πιο δημοφιλή λογισμικά προσομοίωσης σεισμικής μόνωσης και σεισμικά μονωμένων κατασκευών γενικότερα, είναι λογισμικά στατικής ανάλυσης όπως το SAP2000, το ETABS και το 3D-BASIS, με τα οποία εκτελούνται μη γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστοριών στις κατασκευές αυτές. Αντίθετα, άλλα προγράμματα ανάλυσης που είναι διαθέσιμα στο αγοραστικό κοινό, όπως το ANSYS και το ABAQUS, τα οποία είναι κατάλληλα να προσομοιώσουν την συμπεριφορά σεισμικών μονωτήρων, σπάνια χρησιμοποιούνται για αυτόν τον σκοπό καθώς δεν είναι κατάλληλα για κατασκευαστική ανάλυση.

Στα λογισμικά της CSI, SAP2000 και ETABS, οι μη γραμμικές εξισώσεις ισορροπίας μπορούν να επιλυθούν χρησιμοποιώντας την πολύ αποδοτική υπολογιστικά Fast Nonlinear Analysis (Noor & Peters, 1980), η οποία χρησιμοποιεί διανύσματα Ritz (Wilson, Yuan, & Dickens, 1982) της γραμμικής ελαστικής μονωμένης κατασκευής, για την μείωση του μεγέθους του μη γραμμικού συστήματος προς επίλυση. Επίσης, η συμπεριφορά των ελαστομεταλλικών εφεδράνων και των εφεδράνων τριβής, μπορεί να προσομοιωθεί υιοθετώντας ακριβή διαφορικά μοντέλα τα οποία αντιπροσωπεύουν τροποποιημένες εκδοχές του μοντέλου Bouc-Wen (Bouc, 1967), (Wen, 1976).

Στο 3D-BASIS, οι μη γραμμικές εξισώσεις ισορροπίας επιλύονται αριθμητικά με χρήση της μεθόδου Newmark (Newmark, 1959) σε συνδυασμό με την επαναληπτική διαδικασία της ψευδοδύναμης. Όσον αφορά τα υστερητικά μοντέλα, λειτουργούν όπως αυτά των λογισμικών της CSI, χρησιμοποιώντας δηλαδή τροποποιημένα μοντέλα Bouc-Wen.

Τα υστερητικά μοντέλα που χρησιμοποιούνται από τα παραπάνω λογισμικά, παρόλο που είναι ικανά να μοντελοποιήσουν με μεγάλη ακρίβεια την απόκριση σεισμικών μονωτήρων, βασίζονται σε παραμέτρους οι οποίες δεν έχουν κάποια φυσική (μηχανική) σημασία, οπότε η μορφοποίησή τους και η χρήση τους σε πρακτικές εφαρμογές είναι πολλές φορές δύσχρηστη. Παράλληλα, εξειδικευμένες τεχνικές, όπως αυτή των πολλαπλών βημάτων, και οι μέθοδοι Runge-Kutta, χρησιμοποιούνται σε κάθε χρονικό βήμα για να επιλύουν την διαφορική εξίσωση που περιγράφει το μοντέλο αυτό.

## 2.5 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ

Η εξίσωση κίνησης οποιουδήποτε συστήματος, είναι της γενικής μορφής:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = P(t) \quad (2.1)$$

Ο όρος της δυσκαμψίας στην παραπάνω εξίσωση κίνησης (K), τροποποιείται για να ληφθεί υπόψη η ανελαστική συμπεριφορά της κατασκευής. Η σχέση δύναμης – παραμόρφωσης για κάθε δομικό μέλος που υφίσταται κυκλική παραμόρφωση είναι τώρα μη γραμμική και υστερητική. Η αρχική καμπύλη φόρτισης είναι μη γραμμική στα μεγαλύτερα εύρη παραμόρφωσης, και οι καμπύλες αποφόρτισης και επαναφόρτισης διαφέρουν από τον αρχικό κλάδο φόρτισης.

Για να επιλυθεί η παραπάνω εξίσωση στην μη γραμμική ανάλυση, απαιτείται κάποια μέθοδος χρονικών βημάτων. Εδώ παρουσιάζεται η μέθοδος Newmark. Είναι ίσως η δημοφιλέστερη μέθοδος για σεισμικές αναλύσεις απόκρισης λόγω της ανώτερης ακρίβειάς της.

### 2.5.1 ΜΕΘΟΔΟΣ NEWMARK

Για ένα ανελαστικό σύστημα, η εξίσωση κίνησης που πρέπει να επιλυθεί αριθμητικά είναι η (2.1), με αρχικές συνθήκες:

$$u_0 = u(0) \quad \dot{u}_0 = \dot{u}(0) \quad (2.2)$$

Η εφαρμοζόμενη δύναμη  $P(t)$ , δίνεται με ένα πλήθος διακριτών τιμών  $P_i = P(t_i)$ , για  $i = 0$  έως  $i = N$ . Στην συνέχεια επιλέγεται ένα χρονικό βήμα,  $\Delta t = t_{i+1} - t_i$ , το οποίο κρατιέται συνήθως σταθερό. Η απόκριση προσδιορίζεται για τις διακριτές χρονικές στιγμές  $t_i$  που συμβολίζονται ως χρονικές στιγμές  $i$ . Εφόσον γνωρίζουμε τις αρχικές συνθήκες, μπορεί να υπολογιστεί:

$$\ddot{u}_0 = \frac{p_0 - c\dot{u}_0 - ku_0}{m} \quad (2.3)$$

Στην συνέχεια υπολογίζουμε τους συντελεστές

$$a = \frac{1}{\beta\Delta t}m + \frac{\gamma}{\beta}c \quad , \quad b = \frac{1}{2\beta}m + \Delta t\left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right)c \quad (2.4)$$

, με  $\gamma = \frac{1}{2}$  και  $\frac{1}{6} \leq \beta \leq \frac{1}{4}$ .

Σε κάθε χρονικό βήμα  $i$ , υπολογίζεται η μεταβολή

$$\Delta\hat{p}_i = \Delta p_i + a\dot{u}_i + b\ddot{u}_i \quad (2.5)$$

, το εφαπτομενικό μητρώο δυσκαμψίας,  $k_i$ , η τροποποιημένο μητρώο δυσκαμψίας

$$\hat{k}_i = k_i + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}c + \frac{1}{\beta\Delta t^2}m \quad (2.6)$$

και επιλύουμε για το  $\Delta u_i$ , από τα  $\hat{k}_i$  και  $\Delta \hat{p}_i$ , με χρήση της τροποποιημένης επαναληπτικής μεθόδου Newton – Raphson που περιγράφεται παρακάτω. Έχοντας γνωστά τα  $u_i, \dot{u}_i, \ddot{u}_i$ , υπολογίζουμε τα

$$\Delta \dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_i + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \ddot{u}_i \quad (2.7)$$

και

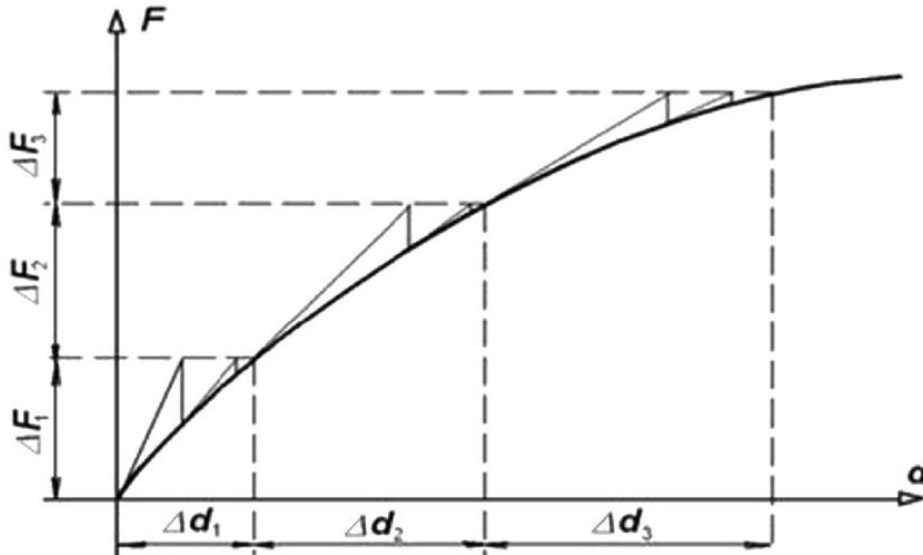
$$\Delta \ddot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta \Delta t^2} \Delta u_i - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{u}_i + \frac{1}{2\beta} \ddot{u}_i \quad (2.8)$$

Εν τέλει, για το βήμα  $i + 1$ , τα μεγέθη απόκρισης είναι:

$$u_{i+1} = u_i + \Delta u_i, \dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \Delta \dot{u}_i, \ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + \Delta \ddot{u}_i \quad (2.9)$$

Στη συνέχεια προχωράμε στο επόμενο χρονικό βήμα, αντικαθιστώντας το  $i$  με  $i + 1$  και επαναλαμβάνουμε την διαδικασία υπολογισμού όπως περιεγράφηκε παραπάνω.

Για τον υπολογισμό του  $\Delta u_i$  στο χρονικό βήμα  $i$ , χρησιμοποιείται η τροποποιημένη επαναληπτική μέθοδος Newton-Raphson



Σχ. 2.9: Επαναλήψεις σε ένα χρονικό βήμα για μη γραμμικά συστήματα, τροποποιημένη μέθοδος Newton-Raphson

Το πρώτο βήμα της μεθόδου είναι να εφαρμόσουμε την εξίσωση

$$\hat{k}_i \Delta u^{(1)} = \Delta \hat{p} \quad (2.10)$$

για τον προσδιορισμό του  $\Delta u^{(1)}$ , την πρώτη προσέγγιση του τελικού  $\Delta u$ . Η πραγματική δύναμη που συνδέεται με το  $\Delta u^{(1)}$ , είναι η  $\Delta f^{(1)}$ , που είναι μικρότερη από την  $\Delta \hat{p}$ , και η υπολειπόμενη δύναμη ορίζεται ως  $\Delta R^{(2)} = \Delta \hat{p} - \Delta f^{(1)}$ . Η πρόσθετη μετατόπιση  $\Delta u^{(2)}$  εξαιτίας αυτής της υπολειπόμενης δύναμης προσδιορίζεται από:

$$\hat{k}_i \Delta u^{(2)} = \Delta R^{(2)} = \Delta \hat{p} - \Delta f^{(1)} \quad (2.11)$$

Η πρόσθετη αυτή μετατόπιση χρησιμοποιείται για να βρεθεί μια νέα τιμή της υπολειπόμενης δύναμης και η διαδικασία συνεχίζεται μέχρι να επιτευχθεί η σύγκλιση.

Η επαναληπτική διαδικασία, σταματάει μετά από  $l$  επαναλήψεις, όταν η αυξητική μετατόπιση  $\Delta u^{(l)}$  γίνεται αρκετά μικρή συγκριτικά με την τρέχουσα εκτίμηση του  $\Delta u = \sum_{j=1}^l \Delta u^{(j)}$ , δηλαδή:

$$\frac{\Delta u^{(l)}}{\Delta u} < \epsilon \quad (2.12)$$



### 3 ΠΟΙΟΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΕΦΕΔΡΑΝΩΝ LRB ΜΕ ΧΡΗΣΗ MATLAB

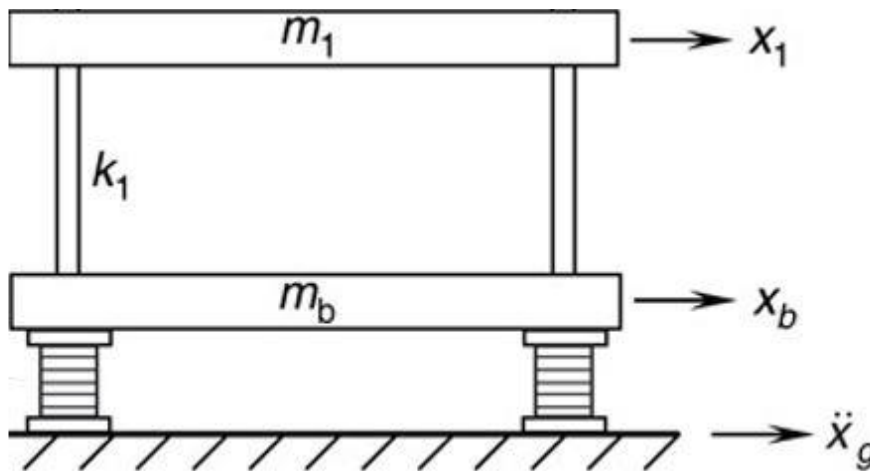
Για να μπορέσουμε να καταλάβουμε την συμπεριφορά ενός σεισμικά μονωμένου πολυβάθμιου συστήματος, θα πρέπει να ξεκινήσουμε με την διατύπωση του προβλήματος της ανάλυσης ενός απλού μονοβάθμιου συστήματος με σεισμική μόνωση στην βάση του.

Στην συνέχεια, αφού σχηματίσουμε την εξίσωση κίνησης του διβάθμιου πλέον φορέα μας και διατυπώσουμε επακριβώς το μαθηματικό μοντέλο μας, θα εισάγουμε το πρόβλημα προς επίλυση στο λογισμικό της MathWorks, MATLAB, το οποίο θα αναλάβει την επίλυση του συστήματος των διαφορικών εξισώσεων που περιγράφουν το σεισμικά μονωμένο πλαίσιο.

Τέλος, θα αναλύσουμε με χρήση MATLAB και τον ίδιο φορέα χωρίς την σεισμική μόνωση στην βάση του, και θα συγκρίνουμε τις αποκρίσεις των δύο συστημάτων ώστε να εντοπίσουμε σημαντικές διαφορές στην συμπεριφορά του φορέα για την ίδια εδαφική κίνηση.

#### 3.1 ΔΙΑΤΥΠΩΣΗ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ ΤΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΟΥ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ

Ξεκινάμε ορίζοντας το μονώροφο πλαίσιο του παρακάτω σχήματος, το οποίο έχει μονωθεί σεισμικά στην βάση του με ελαστομεταλλικά εφεδράνα τύπου LRB.



Εικόνα 3.1: Μονώροφο σεισμικά μονωμένο πλαίσιο

Το πλαίσιο αυτό, έχει δύο βαθμούς ελευθερίας (έναν στην βάση του,  $x_b$ , και έναν στην κορυφή του,  $x_1$ ). Αποτελείται από δύο πλάκες διαφραγματικής λειτουργίας (οροφής και βάσης), δύο υποστυλώματα δυσκαμψίας  $k_1$  και δύο LRB εφεδράνα που παρεμβάλλονται ανάμεσα στην βάση της κατασκευής και το έδαφος, αποδεσμεύοντάς την από αυτό.

Από την δυναμική ανάλυση, είναι γνωστή η εξίσωση κίνησης του παραπάνω διβάθμιου συστήματος:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{P(t)\} \quad (3.1)$$

Εφόσον έχουμε διβάθμιο σύστημα, οι διαστάσεις των παραπάνω μητρώων και διανυσμάτων, θα είναι:

$$\begin{aligned} [M]: 2 \times 2 & \quad [C]: 2 \times 2 & \quad [K]: 2 \times 2 & \quad \{\ddot{u}\}: 2 \times 1 & \quad \{\dot{u}\}: 2 \times 1 & \quad \{u\}: 2 \times 1 \\ \{P(t)\}: 2 \times 1 & & & & & \end{aligned}$$

Η εξίσωση κίνησης (1), αποτελεί ένα σύστημα δύο διαφορικών εξισώσεων δεύτερης τάξης, το οποίο χρειάζεται έναν συγκεκριμένο τρόπο επίλυσης. Στην συγκεκριμένη εργασία, επιλέχθηκε η μέθοδος Runge – Kutta 45. Η μέθοδος αυτή επιλύει συστήματα διαφορικών εξισώσεων ΠΡΩΤΗΣ τάξης, οπότε θα χρειαστεί ένα μαθηματικό τέχνασμα για να λύσει το πρόβλημα του διβάθμιου.

Ας παρατηρήσουμε την εφαρμογή της μεθόδου αυτής για ένα μονοβάθμιο σύστημα. Η εξίσωση κίνησης ενός μονοβάθμιου συστήματος, είναι:

$$m\{\ddot{u}\} + c\{\dot{u}\} + k\{u\} = p(t) \quad (3.2)$$

Ορίζουμε:

$$x_1 = \{u\} \quad (3.3)$$

$$x_2 = \{\dot{u}\} \quad (3.4)$$

οπότε προκύπτει

$$\dot{x}_2 = \dot{x}_1 \quad (3.5)$$

Άρα, η (2) λόγω των (3), (5), μετασχηματίζεται ως εξής:

$$m\dot{x}_2 + cx_2 + kx_1 = p(t) \quad (3.6)$$

από την οποία προκύπτει:

$$\dot{x}_2 = (-cx_2 - kx_1 + p(t))/m \quad (3.7)$$

Ο οποιοσδήποτε επιλυτής, περιμένει από εμάς ως input, τις εξισώσεις (3.5) και (3.7) για να επιλύσει το σύστημα. Αφού λοιπόν τώρα έχουμε διατυπώσει την βασική διαδικασία για ένα μονοβάθμιο σύστημα, θα εφαρμόσουμε την ίδια αρχή και για το διβάθμιο σύστημα, μόνο που θα αντικαταστήσουμε τις σταθερές και τις μεταβλητές, με μητρώα και διανύσματα αντίστοιχα. Συγκεκριμένα:

$$\{\dot{x}_1\} = \{x_2\} \quad (3.8)$$

$$\{\dot{x}_2\} = [M]^{-1}[-[C]\{x_2\} - [K]\{x_1\} + \{P(t)\}] \quad (3.9)$$

Ορίζουμε το γενικευμένο διάνυσμα:

$$\{y\} = \begin{Bmatrix} \{x_1\} \\ \{x_2\} \end{Bmatrix}$$

και επομένως:

$$\{\dot{y}\} = \begin{Bmatrix} \{\dot{x}_1\} \\ \{\dot{x}_2\} \end{Bmatrix}$$

Αν λοιπόν αντικαταστήσουμε τα παραπάνω στην εξίσωση κίνησης που είχαμε αρχικά, θα προκύψει το παρακάτω σύστημα διαφορικών εξισώσεων:

$$\{\dot{y}\} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \\ -[M]^{-1}[K] & -[M]^{-1}[C] & & \end{bmatrix} \{y\} + \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ -[M]^{-1}\{P(t)\} \end{Bmatrix} \quad (3.10)$$

Έτσι, καταφέραμε να μετατρέψουμε το σύστημα δεύτερης τάξης σε πρώτης τάξης, οπότε είναι δυνατή η χρήση της μεθόδου Runge – Kutta για την επίλυση του συστήματος.

Όσον αφορά το διάνυσμα φόρτισης  $\{P(t)\}$ , ισχύει:

$$\{P(t)\} = -[M]\{\ddot{u}_g\} \quad (3.11)$$

όπου το  $\{\ddot{u}_g\}$  πρέπει να οριστεί. Για να οριστεί η εδαφική επιτάχυνση, χρησιμοποιήθηκε μια βιβλιοθήκη σεισμικών καταγραφών από τον ελλαδικό χώρο καθώς και από την αμερικανική ήπειρο, οι οποίες καταγραφές πάρθηκαν από το European Strong Motion Database καθώς και από το PEER Database αντίστοιχα. Για την διβάθμια κατασκευή που αναλύουμε στο MATLAB, χρησιμοποιήθηκε μία μόνο σεισμική καταγραφή, αυτή της Σάμου τον Οκτώβριο του 2020.

## 3.2 ΑΛΓΟΡΙΘΜΙΚΗ ΔΙΑΤΥΠΩΣΗ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ ΣΤΟ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝ ΤΟΥ MATLAB ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΥΣΤΕΡΗΤΙΚΟΥ ΜΟΝΤΕΛΟΥ BOUC – WENN

Η κατασκευή του προβλήματος με αλγοριθμικό τρόπο, παρουσίασε αρκετές δυσκολίες, μια εκ των οποίων ήταν και η προσομοίωση των κύκλων φόρτισης και αποφόρτισης του φορέα.

Ένας αλγοριθμικά φιλικός τρόπος για να προσομοιωθούν οι κύκλοι φόρτισης και αποφόρτισης, είναι με βάση το υστερητικό μοντέλο Bouc – Wen.

Το υστερητικό μοντέλο Bouc – Wen, είναι ένα από τα μοντέλα υστέρησης με την μεγαλύτερη χρήση. Συνήθως χρησιμοποιείται για να περιγράψει μη γραμμικά υστερητικά συστήματα. Εισήχθη στο επιστημονικό προσκήνιο από τον Robert Bouc και αναπτύχθηκε πλήρως από τον Yi – Kwei Wen, ο οποίος παρουσίασε την ευρεία χρήση του μοντέλου αυτού παράγοντας μια πληθώρα υστερητικών μοντέλων.

Χάρη στην μεγάλη χρησιμότητά του και την μαθηματική ευχέρεια που το χαρακτηρίζει, το υστερητικό αυτό μοντέλο έχει γίνει πολύ δημοφιλές στους μελετητές,



ενώ βρίσκει χρήση σε μεγάλο πλήθος εφαρμογών. Μερικές από αυτές είναι συστήματα πολλών βαθμών ελευθερίας, κτηριακά έργα, εδαφική ρευστοποίηση και σεισμική μόνωση

### 3.2.1 ΜΟΡΦΩΣΗ ΤΟΥ ΜΟΝΤΕΛΟΥ

Ας θεωρήσουμε την εξίσωση κίνησης ενός μονοβάθμιου συστήματος:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + F(t) = f(t) \quad (3.12)$$

όπου  $m$  η μάζα,  $u(t)$  η μετατόπιση,  $c$  ο συντελεστής γραμμικής ιξώδους απόσβεσης,  $F(t)$  η δύναμη επαναφοράς και  $f(t)$  η εξωτερική δύναμη που ασκείται στο σύστημα.

Σύμφωνα με το υστερητικό μοντέλο Bouc – Wen, η δύναμη επαναφοράς εκφράζεται ως εξής:

$$F(t) = ak_i u(t) + (1 - a)k_i z(t) \quad (3.13)$$

όπου  $a := \frac{k_f}{k_i}$  είναι ο λόγος της μετελαστικής δυσκαμψίας,  $k_f$ , προς την ελαστική δυσκαμψία,  $k_i = \frac{F(y)}{u(y)}$ ,  $F(y)$  η δύναμη διαρροής,  $u(y)$  η μετατόπιση διαρροής και  $z(t)$  μια υστερητική παράμετρος (συνήθως καλείται υστερητική μετατόπιση), που εκφράζεται με την παρακάτω μη γραμμική διαφορική εξίσωση με μηδενικές αρχικές συνθήκες:

$$\dot{z}(t) = \dot{u}(t) \{ A - [\beta \text{sign}(z(t)\dot{u}(t)) + \gamma] |z(t)|^n \} \quad (3.14)$$

, όπου  $\text{sign}$  είναι η συνάρτηση signum, και  $A, \beta > 0$ ,  $\gamma$  και  $n$  είναι αδιάστατες ποσότητες που καθορίζουν την συμπεριφορά του μοντέλου (όταν  $n = \infty$  έχουμε την ελαστοπλαστική συμπεριφορά). Η δύναμη επαναφοράς  $F(t)$  μπορεί να αποδομηθεί σε ένα ελαστικό και ένα υστερητικό μέρος ως εξής:

$$F^{el}(t) = ak_i u(t) \quad (3.15)$$

και

$$F^h(t) = (1 - a)k_i z(t) \quad (3.16)$$

οπότε μπορούμε να φανταστούμε την δύναμη επαναφοράς ως δύο ελατήρια συνδεδεμένα παράλληλα. Η διαφορική εξίσωση που εν τέλει θα επιλύσουμε με την μέθοδο Runge – Kutta 45, θα είναι η:

$$y = Ax - R + B \quad (3.17)$$

$$\text{, όπου } R = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ M \setminus K_{plastic} * \begin{bmatrix} z(t) \\ 0 \end{bmatrix} \\ -z(\dot{t}) \end{bmatrix}, \quad B = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ -M \setminus Load, external \\ 0 \end{bmatrix}$$

Επίσης, για να γίνει ορθή επίλυση στο MATLAB, χρειάστηκε να δώσουμε τα χαρακτηριστικά των LRB εφεδράνων καθώς και των δομικών μελών του πλαισιακού

φορέα (μόνο των υποστηλωμάτων, καθώς η κεφαλοδοκός κατά την σεισμική κίνηση θεωρούμε πως λειτουργεί άκαμπτα ως στερεό σώμα). Για λόγους σύγκρισης, δόθηκαν πέντε ομάδες χαρακτηριστικών όσο αφορά τις παραμέτρους του μοντέλου Bouc – Wen. Τα χαρακτηριστικά αυτά φαίνονται στους παρακάτω πίνακες:

	ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ 1	ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ 2	ΣΥΝΟΛΟ
ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ (kN/m)	2333,333	2333,333	4666,666
ΥΨΟΣ (m)	6,00	6,00	

	ΕΦΕΔΡΑΝΟ 1	ΕΦΕΔΡΑΝΟ 2
ΜΕΤΑΚΙΝΗ ΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ (m)	0,0069	0,0069
ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ (kN)	70,00	70,00
ΔΥΣΚΑΜΨΙ A (kN/m)	10144,93	10144,93
$\alpha$	0,005	0,005
n	6	6
$\beta$	0,3	0,3
$\gamma$	0,7	0,7

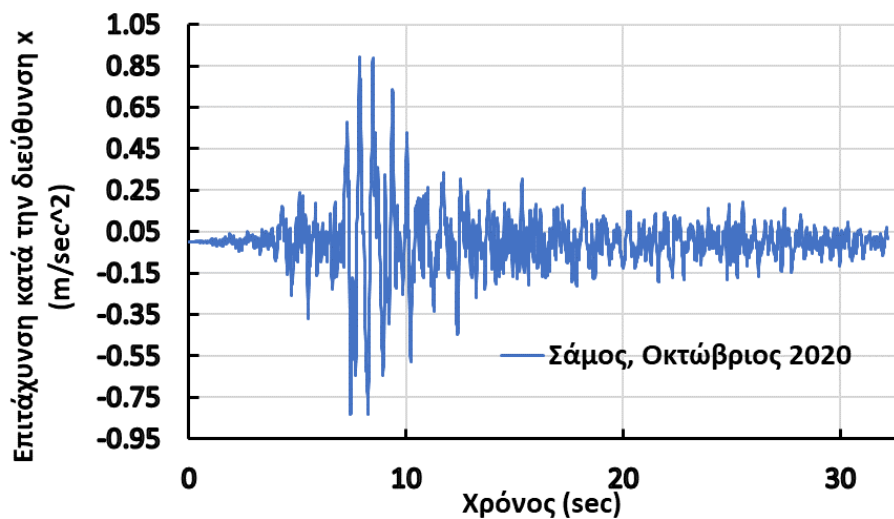
	ΕΦΕΔΡΑΝΟ 1	ΕΦΕΔΡΑΝΟ 2
ΜΕΤΑΚΙΝΗ ΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ (m)	0,0069	0,0069
ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ (kN)	70,00	70,00
ΔΥΣΚΑΜΨΙ A (kN/m)	10144,93	10144,93
$\alpha$	0,007	0,007
n	4	4
$\beta$	0,5	0,5
$\gamma$	0,5	0,5

	ΕΦΕΔΡΑΝΟ 1	ΕΦΕΔΡΑΝΟ 2
ΜΕΤΑΚΙΝΗ ΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ (m)	0,0069	0,0069
ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ (kN)	70,00	70,00
ΔΥΣΚΑΜΨΙ Α (kN/m)	10144,93	10144,93
α	0,01	0,01
n	2	2
β	0,8	0,8
γ	0,2	0,2

	ΕΦΕΔΡΑΝΟ 1	ΕΦΕΔΡΑΝΟ 2
ΜΕΤΑΚΙΝΗ ΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ (m)	0,0069	0,0069
ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ (kN)	70,00	70,00
ΔΥΣΚΑΜΨΙ Α (kN/m)	10144,93	10144,93
α	0,001	0,001
n	8	8
β	0,1	0,1
γ	0,9	0,9

Για το μονώροφο πλαίσιο, τα μέλη του είναι κατασκευασμένα από οπλισμένο σκυρόδεμα C30/37 και έχουμε θεωρήσει ρηγματωμένες διατομές ( $I_{eff} = \frac{1}{2} * I$ ).

Το επιταχυνσιογράφημα το οποίο χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση του φορέα, είναι αυτό της Σάμου (Οκτώβριος 2020, Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση 0.89g, Χρονική Διάρκεια 32.18 sec):

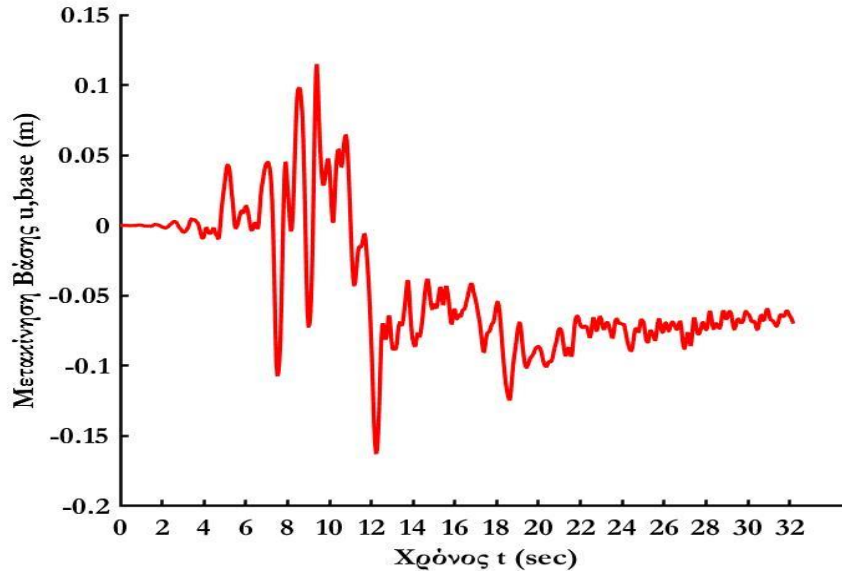


Διάγραμμα 3.1: Επιταχυνσιογράφημα σεισμού Σάμου

### 3.2.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΜΟΝΩΜΕΝΟΥ ΚΑΙ ΜΗ ΜΟΝΩΜΕΝΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ

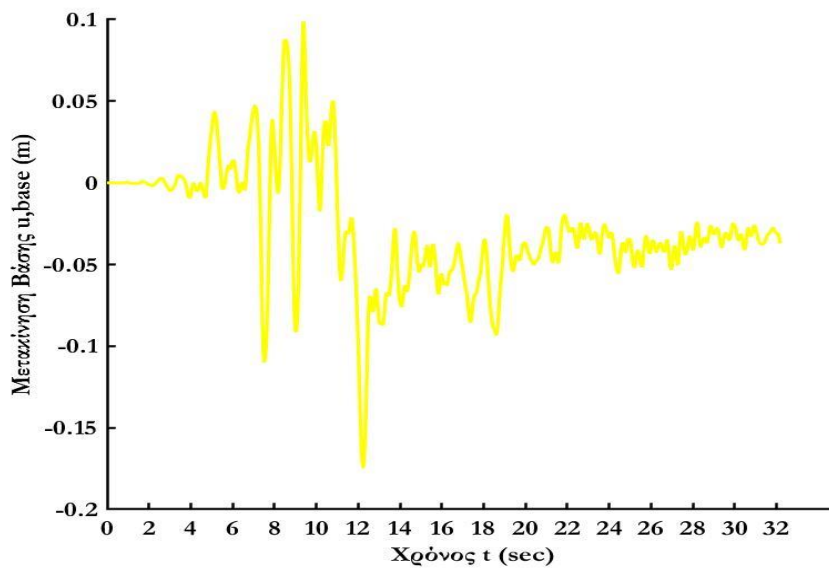
Παρακάτω φαίνονται διαγραμματικά τα αποτελέσματα της επίλυσης του διβάθμιου και του μονοβάθμιου φορέα, για τις τέσσερις περιπτώσεις που προαναφέρθηκαν. Μπορούμε να παρατηρήσουμε πως όσο μεγαλώνει η παράμετρος α μεγαλώνει και η κράτηση του

υλικού, δηλαδή έχουμε μεγαλύτερη μεταλαστική δυσκαμψία (προσέγγιση στο ελαστικό μοντέλο), όσο μεγαλώνει το  $\gamma$  έχουμε μεγαλύτερο μέγεθος βρόγχου και άρα μεγαλύτερη απορροφούμενη ενέργεια από την μόνωση (μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις), και όσο μεγαλώνει το  $n$  έχουμε απότομη μετάβαση από την ελαστική στην πλαστική περιοχή.



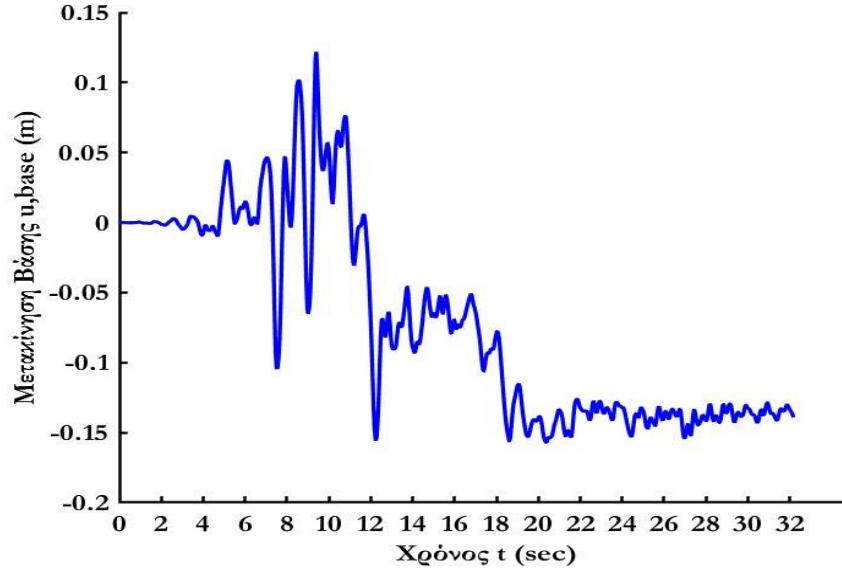
Διάγραμμα 3.2: Μετατόπιση-χρόνος βάσης για  $a=0.005$ ,  $n=6$ ,  $\beta=0.3$ ,  $\gamma=0.7$

Οι μετατοπίσεις της βάσης του Διαγράμματος 3.3 είναι γενικά μικρότερες από αυτές του Διαγράμματος 3.2, ενώ μπορούμε να παρατηρήσουμε μικρότερες μόνιμες παραμορφώσεις (μικρότερο  $\gamma$ , μεγαλύτερο  $\alpha$ ) και πιο ομαλή μετάβαση από τις ελαστικές στις πλαστικές παραμορφώσεις (μικρότερο  $n$ ) στο Διάγραμμα 3.3.

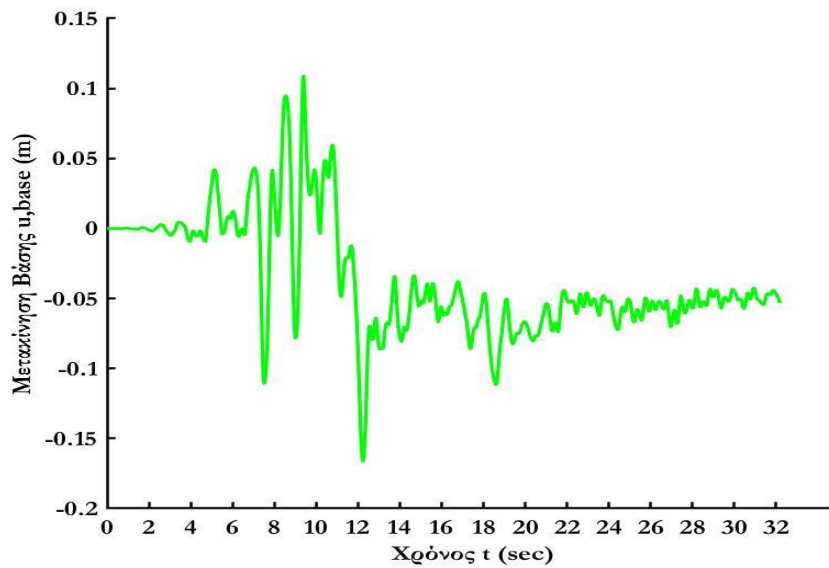


Διάγραμμα 3.3: Μετατόπιση-χρόνος βάσης για  $a=0.01$ ,  $n=2$ ,  $\beta=0.8$ ,  $\gamma=0.2$

Αντίστοιχα, το Διάγραμμα 3.4 έχει τις μεγαλύτερες μόνιμες παραμορφώσεις από τα υπόλοιπα καθώς και την ομαλότερη μετάβαση από την ελαστική περιοχή (παίρνουν περισσότερο χρόνο οι μετατοπίσεις για να σταθεροποιηθούν στην πλαστική περιοχή).



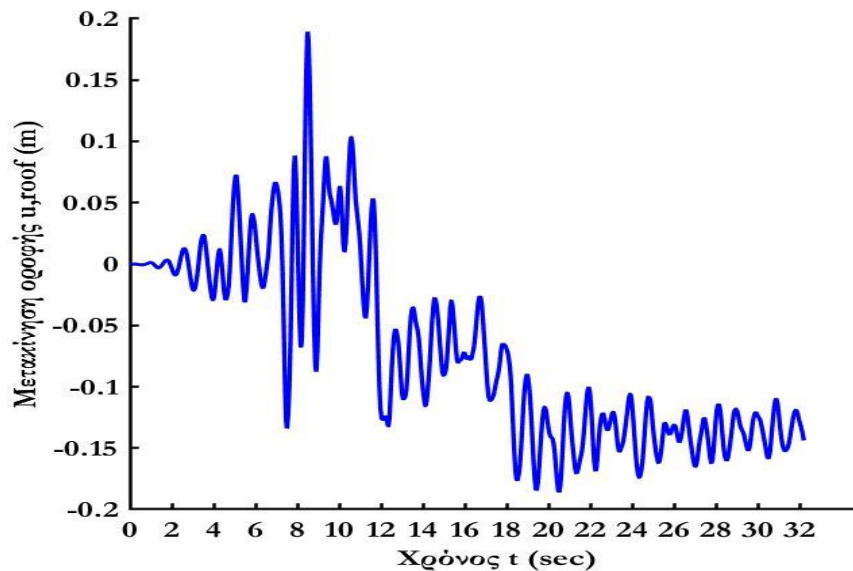
Διάγραμμα 3.4: Μετατόπιση-χρόνος βάσης για  $a=0.001$ ,  $n=8$ ,  $\beta=0.1$ ,  $\gamma=0.9$



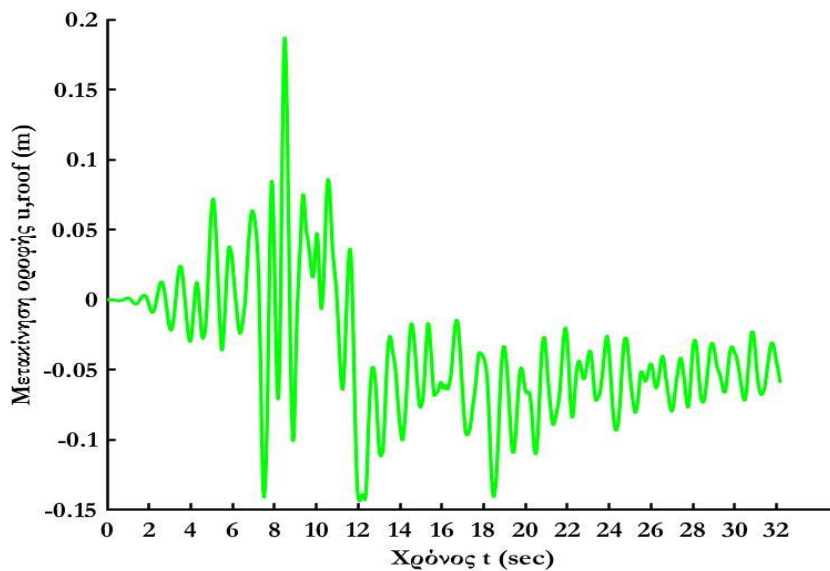
Διάγραμμα 3.5: Μετατόπιση-χρόνος βάσης για  $a=0.007$ ,  $n=4$ ,  $\beta=0.5$ ,  $\gamma=0.5$

Ακριβώς τα ίδια ισχύουν και για τις μετατοπίσεις οροφής του σεισμικά μονωμένου πλαισίου (Διαγράμματα 3.6-3.9) καθώς το μοντέλο εξακολουθεί να λειτουργεί με τις ίδιες παραμέτρους.

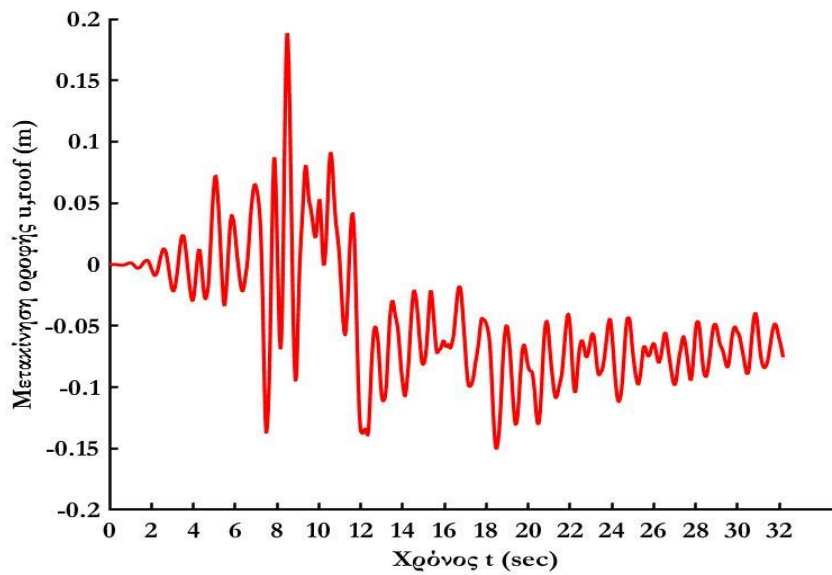
Το Διάγραμμα 3.6 έχει τις μεγαλύτερες παραμένουσες παραμορφώσεις (μεγάλο  $\gamma$ ), καθώς και την πιο ομαλή μετάβαση από την ελαστική στην πλαστική περιοχή των μετατοπίσεων (μεγάλο  $n$ ).



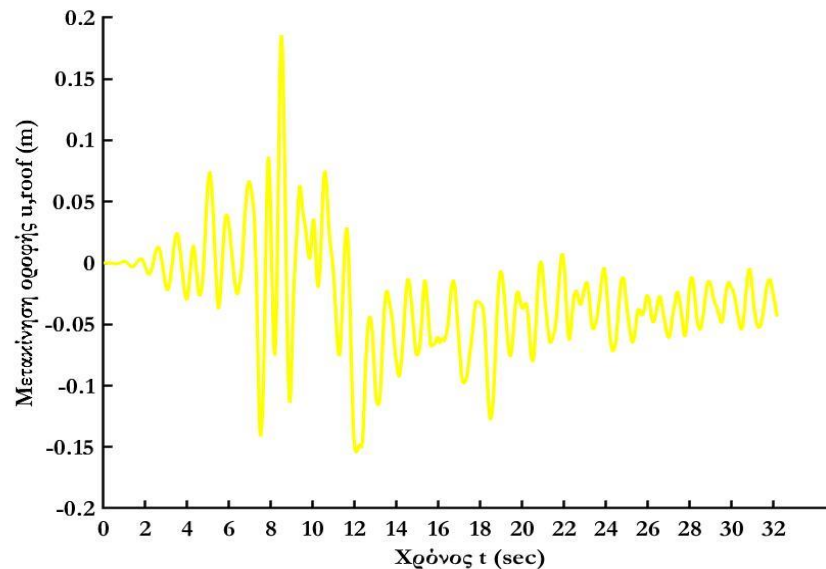
Διάγραμμα 3.6: Μετατόπιση-χρόνος οροφής για  $a=0.001$ ,  $n=8$ ,  $\beta=0.1$ ,  $\gamma=0.9$



Διάγραμμα 3.7: Μετατόπιση-χρόνος οροφής για  $a=0.01$ ,  $n=2$ ,  $\beta=0.8$ ,  $\gamma=0.2$



Διάγραμμα 3.8: Μετατόπιση-χρόνος οροφής για  $a=0.007$ ,  $n=4$ ,  $\beta=0.5$ ,  $\gamma=0.5$



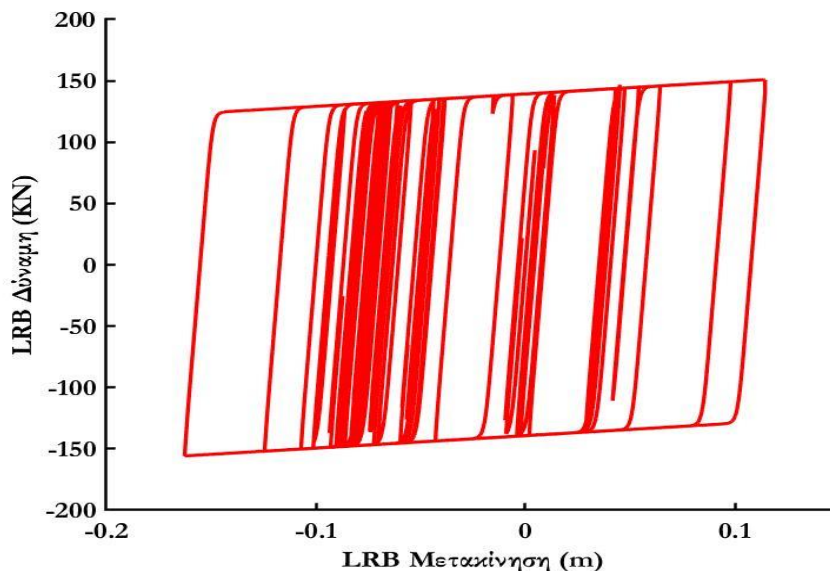
Διάγραμμα 3.9: Μετατόπιση-χρόνος οροφής για  $a=0.005$ ,  $n=6$ ,  $\beta=0.3$ ,  $\gamma=0.7$

Μια ενδιαφέρουσα παρατήρηση που μπορούμε να κάνουμε με βάση τα προηγούμενα διαγράμματα μετατοπίσεων, είναι πως τελικά η παράμετρος  $a$  δεν επηρεάζει τόσο το μέγεθος των μόνιμων παραμορφώσεων όσο η παράμετρος  $\gamma$ . Αυτό φαίνεται τόσο στο Διάγραμμα 3.4 για τις μετατοπίσεις βάσης όσο και στο Διάγραμμα 3.6 για τις μετατοπίσεις οροφής. Βλέπουμε πως και τα δύο διαγράμματα παρουσιάζουν μεγάλες μόνιμες μετατοπίσεις παρά το μικρό  $a$ , απλά και μόνο επειδή έχουν μεγάλο  $\gamma$ .

Στα Διαγράμματα 3.10-3.13, φαίνονται οι βρόγχοι υστέρησης των εφεδράνων. Παρατηρείται πως όσο μεγαλώνει η παράμετρος  $\beta$ , αλλάζει το συνολικό σχήμα του

βρόγχου, ενώ όσο μεγαλώνει η παράμετρος  $\gamma$ , μεγαλώνει και το μέγεθος του βρόγχου (το εμβαδόν του). Για παράδειγμα, το εμβαδόν του βρόγχου στο Διάγραμμα 3.12 ( $\gamma=0.9$ ) είναι πολύ μεγαλύτερο από αυτό των υπόλοιπων βρόγχων.

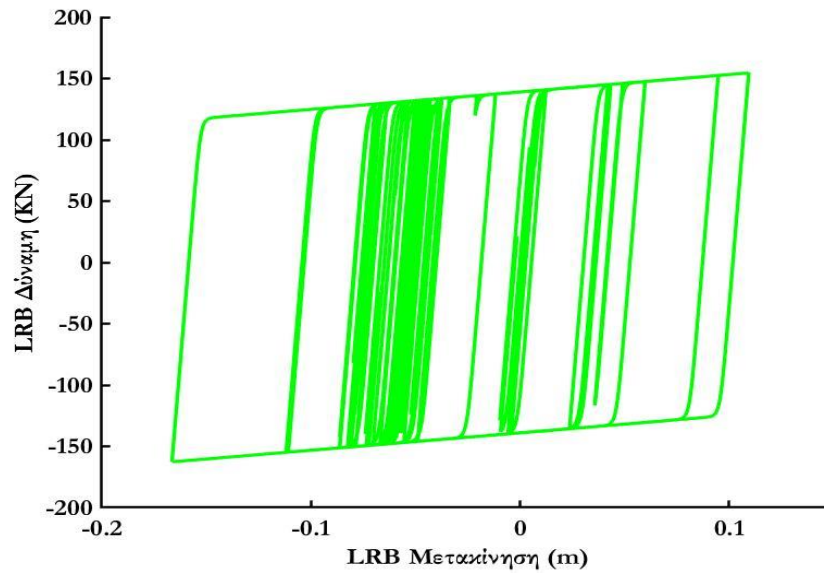
Επίσης, η παράμετρος  $\alpha$  καθορίζει την κράτνυση του υλικού, δηλαδή όσο μεγαλύτερο  $\alpha$  τόσο πιο μεγάλη η μετελαστική δυσκαμψία, και άρα τόσο περισσότερο προσεγγίζει την ελαστική συμπεριφορά το μοντέλο μας. Αν παρατηρηθούν προσεχτικά τα παρακάτω διαγράμματα, όσο μεγαλώνει το  $\alpha$  αυξάνεται η κλίση του μετελαστικού κλάδου.



Διάγραμμα 3.10: Δύναμη LRB - μετακίνηση LRB για  $\alpha=0.005$ ,  $n=6$ ,  $\beta=0.3$ ,  $\gamma=0.7$

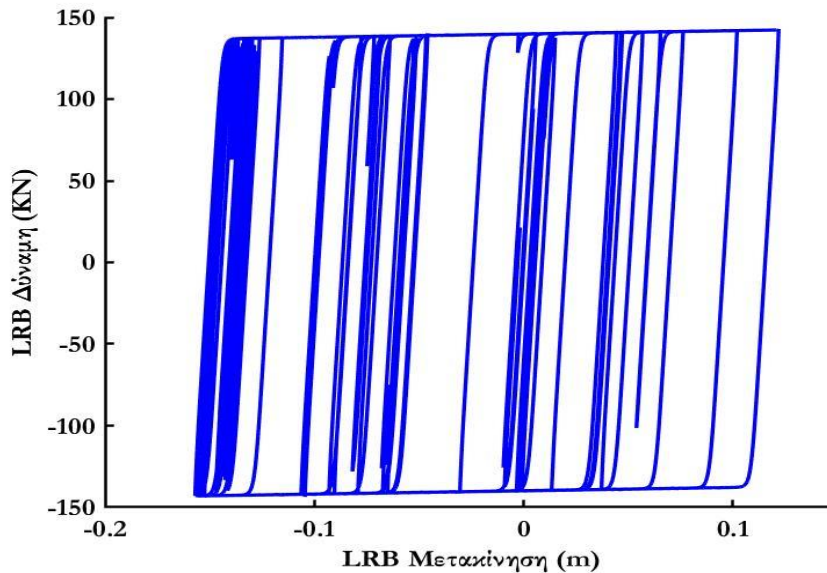
Παρατηρούμε πως ο βρόγχος του Διαγράμματος 3.11 έχει μικρότερο μέγεθος από αυτόν του Διαγράμματος 3.10 (μεγαλύτερο  $\gamma$ ), μεγαλύτερη κλίση μετελαστικού κλάδου (μεγαλύτερο  $\alpha$ ) και πιο απότομη μετάβαση στον μετελαστικό κλάδο (μεγαλύτερο  $n$ ). Με μια πρώτη εκτίμηση επομένως, φαίνεται πως αληθεύουν τα συμπεράσματά μας για την επιρροή των παραμέτρων  $\alpha$ ,  $n$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  στο μοντέλο των Bouc – Wen.



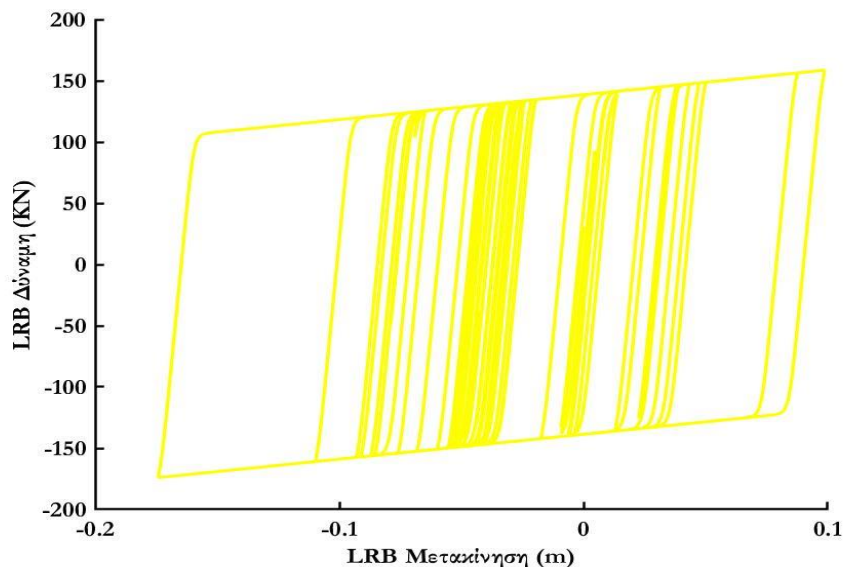


Διάγραμμα 3.11: Δύναμη LRB - μετακίνηση LRB για  $\alpha=0.007$ ,  $n=4$ ,  $\beta=0.5$ ,  $\gamma=0.5$

Αντίστοιχα, ο μπλε βρόγχος υστέρησης του Διαγράμματος 3.12 έχει μεγαλύτερο μέγεθος από όλους τους υπόλοιπους βρόγχους υστέρησης (έχει το μεγαλύτερο  $\gamma$ ), την μικρότερη μετελαστική δυσκαμψία με σχεδόν οριζόντιο μετελαστικό κλάδο (πολύ μικρό  $\alpha$ ) και την ομαλότερη μετάβαση μεταξύ των δύο κλάδων (έχει το μεγαλύτερο  $n$ )



Διάγραμμα 3.12: Δύναμη LRB - μετακίνηση LRB για  $\alpha=0.001$ ,  $n=8$ ,  $\beta=0.1$ ,  $\gamma=0.9$

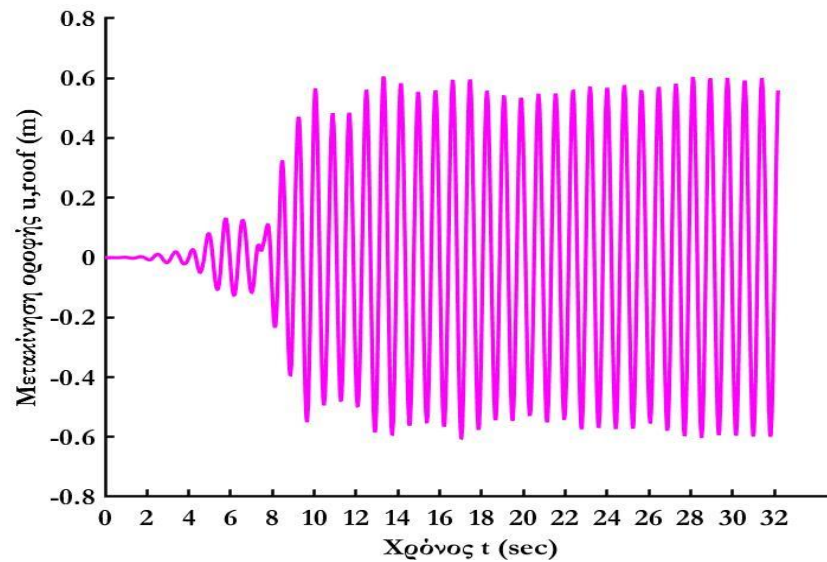


Διάγραμμα 3.13: Δύναμη LRB - μετακίνηση LRB για  $\alpha=0.01$ ,  $n=2$ ,  $\beta=0.8$ ,  $\gamma=0.2$

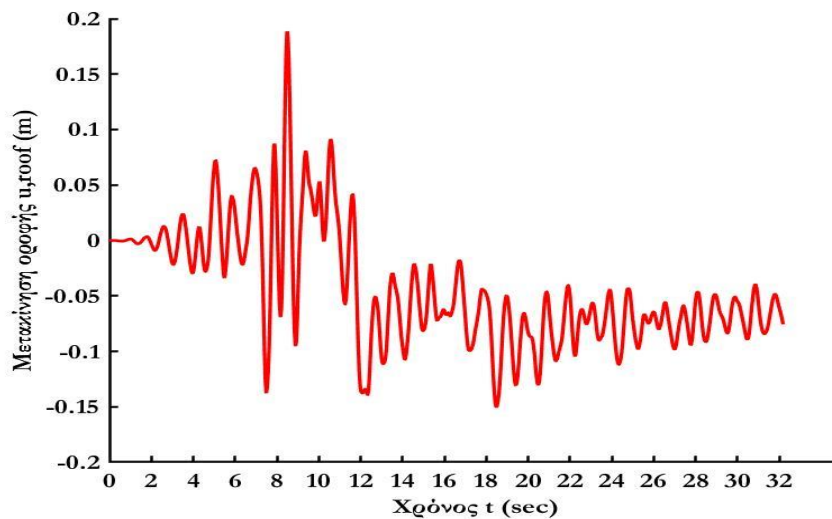
Για τον μονοβάθμιο φορέα, θα πάρουμε τα αποτελέσματα της περίπτωσης  $\alpha=0.007$ ,  $\beta=0.5$ ,  $\gamma=0.5$  (Διάγραμμα 3.14), και θα τα συγκρίνουμε με τα αντίστοιχα του σεισμικά μονωμένου πλαισίου (Διάγραμμα 3.15). Σημειώνεται πως η προσομοίωση του μονοβάθμιου πλαισίου στο MATLAB, έγινε μετατρέποντας τα εφέδρανα ουσιαστικά σε έδαφος (άπειρη δυσκαμψία).

Παρατηρούμε στο διάγραμμα μετατόπισης οροφής – χρόνου του μονοβάθμιου πλαισίου, πως η μορφή του μετατρέπεται σε ημιτονοειδή έπειτα από τα 8 δευτερόλεπτα. Αυτό συμβαίνει διότι οι σεισμικές επιταχύνσεις μετά από το όγδοο δευτερόλεπτο, μειώνονται αισθητά, με αποτέλεσμα για το υπόλοιπο της σεισμικής δόνησης η κατασκευή μας να εκτελεί ελεύθερη ταλάντωση.

Ένα κρίσιμο συμπέρασμα που προκύπτει από την σύγκριση των δύο αναλύσεων, είναι τί όφελος έχουμε από στατική και δυναμική άποψη. Είναι εμφανής η διαφορά των σχετικών μετατοπίσεων, καθώς το μονωμένο πλαίσιο φτάνει μέγιστη μετατόπιση τα 19 cm περίπου, ενώ το συμβατικό πλαίσιο τα 60 cm. Από την ανάλυση του μονοβάθμιου ταλαντωτή, προέκυψε πως την τελευταία χρονική στιγμή που έχουμε σεισμική επιτάχυνση, δηλαδή στα 32.18 sec, έχουμε μια μόνιμη παραμόρφωση της τάξης των 60 πόντων περίπου. Η αντίστοιχη παραμόρφωση για το σεισμικά μονωμένο πλαίσιο, ανέρχεται στους 6 περίπου πόντους. Αυτό σημαίνει πως με την μόνωση του του πλαισίου με τα δύο εφέδρανα LRB, πετύχαμε μείωση της σχετικής μετακίνησης οροφής-βάσης κατά 1000%!



Διάγραμμα 3.16: Μετατόπιση-χρόνος οροφής μονοβαθμίου για  $a=0.007$ ,  $\beta=0.5$ ,  $\gamma=0.5$



Διάγραμμα 3.17: Μετατόπιση-χρόνος οροφής διβάθμιου για  $a=0.007$ ,  $\beta=0.5$ ,  $\gamma=0.5$

Αξία έχει να κάνουμε και μια οικονομική σύγκριση και να αποτιμήσουμε τί κέρδος έχουμε με την χρήση της σεισμικής μόνωσης στο εν λόγω πλαίσιο. Ένα τυπικό εφέδρανο κοστίζει περίπου 100€-200€. Για λόγους παραδείγματος θα θεωρήσουμε κόστος εφεδράνου 150€. Το κόστος σκυροδέματος C30/37 ανέρχεται περίπου στα 70€/m<sup>3</sup>. Επομένως για τα δύο υποστηλώματα και τις πλάκες (υποθέτουμε τετράγωνες πλάκες 6x6x0.15m), θα είναι:

$$C_{columns} = 70 * 0.4^2 * 6 + 70 * 2 * 6 * 6 * 0.15 = 823.2€$$

και

$$C_{LRB} = 2 * 150 = 300€$$

Παρατηρούμε λοιπόν, πως με αύξηση της συνολικής τιμής κατά 36%, πετυχαίνουμε μείωση της σχετικής μετακίνησης οροφής-βάσης κατά 1000%, αποκομίζοντας έτσι μεγάλο όφελος.



## 4 ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΚΑΙ ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕ ΤΗΝ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

### 4.1 ΓΕΝΙΚΗ ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΠΕΡΙ ΓΕΦΥΡΩΝ

Η γέφυρα, είναι μια κατασκευή που επιτρέπει την άμεση πρόσβαση από ένα σημείο σε ένα άλλο, ξεπερνώντας εμπόδια που υπό κανονικές συνθήκες θα ήταν αδύνατον να ξεπεραστούν.

Οι παλαιότερες γέφυρες χρονολογούνται κατά την νεολιθική εποχή, κατασκευασμένες με κορμούς δέντρων και πέτρες, και πολύ συχνά δημιουργούσαν διόδους και μονοπάτια ούτως ώστε οι νεολιθικοί άνθρωποι να μπορούν να διασχίζουν βαλτώδεις και δύσβατες περιοχές.

Υπάρχουν ποικίλοι σχεδιασμοί γεφυρών ανάλογα με την χρήση που θέλουμε να έχει η γέφυρα, την γεωμορφολογία της περιοχής, τα υλικά με τα οποία θα κατασκευαστεί, το ανερχόμενο κόστος κ.α.

Μια από τις αρχαιότερες γέφυρες που σώζονται σε άριστη κατάσταση και είναι λειτουργική ακόμα και σήμερα, είναι η τοξωτή Γέφυρα του Αρκαδικού, μια μυκηναϊκή γέφυρα που βρίσκεται στο χωριό Αρκαδικό Αργολίδας. Θεωρείται η αρχαιότερη διατηρημένη γέφυρα της Ευρώπης και πιθανότατα του κόσμου.



Εικόνα 4.1: Γέφυρα του Αρκαδικού, 13ος αιώνας π.Χ.

### 4.2 ΣΤΑΤΙΚΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΓΕΦΥΡΩΝ

#### 4.2.1 ΣΤΑΤΙΚΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΓΕΦΥΡΩΝ

Στην σύγχρονη εποχή, η τεχνογνωσία μας στην κατασκευή και στην ανάλυση γεφυρών έχει φτάσει σε σημείο που να μπορούμε να γεφυρώνουμε ανοίγματα της τάξης άνω του

ενός χιλιομέτρου, όπως είναι η γέφυρα Akashi Kaikyo στην Ιαπωνία, με συνολικό μήκος 1,991 μέτρα, η γέφυρα Yangsigang Yangtze River Bridge στην Κίνα, με συνολικό μήκος 1,700 μέτρα κ.α.

Μερικά από τα πιο συνηθισμένα στατικά συστήματα γεφυρών είναι τα τρία παρακάτω:

1. Κρεμαστές γέφυρες, όπου τα καλώδια σηκώνουν το βάρος του καταστρώματος κάθετα ως προς το κατάστρωμα. Χρησιμοποιούνται περισσότερο για την διάβαση υδάτινων εμποδίων τα οποία διασχίζονται από πλοία.



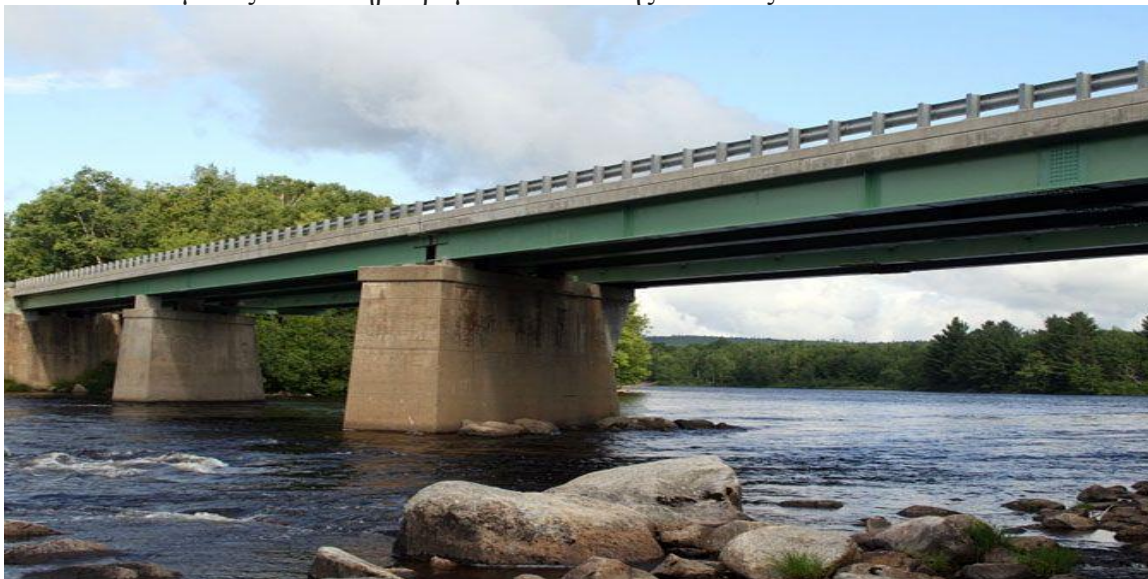
Εικόνα 4.2: Η Golden Gate Bridge στο San Francisco

2. Καλωδιωτές γέφυρες, είναι γέφυρες όπου τα καλώδια είναι λοξά ως προς το κατάστρωμα. Για λίγο μικρότερες αποστάσεις από αυτές των κρεμαστών γεφυρών, οι καλωδιωτές γέφυρες αποδείχθηκαν ιδανικές, τόσο τεχνικά όσο και οικονομικά. Χαρακτηριστικό παράδειγμα καλωδιωτής γέφυρας είναι η γέφυρα του Ρίου-Αντιρρίου στην Πάτρα.



Εικόνα 4.3: Γέφυρα Ρίου-Αντιρρίου, στην Πάτρα

3. Γέφυρα που πατάει σε δοκούς, είναι ο πιο συνήθης τύπος γεφυρών, καθώς η κατασκευή της είναι σχετικά απλή. Αυτός ο τύπος γέφυρας είναι αρκετά διαδεδομένος στο σιδηροδρομικό δίκτυο της Ελλάδας.



Εικόνα 4. 4: Γέφυρα που πατάει σε δοκούς

#### 4.2.2 ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΓΕΦΥΡΩΝ

Με την ευρεία χρήση που έχουν σήμερα οι ηλεκτρονικοί υπολογιστές, έχουμε στην διάθεσή μας τα κατάλληλα εργαλεία για να υλοποιήσουμε πολύ απαιτητικές υπολογιστικές αναλύσεις, οι οποίες κάποτε ήταν ανέφικτο να πραγματοποιηθούν.

Οι πιο συνήθεις τρόποι ανάλυσης γεφυρών, φαίνονται παρακάτω:

- Στατική ελαστική ανάλυση, είναι ένας τύπος ανάλυσης ο οποίος μπορεί να πραγματοποιηθεί είτε με το χέρι είτε με κάποιο software H/Y. Δυστυχώς, ο τύπος αυτός ανάλυσης έχει πλέον εγκαταλειφθεί τελείως υπέρ άλλων τύπων αναλύσεων με πολύ πιο ακριβή αποτελέσματα.
- Δυναμική ελαστική ανάλυση, είναι ο τύπος ανάλυσης με την πιο ευρεία χρήση σήμερα. Με χρήση των ιδιομορφών της κατασκευής και πληθώρα προγραμμάτων εκεί έξω που δέχονται ως input εδαφικές σεισμικές κινήσεις και παράγουν ως output την απόκριση της κατασκευής μας, έχουμε πολύ πιο ακριβή αποτελέσματα απ' ό,τι με την στατική ελαστική ανάλυση. Το μειονέκτημά της είναι πως δεν έχει μεγάλη ακρίβεια στις τοπικές παραμορφώσεις ή στην κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στους κόμβους του φορέα, καθώς περιέχουν πολλές μη γραμμικότητες.
- Στατική ανελαστική ανάλυση, χρησιμοποιείται συμπληρωματικά με την δυναμική ελαστική ανάλυση με αποτέλεσμα την ακριβέστερη εκτίμηση των τοπικών παραμορφώσεων και την κατανομή των εσωτερικών εντατικών μεγεθών στα μέλη του φορέα.
- Δυναμική ανελαστική ανάλυση, είναι ένα πολύ πιο καινούργιο εργαλείο που έχει προστεθεί στις αναλύσεις μας τα τελευταία χρόνια με την ανάπτυξη της υπολογιστικής τεχνολογίας, καθώς αποτελεί την πιο απαιτητική υπολογιστικά μέθοδο ανάλυσης. Δίνει αποτελέσματα με πολύ μεγάλη ακρίβεια στα προαναφερθέντα.



### 4.3 ΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΓΕΦΥΡΑΣ ΚΑΙ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

#### 4.3.1 ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ ΦΟΡΕΑ ΚΑΙ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΙΟΓΡΑΦΗΜΑΤΑ ΠΟΥ ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΗΘΗΚΑΝ

Η γέφυρα που αναλύθηκε στην παρούσα διπλωματική εργασία, αποτελεί γέφυρα με μέρος του καταστρώματός της να έχει αναρτηθεί από δύο τόξα με καλώδια τα οποία βρίσκονται υπό συνεχή εφελκυσμό, ενώ το υπόλοιπο προεξέχει.

Διαθέτει σεισμική μόνωση σε όλα της τα βάθρα με χρήση LRB εφεδράνων, καθώς και τέσσερις ιξώδεις αποσβεστήρες, δύο από κάθε μεριά του καταστρώματός της. Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα τύπου LRB που χρησιμοποιούνται, αρχικά ( $t=0$  χρόνια), έχουν διαμητική δυσκαμψία κατά την διεύθυνση  $x$  (διαμήκης άξονας της γέφυρας) ίση με  $11691626 \text{ kN/m}$  και λειτουργούν γραμμικά, ενώ οι τέσσερις ιξώδεις αποσβεστήρες έχουν δυσκαμψία  $6000000 \text{ kN/m}$  στην διεύθυνση  $x$ , και συντελεστή απόσβεσης  $C=1000$ .

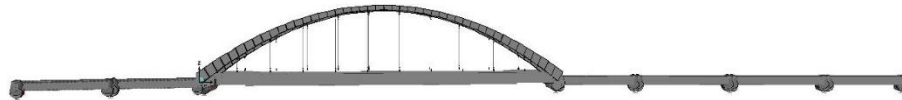
Εικόνες του φορέα της γέφυρας φαίνονται παρακάτω:



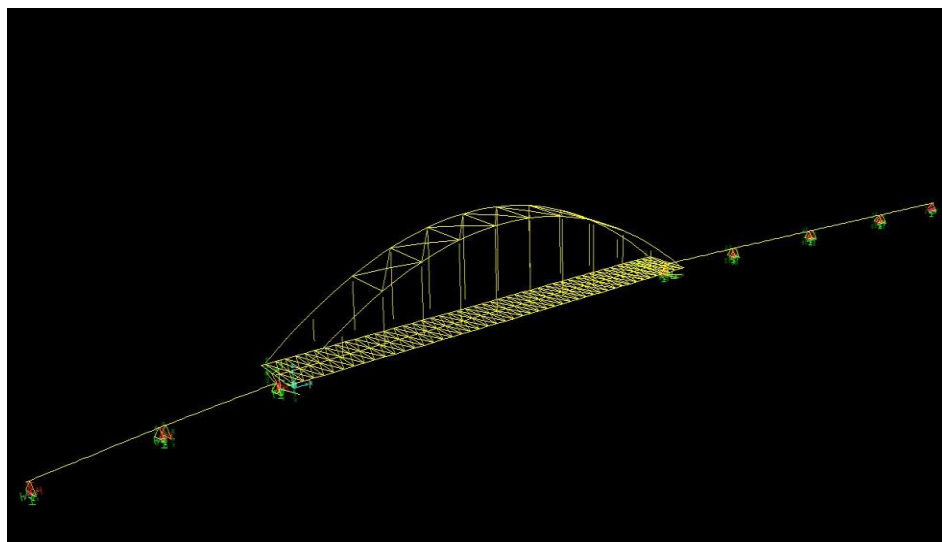
Εικόνα 4.4: 3D όψη της γέφυρας



Εικόνα 4.5: Κάτοψη της γέφυρας

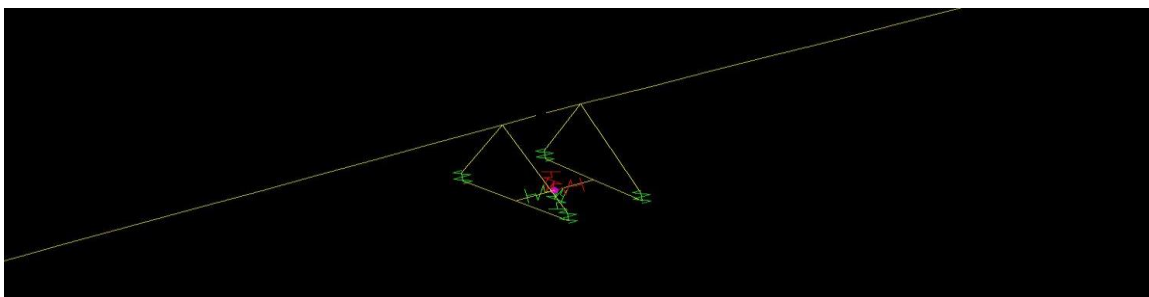


Εικόνα 4.6: Όψη της γέφυρας

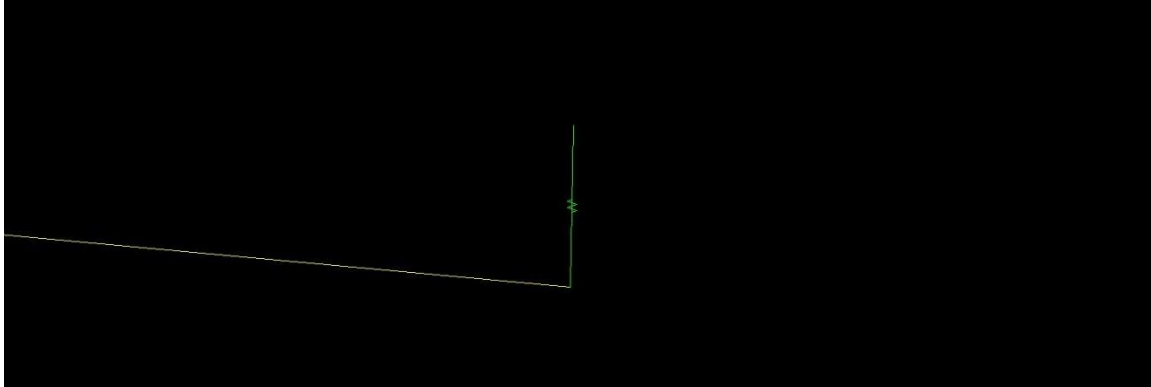


Εικόνα 4.7: Στατικό προσομοίωμα της γέφυρας

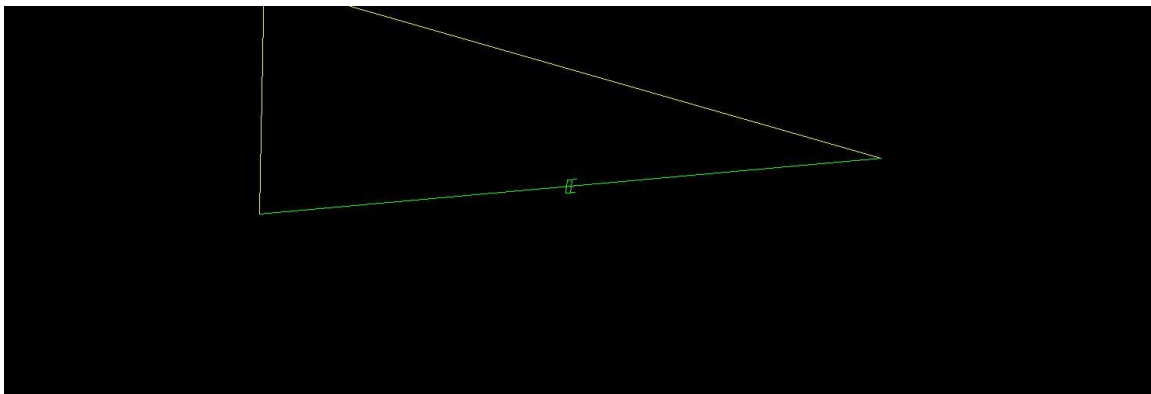
Τα βάθρα και η θεμελίωση του φορέα, μαζί με τις μηχανικές ιδιότητες του εδάφους θεμελίωσης, έχουν προσαρμοστεί στο προσομοίωμα ως πληροφορίες με την μορφή ελατηρίων και στηρίξεων στα σημεία του φορέα της ανωδομής της γέφυρας όπου βρίσκονται τα βάθρα:



Εικόνα 4.8: Προσομοίωση βάθρου και συνθηκών θεμελίωσης του φορέα



Εικόνα 4.9: Προσομοίωση ελαστομεταλλικού γραμμικού εφεδράνου τύπου LRB του φορέα



Εικόνα 4.10: Προσομοίωση ιξώδους μη γραμμικού αποσβεστήρα του φορέα

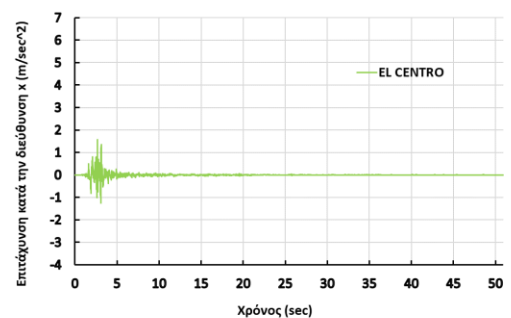
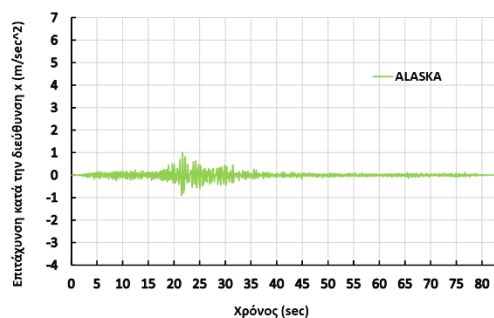
Για την ανάλυση της εν λόγω γέφυρας, χρησιμοποιήθηκαν τα επιταχυνσιογραφήματα που φαίνονται παρακάτω, τα οποία πάρθηκαν από το PEER DATABASE, καθώς και από το EUROPEAN GROUND MOTION DATABASE (τα ξένα επιταχυνσιογραφήματα διατηρήθηκαν ακλιμάκωτα σε πρώτη φάση). Πληροφορίες σχετικά με τα παρακάτω επιταχυνσιογραφήματα δίνονται στον Πίνακα 4.1:

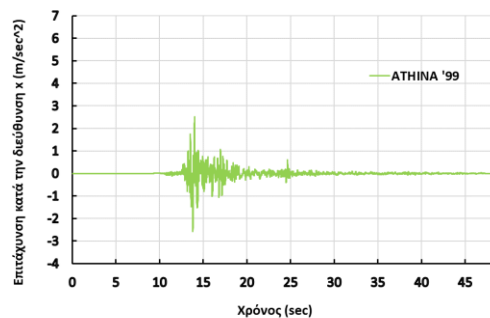
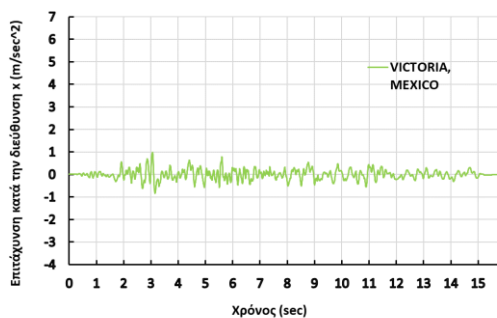
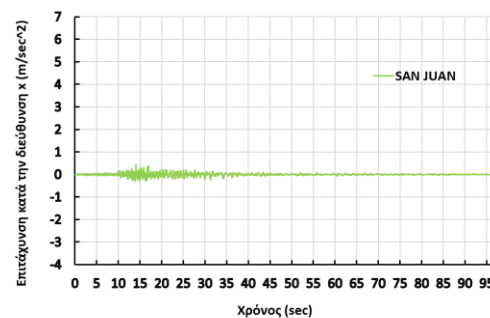
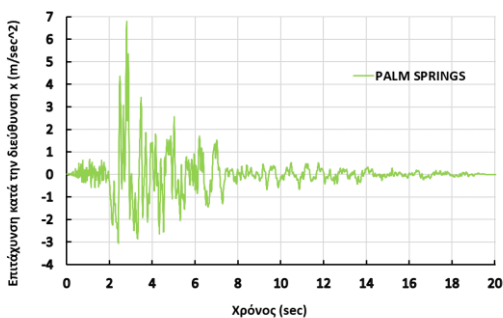
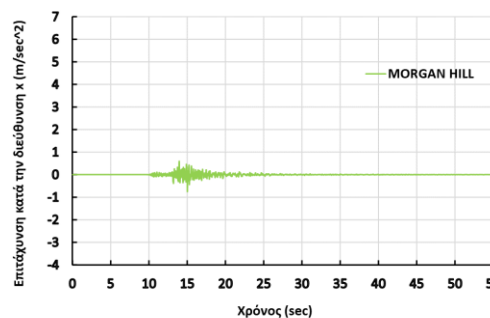
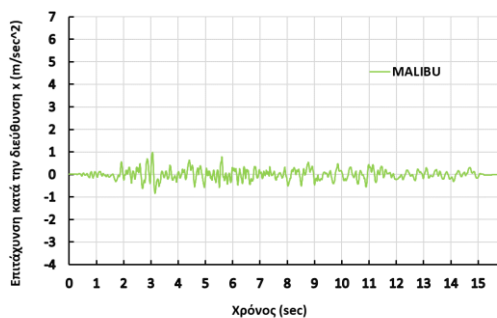
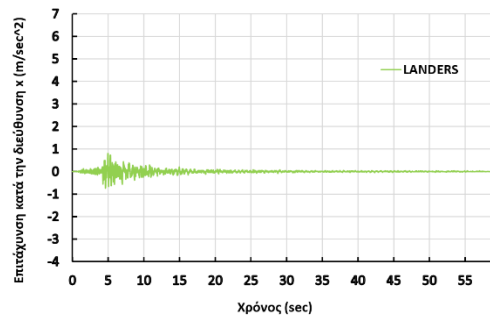
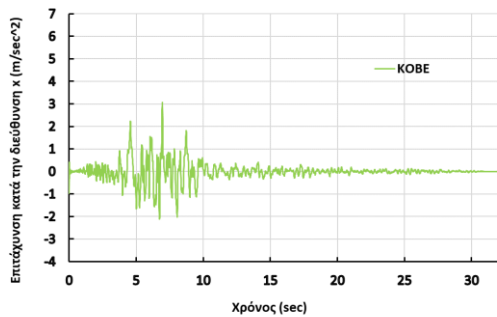
ΣΕΙΣΜΟΣ	ΣΤΑΘΜΟΣ ΚΑΤΑΓΡΑΦΗΣ	ΤΟΠΟΘΕΣΙΑ	ΧΡΟΝΟΛΟΓΙΑ	ΔΙΑΡΚΕΙΑ (sec)	ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ (g)
ALASKA	alaska	Denali Alaska	11/3/2002	83.60	0.102
EL CENTRO	el centro	Helena Montana	10/31/1935	59.03	0.161
KOBE	kobe	Kobe, Japan	1/16/1995	31.99	0.312
LANDERS	landers	N. Palm Springs	7/8/1986	59.98	0.082

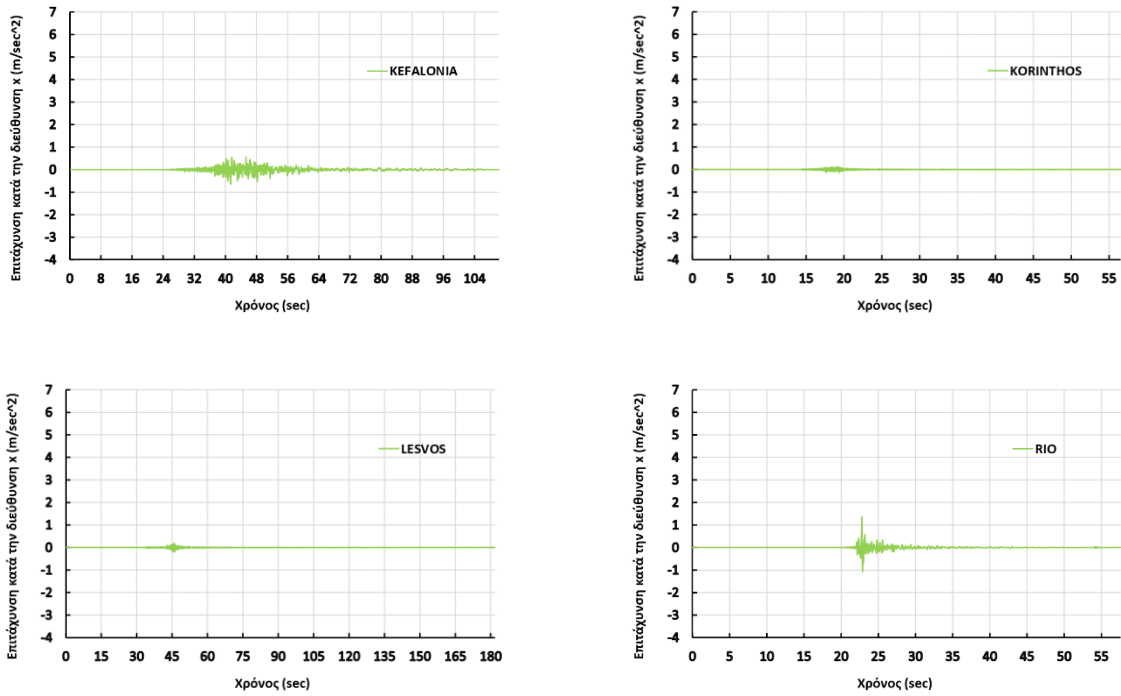
MALIBU	malibu	Victoria Mexico	6/9/1980	15.72	0.101
MORGAN HILL	morgan hill	Gilroy	5/14/2002	55.99	0.077
PALM SPRINGS	palm springs	N. Palm Springs	7/8/1986	20.02	0.693
SAN JUAN	san juan	San Fernando	2/9/1971	98.79	0.043
VICTORIA	flores	Victoria Mexico	6/9/1980	15.72	0.101
ΑΘΗΝΑ	ATH3	Athens	7/9/1999	49.07	0.264
ΚΕΦΑΛΟΝΙΑ	LIXOURI	Kefalonia	25/10/2018	110.28	0.065
ΚΟΡΙΝΘΟΣ	CORACI	Korinthos	28/12/2014	56.55	0.014
ΛΕΣΒΟΣ	Agia Paraskevi Lesvos Greece	Lesvos	8/1/2013	181.83	0.020
PIO	ANTIRRIO	Rio, Patras	9/1/2017	57.62	0.139

Πίνακας 4.1: Πληροφορίες επιταχυνσιογραφημάτων

Στον Πίνακα 4.2 παρουσιάζονται τα επιταχυνσιογραφήματα που χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση, όπως πάρθηκαν από τις βάσεις δεδομένων, ενώ στον Πίνακα 4.3 φαίνονται τα τροποποιημένα επιταχυνσιογραφήματα τα οποία απεικονίζουν την εδαφική επιτάχυνση μόνο για την σημαντική χρονική διάρκεια, δηλαδή την χρονική διάρκεια για την οποία παρατηρούνται σημαντικές εδαφικές επιταχύνσεις.

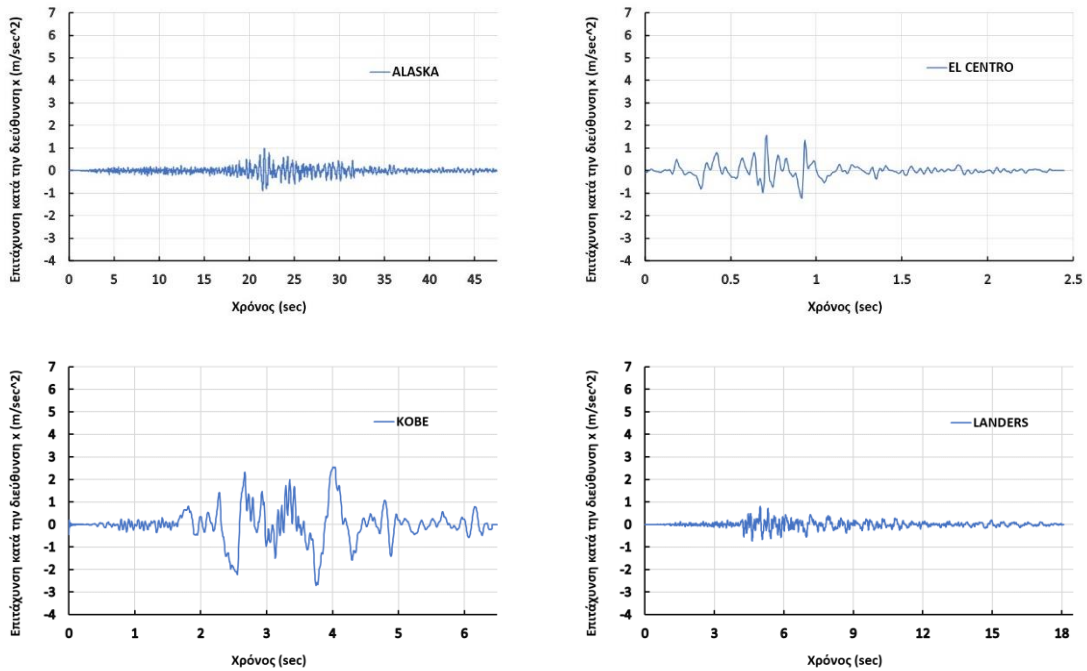


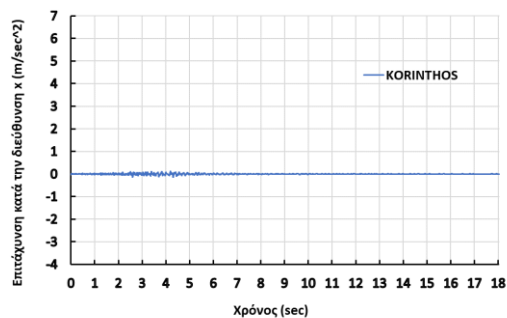
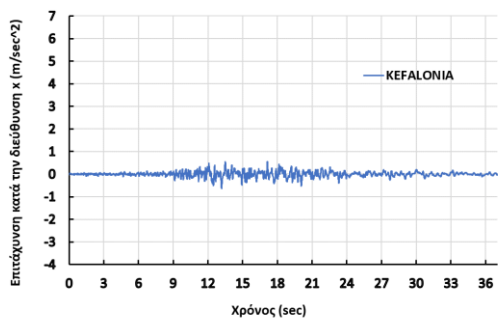
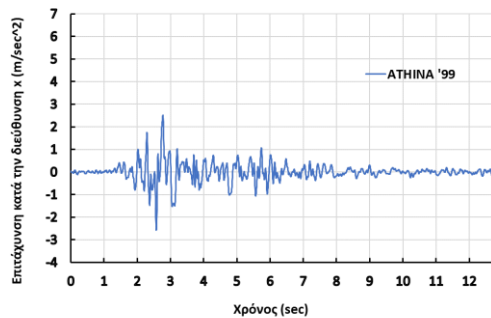
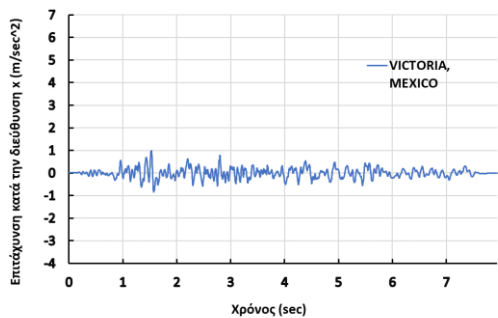
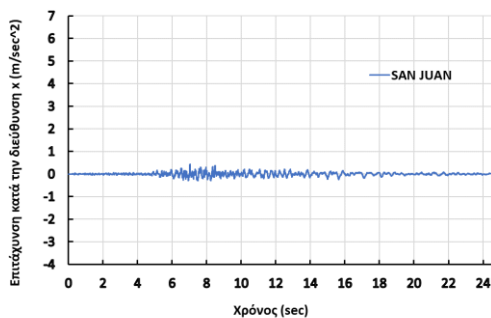
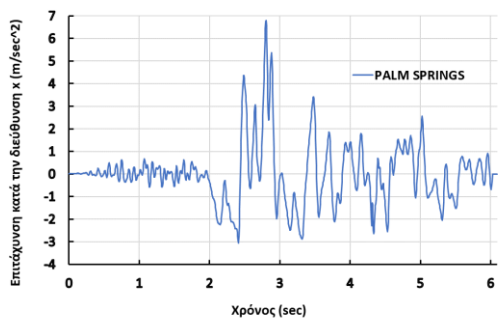
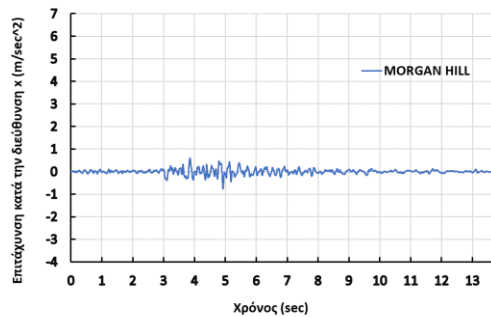
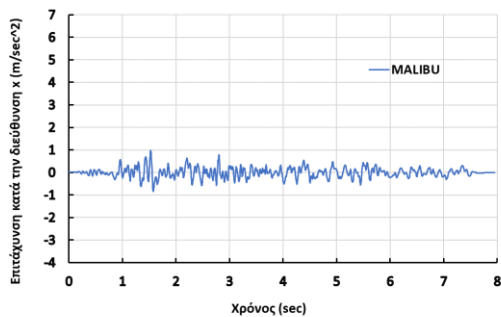


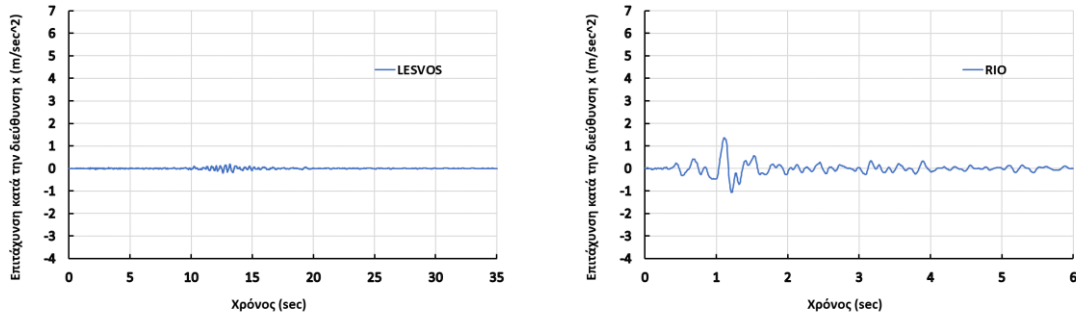


Πίνακας 4.2: Αρχικές καταγραφές από PEER DATABASE και EUROPEAN GROUND MOTION DATABASE

Στον πίνακα 4.3 φαίνονται οι καταγραφές τροποποιημένες, έχοντας κρατήσει μόνο το σημαντικό μέρος του αρχικού επιταχυνσιογραφήματος:







Πίνακας 4.3: Τροποποιημένα επιταχυνσιογραφήματα

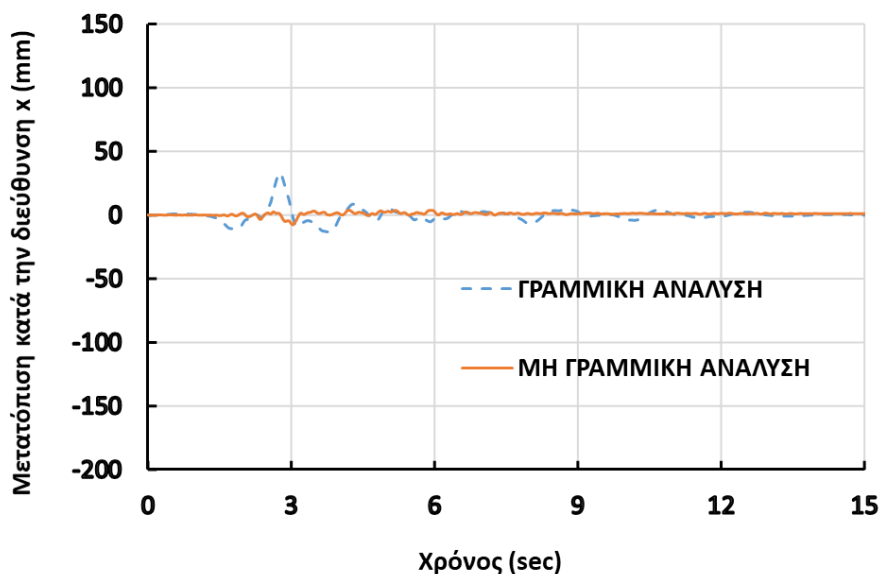
Όπως παρατηρούμε, ο άξονας των επιταχύνσεων έχει την ίδια κλίμακα για όλα τα επιταχυνσιογραφήματα, ούτως ώστε να υπάρχει μια καλύτερη αίσθηση του μεγέθους της κάθε καταγραφής, ενώ ο άξονας του χρόνου είναι κλιμακωμένος σύμφωνα με την κάθε καταγραφή ξεχωριστά. Από τα παραπάνω γραφήματα, φαίνεται πως η μεγαλύτερη σε διάρκεια καταγραφή είναι αυτή της Αλάσκας, με διάρκεια περίπου 180 δευτερολέπτων, ενώ η καταγραφή με την μεγαλύτερη εδαφική επιτάχυνση είναι αυτή του Palm Springs, με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση περί των  $6.9 \text{ m/s}^2$ . Σημειώνεται εδώ πως το ότι ένας σεισμός φέρνει μεγαλύτερες εδαφικές επιταχύνσεις στην κατασκευή δεν σημαίνει απαραίτητα ότι η κατασκευή θα έχει μεγαλύτερη απόκριση στον εν λόγω σεισμό όπως θα δούμε και παρακάτω.

#### 4.3.2 ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΚΑΙ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ: ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΚΡΙΣΕΩΝ

Αφού φορτώθηκαν οι παραπάνω καταγραφές στο λογισμικό SAP2000®, ξεκινήσαμε να πραγματοποιούμε γραμμικές και μη γραμμικές ελαστικές αναλύσεις χρονοϊστοριών στον φορέα της γέφυρας με σκοπό να γίνει μια σύγκριση μεταξύ των δύο τύπων ανάλυσης για τα αποτελέσματα απόκρισης που παίρνουμε σε έναν τυχαίο κόμβο στην μέση του καταστρώματος, τα οποία παραθέτονται διαγραμματικά παρακάτω.

Αρχικά, παρατηρούμε την απόκριση του φορέα για τον σεισμό της Αθήνας του 1999. Όπως παρατηρούμε, οι μετακινήσεις κατά x του καταστρώματος είναι πολύ μικρότερες στην μη γραμμική ανάλυση απ' ότι στην γραμμική, ενώ μπορούμε ακόμη να δούμε πως στο τέλος της διέγερσης, το κατάστρωμα έχει μια παραμένουσα παραμόρφωση της τάξης του ενός χιλιοστού στην μη γραμμική ανάλυση, ενώ στην γραμμική ο φορέας επιστρέφει στην αρχική του θέση μετά το πέρας της διέγερσης.



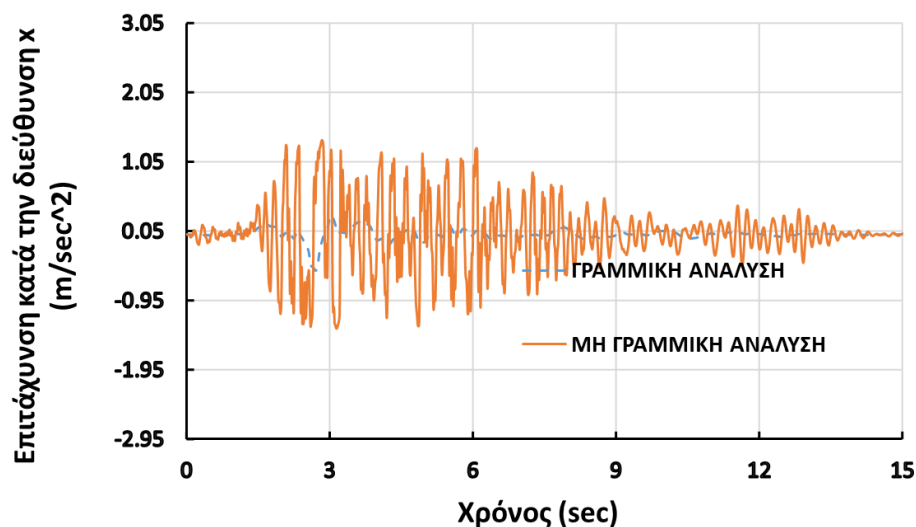


Διάγραμμα 4.1: Μετακινήσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό της Αθήνας

Οι παρατηρήσεις αυτές είναι λογικές, καθώς στην μη γραμμική ανάλυση ο φορέας μας δουλεύει παίρνοντας παραμένουσες παραμορφώσεις εάν ξεπεραστεί το όριο διαρροής του στις μετακινήσεις (λειτουργεί ελαστοπλαστικά, με αλλαγή και αντιστροφή σε κάθε χρονικό βήμα του μητρώου δυσκαμψίας του). Παράλληλα, εφόσον σε κάθε χρονικό βήμα επανυπολογίζεται το μητρώο δυσκαμψίας, έχουμε μια πολύ μεγαλύτερη ακρίβεια της απόκρισης του φορέα απ' ότι στην γραμμική ανάλυση (πολύ πιο ρεαλιστική απεικόνιση της απόκρισης που θα είχε στην πραγματικότητα ο φορέας).

Επίσης, δεν πρέπει να ξεχνάμε πως σημαντικό ρόλο στην απόκριση του καταστρώματος παίζουν και οι τέσσερις ιξώδεις αποσβεστήρες που είναι συνδεδεμένοι μαζί του. Αυτοί είναι σχεδιασμένοι να λειτουργούν μη γραμμικά, οπότε η γραμμική ανάλυσή τους, είναι λογικό να επιφέρει πολύ χονδροειδή σφάλματα στην απόκριση του φορέα.

Ας δούμε και την απόκριση των επιταχύνσεων του καταστρώματος, για τον ίδιο κόμβο. Όπως φαίνεται από το διάγραμμα που παρατίθεται παρακάτω, οι επιταχύνσεις του καταστρώματος στην μη γραμμική ανάλυση είναι πολύ μεγαλύτερες από εκείνες της μη γραμμικής ανάλυσης. Παρόλο όμως που έχει μεγαλύτερη επιτάχυνση στην μη γραμμική ανάλυση, όπως είδαμε στο προηγούμενο διάγραμμα οι μετακινήσεις του καταστρώματος είναι πολύ μικρότερες από αυτές που προκύπτουν με γραμμική ανάλυση. Η αιτία του φαινομένου αυτού, είναι τα προαναφερθέντα.



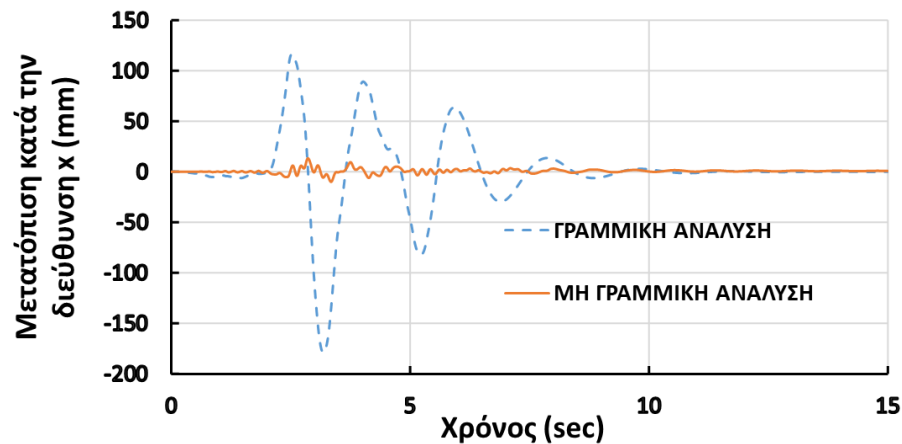
Διάγραμμα 4.2: Επιταχύνσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό της Αθήνας

Ας δούμε άλλες χαρακτηριστικές περιπτώσεις απόκρισης του φορέα, για τα υπόλοιπα επιταχυνσιογραφήματα.

Εδώ βλέπουμε την μεγαλύτερη σε μέγεθος εδαφικής επιτάχυνσης σεισμική καταγραφή την οποία επιβάλλαμε στην κατασκευή μας, αυτή του Palm Springs στην California των Ηνωμένων Πολιτειών (μέγιστη εδαφική επιτάχυνση  $6.9 \text{ m/s}^2$ ).

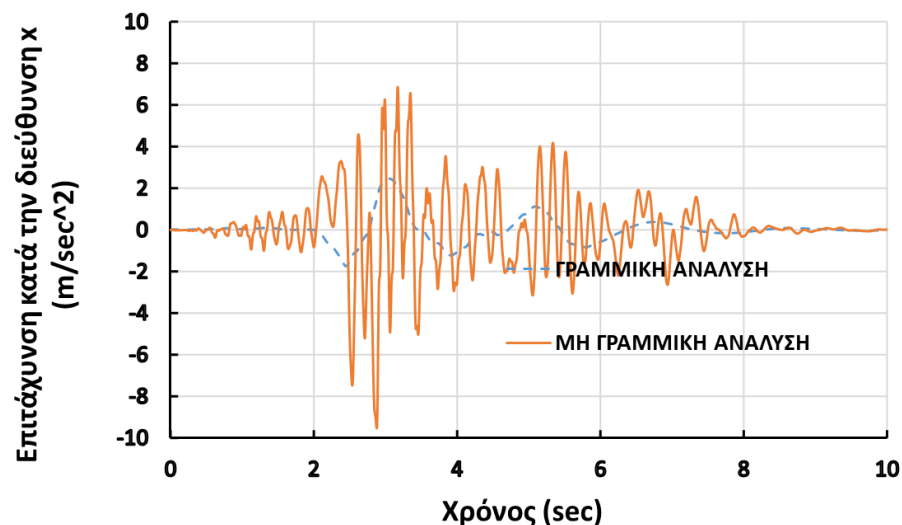
Στην περίπτωση αυτή, η διαφορά μεταξύ γραμμικής και μη γραμμικής ανάλυσης της κατασκευής είναι ξεκάθαρη, καθώς οι μετατοπίσεις στην μη γραμμική ανάλυση είναι έως και δέκα φορές μικρότερες από τις μετατοπίσεις στην γραμμική ανάλυση.

Μια επίσης σημαντική παρατήρηση που μπορούμε να κάνουμε εδώ, είναι αν δούμε συγκριτικά τις αποκρίσεις των μετατοπίσεων στον σεισμό της Αθήνας και στον σεισμό στο Palm Springs. Κάνοντας αυτήν την σύγκριση, βλέπουμε πως ενώ σαν εδαφική επιτάχυνση η δεύτερη καταγραφή είναι πολύ μεγαλύτερη από την πρώτη (έως και επτά φορές μεγαλύτερη), οι μετακινήσεις που προκύπτουν στην μη γραμμική ανάλυση για τις δύο καταγραφές δεν έχουν πολύ μεγάλη διαφορά. Αντίθετα, στην γραμμική ανάλυση, οι μετακινήσεις στον σεισμό του Palm Springs απέχουν από αυτές του σεισμού της Αθήνας έως και επτά φορές περισσότερο. Αυτό συμβαίνει ακριβώς γιατί αντιμετωπίζεται γραμμικά το πρόβλημα. Εφόσον οι μέγιστες εδαφικές επιταχύνσεις στο Palm Springs είναι επτά φορές μεγαλύτερες από της Αθήνας, αντίστοιχα θα συμβαίνει και με τις μετατοπίσεις του καταστρώματος στις δύο περιπτώσεις, σφάλμα πολύ μεγάλης τάξης που οδηγεί σε μια αδικαιολόγητη υπερδιαστασιολόγηση του φορέα. Από την άλλη μεριά, στην μη γραμμική ανάλυση έχουμε πολύ μικρότερες μετατοπίσεις (μεγάλο ρόλο σε αυτό η σωστή συμπεριφορά των αποσβεστήρων).



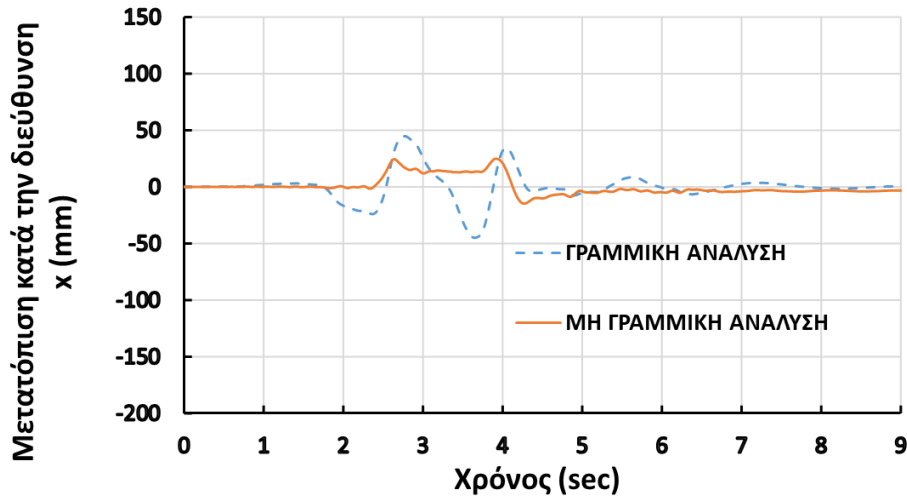
Διάγραμμα 4.3: Μετακινήσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό του Palm Springs

Ας δούμε και την απόκριση των επιταχύνσεων στην εν λόγω εδαφική κίνηση. Όπως και στην προηγούμενη περίπτωση του σεισμού της Αθήνας, παρατηρούμε πως οι επιταχύνσεις στην μη γραμμική ανάλυση είναι κατά πολύ μεγαλύτερες από εκείνες της γραμμικής ανάλυσης. Και πάλι όπως φαίνεται, η απόκριση των μετατοπίσεων του φορέα δεν έχει σχέση με αυτή των επιταχύνσεων. Αν γίνει σύγκριση των δύο αποκρίσεων μεταξύ Αθήνας και Palm Springs, θα δούμε πάλι την επιρροή της γραμμικότητας, καθώς για διαφορά περίπου πέντε φορές στις επιταχύνσεις, έχουμε διαφορά πέντε περίπου φορές και στις μετακινήσεις.

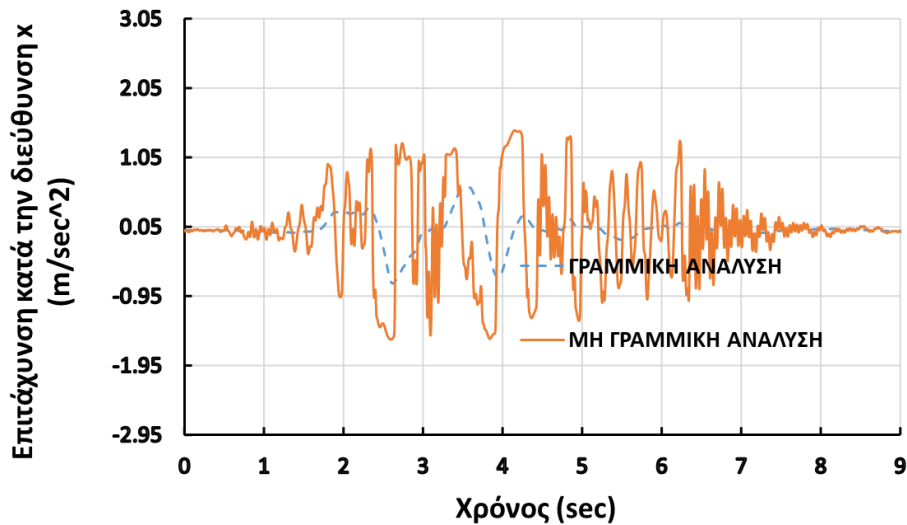


Διάγραμμα 4.4: Επιταχύνσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό του Palm Springs

Μια ακόμη χαρακτηριστική περίπτωση, είναι αυτή του σεισμού του Kobe, στην Ιαπωνία. Για την εν λόγω καταγραφή φαίνονται οι αποκρίσεις των μετατοπίσεων και των επιταχύνσεων παρακάτω.



Διάγραμμα 4.5: Μετακινήσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό του Kobe

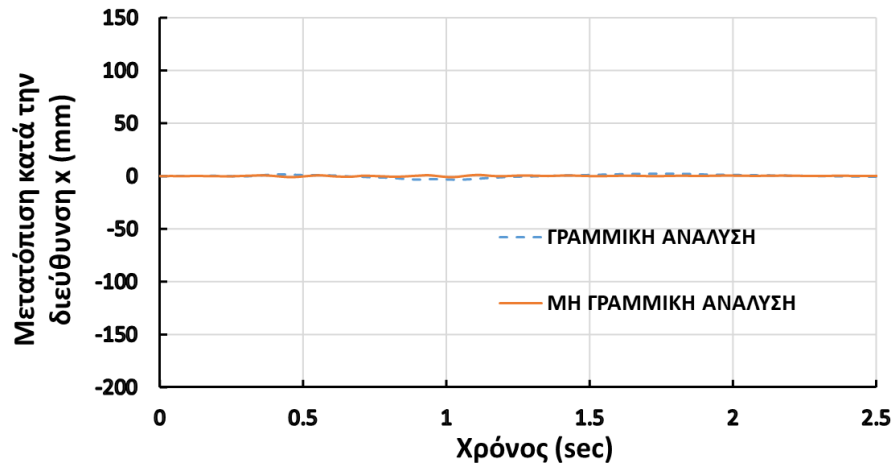


Διάγραμμα 4.6: Επιταχύνσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό του Kobe

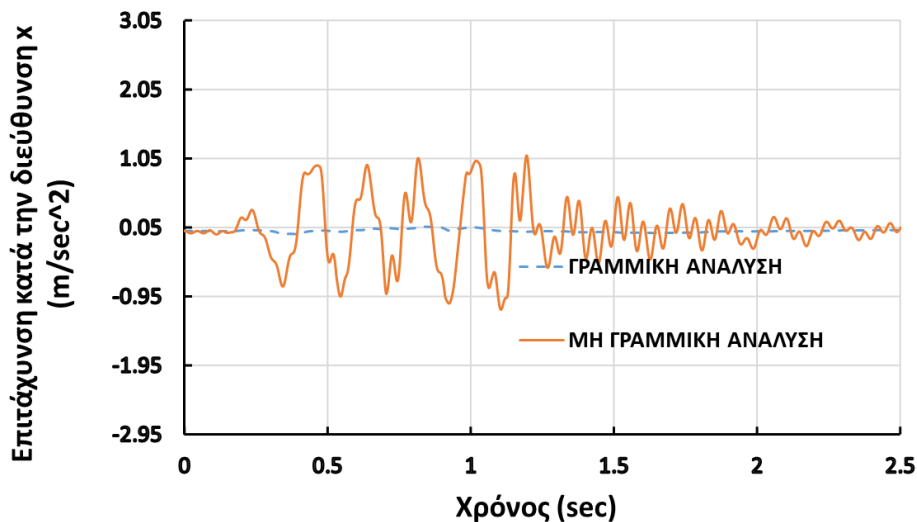
Πάλι παρατηρούμε πως, στην απόκριση των μετατοπίσεων, οι μη γραμμικές μετατοπίσεις είναι μικρότερες από τις αντίστοιχες γραμμικές, ενώ στο τέλος της διέγερσης, το κατάστρωμα έχει παραμένονσα παραμόρφωση περίπου 3.5 χιλιοστά στην μη γραμμική περίπτωση ενώ στην γραμμική περίπτωση επιστρέφει στην αρχική του θέση. Επίσης, οι μη

γραμμικές επιταχύνσεις είναι μεγαλύτερες από τις γραμμικές, ενώ σε σύγκριση με τον σεισμό της Αθήνας, η σχέση επιταχύνσεων – μετατοπίσεων είναι γραμμική (όπως παρατηρήθηκε αντίστοιχα και με το Palm Springs).

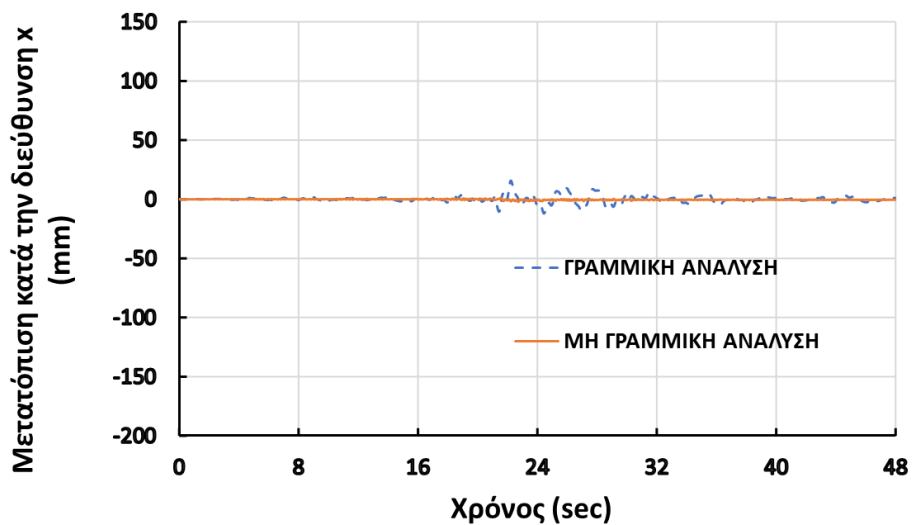
Ακολουθώντας την ίδια λογική, παραθέτονται παρακάτω τα διαγράμματα μετατόπισης – χρόνου και επιτάχυνσης – χρόνου του καταστρώματος, και των άλλων καταγραφών:



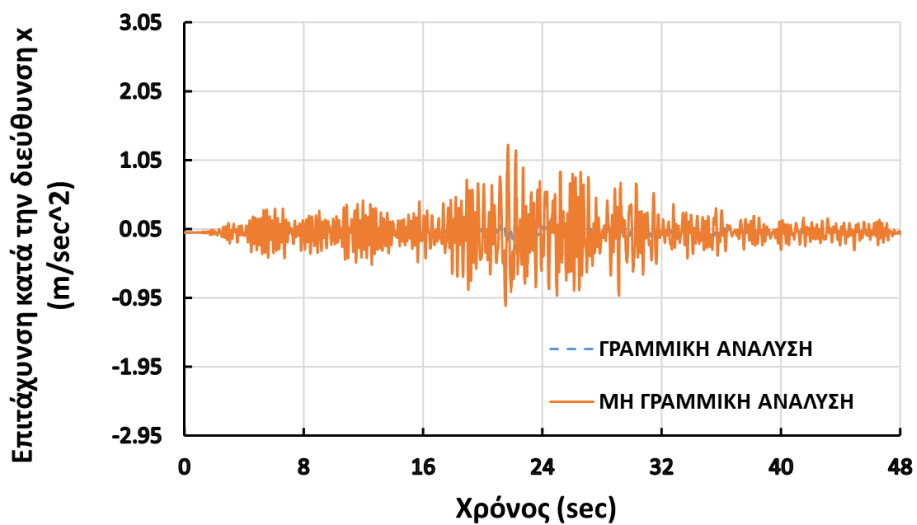
Διάγραμμα 4.7: Μετακινήσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό του El Centro



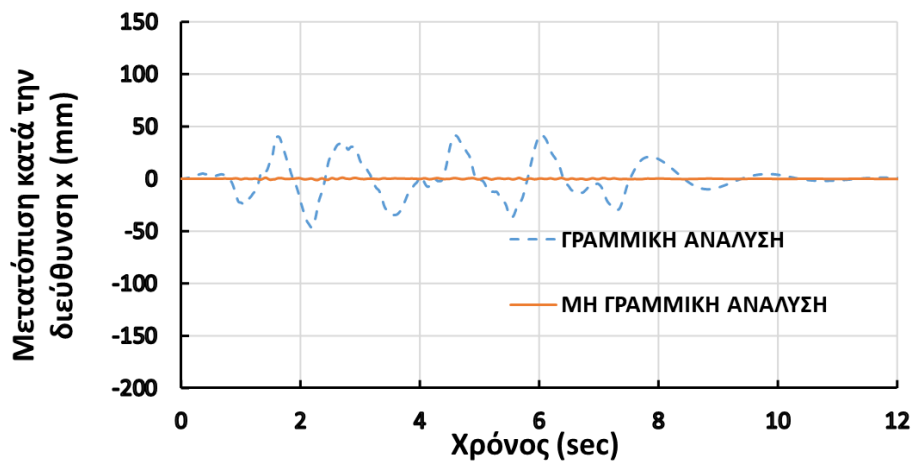
Διάγραμμα 4.8: Επιταχύνσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό του El Centro



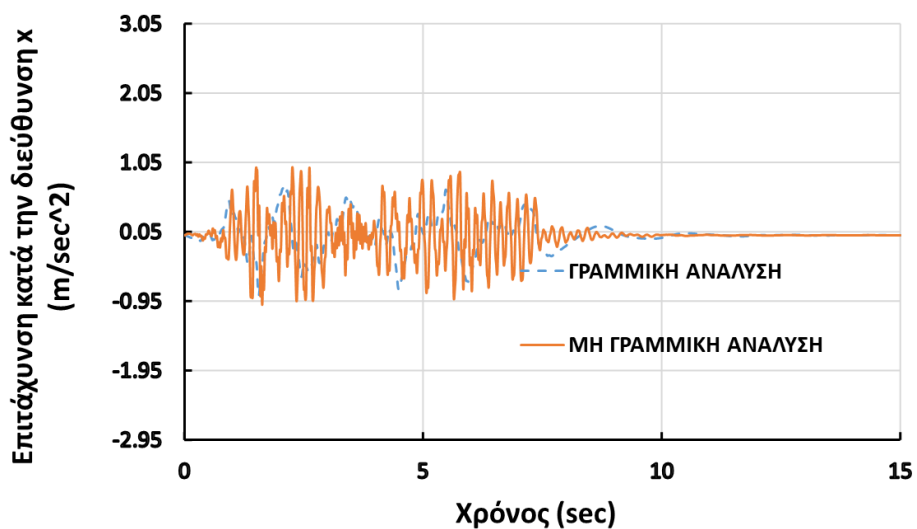
Διάγραμμα 4.9: Μετακινήσεις κατά  $x$  του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό της Alaska



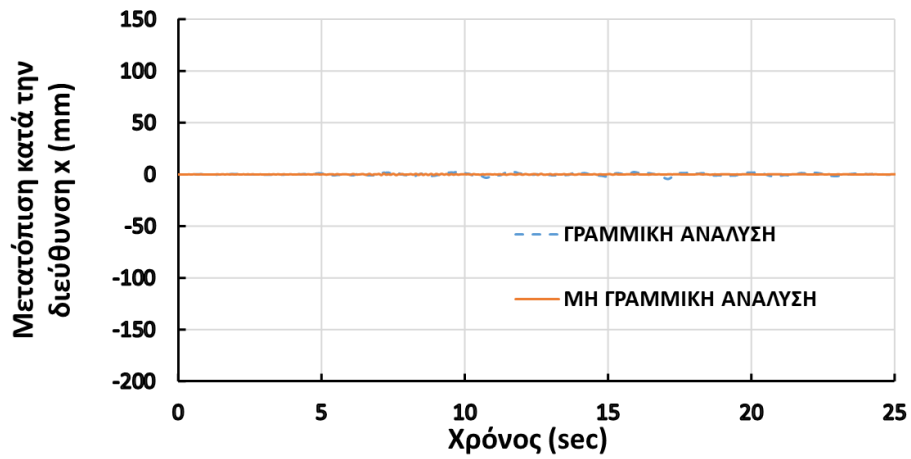
Διάγραμμα 4.10: Επιταχύνσεις κατά  $x$  του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό της Alaska



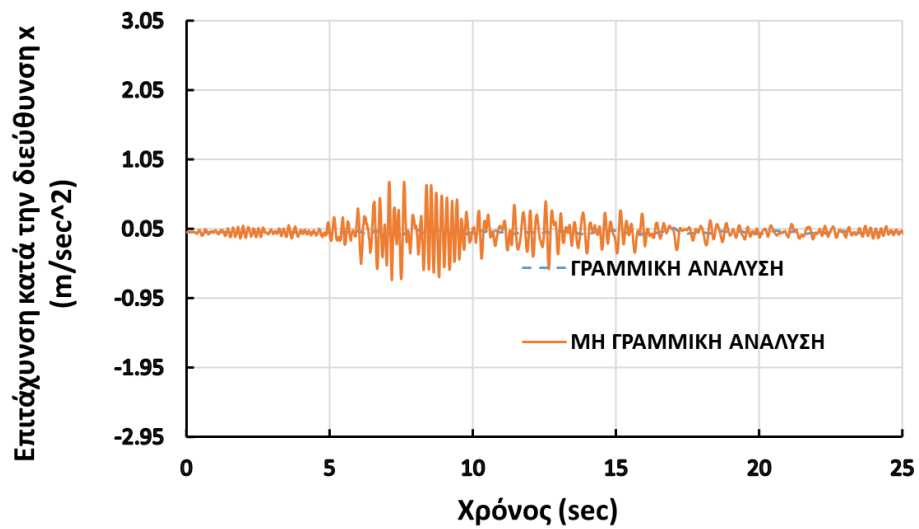
Διάγραμμα 4.11: Μετακινήσεις κατά  $x$  του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό του Malibu



Διάγραμμα 4.12: Επιταχύνσεις κατά  $x$  του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό του Malibu

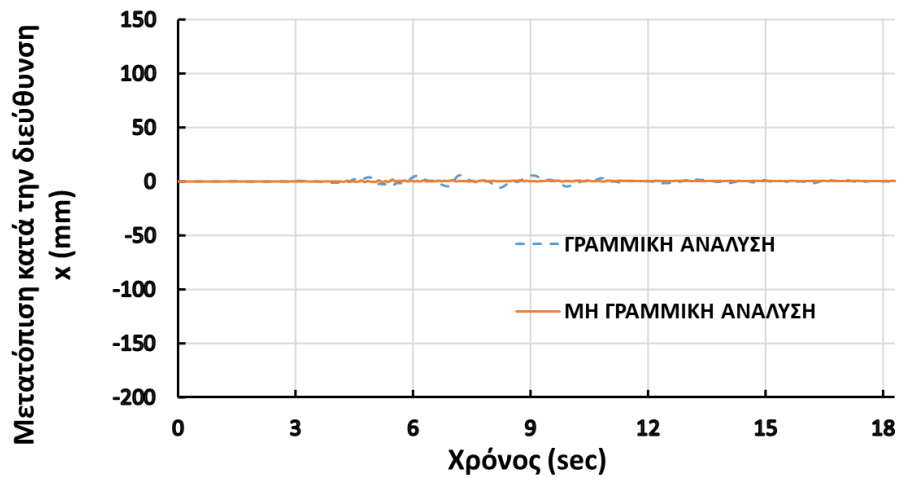


Διάγραμμα 4.13: Μετακινήσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό του San Juan

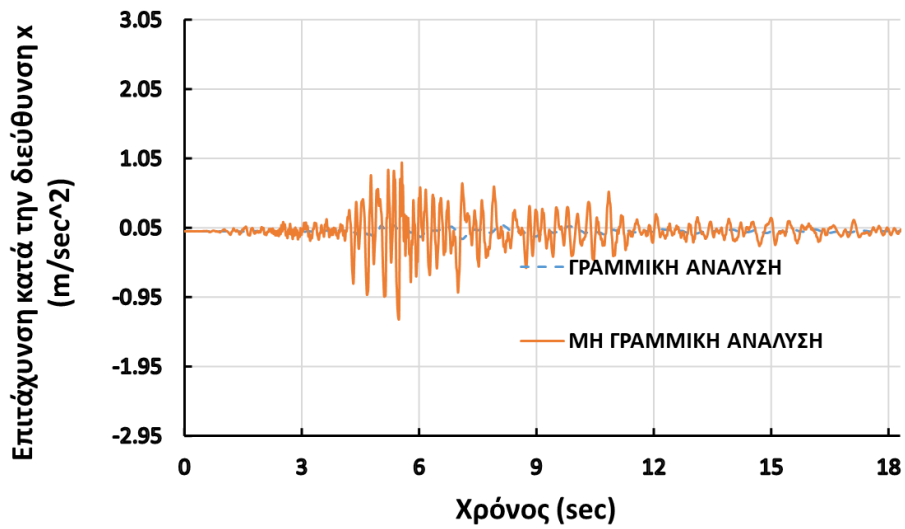


Διάγραμμα 4.14: Επιταχύνσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό του San Juan

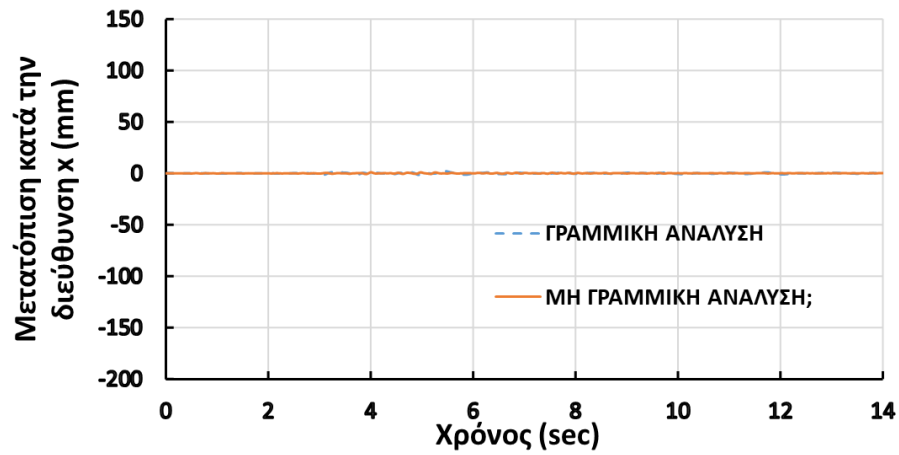




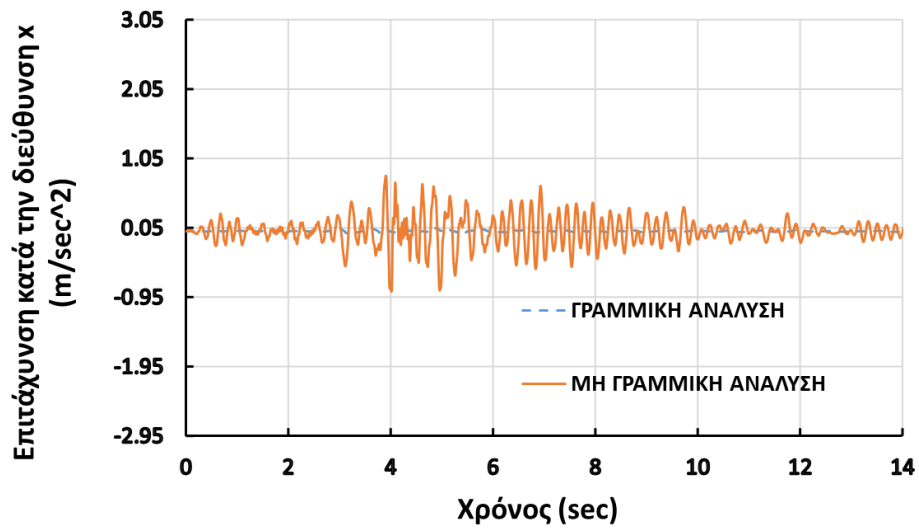
Διάγραμμα 4.15: Μετακινήσεις κατά  $x$  του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό του Landers



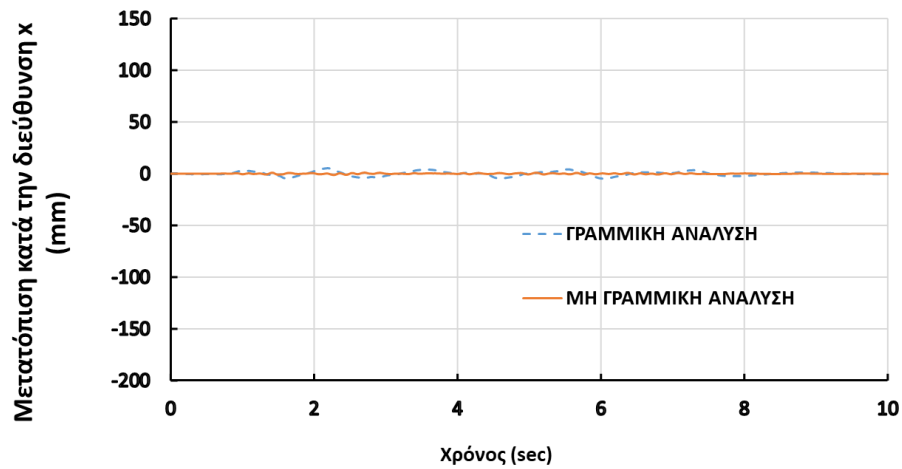
Διάγραμμα 4.16: Επιταχύνσεις κατά  $x$  του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό του Landers



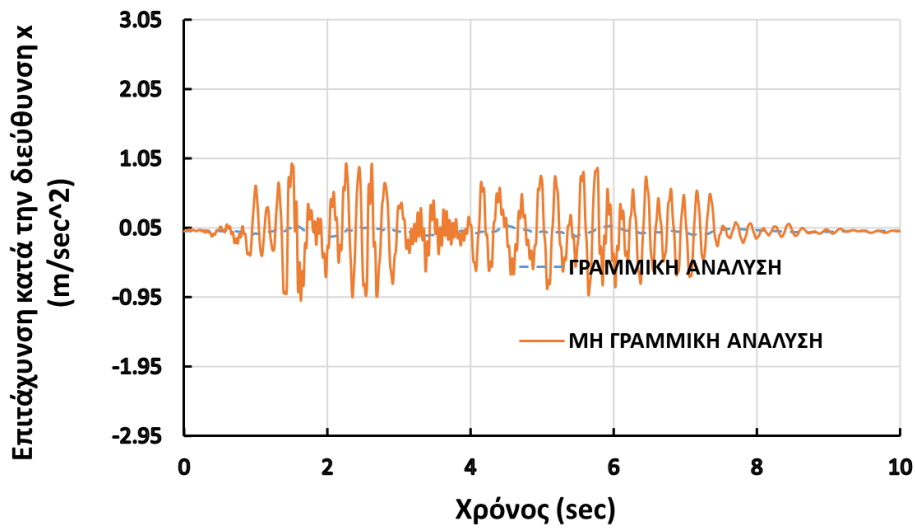
Διάγραμμα 4.17: Μετακινήσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό του Morgan Hill



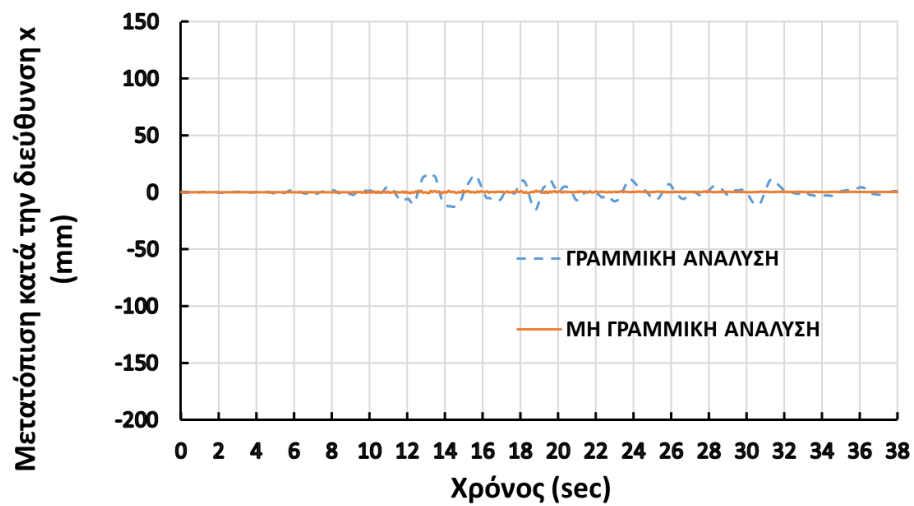
Διάγραμμα 4.18: Επιταχύνσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό του Morgan Hill



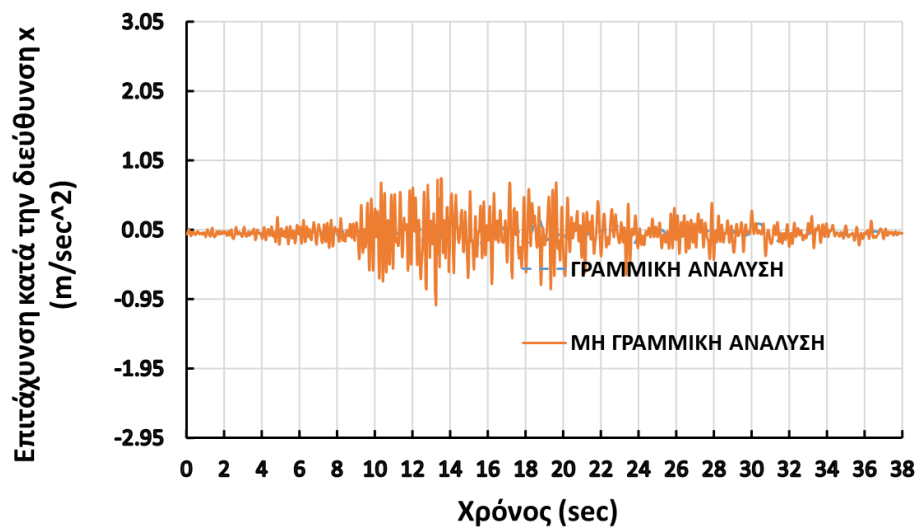
Διάγραμμα 4.19: Μετακινήσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό της Victoria



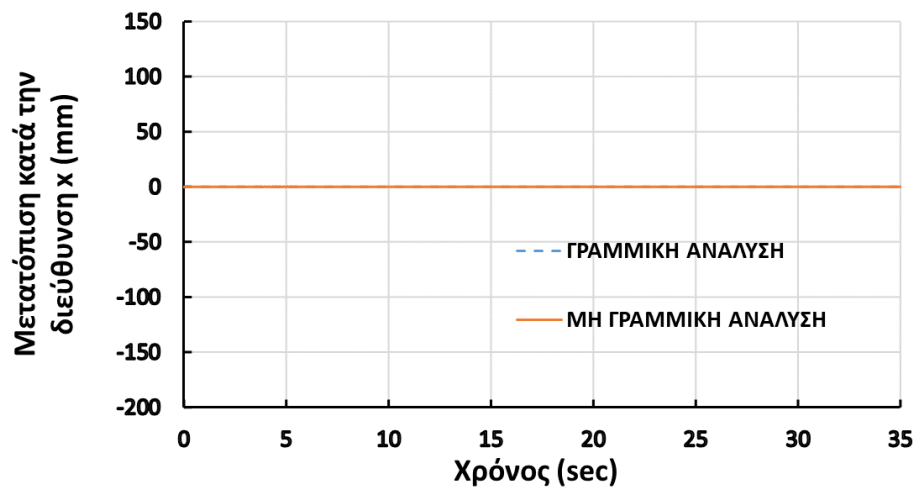
Διάγραμμα 4.20: Επιταχύνσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό της Victoria



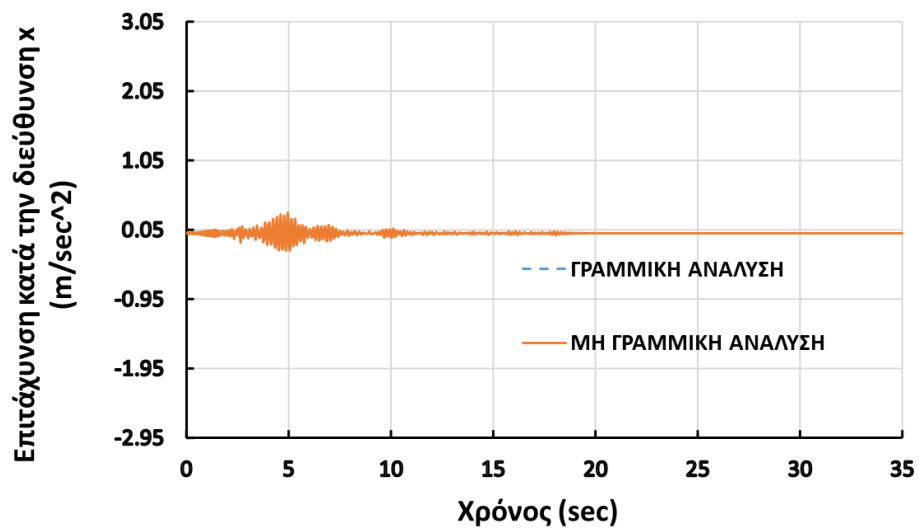
Διάγραμμα 4.21: Μετακινήσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό της Κεφαλονιάς



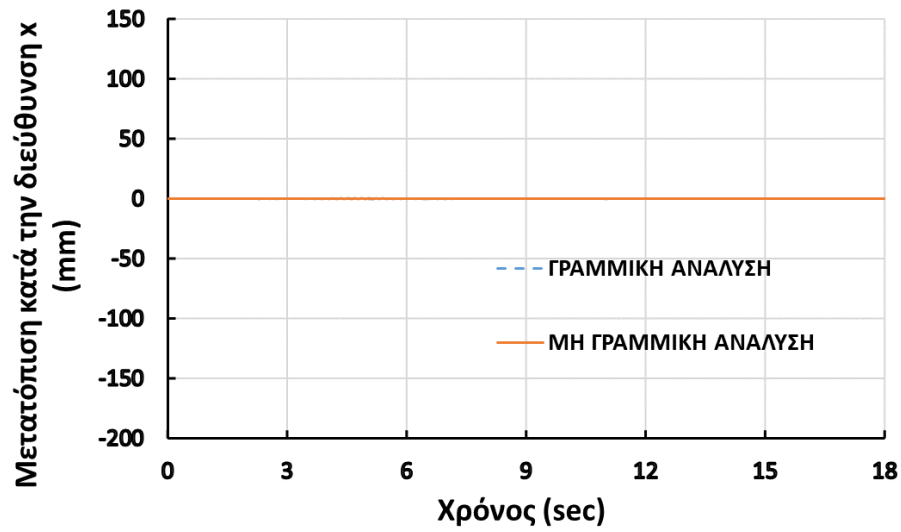
Διάγραμμα 4.22: Επιταχύνσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό της Κεφαλονιάς



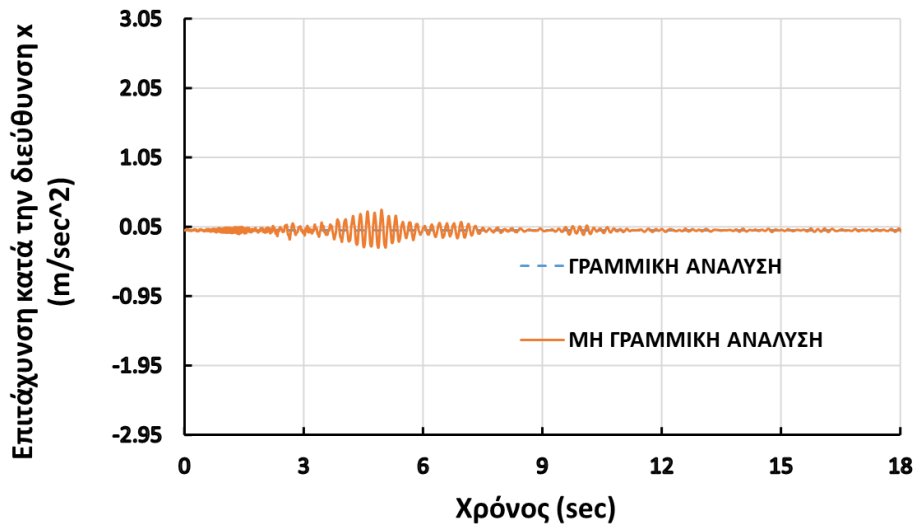
Διάγραμμα 4.23: Μετακινήσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό της Λέσβου



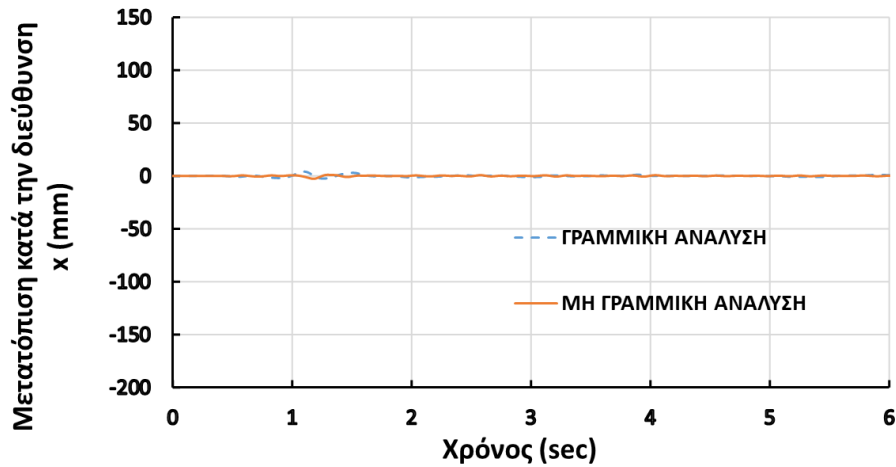
Διάγραμμα 4.24: Επιταχύνσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό της Λέσβου



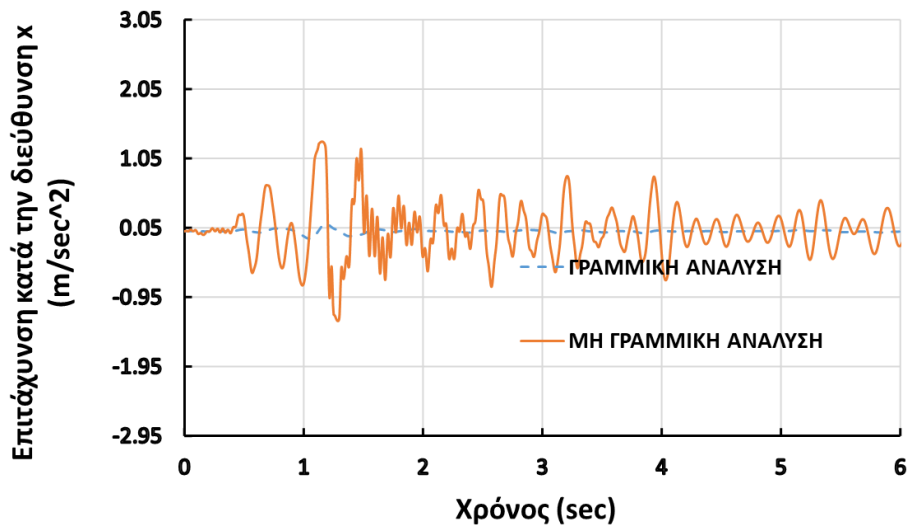
Διάγραμμα 4.25: Μετακινήσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό της Κορίνθου



Διάγραμμα 4.26: Επιταχύνσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό της Κορίνθου



Διάγραμμα 4.27: Μετακινήσεις κατά  $x$  του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό του Ρίο



Διάγραμμα 4.28: Επιταχύνσεις κατά  $x$  του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό του Ρίο

## 5 ΕΠΙΚΛΙΜΑΚΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ – ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ ΜΕ ΜΗ ΚΛΙΜΑΚΟΥΜΕΝΑ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΙΟΓΡΑΦΗΜΑΤΑ

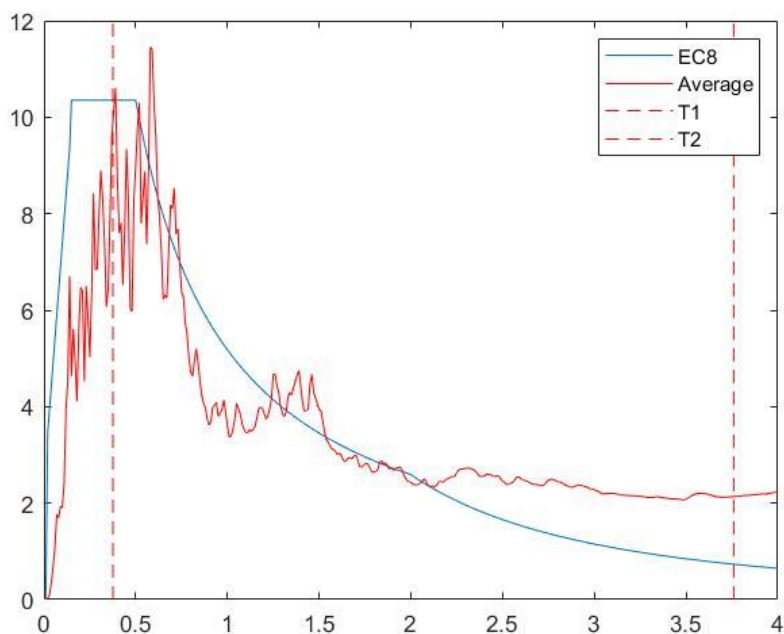
### 5.1 ΕΠΙΚΛΙΜΑΚΩΣΗ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΙΟΓΡΑΦΗΜΑΤΩΝ

Αφού ολοκληρώθηκε η πρωταρχική ανάλυση με τα ακλιμάκωτα επιταχυνσιογραφήματα, θα πραγματοποιηθεί αντίστοιχη ανάλυση έπειτα από την κλιμάκωση των αρχικών καταγραφών.

Οι σεισμικές καταγραφές πρέπει να είναι συμβατές με το αντίστοιχο φάσμα σχεδιασμού (στην προκειμένη περίπτωση το φάσμα του ΕΚ8). Για αυτόν ακριβώς τον λόγο θα πρέπει οι καταγραφές που πάρθηκαν από χώρες διαφορετικές της Ελλάδας να κλιμακωθούν, ώστε να γίνουν συμβατές με το φάσμα του ΕΚ8.

Για να κλιμακωθεί μια σεισμική καταγραφή (χρονοϊστορία), χρειάζεται να πολλαπλασιαστεί κάθε τιμή της με έναν σταθερό συντελεστή  $\lambda$ , που ονομάζεται συντελεστής κλιμάκωσης.

Για τις ανάγκες της παρούσας εργασίας, η κλιμάκωση των καταγραφών έγινε με χρήση κώδικα που γράφηκε στο προγραμματιστικό περιβάλλον MatLab. Στο Σχ. 5.1 φαίνεται το μέσο φάσμα που προέκυψε.



Σχ. 5.1: Προσαρμοσμένο φάσμα καταγραφών στο φάσμα του ΕΚ8

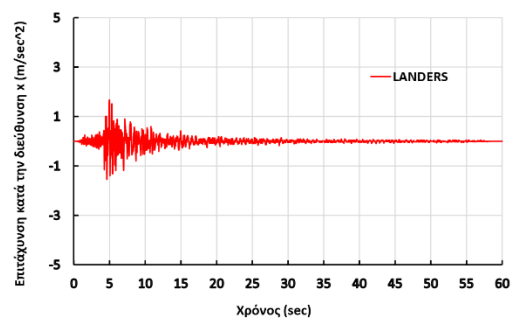
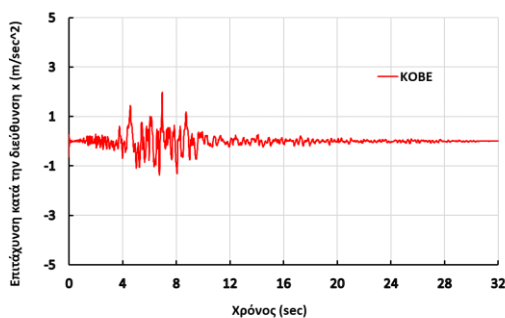
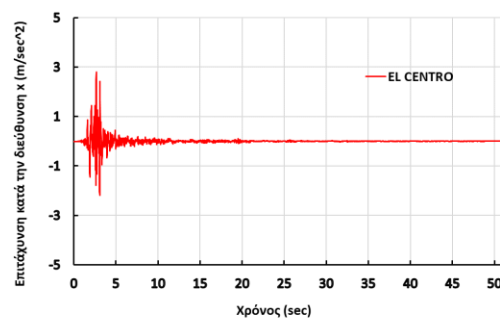
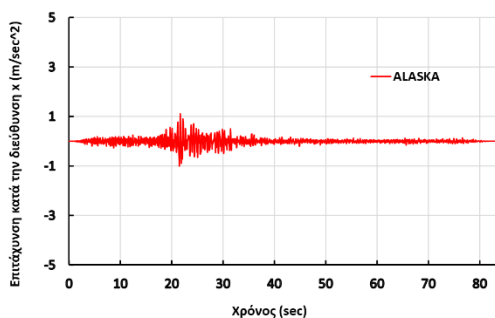
Προσαρμόζοντας λοιπόν τα αρχικά ακλιμάκωτα επιταχυνσιογραφήματα στο φάσμα του ΕΚ8 με χρήση του συντελεστή κλιμάκωσης, προέκυψαν τα κλιμακωμένα

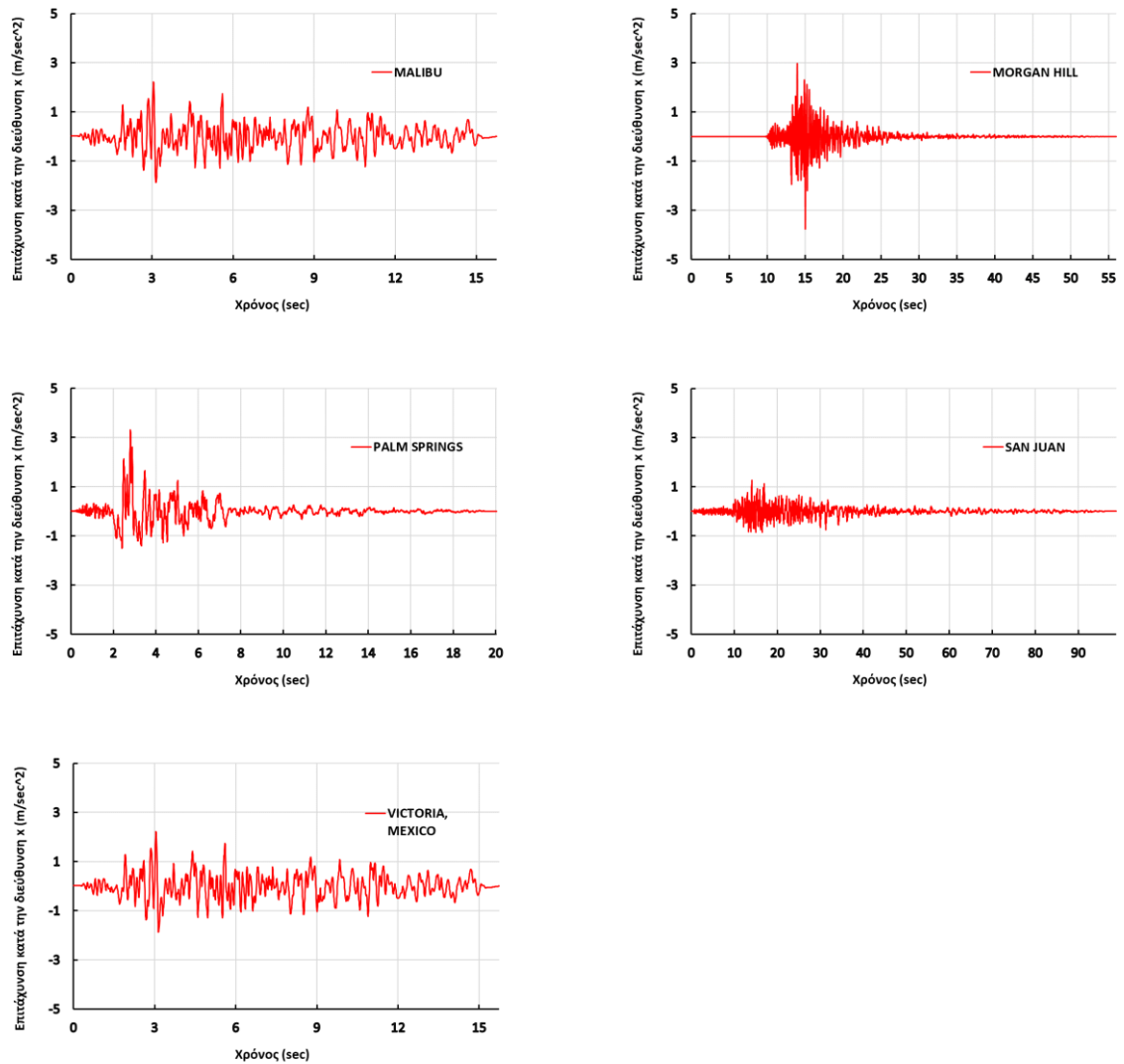


επιταχυνσιογραφήματα τα οποία φαίνονται στον Πίνακα 5.3, και τα αντίστοιχα χαρακτηριστικά τους, που δίνονται στον Πίνακα 5.2.

ΣΕΙΣΜΟΣ	ΔΙΑΡΚΕΙΑ (sec)	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΚΛΙΜΑΚΩΣΗΣ λ	ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ (g)
ALASKA	83.60	1.1082	0.114
EL CENTRO	59.03	1.7816	0.286
KOBE	31.99	0.6514	0.180
LANDERS	59.98	2.0895	0.170
MALIBU	15.72	2.2366	0.226
MORGAN HILL	55.99	5.0000	0.376
PALM SPRINGS	20.02	0.4876	0.338
SAN JUAN	98.79	2.9787	0.129
VICTORIA	15.72	2.2366	0.226

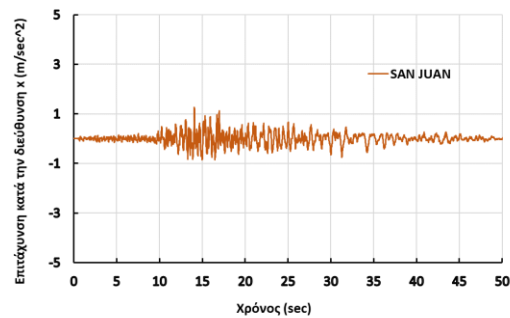
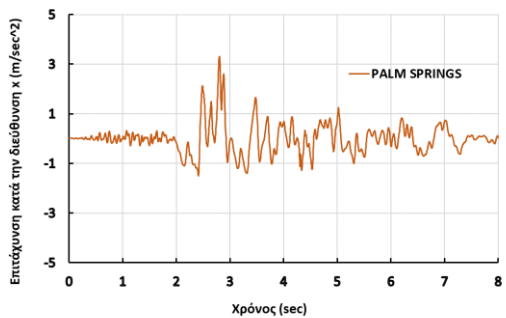
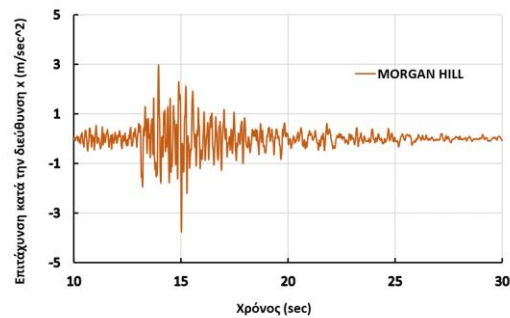
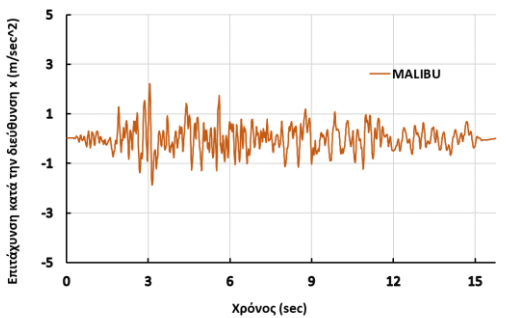
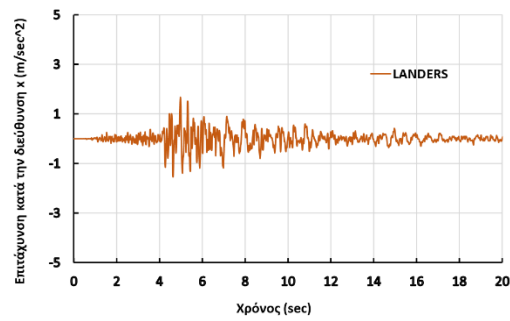
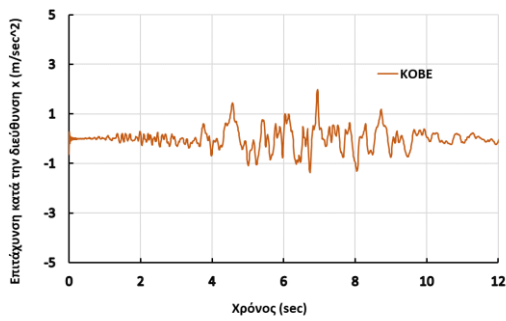
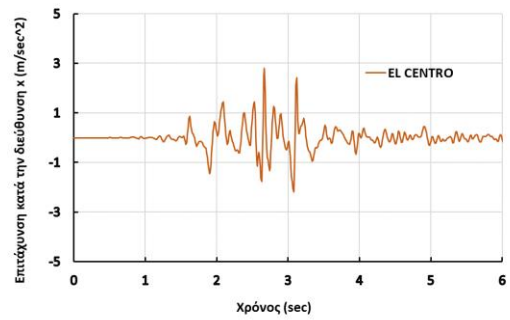
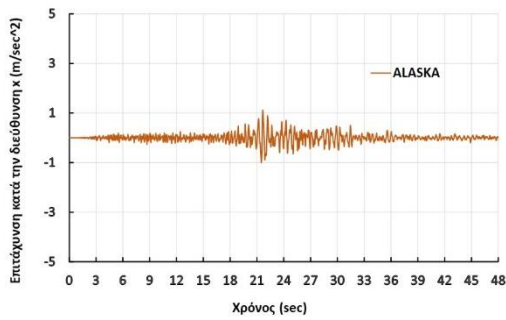
Πίνακας 5.1: Χαρακτηριστικά κλιμακωμένων επιταχυνσιογραφημάτων

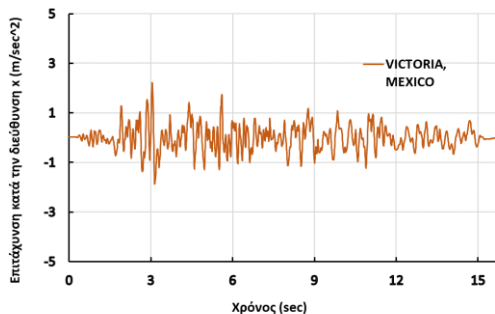




Πίνακας 5.2: Κλιμακωμένα επιταχυνσιογραφήματα

Όπως και στην περίπτωση των ακλιμάκωτων επιταχυνσιογραφημάτων έτσι και εδώ θα κρατήσουμε από τα συνολικά χρονικά διαστήματα μόνο αυτά στα οποία υπήρξαν σημαντικές εδαφικές επιταχύνσεις στο έδαφος θεμελίωσης της κατασκευής. Τα μορφοποιημένα αυτά κλιμακωμένα επιταχυνσιογραφήματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.3.





Πίνακας 5.3: Τροποποιημένα κλιμακωμένα επιταχυνσιογραφήματα

## 5.2 ΑΝΑΛΥΣΗ ΓΕΦΥΡΑΣ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΚΛΙΜΑΚΩΣΗ ΠΡΟ ΓΗΡΑΝΣΗΣ – ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΜΕ ΜΗ ΚΛΙΜΑΚΩΜΕΝΑ

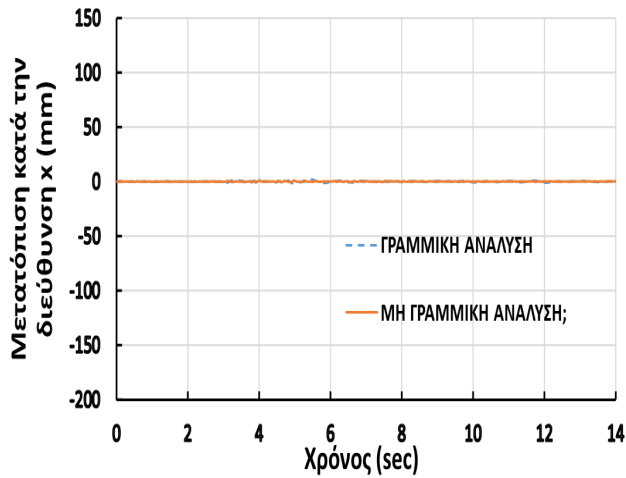
Ενδιαφέρον παρουσιάζει η σύγκριση των δύο αναλύσεων της γέφυρας, αυτής που έγινε στο Κεφάλαιο 4, με αυτήν για τα κλιμακωμένα επιταχυνσιογραφήματα. Παρακάτω θα αναλυθούν δύο αποκρίσεις σε βάθος, αυτές των σεισμών στο Morgan Hill και στο San Juan, μιας και αυτά τα επιταχυνσιογραφήματα παρουσιάζουν την μέγιστη εδαφική επιτάχυνση και την μέγιστη χρονική διάρκεια σεισμού αντίστοιχα.

Αρχικά γίνεται σύγκριση των αποκρίσεων για τον σεισμό στο Morgan Hill σε όρους μετατοπίσεων (πρώτη σειρά του πίνακα) και επιταχύνσεων καταστρώματος της γέφυρας (δεύτερη σειρά του πίνακα). Όπως παρατηρούμε και στον Πίνακα 5.4, οι μετατοπίσεις του καταστρώματος στον κλιμακωμένο σεισμό είναι πολύ μεγαλύτερες από αυτές του ακλιμάκωτου, πράγμα λογικό από την στιγμή που έχουμε πολλαπλασιάσει με συντελεστή κλιμάκωσης  $\lambda=5$  την αρχική καταγραφή. Παράλληλα, φαίνεται πλέον ξεκάθαρα η διαφορά μεταξύ γραμμικής και μη γραμμικής ανάλυσης στην κλιμακωμένη καταγραφή, καθώς έχουμε εμφανή παραμένουσα παραμόρφωση ίση με 6.6 mm.

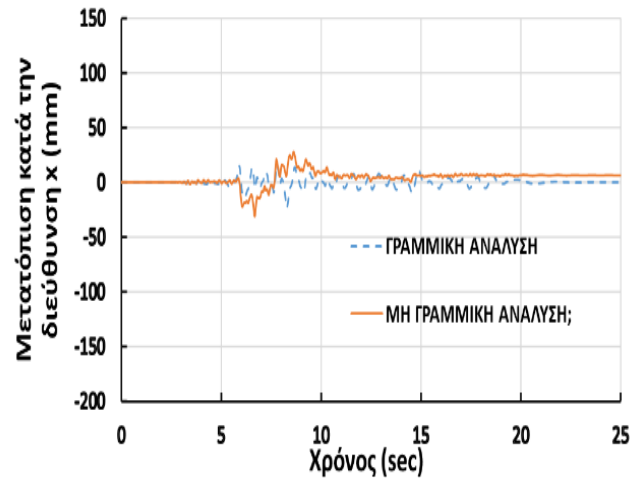
Μια ακόμα ενδιαφέρουσα σύγκριση είναι αυτή μεταξύ των επιταχύνσεων που αναπτύχθηκαν στο κατάστρωμα για την ακλιμάκωτη και την κλιμακωμένη καταγραφή. Συγκεκριμένα, φαίνεται καθαρά στον παρακάτω πίνακα πως οι επιταχύνσεις του καταστρώματος της κλιμακωμένης καταγραφής πάλι είναι πολύ μεγαλύτερες σε σχέση με αυτές της ακλιμάκωτης, τόσο για την γραμμική όσο και για την μη γραμμική ανάλυση της κατασκευής. Όμως, όπως παρατηρούμε, η μέγιστη επιτάχυνση που αναπτύσσεται στην κλιμακωμένη καταγραφή δεν ισούται με πέντε φορές αυτής της ακλιμάκωτης (δηλαδή όσο ο συντελεστής κλιμάκωσης), ούτε έχουν ακριβώς την ίδια μορφή σαν διαγράμματα. Αυτό μας δείχνει ουσιαστικά πως όταν κλιμακώνουμε μια καταγραφή δεν αλλάζει απλά το μέγεθός της αλλά συνολικά οι ιδιότητες της καταγραφής αυτής, με αποτέλεσμα ο φορέας να αποκρίνεται διαφορετικά απ' ότι στην ακλιμάκωτη καταγραφή.

**MORGAN HILL, ΑΚΛΙΜΑΚΩΤΗ ΚΑΤΑΓΡΑΦΗ**

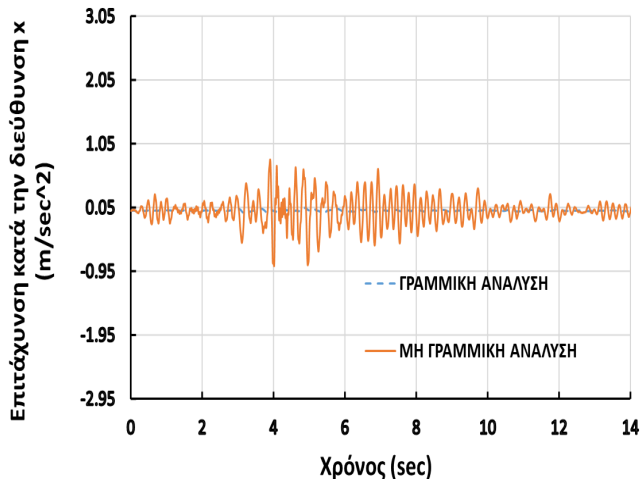
**MORGAN HILL, ΚΛΙΜΑΚΩΜΕΝΗ ΚΑΤΑΓΡΑΦΗ**



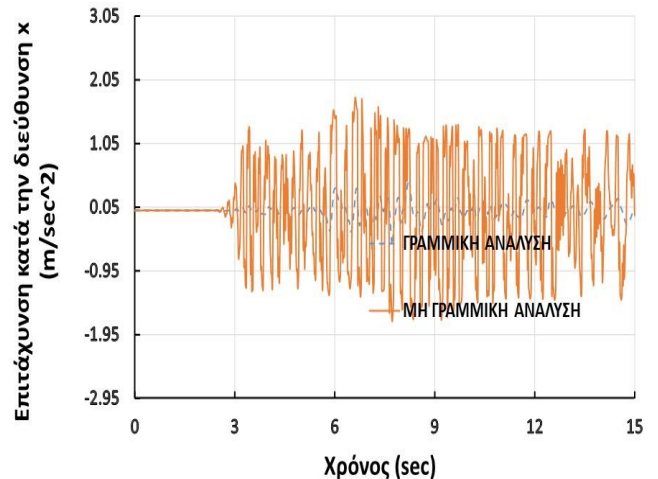
(α)



(β)



(γ)



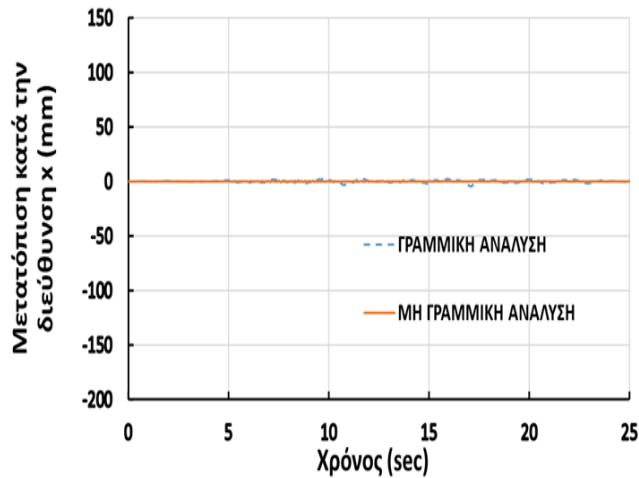
(δ)

Πίνακας 5.4: Συγκρίσεις αποκρίσεων (α), (β) μετατοπίσεων και (γ), (δ) επιταχύνσεων καταστρώματος για κλιμακωμένη και ακλιμάκωτη καταγραφή του Morgan Hill

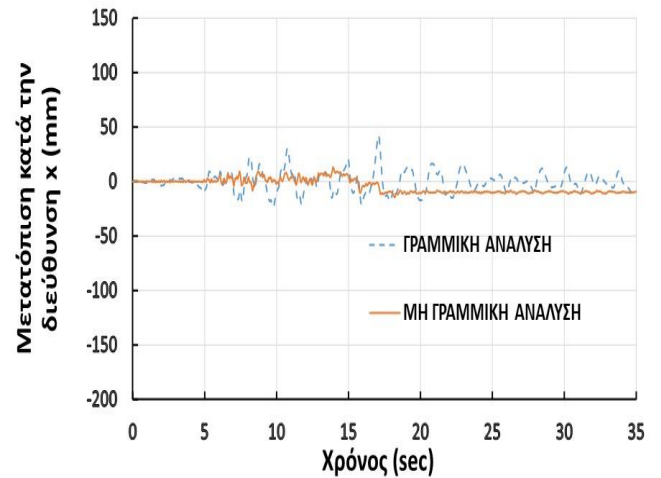
Στην συνέχεια θα γίνουν αντίστοιχες συγκρίσεις για την καταγραφή του San Juan. Πάλι παρατηρούμε πως η απόκριση των μετατοπίσεων στην κλιμακωμένη καταγραφή είναι πολύ μεγαλύτερη από αυτή της ακλιμάκωτης (λογικό μιας και η καταγραφή του San Juan έχει συντελεστή κλιμάκωσης  $\lambda=2.97$ ), ενώ υπάρχει μια αρκετά μεγαλύτερη μόνιμη παραμόρφωση στο τέλος της κλιμακωμένης διέγερσης σε σχέση με την ακλιμάκωτη. Παράλληλα, οι επιταχύνσεις που αναπτύσσονται στο κατάστρωμα, όπως και στην περίπτωση της καταγραφής του Morgan Hill, είναι εμφανώς μεγαλύτερες στην περίπτωση της κλιμακωμένης καταγραφής από εκείνες της ακλιμάκωτης.

**SAN JUAN, ΑΚΛΙΜΑΚΩΤΗ ΚΑΤΑΓΡΑΦΗ**

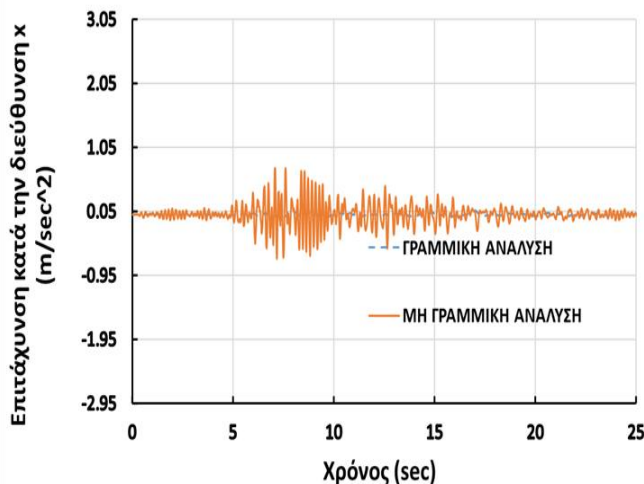
**SAN JUAN, ΚΛΙΜΑΚΩΜΕΝΗ ΚΑΤΑΓΡΑΦΗ**



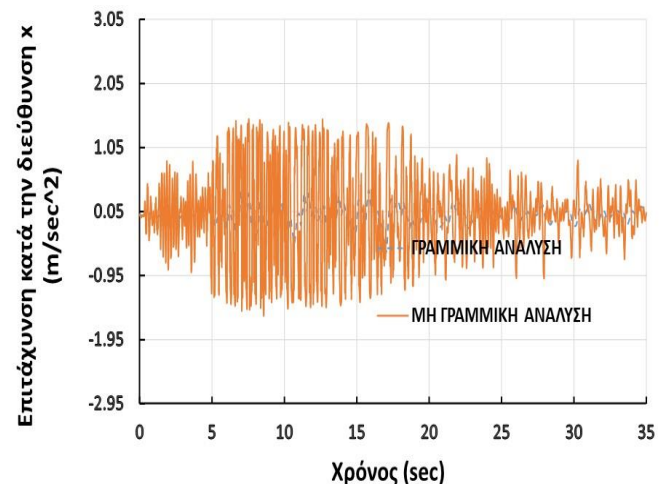
(α)



(β)



(γ)



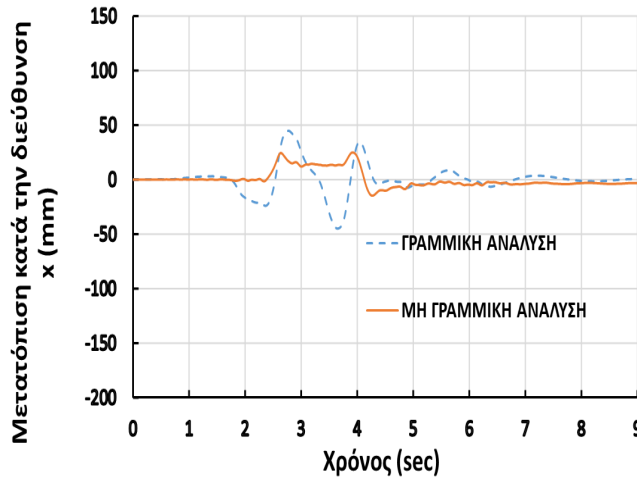
(δ)

Πίνακας 5.5: : Συγκρίσεις αποκρίσεων (α), (β) μετατοπίσεων και (γ), (δ) επιταχύνσεων καταστρώματος για κλιμακωμένη και ακλιμάκωτη καταγραφή του San Juan

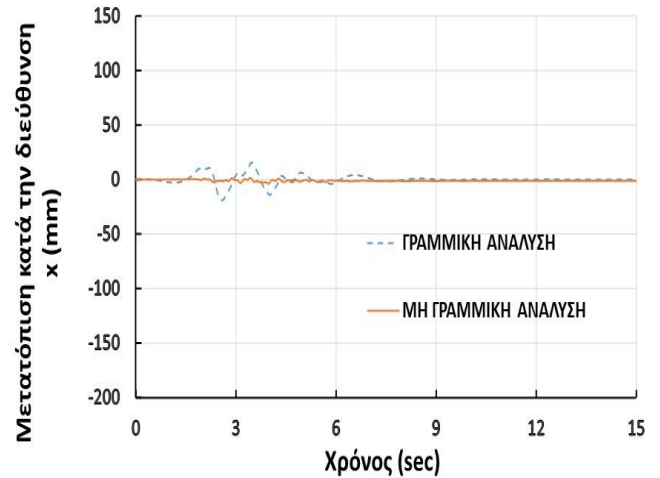
Μια ακόμα ενδιαφέρουσα καταγραφή είναι αυτή του σεισμού του Kobe της οποίας τα αποτελέσματα φαίνονται στον Πίνακα 5.6. Το ενδιαφέρον με αυτήν την καταγραφή συγκεκριμένα, είναι πως έχει κλιμακωθεί με συντελεστή  $\lambda$  μικρότερο της μονάδας ( $\lambda=0.6514$ ). Όπως μπορούμε να παρατηρήσουμε και στον παρακάτω πίνακα, η κλιμάκωση αυτή έχει ως αποτέλεσμα η απόκριση τόσο των μετατοπίσεων όσο και των επιταχύνσεων του καταστρώματος να είναι μικρότερες από αυτές της ακλιμάκωτης καταγραφής, αντίθετα με ότι συνέβαινε στις προηγούμενες δύο περιπτώσεις.

**ΚΟΒΕ, ΑΚΛΙΜΑΚΩΤΗ ΚΑΤΑΓΡΑΦΗ**

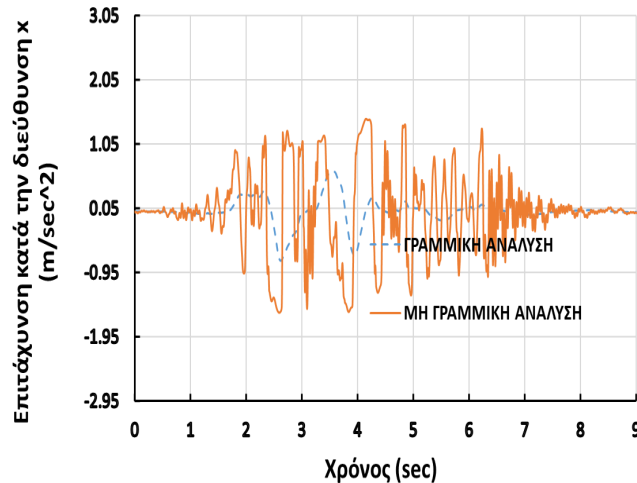
**ΚΟΒΕ, ΚΛΙΜΑΚΩΜΕΝΗ ΚΑΤΑΓΡΑΦΗ**



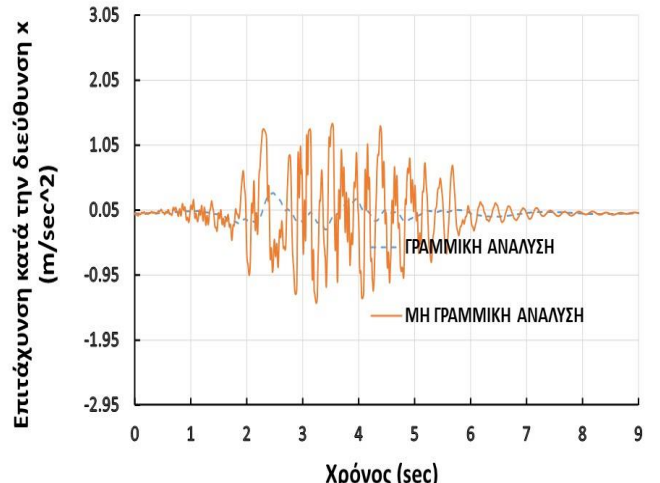
(α)



(β)



(γ)



(δ)

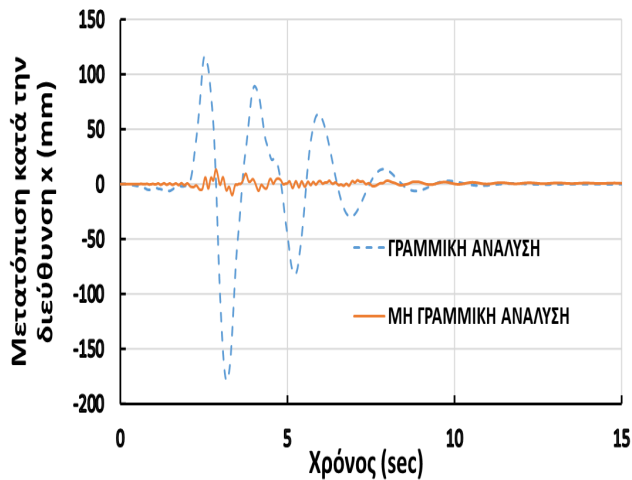
Πίνακας 5.6: : Συγκρίσεις αποκρίσεων (α), (β) μετατοπίσεων και (γ), (δ) επιταχύνσεων καταστρώματος για κλιμακωμένη και ακλιμάκωτη καταγραφή του Kobe

Ωστόσο, αξίζει εδώ να σημειωθεί πως οι επιταχύνσεις δεν παρουσίασαν κάποια σημαντική μείωση στην περίπτωση του κλιμακωμένου επιταχυνσιογραφήματος σε σχέση με το ακλιμάκωτο. Αυτό μας δείχνει για άλλη μια φορά πως η κλιμάκωση ενός επιταχυνσιογραφήματος αλλάζει συνολικά τις ιδιότητές του και έτσι η απόκριση της κατασκευής δεν θα αλλάξει αναλογικά με τον συντελεστή κλιμάκωσης που χρησιμοποιήσαμε.

Στον Πίνακα 5.7 φαίνεται η διαφορά των αποκρίσεων για τον σεισμό του Palm Springs ( $\lambda=0.4876$ ). Η ιδιαιτερότητα της καταγραφής αυτής είναι πως ενώ στην ακλιμάκωτη καταγραφή έχουμε μια πολύ μικρή παραμένουσα μετατόπιση, στην κλιμακωμένη

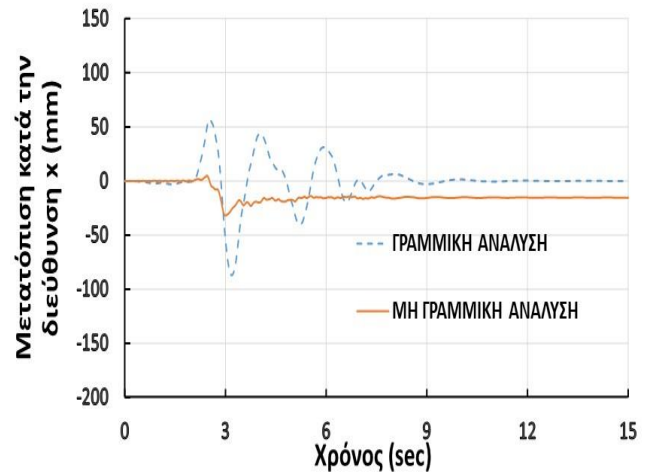
παρατηρείται μια αρκετά εμφανής παραμένουσα παραμόρφωση για την μη γραμμική ανάλυση. Στην γραμμική ανάλυση αντιθέτως, τα αποτελέσματα είναι τα αναμενόμενα.

### PALM SPRINGS, ΑΚΛΙΜΑΚΩΤΗ ΚΑΤΑΓΡΑΦΗ

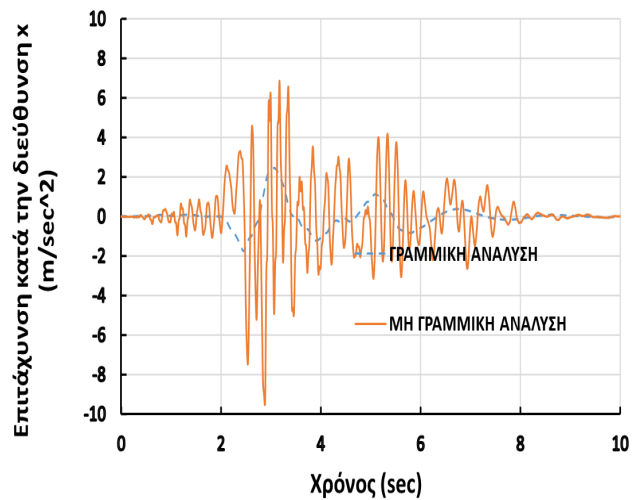


(α)

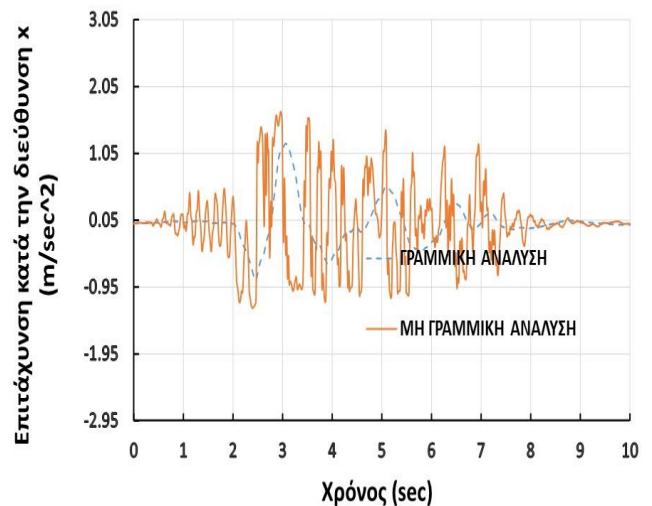
### PALM SPRINGS, ΚΛΙΜΑΚΩΜΕΝΗ ΚΑΤΑΓΡΑΦΗ



(β)



(γ)

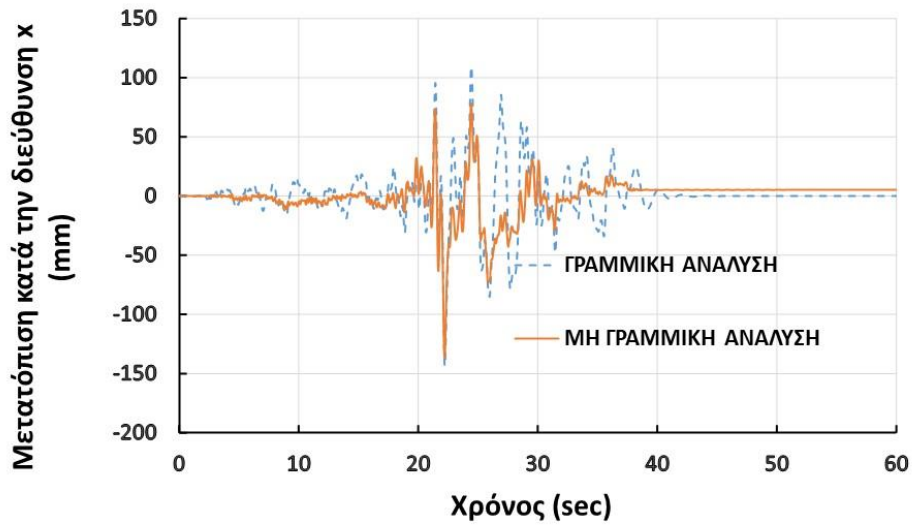


(δ)

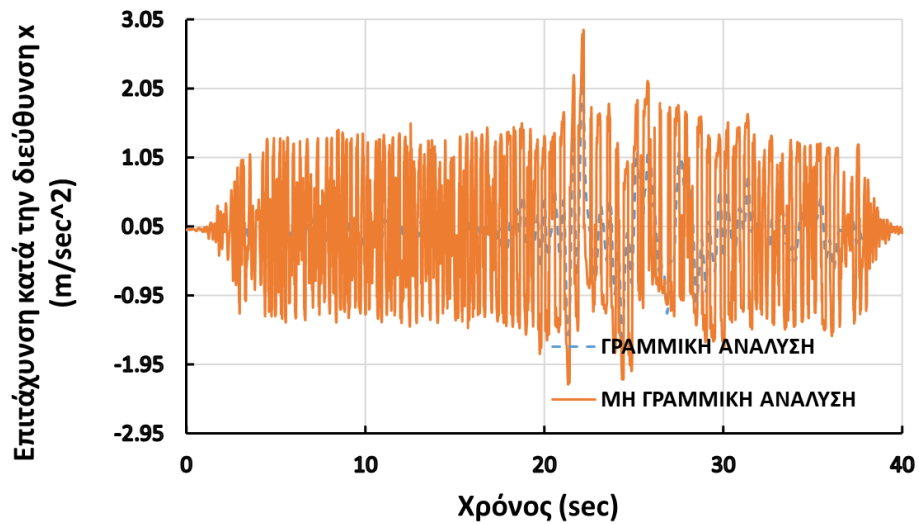
Πίνακας 5.7: Συγκρίσεις αποκρίσεων (α), (β) μετατοπίσεων και (γ), (δ) επιταχύνσεων καταστρώματος για κλιμακωμένη και ακλιμακωτή καταγραφή του Palm Springs

Παρακάτω παρατίθενται οι αποκρίσεις για τις υπόλοιπες κλιμακωμένες καταγραφές:

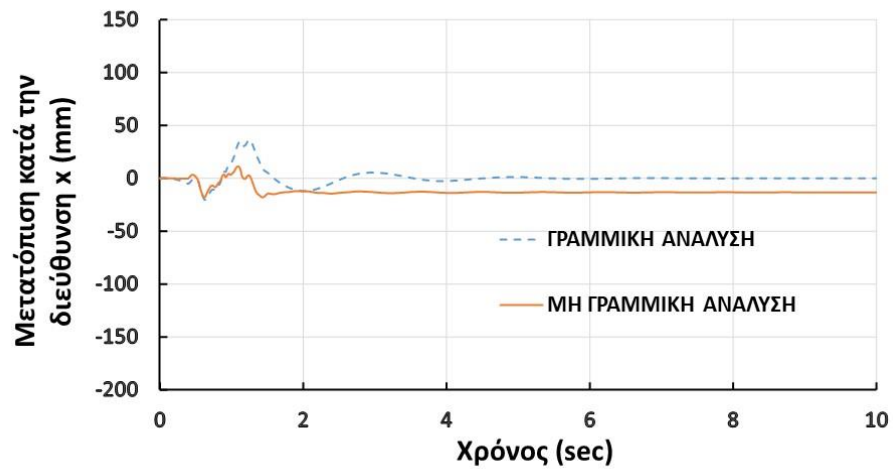




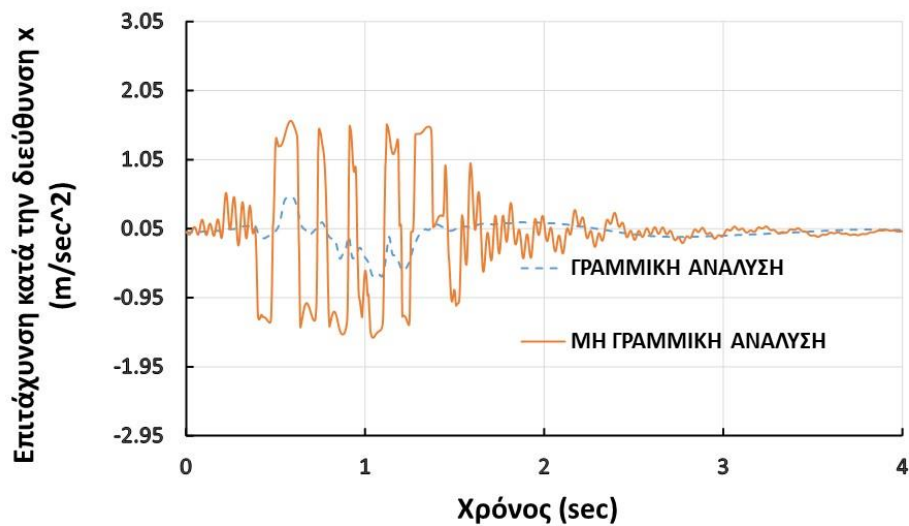
Διάγραμμα 5.1: Μετακινήσεις κατά  $x$  του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον κλιμακωμένο σεισμό της Alaska



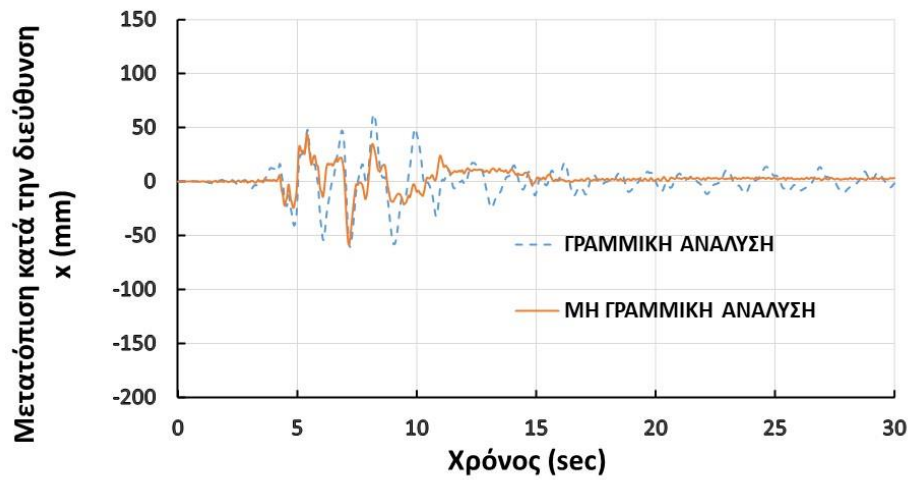
Διάγραμμα 5.2: Επιταχύνσεις κατά  $x$  του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον κλιμακωμένο σεισμό της Alaska



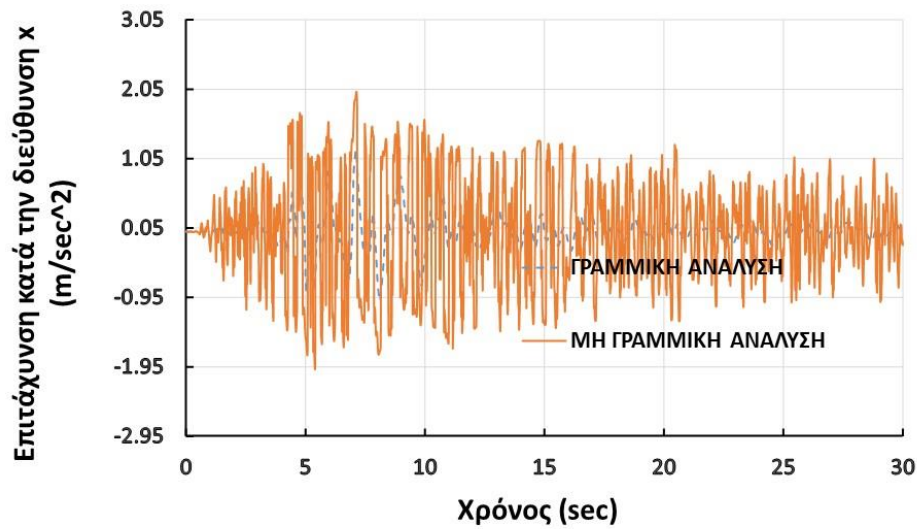
Διάγραμμα 5.3: Μετακινήσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον κλιμακωμένο σεισμό του El Centro



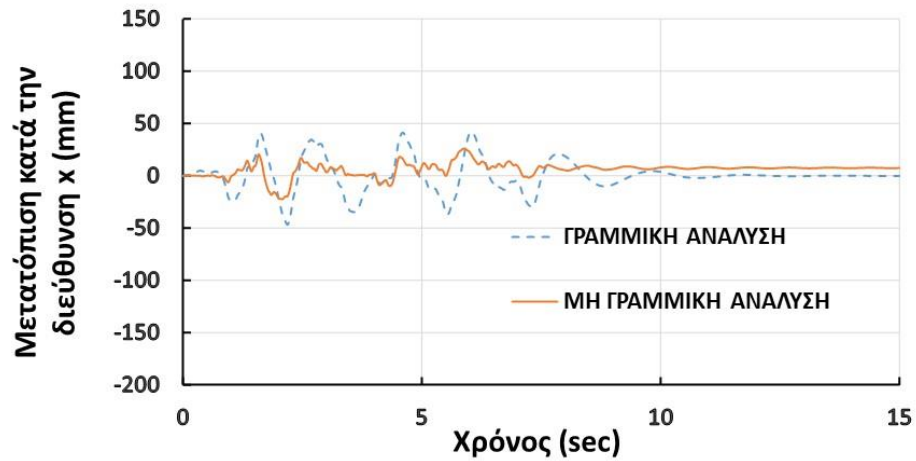
Διάγραμμα 5.4: Επιταχύνσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον κλιμακωμένο σεισμό του El Centro



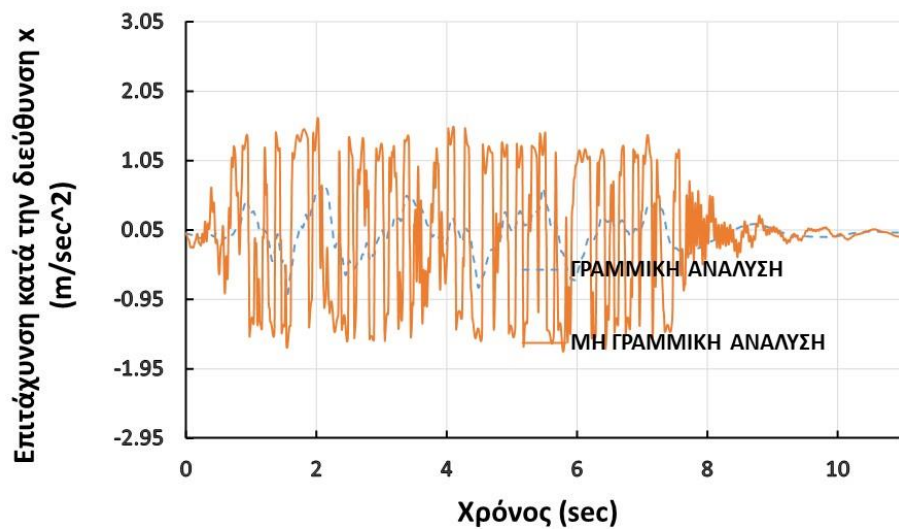
Διάγραμμα 5.5: Μετακινήσεις κατά  $x$  του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον κλιμακωμένο σεισμό του Landers



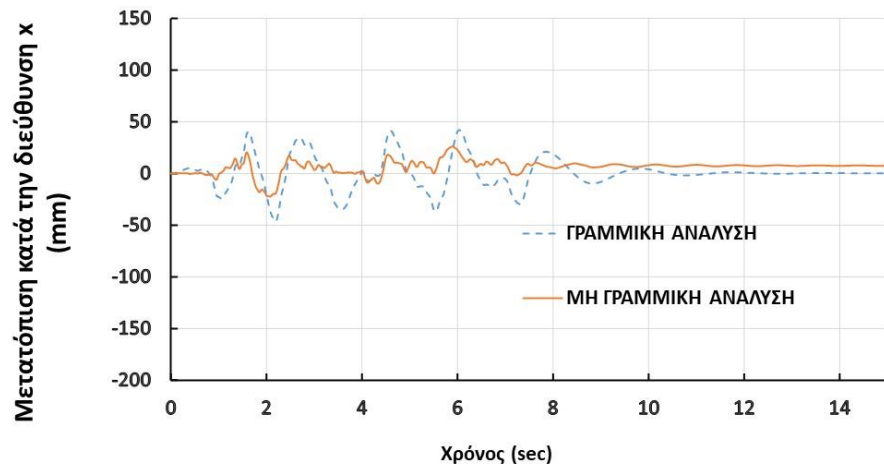
Διάγραμμα 5.6: Επιταχύνσεις κατά  $x$  του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον κλιμακωμένο σεισμό του Landers



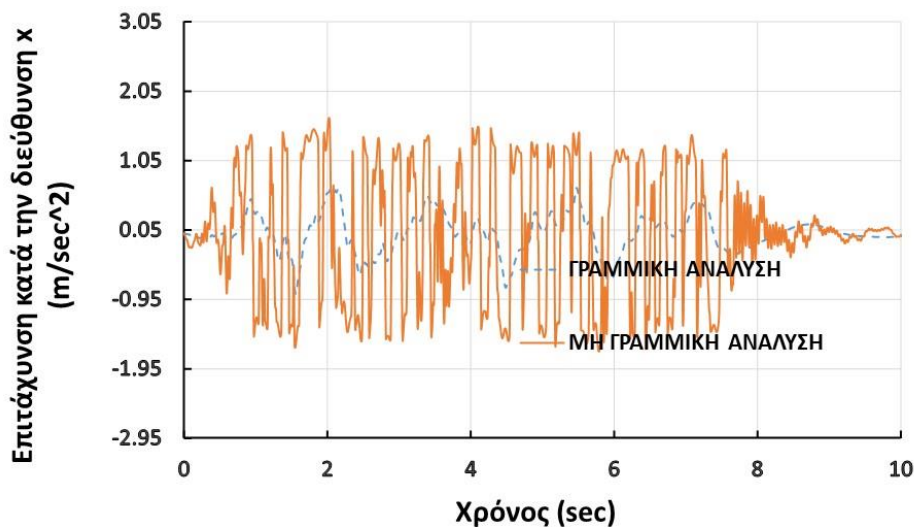
Διάγραμμα 5.7: Μετακινήσεις κατά  $x$  του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον κλιμακωμένο σεισμό του Malibu



Διάγραμμα 5.8: Επιταχύνσεις κατά  $x$  του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον κλιμακωμένο σεισμό του Malibu



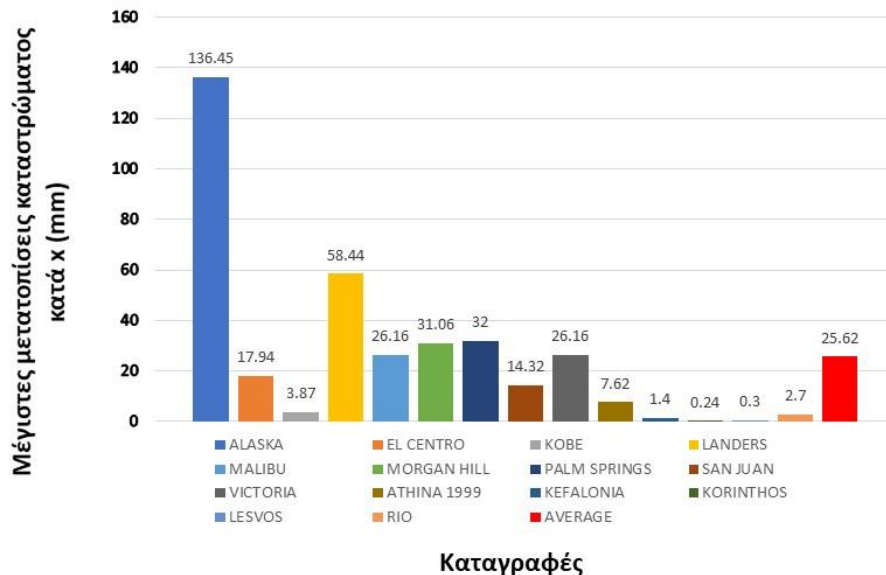
Διάγραμμα 5.9: Μετακινήσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον κλιμακωμένο σεισμό της Victoria



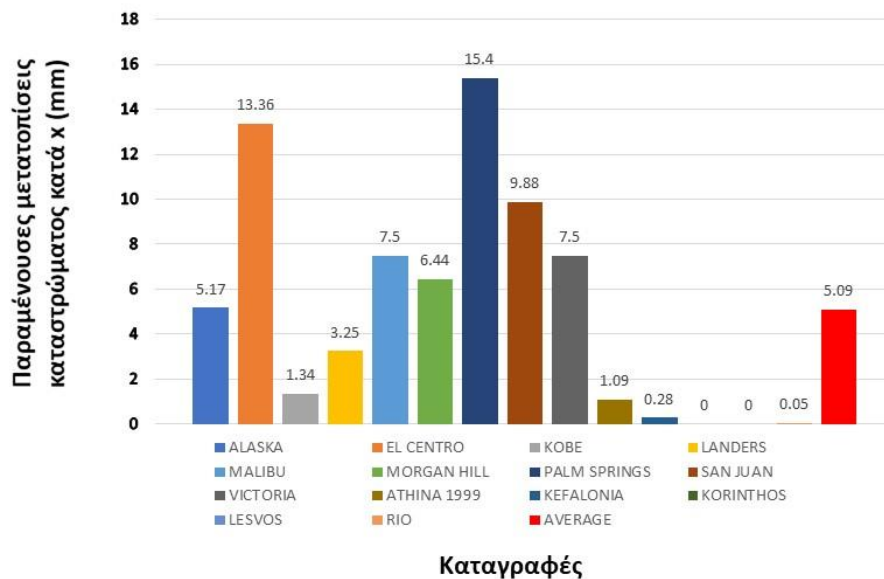
Διάγραμμα 5.10: Επιταχύνσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον κλιμακωμένο σεισμό της Victoria

Το βασικό συμπέρασμα που προκύπτει από τις παραπάνω συγκρίσεις, είναι πως ενώ γενικά η απόκριση ενός μεγέθους της κατασκευής έχει συσχέτιση με τον συντελεστή κλιμάκωσης, αυτή η συσχέτισή της δεν είναι αναλογική και με την κλιμάκωση έχουμε συνολική αλλαγή των ιδιοτήτων της καταγραφής (θέση μεγίστων-ελαχίστων, μορφή γραφήματος κλπ.).

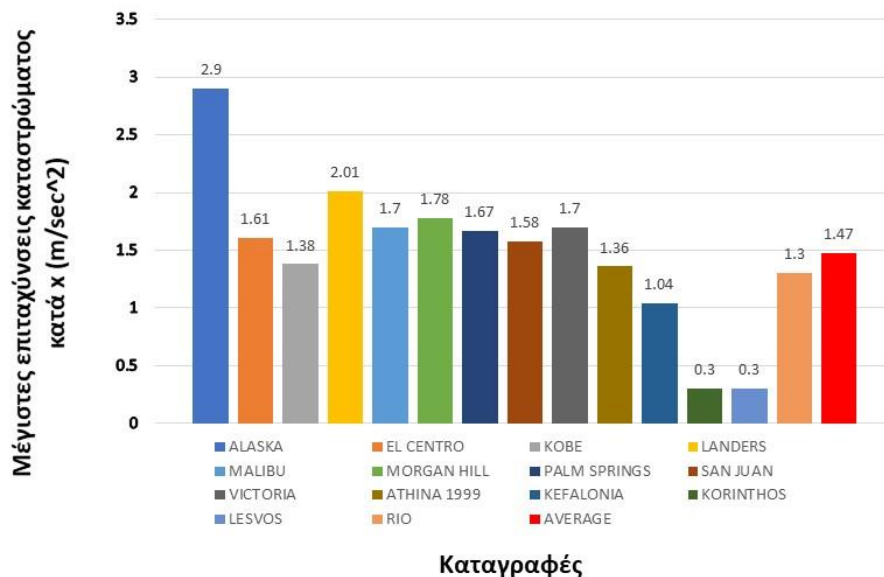
Παρακάτω παρουσιάζονται σε διαγράμματα με μπάρες, οι μέγιστες μετακινήσεις, οι μέγιστες επιταχύνσεις, οι παραμένουσες μετακινήσεις και οι μέσοι όροι τους, για το κατάστρωμα της γέφυρας κατά την διεύθυνση x:



Διάγραμμα 5.11: Μέγιστες μετακινήσεις καταστρώματος κατά x και ο μέσος όρος τους



Διάγραμμα 5.12: Παραμένουσες μετακινήσεις καταστρώματος κατά x και ο μέσος όρος τους



Διάγραμμα 5.13: Μέγιστες επιταχύνσεις καταστρώματος κατά x και ο μέσος όρος τους

### 5.3 ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΓΙΑ ΓΗΡΑΝΣΗ 30 ΕΤΩΝ ΚΑΙ ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ ΜΕ ΤΗΝ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΠΡΟ ΓΗΡΑΝΣΗΣ

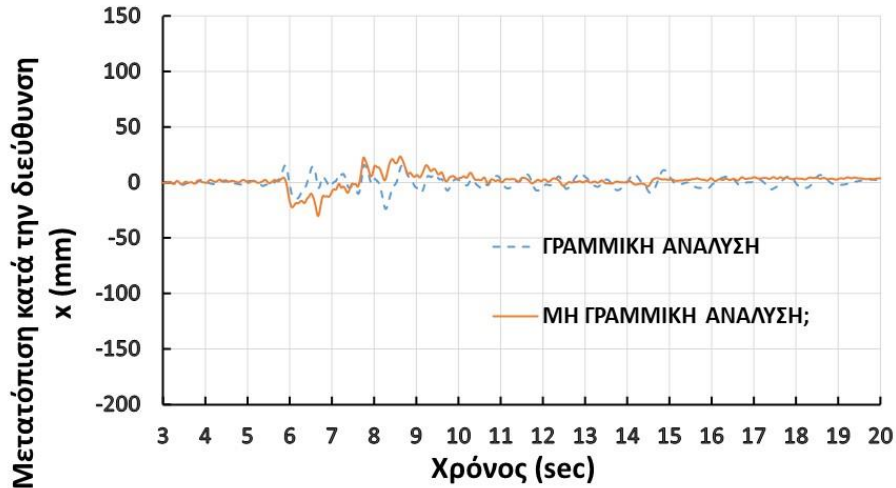
Όπως αναφέρθηκε και στο Κεφάλαιο 2, γήρανση είναι η αλλαγή των ιδιοτήτων ενός αντικειμένου με την πάροδο του χρόνου, όπου για την επιστήμη του πολιτικού μηχανικού οι ιδιότητες αυτές είναι οι μηχανικές (δυσκαμψία, οριακή αντοχή, απόσβεση κλπ.).

Στην συγκεκριμένη εργασία, αποφασίστηκε να ελεγχθεί η απόκριση της γέφυρας σε όρους μετακινήσεων, επιταχύνσεων αλλά και σε όρους αποσβενώμενης ενέργειας από τους αποσβεστήρες, για την πάροδο 30 ετών από την κατασκευή της. Έγινε λοιπόν τροποποίηση των μηχανικών ιδιοτήτων των εφεδράνων και των αποσβεστήρων ούτως ώστε να λάβουμε υπόψιν μας το φαινόμενο της γήρανσης.

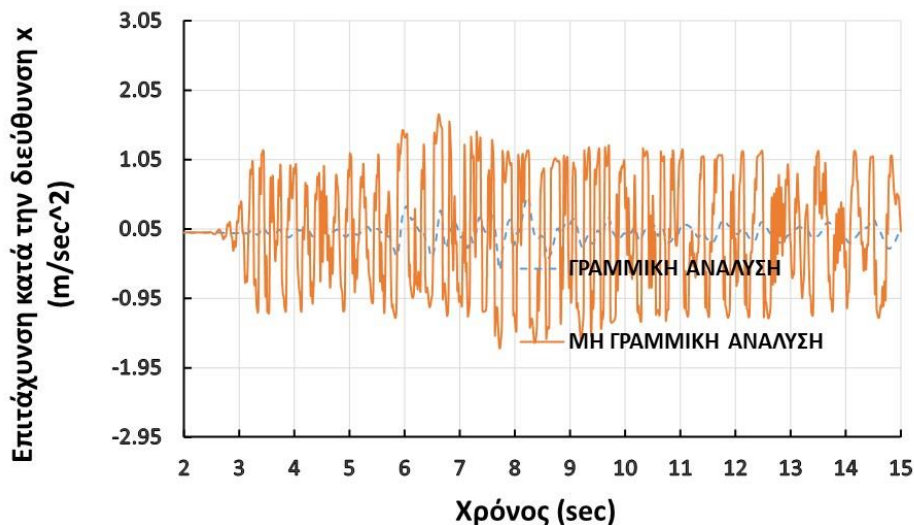
Η τροποποίηση αυτή έγινε με βάση το θεωρητικό υπόβαθρο των εξισώσεων (2.3.1), (2.3.2) καθώς και με βάση την λογική των συντελεστών αλλαγής ιδιοτήτων, λ. Παρατηρήθηκε πως η μαθηματική έκφραση των δύο παραπάνω εξισώσεων, δίνει αποτελέσματα πολύ κοντινά με αυτά των πειραματικών δεδομένων βάση των οποίων προέκυψαν οι συντελεστές λ (σύμφωνα με τις εξισώσεις θα έχουμε μια αύξηση της δυσκαμψίας των εφεδράνων και μια μείωση της αποσβεστικής ικανότητας του αποσβεστήρα κατά 8% περίπου, ενώ με τους συντελεστές λ η αλλαγές αυτές θα είναι περίπου στο 9-10% για το χρονικό διάστημα 30 χρόνων). Με βάση τις αλλαγές αυτές, προέκυψαν τα αποτελέσματα των αποκρίσεων που παρατίθενται παρακάτω.

Η πρώτη καταγραφή που θα εξετάσουμε είναι αυτή του Morgan Hill. Αρχικά, φαίνεται πως η απόκριση του φορέα της γέφυρας, τόσο στις μετακινήσεις όσο και στις επιταχύνσεις, δεν αλλάζει σημαντικά. Αν γίνει μια πιο προσεχτική παρατήρηση, βλέπουμε πως τα μεγέθη απόκρισης μειώθηκαν ελαφρώς μετά την γήρανση. Αυτό είναι αρκετά λογικό αν

σκεφτεί κανείς ότι στα 30 χρόνια αυξήθηκε η δυσκαμψία της σεισμικής μόνωσης κατά περίπου 10%. Ο φορέας έγινε πιο δύσκαμπτος, οπότε λειτουργεί πιο ελαστικά και παίρνει μικρότερες μετακινήσεις. Φαίνεται άλλωστε και στην περίπτωση της μη γραμμικής ανάλυσης, όπου μετά την γήρανση ο φορέας έχει εμφανώς μικρότερη παραμένουσα παραμόρφωση απ' ό τι προ της γήρανσης. Αντίστοιχα στις επιταχύνσεις, το κατάστρωμα της γέφυρας αναπτύσσει ελαφρώς μικρότερες επιταχύνσεις μετά την γήρανση, αν και δεν είναι κάποια ουσιαστική μείωση.



Διάγραμμα 5.14: Μετακινήσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον κλιμακωμένο σεισμό του Morgan Hill, στα 30 έτη

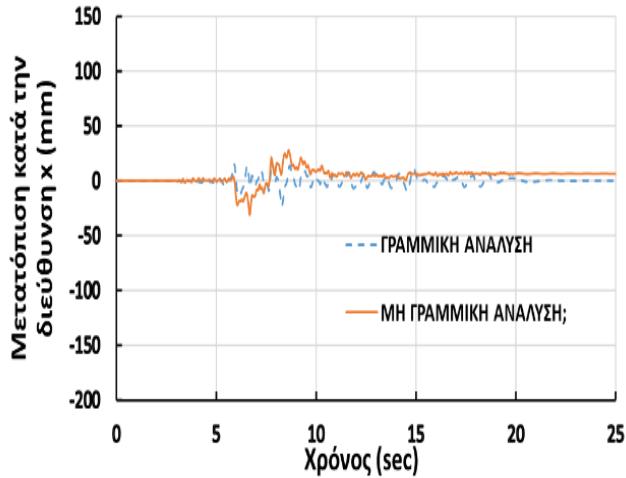


Διάγραμμα 5.15: Επιταχύνσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον κλιμακωμένο σεισμό του Morgan Hill, στα 30 έτη

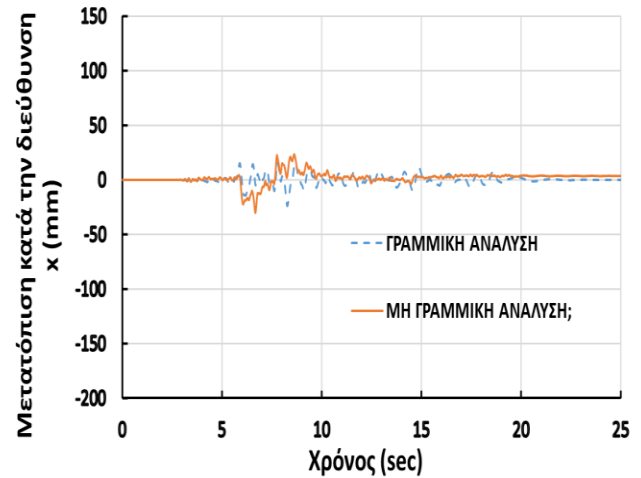


**MORGAN HILL, ΠΡΟ ΓΗΡΑΝΣΗΣ**

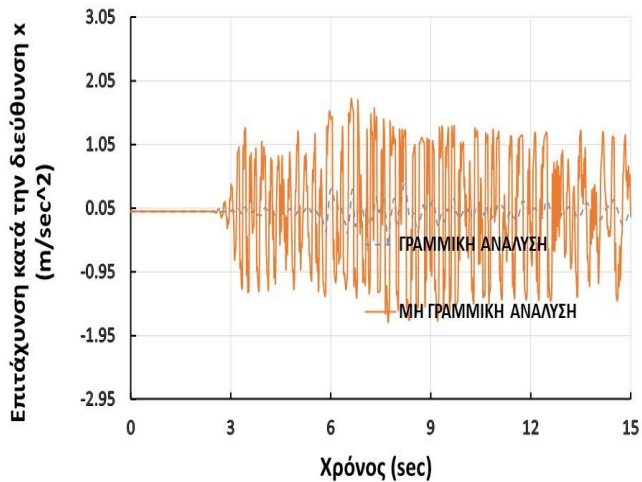
**MORGAN HILL, 30 ΕΤΗ**



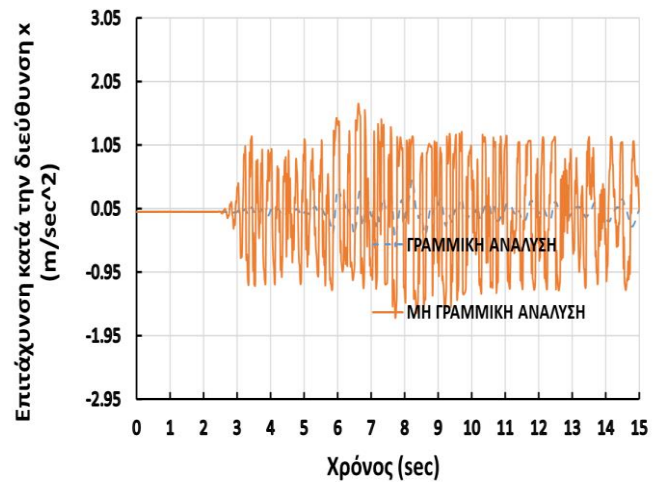
(α)



(β)



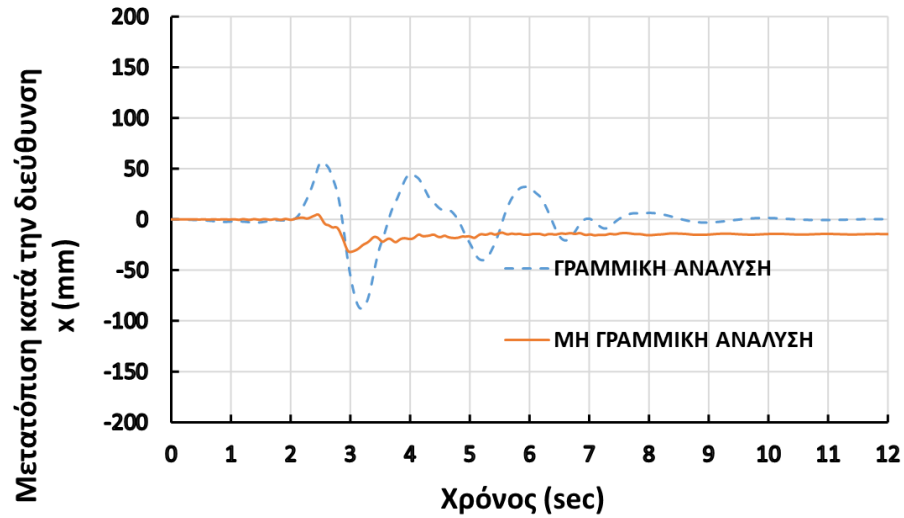
(γ)



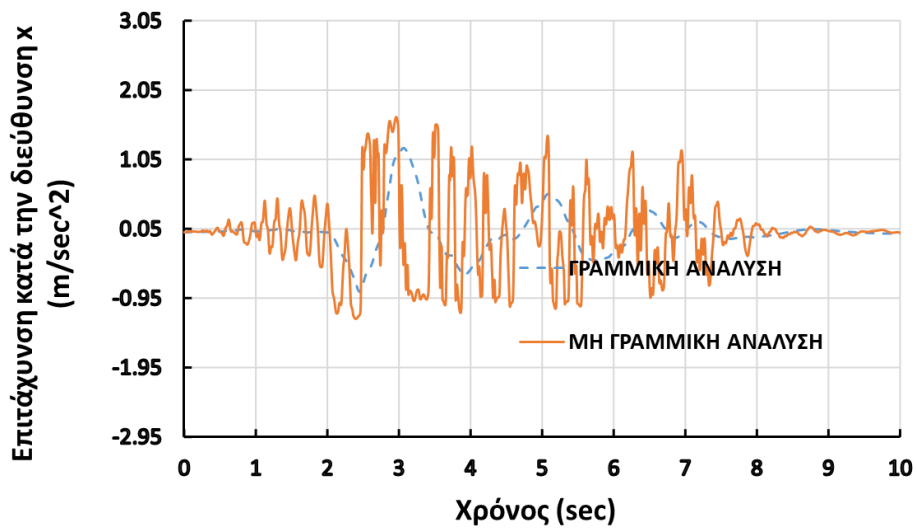
(δ)

Πίνακας 5.8: Σύγκριση αποκρίσεων προ και μετά την γήρανση για τον σεισμό του Morgan Hill

Η επόμενη απόκριση που εξετάζεται είναι αυτή της καταγραφής του Palm Springs, που φαίνεται στα Διαγράμματα 5.13 και 5.14 καθώς και η σύγκριση του προ και μετά την γήρανση που παρουσιάζεται στον Πίνακα 5.9. Όπως και στην προηγούμενη περίπτωση, έτσι και εδώ παρατηρούμε μια ελαφριά μείωση των μετατοπίσεων και των επιταχύνσεων του καταστρώματος μετά το πέρας των 30 ετών. Πάλι λοιπόν η σύγκριση των αποτελεσμάτων δείχνει πως η γήρανση των εφεδράνων δεν επιφέρει σημαντικές αλλαγές στην απόκριση του φορέα, τέτοιες ώστε να έχουμε κάποια πρόωρη ή ψαθυρή αστοχία.



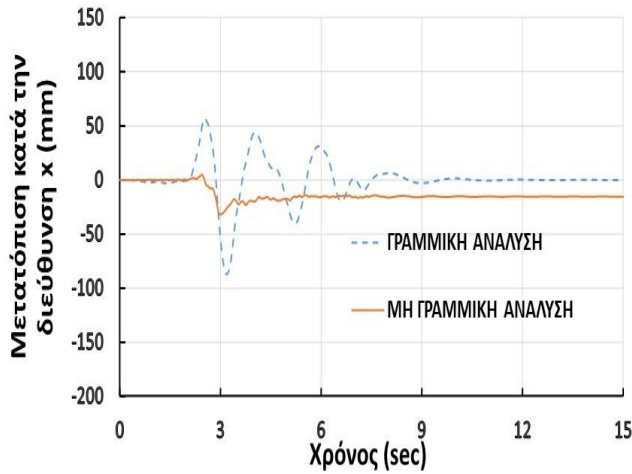
Διάγραμμα 5.16: : Μετακινήσεις κατά  $x$  του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον κλιμακωμένο σεισμό του Palm Springs, στα 30 έτη



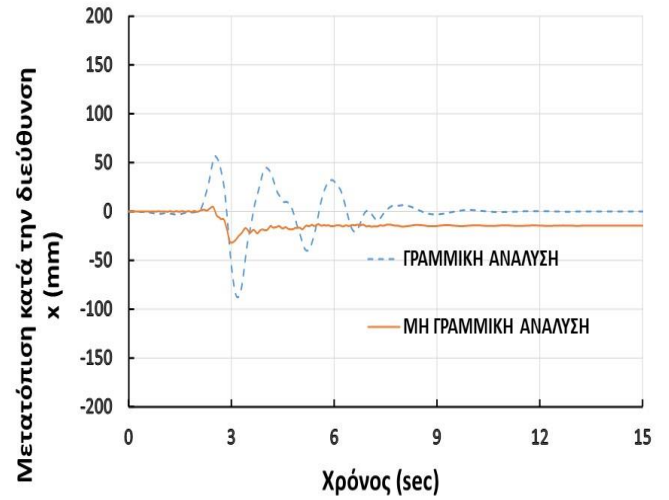
Διάγραμμα 5.17: Επιταχύνσεις κατά  $x$  του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον κλιμακωμένο σεισμό του Palm Springs, στα 30 έτη

### PALM SPRINGS, ΠΡΟ ΓΗΡΑΝΣΗΣ

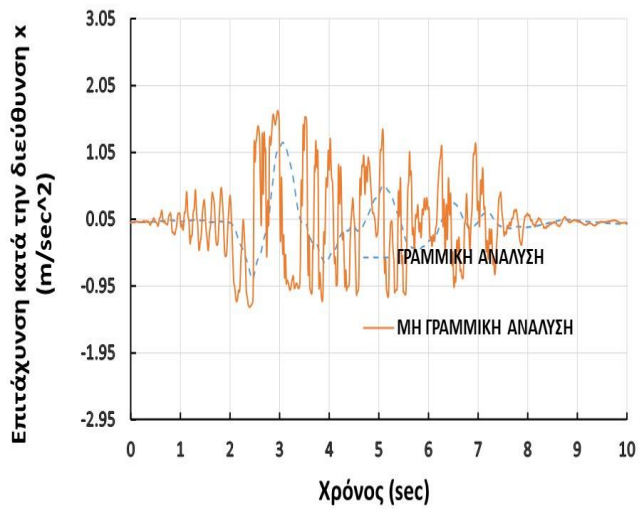
### PALM SPRINGS, 30 ΕΤΗ



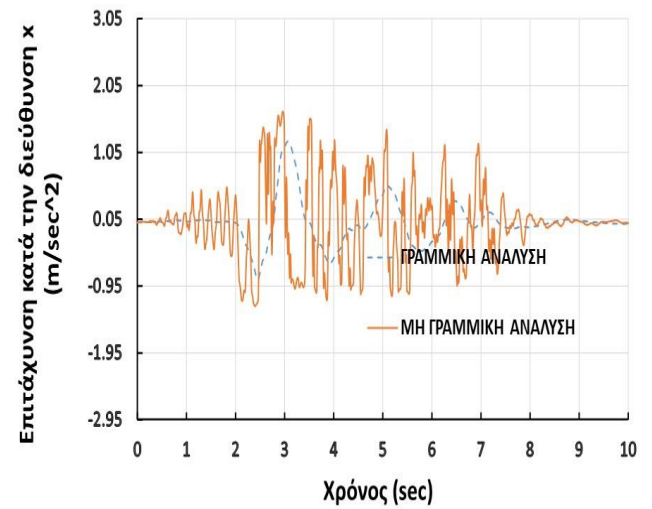
(α)



(β)



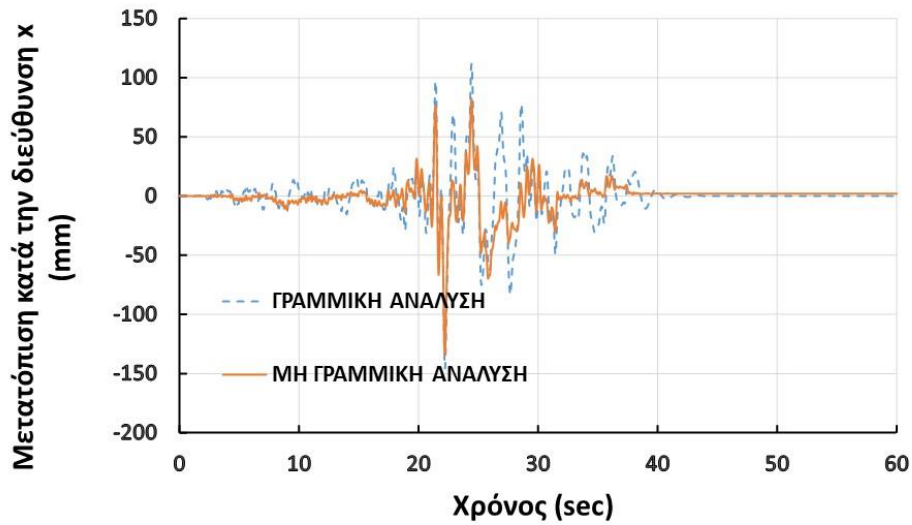
(γ)



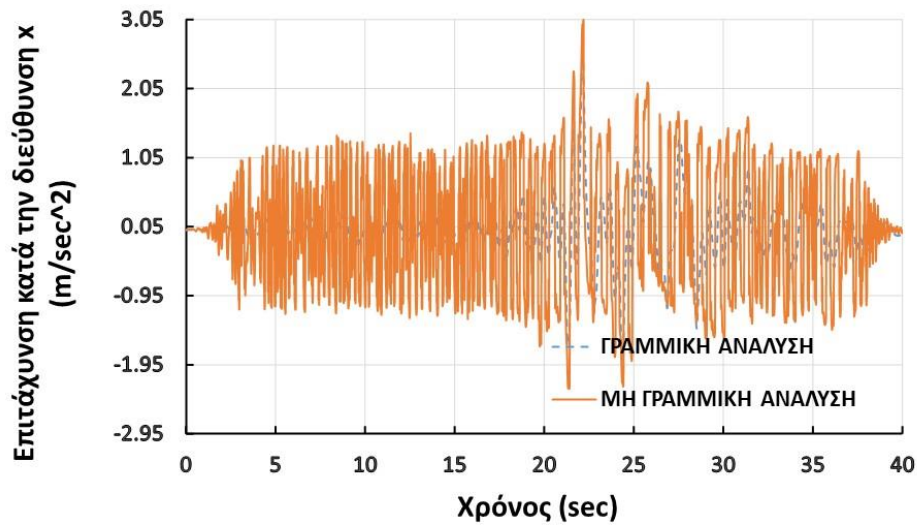
(δ)

Πίνακας 5.9: Σύγκριση αποκρίσεων προ και μετά την γήρανση για τον σεισμό του Palm Springs

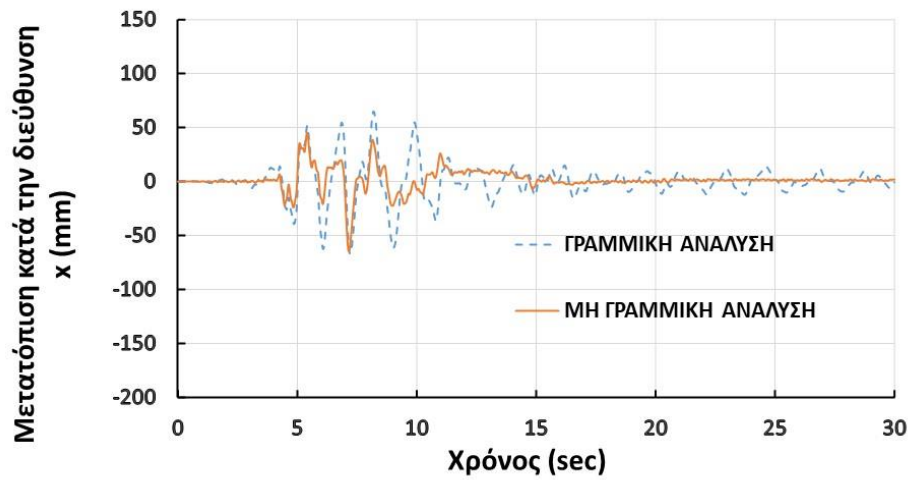
Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα και οι συγκρίσεις για όλες τις καταγραφές:



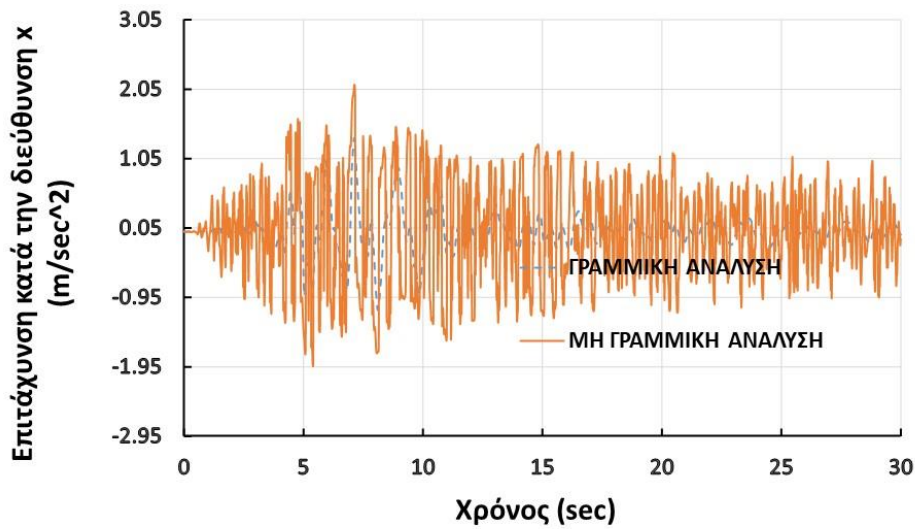
Διάγραμμα 5.18: Μετακινήσεις κατά  $x$  του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον κλιμακωμένο σεισμό της Alaska, στα 30 έτη



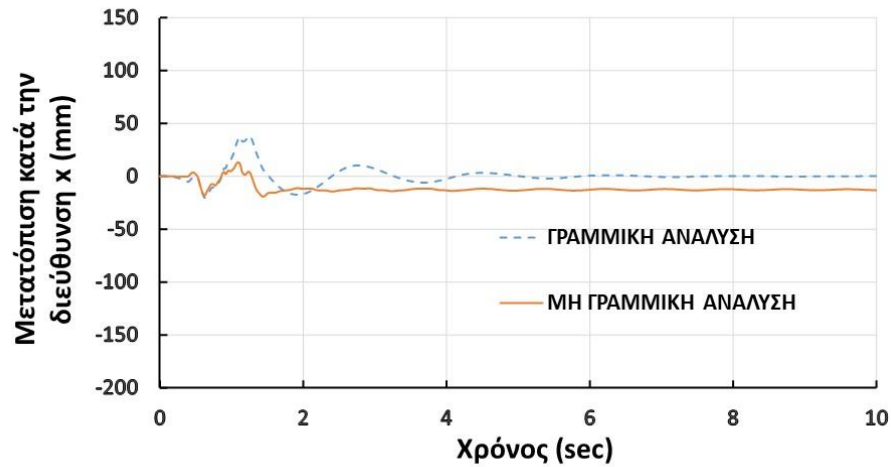
Διάγραμμα 5.19: Επιταχύνσεις κατά  $x$  του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον κλιμακωμένο σεισμό της Alaska, στα 30 έτη



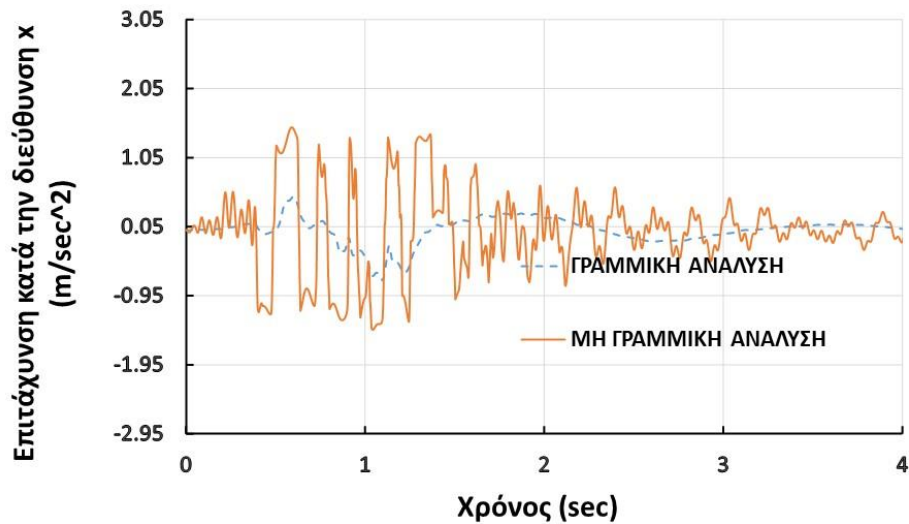
Διάγραμμα 5.20: Μετακινήσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον κλιμακωμένο σεισμό του Landers, στα 30 έτη



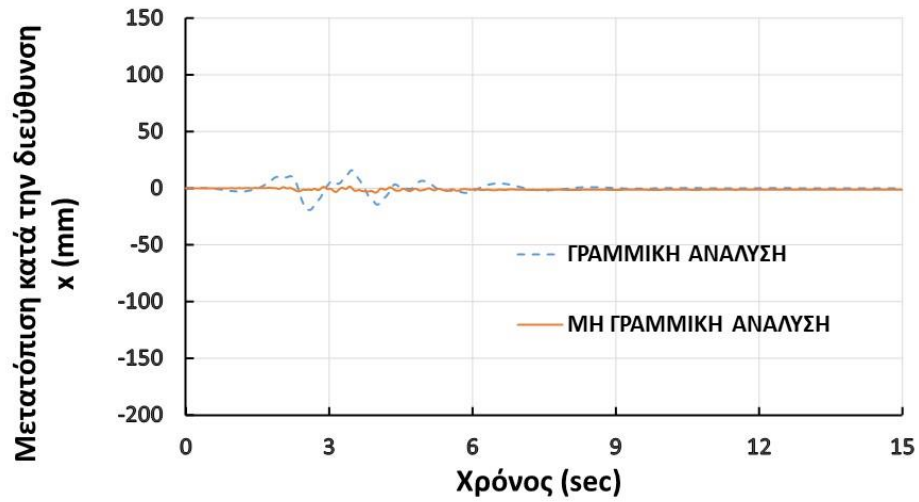
Διάγραμμα 5.21: Επιταχύνσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον κλιμακωμένο σεισμό του Landers, στα 30 έτη



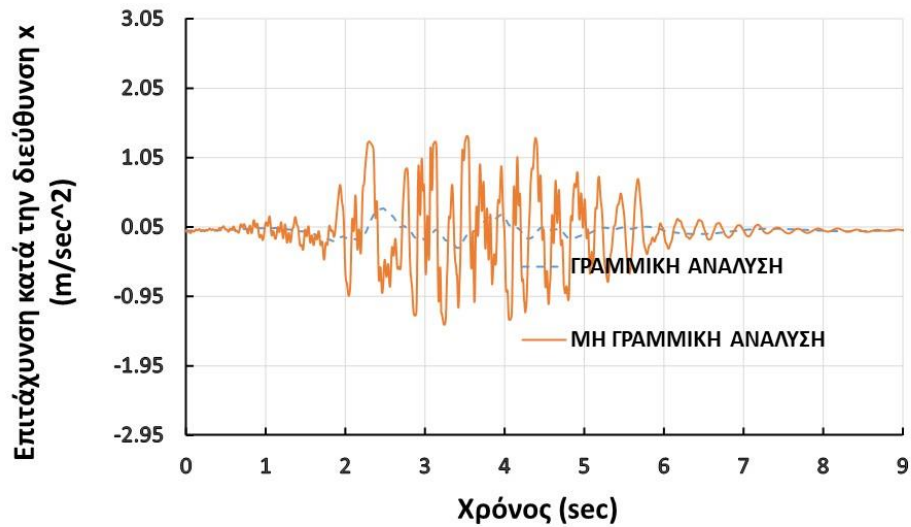
Διάγραμμα 5.22: Μετακινήσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον κλιμακωμένο σεισμό του El Centro, στα 30 έτη



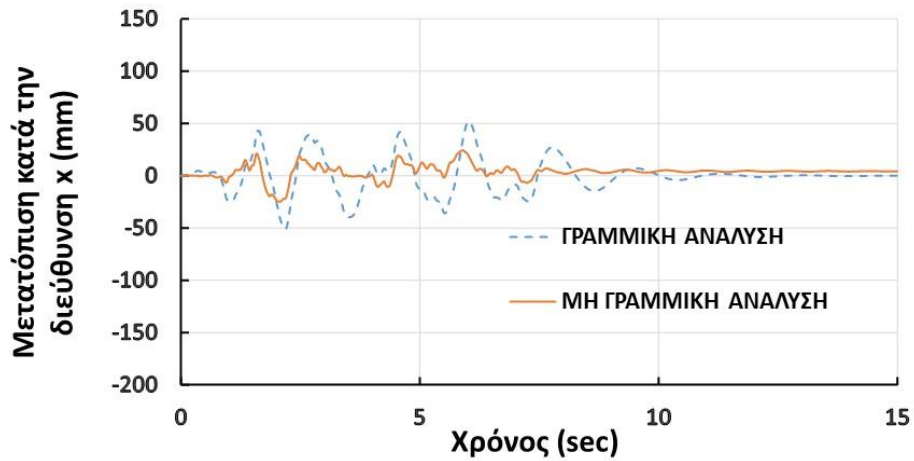
Διάγραμμα 5.23: Επιταχύνσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον κλιμακωμένο σεισμό του El Centro, στα 30 έτη



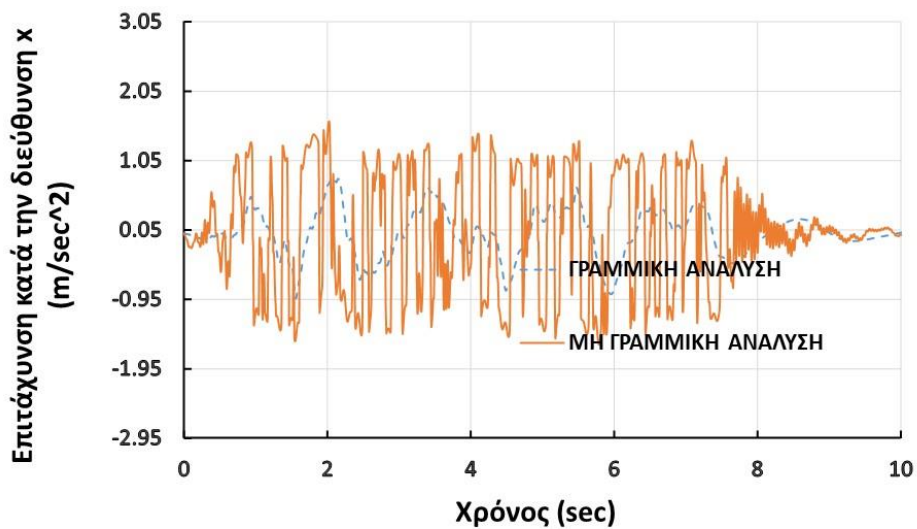
Διάγραμμα 5.24: Μετακινήσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον κλιμακωμένο σεισμό του Kobe, στα 30 έτη



Διάγραμμα 5.25: Επιταχύνσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον κλιμακωμένο σεισμό του Kobe, στα 30 έτη

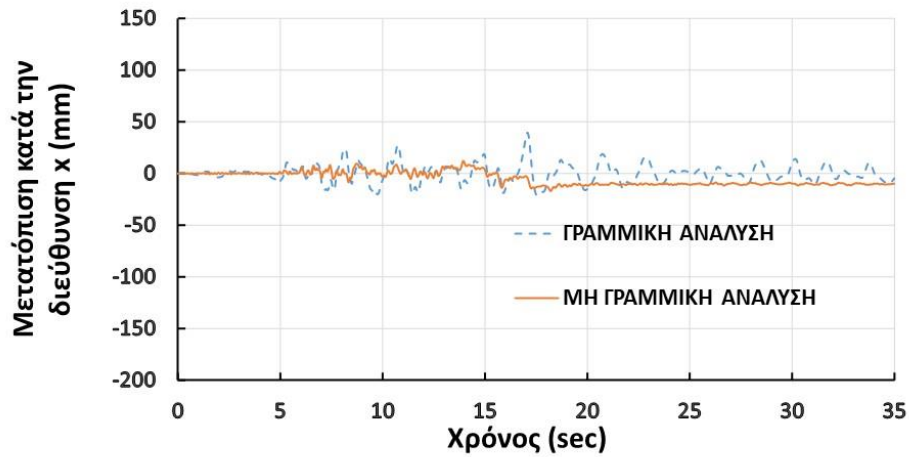


Διάγραμμα 5.26: Μετακινήσεις κατά  $x$  του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον κλιμακωμένο σεισμό του Malibu, στα 30 έτη

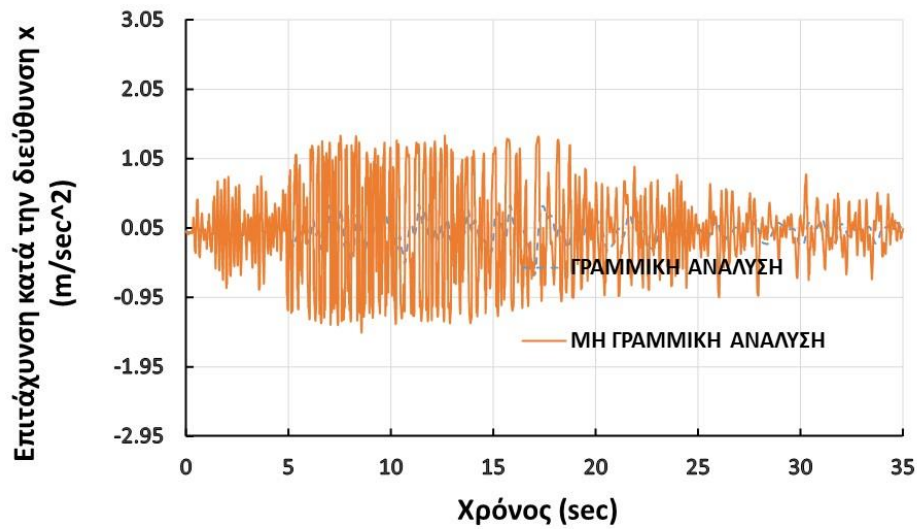


Διάγραμμα 5.27: Επιταχύνσεις κατά  $x$  του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον κλιμακωμένο σεισμό του Malibu, στα 30 έτη

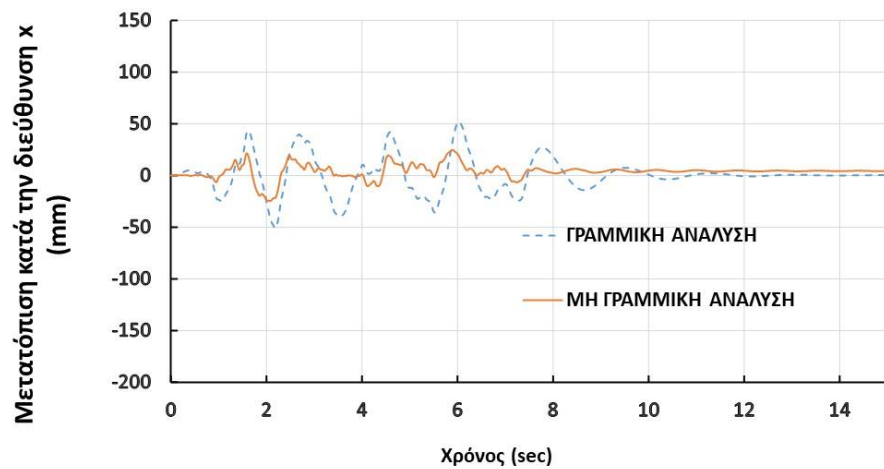




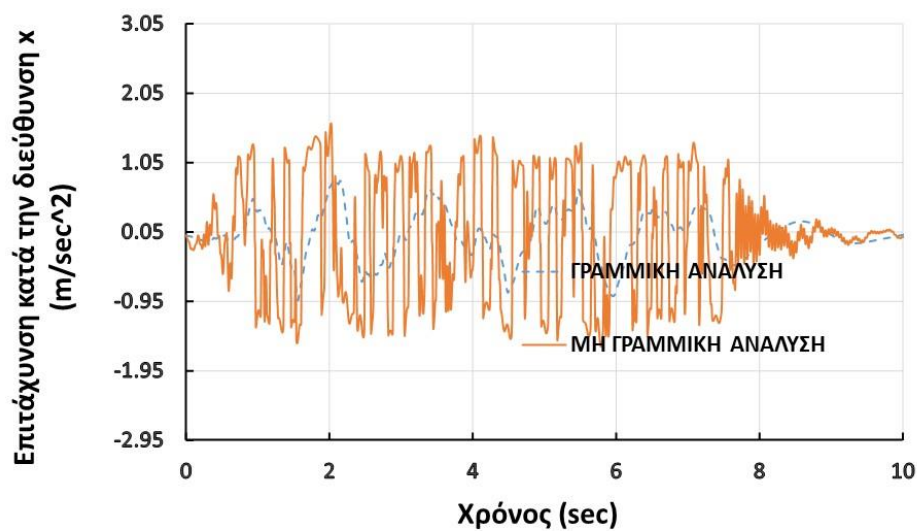
Διάγραμμα 5.28: Μετακινήσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον κλιμακωμένο σεισμό του San Juan, στα 30 έτη



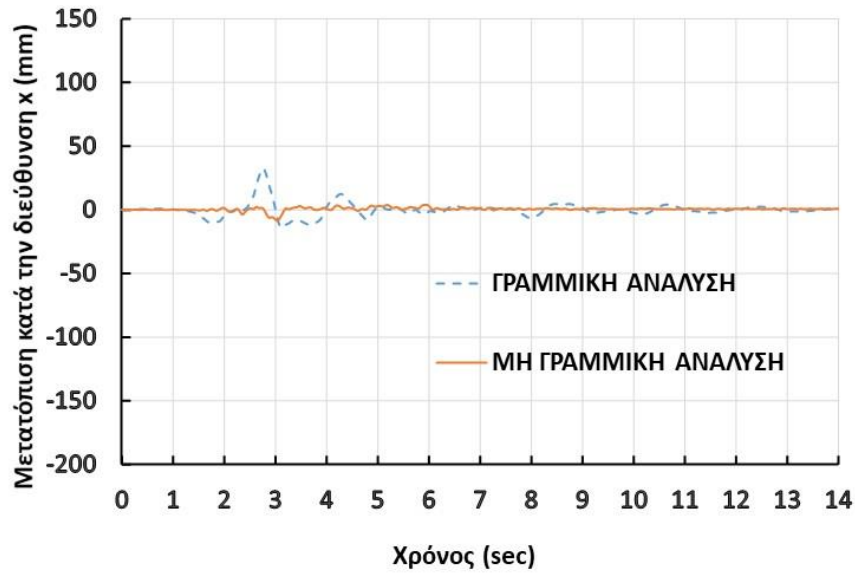
Διάγραμμα 5.29: Επιταχύνσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον κλιμακωμένο σεισμό του San Juan, στα 30 έτη



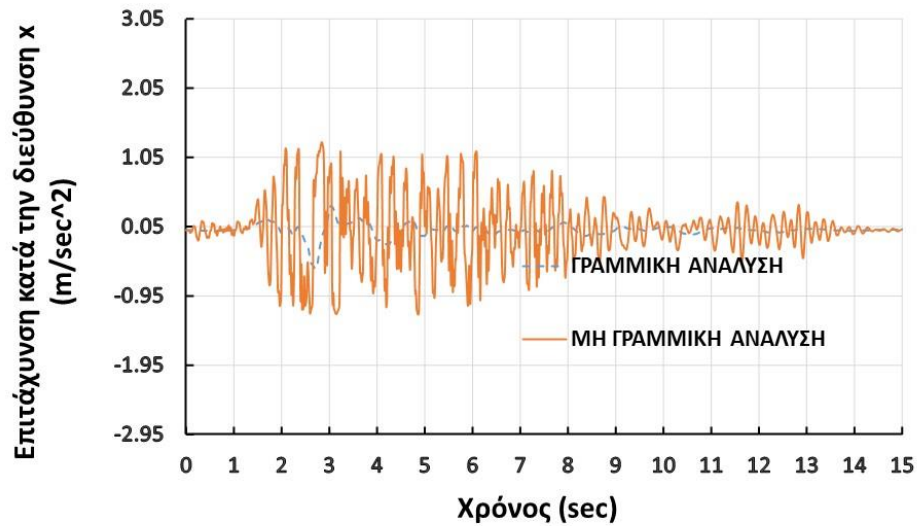
Διάγραμμα 5.30: Μετακινήσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον κλιμακωμένο σεισμό της Victoria, στα 30 έτη



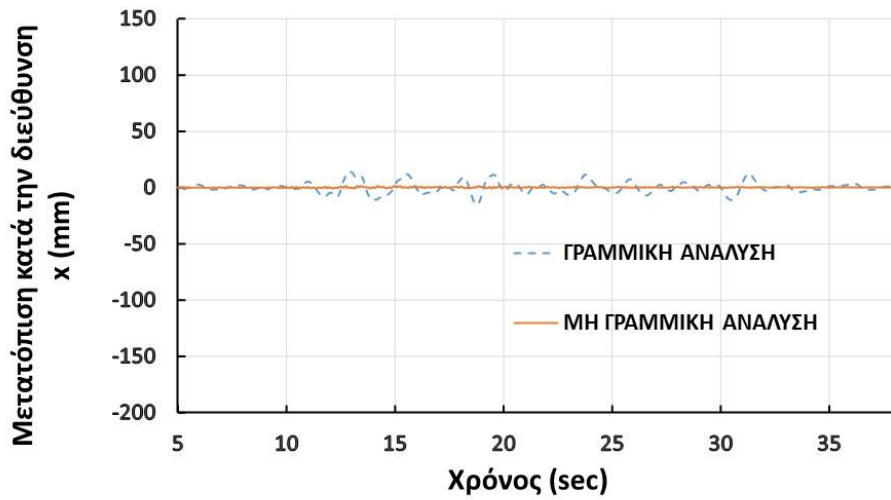
Διάγραμμα 5.31: Επιταχύνσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον κλιμακωμένο σεισμό της Victoria, στα 30 έτη



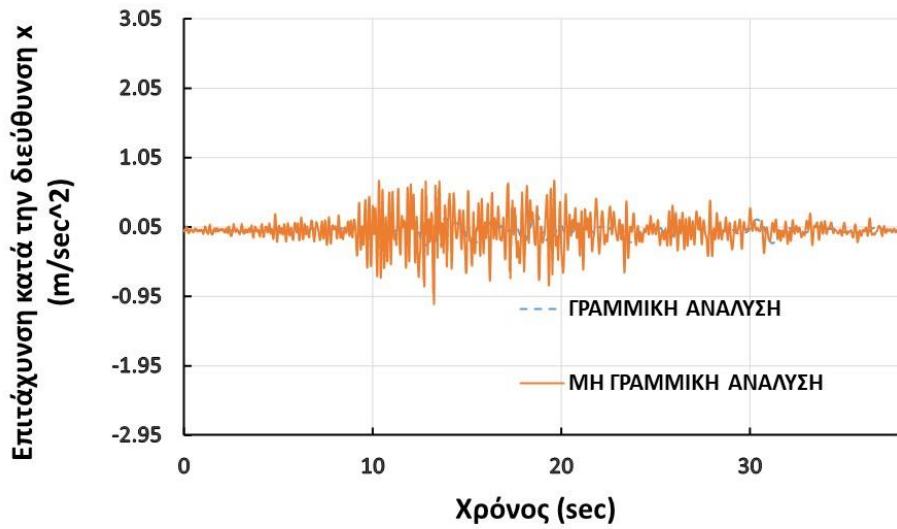
Διάγραμμα 5.32: Μετακινήσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό της Αθήνας, στα 30 έτη



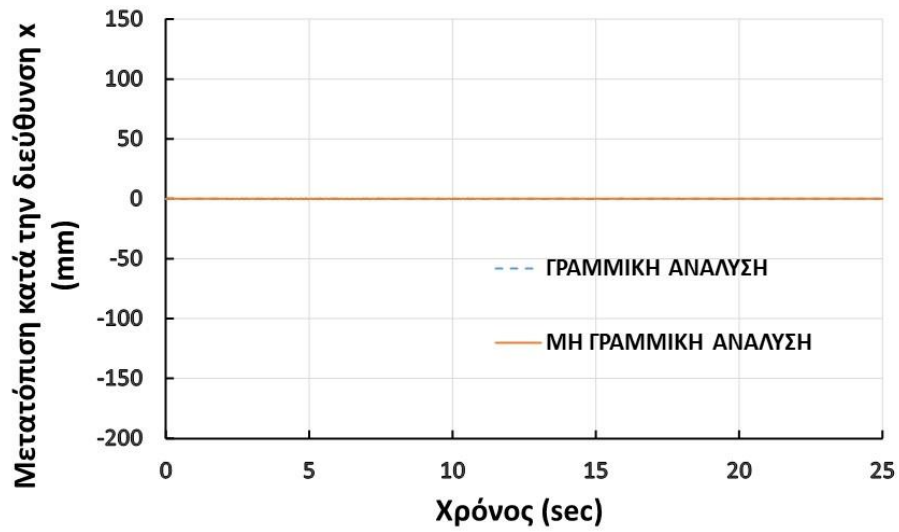
Διάγραμμα 5.33: Επιταχύνσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό της Αθήνας, στα 30 έτη



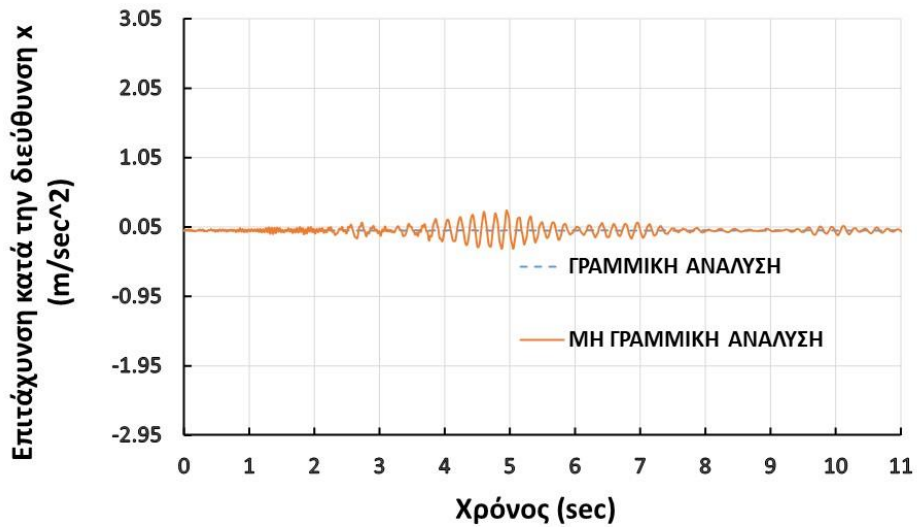
Διάγραμμα 5.34: Μετακινήσεις κατά  $x$  του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό της Κεφαλονιάς, στα 30 έτη



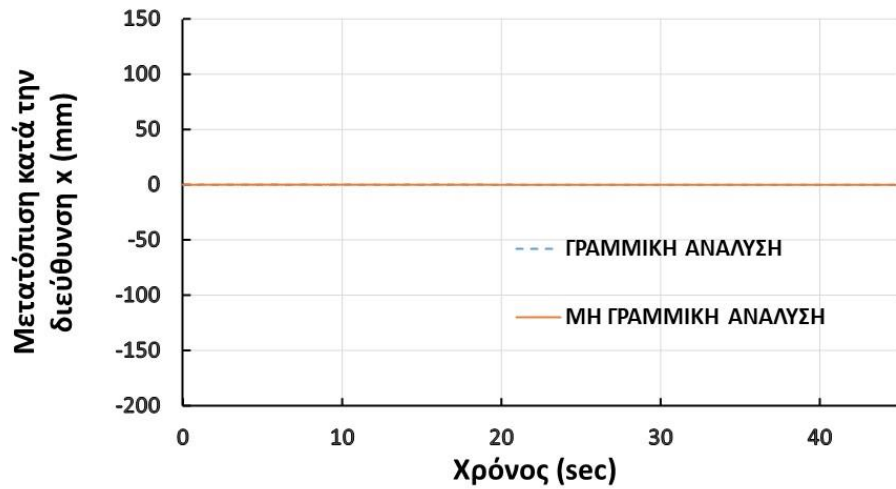
Διάγραμμα 5.35: Επιταχύνσεις κατά  $x$  του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό της Κεφαλονιάς, στα 30 έτη



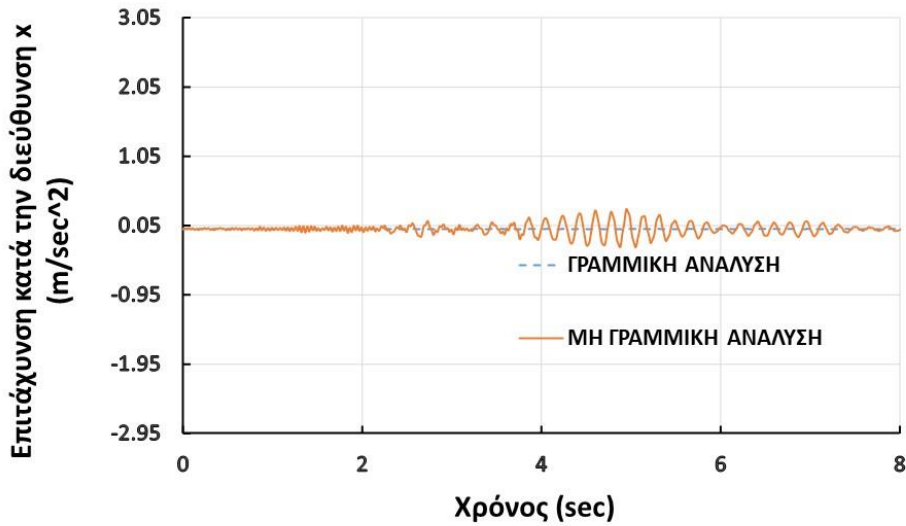
Διάγραμμα 5.36: Μετακινήσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό της Κορίνθου, στα 30 έτη



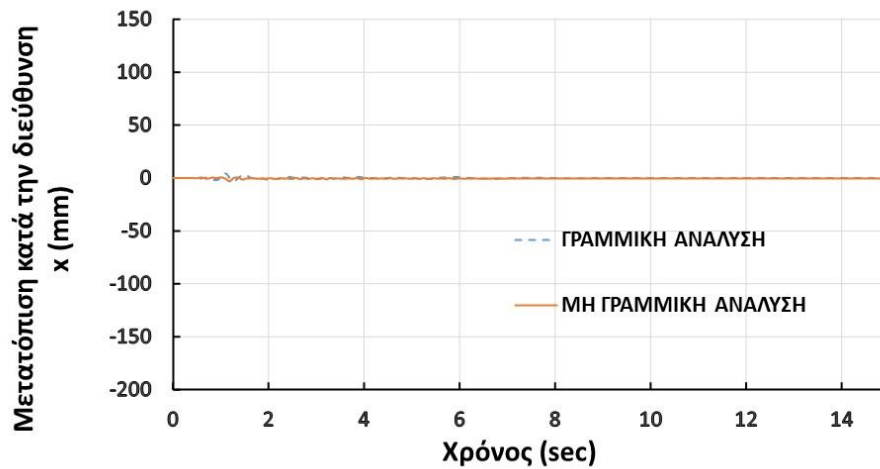
Διάγραμμα 5.37: Επιταχύνσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό της Κορίνθου, στα 30 έτη



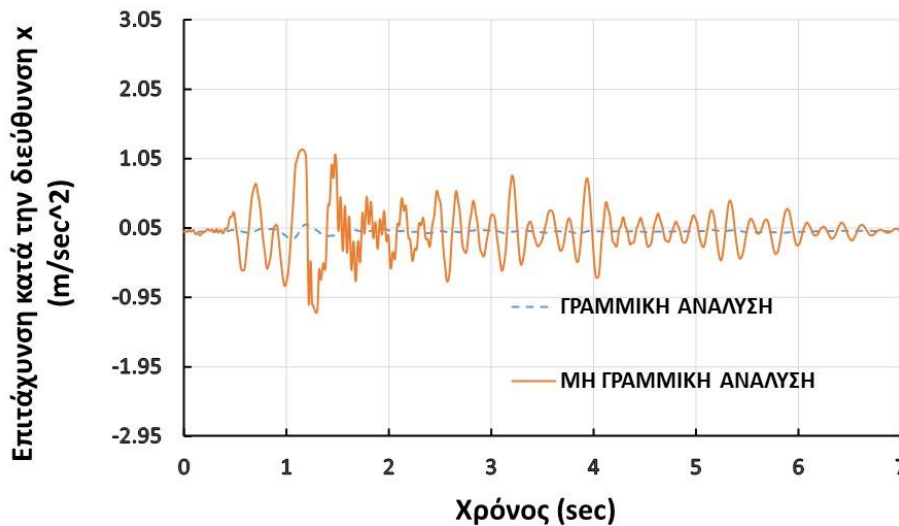
Διάγραμμα 5.38: Μετακινήσεις κατά  $x$  του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό της Λέσβου, στα 30 έτη



Διάγραμμα 5.39: Επιταχύνσεις κατά  $x$  του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό της Λέσβου, στα 30 έτη

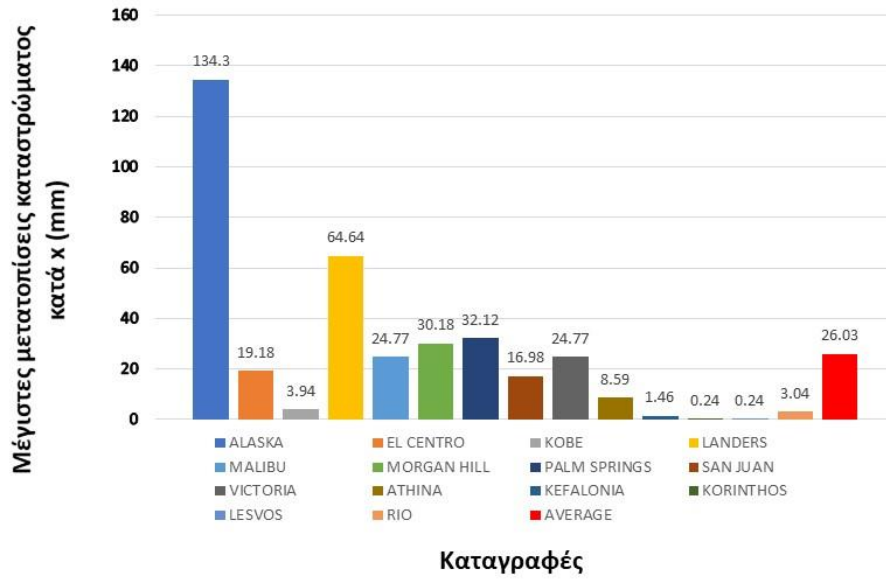


Διάγραμμα 5.40: Μετακινήσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό του Ρίο, στα 30 έτη

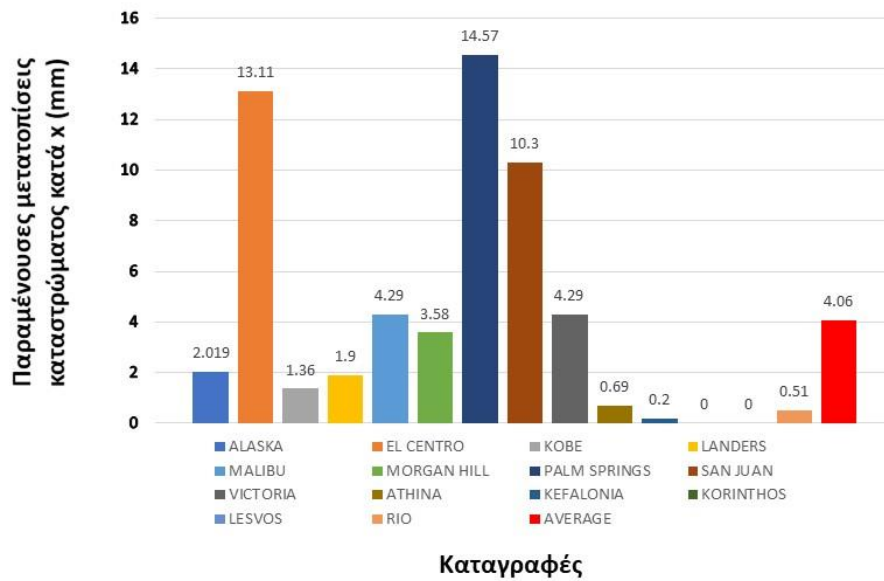


Διάγραμμα 5.41: Επιταχύνσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό του Ρίο, στα 30 έτη

Παρακάτω παρουσιάζονται σε διαγράμματα με μπάρες, οι μέγιστες μετακινήσεις, οι μέγιστες επιταχύνσεις, οι παραμένουσες μετακινήσεις και οι μέσοι όροι τους, για το κατάστρωμα της γέφυρας κατά την διεύθυνση x:

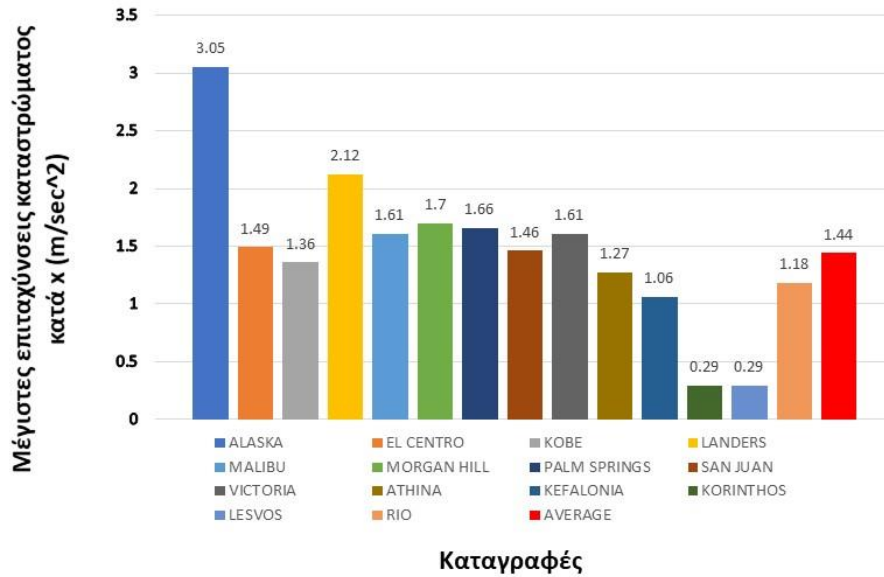


Διάγραμμα 5.42: Μέγιστες μετακινήσεις καταστρώματος κατά x στα 30 έτη και ο μέσος όρος τους



Διάγραμμα 5.43: Παραμένουσες μετακινήσεις καταστρώματος κατά x στα 30 έτη και ο μέσος όρος τους

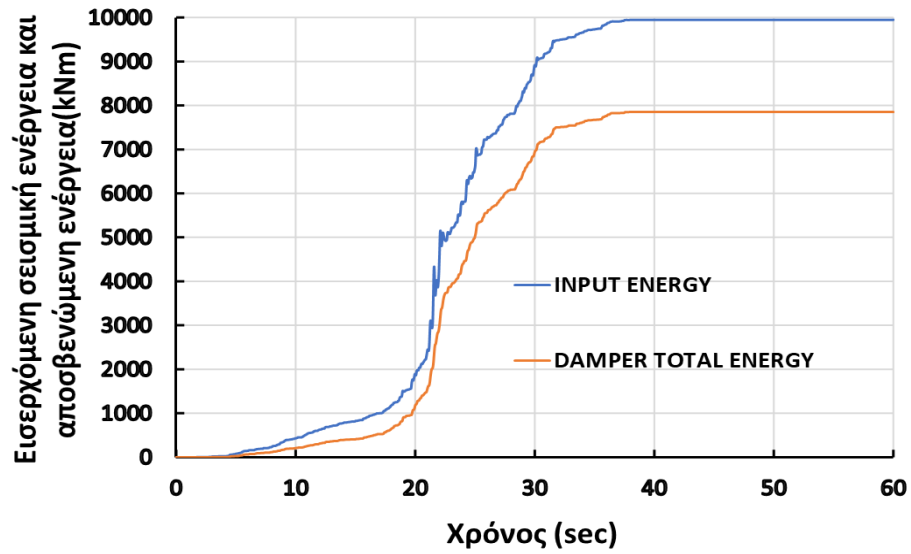




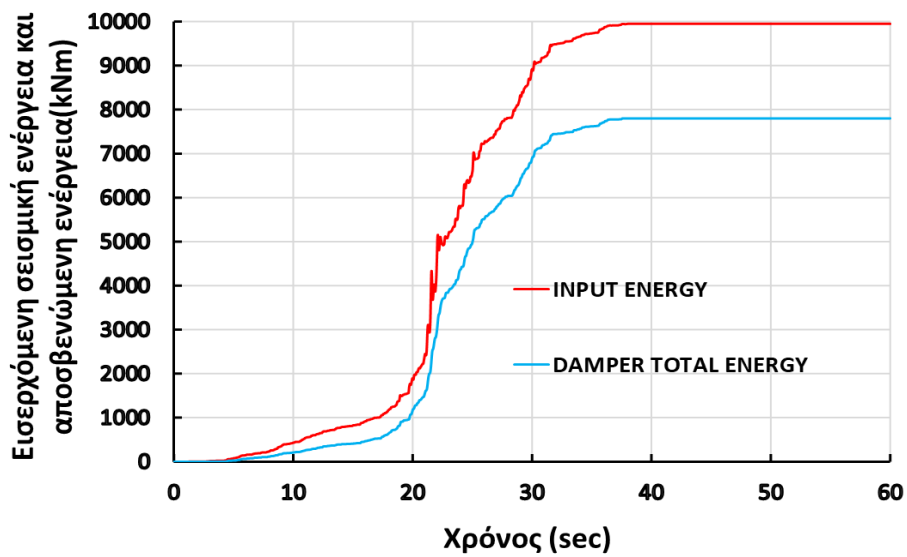
Διάγραμμα 5.44: Μέγιστες επιταχύνσεις καταστρώματος κατά x στα 30 έτη και ο μέσος όρος τους

Σαν τελική σύγκριση, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα σε διαγράμματα μπαρών της αποσβενώμενης ενέργειας των αποσβεστήρων πριν και μετά την γήρανση της σεισμικής μόνωσης.

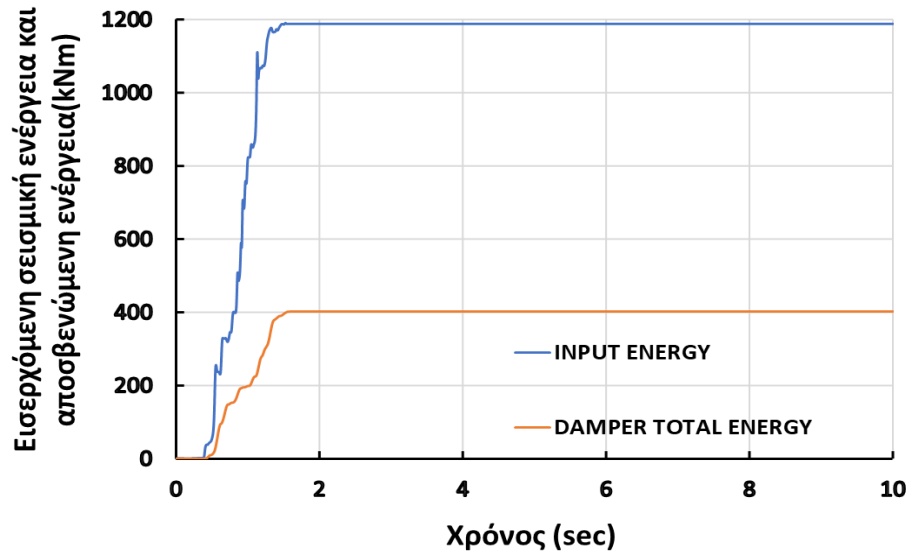
Στα διαγράμματα 5.45-5.48 φαίνονται τέσσερα τυπικά διαγράμματα εισερχόμενης σεισμικής ενέργειας και αποσβενώμενης από τους ιξώδεις αποσβεστήρες ενέργειας για δύο καταγραφές, πριν και μετά την γήρανση, συναρτήσεως του χρόνου. Από τα διαγράμματα αυτά, παρατηρείται πως όσο πιο μεγάλη η εισερχόμενη σεισμική ενέργεια στην κατασκευή, τόσο μεγαλύτερη η συμβολή των αποσβεστήρων στην απόσβεσή της.



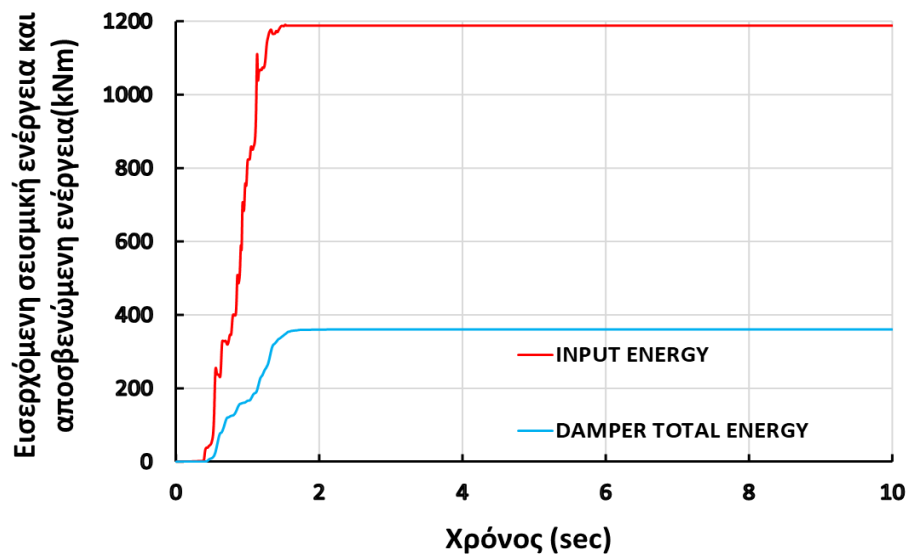
Διάγραμμα 5.45: Εισερχόμενη σεισμική ενέργεια και αποσβενώμενη ενέργεια για τον σεισμό της Alaska, πριν την γήρανση



Διάγραμμα 5.46: Εισερχόμενη σεισμική ενέργεια και αποσβενώμενη ενέργεια για τον σεισμό της Alaska, μετά την γήρανση



Διάγραμμα 5.47: Εισερχόμενη σεισμική ενέργεια και αποσβενώμενη ενέργεια για τον σεισμό του El Centro, πριν την γήρανση

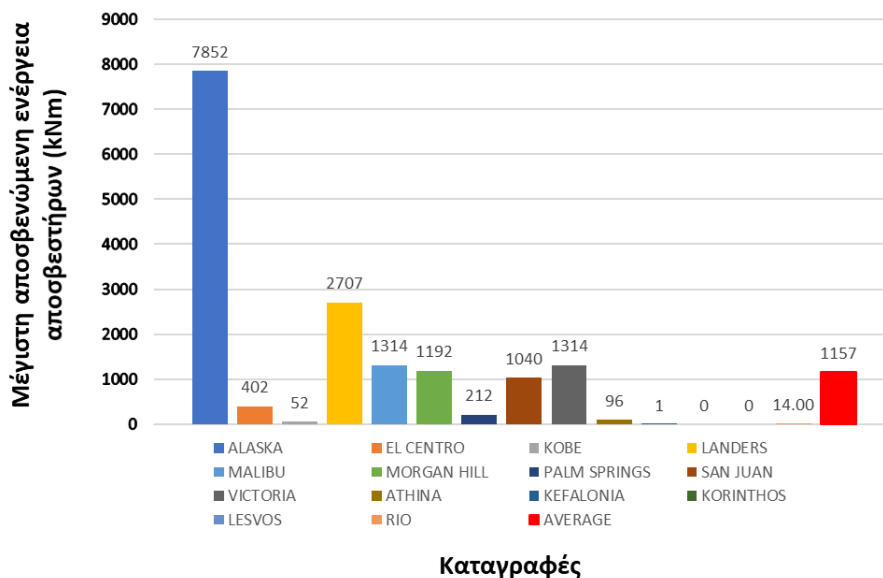


Διάγραμμα 5.48: Εισερχόμενη σεισμική ενέργεια και αποσβενώμενη ενέργεια για τον σεισμό του El Centro, μετά την γήρανση

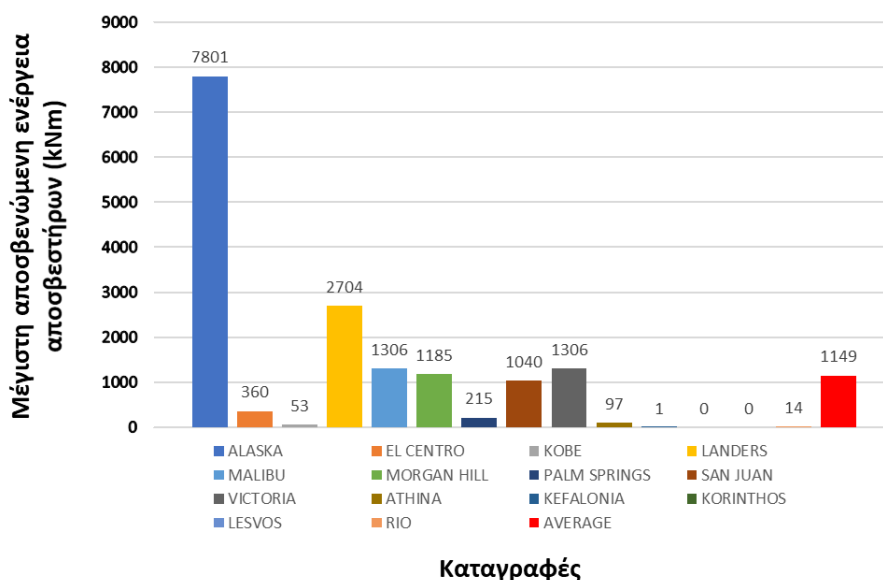
Στα διαγράμματα 5.49 και 5.50, φαίνονται συγκεντρωτικά σε διαγράμματα μπάρων τα αποτελέσματα της αποσβενώμενης ενέργειας για όλες τις καταγραφές μαζί με τον μέσο όρο τους, πριν και μετά την γήρανση.

Παρατηρείται πως κατά μέσο όρο, η αποσβενώμενη ενέργεια πριν την γήρανση είναι μεγαλύτερη (αν και όχι κατά πολύ) απ' ότι μετά την γήρανση. Αυτό είναι λογικό αν αναλογιστεί κανείς ότι ο συντελεστής απόσβεσης μειώθηκε με την πάροδο του χρόνου. Σε

μεμονωμένες περιπτώσεις που συμβαίνει το αντίθετο (π.χ. El Centro), αυτό μπορεί να εξηγηθεί από το ότι ενώ η αποσβεστική ικανότητα του αποσβεστήρα μειώθηκε, η δυσκαμψία του αυξήθηκε (όπως συνέβη και στα εφέδρανα). Έτσι ο αποσβεστήρας εν τέλει κατέληξε να αναλαμβάνει μεγαλύτερη σεισμική δύναμη από ότι πριν την γήρανση παρά την μείωση του συντελεστή απόσβεσής του.



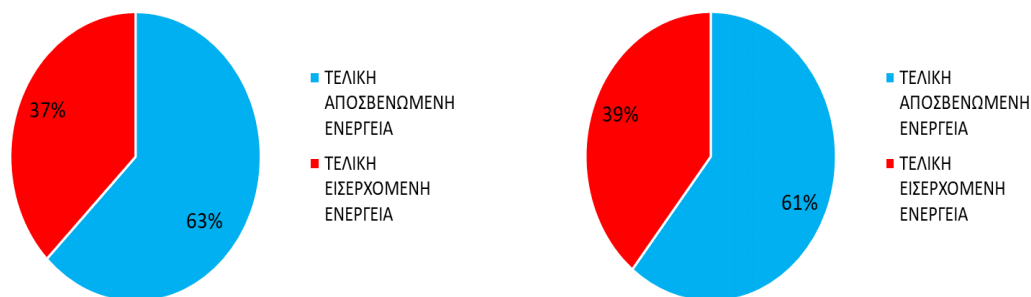
Διάγραμμα 5.49: Μέγιστη αποσβενώμενη ενέργεια αποσβεστήρων πριν την γήρανση



Διάγραμμα 5.50: Μέγιστη αποσβενώμενη ενέργεια αποσβεστήρων μετά την γήρανση

Για μεγαλύτερη εποπτεία, στον Πίνακα 5.10 φαίνονται σε μορφή διαγραμμάτων πίτας, τα ποσοστά αποσβενώμενης ενέργειας και τελικής εισερχόμενης ενέργειας στην γέφυρα, πριν και μετά την γήρανση της σεισμικής μόνωσης. Πάλι παρατηρείται πως πριν την

γήρανση έχουμε μεγαλύτερη απόσβεση της σεισμικής ενέργειας αλλά χωρίς σημαντικές διαφορές απ' ότι μετά την γήρανση. Αυτό, όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, οφείλεται στο γεγονός πως ενώ οι αποσβεστήρες χάνουν ένα ποσοστό της αποσβεστικής ικανότητάς τους η δυσκαμψία τους αυξάνεται κατά ένα ποσοστό. Τα διαγράμματα που φαίνονται στον παρακάτω Πίνακα δημιουργήθηκαν για μέσους όρους εισερχόμενης και αποσβενώμενης ενέργειας.

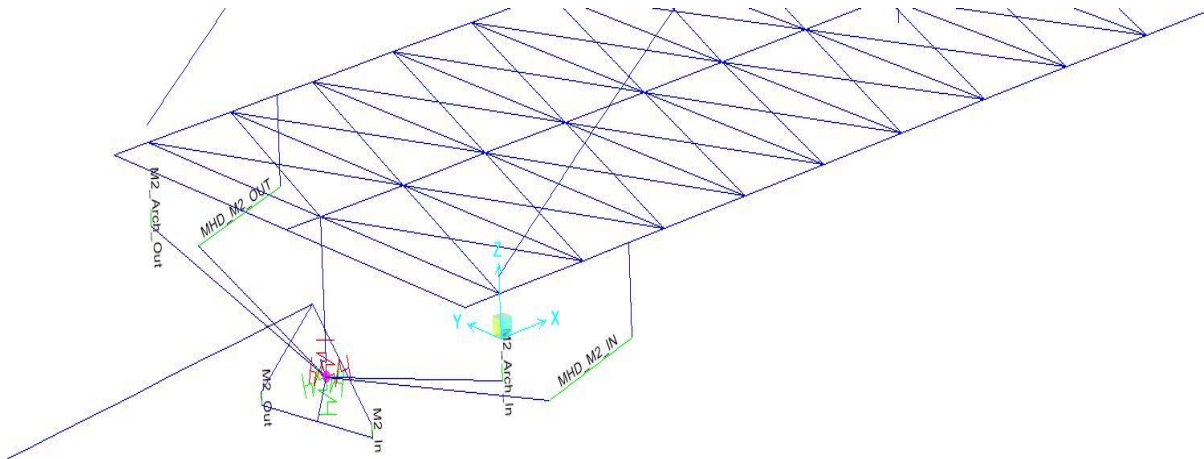


Πίνακας 5.10: Ποσοστά τελικής εισερχόμενης ενέργειας και αποσβενώμενης ενέργειας στην γέφυρα (α) πριν την γήρανση, και, (β) μετά την γήρανση

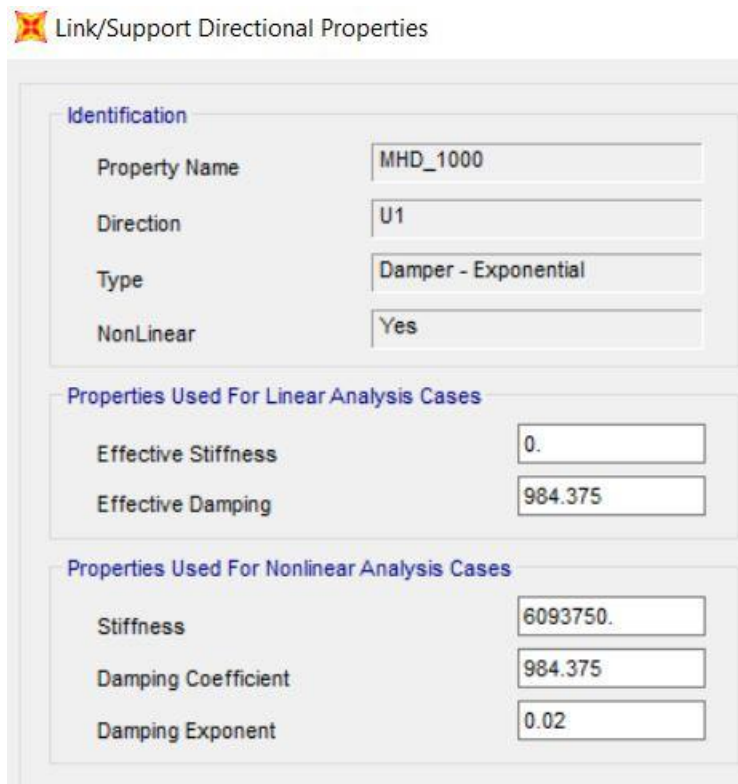
## 5.4 ΑΝΑΛΥΣΗ ΓΗΡΑΝΣΜΕΝΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΕΛΛΕΙΨΕΙ ΕΝΟΣ ΕΦΕΔΡΑΝΟΥ ΚΑΙ ΕΝΟΣ ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΑ

Η τελευταία ανάλυση που πραγματοποιήθηκε, είναι αυτή στην οποία υποθέσαμε αστοχία ενός εφεδράνου και ενός αποσβεστήρα στον φορέα της γέφυρας 30 έτη μετά. Κάτι τέτοιο είναι αρκετά πιθανό να γίνει μέσα στον κύκλο ζωής μιας γέφυρας, όπου και χρειάζεται αφαίρεση του εφεδράνου ή/και του αποσβεστήρα και αντικατάστασή τους. Με βάση αυτό το δεδομένο, πραγματοποιήθηκαν γραμμικές και μη γραμμικές αναλύσεις για κάθε σεισμική καταγραφή και έγινε σύγκριση με την απόκριση της γέφυρας όσο λειτουργούσαν κανονικά. Επιπλέον, συγκρίναμε την αποσβενώμενη ενέργεια των αποσβεστήρων πριν και μετά την βλάβη, με σκοπό να ελεγχθεί η αποτελεσματικότητά τους στην απορρόφηση και απόσβεση σεισμικής ενέργειας.

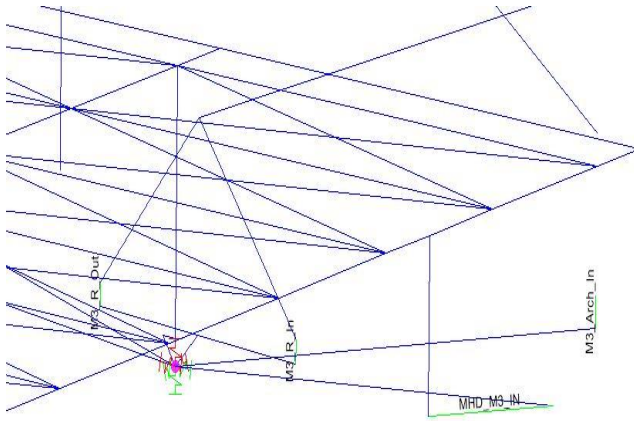
Από το προσομοίωμα αφαιρέθηκαν ο αποσβεστήρας MHD\_M2\_IN και το εφέδρανο M3\_Arch\_In. Εικόνες τους καθώς και οι μηχανικές ιδιότητές τους φαίνονται στις εικόνες 5.1, 5.2, 5.3 και 5.4 που φαίνονται παρακάτω.



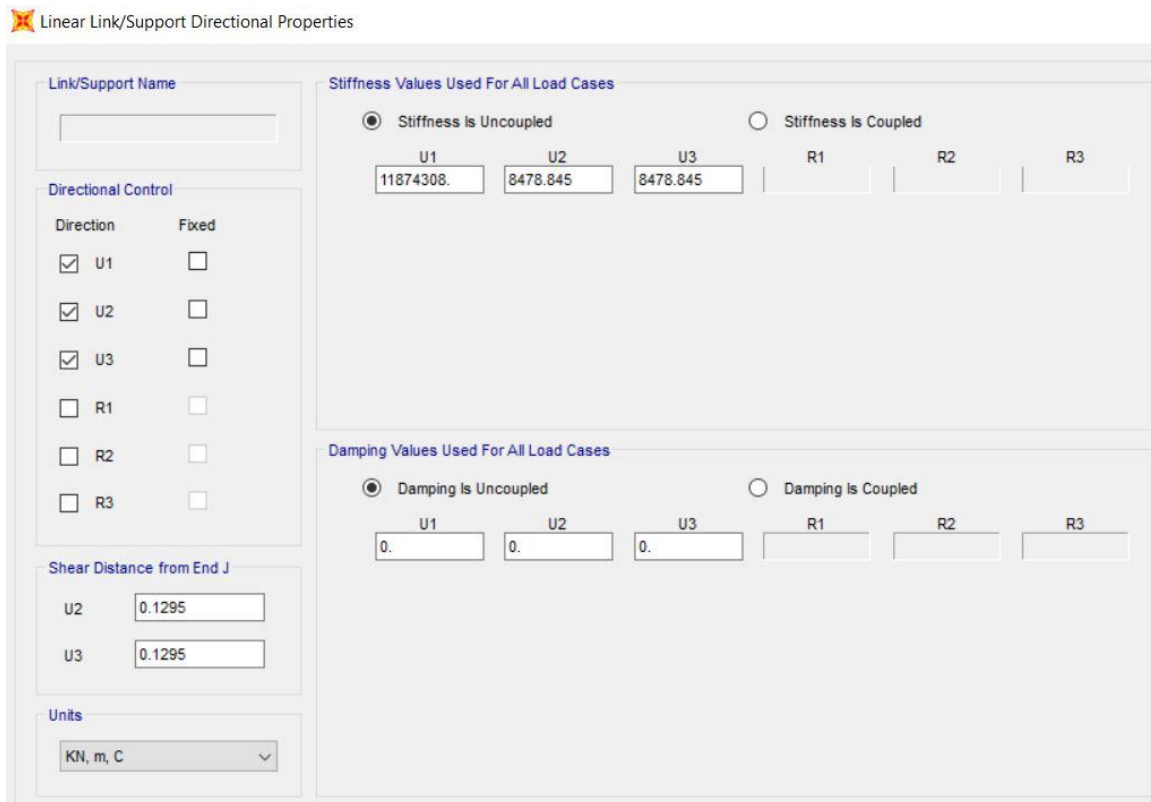
Εικόνα 5.1: Αποσβεστήρας που αφαιρέθηκε



Εικόνα 5.2: Μηχανικές ιδιότητες αποσβεστήρα



Εικόνα 5.3: LRB εφεδράνο που αφαιρέθηκε

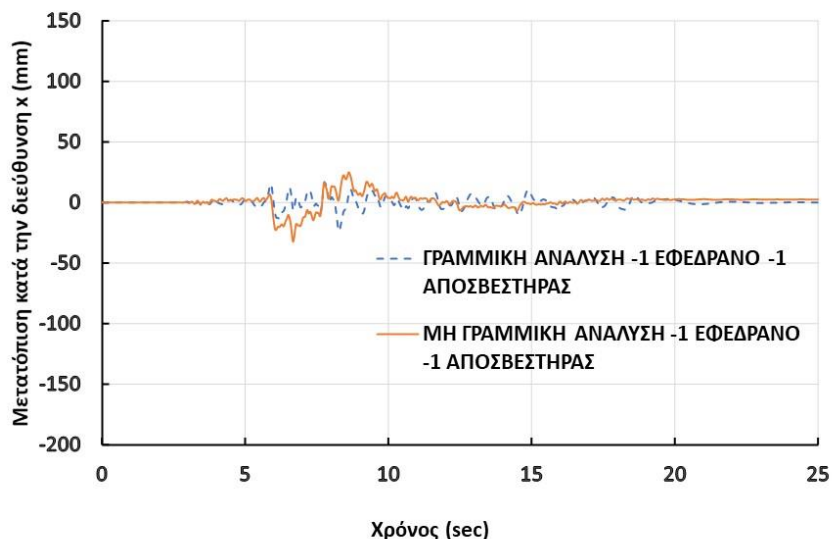


Εικόνα 5.4: Μηχανικές ιδιότητες εφεδράνου

Εξετάζεται η απόκριση του φορέα μετά την αφαίρεση αυτών των εξαρτημάτων. Στο Διάγραμμα 5.39 φαίνεται η απόκριση του καταστρώματος σε όρους μετακινήσεων για την σεισμική καταγραφή του Morgan Hill, στο Διάγραμμα 5.40 η απόκριση σε όρους

επιταχύνσεων και στον Πίνακα 5.10 η σύγκριση των αποτελεσμάτων πριν και μετά την αφαίρεση.

Αν παρατηρηθεί το Διάγραμμα 5.39 προσεκτικά, ενώ φαινομενικά δεν υπάρχει κάποια ιδιαίτερη μεταβολή στην συνολική απόκριση του καταστρώματος, οι σχετικές μετακινήσεις του είναι αυξημένες μετά την αφαίρεση του εφεδράνου και του αποσβεστήρα, πράγμα λογικό αν αναλογιστεί κανείς πως η δουλειά αυτών των εξαρτημάτων είναι να εμποδίζουν όσο το δυνατόν τις σχετικές μετακινήσεις της ανωδομής.

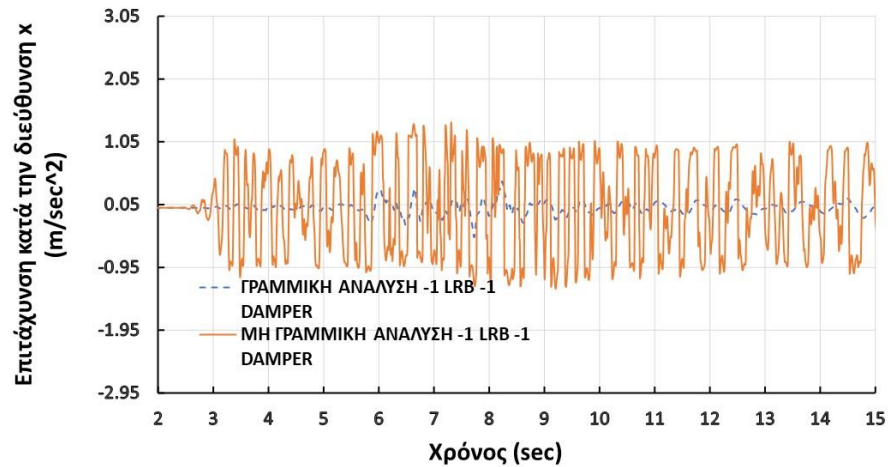


Διάγραμμα 5.51: Μετακινήσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό του Morgan Hill στα 30 έτη, χωρίς 1 LRB και 1 αποσβεστήρα

Αντίθετα από την απόκριση των μετατοπίσεων, οι επιταχύνσεις του καταστρώματος μετά την αφαίρεση των συσκευών, παρατηρούμε πως είναι μικρότερη απ' ό τι πριν την αφαίρεσή τους. Μια πιθανή αιτία για την οποία μπορεί να συμβαίνει αυτό είναι πως εφόσον δεν υπάρχουν πλέον αυτά τα εξαρτήματα δεν μπορούν να μεταφέρουν επιταχύνσεις στον φορέα του καταστρώματος. Παρόλο όμως τις μικρότερες επιταχύνσεις, οι σχετικές μετακινήσεις του καταστρώματος είναι μεγαλύτερες από πριν.

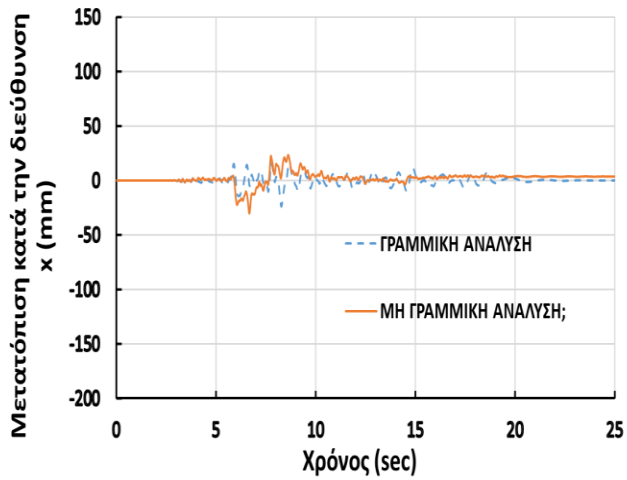
Στον Πίνακα 5.10 παρουσιάζονται συγκριτικά οι διαφορές των αποκρίσεων πριν και μετά την αφαίρεση του εφεδράνου και του αποσβεστήρα.





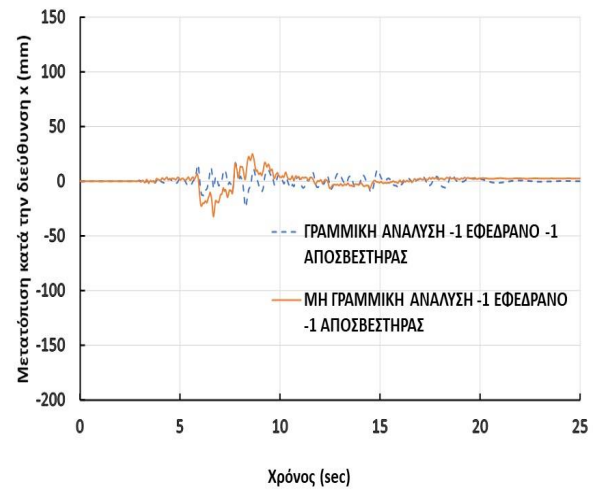
Διάγραμμα 5.52: Επιταχύνσεις κατά x του καταστρώματος συναρτήσει του χρόνου, για τον σεισμό του Morgan Hill στα 30 έτη, χωρίς 1 LRB και 1 αποσβεστήρα

**MORGAN HILL, 30 ΕΤΗ**

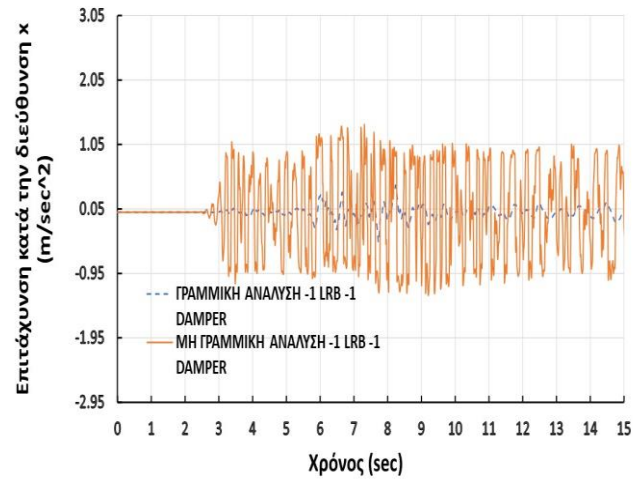
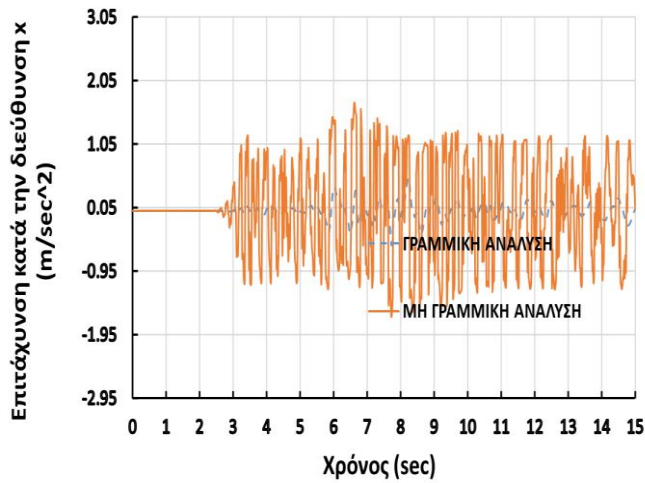


(α)

**MORGAN HILL, 30 ΕΤΗ, -1 LRB, -1 ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΑΣ**



(β)



(γ)

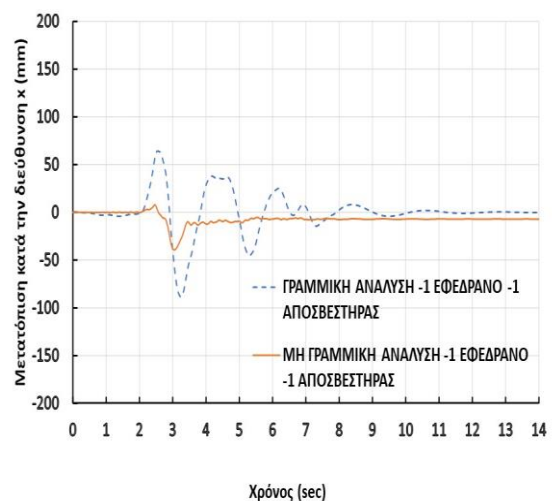
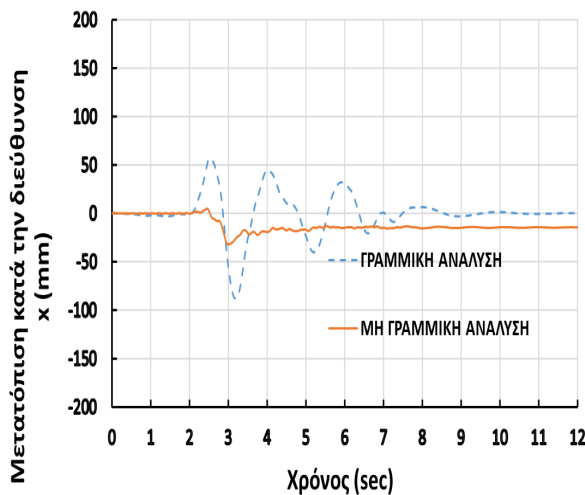
(δ)

Πίνακας 5.11: Σύγκριση αποκρίσεων (α), (β) μετατοπίσεων και (γ), (δ) επιταχύνσεων καταστρώματος πριν και μετά την αφαίρεση του LRB και του αποσβεστήρα για τον σεισμό του Morgan Hill, στα 30 έτη

Στην καταγραφή του Palm Springs, είναι πιο ευδιάκριτα τα συμπεράσματα που εξήχθησαν παραπάνω. Πράγματι, όπως φαίνεται και στον Πίνακα 5.11, οι σχετικές μετακινήσεις είναι μεγαλύτερες μετά την αφαίρεση των εξαρτημάτων, ενώ η παραμένουσα μετακίνηση στην μη γραμμική ανάλυση είναι μικρότερη. Επίσης, οι επιταχύνσεις του καταστρώματος είναι μεγαλύτερες πριν την αφαίρεση του εφεδράνου και του αποσβεστήρα.

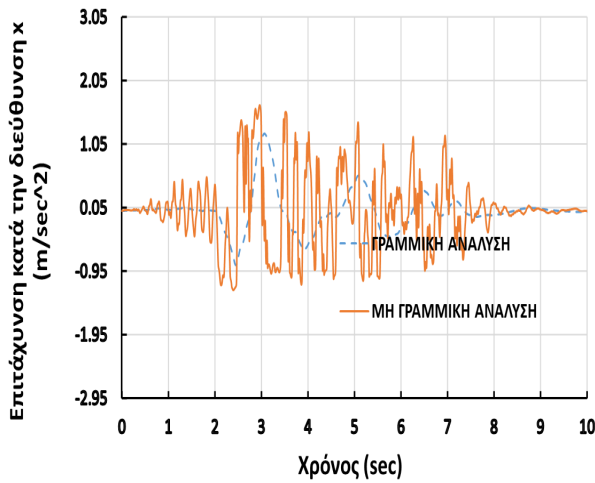
**PALM SPRINGS, 30 ETH**

**PALM SPRINGS, 30 ETH, -1 LRB, -1 ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΑΣ**

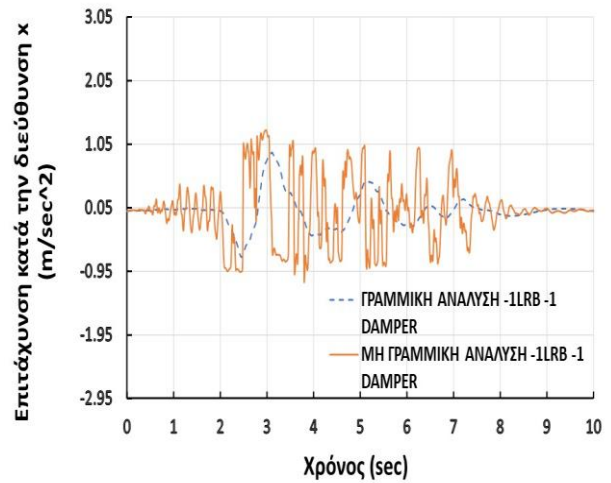


(α)

(β)



(γ)

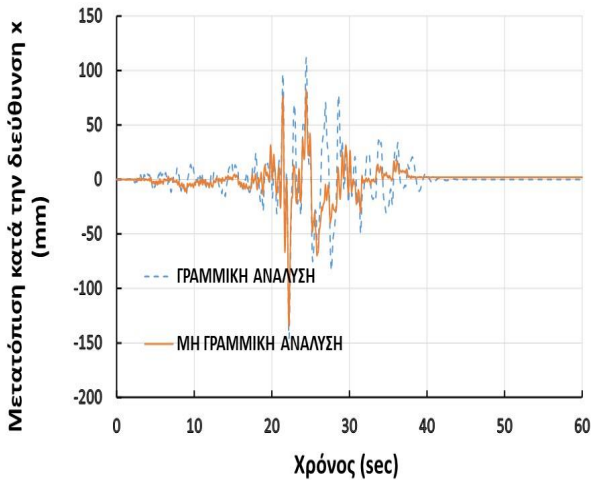


(δ)

Πίνακας 5.12: : Σύγκριση αποκρίσεων (α), (β) μετατόπισεων και (γ), (δ) επιταχύνσεων καταστρώματος πριν και μετά την αφαίρεση του LRB και του αποσβεστήρα για τον σεισμό του Palm Springs, στα 30 έτη

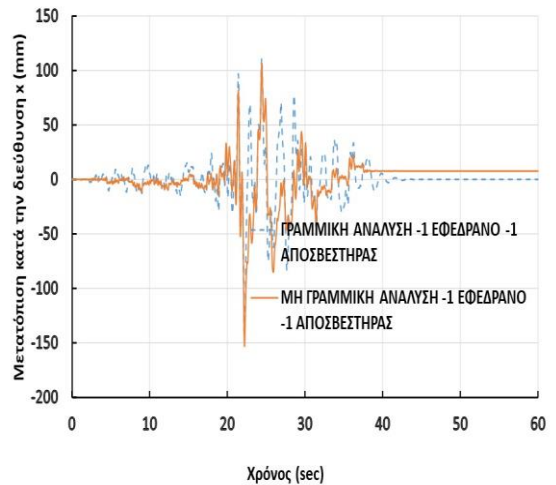
Παρακάτω παρατίθενται και οι υπόλοιπες συγκρίσεις για τις εναπομείναντες κλιμακωμένες σεισμικές καταγραφές

**ALASKA, 30 ETH**

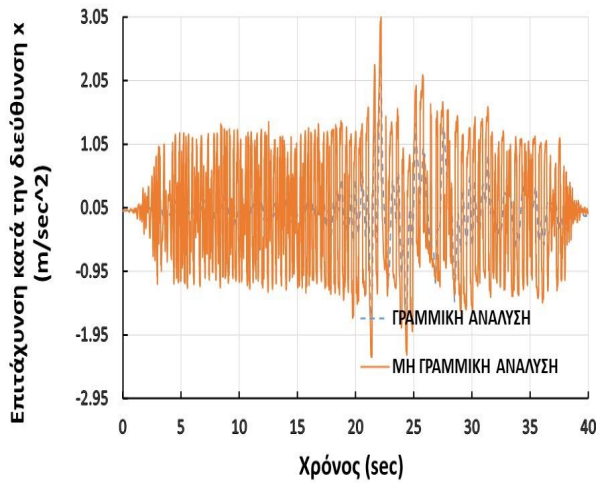


(α)

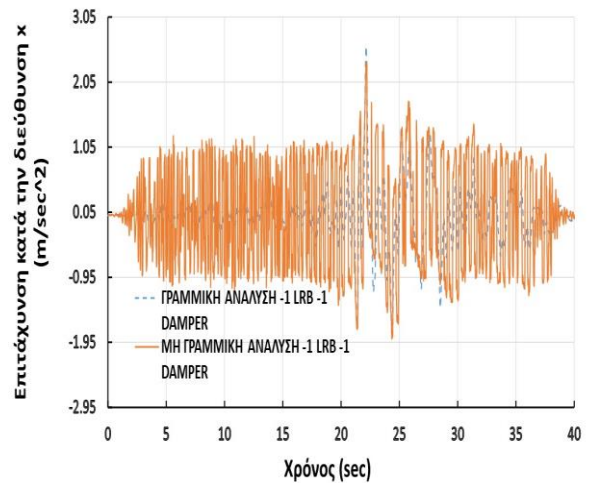
**ALASKA, 30 ETH, -1 LRB, -1 ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΑΣ**



(β)



(γ)

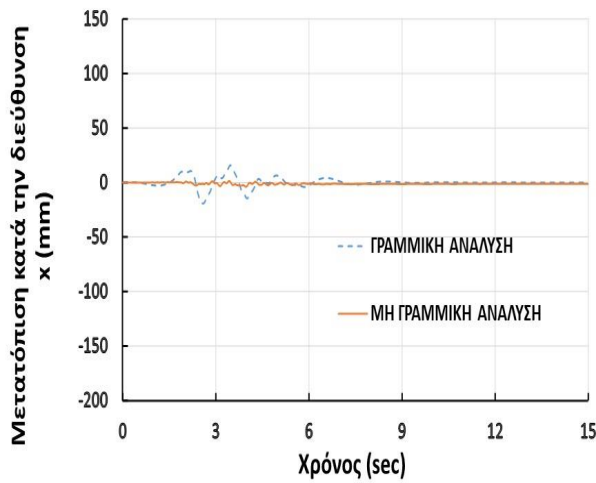


(δ)

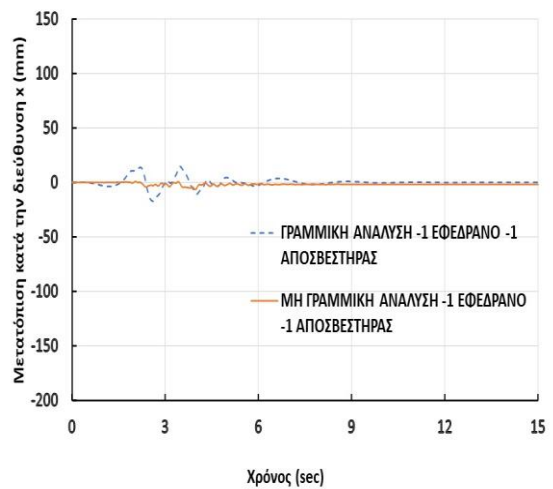
Πίνακας 5.13: Σύγκριση αποκρίσεων (α), (β) μετατοπίσεων και (γ), (δ) επιταχύνσεων καταστρώματος πριν και μετά την αφαίρεση του LRB και του αποσβεστήρα για τον σεισμό της Alaska, στα 30 έτη

**ΚΟΒΕ, 30 ΕΤΗ**

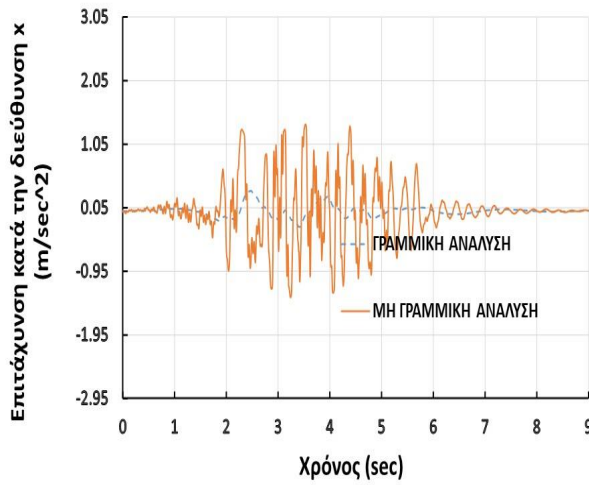
**ΚΟΒΕ, 30 ΕΤΗ, -1 LRB, -1 ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΑΣ**



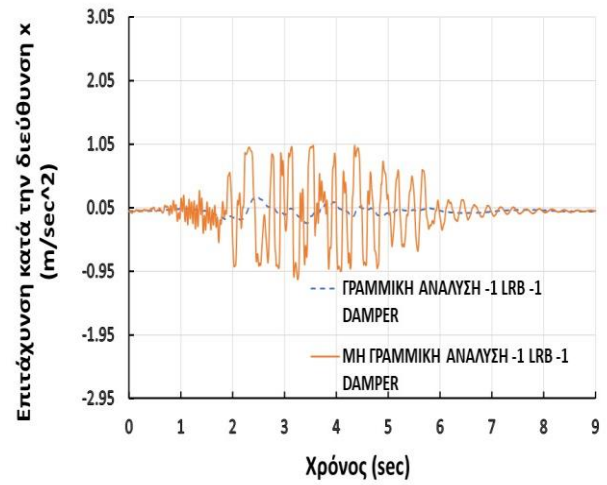
(α)



(β)



(γ)

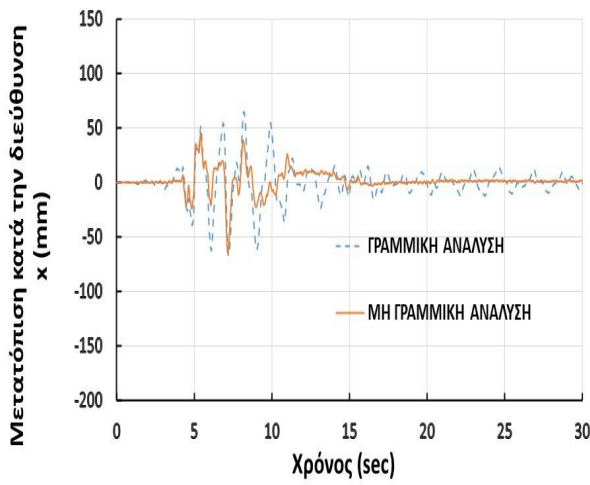


(δ)

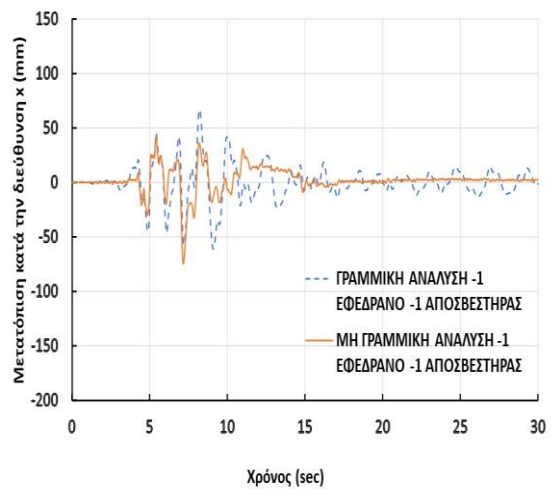
Πίνακας 5.14: : Σύγκριση αποκρίσεων (α), (β) μετατόπισων και (γ), (δ) επιταχύνσεων καταστρώματος πριν και μετά την αφαίρεση του LRB και του αποσβεστήρα για τον σεισμό του Kobe, στα 30 έτη

**LANDERS, 30 ΕΤΗ**

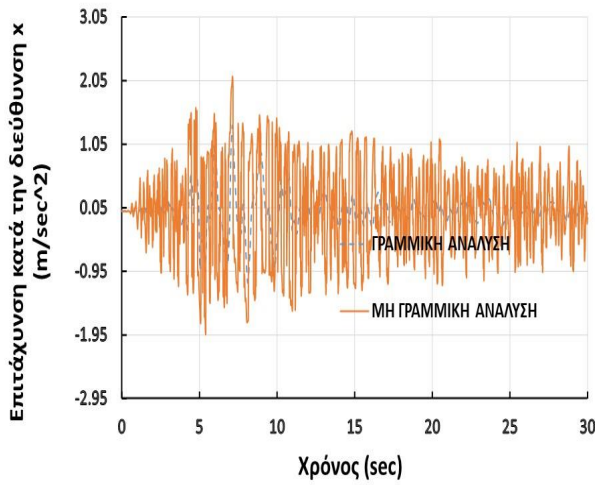
**LANDERS, 30 ΕΤΗ, -1 LRB, -1 ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΑΣ**



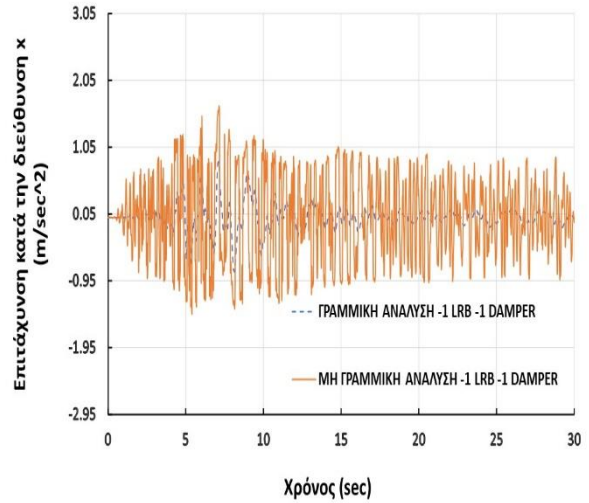
(α)



(β)



(γ)

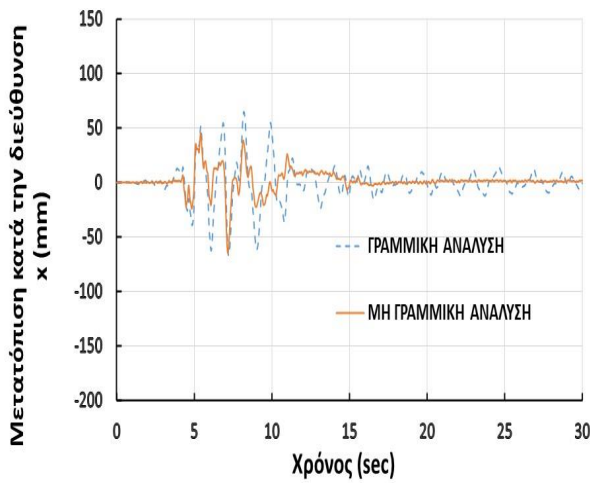


(δ)

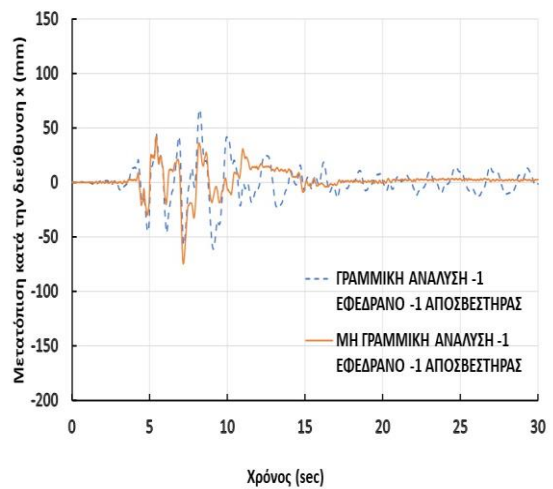
Πίνακας 5.15: : Σύγκριση αποκρίσεων (α), (β) μετατόπισων και (γ), (δ) επιταχύνσεων καταστρώματος πριν και μετά την αφαίρεση του LRB και του αποσβεστήρα για τον σεισμό του Landers, στα 30 έτη

**MALIBU, 30 ΕΤΗ**

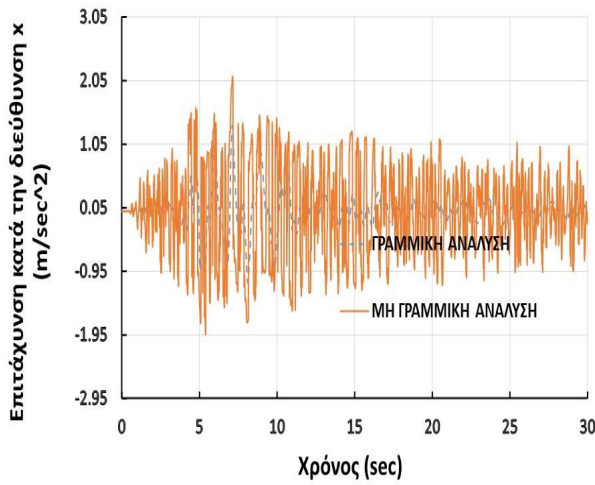
**MALIBU, 30 ΕΤΗ, -1 LRB, -1 ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΑΣ**



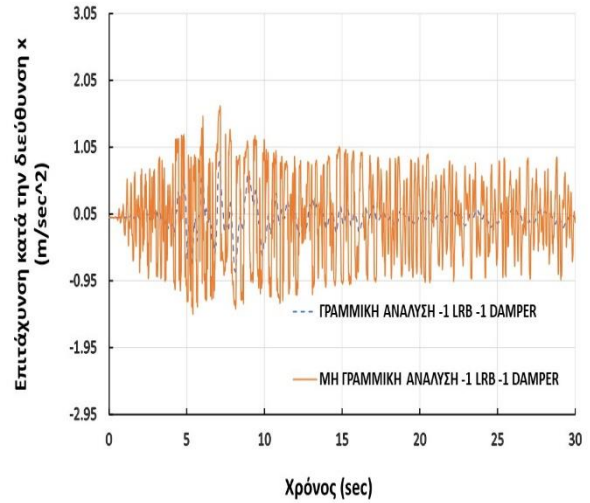
(α)



(β)



(γ)

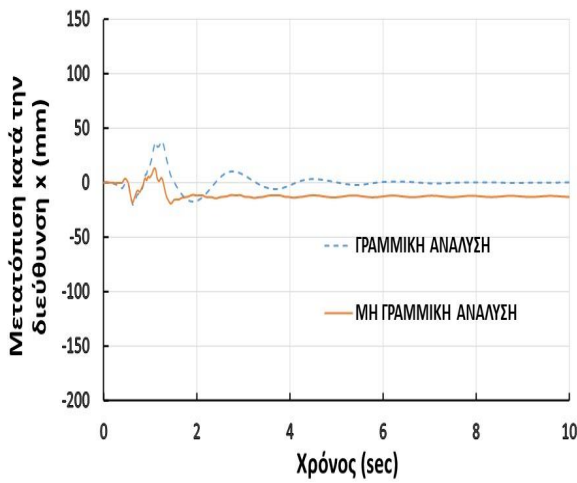


(δ)

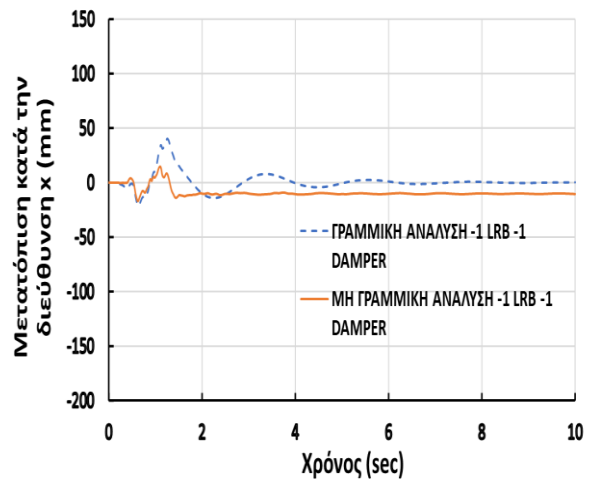
Πίνακας 5.16: Σύγκριση αποκρίσεων (α), (β) μετατόπισεων και (γ), (δ) επιταχύνσεων καταστρώματος πριν και μετά την αφαίρεση του LRB και του αποσβεστήρα για τον σεισμό του Malibu, στα 30 έτη

**EL CENTRO, 30 ΕΤΗ**

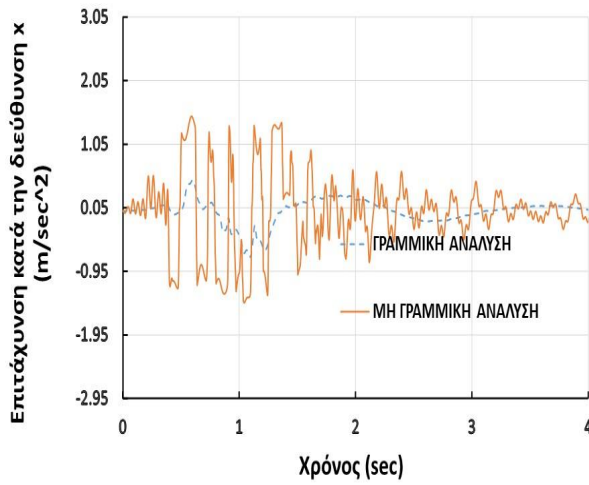
**EL CENTRO, 30 ΕΤΗ, -1 LRB, -1 ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΑΣ**



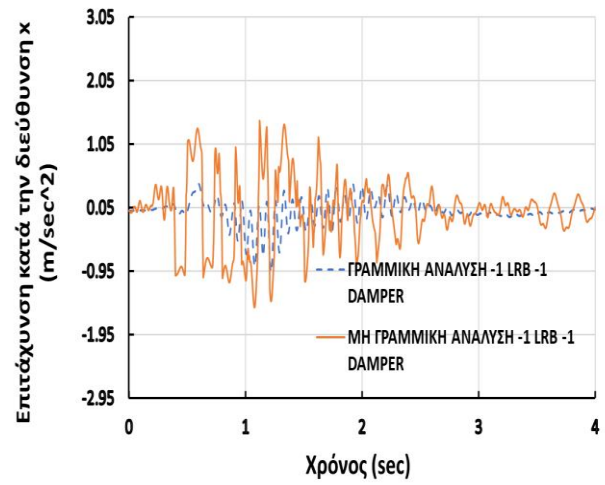
(α)



(β)



(γ)

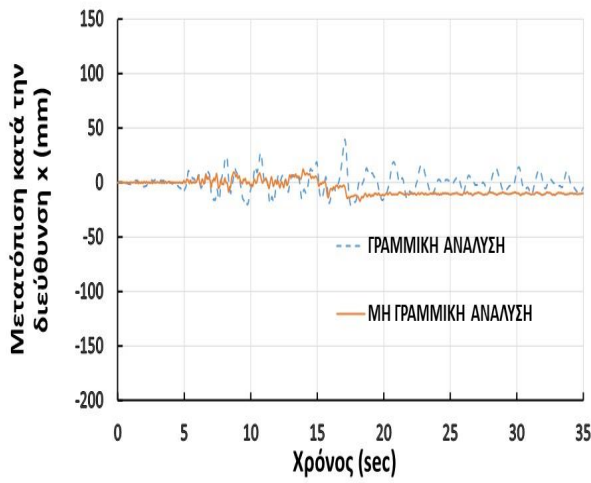


(δ)

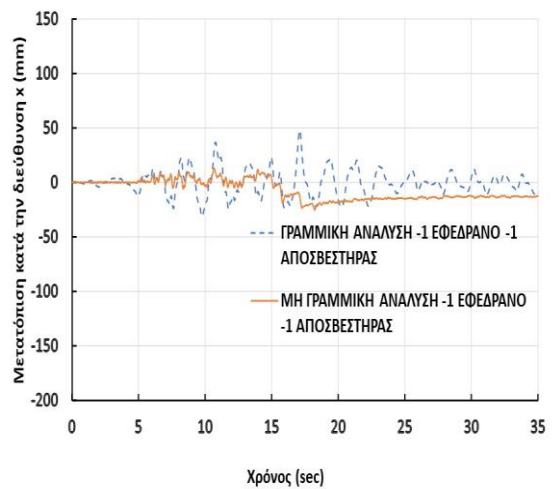
Πίνακας 5.17: Σύγκριση αποκρίσεων (α), (β) μετατοπίσεων και (γ), (δ) επιταχύνσεων καταστρώματος πριν και μετά την αφαίρεση του LRB και του αποσβεστήρα για τον σεισμό του El Centro, στα 30 έτη

**SAN JUAN, 30 ΕΤΗ**

**SAN JUAN, 30 ΕΤΗ, -1 LRB, -1 ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΑΣ**

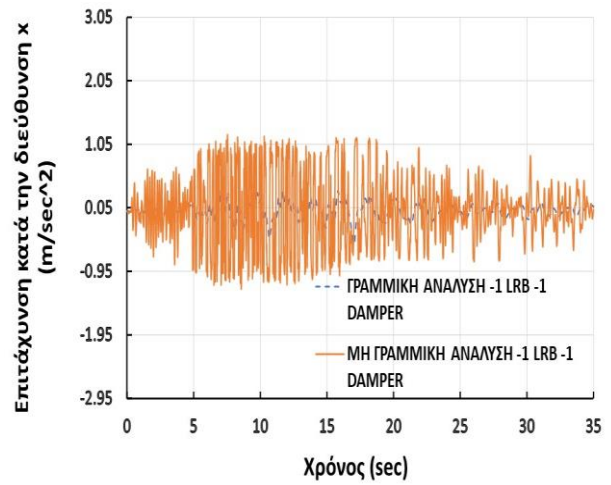
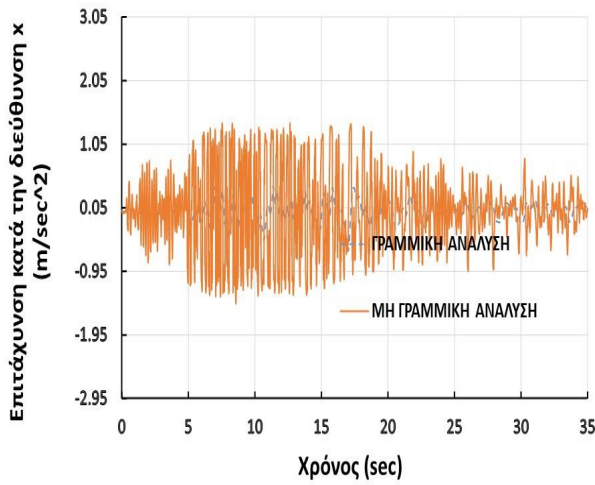


(α)



(β)





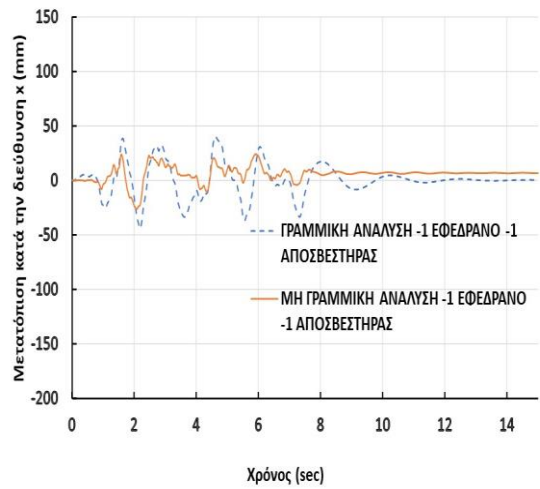
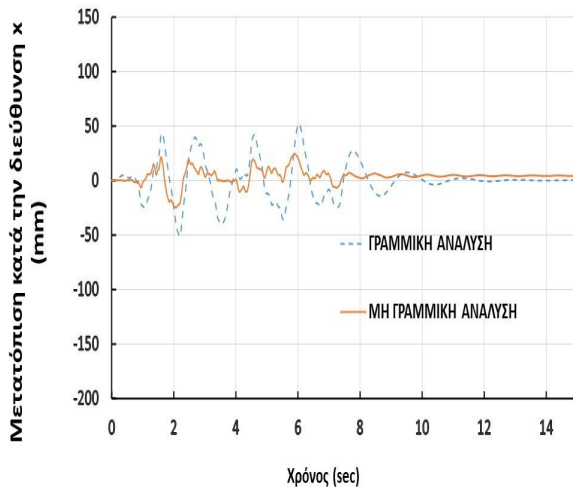
(γ)

(δ)

Πίνακας 5.18: Σύγκριση αποκρίσεων (α), (β) μετατοπίσεων και (γ), (δ) επιταχύνσεων καταστρώματος πριν και μετά την αφαίρεση του LRB και του αποσβεστήρα για τον σεισμό του San Juan, στα 30 έτη

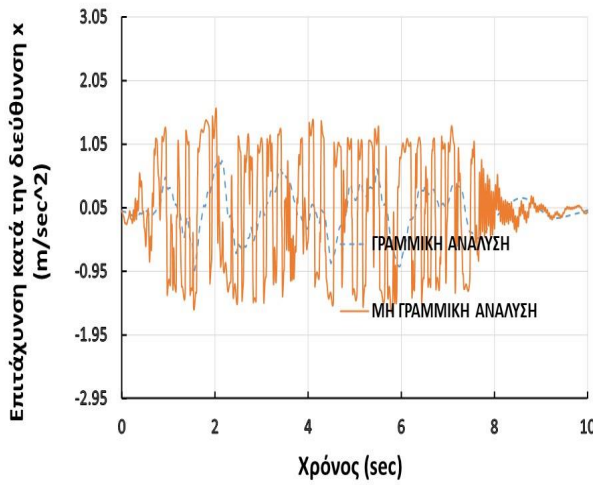
**VICTORIA, 30 ΕΤΗ**

**VICTORIA, 30 ΕΤΗ, -1 LRB, -1 ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΑΣ**

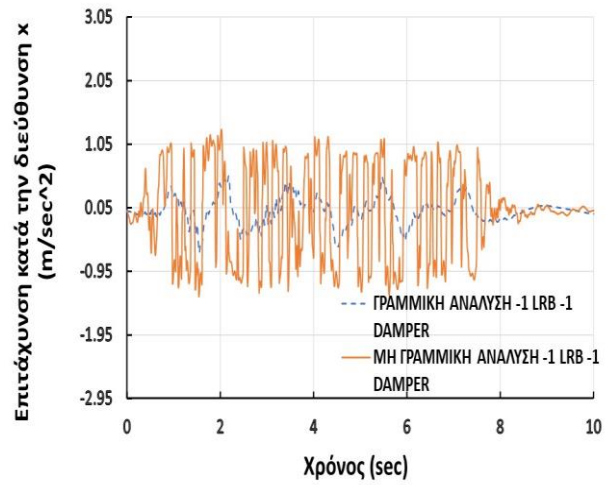


(α)

(β)



(γ)

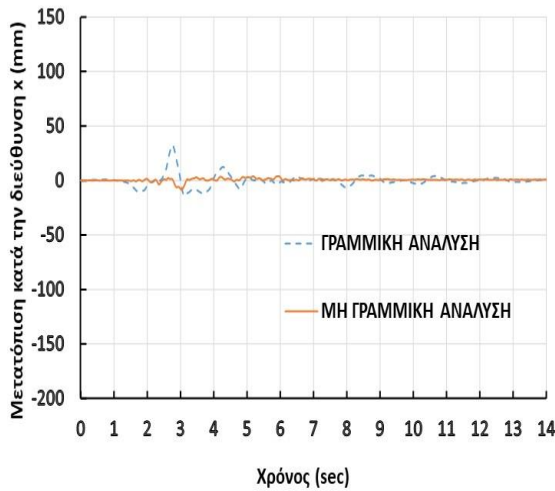


(δ)

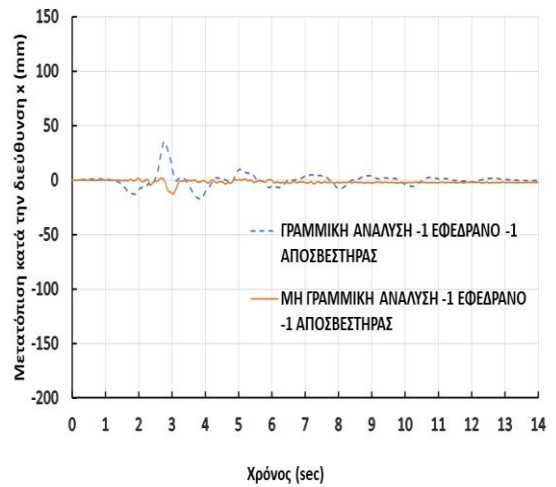
Πίνακας 5.19: Σύγκριση αποκρίσεων (α), (β) μετατοπίσεων και (γ), (δ) επιταχύνσεων καταστρώματος πριν και μετά την αφαίρεση του LRB και του αποσβεστήρα για τον σεισμό της Victoria, στα 30 έτη

**ΑΘΗΝΑ, 30 ΕΤΗ**

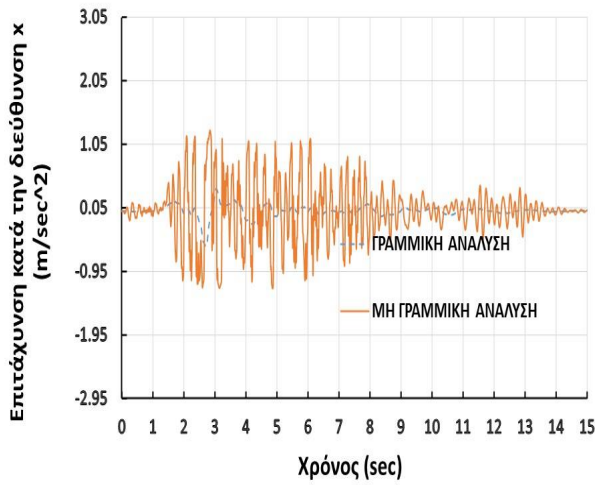
**ΑΘΗΝΑ, 30 ΕΤΗ, -1 LRB, -1 ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΑΣ**



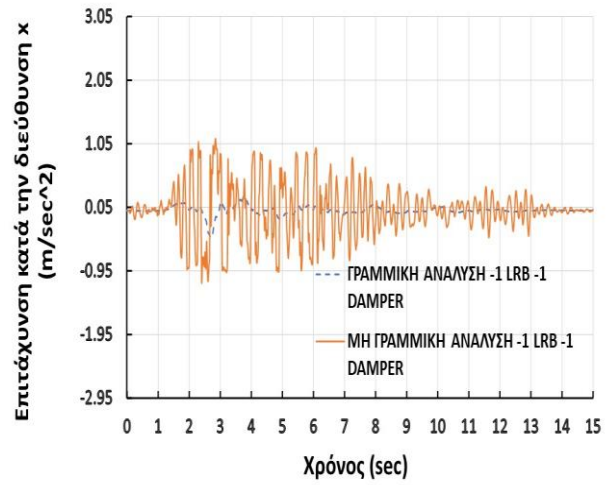
(α)



(β)



(γ)

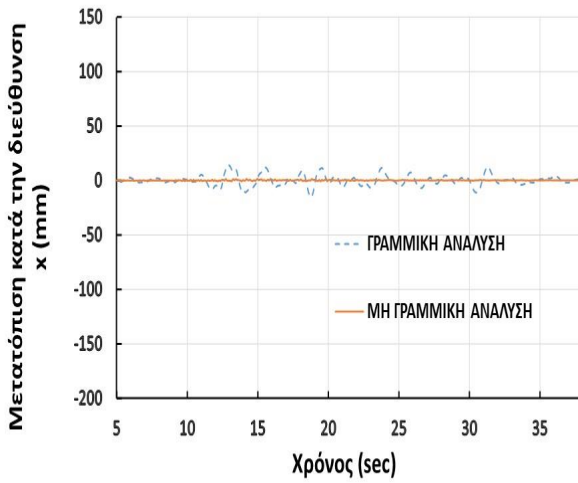


(δ)

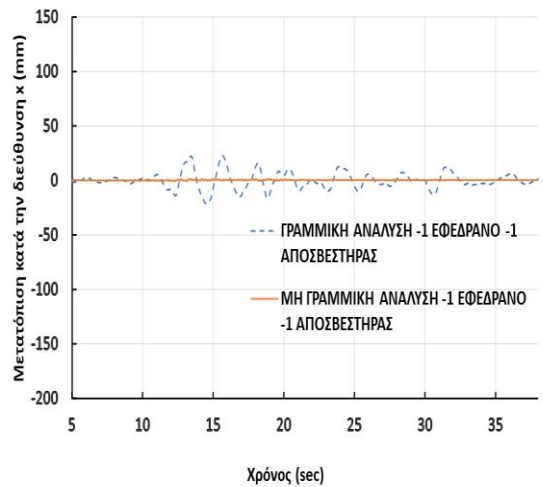
Πίνακας 5.20: Σύγκριση αποκρίσεων (α), (β) μετατοπίσεων και (γ), (δ) επιταχύνσεων καταστρώματος πριν και μετά την αφαίρεση του LRB και του αποσβεστήρα για τον σεισμό της Αθήνας, στα 30 έτη

**ΚΕΦΑΛΟΝΙΑ, 30 ΕΤΗ**

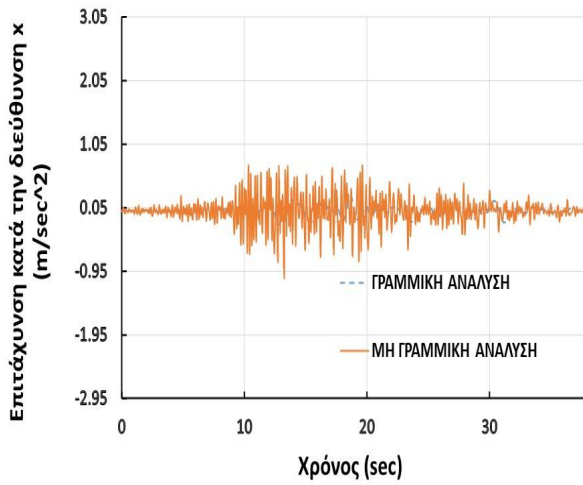
**ΚΕΦΑΛΟΝΙΑ, 30 ΕΤΗ, -1 LRB, -1 ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΑΣ**



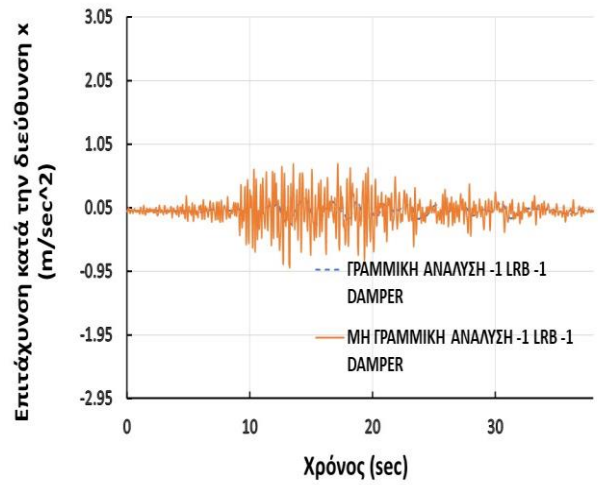
(α)



(β)



(γ)

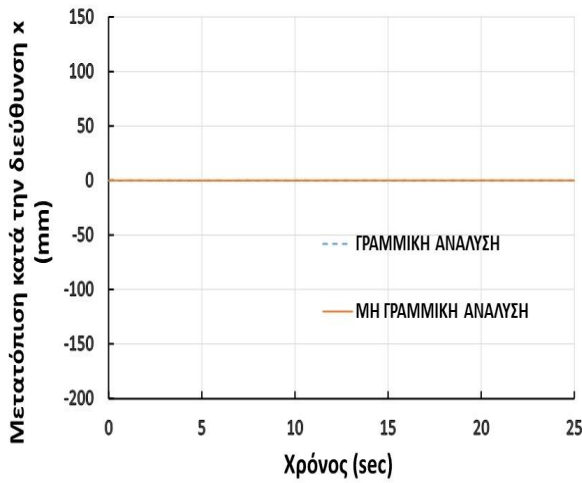


(δ)

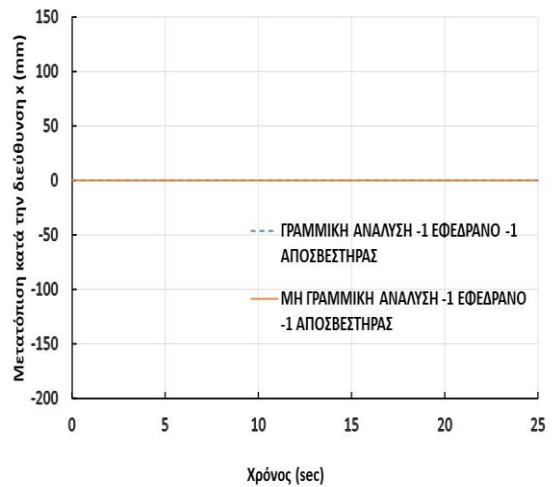
Πίνακας 5.21: Σύγκριση αποκρίσεων (α), (β) μετατοπίσεων και (γ), (δ) επιταχύνσεων καταστρώματος πριν και μετά την αφαίρεση του LRB και του αποσβεστήρα για τον σεισμό της Κεφαλονιάς, στα 30 έτη

**ΚΟΡΙΝΘΟΣ, 30 ΕΤΗ**

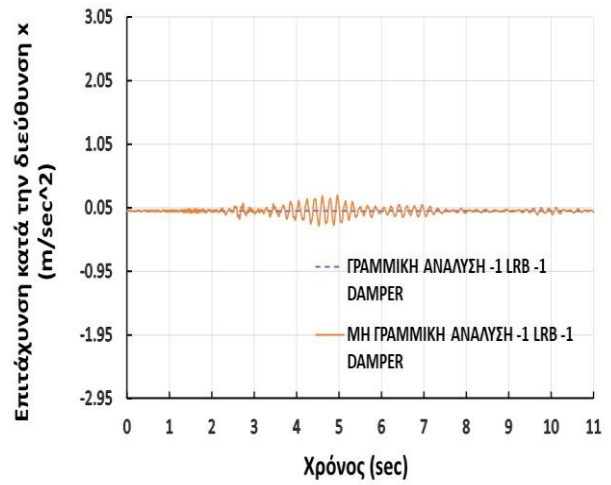
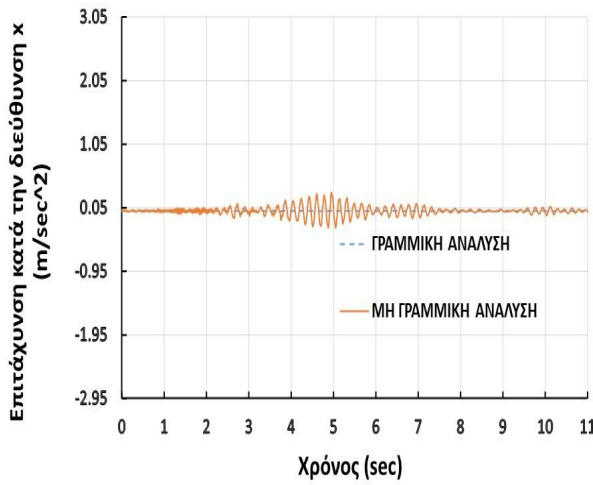
**ΚΟΡΙΝΘΟΣ, 30 ΕΤΗ, -1 LRB, -1 ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΑΣ**



(α)



(β)



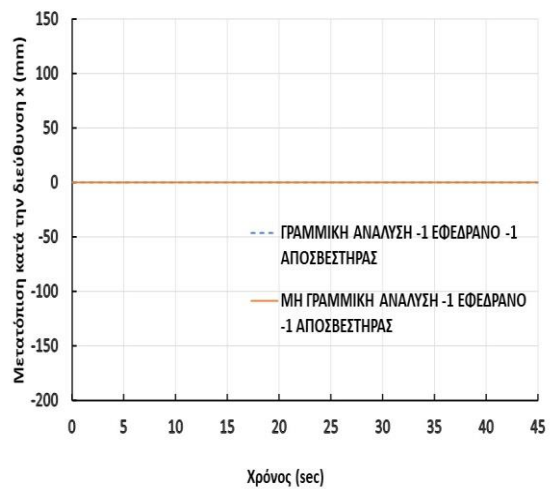
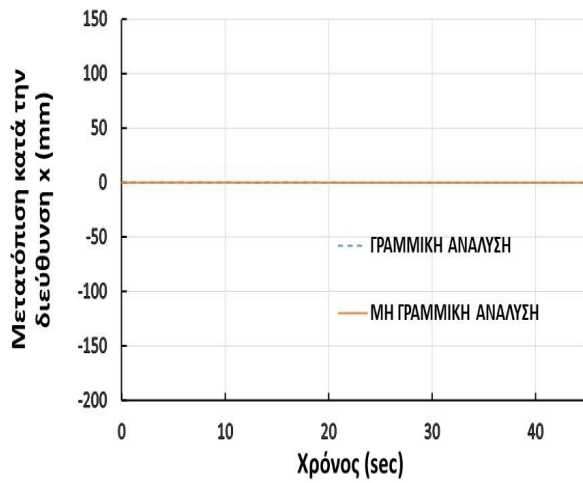
(γ)

(δ)

Πίνακας 5.22: Σύγκριση αποκρίσεων (α), (β) μετατοπίσεων και (γ), (δ) επιταχύνσεων καταστρώματος πριν και μετά την αφαίρεση του LRB και του αποσβεστήρα για τον σεισμό της Κορίνθου, στα 30 έτη

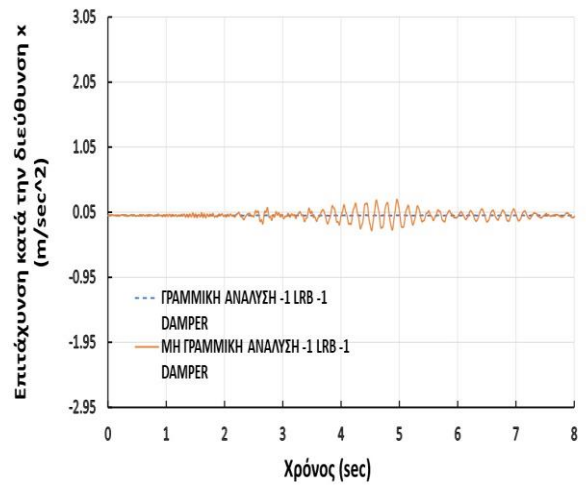
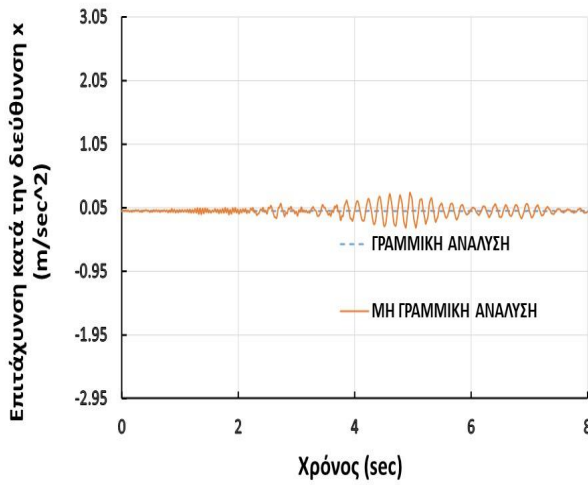
**ΛΕΣΒΟΣ, 30 ΕΤΗ**

**ΛΕΣΒΟΣ, 30 ΕΤΗ, -1 LRB, -1 ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΑΣ**



(α)

(β)



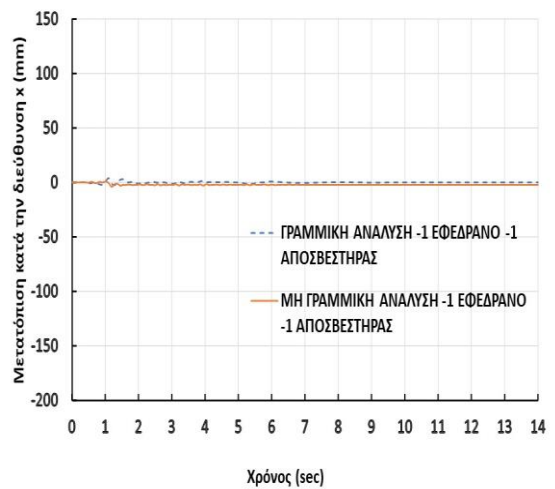
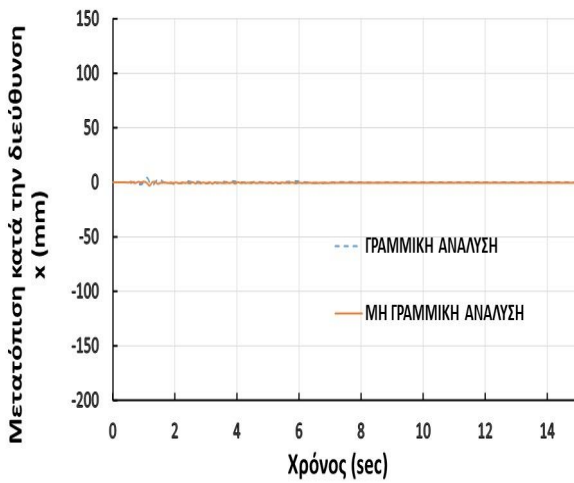
(γ)

(δ)

Πίνακας 5.23: Σύγκριση αποκρίσεων (α), (β) μετατοπίσεων και (γ), (δ) επιταχύνσεων καταστρώματος πριν και μετά την αφαίρεση του LRB και του αποσβεστήρα για τον σεισμό της Λέσβου, στα 30 έτη

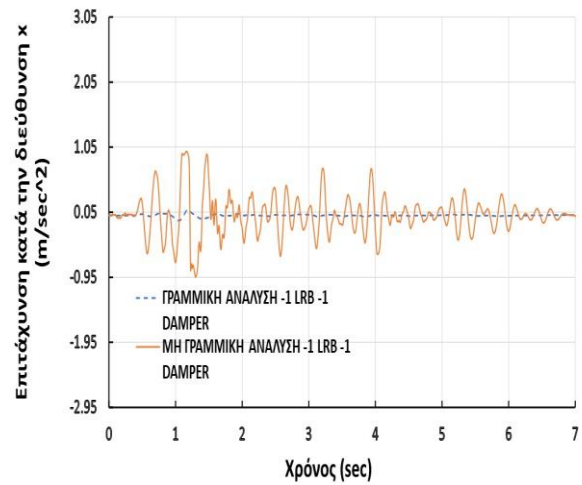
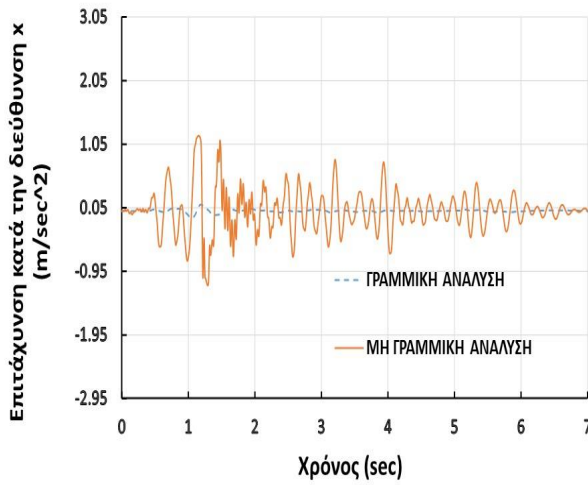
**PIO, 30 ΕΤΗ**

**PIO, 30 ΕΤΗ, -1 LRB, -1 ΑΠΟΣΒΕΣΤΗΡΑΣ**



(α)

(β)

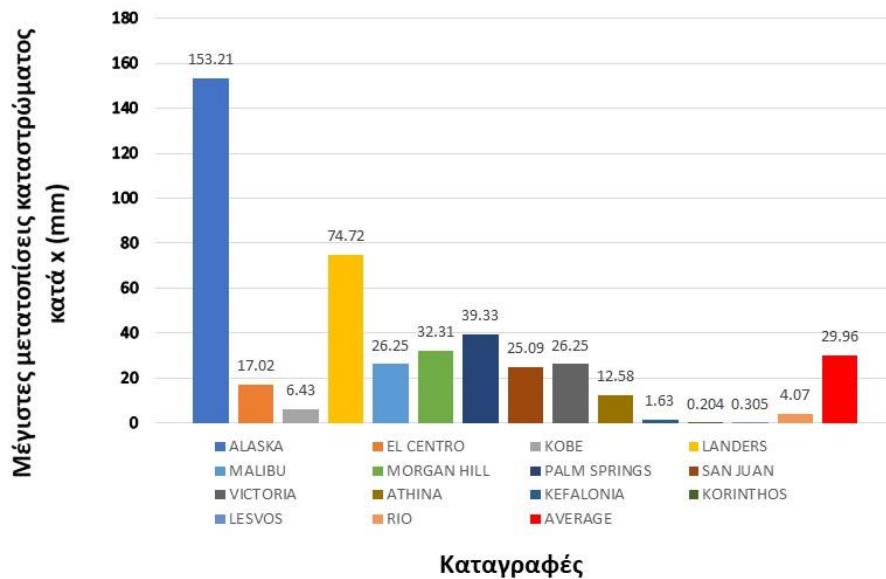


(γ)

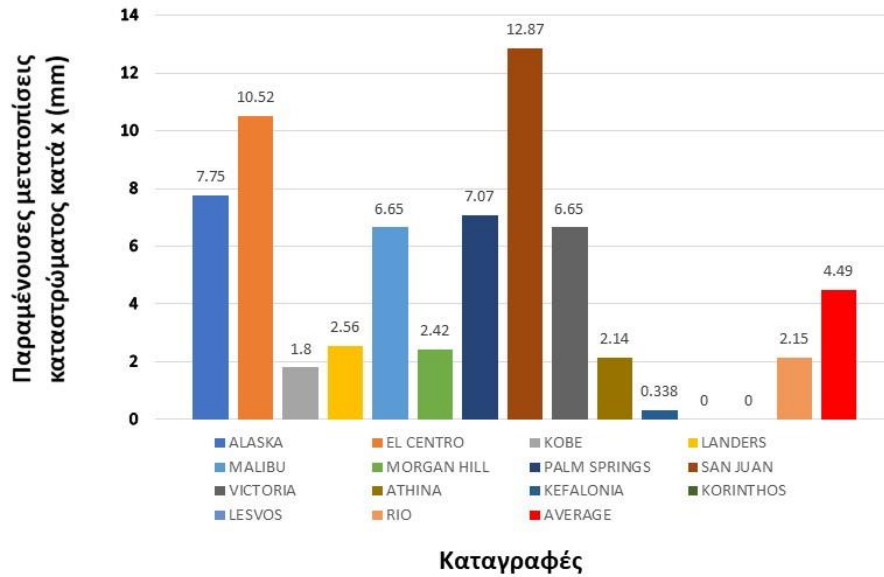
(δ)

Πίνακας 5.24: Σύγκριση αποκρίσεων (α), (β) μετατοπίσεων και (γ), (δ) επιταχύνσεων καταστρώματος πριν και μετά την αφαίρεση του LRB και του αποσβεστήρα για τον σεισμό της Ρίο, στα 30 έτη

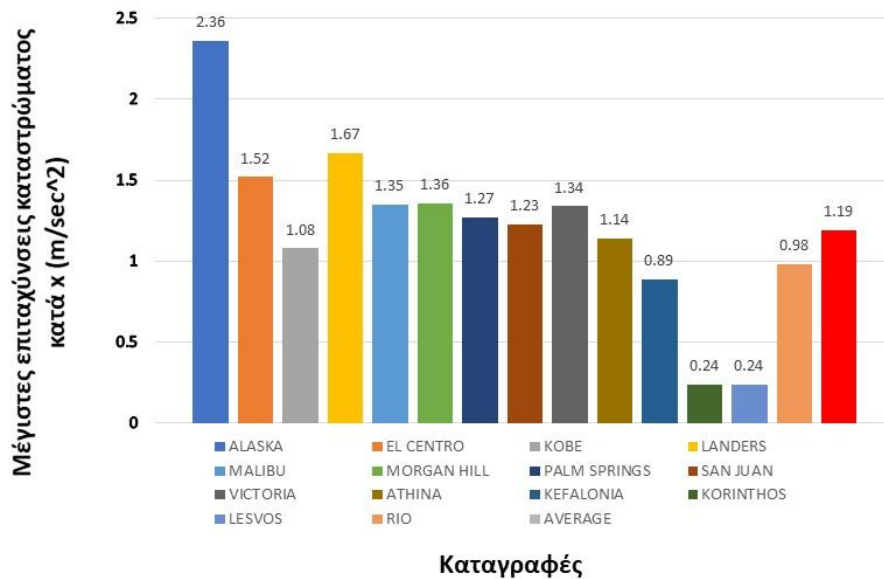
Παρακάτω παρουσιάζονται σε διαγράμματα με μπάρες, οι μέγιστες μετακινήσεις, οι μέγιστες επιταχύνσεις, οι παραμένουσες μετακινήσεις και οι μέσοι όροι τους, για το κατάστρωμα της γέφυρας κατά την διεύθυνση x:



Διάγραμμα 5.53: Μέγιστες μετακινήσεις καταστρώματος κατά x στα 30 έτη και ο μέσος όρος τους, μετά την αφαίρεση του LRB και του αποσβεστήρα



Διάγραμμα 5.54: Παραμένουσες μετακινήσεις καταστρώματος κατά x στα 30 έτη και ο μέσος όρος τους, μετά την αφαίρεση του LRB και του αποσβεστήρα



Διάγραμμα 5.55: Μέγιστες επιταχύνσεις καταστρώματος κατά x στα 30 έτη και ο μέσος όρος τους, μετά την αφαίρεση του LRB και του αποσβεστήρα





## 6 ΕΠΙΛΟΓΟΣ

Από την συγκριτική μελέτη της συμπεριφοράς της σεισμικά μονωμένης γέφυρας που παρουσιάστηκε σε αυτήν την διπλωματική εργασία για τα διάφορα σενάρια (προ και μετά την κλιμάκωση, προ και μετά την γήρανση, προ και μετά την αφαίρεση του εφεδράνου και του αποσβεστήρα), για γραμμικές και μη γραμμικές αναλύσεις, καθώς και για την συγκριτική μελέτη του συμβατικού και του σεισμικά μονωμένου πλαισίου, αντλήθηκαν ορισμένα πολύ σημαντικά συμπεράσματα:

- 1) Οι σχετικές μετακινήσεις σε μια σεισμικά μονωμένη κατασκευή είναι πολύ μικρότερες σε σχέση με την αντίστοιχη συμβατική. Χάρη σε αυτό έχουμε δύο μεγάλα κέρδη. Το πρώτο, είναι πως ο μη φέρων οργανισμός της κατασκευής καταπονείται λιγότερο, και το δεύτερο είναι πως εφόσον έχουμε μικρές σχετικές μετακινήσεις θα προκύψουν και μικρότερα εντατικά μεγέθη στα μέλη της κατασκευής. Έτσι επιτρέπεται η χρήση μικρότερων διατομών για τα μέλη της κατασκευής (είμαστε οικονομικότεροι).
- 2) Η γραμμική και η μη γραμμική ανάλυση μιας κατασκευής παρουσιάζουν αρκετά μεγάλη διαφορά στα αποτελέσματα της απόκρισης της. Στην γέφυρα που μελετήθηκε εδώ, παρατηρήθηκε πως η γραμμική ανάλυση, για μικρότερες σεισμικές επιταχύνσεις έβγαζε πολύ δυσμενέστερα αποτελέσματα (μεγάλες μετακινήσεις και επιταχύνσεις) απ' ότι η μη γραμμική ανάλυση, η οποία για μεγαλύτερες επιταχύνσεις έβγαζε μικρότερες μετακινήσεις καταστρώματος. Ένα ακόμα προφανές συμπέρασμα, είναι πως με την χρήση μη γραμμικής ανάλυσης λαμβάνεται υπόψιν η διαρροή του υλικού, και επομένως υπάρχουν παραμένουσες μετακινήσεις, σε αντίθεση με την γραμμική ανάλυση.
- 3) Η γήρανση της σεισμικής μόνωσης, σαν φαινόμενο, φθίνει τις μηχανικές ιδιότητες της εκθετικά με τον χρόνο. Αυτό σημαίνει πως, όπως παρατηρήθηκε στην απόκριση της γέφυρας αυτής της εργασίας, η απόκρισή της για το πέρας 30 ετών (100 έτη ο χρόνος ζωής του έργου), δεν άλλαξε σημαντικά. Αν όμως το χρονικό πέρας ήταν πιο κοντά στον συνολικό χρόνο ζωής της γέφυρας, θα παρατηρούσανταν αρκετά μεγάλη αλλαγή στην απόκριση της γέφυρας, η οποία θα αποκρινόταν πολύ πιο ψαθυρά.

Σαν κατακλείδα, από όλα τα παραπάνω, φαίνεται πως η γήρανση σαν φαινόμενο μπορεί να επηρεάσει σημαντικά την απόκριση μιας σεισμικά μονωμένης γέφυρας μετά το πέρας συγκεκριμένου χρόνου, καθώς η ζημιά λόγω γήρανσης αυξάνεται εκθετικά με τον χρόνο, και επειδή οι γέφυρες σαν κατασκευές έχουν πολύ μεγαλύτερο χρόνο λειτουργίας και ζωής (περί τα 100 έτη, αλλά συνήθως χρησιμοποιούνται για ακόμα περισσότερο), θα πρέπει στην φάση μελέτης της σεισμικής μόνωσης μιας γέφυρας να λαμβάνεται υπόψιν ως παράγοντας για την σχεδιάσή της.



## 7 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- 1) Bouc, R. (1967). Forced vibrations of mechanical systems with hysteresis. *Proceedings of the Fourth Conference on Non-Linear Oscillations*. Prague.
- 2) Buckle, I., Nagarajaiah, S., & Ferrell, K. (2002). Stability of Elastomeric Isolation Bearings: Experimental. *Journal of Structural Engineering*.
- 3) Carpinteri, A., Lacidogna, G., & Pugno, N. (2007). *Structural damage diagnosis and life-time assessment by acoustic emission monitoring*.
- 4) Chaudhary, M. T., Abe, M., & Fujino, Y. (2000). Performance evaluation of base-isolated Yama-age bridge with. *Engineering Structures*, 902–910.
- 5) Chopra, A. K. (2007). *Dynamics of Structures*. Berkeley: Pearson Education Inc.
- 6) Constantinou, M. C., Tsopelas, P., & Kasalanati, A. (1999). *Property modification factors seismic isolation bearings*.
- 7) Forcellini, D. (2016). 3D Numerical simulations of elastomeric bearings for bridges. *Innov. Infrastruct. Solut.*
- 8) Ikhouane, F., Hurtado, J. E., & Rodellar, J. (2006). Variation of the hysteresis loop with the Bouc–Wen model parameters. *Nonlinear Dyn*, 361–380.
- 9) Kelly, J. M., & Koh, C. (1988). A SIMPLE MECHANICAL MODEL FOR ELASTOMERIC BEARINGS USED IN BASE ISOLATION. *Int. J. Mech. Sci.*, 933-943.
- 10) Kelly, J. M., & Naeim, F. (1999). *DESIGN OF SEISMIC ISOLATED STRUCTURES*. JOHN WILEY & SONS, INC.
- 11) Kelly, J. M., & Van Engelen, N. C. (2014). *Retest of Thirty-Year-Old Neoprene Isolation*. PEER.
- 12) Nagarajaiah, S., Constantinou, M. C., & Reinhorn, A. M. (1991). Nonlinear Dynamic Analysis of 3-D-Base-Isolated Structures. *Journal of Structural Engineering*.
- 13) Newmark, N. M. (1959). A method of computation for structural dynamics. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 67–94.
- 14) Noor, A. K., & Peters, J. M. (1980). *Reduced Basis Technique for Nonlinear Analysis of Structures*. AIAA JOURNAL.
- 15) Nouredine, B. (1990). Effect of Ageing Degradation on the Performance of Reinforced Concrete. *ResearchGate*, 10.

- 16) Oh, J., Kim, J., & Yi, H. (2016). Effects of thermal aging of laminated rubber bearing on seismic performance of bridges. *JOURNAL OF VIBROENGINEERING*.
- 17) Orthwein, W. C. (1968). A NONLINEAR STRESS-STRAIN RELATION. *Int. J. Solids Structures*, 371-382.
- 18) Toopchi-Nezhad, H., Ghotb, M. R., Al-Anany, Y. M., & Tait, M. J. (2019). Partially bonded fiber reinforced elastomeric bearings: Feasibility, effectiveness, aging effects, and low temperature response. *Engineering Structures*, 120-128.
- 19) Wen , Y. (1976). Method for random vibration of hysteretic systems. *Journal of Engineering Mechanics*.
- 20) Wilson, E. L., Yuan, M.-W., & Dickens, J. M. (1982). Dynamic analysis by direct superposition of Ritz vectors.
- 21) Κατσικαδέλης, Ι. Θ. (2012). *ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ*. Αθήνα: Εκδόσεις Συμμετρία.