



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
"ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ"

Σεισμική διερεύνηση της συμπεριφοράς γέφυρας με λικνιζόμενα βάθρα

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΜΑΡΙΑ Ι. ΚΙΤΣΟΥ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: Ιωάννης Ν. Ψυχάρης, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2018



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
"ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ"

Σεισμική διερεύνηση της συμπεριφοράς γέφυρας με λικνιζόμενα βάθρα

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΜΑΡΙΑ Ι. ΚΙΤΣΟΥ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: Ιωάννης Ν. Ψυχάρης, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2018

Ευχαριστίες

Ολοκληρώνοντας τη διπλωματική εργασία στα πλαίσια απόκτησης του μεταπτυχιακού διπλώματος ειδίκευσης θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή κ. Ι. Ψυχάρη για την ανάθεση ενός τόσο ενδιαφέροντος θέματος προς διερεύνηση. Επίσης ευχαριστώ τον επιβλέποντα καθηγητή για την καθοδήγηση και το ενδιαφέρον καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης της εργασίας, καθώς και για την παροχή επιστημονικών συμβουλών.

Παράλληλα θα ήθελα να εκφράσω τις ευχαριστίες μου στον υποψήφιο Διδάκτωρ Ε.Μ.Π. Αυγενάκη Ε. για την πολύτιμη βοήθεια του στην εκμάθηση του λογισμικού καθώς για την παραχώρηση τμήματος του κώδικα που ανέπτυξε στα πλαίσια της μεταπτυχιακής εργασίας του.

Τέλος θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου για την έμπρακτη στήριξη της καθ' όλη την πορεία μου μέχρι τώρα.

Μαρία Κίτσου

Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο

Αθήνα, Ιούλιος 2018



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
"ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ"

Σεισμική διερεύνηση της συμπεριφοράς γέφυρας με λικνιζόμενα βάθρα

ΜΑΡΙΑ Ι. ΚΙΤΣΟΥ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: Ιωάννης Ν. Ψυχάρης, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Τα τελευταία χρόνια οι μηχανικοί στρέφονται προς μια νέα τάση σχεδιασμού των κατασκευών, η οποία βασίζεται στην ικανότητα τους να προσαρμόζονται στις μεταβαλλόμενες συνθήκες και μετά την εμφάνιση των σεισμικών γεγονότων να μπορούν να επανέλθουν στην αρχική τους κατάσταση χωρίς την ανάγκη επισκευής βλαβών. Στο πλαίσιο αυτό όλο και περισσότεροι ερευνητές μελετούν το σχεδιασμό γεφυρών με δυνατότητα των βάθρων τους να λικνίζονται. Στην παρούσα διπλωματική εργασία μελετάται η απόκριση ευθύγραμμης γέφυρας από οπλισμένο σκυρόδεμα με λικνιζόμενα βάθρα στον πόδα και στην κεφαλή τους, σε εδαφικές κινήσεις που έχουν καταγραφεί στην εγγύς περιοχή του ρήγματος. Προκειμένου να εξαχθούν συγκρίσιμα συμπεράσματα για τη σεισμική συμπεριφορά της γέφυρας με λικνιζόμενα βάθρα, μελετάται η απόκριση δύο επιπλέον γεφυρών ίδιας γεωμετρίας. Στην πρώτη γέφυρα τα βάθρα συνδέονται μονολιθικά με τη θεμελίωση και το φορέα του καταστρώματος, ενώ στη δεύτερη γέφυρα που εξετάζεται ο φορέας του καταστρώματος εδράζεται στα βάθρα με ελαστομεταλλικά εφέδρανα. Επιπλέον μελετάται η επίδραση της τοποθέτησης έκκεντρων τενόντων στην απόκριση μετακίνησης των λικνιζόμενων βάθρων.

Αρχικά, γίνεται μια σύντομη θεωρητική εισαγωγή στην περιγραφή της κίνησης των λικνιζόμενων άκαμπτων στοιχείων και πλαισίων, όπως συναντάται στη βιβλιογραφία, προκειμένου να γίνει κατανοητή η λικνιστική απόκριση των βάθρων της γέφυρας. Επίσης παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά που εμφανίζονται στις εδαφικές κινήσεις κοντινού πεδίου. Στη συνέχεια, πραγματοποιείται η προσομοίωση των φορέων σε τρεις διαστάσεις, μέσω του προγράμματος OpenSees με τη βοήθεια του οποίου πραγματοποιούνται οι στατικές και δυναμικές μη γραμμικές αναλύσεις για τις γέφυρες. Για τη διεξαγωγή των μη γραμμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας επιλέγεται ως διέγερση βάσης εδαφικές κινήσεις κοντινού πεδίου, που δρουν ταυτόχρονα στις δύο οριζόντιες συνιστώσες. Το κριτήριο επιλογής των εδαφικών κινήσεων είναι η σχέση της περιόδου του παλμού με την ιδιοπερίοδο των γεφυρών. Οι αρχικές χρονοϊστορίες επιταχύνσεων πολλαπλασιάζονται με τους κατάλληλους συντελεστές κλιμάκωσης προκειμένου να είναι συμβατές με το ελαστικού φάσμα σχεδιασμού.

Ο βασικός στόχος της συγκεκριμένης εργασίας είναι η σύγκριση των μετακινήσεων του καταστρώματος, που παρατηρούνται στη γέφυρα με τα λικνιζόμενα βάθρα, σε σχέση με τις μετακινήσεις που αναπτύσσονται στις γέφυρες που σχεδιάζονται με το συμβατικό τρόπο. Συνεπώς, τα μεγέθη που εξήχθησαν από τις αναλύσεις χρονοϊστορίας και συγκρίθηκαν είναι η διαμήκης, η εγκάρσια και η συνολική μετακίνηση του κέντρου του καταστρώματος, καθώς και η διαμήκης και εγκάρσια μετακίνηση της κεφαλής των βάθρων. Επιπλέον, υπολογίστηκε η ροπή στον πόδα των μεσοβάθρων για όλα τα διαφορετικά συστήματα σύνδεσης των βάθρων της γέφυρας με το κατάστρωμα και ελέγχθηκε σε ποιες περιπτώσεις σημειώνεται μείωση των εντατικών μεγεθών. Τα συμπεράσματα της εργασίας προκύπτουν από την σύγκριση των αποτελεσμάτων των αναλύσεων και την συνολική εικόνα της χρονοϊστορίας μετακίνησης του καταστρώματος για όλες τις γέφυρες. Σκοπός λοιπόν αυτής της εργασίας είναι να αποτιμηθεί εάν ο σχεδιασμός γεφυρών με λικνιζόμενα βάθρα επιτρέπει την ανάπτυξη μετακινήσεων ίδιας τάξης μεγέθους με τις μετακινήσεις που αναπτύσσονται σε γέφυρες συμβατικού σχεδιασμού.



NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS

SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING

LABORATORY FOR EARTHQUAKE ENGINEERING

MSc ANALYSIS AND DESIGN OF EARTHQUAKE RESISTANT STRUCTURES

Investigation of seismic response of bridge with rocking piers

MARIA I. KITSOU

SUPERVISOR: Psycharis N. Ioannis, Professor NTUA

ABSTRACT

In recent years, civil engineers tend to design structures taking into consideration of resilience philosophy. As a result of the aforementioned tendency, more researchers investigate the design of bridges with rocking piers. In this thesis an investigation is implemented concerning the seismic response of a concrete bridge. This structure has piers with the ability to rock at their base and top and was exposed to ground motions at near-fault site. In order to extract comparative conclusions for the seismic response of bridge with rocking piers, the response of two more bridges with similar geometry were investigated. In the first model the piers had monolithic connections with the foundation and the deck. In the second one the piers were connected to deck with elastomeric bearings. In addition, the usage of off-center tendons was simulated in order to study their influence in the displacement response of rocking piers

Firstly, rocking response of rigid blocks and frames were reviewed, so the rocking response of piers can be comprehensible. Also, we presented the characteristics of seismic records at near-faults zone. Consequently, the three bridges were simulated in three dimensions through the program OpenSees, an open source software that runs static and dynamic non linear analyses for the bridges. A number of seismic records at near-fault site were chosen to be applied as

a base excitation to bridges in non linear time history analyses. The criterion for their selection was the relation between the period of the pulse and the period of bridges. Original time history accelerations were scaling in order to compared to Eurocode elastic response spectra.

The main goal of this postgraduate thesis is the comparison of displacements of deck, on the bridge with rocking piers and on the bridges with conventional system. Hence, longitudinal, transverse and total displacement of deck and top of piers, were estimated and then compared. Also, the base moment of piers was estimated for all the different bridge models and checked in which of them the moment is decreased. The conclusions of this thesis, come about comparing the results of the analysis and from the overall view of the time history response of deck. Aim of this thesis is to assess whether designing a bridge with rocking piers allow similar displacement with bridges with conventional systems.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

	Σελ.
Περίληψη	
1. Εισαγωγή	1
2. Λικνισμός	3
2.1 Λικνισμός άκαμπτου σώματος	3
2.2 Λικνισμός άκαμπτου πλαισίου	6
2.3 Λικνισμός άκαμπτου πλαισίου με τένοντα προέντασης	10
2.4 Παραδείγματα εφαρμογής λικνισμού σε βάθρα γεφυρών	12
3 Σεισμοί κοντινού πεδίου	17
3.1 Φαινόμενο κατευθυντικότητας	18
3.2 Φαινόμενα μόνιμης μετατόπισης (Fling step)	21
3.3 Φαινόμενα ανάντη τμήματος ρήγματος (Hanging wall effect)	23
3.4 Παράμετροι χαρακτηρισμού των σεισμικών κινήσεων κοντινού πεδίου	24
3.4.1 Αριθμός σημαντικών παλμών	26
3.4.2 Περίοδος παλμών	27
3.4.3 Μέγιστη οριζόντια εδαφική ταχύτητα	30
3.5 Εντοπισμός παλμικής κίνησης σε εδαφικές καταγραφές	31
4 Περιγραφή εξεταζόμενης γέφυρας	35
4.1 Κατάστρωμα	35
4.2 Μεσόβαθρα	37
4.3 Ακρόβαθρα	38
4.4 Θεμελίωση	40
5 Δράσεις επί της κατασκευής	41
5.1 Μόνιμες δράσεις	41
5.2 Μεταβαλλόμενες δράσεις	42
5.2.1 Φορτία Κυκλοφορίας	42
5.3 Σεισμικές δράσεις	43
5.3.1 Σεισμικές καταγραφές	43
5.3.2 Κλιμάκωση καταγραφών βάση ΕΚ 8	50
6. Περιγραφή διαδικασίας προσομοίωσης στο OpenSees	53
6.1 Εισαγωγή γεωμετρίας του φορέα	54
6.2 Μηχανικά χαρακτηριστικά υλικών	54
6.2.1 Χάλυβας	54
6.2.2 Χάλυβας προέντασης	56
6.2.3 Μη περισφιγμένο σκυρόδεμα	57
6.2.4 Περισφιγμένο σκυρόδεμα	61
6.3 Κατάστρωμα	63
6.4 Μεσόβαθρα	68
6.4.1 Μονολιθική σύνδεση	68
6.4.2 Σύνδεση με ελαστομεταλλικά εφέδρανα	71
6.4.3 Λικνισμός βάθρων	74
6.4.4 Λικνισμός μεσοβάθρων με έκκεντρη προένταση	77
6.5 Ακρόβαθρα	78
6.6 Θεμελίωση	80
6.7 Εξαγωγή αποτελεσμάτων	80

7	Διαδικασία ανάλυσης	83
7.1	Ανάλυση σταθερών φορτίων	83
7.2	Ιδιομορφική ανάλυση	85
7.2.1	Γενικά	85
7.2.2	Ενεργός ιδιομορφική μάζα	86
7.2.3	Ελάχιστος απαιτούμενος αριθμός ιδιομορφών	86
7.3	Στατική Ανελαστική Ανάλυση (Pushover)	87
7.3.1	Γενικά	87
7.3.2	Φορτία	87
7.3.3	Επιλογή κόμβου ελέγχου	88
7.3.4	Υπολογιστικά βήματα	89
7.3.5	Καμπύλη ικανότητας	90
7.3.6	Αλγόριθμος ανάλυσης	91
7.4	Ανάλυση χρονοϊστορίας	91
7.4.1	Γενικά	91
7.4.2	Αλγόριθμος ανάλυσης	92
7.4.3	Μητρώο απόσβεσης	94
8.	Αποτελέσματα αναλύσεων	97
8.1	Ιδιομορφική ανάλυση	97
8.2	Μη γραμμική στατική ανάλυση	98
8.3	Μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας	100
8.3.1	Απόκριση καταστρώματος κατά τη διαμήκη διεύθυνση	100
8.3.2	Απόκριση καταστρώματος κατά την εγκάρσια διεύθυνση	107
8.3.3	Συνισταμένη απόκριση καταστρώματος	114
8.3.4	Σύγκριση απόκρισης του καταστρώματος με ελεύθερο λικνισμό και με τοποθέτηση τένοντα	121
8.3.5	Διαγράμματα βρόχου υστέρησης M_{xx} -drift _y μεσοβάθρων	128
8.3.6	Διαγράμματα βρόχου υστέρησης M_{yy} -drift _x μεσοβάθρων	141
8.3.7	Σύγκριση της απόκρισης του καταστρώματος	154
8.3.8	Σύγκριση των εντατικών μεγεθών στο πόδα του μεσοβάθρου	157
8.3.9	Σύγκριση drift λικνιζόμενου βάθρου με κρίσιμη γωνία ανατροπής	161
8.3.10	Σημεία μέγιστης σεισμικής απόκρισης	163
9.	Συμπεράσματα	167
	Βιβλιογραφία	169
	Παράρτημα	

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΕΙΚΟΝΩΝ

Αριθμός	Περιγραφή	Σελ.
1.1	Σιδηροδρομική γέφυρα Rangitikei (New Zealand) με λικνιζόμενα βάθρα.	2
1.2	Καμινάδα στο αεροδρόμιο Christchurch με δυνατότητα λικνισμού.	2

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

Αριθμός	Περιγραφή	Σελ.
2.1	Γεωμετρικά χαρακτηριστικά άκαμπτου σώματος (Makris, 2012).	4
2.2	Γεωμετρικά χαρακτηριστικά και διάταξη λικνιζόμενων άκαμπτων σωμάτων, τα οποία φέρουν άκαμπτη δοκό (Makris, 2012).	7
2.3	Σχηματική απεικόνιση της αύξησης της σταθερότητας των λικνιζόμενων στοιχείων με την αύξηση των διαστάσεων τους (Makris, 2012).	8
2.4	Διάταξη λικνιζόμενου στύλου που φέρει ελευθέρως εδραζόμενη δοκό λίγο πριν την κρούση και μετά την κρούση μαζί με τις δυνάμεις που αναπτύσσονται στο σημείο P λόγω λικνισμού στο νέο σημείο O' (Makris, 2012).	9
2.5	Απεικόνιση της απώλειας της γωνιακής ταχύτητας συναρτήσει της ραδιότητας των στύλων για διάφορες τιμές του λόγου $\gamma = m_b / Nm_c$ (Makris, 2012).	10
2.6	Σεισμική απόκριση λικνιζόμενου βάθρου γέφυρας, στο οποίο επιβάλλεται παλμός σύμφωνα με τους Manroeidis και Parageorgiou με χαρακτηριστικά $v_g = 45^\circ$ και $\gamma_g = 2.0$ (Giouvanidis, 2016) για διάφορες τιμές ογκομετρικού ποσοστού προέντασης.	12
2.7	Τυπικό σχέδιο μορφής λικνιζόμενου βάθρου για την κατασκευή κοιλαδογέφυρας (Beck, 1974).	13
2.8	Σκαρίφημα λεπτομερειών μόρφωσης βάσης λικνιζόμενου βάθρου με θεμελίωση (Beck, 1974).	14
2.9	Σύγκριση των δύο διαφορετικών σχεδιασμών των βάθρων σε όρους ιστορίας μετακίνησης του βάθρου στη διαμήκη, εγκάρσια διεύθυνση και συνολικά για όλα τα βάθρα (Agalianos, 2017).	15
3.1	Σχηματική απεικόνιση κλείθρων του ρήγματος (Wikipedia).	18
3.2	Διάγραμμα επίδρασης της κατευθυντικότητας της διάρρηξης για οριζόντιο ρήγμα ολίσθησης. Η διάρρηξη αρχίζει στο υπόκεντρο και διαδίδεται με ταχύτητα περίπου ίση με το 80% της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων. Η εικόνα παρουσιάζει στιγμιότυπο του μετώπου της ρήξης σε δεδομένη στιγμή (Somerville et al, 1997).	19

3.3	Σχηματική απεικόνιση της επίδρασης της διεύθυνσης της διάρρηξης (Krammer 1996).	20
3.4	Σχηματική απεικόνιση των περιοχών πρόσω, οπίσω και ουδέτερης κατευθυντικότητας (Li και Xie, 2007).	20
3.5	Χρονοϊστορία εδαφικών μετακινήσεων του σεισμού στο Loma Prieta (1989) για τις κάθετες (άνω) και παράλληλες (κάτω) συνιστώσες στο ρήγμα (EERI, 1995).	21
3.6	Απεικόνιση της διεύθυνσης του παλμού κατευθυντικότητας και παραμένουσας μετακίνησης για ρήγμα οριζόντιας ολίσθησης (αριστερά) και βύθισης (δεξιά) (Stewart et al, 2001).	22
3.7	Χρονοϊστορία ρηγμάτων οριζόντιας ολίσθησης (άνω) και βύθισης (κάτω), όπου φαίνονται οι επιρροές του φαινομένου κατευθυντικότητας και οι παραμένουσας μετακινήσεις (Stewart et al, 2001).	23
3.8	Απόσταση του ρήματος από την περιοχή που βρίσκεται στο ανάντη τμήμα και στο κατάντη (Lie και Xie, 2007).	24
3.9	Γεωμετρικοί παράμετροι που καθορίζουν την κατευθυντικότητα της διάρρηξης (Somerville et al, 1997).	25
3.10	Μέση αναλογία φασματικής απόκρισης συναρτήσει της περιόδου και των παραμέτρων κατευθυντικότητας (Somerville et al, 1997).	25
3.11	Απλοποιημένοι παλμοί που έχουν χρησιμοποιηθεί από ερευνητές.	26
3.12	Προσδιορισμός περιόδου παλμού από τη χρονοϊστορία ταχύτητας (Rodriguez-Marek, 2000).	27
3.13	Προσδιορισμός περιόδου παλμού από φάσμα ταχυτήτων (Rodriguez-Marek, 2000).	28
3.14	Συγκριτική απεικόνιση των σχέσεων εκτίμησης του παλμού (Rodriguez-Marek, 2000).	29
3.15	Απεικόνιση των σχέσεων εκτίμησης του παλμού για διαφορετικές κατηγορίες εδάφους (Rodriguez-Marek, 2000).	29
3.16	Απεικόνιση των σχέσεων εξασθένισης της εδαφικής ταχύτητας συναρτήσει της απόστασης από την πηγή (Rodriguez-Marek, 2000).	31
3.17	Απεικόνιση της διαδικασίας του Baker για την αποκοπή του παλμού από την εδαφική κίνηση (Baker, 2007).	32
3.18	Κατηγοριοποίηση των εδαφικών κινήσεων ως παλμικών ή μη βάση του λόγου της μέγιστης εδαφικής ταχύτητας και της ενέργειας (Baker, 2007).	33
3.19	Τιμές του δείκτη ύπαρξης παλμού ως συνάρτησης της διεύθυνσης για το σεισμό Imperial Valley, El Centro 1979, με τη γραμμοσκιασμένη περιοχή να δηλώνει τις διευθύνσεις με εμφανή παλμική κίνηση (Baker, 2007).	34
4.1	Τυπική διατομή καταστώματος.	36
4.2	Τυπική διατομή καταστώματος στη θέσεις των μεσοβάθρων για την περίπτωση μονολιθικής σύνδεσης βάθρων με το φορέα του καταστώματος.	36
4.3	Τυπική διατομή καταστώματος στη θέσεις των μεσοβάθρων για την περίπτωση σύνδεσης βάθρων με το φορέα του καταστώματος με ελαστομεταλλικά εφέδρανα.	36

4.4	Τυπική διατομή καταστρώματος στη θέσεις των ακροβάθρων.	37
4.5	Οπλισμοί διατομής βάθρου.	38
4.6	Σχηματική απεικόνιση συνθηκών στήριξης στα ακρόβαθρα και στα μεσόβαθρα για το σύστημα με μονολιθική σύνδεση και σεισμικής μόνωσης με λικνιζόμενα βάθρα.	39
4.7	Σχηματική απεικόνιση συνθηκών στήριξης στα ακρόβαθρα και στα μεσόβαθρα για το σύστημα σεισμικής μόνωσης με εφέδρανα.	39
5.1	Χρονοϊστορία εδαφικής επιτάχυνσης (α) παλμικής και (β) μη παλμικής για την αρχική καταγραφή Νο.1 .	44
5.2	Χρονοϊστορία εδαφικής επιτάχυνσης (α) παλμικής και (β) μη παλμικής για την αρχική καταγραφή Νο.2 .	44
5.3	Χρονοϊστορία εδαφικής επιτάχυνσης (α) παλμικής και (β) μη παλμικής για την αρχική καταγραφή Νο.3 .	45
5.4	Χρονοϊστορία εδαφικής επιτάχυνσης (α) παλμικής και (β) μη παλμικής για την αρχική καταγραφή Νο.4 .	45
5.5	Χρονοϊστορία εδαφικής επιτάχυνσης (α) παλμικής και (β) μη παλμικής για την αρχική καταγραφή Νο.5 .	46
5.6	Χρονοϊστορία εδαφικής επιτάχυνσης (α) παλμικής και (β) μη παλμικής για την αρχική καταγραφή Νο.6 .	46
5.7	Χρονοϊστορία ταχύτητας των έξι πρώτων παλμών της παλμικής καταγραφής Νο.	47
5.8	Χρονοϊστορία ταχύτητας των έξι πρώτων παλμών της παλμικής καταγραφής Νο.2 .	47
5.9	Χρονοϊστορία ταχύτητας των έξι πρώτων παλμών της παλμικής καταγραφής Νο.3 .	48
5.10	Χρονοϊστορία ταχύτητας των έξι πρώτων παλμών της παλμικής καταγραφής Νο.4 .	48
5.11	Χρονοϊστορία ταχύτητας των έξι πρώτων παλμών της παλμικής καταγραφής Νο.5 .	49
5.12	Χρονοϊστορία ταχύτητας των έξι πρώτων παλμών της παλμικής καταγραφής Νο.6 .	49
5.13	Σύγκριση φάσματος σχεδιασμού κατά ΕΚ 8 με τα κλιμακούμενα φάσματα (α) των εδαφικών παλμικών καταγραφών και (β) των μη παλμικών.	51
6.1	Σχηματική απεικόνιση της σχέσης τάσεων-παραμορφώσεων του υλικού Steel 01 (OpenSees Wiki).	55
6.2	Σχηματική απεικόνιση υστερητικής συμπεριφοράς του υλικού Steel 01 (OpenSees Wiki).	55
6.3	Εξιδανικευμένο διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων και διάγραμμα σχεδιασμού χάλυβα προέντασης (EN 1992-1-1).	56
6.4	Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων υλικού ElasticPP (OpenSees Wiki).	57
6.5	Σχηματική απεικόνιση της σχέσης τάσεων-παραμορφώσεων του σκυροδέματος για την ανάλυση των κατασκευών (EN 1992 1-1).	59
6.6	Σχηματική απεικόνιση της σχέσης τάσεων-παραμορφώσεων του υλικού Concrete 01 (OpenSees Wiki).	59

6.7	Προσομοίωμα μη περισφιγμένου σκυροδέματος βάση ΕΚ2-1 και προσομοίωμα με την εντολή Concrete 01.	60
6.8	Σχέση τάσεων-παραμορφώσεων περισφιγμένου σκυροδέματος (EN 1998-2 (Ε)).	61
6.9	Τριαξονική ένταση περισφιγμένου σκυροδέματος (Φαρδής, 2015).	62
6.10	Σχηματική απεικόνιση των μελών του καταστρώματος λόγω της διαφοράς της θέσης του κέντρου βάρους.	64
6.11	Τοπικοί άξονες μέλους (OpenSees Wiki).	66
6.12	Σχηματική απεικόνιση εντολής γεωμετρικού μετασχηματισμού (OpenSees Wiki).	67
6.13	Διατομή ινών που διακρίνονται οι ίνες του σκυροδέματος επικάλυψης, του περισφιγμένου πυρήνα και του διαμήκη οπλισμού. Στο κείμενο που ακολουθεί μετά το σχήμα έχει φύγει η αγκύλη	69
6.14	Σχηματική απεικόνιση δημιουργίας ορθογωνικής διατομής (OpenSees Wiki).	70
6.15	Σχηματική απεικόνιση τρόπου εισαγωγής οπλισμού (OpenSees Wiki).	70
6.16	Σχηματική απεικόνιση ελαστομερούς εφεδράνου και προσανατολισμός τοπικών αξόνων. Η πρόταση στο τέλος της σελίδας μήπως να άει στην επόμενη?	72
6.17	Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων υλικού uniaxialMaterial Elastic (OpenSees Wiki).	74
6.18	Στοιχείο λικνισμού με απεικόνιση των περιοχών μη γραμμικής κατανομής φόρτισης (Avgenakis and Psycharis, 2017).	75
6.19	(α) Παραμόρφωση μέλους ,(b) προφίλ επιμήκυνσης διατομής για συμβατικό ραβδόμορφο στοιχείο και για στοιχείο λικνισμού (Avgenakis and Psycharis, 2017).	76
6.20	Σχηματική απεικόνιση προσομοίωσης λικνιζόμενου βάρους με τοποθέτηση έκκεντρων τενόντων.	78
6.21	Σχηματική απεικόνιση της σύνδεσης των εφεδράνων του ακροβάθρου με το φορέα του καταστρώματος.	79
7.1	Τυπική μορφή καμπύλης ικανότητας κατασκευής (Ψυχάρης, 2015)	90
7.2	Εύρεση συντελεστών ιξώδους απόσβεσης συναρτήσει της ιδιοσυχνότητας.	95
8.1	Καμπύλη ικανότητας της γέφυρας με μονολιθική σύνδεση των βάρων με το φορέα του καταστρώματος (α) κατά τη διαμήκη διεύθυνση και (β) κατά την εγκάρσια.	98
8.2	Καμπύλη ικανότητας της γέφυρας με ελαστομεταλλικά εφέδρανα στα μεσόβαθρα (α) κατά τη διαμήκη διεύθυνση και (β) κατά την εγκάρσια.	99
8.3	Καμπύλη ικανότητας της γέφυρας με δυνατότητα λικνισμού των βάρων (α) κατά τη διαμήκη διεύθυνση και (β) κατά την εγκάρσια.	99
8.4	Καμπύλη ικανότητας της γέφυρας με δυνατότητα λικνισμού των βάρων και τοποθέτηση έκκεντρων τενόντων (α) κατά τη διαμήκη διεύθυνση και (β) κατά την εγκάρσια.	99

8.51	Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά x, y και συνολική μετακίνηση για τον σεισμικό συνδυασμό 6.PLS.L .	126
8.52	Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά x, y και συνολική μετακίνηση για τον σεισμικό συνδυασμό 6.PLS.T .	127
8.53	Βρόχος υστέρησης ροπής στη διαμήκη διεύθυνση και drift κατά την εγκάρσια για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 1.PLS.L .	129
8.54	Βρόχος υστέρησης ροπής στη διαμήκη διεύθυνση και drift κατά την εγκάρσια για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 1.PLS.T .	130
8.55	Βρόχος υστέρησης ροπής στη διαμήκη διεύθυνση και drift κατά την εγκάρσια για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 2.PLS.L .	131
8.56	Βρόχος υστέρησης ροπής στη διαμήκη διεύθυνση και drift κατά την εγκάρσια για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 2.PLS.T .	132
8.57	Βρόχος υστέρησης ροπής στη διαμήκη διεύθυνση και drift κατά την εγκάρσια για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 3.PLS.L .	133
8.58	Βρόχος υστέρησης ροπής στη διαμήκη διεύθυνση και drift κατά την εγκάρσια για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 3.PLS.T .	134
8.59	Βρόχος υστέρησης ροπής στη διαμήκη διεύθυνση και drift κατά την εγκάρσια για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 4.PLS.L .	135
8.60	Βρόχος υστέρησης ροπής στη διαμήκη διεύθυνση και drift κατά την εγκάρσια για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 4.PLS.T .	136
8.61	Βρόχος υστέρησης ροπής στη διαμήκη διεύθυνση και drift κατά την εγκάρσια για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 5.PLS.L .	137
8.62	Βρόχος υστέρησης ροπής στη διαμήκη διεύθυνση και drift κατά την εγκάρσια για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 5.PLS.T .	138
8.63	Βρόχος υστέρησης ροπής στη διαμήκη διεύθυνση και drift κατά την εγκάρσια για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 6.PLS.L .	139
8.64	Βρόχος υστέρησης ροπής στη διαμήκη διεύθυνση και drift κατά την εγκάρσια για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 6.PLS.T .	140
8.65	Βρόχος υστέρησης ροπής στην εγκάρσια διεύθυνση και drift κατά τη διαμήκη για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 1.PLS.L .	142
8.66	Βρόχος υστέρησης ροπής στην εγκάρσια διεύθυνση και drift κατά τη διαμήκη για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 1.PLS.T .	143

8.67	Βρόχος υστέρησης ροπής στην εγκάρσια διεύθυνση και drift κατά τη διαμήκη για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 2.PLS.L .	144
8.68	Βρόχος υστέρησης ροπής στην εγκάρσια διεύθυνση και drift κατά τη διαμήκη για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 2.PLS.T .	145
8.69	Βρόχος υστέρησης ροπής στην εγκάρσια διεύθυνση και drift κατά τη διαμήκη για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 3.PLS.L .	146
8.70	Βρόχος υστέρησης ροπής στην εγκάρσια διεύθυνση και drift κατά τη διαμήκη για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 3.PLS.T .	147
8.71	Βρόχος υστέρησης ροπής στην εγκάρσια διεύθυνση και drift κατά τη διαμήκη για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 4.PLS.L .	148
8.72	Βρόχος υστέρησης ροπής στην εγκάρσια διεύθυνση και drift κατά τη διαμήκη για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 4.PLS.T .	149
8.73	Βρόχος υστέρησης ροπής στην εγκάρσια διεύθυνση και drift κατά τη διαμήκη για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 5.PLS.L .	150
8.74	Βρόχος υστέρησης ροπής στην εγκάρσια διεύθυνση και drift κατά τη διαμήκη για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 5.PLS.T .	151
8.75	Βρόχος υστέρησης ροπής στην εγκάρσια διεύθυνση και drift κατά τη διαμήκη για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 6.PLS.L .	152
8.76	Βρόχος υστέρησης ροπής στην εγκάρσια διεύθυνση και drift κατά τη διαμήκη για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 6.PLS.T .	153
8.77	Ιστόγραμμα της ανηγμένης διαμήκης μετακίνησης του καταστρώματος για τα λικνιζόμενα βάθρα ως προς την αντίστοιχη μετακίνηση της γέφυρας με τα εφέδρανα, για τους σεισμικούς συνδυασμούς.	154
8.78	Ιστόγραμμα της ανηγμένης εγκάρσιας μετακίνησης του καταστρώματος για τα λικνιζόμενα βάθρα ως προς την αντίστοιχη μετακίνηση της γέφυρας με τα εφέδρανα, για τους σεισμικούς συνδυασμούς.	155
8.79	Ιστόγραμμα της ποσοστιαίας μείωσης της διαμήκης μετακίνησης του καταστρώματος για τα λικνιζόμενα βάθρα με τένοντα ως προς την αντίστοιχη μετακίνηση της γέφυρας με τα ελεύθερα λικνιζόμενα βάθρα, για τους σεισμικούς συνδυασμούς.	156
8.80	Ιστόγραμμα της ποσοστιαίας μείωσης της εγκάρσιας μετακίνησης του καταστρώματος για τα λικνιζόμενα βάθρα με τένοντα ως προς την αντίστοιχη μετακίνηση της γέφυρας με τα ελεύθερα λικνιζόμενα βάθρα, για τους σεισμικούς συνδυασμούς.	157

8.81	Ιστόγραμμα της ανηγμένης μέγιστης ροπής του πόδα των βάθρων στη διαμήκη διεύθυνση για τα λικνιζόμενα βάθρα και τα βάθρα με εφέδρανα, στην αντίστοιχη ροπή των μονολιθικών βάθρων, για τους σεισμικούς συνδυασμούς.	158
8.82	Ιστόγραμμα της ανηγμένης μέγιστης ροπής του πόδα των βάθρων στην εγκάρσια διεύθυνση για τα λικνιζόμενα βάθρα και τα βάθρα με εφέδρανα, στην αντίστοιχη ροπή των μονολιθικών βάθρων, για τους σεισμικούς συνδυασμούς.	159
8.83	Ιστόγραμμα της ποσοστιαίας αύξησης της ροπής στη διαμήκη διεύθυνση στον πόδα των μεσοβάθρων για τα λικνιζόμενα βάθρα με τένοντα ως προς την αντίστοιχη ροπή των ελεύθερων λικνιζόμενων βάθρων, για τους σεισμικούς συνδυασμούς.	160
8.84	Ιστόγραμμα της ποσοστιαίας αύξησης της ροπής στην εγκάρσια διεύθυνση στον πόδα των μεσοβάθρων για τα λικνιζόμενα βάθρα με τένοντα ως προς την αντίστοιχη ροπή των ελεύθερων λικνιζόμενων βάθρων, για τους σεισμικούς συνδυασμούς.	161
8.85	Ιστόγραμμα του ανηγμένου drift των βάθρων στη διαμήκη διεύθυνση ως προς την κρίσιμη γωνία ανατροπής του.	162
8.86	Ιστόγραμμα του ανηγμένου drift των βάθρων στην εγκάρσια διεύθυνση ως προς την κρίσιμη γωνία ανατροπής του.	162
8.87	Σημεία μέγιστης σεισμικής απόκρισης στην καμπύλη ικανότητας για τη γέφυρα με μονολιθική σύνδεση των βάθρων με το φορέα του καταστρώματος. Εάν πάει στην προηγούμενη σελίδα?	164
8.88	Σημεία μέγιστης σεισμικής απόκρισης στην καμπύλη ικανότητας για τη γέφυρα με χρήση ελαστομεταλλικών εφεδράνων στα βάθρα.	164
8.89	Σημεία μέγιστης σεισμικής απόκρισης στην καμπύλη ικανότητας για τη γέφυρα με δυνατότητα λικνισμού των βάθρων.	165
8.90	Σημεία μέγιστης σεισμικής απόκρισης στην καμπύλη ικανότητας για τη γέφυρα με δυνατότητα λικνισμού των βάθρων και τοποθέτηση έκκεντρης προέντασης.	165

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ

Αριθμός	Περιγραφή	Σελ.
5.1	Φορτία μόνιμων δράσεων που ασκούνται στο φορέα του καταστρώματος.	41
5.2	Λίστα παλμικών καταγραφών.	43
6.1	Μηχανικές ιδιότητες σκυροδέματος κατηγορίας C30/35 βάση ΕΚ 2.	58
6.2	Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομών φορέα καταστρώματος.	65
6.3	Τιμές δυσκαμψιών για τα εφέδρανα των μεσοβάθρων σε καθολικούς άξονες.	73
6.4	Τιμές δυσκαμψιών για τα εφέδρανα των ακροβάθρων σε καθολικούς άξονες.	79
8.1	Ιδιοπερίοδος και δρώσα ιδιομορφική μάζα για τη διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση για την μονολιθική σύνδεση βάθρων-καταστρώματος.	97
8.2	Ιδιοπερίοδος και δρώσα ιδιομορφική μάζα για τη διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση για τη σύνδεση βάθρων-καταστρώματος επί εφεδράνων.	97
8.3	Ιδιοπερίοδος και δρώσα ιδιομορφική μάζα για τη διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση για τη γέφυρα με λικνιζόμενα βάθρα.	98
8.4	Ιδιοπερίοδος και δρώσα ιδιομορφική μάζα για τη διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση για τη γέφυρα με λικνιζόμενα βάθρα με έκκεντρη προένταση.	98
8.5	Μέγιστη μετακίνηση κατ' απόλυτη τιμή του καταστρώματος κατά το διαμήκη άξονα για το σύνολο των σεισμικών συνδυασμών και για τα μοντέλα με μονολιθική σύνδεση, με εφέδρανα και με λικνισμό.	107
8.6	Μέγιστη μετακίνηση κατ' απόλυτη τιμή του καταστρώματος κατά τον εγκάρσιο άξονα για το σύνολο των σεισμικών συνδυασμών και για τα μοντέλα με μονολιθική σύνδεση, με εφέδρανα και με λικνισμό.	114
8.7	Μέγιστη μετακίνηση κατ' απόλυτη τιμή του καταστρώματος κατά το διαμήκη και εγκάρσιο άξονα για το σύνολο των σεισμικών συνδυασμών και για τα μοντέλα με ελεύθερα λικνιζόμενα βάθρα και με λικνιζόμενα βάθρα με τοποθέτηση τενόντων.	128

Κεφάλαιο 1

Εισαγωγή

Η σύγχρονη φιλοσοφία αντισεισμικού σχεδιασμού γεφυρών που ακολουθείται παγκοσμίως από τους μηχανικούς βασίζεται στην πλάστιμη συμπεριφορά των βάρων. Σύμφωνα με τον υπάρχων αντισεισμικό σχεδιασμό, στη διάρκεια ζωής του έργου αναμένονται να αναπτυχθούν βλάβες σε προκαθορισμένες θέσεις και πλαστικές παραμορφώσεις κατά την εμφάνιση του σεισμού σχεδιασμού. Ωστόσο, η δεδομένη προσέγγιση σχεδιασμού απαιτεί μετά την εμφάνιση ενός ισχυρού σεισμού τα στοιχεία που έχουν υποστεί βλάβες να επισκευαστούν, προσθέτοντας ένα σημαντικό κόστος στη συντήρηση της κατασκευής. Λόγω των πιθανών μεγάλων παραμένουσων παραμορφώσεων στα μέλη, η διαδικασία επισκευής μπορεί να καθίσταται δυσχερής και πολλές φορές να απαιτείται να διακοπεί η χρήση της γέφυρας, προσθέτοντας ένα κόστος το οποίο μπορεί να μην είχε προβλεφθεί.

Με δεδομένα τα παραπάνω μειονεκτήματα και σε συνδυασμό με τη νέα τάση στο σχεδιασμό κατασκευών για ανθεκτικότητα έναντι των δράσεων που επιβάλλονται (resilience design-βασίζεται στην ικανότητα προσαρμογής στις μεταβαλλόμενες συνθήκες και επαναφοράς στην αρχική κατάσταση), το ενδιαφέρον των μηχανικών στράφηκε τα τελευταία χρόνια στα πλεονεκτήματα της σεισμικής μόνωσης γεφυρών επιτρέποντας στα βάρη να ανασηκώνονται, πιο συγκεκριμένα να ταλαντώνονται γύρω από συγκεκριμένα σημεία. Η τάση προς το σχεδιασμό βάρων με δυνατότητα λικνισμού συνετέλεσε και το γεγονός ανάγκης μείωσης του χρόνου κατασκευής της γέφυρας, που υλοποιείται με τη σταδιακή αντικατάσταση της επιτόπου σκυροδέτησης των μονολιθικών συνδέσεων με τη χρήση συνδέσεων προκατασκευασμένων μελών.

Η φιλοσοφία σχεδιασμού γεφυρών με λικνιζόμενα βάρη δεν είναι νέα, το 1970 κατασκευάστηκε η σιδηροδρομική γέφυρα Rangitikei στη New Zealand με δυνατότητα λικνισμού των βάρων (Εικόνα 1.1). Η χρήση λικνιζόμενων στοιχείων έχει εφαρμοστεί και σε άλλες κατασκευές του πολιτικού μηχανικού, όπως η καμινάδα στο αεροδρόμιο Christchurch (Εικόνα 1.2) και η τοποθέτηση λικνιζόμενων τοιχίων σε κτήρια. Παρ' όλα αυτά οι κανονισμοί σχεδιασμού δεν αναφέρουν κάποια προτεινόμενη μεθοδολογία για το σχεδιασμό των λικνιζόμενων βάρων αλλά ούτε και κατασκευαστικές λεπτομέρειες για τη μόνωσή τους. Κρίνεται λοιπόν αναγκαίο οι έρευνες να επικεντρωθούν σε αυτά τα σημεία και τα αποτελέσματά τους να εισαχθούν στους κανονισμούς προκειμένου η λύση των λικνιζόμενων βάρων να είναι εφαρμόσιμη με μεγαλύτερη ευχέρεια.

Η παρούσα εργασία περιλαμβάνει τη μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς ευθύγραμμης γέφυρας με ψηλά λικνιζόμενα βάθρα. Για την εξαγωγή συμπερασμάτων για την απόκριση της γέφυρας με λικνιζόμενα βάθρα, μελετάται και η σεισμική απόκριση γέφυρας ίδιας γεωμετρίας αλλά με μονολιθική σύνδεση και με τοποθέτηση ελαστομεταλλικών εφεδράνων στα βάθρα.



Εικόνα 1.1: Σιδηροδρομική γέφυρα Rangitikei (New Zealand) με λικνιζόμενα βάθρα.



Εικόνα 1.2: Καμινάδα στο αεροδρόμιο Christchurch με δυνατότητα λικνισμού.

Κεφάλαιο 2

Λικνισμός

Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται μια σύντομη βιβλιογραφική ανασκόπηση σχετικά με την περιγραφή της απόκρισης άκαμπτων σωμάτων που τίθενται σε λικνισμό. Οι πρώτες μελέτες σχετικά με τον λικνισμό ενός άκαμπτου σώματος διατυπώθηκαν από το Housner (1963) ύστερα από οπτική παρατήρηση της συμπεριφοράς λιγυρών κατασκευών κατά τη διάρκεια του σεισμού στη Chile (1960). Τα επόμενα χρόνια μέχρι και σήμερα πλήθος ερευνητών ασχολήθηκε με τη μελέτη της δυναμικής απόκρισης όχι μόνο του άκαμπτου σώματος αλλά και του λικνιζόμενου πλαισίου που απαρτίζεται από άκαμπτα μέλη (Komodromos-2009, Makris and Vassiliou-2012, Voyagaki et al-2014, Giouvanidis and Dimitrakopoulos-2016). Στις τρεις πρώτες ενότητες γίνεται αναφορά των αναλυτικών σχέσεων που έχουν προταθεί για τη σεισμική απόκριση του λικνιζόμενου σώματος και του λικνιζόμενου πλαισίου που είτε εδράζεται ελεύθερο επί της βάσης είτε συγκρατείται με τη χρήση τενόντων προέντασης, με την παραδοχή ότι τα στοιχεία είναι απαραμόρφωτα. Στην τελευταία ενότητα του κεφαλαίου αναφέρονται πειραματικές έρευνες και μελέτες δυναμικών αναλύσεων που έχουν γίνει για την εφαρμογή της κίνησης του λικνισμού ως σύστημα σεισμικής μόνωσης των βάρων γεφυρών.

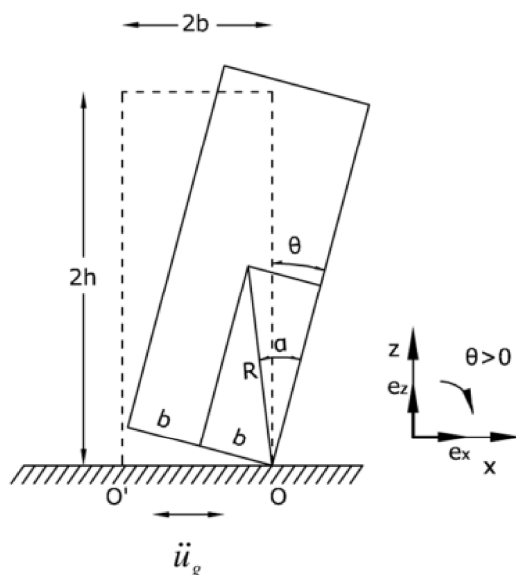
2.1 Λικνισμός άκαμπτου σώματος

Το πρόβλημα το οποίο μελετάται στην παρούσα ενότητα, αφορά την περιγραφή της κίνησης λόγω λικνισμού για ένα ελευθέρως εδραζόμενο άκαμπτο σώμα επί οριζόντιας άκαμπτης βάσης. Η μελέτη αφορά ένα ορθογωνικό σώμα δύο διαστάσεων και η γεωμετρία του μπορεί να περιγραφεί πλήρως από τον ορισμό της λυγηρότητας λ και της ραδιότητας α του στοιχείου, που δίνονται από τους ακόλουθους τύπους όπου b και h είναι το ημιπλάτος και το μισό ύψος του σώματος, αντίστοιχα.

$$\lambda = \frac{b}{h} \quad (2.1)$$

$$\alpha = \arctan\left(\frac{b}{h}\right) \quad (2.2)$$

Το σώμα εξαιτίας της λικνιστικής του απόκρισης εκτελεί ταλάντωση μεταξύ των σημείων περιστροφής O και O' (Σχήμα 2.1), με την υπόθεση ότι ο συντελεστής τριβής μεταξύ της επιφάνειας έδρασης και του σώματος είναι αρκετά μεγάλος έτσι ώστε να μην συμβαίνει ολίσθηση. Λόγω της συμμετρίας του σώματος ως προς τους άξονες και την ομοιογένεια του υλικού του, η θέση του κέντρου βάρους βρίσκεται σε απόσταση h από τη βάση και b από την άκρη, συγκεκριμένα το κέντρο βάρους βρίσκεται σε ακτινική απόσταση R από τα σημεία περιστροφής O και O' , με $R = \sqrt{b^2 + h^2}$. Άλλα σημαντικά χαρακτηριστικά του σώματος για την περιγραφή της ταλάντωσής του είναι η μάζα m και η ροπή αδράνειας I_o ως προς το σημείο O ή O' , όπου για ορθογωνική διατομή ισούται με $4mR^2/3$. Το μέγεθος απόκρισης που παρουσιάζει σημαντικό ενδιαφέρον για την εξαγωγή των αποτελεσμάτων είναι η γωνία περιστροφής, δηλαδή η γωνία απόκλισης του σώματος από την κατακόρυφο που συμβολίζεται με θ .



Σχήμα 2.1: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά άκαμπτου σώματος (Makris, 2012).

Στην περίπτωση που το σώμα εδράζεται σε μια βάση η οποία υπόκειται σε οριζόντια επιτάχυνση, $\ddot{u}_g(t)$, η έναρξη της κίνησης πραγματοποιείται μόλις η ροπή επαναφοράς λόγω του ιδίου βάρους του σώματος υπερβεί τη ροπή ανατροπής που αναπτύσσεται λόγω της επιτάχυνσης, παρακάτω δίνεται η μαθηματική σχέση της συνθήκης.

$$m \cdot g \cdot b \leq m \cdot \ddot{u}_g \cdot h \quad (2.3)$$

όπου για λυγηρά στοιχεία με $\alpha < 20^\circ$ η σχέση παίρνει την εξής μορφή

$$\frac{\ddot{u}_g}{g} \geq \alpha \quad (2.4)$$

Στην περίπτωση που συντρέχουν οι συνθήκες που αναφέρθηκαν για την ανύψωση του σώματος, η μη γραμμική εξίσωση που περιγράφει την κίνηση είναι η εξής (Housner, 1963).

$$I_o \ddot{\theta} + mgR \sin(\alpha - \theta \operatorname{sgn}(\theta)) \operatorname{sgn}(\theta) = m \ddot{u}_g R \cos(\alpha - \theta \operatorname{sgn}(\theta)) \quad (2.5)$$

όπου για $\alpha < 20^\circ$ η παραπάνω σχέση απλοποιείται και προκύπτει ως εξής

$$\ddot{\theta} - p^2 \theta = p^2 \frac{\ddot{u}_g}{g} - p^2 \alpha \operatorname{sgn}(\theta) \quad (2.6)$$

όπου η ποσότητα p συμβολίζει τη χαρακτηριστική συχνότητα του λικνιζόμενου σώματος και ισούται $p = \sqrt{3g/4R}$. Προκειμένου να προσομοιωθεί η εναλλαγή του προσήμου της γωνίας θ και ως επακόλουθο η εναλλαγή του σημείου περιστροφής O και O' , χρησιμοποιείται η μαθηματική συνάρτηση προσήμου (sgn).

Στην πραγματικότητα σε περίπτωση που το άκαμπτο σώμα ανυψωθεί δεν είναι βέβαιο ότι θα αρχίσει να ταλαντώνεται ανάμεσα στις δυο θέσεις. Μόλις το σώμα ανυψωθεί υπάρχουν τρία πιθανά σενάρια κίνησης του, το πρώτο σχετίζεται με την ανατροπή του σώματος πριν ακόμα έρθει σε επαφή με τη βάση, το δεύτερο αφορά την ανατροπή του αφού έχουν επέλθει ορισμένες κρούσεις, ενώ το τελευταίο σενάριο είναι το σώμα να υπόκεινται σε λικνισμό αλλά χωρίς την ανατροπή του μετά το πέρας της δράσης της οριζόντιας επιτάχυνσης. Οι Voyagaki et al (2014) ποσοτικοποίησαν τα κριτήρια ανατροπής του σώματος για τις επιβαλλόμενες διεγέρσεις. Για τη δράση μονομερών διεγέρσεων αρκεί το σώμα να ανατραπεί αν σε οποιαδήποτε χρονική στιγμή η γωνία απόκλισης ισούται με τη ραδιότητα, αντίθετα για διμερές διεγέρσεις πρέπει επιπλέον να εμφανιστεί άρτιο πλήθος καταστάσεων ισορροπίας του σώματος, δηλαδή $\dot{\theta} = 0$.

Στην περίπτωση που το σώμα εκτελεί λικνιστική κίνηση, η εναλλαγή από τη μια θέση περιστροφής στην άλλη εμφανίζεται με ταυτόχρονη απώλεια της κινητικής ενέργειας κατά τη στιγμή της κρούσης του σώματος στη βάση. Υπό την υπόθεση ότι η κρούση είναι ανελαστική και εφαρμόζοντας την διατήρηση της στροφορμής προκύπτει ότι η μείωση της κινητικής ενέργειας που παρατηρείται σε κάθε μισό κύκλο ταλάντωσης, ισούται με το τετράγωνο του λόγου της γωνιακής ταχύτητας λίγο πριν και λίγο μετά από την κρούση. Παρακάτω δίνεται η μαθηματική σχέση της απώλειας ενέργειας και η σχέση που κατέληξε ο Housner (1963) για τον υπολογισμό της ενέργειας που χάνεται, βάση των γεωμετρικών χαρακτηριστικών του ορθογωνικού σώματος.

$$r = \left(\frac{\dot{\theta}^+}{\dot{\theta}^-} \right)^2 \quad (2.7)$$

$$r = \left(1 - \frac{3}{2} \sin^2 \alpha \right)^2 \quad (2.8)$$

Όσο αναφορά την επιρροή των πραγματικών εδαφικών καταγραφών με φαινόμενα κατευθυντικότητας στην κίνηση λικνισμού οι Voyagaki et al (2014) διατύπωσαν ότι όταν η περιοχή μεγάλων επιταχύνσεων και συχνοτήτων είναι τοποθετημένη στην αρχή της χρονοϊστορίας μπορεί να βελτιώσει τη συμπεριφορά του λικνιζόμενου σώματος και αυτό να μην ανατραπεί. Ενώ οι Makris και Roussos (2000) διατύπωσαν ότι η ανατροπή του λικνιζόμενου σώματος σε παλμούς κοντινού πεδίο εξαρτάται από τη συχνότητα ταλάντωσης, συγκεκριμένα παρατήρησαν ότι μικρά σώματα είναι πιο επιρρεπή να ανατραπούν στην τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης, ενώ τα μεγαλύτερα στην αύξηση της εδαφικής ταχύτητας. Οι Makris και Vasilio (2011) μελετώντας την απόκριση του λικνιζόμενου σώματος σε παλμούς διατύπωσαν ένα κριτήριο σχεδιασμού αναφορικά με τη γεωμετρία του, το κριτήριο που κατέληξαν προσδιορίζει την ελάχιστη τιμή της ραδινότητας του στοιχείου έτσι ώστε να παραμείνει σταθερό και να μην ανατραπεί για το σεισμό σχεδιασμού. Παρακάτω δίνεται η μαθηματική σχέση.

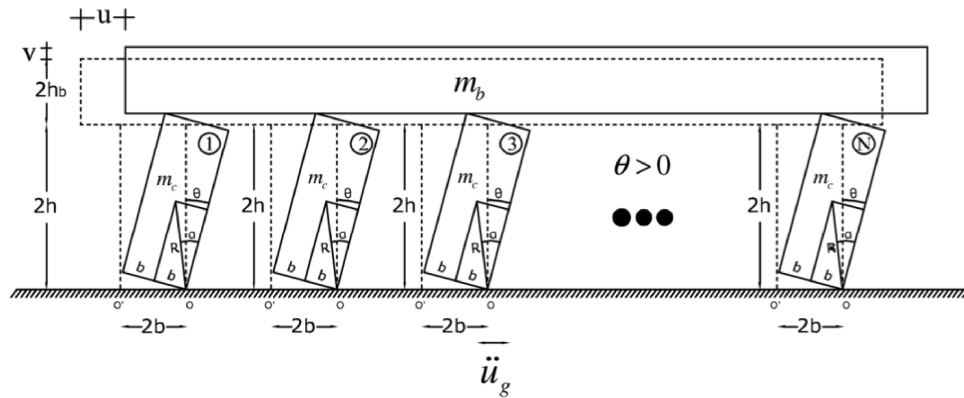
$$\alpha = \frac{\alpha_p}{g} \cdot \frac{p \cdot T_p}{1 + p \cdot T_p} \quad (2.9)$$

2.2 Λικνισμός άκαμπτου πλαισίου

Σε αυτή την ενότητα κρίνεται απαραίτητο να γίνει αναφορά και στην περιγραφή της κίνησης του λικνιζόμενου πλαισίου, αφού μπορεί να θεωρηθεί ότι προσεγγίζει την συμπεριφορά γέφυρας με λικνιζόμενα βάρη στη διαμήκη διεύθυνση.

Η επίπεδη απόκριση του λικνιζόμενου πλαισίου είναι παρόμοια με την απόκριση του άκαμπτου λικνιζόμενου σώματος. Οι σχέσεις που παρουσιάζονται αφορούν πλαίσιο αποτελούμενο από N σε πλήθος άκαμπτα σώματα με την ίδια λυγηρότητα και ραδινότητα, όπως το μονόστυλο στοιχείο, στα οποία τοποθετείται στην κορυφή τους ελευθέρως εδραζόμενη άκαμπτη δοκός. Η μόνη νέα παράμετρος που εισάγεται για την περιγραφή της κίνησης είναι ο λόγος γ της μάζας της δοκού m_b προς τη μάζα των στύλων Nm_c .

Το πλαίσιο όπως και στην περίπτωση του μεμονωμένου στύλου εκτελεί ταλάντωση μεταξύ των σημείων Ο και Ο' στη βάση του, αλλά και στα σημεία επαφής με τη δοκό (Σχήμα 2.2) με δυνατότητα επαναφοράς στην αρχική του θέση. Η υπόθεση που γίνεται είναι ότι ο συντελεστής τριβής είναι αρκετά μεγάλος τέτοιος ώστε να μην εμφανιστεί ολίσθηση τόσο ανάμεσα στους στύλους και στη βάση, όσο και στους στύλους με τη δοκό. Ο μοναδικός βαθμός ελευθερίας του λικνιζόμενου πλαισίου είναι η γωνία θ , που ορίζεται όπως στο μονόστυλο. Όσο αναφορά την απόκριση της δοκού περιγράφεται από την οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση, u και v αντίστοιχα, οι οποίες είναι συνάρτηση της γωνίας θ .



Σχήμα 2.2: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά και διάταξη λικνιζόμενων άκαμπτων σωμάτων, τα οποία φέρουν άκαμπτη δοκό (Makris, 2012).

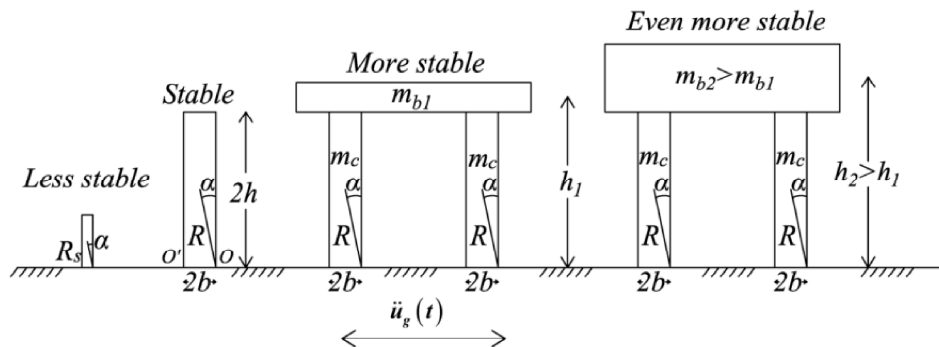
Στην περίπτωση που η βάση έδρασης υπόκειται σε οριζόντια επιτάχυνση, $\ddot{u}_g(t)$, η εξίσωση που περιγράφει την κίνηση του λικνιζόμενου πλαισίου με ορθογωνικούς στύλους παρουσιάζει ομοιότητες με την εξίσωση (2.6) και δίνεται παρακάτω (Makris et al ,2012).

$$\ddot{\theta} = -\frac{1+2\gamma}{1+3\gamma} p^2 \left[\sin(\alpha \operatorname{sgn}(\theta) - \theta) + \frac{\ddot{u}_g}{g} \cos(\alpha \operatorname{sgn}(\theta) - \theta) \right] \quad (2.10)$$

Όπου η ποσότητα p είναι η συχνότητα του μεμονωμένου σώματος (βλ. 2.1), ενώ η συχνότητα του λικνιζόμενου πλαισίου συμβολίζεται ως \hat{p} και υπολογίζεται με τον ακόλουθο τύπο.

$$\hat{p} = \sqrt{\frac{1+2\gamma}{1+3\gamma}} p \quad (2.11)$$

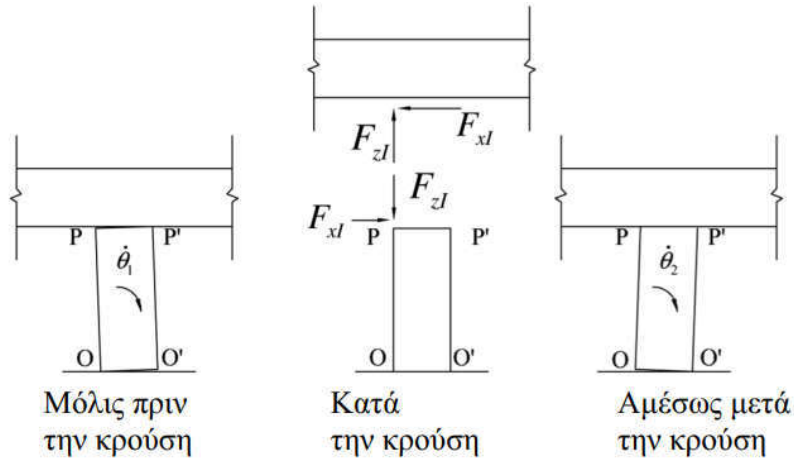
Σύμφωνα με τις εξισώσεις (2.5) , (2.10) και (2.11) συμπεραίνουμε ότι όταν η μάζα της δοκού είναι πολύ μικρότερη συγκριτικά με των στύλων, δηλαδή ο λόγος γ τείνει στο 0, τότε η λικνιστική απόκριση του πλαισίου είναι πολύ κοντά με του μεμονωμένου στύλου. Σε αντίθεση με την περίπτωση που η μάζα της δοκού είναι αρκετά μεγαλύτερη, δηλαδή η ποσότητα $\frac{1+2\gamma}{1+3\gamma}$ τείνει στην τιμή 2/3. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι η απόκριση του πλαισίου είναι παρόμοια με την απόκριση ενός μεμονωμένου στύλου με την ίδια λυγηρότητα αλλά μεγαλύτερες διαστάσεις, αφού η συχνότητα του πρέπει να ισούται με το $\sqrt{2/3}p$. Ο Komodromos (2009) επισήμανε ότι καθώς αυξάνεται το βάρος της δοκού στα λικνιζόμενα πλαίσια, αυξάνεται και η σταθερότητά τους, παρά την μετατόπιση του κέντρου βάρους προς τα πάνω (Σχήμα 2.3). Ενώ οι Makris και Vassiliou (2012) παρατήρησαν ότι η ευστάθεια του λικνιζόμενου πλαισίου δεν εξαρτάται άμεσα από το πλήθος των στύλων αλλά από το λόγο των μαζών γ .



Σχήμα 2.3: Σχηματική απεικόνιση της αύξησης της σταθερότητας των λικνιζόμενων στοιχείων με την αύξηση των διαστάσεων τους (Makris, 2012).

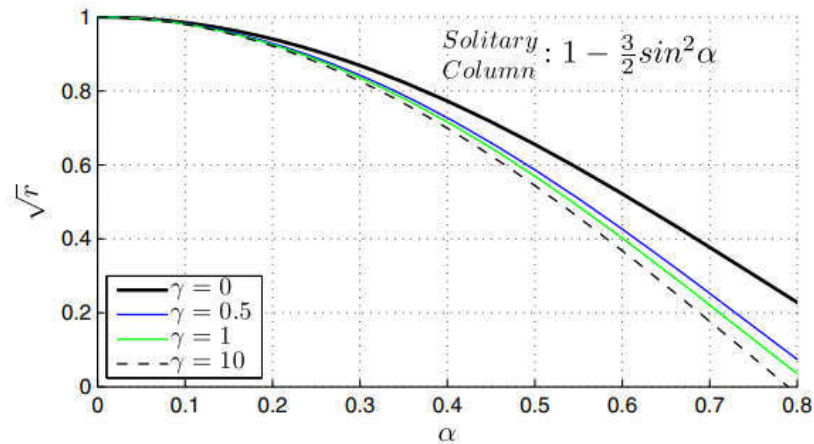
Όπως επισημάνθηκε προηγουμένως η λικνιστική απόκριση του πλαισίου παρουσιάζει ομοιότητες με του μεμονωμένου στύλου, αυτό επιβεβαιώνεται και στην απαραίτητη συνθήκη προκειμένου να γίνει έναρξη του κινήσεως του λικνισμού για τους στύλους του πλαισίου, η οποία είναι ίδια με την περίπτωση του μονόστουλου και ανεξάρτητη από τη μάζα του πλαισίου. Η βασική διαφοροποίηση ανάμεσα στις δύο αποκρίσεις συναντάται στην απώλεια της κινητικής ενέργειας κατά τη φάση επαφής στις θέσεις περιστροφής. Η διαφοροποίηση έγκειται στο γεγονός ότι απώλεια της ενέργειας σημειώνεται και από την εναλλαγή των σημείων P και P' στη δοκό. Στο Σχήμα 2.4 απεικονίζονται οι δυνάμεις που αναπτύσσονται στην κορυφή των στύλων και στη δοκό κατά τη στιγμή της επαφής. Έτσι η σχέση που προτάθηκε από το Housner (1963) λαμβάνει την εξής μορφή.

$$r = \left(\frac{1 - \frac{3}{2} \sin^2 \alpha + 3\gamma \cos 2\alpha}{1 + 3\gamma} \right)^2 \quad (2.12)$$



Σχήμα 2.4: Διάταξη λικνιζόμενου στύλου που φέρει ελευθέρως εδραζόμενη δοκό λίγο πριν την κρούση και μετά την κρούση μαζί με τις δυνάμεις που αναπτύσσονται στο σημείο P λόγω λικνισμού στο νέο σημείο O' (Makris, 2012).

Συγκρίνοντας τις εξισώσεις (2.8) και (2.12) παρατηρούμε ότι η απώλεια της γωνιακής ταχύτητας \sqrt{r} , είναι πάντα μικρότερη από τη μέγιστη τιμή για το μεμονωμένο στύλο, αυτό υποδηλώνει ότι το πλαίσιο που ταλαντώνεται σε λικνισμό χάνει μεγαλύτερο ποσοστό ενέργειας λόγω των επιπλέον κρούσεων, από το αντίστοιχο μεμονωμένο. Στο Σχήμα 2.5 απεικονίζεται η απώλεια της γωνιακής ταχύτητας σε κάθε μισό κύκλο ταλάντωσης για διάφορες τιμές της ραδιότητας και του λόγου μαζών.



Σχήμα 2.5: Απεικόνιση της απώλειας της γωνιακής ταχύτητας συναρτήσει της ραδιονότητας των στύλων για διάφορες τιμές του λόγου $\gamma = m_b / Nm_c$ (Makris, 2012).

2.3 Λικνισμός άκαμπτου πλαισίου με τένοντα προέντασης

Εναλλακτική λύση του ελεύθερου λικνιζόμενου πλαισίου αποτελεί η τοποθέτηση τενόντων προέντασης στους στύλους, με δυνατότητα αρχικής τάνυσης εφόσον κρίνεται αναγκαίο. Το σύστημα αυτό επιτρέπει στους στύλους να επανέρχονται στην αρχική τους θέση μετά το πέρας του λικνισμού συμμετέχοντας στη δύναμη επαναφοράς πέρα από το ίδιο βάρος τους και τη δύναμη που αναπτύσσεται στον τένοντα. Πλεονέκτημα της εφαρμογής του συστήματος αποτελεί ότι με την κατάλληλη επιλογή του τένοντα η δυσκαμψία του πλαισίου μπορεί από αρνητική, που έχουν τα ελεύθερα λικνιζόμενα στοιχεία, να γίνει μηδέν ή ακόμα και θετική, όπως στις περιπτώσεις των πλαισιακών φορέων.

Η τοποθέτηση κατακόρυφων τενόντων στα λικνιζόμενα πλαίσια μπορεί να εφαρμοστεί και σε περιπτώσεις όπου επιθυμείται να αυξηθεί η τιμή της ελάχιστης επιτάχυνσης που απαιτείται για την έναρξη του λικνισμού. Η σχέση που κατέληξαν οι Makris και Vassiliou (2014) για τον προσδιορισμό της ελάχιστης επιτάχυνσης δίνεται παρακάτω.

$$\ddot{u}_g \geq g \cdot \tan \alpha \left(1 + \frac{2}{2\gamma + 1} \cdot \frac{P_o}{m_c g} \right) \quad (2.13)$$

Από την εξίσωση (2.13) συμπεραίνουμε ότι η θετική επίδραση της χρήσης τενόντων μειώνεται με την αύξηση του λόγου γ , δηλαδή σε πλαίσια όπου η δοκός

έχει σημαντικά μεγαλύτερη μάζα σε σχέση με τους στύλους η τιμή της ελάχιστης επιτάχυνσης για έναρξη του λικνισμού τείνει στην αντίστοιχη τιμή για το ελεύθερο πλαίσιο.

Στην περίπτωση που η βάση έδρασης υπόκειται σε οριζόντια επιτάχυνση, $\ddot{u}_g(t)$, η εξίσωση που περιγράφει την κίνηση του λικνιζόμενου πλαισίου με ορθογωνικούς στύλους και χρήση κατακόρυφης κεντρικής προέντασης δίνεται παρακάτω (Makris et al ,2014).

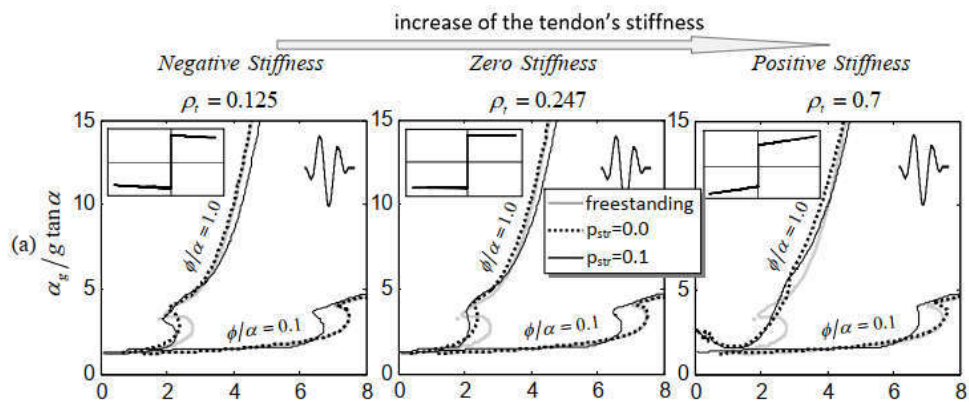
$$\ddot{\theta} = -\frac{1+2\gamma}{1+3\gamma} p^2 \left[\sin(\alpha \operatorname{sgn}(\theta) - \theta) + \frac{\ddot{u}_g}{g} \cos(\alpha \operatorname{sgn}(\theta) - \theta) \right] - \frac{2}{1+3\gamma} p^2 \sin \alpha \cdot \sin \theta \left(\frac{EA}{m_c g} \tan \alpha + \frac{P_o}{m_c g} \cdot \frac{1}{\sqrt{2-2\cos \theta}} \right) \quad (2.14)$$

Ο πρώτος όρος στο δεύτερο μέλος της εξίσωσης περιγράφει τη συμπεριφορά του λικνιζόμενου πλαισίου στην περίπτωση που είναι ελευθέρως εδραζόμενο, ενώ ο δεύτερος περιγράφει τη συνεισφορά της προέντασης στην κίνηση του. Ο όρος P_o στην εξίσωση (2.14) αναφέρεται στην αρχική δύναμη τάνυσης που μπορεί να δίνεται στον τένοντα, σε αντίστοιχες μελέτες που έχουν γίνει αναφέρεται ότι οι τένοντες στα λικνιζόμενα στοιχεία μπορεί να έχουν και μηδενική αρχική επιμήκυνση χωρίς να επηρεάζεται σημαντικά η απόκρισή τους. Ενώ ο όρος p ισούται με τη συχνότητα του λικνιζόμενου μεμονωμένου στύλου χωρίς την τοποθέτηση τένοντα προέντασης.

Η απώλεια ενέργειας που σημειώνεται σε κάθε κρούση του στύλου επί της βάσης έδρασης ισούται με την ίδια απώλεια ενέργειας στην περίπτωση που το λικνιζόμενο πλαίσιο εδράζεται ελεύθερο (βλ. 2.2). Αυτό το δικαιολογείται γιατί κατά την στιγμή της κρούσης η γωνία θ είναι μηδέν και επομένως ο τένοντας δεν έχει επιμηκυνθεί λόγω της λικνιστικής κίνησης του, και ως εκ τούτου δεν υπάρχει διαφοροποίηση στην διατήρηση της στροφορμής πριν και μετά την κρούση (Makris και Vassiliou, 2013).

Η αποτελεσματικότητα της τοποθέτησης τένοντα στη λικνιστική απόκριση εξαρτάται από το μέγεθος των στύλων αλλά και τα χαρακτηριστικά της εδαφικής κίνησης που υποβάλλεται στη βάση τους. Οι Γιουνανιδίς και Dimitrakopoulos (2016) μελετώντας τη σεισμική απόκριση του λικνιζόμενου πλαισίου με τοποθέτηση κεντρικού τένοντα τόσο σε παλμούς όσο και σε χρονίστοριες εδαφικών καταγραφών συμπεράναν ότι η τοποθέτηση τένοντα έχει ευεργετική συνεισφορά είτε σε στύλους με μικρές διαστάσεις ($\omega_g/p < 3$) που αναπτύσσουν μεγάλες τιμές της γωνίας απόκλισης ($\theta/\alpha = 1.0$) είτε σε στύλους με μεγαλύτερες διαστάσεις ($\omega_g/p > 3$) και μικρότερες γωνίες απόκλισης ($\theta/\alpha = 0.1$). Επίσης διατύπωσαν ότι με την αύξηση της δυσκαμψίας του

τένοντα αυξάνεται η συνολική πλευρική δυσκαμψία του συστήματος, αλλά χωρίς να σημειώνεται σημαντική μείωση των στροφών τους. Στο Σχήμα 2.6 αναπαρίστανται τα αποτελέσματα της μελέτης των Γιουανιδίς και Dimitrakopoulos (2016) σχετικά με τη σεισμική συμπεριφορά των λικνιζόμενων πλαισίων με κεντρική προένταση υπό την επιβολή παλμών. Στα διαγράμματα συγκρίνονται οι περιπτώσεις που οι τένοντες έχουν αρχική προένταση, μηδενική και η περίπτωση απουσίας τένοντα. Από τα παραπάνω συμπεραίνεται ότι καμία από τις προτεινόμενες λύσεις συστημάτων δεν μπορεί να αποτελεί τη βέλτιστη λύση για το σύνολο των σεισμικών καταγραφών, καθώς εξαρτάται από τα σεισμικά χαρακτηριστικά τους.



Σχήμα 2.6: Σεισμική απόκριση λικνιζόμενου βάθρου γέφυρας, στο οποίο επιβάλλεται παλμός σύμφωνα με τους Μανροειδής και Παραγεωργίου με χαρακτηριστικά $\nu_g=45^\circ$ και $\gamma_g=2.0$ (Γιουανιδίς, 2016) για διάφορες τιμές ογκομετρικού ποσοστού προέντασης.

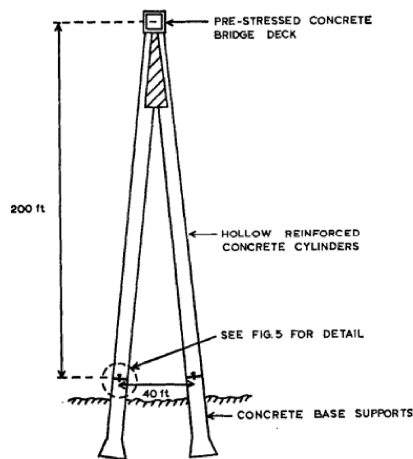
2.4 Παραδείγματα εφαρμογής λικνισμού σε βάθρα γεφυρών

Στις προηγούμενες ενότητες έγινε αναφορά στις σχέσεις που έχουν προταθεί για την περιγραφή της λικνιστικής κίνησης του μεμονωμένου σύλλου και του πλαισίου. Τα αποτελέσματα των μελετών μπορούν να εφαρμοστούν προσεγγιστικά και να προβλέψουν την απόκριση των γεφυρών με λικνιζόμενα βάθρα, εφαρμόζοντας τις σχέσεις του πλαισίου και του μεμονωμένου σώματος για την απόκριση κατά τη διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας, αντίστοιχα. Σε αυτό το σημείο πρέπει να σημειωθεί ότι οι σχέσεις κίνησης που αναφέρονται στις προηγούμενες ενότητες θεωρούν ότι τα λικνιζόμενα σώματα παραμένουν απαραμόρφωτα.

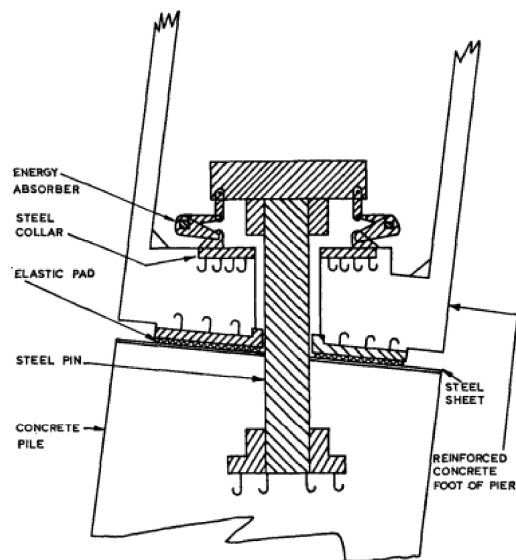
Στην παρούσα ενότητα κρίνεται απαραίτητο να παρουσιαστούν τα αποτελέσματα μελετών που έχουν διεξαχθεί τα τελευταία χρόνια και επικεντρώνονται στη σεισμική συμπεριφορά λικνιζόμενων βάθρων γεφυρών. Επίσης,

παρουσιάζονται προτάσεις που έχουν γίνει και αφορούν την κατασκευαστική μόρφωση των λικνιζόμενων βάθρων.

Οι Beck και Skinner (1974) πρότειναν την τοποθέτηση λικνιζόμενου βάθρου μορφής πλαισίου τύπου Λ (Σχήμα 2.7) για την κατασκευή της κοιλαδογέφυρας στη Νέα Ζηλανδία. Το βάθρο που πρότειναν μπορεί να εφαρμοστεί και σε άλλες γέφυρες με την προϋπόθεση ότι η γέφυρα είναι ίσων ανοιγμάτων και στηρίζεται σε βάθρα ίδιων διαστάσεων. Επίσης, ο σχεδιασμός του βάθρου επιτρέπει τη δυνατότητα της σύνδεσης του με το κατάστρωμα με άκαμπτη σύνδεση, προκειμένου να αποφεύγεται και η αξονική αστάθεια. Οι Beck και Skinner παρατηρώντας τη σεισμική απόκριση του λικνιζόμενου βάθρου πρότειναν την τοποθέτηση αποσβεστήρων ενέργειας τύπου Coulomb στη βάση τους, έτσι ώστε να αυξηθεί η συνολική απόσβεση του συστήματος. Όσο αναφορά τη μείωση των μεγάλων θλιπτικών τάσεων που αναπτύσσονται στο σημείο επαφής του βάθρου με το θεμέλιο κατά την κρούση αλλά και την ομοιόμορφη κατανομή τους, πρότειναν την τοποθέτηση ελαστικής ενίσχυσης. Στο Σχήμα 2.8 παρουσιάζεται το σκαρίφημα λεπτομερειών που πρότειναν για την μόρφωση της σύνδεσης του λικνιζόμενου βάθρου με το θεμέλιο.



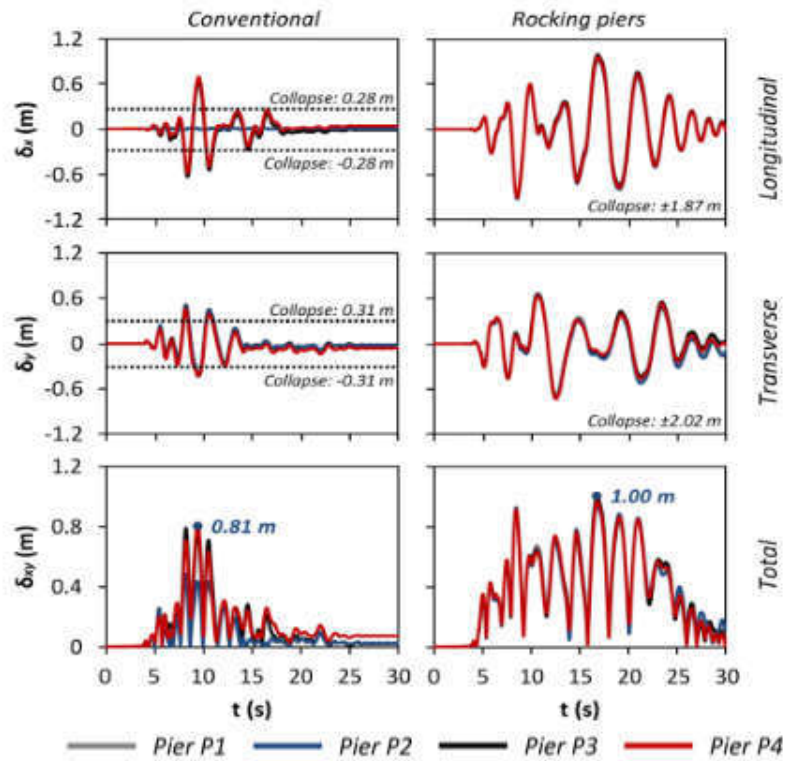
Σχήμα 2.7: Τυπικό σχέδιο μορφής λικνιζόμενου βάθρου για την κατασκευή κοιλαδογέφυρας (Beck, 1974).



Σχήμα 2.8: Σκαρίφημα λεπτομερειών μόρφωσης βάσης λικνιζόμενου βάρου με θεμελίωση (Beck, 1974).

Οι Thonstad et al. (2016) διερεύνησαν πειραματικά την απόκριση γέφυρας με λικνιζόμενα ανισοϋψή βάρη και κεντρική προένταση σε σεισμική τράπεζα. Οι μελετητές παρατήρησαν ότι η μέγιστη τιμή της μετακίνησης ήταν παρόμοια και για την περίπτωση βάρων με μονολιθική σύνδεση, αντίθετα η μέγιστη τιμή του παραμένον drift της κορυφής του λικνιζόμενου βάρου ισούται με 0.2% ενώ για το μονολιθικό 221%. Ιδιαίτερα σημαντικό είναι ότι η μέγιστη τιμή του drift που καταγράφηκε κατά τη διάρκεια των πειραμάτων ήταν 13%, καθώς για drift ίσο με 6% και 3% παρατηρείται θραύση και διαρροή των ράβδων, αντίστοιχα

Μια μελέτη που βασίζεται στην στατική μη γραμμική ανάλυση και στην ανάλυση χρονοϊστορίας σεισμικών καταγραφών από τον ελλαδικό χώρο, με το πρόγραμμα Abaqus διεξήχθη από τους Agalainos et al. (2017). Τα αποτελέσματα στα οποία κατέληξαν είναι ότι η γέφυρα με λικνιζόμενα βάρη παρουσιάζει μεγαλύτερη ευστάθεια σε σύγκριση με το συμβατικό σχεδιασμό βάρων, καθώς μόλις σε 2/10 σεισμούς κατέρρευσε η γέφυρα με λικνιζόμενα βάρη σε αντίθεση με τη συμβατική που κατέρρευσε σε 5/10 σεισμούς. Στο Σχήμα 2.9 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα μετακίνησης από την ανάλυση χρονοϊστορίας για τη γέφυρα με μονολιθική σύνδεση των βάρων και με λικνιζόμενα βάρη, παρατηρείται ότι στην περίπτωση των λικνιζόμενων βάρων εμφανίζεται 68% μεγαλύτερη μετακίνηση αλλά με ασήμαντη παραμένουσα μετακίνηση.



Σχήμα 2.9: Σύγκριση των δύο διαφορετικών σχεδιασμών των βάθρων σε όρους ιστορίας μετακίνησης του βάθρου στη διαμήκη, εγκάρσια διεύθυνση και συνολικά για όλα τα βάθρα (Agalianos, 2017).

Κεφάλαιο 3

Σεισμοί κοντινού πεδίου

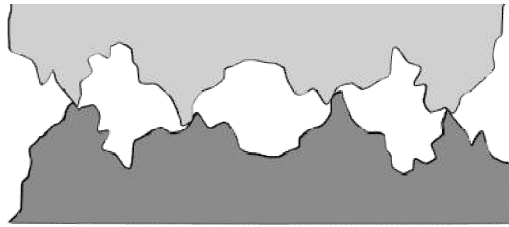
Οι εδαφικές κινήσεις κοντά στην περιοχή του ρήγματος μπορεί να διαφέρουν σημαντικά από αυτές που καταγράφονται μακριά από αυτό. Στις περιοχές που βρίσκονται κοντά στη σεισμική πηγή τα χαρακτηριστικά των καταγραφών επηρεάζονται από το μηχανισμό διάρρηξης, τη διεύθυνση διάδοσης της διάρρηξης σε σχέση με τη θέση της καταγραφής και από τις πιθανές μόνιμες εδαφικές μετακινήσεις που οφείλονται στην ολίσθηση του ρήγματος. Οι περιοχές αυτές ονομάζονται ζώνη ή περιοχή κοντινού πεδίου (near field/fault zone) και σύμφωνα με τους Stewart et al. (2001) ορίζονται τυπικά σε περιοχή ακτίνας 20-60 km από τη σεισμική πηγή. Η απόσταση που ορίζει τη ζώνη κοντινού πεδίου δεν είναι απόλυτη αλλά δίνεται σε ένα εύρος διαστήματος, καθώς εξαρτάται από παράγοντες όπως το μέγεθος του σεισμικού γεγονότος, τις τοπικές συνθήκες που επικρατούν στο πεδίο κ.λ.π. .

Οι σεισμικές καταγραφές κοντινού πεδίου παρουσιάζουν έντονο ενδιαφέρον στις εφαρμογές του μηχανικού, καθώς προκαλούν βλάβες στις κατασκευές, οι οποίες δεν μπορούν να αιτιολογηθούν από το μέγεθος του σεισμικού γεγονότος και τη μέγιστη τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης. Η παρατήρηση των διαφορετικών χαρακτηριστικών σε καταγραφές κοντινού πεδίου αναφέρεται για πρώτη φορά στη βιβλιογραφία μετά την καταγραφή των βλαβών στις κατασκευές από τον σεισμό στο Port Hueneme (California, 1957). Τα χαρακτηριστικά των εδαφικών κινήσεων κοντινού πεδίου μελετήθηκαν επισταμένα ύστερα από έρευνα με βάση δεδομένων από τους σεισμούς στο San Fernando (Spain, 1971), στο Northridge (California, 1994), στο Kobe (Japan, 1995), στο Izmit (Turkey, 1999) και στο Jiji (Chi-Chi, Taiwan, 1999).

Οι προαναφερθέντες παράμετροι αποτελούν αιτία εμφάνισης των φαινομένων κατευθυντικότητας της διάρρηξης (rupture directivity) και της μόνιμης μετατόπισης (filing step). Συνεπώς η εκτίμηση των εδαφικών κινήσεων σε περιοχές κοντά σε κάποιο ρήγμα πρέπει να γίνεται με εδαφικά προσομοιώματα που λαμβάνουν υπόψη τις παραμέτρους αυτές. Στο κεφάλαιο αυτό περιγράφεται ο μηχανισμός γένεσης του φαινομένου, τα βασικά χαρακτηριστικά που συναντώνται σε χρονοϊστορίες πλησίον ενεργού ρήγματος και η μεθοδολογία που προτείνεται για το χαρακτηρισμό της εδαφικής κίνησης ως παλμικής ή μη.

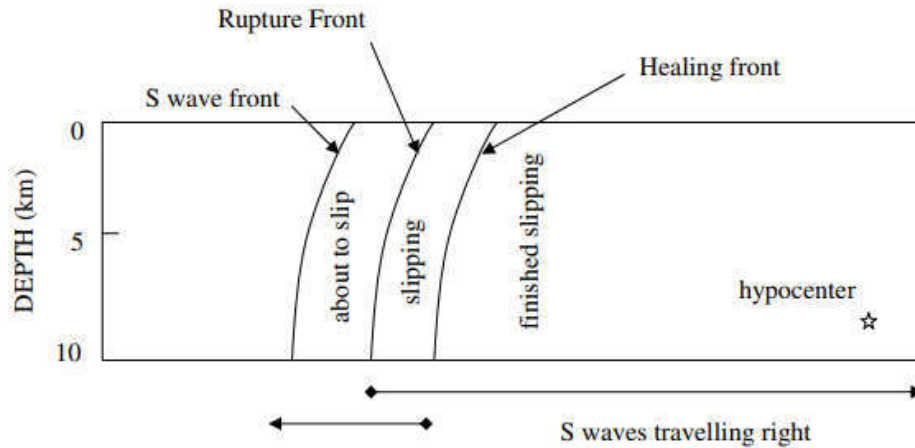
3.1 Φαινόμενο κατευθυντικότητας

Η κατανόηση του φαινομένου της κατευθυντικότητας προϋποθέτει τη γνώση του μηχανισμού γένεσης του σεισμού. Το σεισμικό γεγονός θεωρείται ότι αποτελείται από επιμέρους γεγονότα, τα οποία σχετίζονται με τη θραύση των κλείθρων (asperities) του ρήγματος. Ως κλείθρα ορίζονται συγκεκριμένα τμήματα του ρήγματος, όπως κάμψεις του ρήγματος ή φυσικές εξογκώσεις του, τα οποία αντιστέκονται έντονα κατά τη θραύση τους (Σχήμα 3.1). Κατά τη θραύση κάθε κλείθρου δημιουργείται ένας παλμός ταχύτητας με διάρκεια ίση με τον χρόνο ανόδου του κλείθρου και εύρος την ταχύτητα ολίσθησης, με μέση τιμή περίπου 1.5 m/sec.



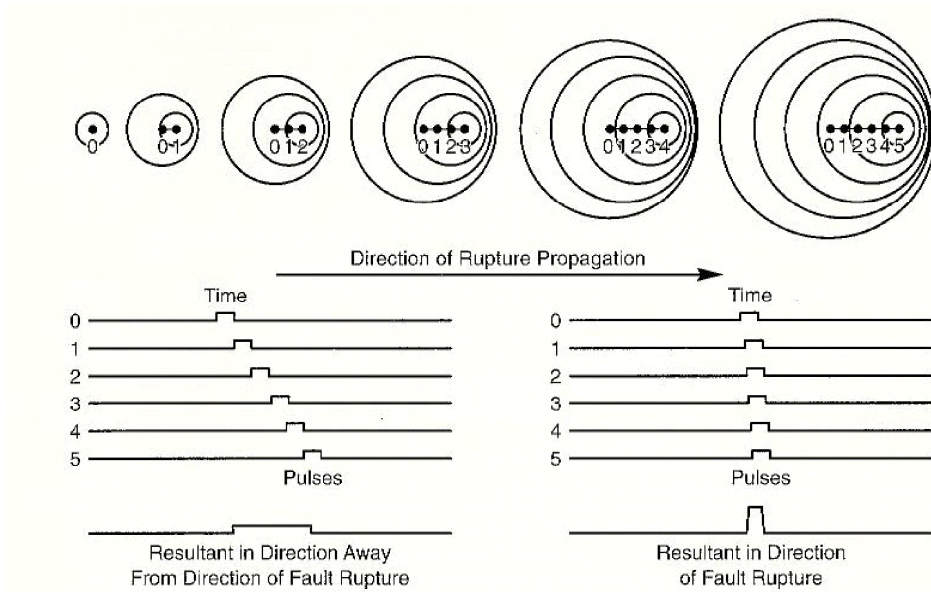
Σχήμα 3.1: Σχηματική απεικόνιση κλείθρων του ρήγματος (Wikipedia).

Το φαινόμενο της κατευθυντικότητας ανάλογα με τη σχετική διεύθυνση της διάρρηξης προς τη θέση της καταγραφής ταξινομείται στις κατηγορίες της πρόσω κατευθυντικότητας (forward directivity), της οπίσω (backward directivity) και της ουδέτερης κατευθυντικότητας (neutral directivity). Το φαινόμενο της πρόσω κατευθυντικότητας εμφανίζεται στην περίπτωση που η διεύθυνση της διάρρηξης και της ολίσθησης του ρήγματος είναι προς τη θέση της καταγραφής. Αυτό συμβαίνει γιατί η τιμή της ταχύτητα διάρρηξης είναι πολύ κοντά με την τιμή της ταχύτητας διάδοσης των διατμητικών κυμάτων του βράχου, με την ταχύτητα διάρρηξης να είναι λίγο μικρότερη. Έτσι κατά τη διάρκεια της διάρρηξης από το υπόκεντρο προς τη θέση, η ενέργεια που εκλύεται από τις διαδοχικές ολισθήσεις αθροίζεται (Σχήμα 3.2). Το μέτωπο των κυμάτων φτάνει ως ένας διακριτός παλμός με μεγάλος πλάτος, ενδιάμεσες έως μεγάλες περιόδους και μικρή χρονική διάρκεια στη χρονοϊστορία της εδαφικής κίνησης. Το φαινόμενο της πρόσω κατευθυντικότητας δεν επηρεάζει τη συνολική ενέργεια που εκλύεται κατά την διάρρηξη αλλά την κατανομή της στο χρόνο.



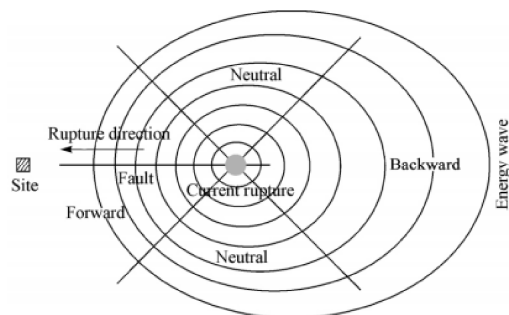
Σχήμα 3.2: Διάγραμμα επίδρασης της κατευθυντικότητας της διάρρηξης για οριζόντιο ρήγμα ολίσθησης. Η διάρρηξη αρχίζει στο υπόκεντρο και διαδίδεται με ταχύτητα περίπου ίση με το 80% της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων. Η εικόνα παρουσιάζει στιγμιότυπο του μετώπου της ρήξης σε δεδομένη στιγμή (Somerville et al, 1997).

Σε περίπτωση που η θέση της καταγραφής βρίσκεται σε αντίθετη διεύθυνση, δηλαδή κοντά στο επίκεντρο του σεισμικού γεγονότος, έχουμε το φαινόμενο της οπίσω κατευθυντικότητας. Σε αυτή την περίπτωση η ενέργεια που εκλύεται δεν αθροίζεται στο μέτωπο του κύματος, αλλά παρατίθεται δίνοντας παλμούς μεγαλύτερης διάρκειας και μικρότερου σχετικά εύρους. Στο Σχήμα 3.3 φαίνεται σχηματικά το φαινόμενο της πρόσω και οπίσω κατευθυντικότητας και η επίδραση της στη διάρκεια και στο εύρος των παλμών.



Σχήμα 3.3: Σχηματική απεικόνιση της επίδρασης της διεύθυνσης της διάρρηξης (Krammer 1996).

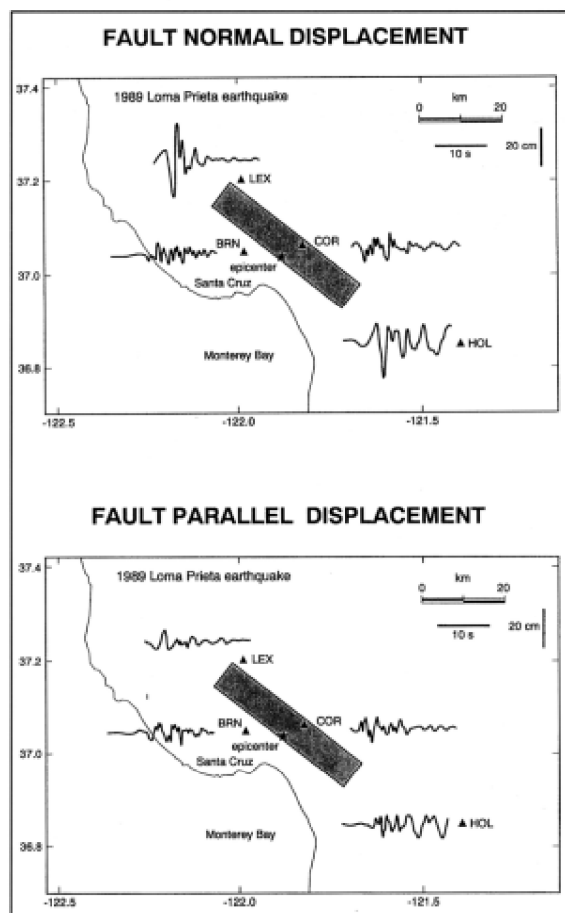
Η ουδέτερη κατευθυντικότητα εμφανίζεται στις περιοχές που δεν βρίσκονται ούτε προς τη διεύθυνση διάρρηξης ούτε προς την αντίθετη, δηλαδή στις υπόλοιπες περιοχές της ζώνης κοντινού πεδίου. (Σχήμα 3.4).



Σχήμα 3.4: Σχηματική απεικόνιση των περιοχών πρόσω, οπίσω και ουδέτερης κατευθυντικότητας (Li και Xie, 2007).

Το παράδειγμα της επίδρασης του φαινομένου της κατευθυντικότητας στις εδαφικές μετακινήσεις καταγράφηκε το 1989 κατά τη διάρκεια του σεισμού στο Loma Prieta (California). Στο Σχήμα 3.5 παρουσιάζονται οι εδαφικές καταγραφές στην κάθετη και οριζόντια συνιστώσα του ρήγματος από το προαναφερθέν σεισμικό γεγονός. Στο επίκεντρο του σεισμού οι οριζόντιες εδαφικές μετακινήσεις χαρακτηρίζονται μέτριες τόσο για την κάθετη όσο και για την παράλληλη συνιστώσα στο ρήγμα, το γεγονός αυτό οφείλεται στο φαινόμενο της οπίσω κατευθυντικότητας. Αντίθετα στα άκρα του ρήγματος οι καταγραφές στην κάθετη διεύθυνση του είναι

παλμικές με αρκετά μεγαλύτερο εύρος, γεγονός που αποδίδεται στο φαινόμενο της πρόσω κατευθυντικότητας, ενώ οι εδαφικές κινήσεις παράλληλα στη συνιστώσα του ρήγματος μοιάζουν αρκετά με τις πρώτες. Από τα παραπάνω συμπεραίνεται ότι οι έντονες παλμικές κινήσεις καταγράφονται στη συνιστώσα κάθετα στο ρήγμα λόγω της πόλωσης των διατμητικών κυμάτων.



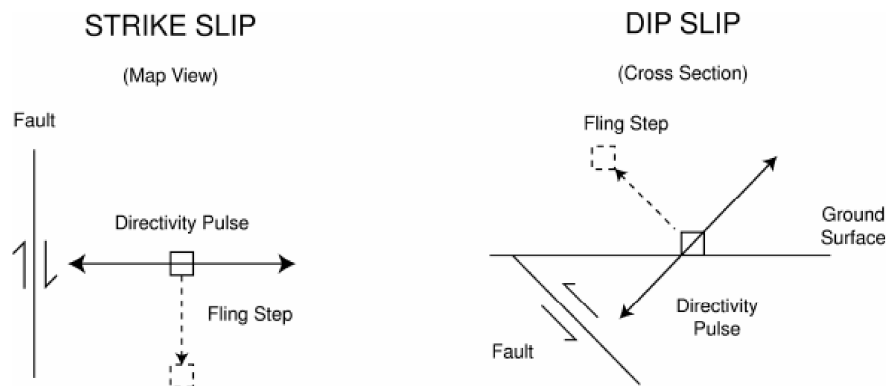
Σχήμα 3.5: Χρονοϊστορία εδαφικών μετακινήσεων του σεισμού στο Loma Prieta (1989) για τις κάθετες (άνω) και παράλληλες (κάτω) συνιστώσες στο ρήγμα (EERI, 1995).

3.2 Φαινόμενα μόνιμης μετατόπισης (Fling step)

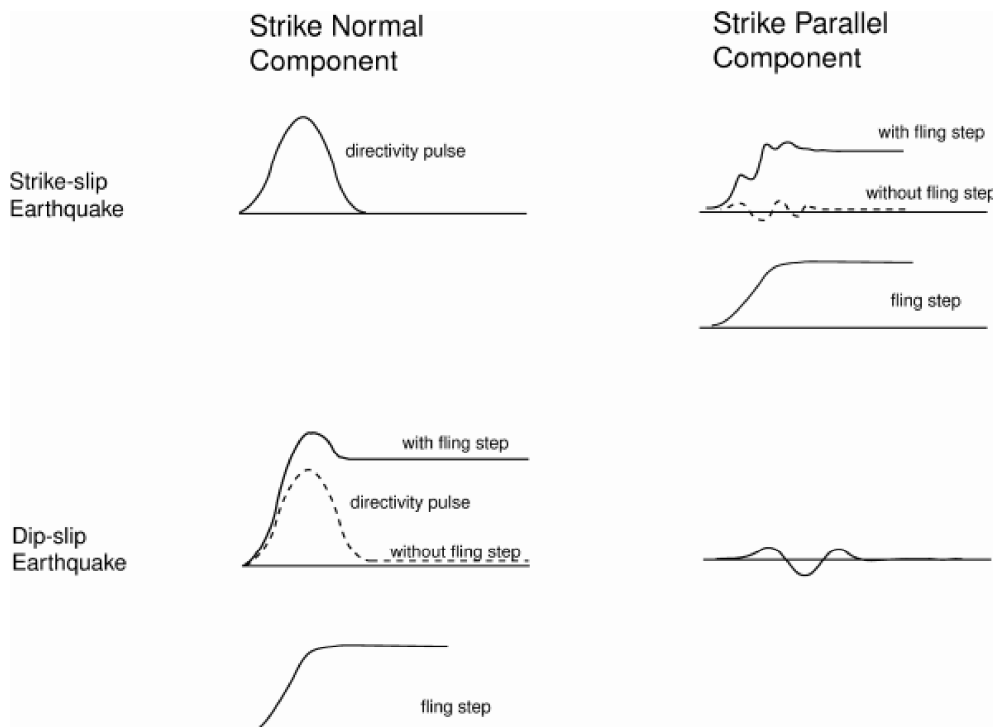
Οι σύγχρονες ψηφιακές καταγραφές από σεισμούς κοντινού πεδίου, όπως οι σεισμικές καταγραφές του 1999 στο Izmit και στο Ji-Ji, περιέχουν μόνιμες εδαφικές μετακινήσεις λόγω του στατικού πεδίου παραμόρφωσης του σεισμού. Οι μόνιμες μετακινήσεις συμβαίνουν κατά την διεύθυνση ολίσθησης του ρήγματος και οφείλονται στη σχετική ολίσθηση του ανάντη και κατόντη τμήματος του. Στη βιβλιογραφία συναντώνται με τον όρο παραμένουσες μετακινήσεις (fling step) και

όπως αναφέρεται συμβαίνουν σε ένα διακριτό χρονικό διάστημα δευτερολέπτων κατά την ολίσθηση.

Οι παραμένουσες μετακινήσεις δεν συνδέονται άμεσα με τις δυναμικές μετακινήσεις που οφείλονται στην κατευθυντικότητα της διάρρηξης. Σε ρήγματα οριζόντιας ολίσθησης η εδαφική κίνηση κάθετα στο ίχνος του ρήγματος εμφανίζει παλμούς κατευθυντικότητας, ενώ στην παράλληλη διεύθυνση εμφανίζεται μόνιμη παραμόρφωση που οφείλεται στην ολίσθηση του ρήγματος. Στην περίπτωση ρηγμάτων βύθισης, είτε κανονικά είτε ανάστροφα, η εμφάνιση του παλμού κατευθυντικότητας και η παραμένουσα μετακίνηση γίνεται στην κάθετη συνιστώσα του ίχνους του ρήγματος. Στη δεύτερη περίπτωση η εδαφική κίνηση που καταγράφεται στην κάθετη διεύθυνση στο ρήγμα αποτελεί συνδυασμό του φαινομένου της κατευθυντικότητας και της ολίσθησης του ρήγματος (Σχήμα 3.6 και Σχήμα 3.7).



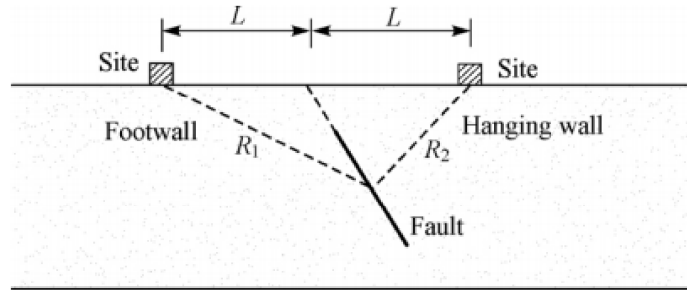
Σχήμα 3.6: Απεικόνιση της διεύθυνσης του παλμού κατευθυντικότητας και παραμένουσας μετακίνησης για ρήγμα οριζόντιας ολίσθησης (αριστερά) και βύθισης (δεξιά) (Stewart et al, 2001).



Σχήμα 3.7: Χρονοϊστορία ρηγμάτων οριζόντιας ολίσθησης (άνω) και βύθισης (κάτω), όπου φαίνονται οι επιρροές του φαινομένου κατευθυντικότητας και οι παραμένουσες μετακινήσεις (Stewart et al, 2001).

3.3 Φαινόμενα ανάντη τμήματος ρήγματος (Hanging wall effect)

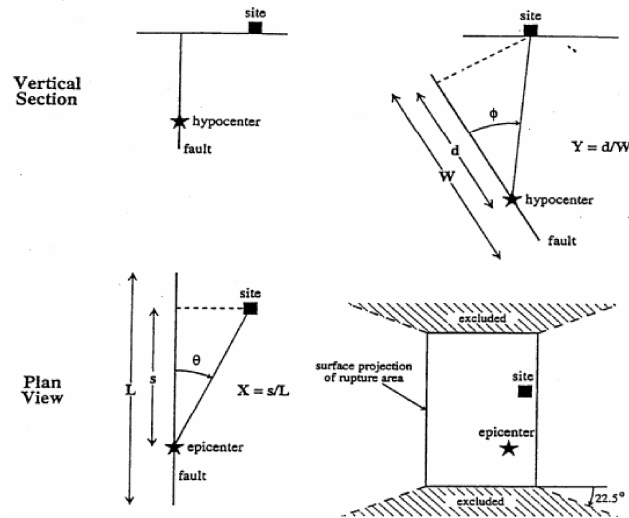
Στην περίπτωση των ρηγμάτων βύθισης παρατηρείται διαφοροποίηση των παραμέτρων της εδαφικής κίνησης ανάμεσα στο ανάντη και στο κατάντη τμήμα του ρήγματος. Συγκεκριμένα οι καταγραφές από το ανάντη τμήμα του ρήγματος διακρίνονται με μεγαλύτερες φασματικές επαυξήσεις και μικρότερη εξασθένιση της εδαφική κίνησης, σε σχέση με τις καταγραφές από το κατάντη τμήμα και για περιοχές με την ίδια οριζόντια απόσταση από το ίχνος του ρήγματος. Το φαινόμενο αυτό εξηγείται ότι παρόλο που οι περιοχές έχουν την ίδια οριζόντια απόσταση, η περιοχή στο ανάντη τμήμα βρίσκεται πλησιέστερα στο ρήγμα (Σχήμα 3.8). Οι Somerville et al. (2000) αναφέρουν ότι το φαινόμενο του ανάντη τμήματος του ρήγματος έχει μεγαλύτερη επιρροή για το υψίσυχο μέρος των φασματικών επιταχύνσεων.



Σχήμα 3.8: Απόσταση του ρήγματος από την περιοχή που βρίσκεται στο ανάντη τμήμα και στο κατόντη (Lie και Xie, 2007).

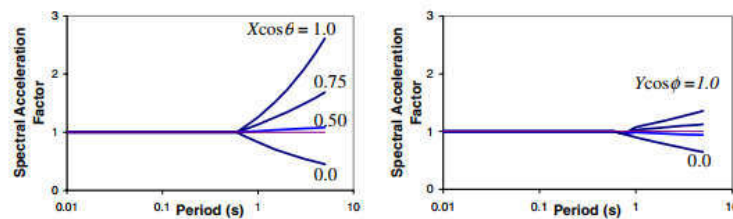
3.4 Παράμετροι χαρακτηρισμού των σεισμικών κινήσεων κοντινού πεδίου

Οι Somerville et al. (1997) μελέτησαν τις συνθήκες που αποτελούν αιτία εμφάνισης της πρόσω και οπίσω κατευθυντικότητας. Στο Σχήμα 3.9 φαίνεται ότι η επιρροή του φαινομένου εξαρτάται από τη γωνία μεταξύ της διεύθυνσης στην οποία διαδίδεται η διάρρηξη του ρήγματος και της διεύθυνσης στην οποία μεταφέρονται τα σεισμικά κύματα από την εστία προς τη θέση της καταγραφής, όπου η γωνία αυτή συμβολίζεται με θ και ϕ για ρήγματα οριζόντιας ολίσθησης και βύθισης, αντίστοιχα. Η άλλη παράμετρος που επιδρά στο φαινόμενο είναι το μέγεθος της επιφάνειας διάρρηξης που βρίσκεται μεταξύ του υποκέντρου και της εξεταζόμενης θέσης, η απόσταση αυτή συμβολίζεται με X και Y για οριζόντια ρήγματα ολίσθησης και βύθισης, αντίστοιχα. Πιο έντονο φαινόμενο κατευθυντικότητας αναμένεται σε καταγραφές όπου η γωνία μεταξύ της εξεταζόμενης θέσης και του ρήγματος είναι μικρή, αλλά και σε περιπτώσεις όπου το μέρος του ρήγματος σε διάρρηξης μεταξύ της θέσης και του υποκέντρου είναι μεγαλύτερο.



Σχήμα 3.9: Γεωμετρικοί παράμετροι που καθορίζουν την κατευθυντικότητα της διάρρηξης (Somerville et al, 1997).

Για την ποσοτικοποίηση του φαινομένου της κατευθυντικότητας οι Somerville et al. (1997) συσχέτισαν το φάσμα της οριζόντιας απόκρισης για απόσβεση ίση με 5% με τις γεωμετρικές παραμέτρους, που αναλύθηκαν παραπάνω. Από τα αποτελέσματα της μελέτης κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι οι καταγραφές που έχουν επηρεαστεί από το φαινόμενο της πρόσω κατευθυντικότητας εμφανίζουν ενίσχυση των φασματικών τιμών στην περιοχή των μεσαίων και μεγάλων περιόδων.



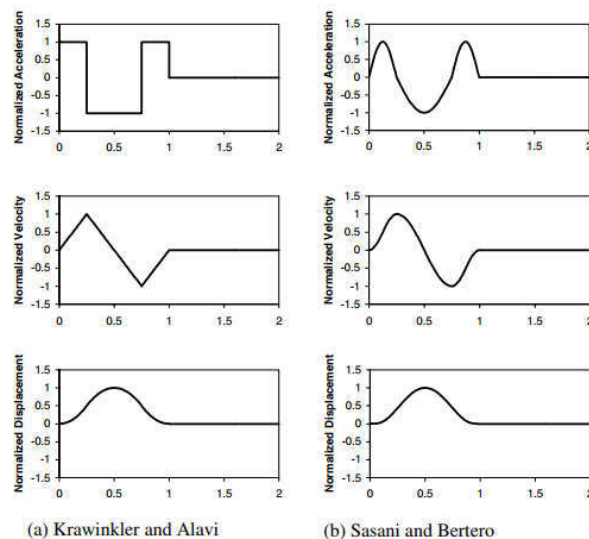
Σχήμα 3.10: Μέση αναλογία φασματικής απόκρισης συναρτήσει της περιόδου και των παραμέτρων κατευθυντικότητας (Somerville et al, 1997).

Από μελέτες που διεξήχθησαν από την ερευνητική κοινότητα (Somerville et al. 1998, Alavi και Krawinkler 2000, Sasani και Bertero 2000, Rodriguez-Marek 2000) για την απόκριση των κατασκευών σε καταγραφές κοντινού πεδίου συμπέραναν ότι σε τέτοιες μελέτες είναι προτιμότερη η χρήση μιας αντιπροσωπευτικής ιστορίας εδαφικής κίνησης κοντινού πεδίου, παρά το φάσμα απόκρισης από την αντίστοιχη κίνηση. Αυτό εξηγείται από το γεγονός ότι το φάσμα απόκρισης δεν δύναται να

περιγράψει σωστά την κατανομή της ενέργειας που εκλύεται σε μικρά χρονικά διαστήματα και εντοπίζεται κυρίως στην αρχή της εδαφικής χρονοϊστορίας.

Στη βιβλιογραφία έχουν προταθεί διάφοροι τύποι παλμών για την προσέγγιση των εδαφικών κινήσεων που εντοπίζονται σε καταγραφές κοντινού πεδίου. Οι μελέτες των Alavi και Krawinkler (2000) καθώς και των Sasani και Bertero (2000) έχουν δείξει ότι η απλοποιημένη μορφή του παλμού ταχύτητας μπορούν να προσεγγίσουν ικανοποιητικά την πραγματική απόκριση των κατασκευών σε περιοχή κοντινού πεδίου. Στο Σχήμα 3.11 παρουσιάζονται μερικοί απλουστευμένοι παλμοί που έχουν χρησιμοποιηθεί στη βιβλιογραφία για την περιγραφή του φαινομένου.

Η πιο απλή μορφή παλμού, που μπορεί να περιγράψει ικανοποιητικά την παλμική κίνηση στις εδαφικές κινήσεις κοντινού πεδίου, είναι ο ημιτονοειδής παλμός ταχύτητας. Οι παράμετροι, με φυσική σημασία, που εισάγονται είναι ο αριθμός των παλμών μισού ημιτόνου, η περίοδος του παλμού και η μέγιστη τιμή του εύρους του. Σε περίπτωση που εξετάζεται η ταυτόχρονη διέγερση στις δύο κάθετες διευθύνσεις στο ίχνος του ρήγματος, είναι απαραίτητο να γίνει εισαγωγή της χρονικής διαφοράς μεταξύ των δύο παλμικών διεγέρσεων.



Σχήμα 3.11: Απλοποιημένοι παλμοί που έχουν χρησιμοποιηθεί από ερευνητές.

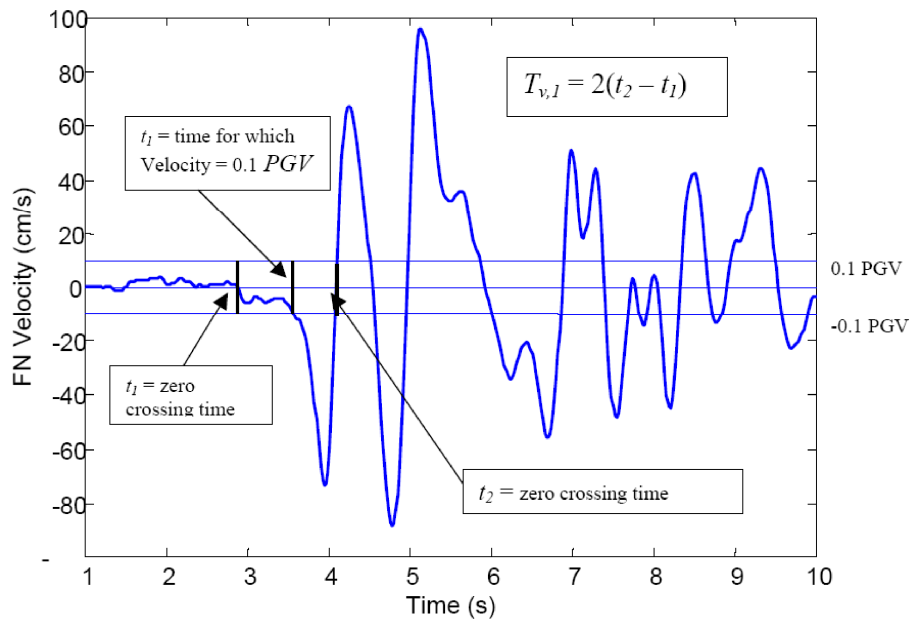
3.4.1 Αριθμός σημαντικών παλμών

Ο αριθμός των σημαντικών παλμών συμβολίζεται ως N_v και ορίζεται από το Rodrigueaz-Marek (2000) ως ο αριθμός των παλμών μισού ημιτόνου, οι οποίοι έχουν μέγιστο πλάτος μεγαλύτερο ή ίσο από το 50% της μέγιστης τιμής της ταχύτητας που εμφανίζεται στη συνιστώσα της εδαφικής κίνησης στη διεύθυνση κάθετα στο ίχνος του ρήγματος. Σύμφωνα με το Rodrigueaz-Marek το όριο της τιμής του 50% είναι

αυθαίρετο και ως εκ τούτου ο αριθμός των σημαντικών παλμών είναι ευαίσθητος στην τιμή αυτή. Στις περισσότερες περιπτώσεις για τις εδαφικές κινήσεις η εκτίμηση του αριθμού σημαντικών παλμών για το φαινόμενο της κατευθυντικότητας κυμαίνεται μεταξύ 1 και 3, με την τιμή 2 να είναι η πιο συνηθισμένη.

3.4.2 Περίοδος παλμών

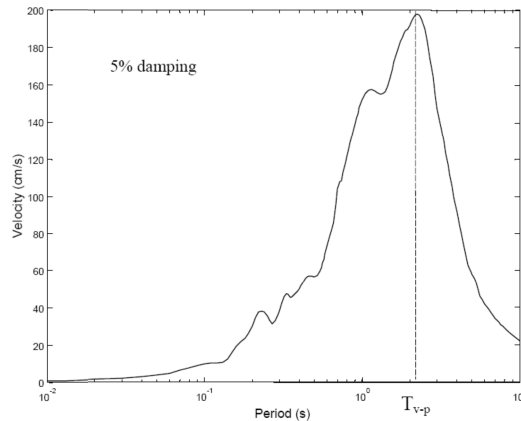
Ο προσδιορισμός της περιόδου κάθε παλμού μισού ημιτόνου συμβολίζεται με T_v και ορίζεται σύμφωνα με το Rodriguez-Marek (2000) ως το διπλάσιο χρονικό διάστημα στα άκρα του οποίου οι ταχύτητες μηδενίζονται ή έχουν τιμή ίση με το 10% της μέγιστης ταχύτητας του συγκεκριμένου παλμού (Σχήμα 3.12). Κατά τον ορισμό της περιόδου του παλμού εισάγονται παράμετροι που προέρχονται από την υποκειμενική κρίση των ερευνητών αφού σε πολλές περιπτώσεις δεν μπορεί να δοθεί μονοσήμαντος ορισμός. Παρ' όλα αυτά οι αβεβαιότητες που εισάγονται από τις θεωρήσεις αυτές είναι μικρότερες από τις αντίστοιχες που προκύπτουν από την εκτίμηση της περιόδου από σεισμολογικές μεταβλητές.



Σχήμα 3.12: Προσδιορισμός περιόδου παλμού από τη χρονιοιστορία ταχύτητας (Rodriguez-Marek, 2000).

Μια εναλλακτική προσέγγιση του ορισμού της περιόδου αποτελεί αυτή που πρότειναν οι Krawinkler και Alavi (2000). Η παρουσία παλμού ταχύτητας εντοπίζεται στο φάσμα απόκρισης ταχυτήτων με την εμφάνιση μιας καθαρής και σφαιρικής αιχμής ενώ η ισοδύναμη περίοδος του παλμού συμβολίζεται με T_{v-p} και ορίζεται ως η δεσπόζουσα περίοδος του φάσματος ταχυτήτων για απόσβεση 5%, δηλαδή ισούται

με την περίοδο αιχμής (Σχήμα 3.13). Η σύγκριση των διαφορετικών ορισμών της περιόδου του παλμού καταλήγει στο συμπέρασμα ότι για εδαφικές κινήσεις ενός παλμού οι δύο ορισμοί δίνουν παρόμοια αποτελέσματα, αντίθετα για πιο περίπλοκες καταγραφές διαφέρουν σημαντικά. Ο Rodriguez-Marek (2000) αναφέρει ότι ο λόγος T_v/T_{v-p} έχει μέση τιμή ίση με 0.84 και τυπική απόκλιση 0.28.



Σχήμα 3.13: Προσδιορισμός περιόδου παλμού από φάσμα ταχυτήτων (Rodriguez-Marek, 2000).

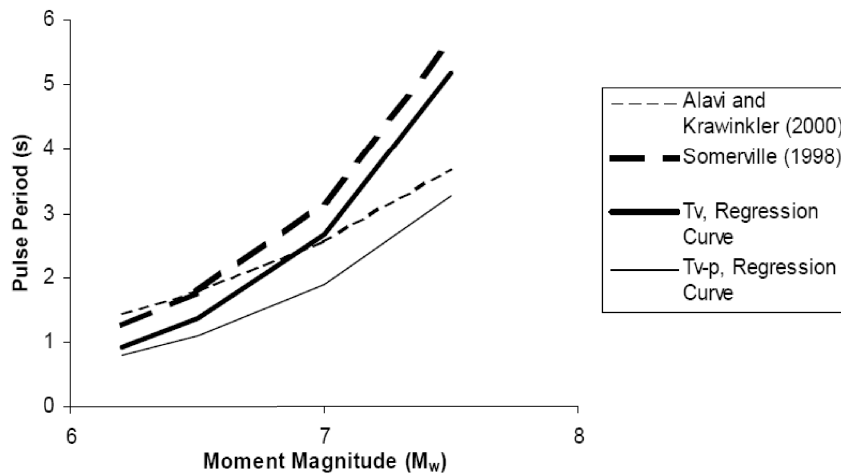
Ο Somerville (1998) συσχέτισε την περίοδο του παλμού της ταχύτητας T_v με το μέγεθος του σεισμικού γεγονότος M_w . Σύμφωνα με τον ερευνητή η περίοδος αυτή σχετίζεται και με το χρόνο ανόδου της ολίσθησης πάνω στο ρήγμα, μια παράμετρος που δύσκολα μπορεί να προβλεφτεί. Παρ' όλα αυτά το μοντέλο που πρότείνει για την εκτίμηση της περιόδου για διάφορα σεισμικά γεγονότα περιγράφεται από την αναλυτική σχέση.

$$\log T_p = -3.0 + 0.5 \cdot M_w \quad (3.1)$$

Οι Krawinkler και Alani (2000) πρότειναν ένα αντίστοιχο μοντέλο εκτίμησης της περιόδου, η αναλυτική σχέση τους δίνεται παρακάτω.

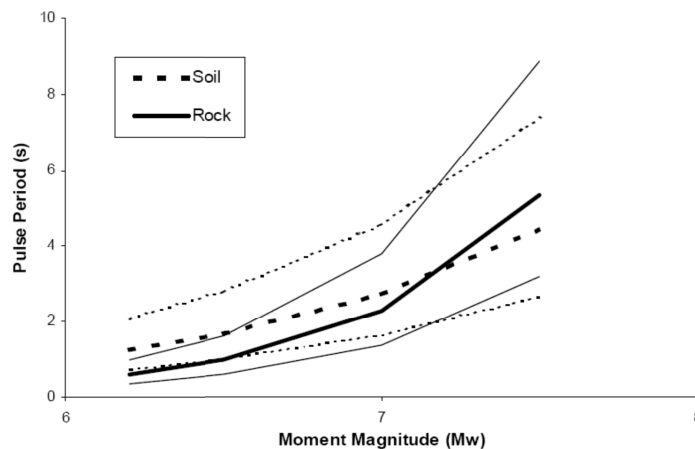
$$\log T_{v-p} = -1.76 + 0.31 \cdot M_w \quad (3.2)$$

Στο Σχήμα 3.14 παρουσιάζονται σχηματικά οι παραπάνω σχέσεις που έχουν προταθεί.



Σχήμα 3.14: Συγκριτική απεικόνιση των σχέσεων εκτίμησης του παλμού (Rodriguez-Marek, 2000).

Ο Rodriguez-Marek (2000) διατύπωσε αναλυτικές σχέσεις για την εκτίμηση της περιόδου του παλμού για διάφορα μεγέθη των σεισμικών γεγονότων σε διαφορετικές εδαφικές συνθήκες, συγκεκριμένα διατυπώθηκαν οι σχέσεις για γεωλογικό υπόβαθρο σε έδαφος και βράχο. Στο Σχήμα 3.15 παριστάνονται οι σχέσεις υπολογισμού, το συμπέρασμα που προκύπτει είναι ότι για μικρά μεγέθη σεισμού η περίοδος του παλμού που εμφανίζεται σε εδαφικές συνθήκες είναι μεγαλύτερη σε σχέση με το βράχο, ενώ με την αύξηση του σεισμικού μεγέθους δεν εντοπίζεται ευδιάκριτα κάποια διαφοροποίηση.



Σχήμα 3.15: Απεικόνιση των σχέσεων εκτίμησης του παλμού για διαφορετικές κατηγορίες εδάφους (Rodriguez-Marek, 2000).

3.4.3 Μέγιστη οριζόντια εδαφική ταχύτητα

Η μέγιστη οριζόντια εδαφική ταχύτητα (PHV) εξαρτάται από διάφορες παραμέτρους, όπως το μέγεθος του σεισμικού γεγονότος, την απόσταση της θέσης καταγραφής από την σεισμική πηγή και από τις εδαφικές συνθήκες της περιοχής. Σύμφωνα με τους Krawinkler et al. (2005) η μέγιστη οριζόντια εδαφική ταχύτητα αποτελεί μια καλή προσέγγιση της ταχύτητας των παλμών. Μελετητές όπως οι Somerville et al. (1998), οι Alavi και Krawinkler (2000) και ο Rodriguez-Marek (2000) διατύπωσαν σχέσεις που επιτρέπουν την εκτίμηση της τιμής PHV συναρτήσει των παραπάνω παραμέτρων.

Οι Somerville et al. (1998) προχώρησαν σε ανάλυση παλινδρόμησης σε δείγμα δεδομένων από 15 καταγραφές χρονοϊστορίας που προέρχονταν από σεισμικά γεγονότα μεγέθους $M_w=6.2-7.5$ και σε απόσταση από την πηγή $R=0-10$ km. Η σχέση που πρότειναν είναι η διγραμμική σχέση μεταξύ του λογαρίθμου της PHV, του μεγέθους και του λογαρίθμου της κοντινότερης απόστασης από το ρήγμα. Προς αποφυγή της εκτίμησης μη ρεαλιστικών τιμών για τη PHV οι Somerville et al. (1998) προτείνουν η χρήση της σχέσης να γίνεται για ελάχιστη απόσταση της θέσης από την πηγή ίση με 3 km. Στη συνέχεια δίνεται η μαθηματική σχέση του μοντέλου.

$$\ln(\text{PHV}) = -2.31 + 1.15 \cdot M_w - 0.5 \cdot \ln(R) \quad (3.3)$$

Παρόμοια μελέτη για τη συσχέτιση της PHV με το σεισμικό μέγεθος και την απόσταση διεξήχθη και από τους Alavi και Krawinkler (2000), χρησιμοποιώντας τα ίδια σεισμικά δεδομένα με τους Somerville et al. (1998). Η σχέση που πρότειναν είναι η ακόλουθη.

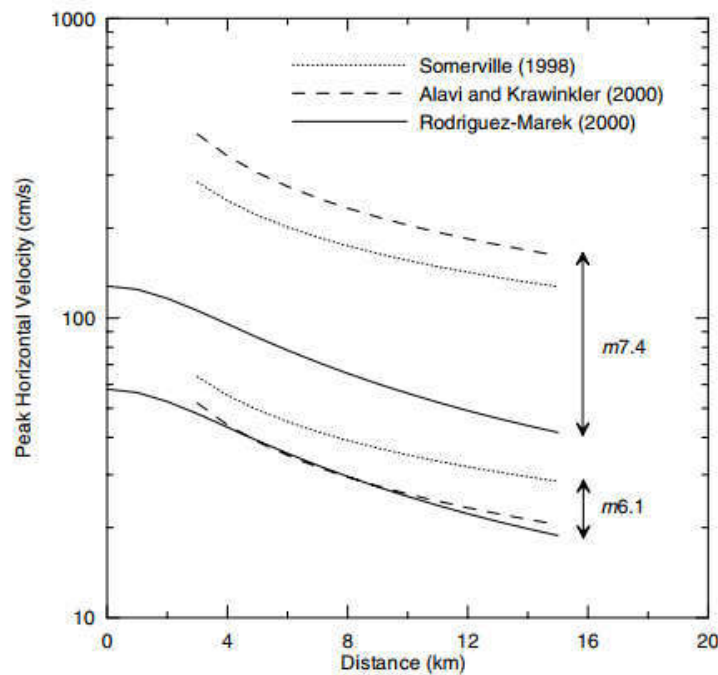
$$\ln(\text{PHV}) = -5.11 + 1.59 \cdot M_w - 0.58 \cdot \ln(R) \quad (3.4)$$

Ένα εναλλακτικό πιο πολύπλοκο μοντέλο πρότεινε ο Rodriguez-Marek (2000), καθώς περιέχει παραμέτρους και για τις εδαφικές συνθήκες της περιοχής. Έρευνα του αποτελούσε η ανάλυση παλινδρόμησης 48 χρονοϊστοριών ταχύτητας από 11 διαφορετικά σεισμικά γεγονότα, με μέγεθος $M_w=6.1-7.4$ και απόσταση της θέσης καταγραφής από το ρήγμα, R μικρότερη από 20 km. Αναφέρεται ότι για την εξαγωγή συμπερασμάτων έγιναν ξεχωριστές αναλύσεις για τα δεδομένα επί βράχου και εδάφους. Παρακάτω δίνεται η μαθηματική σχέση που προτάθηκε από τον ερευνητή.

$$\ln(\text{PHV}) = a + b \cdot M_w + c \cdot \ln(R^2 + d^2) + \eta_i + \varepsilon_{ij} \quad (3.5)$$

όπου a , b , c , d είναι οι παράμετροι του μοντέλου και δίνονται από τον μελετητή ανάλογα με τις εδαφικές συνθήκες, ενώ η και ϵ είναι όροι που αναφέρονται στο σφάλμα.

Στο Σχήμα 3.16 φαίνονται σχηματικά οι σχέσεις απομείωσης της εδαφικής ταχύτητας με την αύξηση της απόστασης από τη σεισμική πηγή, για τα τρία μοντέλα που αναλύθηκαν παραπάνω. Παρατηρούμε ότι τα προτεινόμενα μοντέλα από τους Somerville και τους Alavi και Krawinkler εμφανίζουν μεγαλύτερη εδαφική ταχύτητα για την αύξηση του σεισμικού μεγέθους σε σύγκριση με τις τιμές που προκύπτουν από το μοντέλο του Rodriguez-Marek.

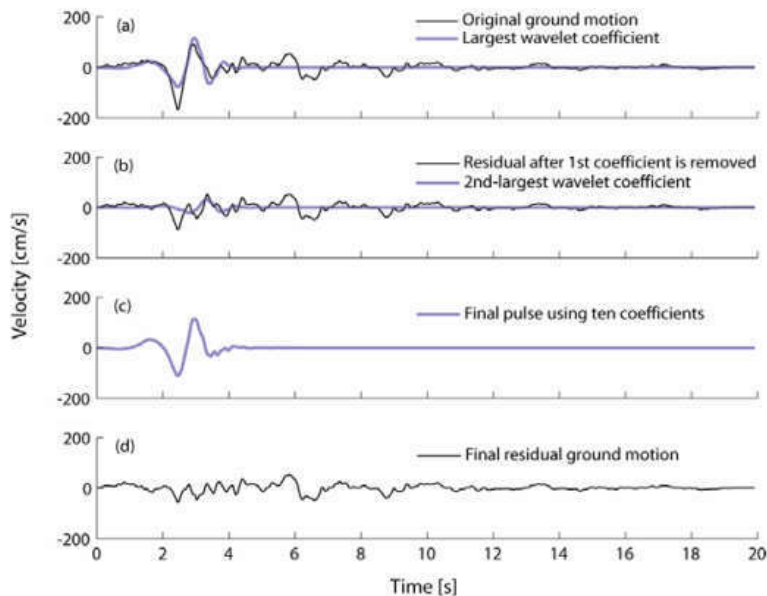


Σχήμα 3.16: Απεικόνιση των σχέσεων εξασθένισης της εδαφικής ταχύτητας συναρτήσει της απόστασης από την πηγή (Rodriguez-Marek, 2000).

3.5 Εντοπισμός παλμικής κίνησης σε εδαφικές καταγραφές

Η αναγνώριση της ύπαρξης παλμική κίνησης σε εδαφικές καταγραφές κοντινού πεδίου και κατ' επέκταση η κατηγοριοποίησή της ως παλμική ή μη παλμική είναι αναγκαία, λόγω των απαιτήσεων που επιβάλλουν στις κατασκευές. Στο πλαίσιο αυτό πολλοί ερευνητές, όπως οι Manroeidis και Parageorgiou (2003), ο Somerville (2003), οι Fu και Menun (2004) και οι Akkar et al. (2005), ασχολήθηκαν με την

κατάταξη των εδαφικών κινήσεων ως παλμικές. Στην παρούσα εργασία επιλέχθηκε η παρουσίαση της μεθόδου του Baker (2007), η οποία βασίζεται στην κυματική ανάλυση της χρονοϊστορίας της εδαφικής ταχύτητας προκειμένου να εντοπιστεί ο μεγαλύτερος παλμός και να αποκοπεί από τη χρονοϊστορία. Σε επόμενο στάδιο του αλγορίθμου που πρότεινε ο Baker (2007), το τμήμα που αποκόπηκε αναλύεται και τα αποτελέσματά του χρησιμοποιούνται ώστε να γίνει η κατηγοριοποίηση της κίνησης ως παλμικής ή μη.

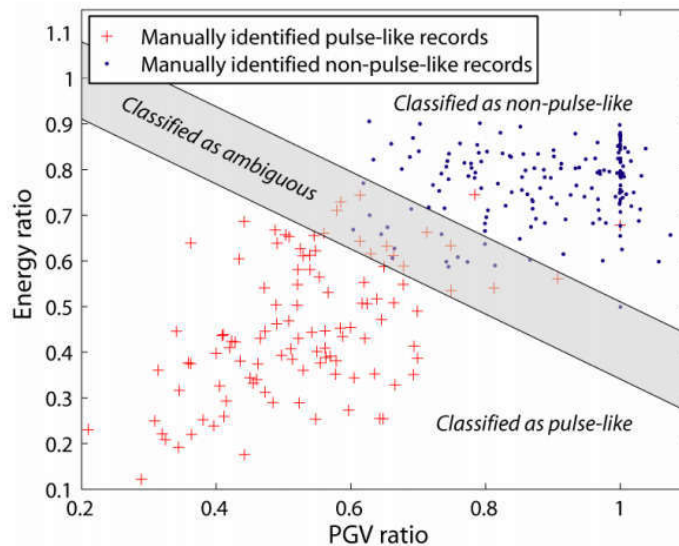


Σχήμα 3.17: Απεικόνιση της διαδικασίας του Baker για την αποκοπή του παλμού από την εδαφική κίνηση (Baker, 2007).

Ο Baker προκειμένου να ποσοτικοποιήσει την κατηγοριοποίηση της εδαφικής κίνησης ως παλμικής, εισήγαγε το δείκτη ύπαρξης παλμού κατευθυντικότητας. Ο δείκτης αυτός συνδυάζει το λόγο της μέγιστης εδαφικής ταχύτητας της εναπομένουσας καταγραφής μετά την αφαίρεση του παλμού, με τη μέγιστη εδαφική ταχύτητα της αρχικής καταγραφής (PGV ratio), και το λόγο της ενέργειας της εναπομένουσας καταγραφής με την ενέργεια της αρχικής καταγραφής (Energy ratio). Στη συνέχεια δίνεται ο μαθηματικός τύπος υπολογισμού του δείκτη ύπαρξης παλμού κατευθυντικότητας.

$$\text{PulseIndicator} = \frac{1}{1 + e^{-23.3 + 14.6(\text{PGVratio}) + 20.5(\text{Energyratio})}} \quad (3.6)$$

Οι τιμές που λαμβάνει ο δείκτης είναι από 0 έως 1. Οι εδαφικές καταγραφές για τις οποίες ο δείκτης λαμβάνει τιμές μεγαλύτερες από 0.85 κατατάσσονται ως παλμικές. Στο Σχήμα 3.18 απεικονίζεται ο λόγος της μέγιστης εδαφικής ταχύτητας και της ενέργειας για τις εδαφικές κινήσεις οι οποίες κατηγοριοποιούνται βάση αυτού του κριτηρίου ως παλμικές ή μη.

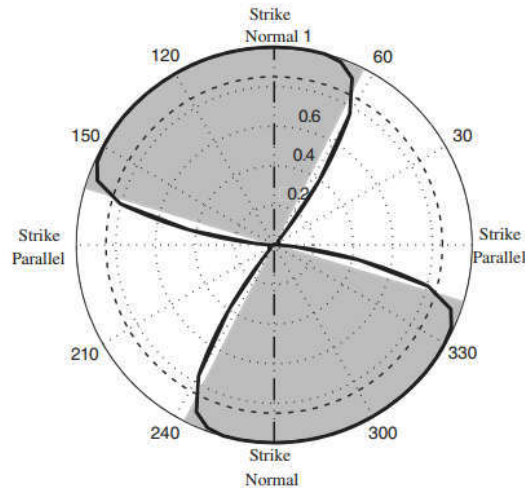


Σχήμα 3.18: Κατηγοριοποίηση των εδαφικών κινήσεων ως παλμικών ή μη βάση του λόγου της μέγιστης εδαφικής ταχύτητας και της ενέργειας (Baker, 2007).

Ο Baker χρησιμοποίησε μια επιπλέον συνάρτηση, τη συνάρτηση CSV, προκειμένου να αποκλείσει του παλμούς οι οποίοι φτάνουν με χρονική καθυστέρηση, σε περιπτώσεις που κύριο ενδιαφέρον αποτελούν οι παλμοί κατευθυντικότητας. Ενώ προκειμένου να αποκλείσει τις εδαφικές κινήσεις χαμηλής έντασης που μοιάζουν με παλμούς, εισήγαγε το κατώτατο όριο της εδαφικής ταχύτητας να ισούται με 30 cm/sec.

Παρόλο που οι παλμοί που προέρχονται από το φαινόμενο της κατευθυντικότητας αναμένεται να εμφανιστούν στην κάθετη στο ρήγμα συνιστώσα της εδαφικής κίνησης (Somerville, 1997), σε πολλές περιπτώσεις εντοπίζεται ο παλμός ταχύτητας σε ένα εύρος διευθύνσεων γύρω από το ρήγμα. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι η γεωμετρία της διάρρηξης του ρήματος είναι μη κανονική (Howard et al., 2005). Στο Σχήμα 3.19 απεικονίζεται ο δείκτης ύπαρξης παλμού που προσδιορίστηκε από τον Baker (2007) σε διάφορες διευθύνσεις γύρω από την περιοχή του ρήματος. Η συγκεκριμένη περίπτωση αποτελεί την απλή περίπτωση εμφάνισης παλμού σε περιοχή ρήματος κανονικής διάρρηξης, πιο περίπλοκες περιπτώσεις εμφανίζονται όταν η διεύθυνση του ρήματος κανονικής διάρρηξης δεν

βρίσκεται στο εύρος διευθύνσεων που παρατηρούνται οι παλμοί, αλλά τέτοιες περιπτώσεις είναι περιορισμένες σε αριθμό.



Σχήμα 3.19: Τιμές του δείκτη ύπαρξης παλμού ως συνάρτησης της διεύθυνσης για το σεισμό Imperial Valley, El Centro 1979, με τη γραμμοσκιασμένη περιοχή να δηλώνει τις διευθύνσεις με εμφανή παλμική κίνηση (Baker, 2007).

Προκειμένου να μελετηθούν οι διευθύνσεις στις οποίες εντοπίζεται παλμική κίνηση στις καταγραφές, οι καταγεγραμμένες εδαφικές συνθήκες περιστράφηκαν σε όλες τις διευθύνσεις και για κάθε μια ταξινομήθηκαν ως παλμικές ή μη. Μια περιοχή θεωρείται ότι μπορεί να εμφανίσει παλμική κίνηση αν τουλάχιστον μία εδαφική κίνηση σε οποιαδήποτε διεύθυνση χαρακτηριστεί ως παλμική.

Σε αυτό το σημείο επισημαίνεται ότι η διαδικασία περιστροφής και κατηγοριοποίησης των καταγραφών εφαρμόζεται μόνο για τις οριζόντιες συνιστώσες της εδαφικής κίνησης, καθώς είναι πιθανό να μην δίνει ικανοποιητικά αποτελέσματα για περιπτώσεις που ο παλμός εκδηλώνεται εκτός του οριζοντίου επιπέδου. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι στα ρήγματα βύθισης η κάθετη στο ρήγμα διεύθυνση δεν βρίσκεται εντός οριζοντίου επιπέδου, παρ' όλα αυτά η διαδικασία που αναλύθηκε προηγουμένως μπορεί να είναι αποτελεσματική σε περιπτώσεις που οι παλμοί εκτός του οριζοντίου επιπέδου δεν είναι σημαντικοί.

Κεφάλαιο 4

Περιγραφή εξεταζόμενης γέφυρας

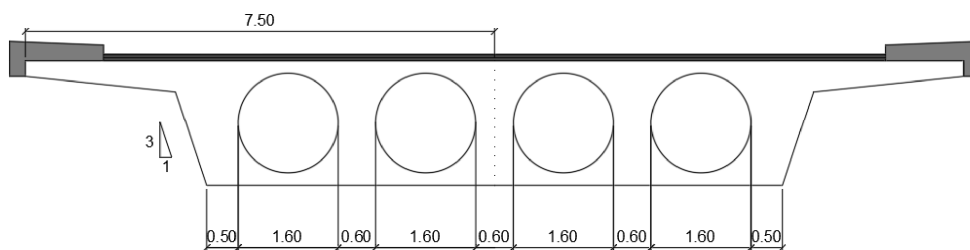
Στην παρούσα εργασία μελετάται γέφυρα με συνολικό γεφυρούμενο μήκος ίσο με 92 m. Συγκεκριμένα η γέφυρα αποτελείται από δύο ακραία τμήματα μήκους 26 m και ένα μεσαίο με μήκος 40 m, τα οποία φέρονται από δύο ισοϋψή βάθρα (M1-M2) ύψους 12 m. Ο άξονας της γέφυρας σε οριζοντιογραφία και σε μηκοτομή είναι ευθύγραμμος με μηδενική καμπυλότητα. Η γέφυρα μελετάται με τρία διαφορετικά συστήματα σύνδεσης των βάθρων με το κατάστρωμα, το πρώτο σύστημα είναι η μονολιθική σύνδεση της κορυφής των βάθρων με το κατάστρωμα, το δεύτερο είναι η σεισμική μόνωση με τοποθέτηση ελαστομεταλλικών εφεδράνων στα βάθρα, ενώ το τελευταίο σύστημα αποτελεί εναλλακτική λύση σεισμικής μόνωσης γεφυρών χρησιμοποιώντας βάθρα με δυνατότητα λικνισμού στη βάση και στην κορυφή τους. Η γέφυρα επιλέγεται να μελετηθεί σε σεισμική περιοχή ζώνης Z II (0.24g).

4.1 Κατάστρωμα

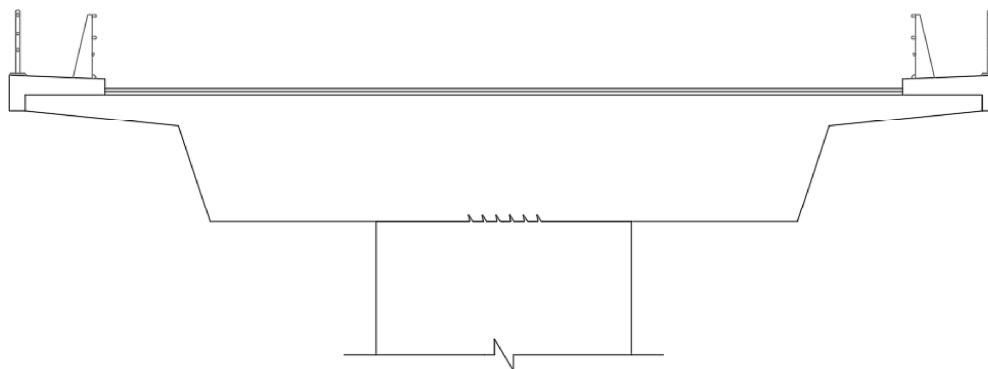
Ο φορέας του καταστρώματος είναι προενταταμένος από σκυρόδεμα κατηγορίας C30/35. Το κατάστρωμα μορφώνεται ως μια κιβωτιοειδής πολυκυψελωτή διατομή, συγκεκριμένα αποτελείται από τέσσερα κυκλικά κενά διαμέτρου 1.60 m. Κατά μήκος της χάραξης το κιβώτιο έχει σταθερό πλάτος και ύψος ίσο με 9.20 m και 2 m, αντίστοιχα. Η διατομή του καταστρώματος αποτελείται από δύο συμμετρικά φτερά μήκους 2.40 m, έτσι το συνολικό πλάτος της διατομής ισούται με 15 m. Επίσης το πάχος της πλάκας καταστρώματος, δηλαδή το άνω πέλμα του κιβωτίου, καθώς και το πάχος του κάτω πέλματος είναι σταθερό και ίσο με 0.20 m.

Στην περιοχή σύνδεσης με τα μεσόβαθρα, η διατομή του καταστρώματος είναι συμπαγής κιβωτιοειδής σε συνολικό μήκος 1.5 m, προκειμένου να έχει επαρκή αντοχή για τις αναπτυσσόμενες διατμητικές δυνάμεις. Επίσης, στις θέσεις των ακροβάθρων διαμορφώνονται συμπαγείς διαδοκίδες ορθογωνικής διατομής με ύψους και πλάτους ίσο με 2 m και 15 m, αντίστοιχα.

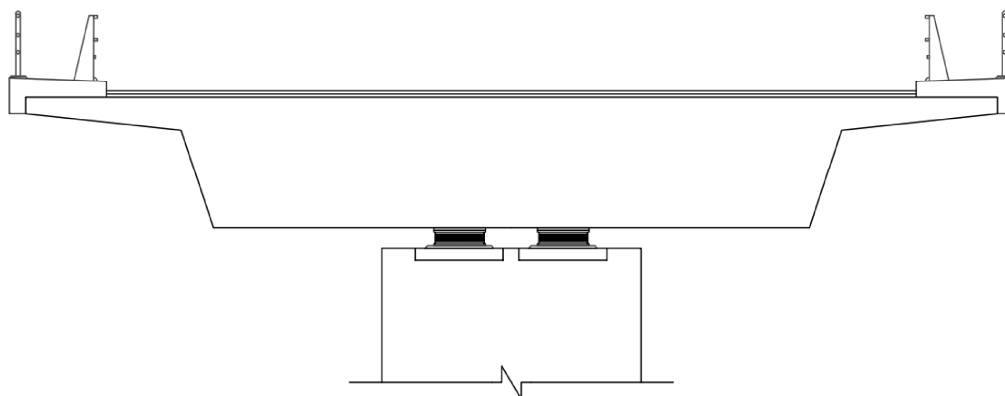
Στη συνέχεια στα Σχήματα 4.1 έως 4.4 που ακολουθούν φαίνεται η γεωμετρία του φορέα του καταστρώματος στις θέσεις των βάθρων, των ακροβάθρων και στα υπόλοιπο μήκος της.



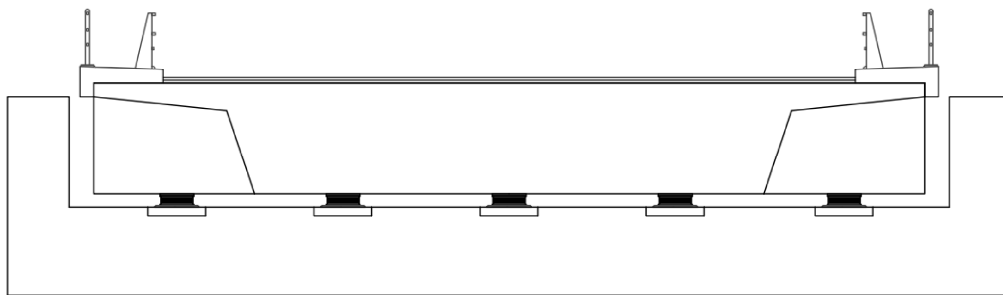
Σχήμα 4.1: Τυπική διατομή καταστρώματος.



Σχήμα 4.2: Τυπική διατομή καταστρώματος στη θέσεις των μεσοβάθρων για την περίπτωση μονολιθικής σύνδεσης βάθρων με το φορέα του καταστρώματος.



Σχήμα 4.3: Τυπική διατομή καταστρώματος στη θέσεις των μεσοβάθρων για την περίπτωση σύνδεσης βάθρων με το φορέα του καταστρώματος με ελαστομεταλλικά εφέδρανα.

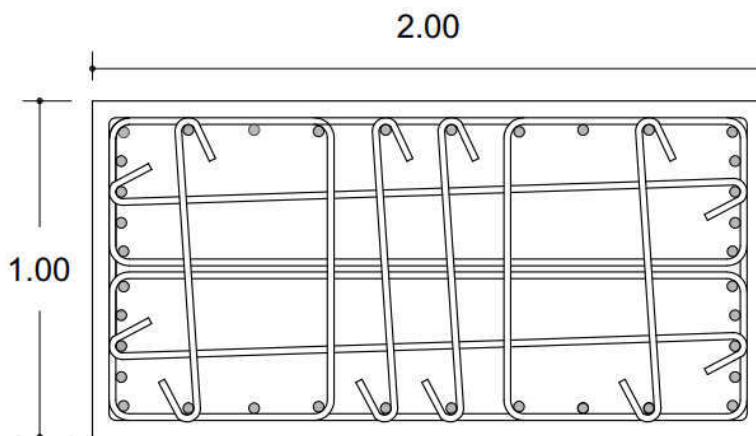


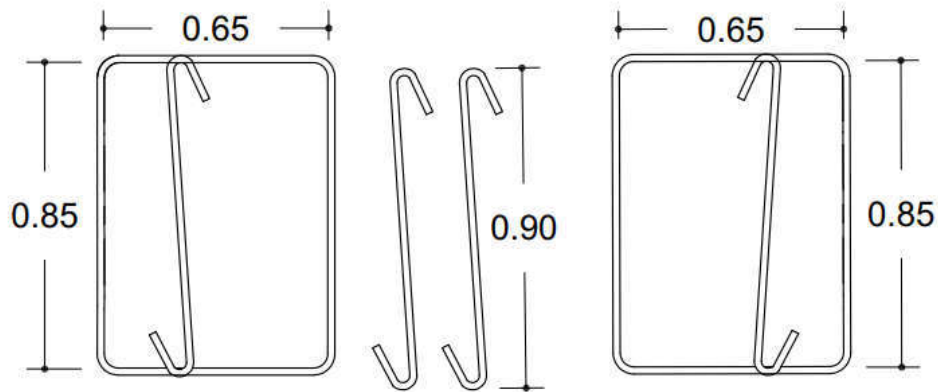
Σχήμα 4.4: Τυπική διατομή καταστρώματος στη θέσεις των ακροβάθρων.

4.2 Μεσόβαθρα

Τα μεσόβαθρα M1 και M2 έχουν ύψος 12 m και συμπαγής ορθογωνική διατομή διαστάσεων 2x1 m. Η διάταξη των μεσοβάθρων ως προς τους άξονες της γέφυρας είναι τέτοια ώστε ο ισχυρός άξονας της διατομής των βάθρων να ταυτίζεται με τον εγκάρσιο άξονα της γέφυρας. Τα βάθρα είναι κατασκευασμένα από σκυρόδεμα κατηγορίας C30/35 και ποιότητα χάλυβα κατηγορίας B500c, τόσο για το διαμήκη οπλισμό όσο και για τον εγκάρσιο.

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας δεν αποτελεί ο σχεδιασμός της γέφυρας αλλά η σεισμική συμπεριφορά της, έτσι δεν δίνονται εκτενείς κατασκευαστικές λεπτομέρειες και λεπτομέρειες υπολογισμού για την ποσότητα και θέση του διαμήκη και εγκάρσιου οπλισμού. Αντιθέτως, αναφέρεται ότι στα βάθρα τοποθετείται διαμήκης οπλισμός 36Φ32 ($\rho=1.45\%$) όπως προκύπτει από την απαίτηση για το σεισμό σχεδιασμού, ενώ ο εγκάρσιος οπλισμός που τοποθετείται είναι διατομής Φ20 και προκύπτει βάση των ελάχιστων απαιτήσεων από τον κανονισμό. Στο Σχήμα 4.5 δίνεται η διάταξη του οπλισμού στη διατομή των βάθρων.





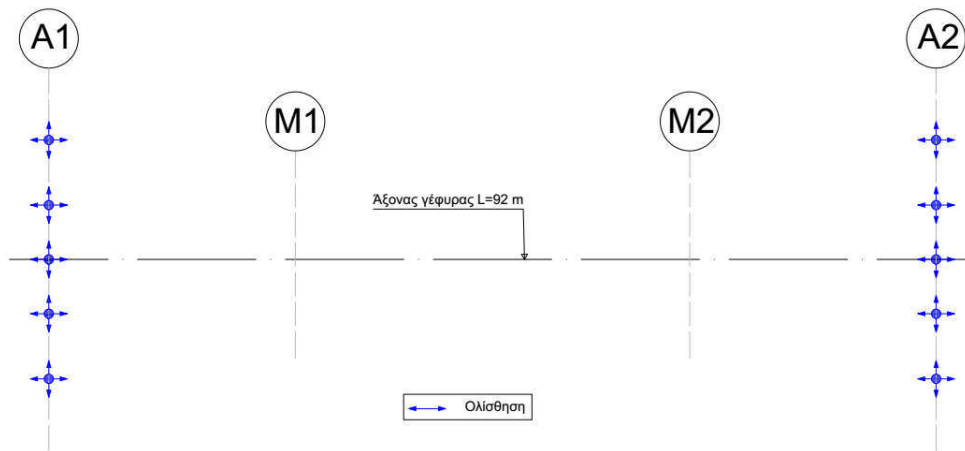
Σχήμα 4.5: Οπλισμοί διατομής βάρου.

Στην περίπτωση της γέφυρας η οποία είναι σεισμικά μονωμένη με εφέδρανα, σύνδεση των βάρων με το φορέα του καταστρώματος γίνεται με την τοποθέτηση δύο ελαστομεταλλικών εφεδράνων.

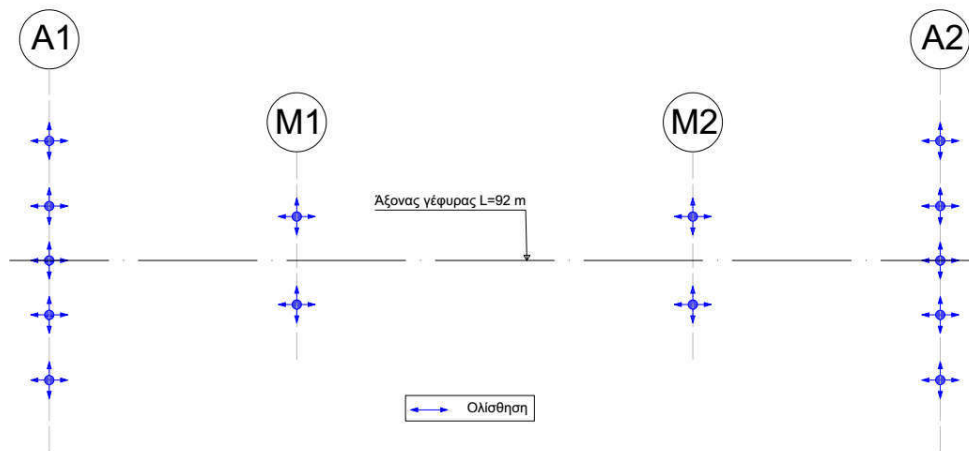
Ενώ στην περίπτωση που μελετάται η σεισμική συμπεριφορά των λικνιζόμενων βάρων με δυνατότητα επανατοποθέτησής τους στην αρχική θέση, τοποθετούνται δυο έκκεντροι τένοντες προεντάσεως κατά την εγκάρσια διεύθυνση του άξονα της γέφυρας. Οι τένοντες που τοποθετούνται απέχουν αξονικά 1.6 m και η συνολική διατομή του κάθε τένοντα ισούται $A_p=1671 \text{ mm}^2$.

4.3 Ακρόβαθρα

Στα ακρόβαθρα A1 και A2 η στήριξη του φορέα του καταστρώματος γίνεται με την χρήση πέντε ελαστομεταλλικών εφεδράνων, τα οποία είναι τοποθετημένα συμμετρικά ως προς τον άξονα της γέφυρας. Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα επιτρέπουν την κίνηση του καταστρώματος στις θέσεις των ακροβάθρων κατά την εγκάρσια και τη διαμήκη διεύθυνση για την περίπτωση μικρών σεισμικών διεγέρσεων. Στην περίπτωση που η γέφυρα καταπονηθεί σε μεγάλες σεισμικές μετακινήσεις, η εγκάρσια διεύθυνση του καταστρώματος εξασφαλίζεται από τις ωτίδες των ακροβάθρων. Στα Σχήματα 4.6 και 4.7 αναπαριστάται οι συνθήκες στήριξης στα ακρόβαθρα, αλλά και στα μεσόβαθρα στην περίπτωση τοποθέτησης εφεδράνων.



Σχήμα 4.6: Σχηματική απεικόνιση συνθηκών στήριξης στα ακρόβαθρα και στα μεσόβαθρα για το σύστημα με μονολιθική σύνδεση και σεισμικής μόνωσης με λικνιζόμενα βάρθρα.



Σχήμα 4.7: Σχηματική απεικόνιση συνθηκών στήριξης στα ακρόβαθρα και στα μεσόβαθρα για το σύστημα σεισμικής μόνωσης με εφέδρανα.

4.4 Θεμελίωση

Η θεμελίωση των μεσοβάθρων που επιλέγεται είναι επιφανειακή με μεμονωμένα πέδιλα ορθογωνικής διατομής με ύψος 2.5 m και διαστάσεις διατομής 4x7 m και 4x5 m για την περίπτωση που τα βάθρα συνδέονται μονολιθικά με το κατάστρωμα και για τις δύο άλλες περιπτώσεις σεισμικής μόνωσης, αντίστοιχα. Το γεωλογικό υπόβαθρο της περιοχής κατασκευής της γέφυρας θεωρείται ότι είναι βραχώδες.

Κεφάλαιο 5

Δράσεις επί της κατασκευής

Οι δράσεις που επιβάλλονται στον φορέα της γέφυρας είναι το ίδιο βάρος του καταστρώματος και των βάθρων, τα μόνιμα βάρη των πεζοδρομίων, τα κινητά φορτία της κυκλοφορίας και οι σεισμικές δράσεις.

5.1 Μόνιμες Δράσεις

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν όλα τα κατακόρυφα φορτία που ενεργούν στην κατασκευή καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του έργου, όπως είναι το ίδιο βάρος του καταστρώματος και των μεσοβάθρων, των πεζοδρομίων και των ασφαλτικών στρώσεων.

Το φορτίο που προσομοιώνει το ίδιο βάρος των μεσοβάθρων αναπαριστάται ως συγκεντρωμένη δύναμη στους κόμβους των μελών των βάθρων καθ' ύψος. Αντίθετα, το φορτίο που αντιστοιχεί στο ίδιο βάρος του καταστρώματος, αναπαριστάται ως ομοιόμορφο γραμμικό φορτίο που εφαρμόζεται στον άξονα της γέφυρας κατά μήκος. Επιπρόσθετα από τα προαναφερθέντα φορτία ενεργούν το ομοιόμορφο φορτίο που προσομοιώνει το ίδιο βάρος της ασφαλτικής στρώσης, των κράσπεδων και των κιγκλιδωμάτων των αυτοκινήτων και των πεζών. Στον Πίνακα 5.1 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά οι τιμές των φορτίων που ανήκουν στην κατηγορία των μόνιμων δράσεων.

Πίνακας 5.1: Φορτία μόνιμων δράσεων που ασκούνται στο φορέα του καταστρώματος.

Ίδιο βάρος καταστρώματος (θέση ακροβάθρων)	750.00 kN/m
Ίδιο βάρος καταστρώματος (θέση μεσοβάθρων)	536.93 kN/m
Ίδιο βάρος καταστρώματος	337.15 kN/m
Ίδιο βάρος ασφαλτικής στρώσης	25.00 kN/m
Ίδιο βάρος πεζοδρομίου	24.13 kN/m
Ίδιο βάρος στηθαίου αυτοκινήτων	1.50 kN/m
Ίδιο βάρος στηθαίου πεζών	1.00 kN/m

5.2 Μεταβαλλόμενες (Οιονεί) Δράσεις

Εντάσσονται οι δράσεις οι οποίες προκύπτουν από τη χρήση της κατασκευής, όπως είναι η κίνηση των οχημάτων επί του οδοστρώματος της γέφυρας και η κίνηση των ανθρώπων επί των πεζοδρομίων. Η εφαρμογή των μεταβαλλόμενων δράσεων επιβάλλεται ταυτόχρονα με τις μόνιμες δράσεις σύμφωνα με τον οιονεί μόνιμο συνδυασμό $G+\psi_{2,1}Q$. Ο συντελεστής συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων για τις οδικές γέφυρες ορίζεται $\psi_{2,1}=0.2$, βάση Ευρωκώδικα 1.

5.2.1 Φορτία κυκλοφορίας

Ο σχεδιασμός οδικών γεφυρών μπορεί να γίνει είτε βάση του Γερμανικού Κανονισμού DIN 1072 (1967) είτε βάση του Ευρωκώδικα 1. Στην παρούσα μελέτη επιλέγεται ο καθορισμός των φορτίων κυκλοφορίας σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 (EN 1991-2 Eurocode 1-Actions on Structures-Part 2: Traffic loads on bridges) διότι θεωρείται από την επιστημονική κοινότητα ότι ανταποκρίνεται αρτιότερα στα σημερινά δεδομένα κυκλοφορίας των οδογεφυρών.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 και δεδομένου ότι το πλάτος του καταστρώματος είναι 12.5 m, διακρίνονται τρεις λωρίδες κυκλοφορίας 3 m και η "υπόλοιπη επιφάνεια", όπως αναφέρεται. Η παρούσα οδική γέφυρα εντάσσεται στην κατηγορία αυτοκινητοδρόμων βαρείας βιομηχανικής κυκλοφορίας διεθνών μεταφορών, άρα τα φορτία που εφαρμόζονται είναι τα εξής:

- Λωρίδα 1: Ομοιόμορφο φορτίο $q_1=9 \text{ kN/m}^2$ σ' όλο το μήκος και όχημα βάρους $Q_1=600 \text{ kN}$ (όχημα 60 t).
- Λωρίδα 2: Ομοιόμορφο φορτίο $q_2=2.5 \text{ kN/m}^2$ σ' όλο το μήκος και όχημα βάρους $Q_2=400 \text{ kN}$ (όχημα 40 t).
- Λωρίδα 3: Ομοιόμορφο φορτίο $q_3=2.5 \text{ kN/m}^2$ σ' όλο το μήκος και όχημα βάρους $Q_3=200 \text{ kN}$ (όχημα 20 t).
- "Υπόλοιπη επιφάνεια" κυκλοφορίας: ομοιόμορφο φορτίο $q_r=2.5 \text{ kN/m}^2$.

Τα φορτία των βαρέων οχημάτων ανάγονται σε γραμμικό κατανεμημένο φορτίο που εφαρμόζεται στον άξονα της γέφυρας κατά μήκος, ως $q'=(600+400+200)/92=13.043 \text{ kN/m}$. Το ομοιόμορφο επιφανειακό φορτίο των λωρίδων, με την ίδια διαδικασία ανάγεται σε γραμμικό και εφαρμόζεται στον άξονα της γέφυρας, ως $q''=9*3+2.5*3+2.5*3+2.5*3.5=50.75 \text{ kN/m}$. Επίσης, στον άξονα της γέφυρας εφαρμόζεται κατακόρυφο φορτίο $q=1 \text{ kN/m}$ που προσομοιώνει την πιθανή κίνηση ανθρώπων επί των κράσπεδων εκατέρωθεν του άξονα.

5.3 Σεισμικές δράσεις

5.3.1 Σεισμικές καταγραφές

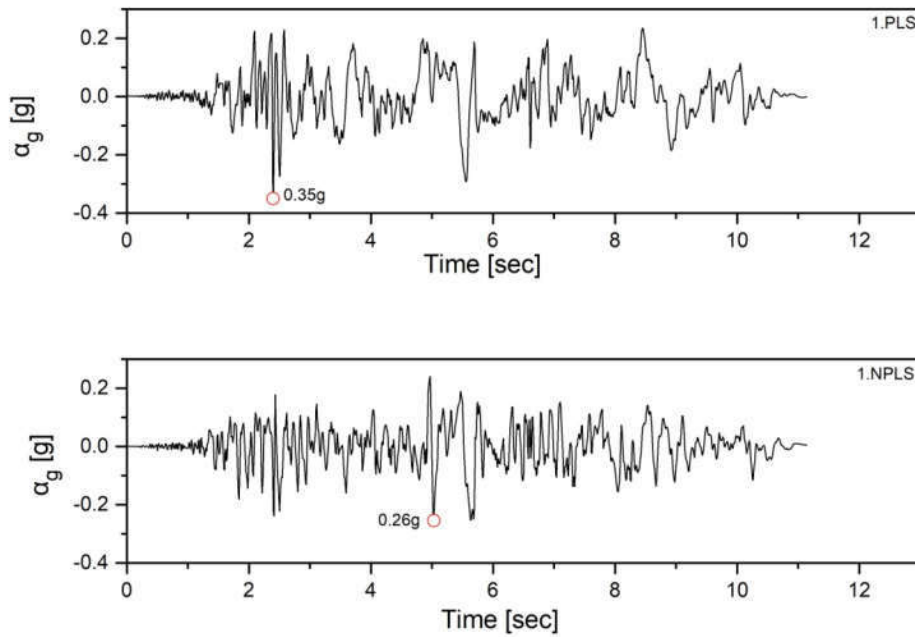
Η έγκυρη εξαγωγή αποτελεσμάτων για τη σεισμική απόκριση της κατασκευής απαιτεί η μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας να επαναλαμβάνεται για τουλάχιστον τρία ζεύγη οριζοντίων συνιστωσών χρονοϊστορίας της εδαφικής κίνησης. Στην παρούσα εργασία για την ανάλυση χρονοϊστορίας επιλέγονται 6 ζεύγη χρονοϊστορίας οριζόντιας κίνησης που εφαρμόζονται κατά τη διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας. Οι εδαφικές κινήσεις που επιλέχθηκαν για την ανάλυση χρονοϊστορίας προέρχονται από καταγραφές στην κοντινή περιοχή του ρήγματος, προκειμένου να παρουσιάζουν τα χαρακτηριστικά των εδαφικών κινήσεων κοντινού πεδίου.

Οι παλμικές καταγραφές επιλέχθηκαν έτσι ώστε η τιμή των περιόδων των παλμών να είναι κοντά αλλά και μακριά από την ιδιοπερίοδο της γέφυρας για όλες τις περιπτώσεις της σύνδεσης των βάρων με το κατάστρωμα. Στον Πίνακα 5.2 συγκεντρώνονται οι παλμικές καταγραφές με την τιμή της ιδιοπεριόδου και το πλάτος των δύο πρώτων παλμών που εντοπίζονται στη χρονοϊστορία ταχύτητας.

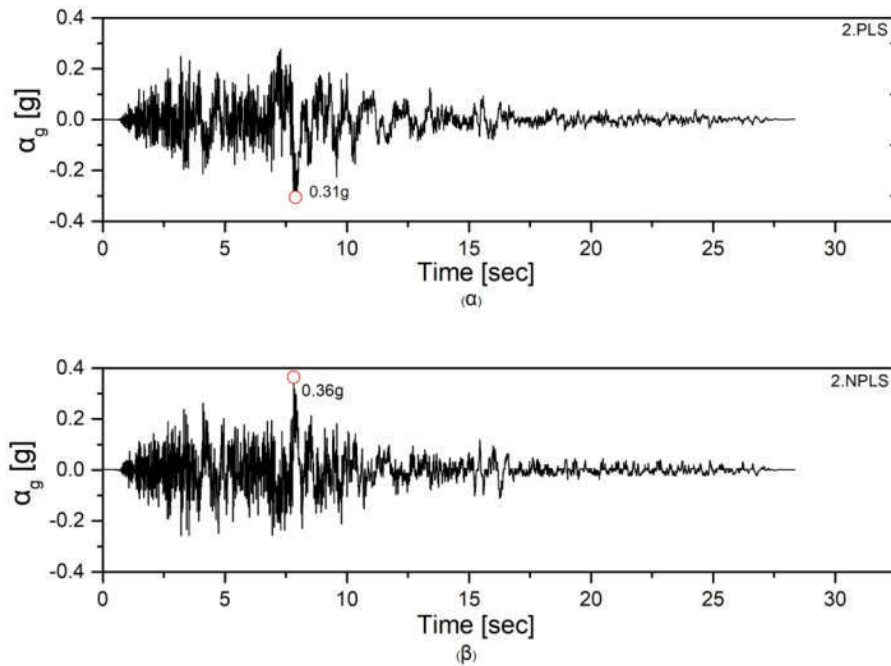
Πίνακας 5.2: Λίστα παλμικών καταγραφών.

No. Καταγραφής	1 ^{ος} Παλμός		2 ^{ος} Παλμός	
	T _p [sec]	a _p [cm/sec]	T _p [sec]	a _p [cm/sec]
1	1.63	44.22	2.91	27.97
2	1.9	53.8	1.46	18.74
3	3	114.97	1.65	31.64
4	2.4	106.74	6.1	37.12
5	2.38	87.73	2.45	34.82
6	2.62	122.77	1.51	70.36

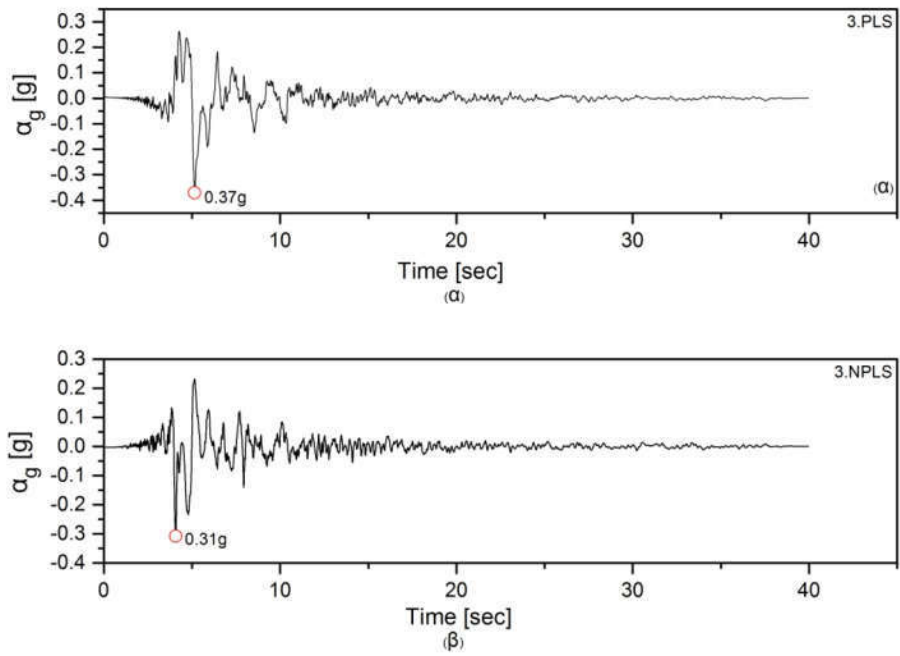
Στα Σχήματα 5.1 έως 5.6 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες επιτάχυνσης των εδαφικών κινήσεων για τις 6 σεισμικές καταγραφές. Αναφέρεται ότι οι καταγραφές που έχουν χαρακτηριστεί ως παλμικές συμβολίζονται ως %a.PLS ενώ οι μη παλμικές ως %a.NPLS, όπου %a υποδηλώνει το νούμερο της καταγραφής. Ενώ στα Σχήματα 5.7 έως 5.12 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες ταχύτητας των απομονωμένων έξι πρώτων παλμών που εξάγονται από την παλμική εδαφική καταγραφή. Σημειώνεται ότι η χρονική τοποθέτηση των παλμών γίνεται βάση του χρονικού εντοπισμού τους στη χρονοϊστορία της καταγραφής.



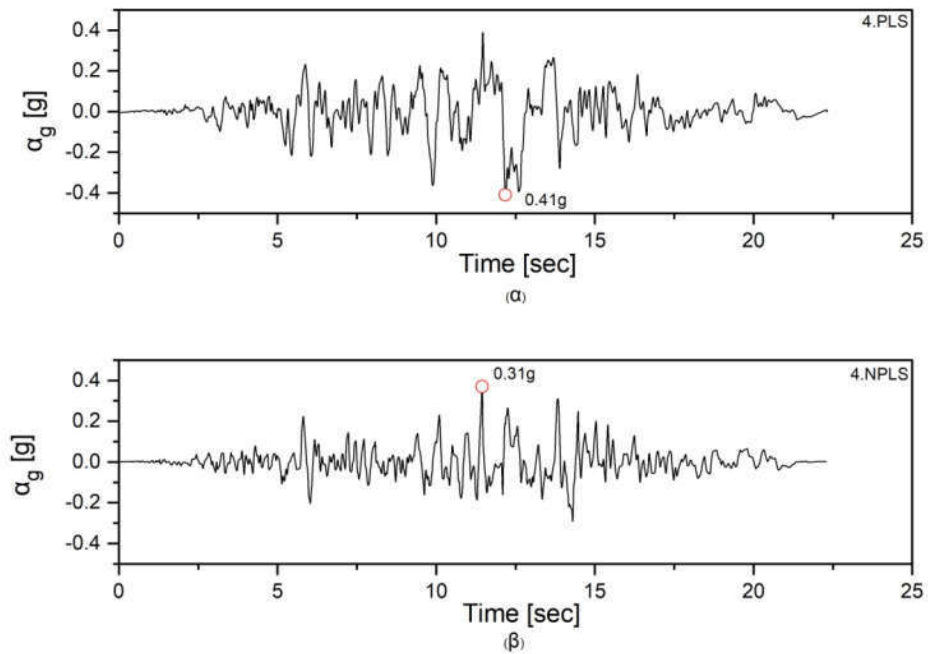
Σχήμα 5.1: Χρονοϊστορία εδαφικής επιτάχυνσης (α) παλμικής και (β) μη παλμικής για την αρχική καταγραφή No.1 .



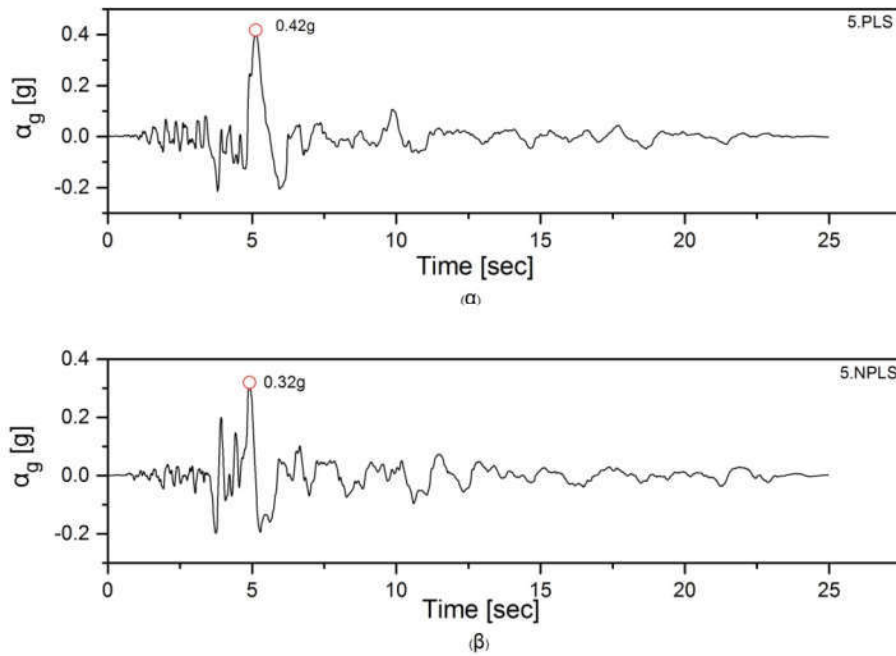
Σχήμα 5.2: Χρονοϊστορία εδαφικής επιτάχυνσης (α) παλμικής και (β) μη παλμικής για την αρχική καταγραφή No.2 .



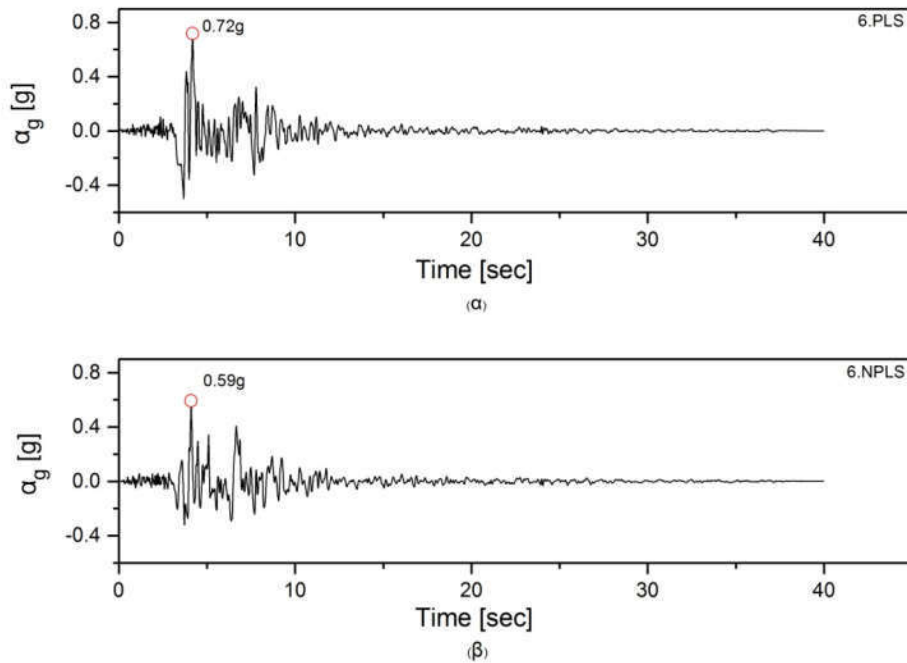
Σχήμα 5.3: Χρονοϊστορία εδαφικής επιτάχυνσης (α) παλμικής και (β) μη παλμικής για την αρχική καταγραφή No.3 .



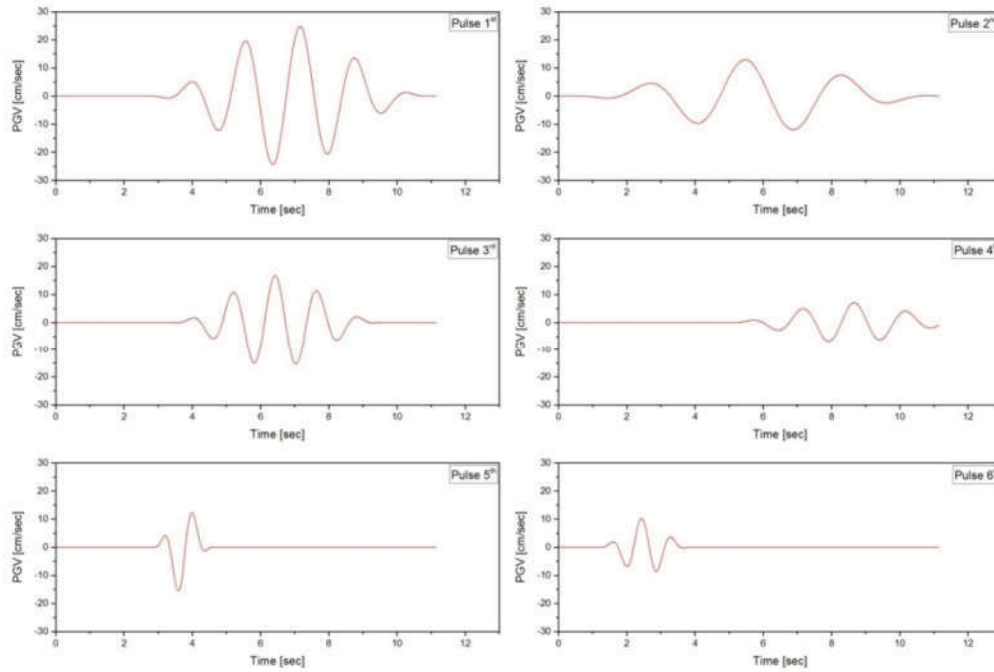
Σχήμα 5.4: Χρονοϊστορία εδαφικής επιτάχυνσης (α) παλμικής και (β) μη παλμικής για την αρχική καταγραφή No.4 .



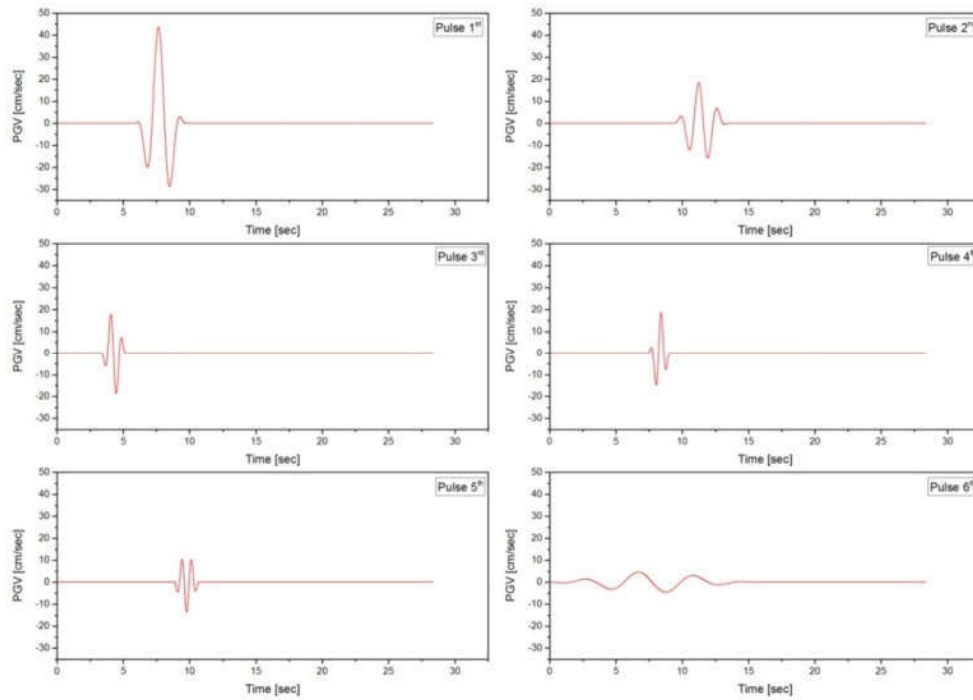
Σχήμα 5.5: Χρονοϊστορία εδαφικής επιτάχυνσης (α) παλμικής και (β) μη παλμικής για την αρχική καταγραφή No.5 .



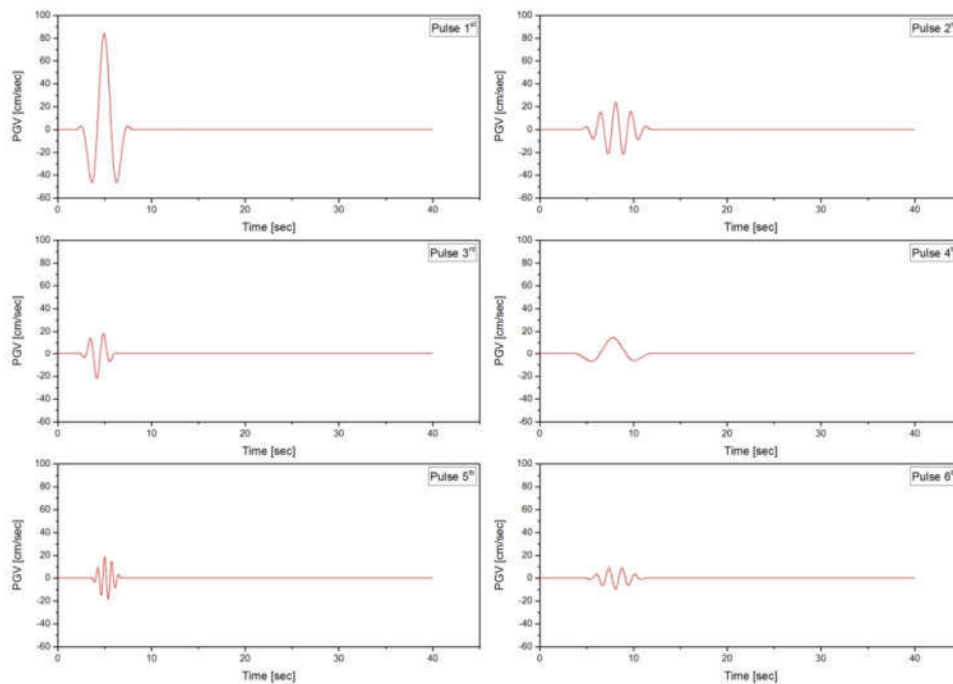
Σχήμα 5.6: Χρονοϊστορία εδαφικής επιτάχυνσης (α) παλμικής και (β) μη παλμικής για την αρχική καταγραφή No.6 .



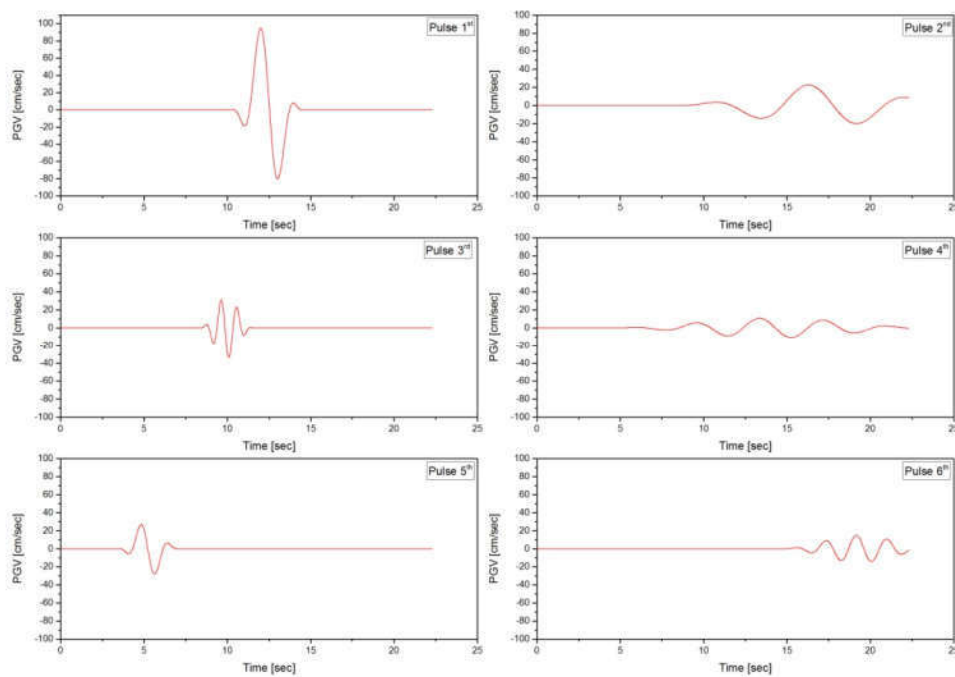
Σχήμα 5.7: Χρονοϊστορία ταχύτητας των έξι πρώτων παλμών της παλμικής καταγραφής No.1 .



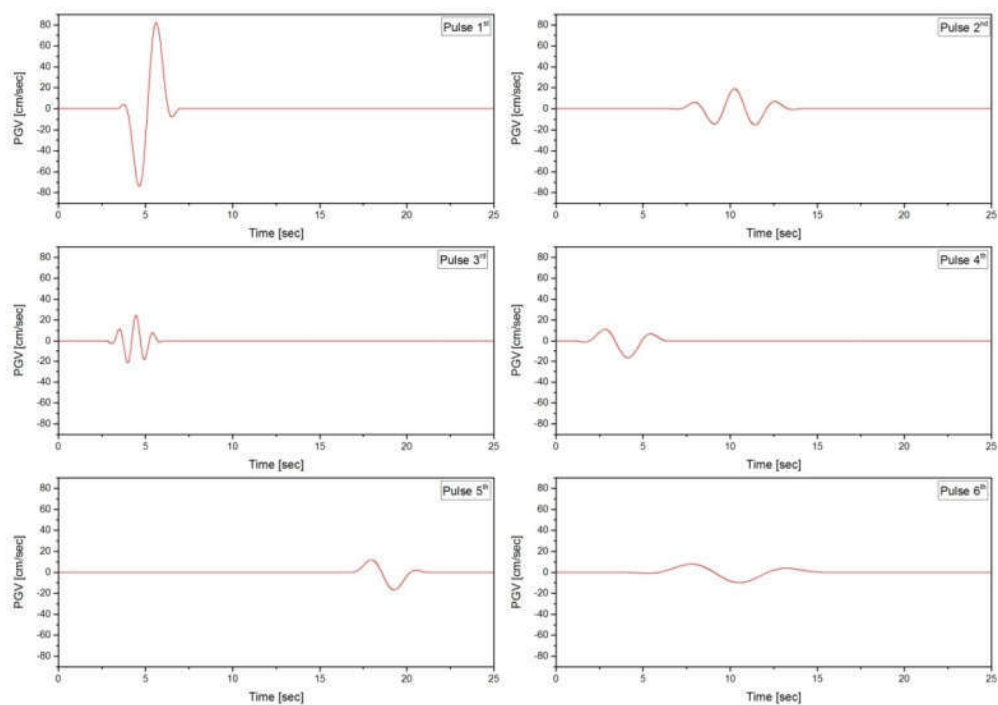
Σχήμα 5.8: Χρονοϊστορία ταχύτητας των έξι πρώτων παλμών της παλμικής καταγραφής No.2 .



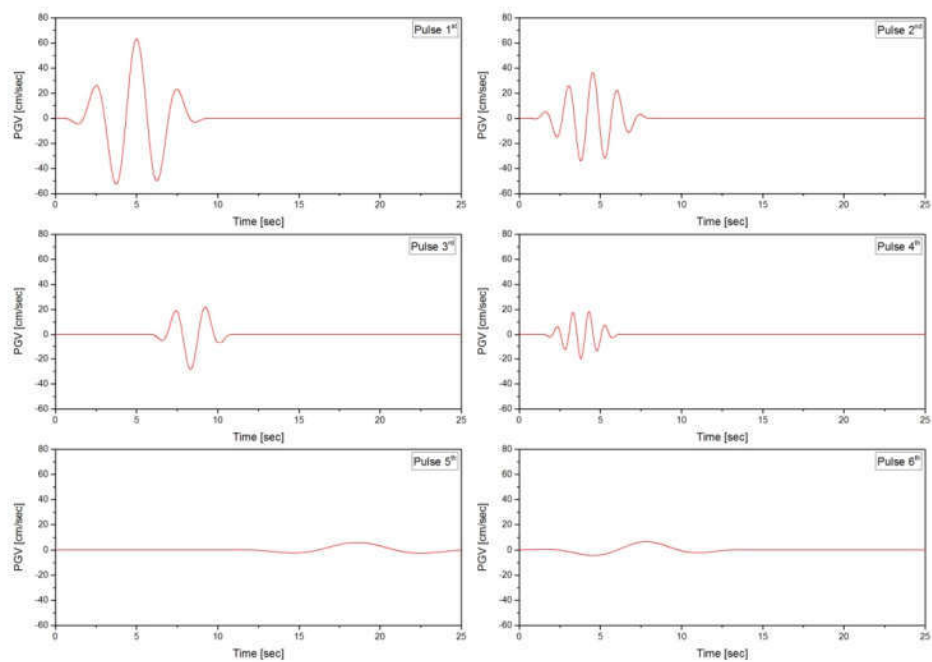
Σχήμα 5.9: Χρονοϊστορία ταχύτητας των έξι πρώτων παλμών της παλμικής καταγραφής No.3 .



Σχήμα 5.10: Χρονοϊστορία ταχύτητας των έξι πρώτων παλμών της παλμικής καταγραφής No.4 .



Σχήμα 5.11: Χρονοϊστορία ταχύτητας των έξι πρώτων παλμών της παλμικής καταγραφής No.5 .



Σχήμα 5.12: Χρονοϊστορία ταχύτητας των έξι πρώτων παλμών της παλμικής καταγραφής No.6 .

Για τη διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς των γεφυρών επιλέγεται η μη γραμμική ανάλυση της χρονοϊστορίας να εκτελεστεί για το συνδυασμό όπου η παλμική καταγραφή εφαρμόζεται κατά τη διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας αλλά και κατά την εγκάρσια. Αναφέρεται ότι οι σεισμικοί συνδυασμοί όπου η παλμική καταγραφή εφαρμόζεται στη διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας συμβολίζονται ως %a.PLS.L ενώ οι συνδυασμοί όπου η παλμική καταγραφή ασκείται στην εγκάρσια διεύθυνση συμβολίζονται ως %a.PLS.T, όπου %a υποδηλώνει το νούμερο της καταγραφής και ο χαρακτήρας L και T τη διεύθυνση που ασκείται η παλμική καταγραφή.

5.3.2 Κλιμάκωση καταγραφών βάση EK8

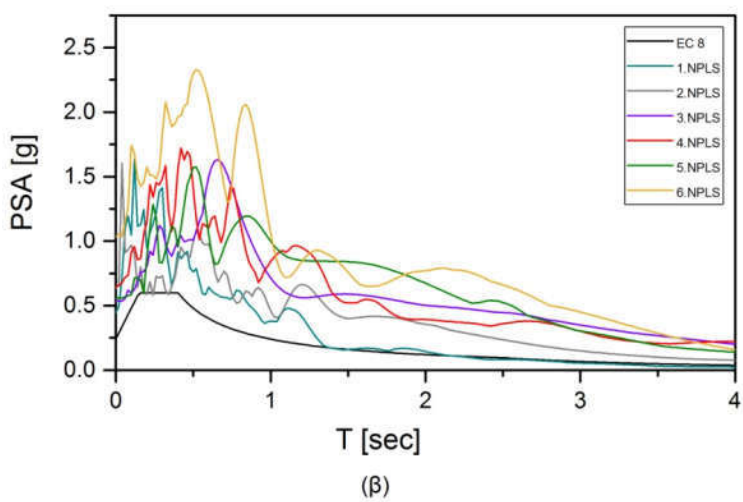
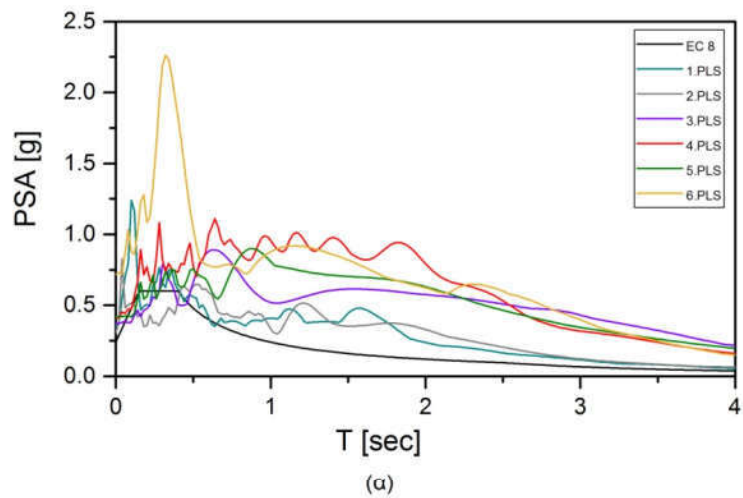
Σύμφωνα με τον EK8 οι καταγραφές που επιλέγονται να επιβληθούν στον φορέα πρέπει να είναι συμβατές με το αντίστοιχο ελαστικό φάσμα απόκρισης της σεισμικής δράσης σχεδιασμού με απόσβεση 5%. Η μελέτη σχεδιασμού του δεδομένου φορέα έχει γίνει βάση ελαστικού φάσματος απόκρισης 5% του κανονισμού για σεισμική ζώνη II (0.24g) και εδαφικό υπόβαθρο τύπου A.

Προκειμένου να επιτευχθεί η συμβατότητα των καταγραφών που μπορεί να προέρχονται από οποιαδήποτε σεισμικά γεγονότα, γίνεται κλιμάκωση των παλμικών και μη καταγραφών σε όλο το εύρος των εδαφικών κινήσεων με βάση κριτηρίων. Η διαδικασία της κλιμάκωσης που ακολουθείται περιγράφεται παρακάτω:

- Υπολογίζεται η μέση τιμή του ελαστικού φάσματος απόκρισης με απόσβεση 5% των καταγραφών.
- Υπολογίζεται ο συντελεστής κλιμάκωσης λ_1 , ώστε η φασματική επιτάχυνση για περίοδο $T=0$ της μέση τιμής του ελαστικού φάσματος απόκρισης των καταγραφών να ισούται με την αντίστοιχη από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού.
- Υπολογίζεται ο συντελεστής κλιμάκωσης λ_2 , ώστε η φασματική επιτάχυνση της μέση τιμής του ελαστικού φάσματος απόκρισης των καταγραφών να είναι μεγαλύτερη ή ίση με το 90% της φασματικής επιτάχυνσης από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού, για διάστημα περιόδων $0.2 T_1$ έως $1.5T_1$, όπου T_1 η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής. Σε αυτό το σημείο επισημαίνεται ότι προκειμένου τα αποτελέσματα να είναι συγκρίσιμα για τους διαφορετικούς τύπους σύνδεσης των βάρων με το κατάστρωμα και σε συνδυασμό ότι οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι κυμαίνονται σε ένα εύρος από 0.88 έως 1.94 sec, ο συντελεστής κλιμάκωσης λ_2 υπολογίστηκε στο εύρος από 0 έως 4 sec.

Έτσι προκύπτει το γινόμενο των συντελεστών κλιμάκωσης ίσο με 1 και 1.75 για τις παλμικές και μη παλμικές καταγραφές, αντίστοιχα. Στο Σχήμα 5.13

παρουσιάζονται το ελαστικό φάσμα απόκρισης για απόσβεση 5% των καταγραφών μετά την κλιμάκωση σε συνδυασμό με φάσμα σχεδιασμού.



Σχήμα 5.13: Σύγκριση φάσματος σχεδιασμού κατά ΕΚ 8 με τα κλιμακούμενα φάσματα (α) των εδαφικών παλμικών καταγραφών και (β) των μη παλμικών.

Κεφάλαιο 6

Περιγραφή διαδικασίας προσομοίωσης στο OpenSees

Στο παρών κεφάλαιο περιγράφεται η διαδικασία που ακολουθήθηκε για την προσομοίωση της κατασκευής σε πρόγραμμα στατικών και δυναμικών αναλύσεων. Στην παρούσα εργασία έγινε η χρήση του ανοιχτού κώδικα λογισμικού OpenSees, τα αρχικά του οποίου προέρχονται από την ονομασία Open System for Earthquake Engineering Simulation. Το OpenSees ξεκίνησε να αναπτύσσεται το 1999 στο Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) για την προσομοίωση της σεισμικής απόκρισης κατασκευών και εδαφικών συστημάτων. Η βασική γλώσσα προγραμματισμού στην οποία είναι γραμμένο είναι η C++, βέβαια συναντώνται και ορισμένες υπορουτίνες σε γλώσσα C ή Fortran, ενώ ο χρήστης γράφει σε γλώσσα Tcl τον κώδικα που πρόκειται να εκτελεστεί.

Το πρόγραμμα του OpenSees διαθέτει προχωρημένες δυνατότητες για την προσομοίωση και την ανάλυση συστημάτων με ανελαστική συμπεριφορά με τη χρήση πλήθους υλικών, στοιχείων και αλγορίθμων επίλυσης για ανελαστικές και δυναμικές αναλύσεις. Κύρια χρήση του είναι για αναλύσεις κατασκευών που προσομοιώνονται με ραβδωτά πεπερασμένα στοιχεία δίνοντας και τη δυνατότητα χρήσης στοιχείων με κατανεμημένη πλαστιμότητα. Σε πιο σπάνιες περιπτώσεις χρησιμοποιείται και για την ανάλυση φορέων που έχουν προσομοιωθεί με επιφανειακά και χωρικά πεπερασμένα στοιχεία.

Η ανάλυση με το OpenSees υπερτερεί σε σύγκριση με τη χρήση άλλων προγραμμάτων ανάλυσης σε επίπεδο δυνατοτήτων προσομοίωσης των μελών, ακρίβειας των αποτελεσμάτων και ταχύτητας εκτέλεσης των αναλύσεων. Πλεονέκτημα της χρήσης του προγράμματος αποτελεί η μεγαλύτερη δυνατότητα ελέγχου της διαδικασίας ανάλυσης και των παραδοχών που λαμβάνονται από τον χρήστη. Παρά την παρουσία των σημαντικών πλεονεκτημάτων, το πρόγραμμα του OpenSees χαρακτηρίζεται από ένα βασικό μειονέκτημα, την έλλειψη γραφικού περιβάλλοντος και την εισαγωγή του φορέα μέσω κώδικα, το οποίο μπορεί να είναι ιδιαίτερα δυσχερές για χρήστες χωρίς ιδιαίτερη εμπειρία σε παρόμοιο περιβάλλον. Επιπλέον, η απουσία ενός εκτενούς εγχειριδίου για τη χρήση του προγράμματος αλλά αντίθετα η περιληπτική περιγραφή των εντολών στη ιστοσελίδα του OpenSees αποτελεί ένα εμπόδιο κυρίως για τους νέους χρήστες.

6.1 Εισαγωγή γεωμετρία του φορέα

Η προσομοίωση της κατασκευής στο πρόγραμμα του OpenSees γίνεται με τον ορισμό της γεωμετρίας του φορέα, δηλαδή το πλήθος των διαστάσεων, τις συντεταγμένες των κόμβων και τους βαθμούς ελευθερίας σε κάθε κόμβο. Ο καθορισμός του πλήθους των διαστάσεων του προσομοιώματος, και κατ' επέκταση των αντίστοιχων βαθμών ελευθερίας γίνεται με τη χρήση της εντολής `model BasicBuilder`, στη συνέχεια δίνεται η σύνταξή της σε γλώσσα `tcl`.

```
model BasicBuilder -ndm $ndm <-ndf $ndf>
```

Τα μοναδικά ορίσματα που είναι απαραίτητα είναι το πλήθος των διαστάσεων και οι βαθμοί ελευθερίας των κόμβων. Στην συγκεκριμένη εργασία επιλέχθηκε η χωρική προσομοίωση της γέφυρας, άρα οι διαστάσεις και οι βαθμοί ελευθερίας ισούνται με τρία και έξι, αντίστοιχα.

Το επόμενο βήμα είναι η εισαγωγή της γεωμετρία του φορέα, όπου αυτό υλοποιείται με την εισαγωγή κόμβων σε συγκεκριμένες θέσεις. Η εντολή που χρησιμοποιείται είναι η `node`, παρακάτω δίνεται η μορφή της σε γλώσσα `tcl`.

```
node $nodeTag (ndm $coords)
```

Τα δεδομένα εισαγωγής της εντολής είναι το όνομα του κόμβου που τον αντιπροσωπεύει και οι τιμές των τριών συντεταγμένων (x,y,z), καθώς όπως προαναφέρθηκε η προσομοίωση του μοντέλου είναι στις τρεις διαστάσεις.

6.2 Μηχανικά χαρακτηριστικά υλικών

6.2.1 Χάλυβας

Ο χάλυβας όλων των διαμήκων και εγκάρσιων οπλισμών της γέφυρας είναι κατηγορίας B500c, ανήκει στη κατηγορία χάλυβα υψηλής αντοχής και ολκιμότητας με ευρεία χρήση στις κατασκευές που σχεδιάζονται βάση του αντισεισμικού σχεδιασμού. Σύμφωνα με το Παράρτημα C του Ευρωκώδικα 2 ο χάλυβας κατηγορίας B500c χαρακτηρίζεται από ονομαστική αντοχή διαρροής $f_{yk}=500$ MPa και παραμόρφωση για τη μέγιστη τάση $\epsilon_{uk}=7.5\%$.

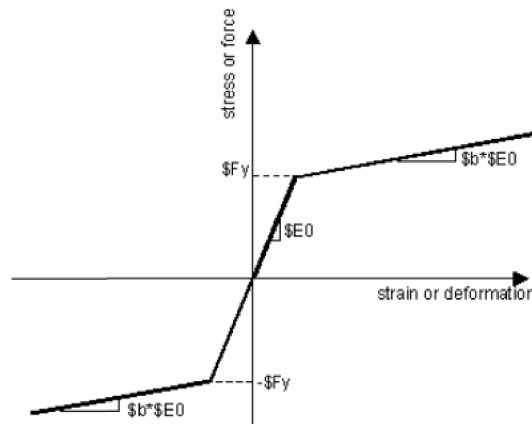
Σε περίπτωση που δεν υπάρχουν συγκεκριμένες πληροφορίες για τον χάλυβα που θα χρησιμοποιηθεί στο έργο η μέγιστη αντοχή του μπορεί να λαμβάνεται ίση με το 1.25 της μέσης αντοχής, ενώ οι μέσες τιμές των μηχανικών ιδιοτήτων μπορούν να εκτιμούνται σύμφωνα με τα κάτωθι (EK8-2 Παράρτημα E).

$$\frac{f_{ym}}{f_{yk}} = 1.15 \quad (6.1)$$

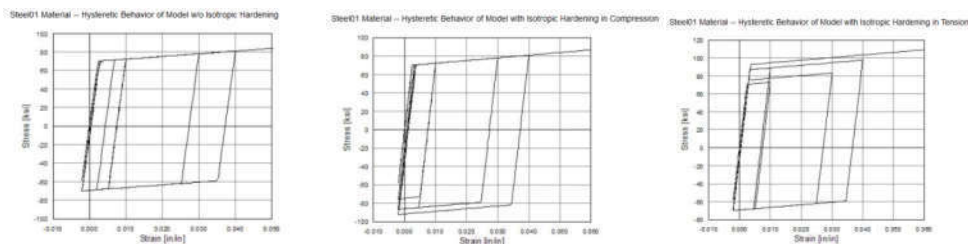
$$\epsilon_{su} = \epsilon_{uk} \quad (6.2)$$

άρα για το χάλυβα B500c προκύπτουν $f_{ym}=575$ MPa, $f_{su}=718.75$ MPa και $\epsilon_{su}=7.5\%$.

Η προσομοίωση του υλικού του χάλυβα στο μοντέλο γίνεται με το υλικό Steel01, το οποίο έχει διγραμμική σχέση τάσεων-παραμορφώσεων με κράτωση στο μετελαστικό κλάδο, τόσο για θλιπτικές όσο και για εφελκυστικές τάσεις. Το διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων που ακολουθεί το συγκεκριμένο υλικό φαίνεται στο Σχήμα 6.1, ενώ στο Σχήμα 6.2 φαίνεται η υστερητική συμπεριφορά του υλικού σε θλίψη και εφελκυσμό.



Σχήμα 6.1: Σχηματική απεικόνιση της σχέσης τάσεων-παραμορφώσεων του υλικού Steel 01 (OpenSees Wiki).



Σχήμα 6.2: Σχηματική απεικόνιση υστερητικής συμπεριφοράς του υλικού Steel 01 (OpenSees Wiki).

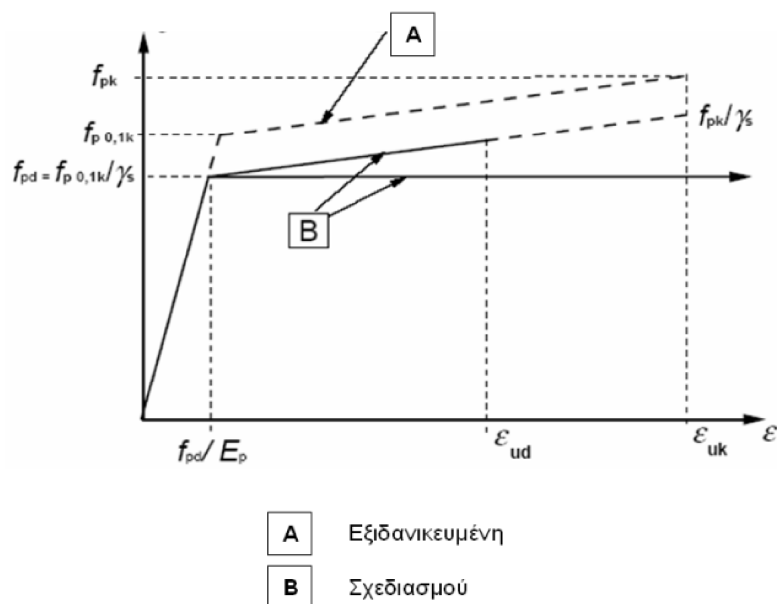
Η εντολή που χρησιμοποιείται σε γλώσσα Tcl για τον ορισμό του υλικού του χάλυβα είναι η παρακάτω.

uniaxialMaterial Steel01 \$matTag \$Fy \$E0 \$b

Τα ορίσματα που απαιτούνται για τη σύνταξη της, είναι με τη σειρά ο αριθμός που αντιστοιχεί στο συγκεκριμένο υλικό, η τάση διαρροής, το μέτρο ελαστικότητας του αρχικού ελαστικού κλάδου και ο λόγος b των μέτρων ελαστικότητας πριν και μετά τη διαρροή. Ο υπολογισμός του λόγου b μπορεί να ορισθεί βάση των σημείων διαρροής και μέγιστης τάσης, έτσι προκύπτει η τιμή $b=0.01$.

6.2.2 Χάλυβας προέντασης

Ο χάλυβας προέντασης που χρησιμοποιείται στα λικνιζόμενα βάρη είναι κατηγορίας S1500/1700, γενικότερα οι χάλυβες προέντασης διακρίνονται από υψηλό όριο διαρροής προκειμένου να μειώνεται το ποσοστό της δύναμης που χάνεται. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά του χρησιμοποιούμενου χάλυβα είναι η χαρακτηριστική τιμή της τάσης διαρροής που συμβολίζεται με $f_{p0,1k}$ και ισούται με 1500 MPa και η χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή που συμβολίζεται με f_{ptk} και ισούται με 1700 MPa (Σχήμα 6.3). Ενώ το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα προέντασης είναι ίδιο με το χάλυβα οπλισμού, δηλαδή 200 GPa.

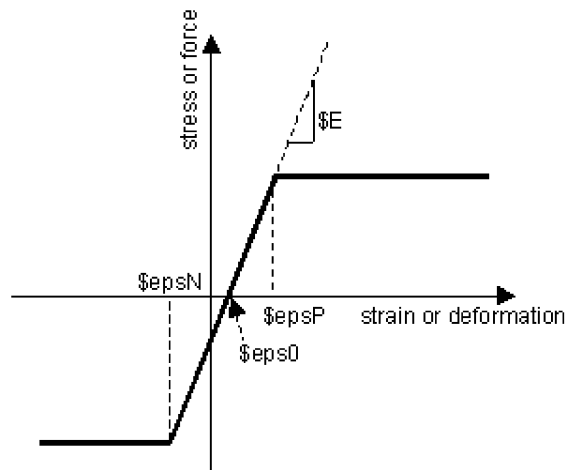


Σχήμα 6.3: Εξιδανικευμένο διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων και διάγραμμα σχεδιασμού χάλυβα προέντασης (EN 1992-1-1).

Η προσομοίωση του υλικού του χάλυβα προέντασης στο μοντέλο του OpenSees γίνεται με το υλικό ElasticPP, η συμπεριφορά των τάσεων-παραμορφώσεων του υλικού χαρακτηρίζεται ως ελαστική πλήρως πλαστική. Στο Σχήμα 6.4 παρουσιάζεται το διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων του υλικού όπως ορίζεται στο OpenSees. Στη συνέχεια δίνεται η εντολή σύνταξης για το υλικό του χάλυβα προέντασης σε γλώσσα tcl.

```
uniaxialMaterial ElasticPP $matTag $E $sepsP <$sepsN $seps0>
```

Τα ορίσματα που απαιτούνται για τη σύνταξη της εντολή είναι με τη σειρά που ζητούνται ο αριθμός που αντιστοιχεί στο υλικό, το μέτρο ελαστικότητας και η παραμόρφωση διαρροής του χάλυβα προέντασης. Ενώ τα ορίσματα που βρίσκονται σε αγκύλη είναι προαιρετικά να οριστούν και αντιστοιχούν στην θλιπτική παραμόρφωση διαρροής και στην αρχική παραμόρφωση που μπορεί να έχει ο τένοντας λόγω προέντασης. Στο σημείο αυτό αναφέρεται ότι στο μοντέλο θεωρείται ότι ο χάλυβας προέντασης δεν έχει δυνατότητα να παραμορφώνεται υπό θλιπτικά φορτία, έτσι οι τιμές των ορισμάτων που βρίσκονται στην αγκύλη θεωρούνται μηδέν. Επίσης για την εκτέλεση της στατικής μη γραμμικής ανάλυσης και τις αναλύσεις χρονοϊστορίας ορίζεται η μέση τιμή της αντοχής του χάλυβα προέντασης ίση με το 1.15 της χαρακτηριστικής τιμής του.



Σχήμα 6.4: Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων υλικού ElasticPP (OpenSees Wiki).

6.2.3 Μη περισφιγμένο σκυρόδεμα

Το σύνολο των δομικών στοιχείων της γέφυρας έχει κατασκευαστεί από σκυρόδεμα κατηγορίας C30/35. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά του σκυροδέματος των οποίων η γνώση είναι απαραίτητη για την ανάλυση της κατασκευής είναι η τιμή της μέσης θλιπτικής αντοχής (f_{cm}) και του μέτρου ελαστικότητας (E_{cm}) του σκυροδέματος

σε ηλικία 28 ημερών, καθώς και η τιμή της παραμόρφωσης (ϵ_{c1}) που αντιστοιχεί στην μέση θλιπτική αντοχή f_{cm} και της ονομαστικής παραμόρφωσης αστοχίας (ϵ_{cu1}). Στον Πίνακα 6.1 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα μηχανικά χαρακτηριστικά για την κατηγορία C30/35, όπως ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 2.

Πίνακας 6.1: Μηχανικές ιδιότητες σκυροδέματος κατηγορίας C30/35 βάση ΕΚ 2.

Κατηγορία Σκυροδέματος C30/35	
f_{ck} (MPa)	30
f_{cm} (MPa)	38
E_{cm} (GPa)	33
ϵ_{c1} (‰)	2.2
ϵ_{cu1} (‰)	3.5

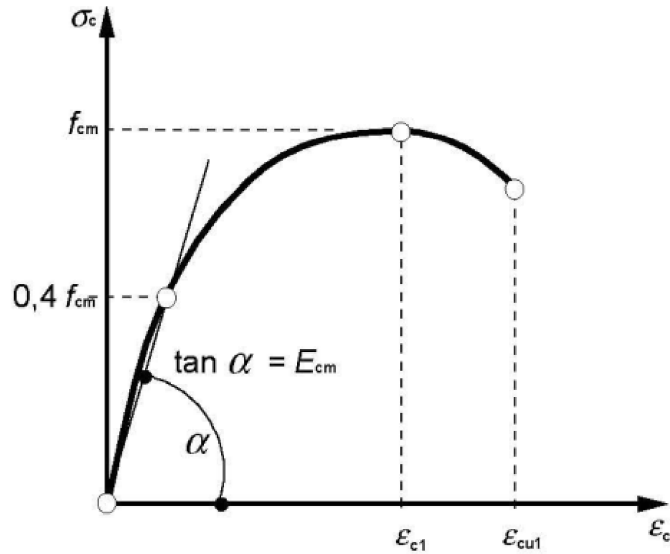
Το μοντέλο περιγραφής της σχέσης τάσεων-παραμορφώσεων για βραχυχρόνια μονοαξονική φόρτιση του σκυροδέματος, που προτείνει ο Ευρωκώδικας 2-1 φαίνεται σχηματικά στο Σχήμα 6.5, ενώ η ακριβής μαθηματική του περιγραφή δίνεται από τις κάτωθι σχέσεις. Η μαθηματική σχέση τάσεων-παραμορφώσεων ισχύει για τιμές της ανηγμένης παραμόρφωσης που αντιστοιχούν στην ονομαστική αστοχία. Επίσης το μοντέλο που προτείνεται ισχύει για τιμές της παραμόρφωσης μέχρι την τιμή $\epsilon_{cu1}=3.5$ ‰.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \quad (6.3)$$

όπου

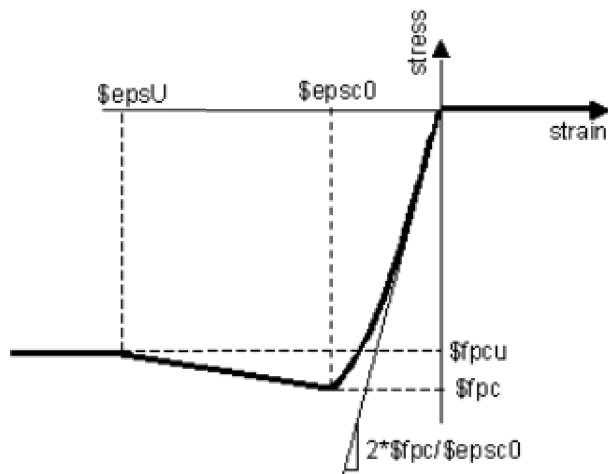
$$\eta = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \quad (6.4)$$

$$k = 1.05 \cdot E_{cm} \cdot \frac{\epsilon_{c1}}{f_{cm}} \quad (6.5)$$



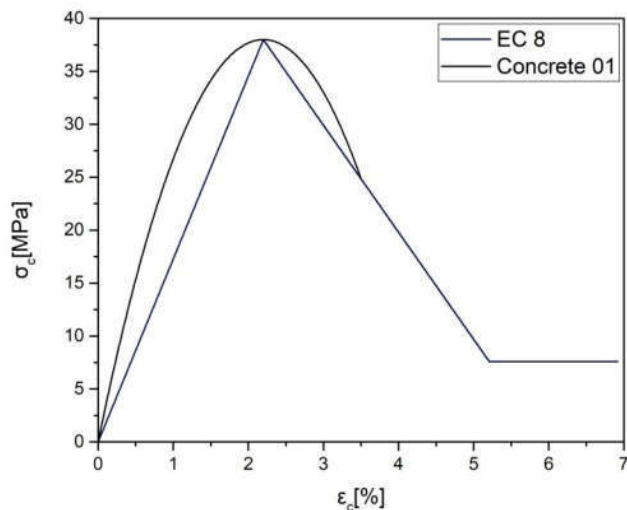
Σχήμα 6.5: Σχηματική απεικόνιση της σχέσης τάσεων-παραμορφώσεων του σκυροδέματος για την ανάλυση των κατασκευών (EN 1992 1-1).

Η προσομοίωση του υλικού του σκυροδέματος στο πρόγραμμα OpenSees επιλέχθηκε να γίνει με το υλικό Concrete 01 που ακολουθεί τον καταστατικό νόμο υλικού που πρότειναν οι Kent, Scott και Park και παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.6. Η επιλογή έγινε έτσι ώστε ο νόμος του υλικού να είναι σύμφωνος με το προτεινόμενο νόμο από τον Ευρωκώδικα 2-1, που προαναφέρθηκε. Σε αυτό το σημείο επισημαίνεται ότι το μοντέλο που προτείνουν οι Kent- Scott-Park διαφοροποιείται στο φθίνων κλάδο, ο οποίος είναι γραμμικός, σε σχέση με το μοντέλο του Ευρωκώδικα 2 που είναι παραβολικός δευτέρου βαθμού.



Σχήμα 6.6: Σχηματική απεικόνιση της σχέσης τάσεων-παραμορφώσεων του υλικού Concrete 01 (OpenSees Wiki).

Προκειμένου να εξεταστεί η πραγματική συμπεριφορά του σκυροδέματος στη γέφυρα, το διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων επιλέγεται να προεκταθεί έως την τιμή της θλιπτικής αντοχής που ισούται με το 20% της μέσης θλιπτικής (f_{cm}), δηλαδή $\sigma_c=7.6$ MPa, και αντιστοιχεί σε ανηγμένη παραμόρφωση ίση με $\epsilon_{cu}=5.2$ ‰. Στο Σχήμα 6.7 αναπαριστάται το μοντέλο του μη περισφιγμένου σκυροδέματος βάση του Ευρωκώδικα 2-1, που ακολουθείται για μη γραμμικές αναλύσεις, και το μοντέλο που προκύπτει από τη χρήση της εντολής Concrete 01.



Σχήμα 6.7: Προσομοίωμα μη περισφιγμένου σκυροδέματος βάση ΕΚ2-1 και προσομοίωμα με την εντολή Concrete 01.

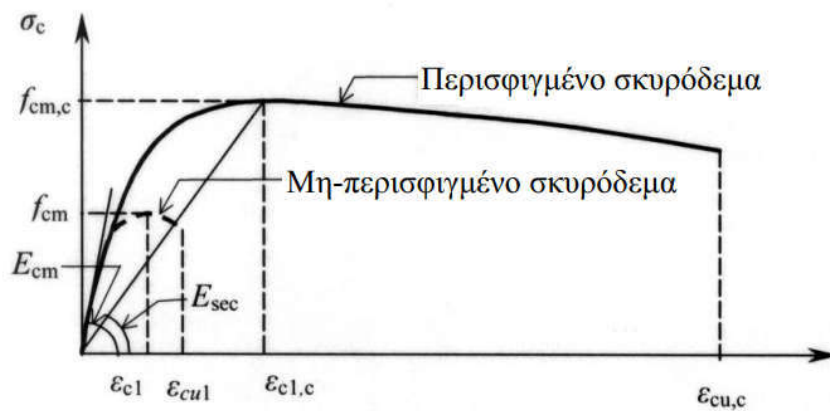
Η εντολή εισαγωγής του νόμου υλικού του σκυροδέματος σε γλώσσα Tcl δίνεται παρακάτω.

```
uniaxialMaterial Concrete01 $matTag $fpc $eps0 $fpcu $epsU
```

Τα ορίσματα που απαιτούνται για τη σύνταξη της είναι με τη σειρά που ζητούνται ο αριθμός που αντιπροσωπεύει το υλικό, η μέγιστη θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος και η αντίστοιχη παραμόρφωση, η ελάχιστη τιμή της θλιπτικής αντοχής και η παραμόρφωση του σκυροδέματος όταν ο κλάδος του διαγράμματος γίνεται οριζόντιος. Η εισαγωγή των τιμών της θλιπτικής αντοχής και της παραμόρφωσης γίνεται με αρνητικό πρόσημο καθώς με αυτό τον τρόπο υποδηλώνεται η θλίψη.

6.2.4 Περισφιγμένο σκυρόδεμα

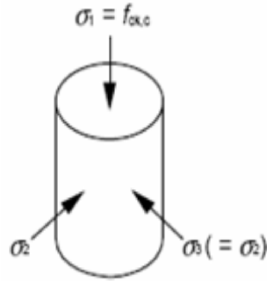
Η παρουσία των εγκάρσιων οπλισμών στα βάρθρα βελτιώνει σημαντικά τα μηχανικά χαρακτηριστικά του πυρήνα της διατομής του σκυροδέματος, λόγω της παθητικής περισφιγξης. Ο μηχανισμός που λαμβάνει χώρα κατά το φαινόμενο αυτό ενεργοποιείται όταν η διατομή θλίβεται, καθώς αυτή τείνει να διογκωθεί λόγω του φαινομένου Poisson. Όμως η διογκωση παρεμποδίζεται από τους εγκάρσιους οπλισμούς και το εφελκυσμένο τμήμα της διατομής, σε περίπτωση που δεν εφαρμόζεται καθαρή θλίψη. Το αποτέλεσμα είναι ο πυρήνας το σκυροδέματος να βρίσκεται υπό τριαξονική ένταση και ως εκ τούτου να παρουσιάζει μεγαλύτερη θλιπτική αντοχή και ανηγμένη παραμόρφωση σε σύγκριση με το μη περισφιγμένο.



Σχήμα 6.8: Σχέση τάσεων-παραμορφώσεων περισφιγμένου σκυροδέματος (EN 1998-2 (E)).

Ο υπολογισμός των μηχανικών χαρακτηριστικών του περισφιγμένου σκυροδέματος γίνεται βάση της μεθοδολογίας που προτείνεται από τον Ευρωκώδικα 8 (EN 1998-2), η οποία βασίζεται στο προσομοίωμα των Mander et al (1980) όσο αναφορά την αντοχή και στην απλοποιημένη σχέση Palley και Priestley (1992) όσο αναφορά την παραμόρφωση αστοχίας. Για ορθογωνικές ή τετραγωνικές διατομές η ενεργός τάση περισφιγξεως που δρα σε κάθε εγκάρσια διεύθυνση υπολογίζεται ως:

$$\sigma_c = \alpha \cdot \rho_w \cdot f_{ym} \quad (6.6)$$



Σχήμα 6.9: Τριαξονική ένταση περισφιγμένου σκυροδέματος (Φαρδής, 2015).

όπου ρ_w είναι το ογκομετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού για την εξεταζόμενη διεύθυνση, α ο συντελεστής απόδοσης της περισφιγξης και f_{ym} η μέση τιμή της τάσης διαρροής του χάλυβα των εγκάρσιων οπλισμών.

Ο συντελεστής απόδοσης της περισφιγξης για ορθογωνικές διατομές παίρνει τις τιμές μεταξύ 0.75 και 0.85, ενώ ο αναλυτικός τύπος υπολογισμού του δίνεται παρακάτω:

$$\alpha = \alpha_s \cdot \alpha_n \quad (6.9)$$

όπου

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s_L}{2b_o}\right) \cdot \left(1 - \frac{s_L}{2h_o}\right) \quad (6.10)$$

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_o h_o} \quad (6.11)$$

όπου b_o και h_o είναι οι διαστάσεις της περισφιγμένης διατομής, s_L είναι η καθ' ύψος απόσταση μεταξύ δυο διαδοχικών συνδετήρων και b_i είναι η απόσταση μεταξύ των διαμήκων οπλισμών συγκρατούμενων από τους εγκάρσιους. Σε αυτό το σημείο αναφέρεται ότι στόχος της παρούσας εργασίας δεν είναι η διαστασιολόγηση των στοιχείων του φορέα, δεδομένου αυτού για τον υπολογισμό του απαιτούμενου ποσοστού εγκάρσιων οπλισμών και τις απαιτούμενες αποστάσεις του, επιλέχθηκαν οι ελάχιστες τιμές που επιβάλλει ο Ευρωκώδικας 8 (EN 1998-1 και EN 1998-2). Έτσι η απόδοση περισφιγξης της διατομής των βάθρων προέκυψε ίση με 0.77.

Η μέση θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος λόγω της περισφιγξης ισούται με:

$$f_{cm,c} = f_{cm} \cdot \lambda_c \quad (6.12)$$

όπου

$$\lambda_c = 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{\sigma_e}{f_{cm}} - \frac{2\sigma_e}{f_{cm}} - 1.254} \quad (6.13)$$

Ενώ η παραμόρφωση της οριακής αντοχής και αστοχίας, καθώς και το τέμνων μέτρο ελαστικότητας στην οριακή αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος υπολογίζεται με τους ακόλουθους τύπους:

$$\varepsilon_{c1,c} = 0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cm,c}}{f_{cm}} - 1 \right) \right] \quad (6.14)$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.004 + \frac{1.4 \cdot (2\rho_w) f_{ym} \varepsilon_{su}}{f_{cm,c}} \quad (6.15)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cm,c}}{E_{cm} - E_{sec}} \quad (6.16)$$

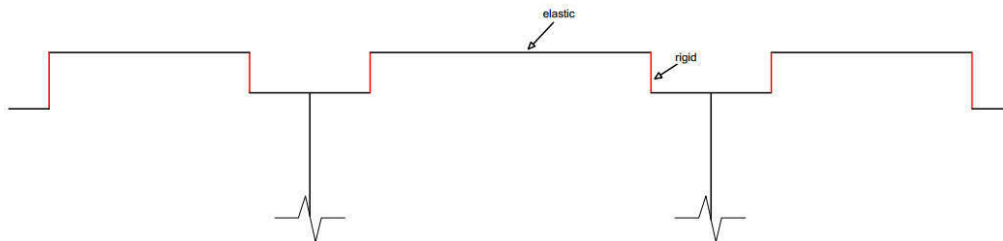
Οι τιμές των μηχανικών χαρακτηριστικών του περισφιγμένου σκυροδέματος για τα βάρη, που προέκυψαν με την παραπάνω διαδικασία είναι $f_{cm,c}=61.4$ MPa και $\varepsilon_{c1,c}=0.817\%$, δηλαδή παρατηρείται σημαντική αύξηση της μέσης θλιπτικής αντοχής και της παραμόρφωσης στην μέγιστη αντοχή σε σχέση με τις αντίστοιχες τιμές για το μη περισφιγμένο σκυρόδεμα. Η προσομοίωση του υλικού του περισφιγμένου σκυροδέματος στο OpenSees έγινε με τον ίδιο νόμο τάσεων-ανηγμένων παραμορφώσεων που χρησιμοποιήθηκε για την εισαγωγή του μη περισφιγμένου σκυροδέματος, με τη μοναδική διαφοροποίηση στις νέες τιμές των μηχανικών χαρακτηριστικών.

6.3 Κατάστρωμα

Σύμφωνα με τη φιλοσοφία του αντισεισμικού σχεδιασμού γεφυρών, κατά τη διάρκεια εμφάνισης του σεισμικού γεγονότος αναμένεται ότι πλαστικές αρθρώσεις δεν θα αναπτυχθούν στο φορέα του καταστρώματος, αλλά στα βάρη. Η λογική αυτή βασίζεται στο γεγονός ότι το κατάστρωμα θα πρέπει να παραμείνει λειτουργικό και

να καθιστά εφικτή την επικοινωνία μεταξύ των δύο περιοχών που ενώνει και μετά το σεισμό.

Έτσι ο φορέας του καταστρώματος προσομοιώνεται με τη χρήση ελαστικών ραβδόμορφων στοιχείων δοκού-στύλου (Elastic Beam-Column), τα οποία διέρχονται από το κέντρο βάρους της διατομής του καταστρώματος. Εξαιτίας της διαφορετικής διατομής του φορέα στις θέσεις των μεσοβάθρων και των ακροβάθρων, τα στοιχεία δοκού-στύλου σε εκείνες τις θέσεις βρίσκονται σε διαφορετική στάθμη (Σχήμα 6.10). Η σύνδεση των μελών του καταστρώματος λόγω της διαφοράς του κέντρου βάρους γίνεται με χρήση άκαμπτων στοιχείων (Rigid Elements).



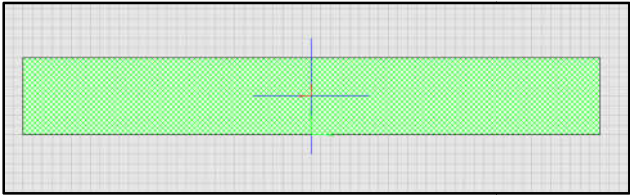
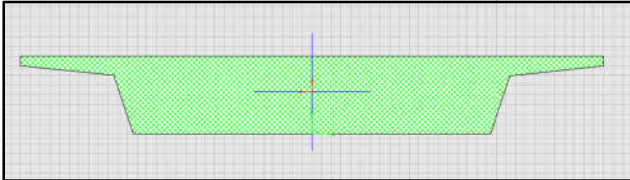
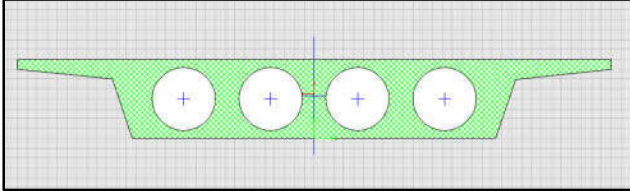
Σχήμα 6.10: Σχηματική απεικόνιση των μελών του καταστρώματος λόγω της διαφοράς της θέσης του κέντρου βάρους.

Οι θέσεις των κόμβων του προσομοιώματος επιλέγονται ανά 1 m, έτσι ώστε η παραμορφωμένη εικόνα του φορέα του καταστρώματος να προσεγγίζεται με μεγάλη ακρίβεια. Όσο αναφορά τη δράση της προεντάσεως στο φορέα δεν προσομοιώνεται, αφού δεν επηρεάζει την απόκριση της γέφυρας σε σεισμική διέγερση και η οποία μελετάται.

Στα στοιχεία δίνεται η πλήρης γεωμετρική καμπτική και διατμητική στιβαρότητα των μη ρηγματομένων διατομών, λόγω της εφαρμογής της προεντάσεως. Ενώ όσο αφορά τη στρεπτική στιβαρότητα, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 για προεντεταμένη κιβωτιοειδή διατομή η στρεπτική δυσκαμψία πρέπει ορίζεται ίση με το 50% της γεωμετρικής των μη ρηγματομένων διατομών.

Ο αναλυτικός υπολογισμός των γεωμετρικών χαρακτηριστικών της διατομής του καταστρώματος καθίσταται δυσχερής λόγω της περίπλοκης γεωμετρίας. Ο υπολογισμός του εμβαδού, του κέντρου βάρους, της ροπής αδρανείας και της στρεπτικής ροπής αδρανείας γίνεται με χρήση του λογισμού ανάλυσης SAP 2000 της εταιρίας Computer and Structures Inc. Στον Πίνακα 6.2 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των διατομών του φορέα καταστρώματος.

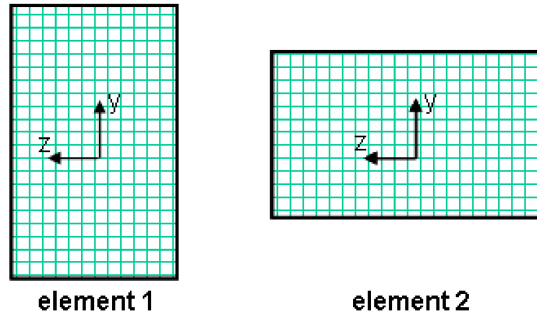
Πίνακας 6.2: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομών φορέα καταστρώματος.

Διατομές	A [m ²]	J [m ³]	I _y [m ⁴]	I _z [m ⁴]	Θέση κ.β. [m]
<p>Διατομή καταστρώματος στη θέση των ακροβάθρων</p> 	30	36.69	10	562.5	1.0
<p>Διατομή καταστρώματος στη θέση των μεσοβάθρων</p> 	24.48	23.08	7.59	228.14	1.08
<p>Διατομή καταστρώματος</p> 	13.49	16.24	6.23	178.52	1.13

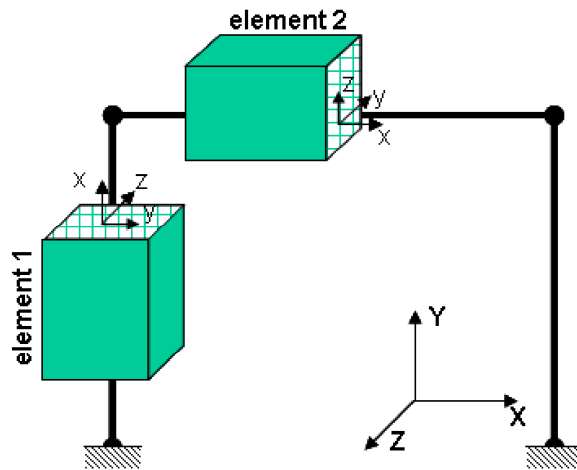
Στο λογισμικό OpenSees η εισαγωγή των ραβδόμορφων ελαστικών στοιχείων γίνεται με την εντολή `element elasticBeamColumn`. Η μορφή της εντολής σε γλώσσα `tcl` δίνεται παρακάτω.

```
element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $A $E $G $J $Iy $Iz $transfTag <-
mass $massDens >
```

Με τη σειρά που ζητούνται στην εντολή, δίνεται ο αριθμός που αντιπροσωπεύει το στοιχείο, ο κόμβος αρχής και ο κόμβος τέλους, το εμβαδόν της διατομής του μέλους, το μέτρο ελαστικότητας και το μέτρο διάτμησης του υλικού, η στρεπτική ροπή αδράνειας και οι ροπές αδράνειας ως προς τους άξονες της διατομής. Στη συνέχεια ζητείται το όνομα που αντιπροσωπεύει τον τρόπο του γεωμετρικού μετασχηματισμού του μητρώου δυσκαμψίας και των δυνάμεων του μέλους από το τοπικό σύστημα αξόνων στο καθολικό. Στο Σχήμα 6.11 παριστάνεται η διαφορά του προσανατολισμού των αξόνων του μέλους σε επίπεδο διατομής και σε επίπεδο καθολικού μοντέλου. Ενώ το όρισμα που βρίσκεται στην αγκύλη της εντολής `element elasticBeamColumn` είναι προαιρετικό και αντιστοιχεί στην εισαγωγή μάζας ανά μέτρο μήκους.



element orientation:



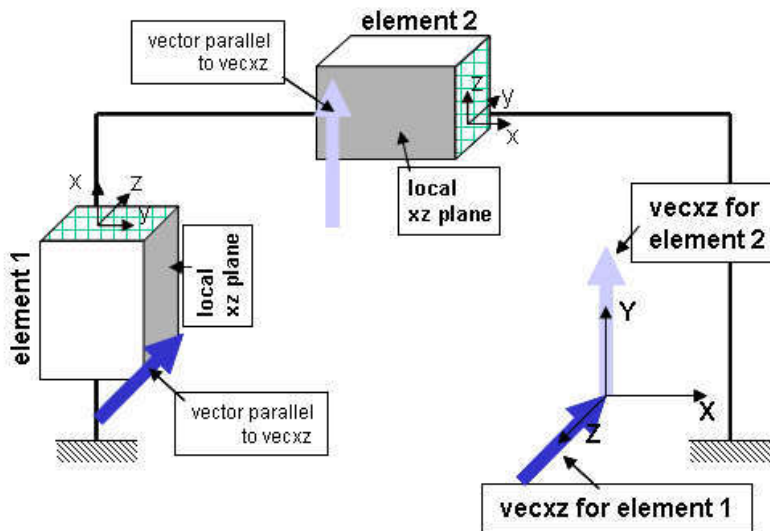
Σχήμα 6.11: Τοπικοί άξονες μέλους (OpenSees Wiki).

Σύμφωνα με το προαναφερθέντα, τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά που ορίζονται στην εντολή είναι στο τοπικό σύστημα αξόνων, που ορίζεται ταυτίζοντας τον διαμήκη άξονα του στοιχείου με τον τοπικό άξονα x. Η στροφή των τοπικών αξόνων ώστε να ταυτίζονται με το καθολικό σύστημα γίνεται με τη χρήση της εντολής `Linear geomTransf`, όπου παρακάτω δίνεται σε γλώσσα `tcl`.

`geomTransf Linear $transfTag $vecxzX $vecxzY $vecxzZ`

Ο ορισμός της εντολής απαιτεί ένα χαρακτηριστικό αριθμό που αντιπροσωπεύει τον συγκεκριμένο γεωμετρικό μετασχηματισμό. Στη συνέχεια συμπληρώνεται με την τιμή ένα η θέση του άξονα που βρίσκεται σε επίπεδο παράλληλο με το τοπικό επίπεδο x-z του μέλους, ενώ για τα υπόλοιπα ορίσματα εισάγεται η τιμή μηδέν. Στο Σχήμα 6.12 παρουσιάζεται σχηματικά τα αποτελέσματα της χρήσης της εντολής.

element xz plane and vectors:



Σχήμα 6.12 Σχηματική απεικόνιση εντολής γεωμετρικού μετασχηματισμού (OpenSees Wiki).

Η εισαγωγή της μάζας στα γραμμικά στοιχεία δεν ορίστηκε μέσα στην εντολή εισαγωγής του μέλους, αντίθετα επιλέχθηκε να εισαχθεί ως συγκεντρωμένη μάζα στους κόμβους τους. Επίσης αναφέρεται ότι η μάζα προσδιορίστηκε μόνο για τους τρεις μεταφορικούς βαθμούς ελευθερίας καθώς η συμμετοχή της είναι πολύ μικρή για το στρεπτικό βαθμό. Παρακάτω δίνεται η εντολή εισαγωγής της επικόμβιας μάζας σε γλώσσα tcl.

`mass $nodeTag (ndf $massValues)`

Με τη σειρά που εμφανίζονται στη εντολή ζητούνται ο κόμβος που θα οριστεί η μάζα και οι τιμές της συγκεντρωμένης μάζας για τους έξι βαθμούς ελευθερίας.

Όσο αναφορά το ίδιο βάρος των στοιχείων δεν υπολογίζεται αυτόματα για την ανάλυση των σταθερών φορτίων, αλλά εισάγεται ως εξωτερική φόρτιση που ασκείται κατά μήκος των μελών και με διεύθυνση τη βαρυτική. Η εντολή που χρησιμοποιείται για την άσκηση των εξωτερικών κατανεμημένων φορτίων σε μέλη, είναι η εντολή `eleLoad`. Σε γλώσσα tcl η μορφή της είναι η εξής.

`eleLoad -ele $eleTag1 <$eleTag2> -type -beamUniform $Wy $Wz <$Wx>`

Τα ορίσματα που ζητούνται είναι ο αντιπροσωπευτικός αριθμός των στοιχείων και οι τιμές του ομοιόμορφου κατανεμημένου φορτίου που ασκείται κατά τους τοπικούς άξονες του μέλους. Στην προκειμένη περίπτωση είναι οι τιμές που αντιστοιχούν για το ίδιο βάρος του καταστρώματος και για το κινητό φορτίο των οχημάτων.

6.4 Μεσόβαθρα

6.4.1 Μονολιθική σύνδεση

Ο σχεδιασμός των μεσοβάθρων, για την περίπτωση που συνδέονται μονολιθικά με την ανωδομή της γέφυρας, γίνεται για ελαστική ανάλυση με συντελεστή συμπεριφοράς $q=3$. Σύμφωνα με τη φιλοσοφία σχεδιασμού μονολιθικών βάθρων γεφυρών, αυτά αναμένεται να έχουν ανελαστική συμπεριφορά, δηλαδή κατά την εμφάνιση του σεισμικού γεγονότος σχεδιασμού τα βάθρα θα αναπτύξουν πλαστικές αρθρώσεις και θα πάψουν να συμπεριφέρονται ελαστικά.

Αναμένοντας την παραπάνω συμπεριφορά τα μέλη των μεσοβάθρων προσομοιώνονται με ραβδόμορφα στοιχεία κατανεμημένης βλάβης/πλαστικότητας βασισμένα στην ευκαμψία (Force Beam-Column). Στα συγκεκριμένα στοιχεία η εμφάνιση της πλαστικοποίησης επέρχεται σταδιακά καθ' ύψος των διατομών και κατά μήκος των μελών με την ικανοποίηση του κριτηρίου διαρροής. Η επιλογή των δεδομένων στοιχείων θεωρείται ότι προσεγγίζει πιο κοντά το πραγματικό φαινόμενο, καθώς σε κάθε βήμα της ανάλυσης λαμβάνεται υπόψη και η αλληλεπίδραση της αξονικής δύναμης με τη διαξονική κάμψη, που για στοιχεία βάθρων είναι σημαντική λόγω των μεγάλων αξονικών φορτίων που μεταφέρονται από το κατάστρωμα.

Ο προσδιορισμός του μητρώου δυσκαμψίας του μέλους, υπολογίζεται σε κάθε βήμα της ανάλυσης από τις εφαπτομενικές δυσκαμψίες των υλικών που απαρτίζουν τη διατομή. Έτσι δεν απαιτείται να γίνει κάποια παραδοχή που αφορά τις ενεργές δυσκαμψίες στο θεωρητικό σημείο διαρροής. Όσο αναφορά τη στρεπτική στιβαρότητα των μελών, η οποία είναι απαραίτητη για τις αναλύσεις σε χωρικά μοντέλα, λαμβάνεται η μειωμένη τιμή της σε σχέση με τη στρεπτική στιβαρότητα των αρηγμάτων διατομών. Αναφέρεται ότι για τον υπολογισμό της μειωμένης στρεπτικής στιβαρότητας δεν γίνεται κάποιος ακριβής υπολογισμός, όπως προτείνει ο Ευρωκώδικας 8-2, αλλά επιλέγεται ίση με 10% της αρηγμάτωσης.

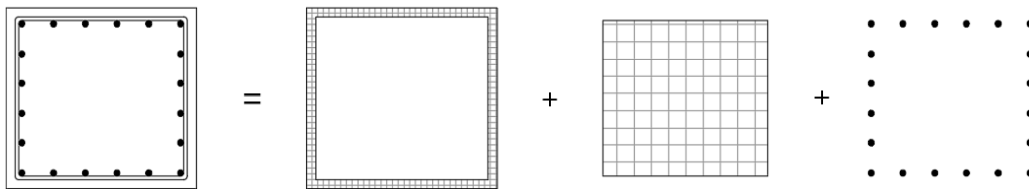
Στο λογισμικό του OpenSees η εισαγωγή των στοιχείων κατανεμημένης πλαστικότητας γίνεται με την εντολή `element forceBeamColumn`, η σύνταξη της σε γλώσσα `tcl` δίνεται παρακάτω.

```
element forceBeamColumn $eleTag $iNode $jNode $numIntgrPts $secTag $transfTag  
<-mass $massDens> <-iter $maxIters $tol>
```

Τα ορίσματα που ζητούνται είναι με τη σειρά που παρουσιάζονται ο αριθμός του στοιχείου, ο κόμβος αρχής και ο κόμβος τέλους, το πλήθος σημείων ολοκλήρωσης Gauss-Lobatto, ο αριθμός που αντιπροσωπεύει την διατομή και ο αριθμός του γεωμετρικού μετασχηματισμού. Επίσης προαιρετικά μπορεί να εισαχθεί η μάζα ανά μέτρο μήκους, ο μέγιστος αριθμός επαναλήψεων και η ανοχή που απαιτείται μέχρι να επέλθει συμβατότητα στο στοιχείο. Για τα συγκεκριμένα στοιχεία

επιλέχθηκαν 5 σημεία ολοκλήρωσης Gauss-Lobatto, καθώς η χρήση τεσσάρων έως έξι σημείων δίνει ικανοποιητικά αποτελέσματα για υλικά με μη γραμμική συμπεριφορά. Σχετικά με τον ορισμό της μάζας δεν εισήχθη μέσα στην εντολή των στοιχείων αλλά ορίστηκε ως επικόμβια μάζα, όπως περιγράφηκε στην ενότητα προσομοίωσης του καταστρώματος (βλ. 6.3).

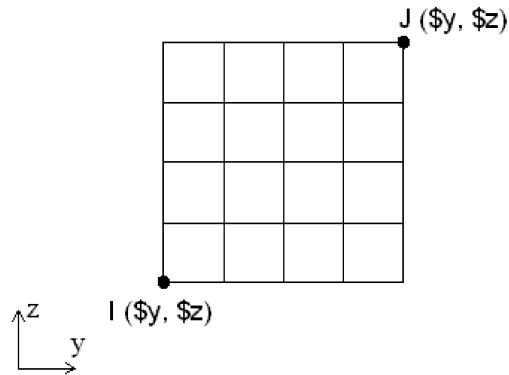
Η δημιουργία των ανελαστικών διατομών που ορίζονται στην εντολή `element forceBeamColumn` γίνεται με τη χρήση της εντολής `fiber section`. Η προσομοίωση της διατομής γίνεται με τη διακριτοποίηση της σε ίνες, όπου κάθε μία συμπεριφέρεται με το νόμο τάσεων-ανηγμένων παραμορφώσεων του υλικού που έχει ορισθεί. Η συνολική συμπεριφορά της διατομής προκύπτει ύστερα από εσωτερική ολοκλήρωση της σχέσης τάσεων-παραμορφώσεων σε κάθε ίνα. Στην παρούσα μοντελοποίηση η διατομή των μεσοβάθρων έγινε με τη χρήση τριών διαφορετικών ινών, τις ίνες του σκυροδέματος της επικάλυψης, τις ίνες του περισφιγμένου πυρήνα του σκυροδέματος και τις ίνες του σπλισμού (Σχήμα 6.13). Στη συνέχεια δίνεται η εντολή σε γλώσσα `tcl` και εξηγείται η χρήση της.



Σχήμα 6.13: Διατομή ινών που διακρίνονται οι ίνες του σκυροδέματος επικάλυψης, του περισφιγμένου πυρήνα και του διαμήκη σπλισμού.

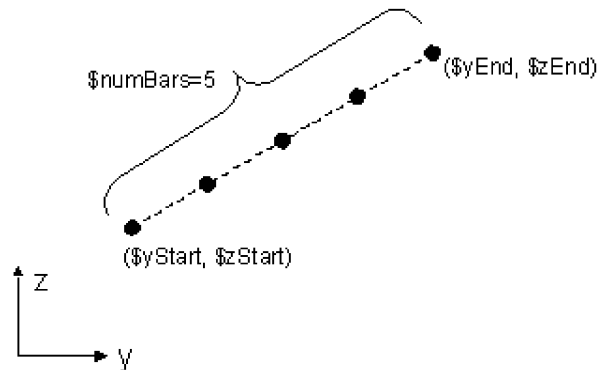
```
section Fiber $secTag <-GJ $GJ> {
  patch rect $matTag $numSubdivY $numSubdivZ $yI $zI $yJ $zJ
  layer straight $matTag $numFiber $areaFiber $yStart $zStart $yEnd $zEnd
}
```

Η δημιουργία των ινών του σκυροδέματος γίνεται με την εντολή `patch`, συγκεκριμένα χρησιμοποιείται η `patch rect` για την εισαγωγή ορθογωνικής διατομής. Τα ορίσματα που ζητούνται κατά τη σύνταξή της είναι ο αριθμός του υλικού, το πλήθος των ινών στις δύο διευθύνσεις και οι συντεταγμένες των δύο γωνιακών σημείων της διατομής. Στο Σχήμα 6.14 αναπαριστάται η ορθογωνική διατομή που προκύπτει με την εντολή που αναλύθηκε.



Σχήμα 6.14: Σχηματική απεικόνιση δημιουργίας ορθογωνικής διατομής (OpenSees Wiki).

Ενώ η προσομοίωση του σπλισμού της διατομής γίνεται με την εντολή `layer straight` καθώς η διάταξή του είναι ευθύγραμμη. Τα ορίσματα που πρέπει να εισαχθούν είναι ο αριθμός του υλικού, το πλήθος των ράβδων που θα τοποθετηθούν σε προκαθορισμένο μήκος, το εμβαδόν διατομής της ράβδου και οι συντεταγμένες αρχής και τέλους των σημείων των ράβδων. Στο Σχήμα 6.15 φαίνεται σχηματικά ο τρόπος εισαγωγής των ράβδων σπλισμού.



Σχήμα 6.15: Σχηματική απεικόνιση τρόπου εισαγωγής σπλισμού (OpenSees Wiki).

Όσο αναφορά το ίδιο βάρος των στοιχείων, όπως έχει προαναφερθεί, δεν υπολογίζεται αυτόματα για την ανάλυση των σταθερών φορτίων, αλλά εισάγεται ως εξωτερική επικόμβια φόρτιση στους κόμβους των βάρων και με διεύθυνση τη βαρυτική. Η εντολή που χρησιμοποιείται για την άσκηση εξωτερικών συγκεντρωμένων δυνάμεων σε κόμβους, είναι η εντολή `load`. Σε γλώσσα `tcl` η μορφή της είναι η εξής.

```
load $nodeTag (ndf $LoadValues)
```


Τα ορίσματα που ζητούνται είναι ο αντιπροσωπευτικός αριθμός του κόμβου που θα ασκηθούν τα φορτία και οι τιμές των φορτίων που αντιστοιχούν στους έξι βαθμούς ελευθερίας.

Επίσης, στις αναλύσεις λαμβάνονται υπόψη και τα φαινόμενα 2^{ας} τάξεως (φαινόμενα P-δ). Η συμμετοχή τους λαμβάνεται υπόψη από τον ορισμό της εντολή του γεωμετρικού μετασχηματισμού, συγκεκριμένα χρησιμοποιείται η εντολή geomTransf PDelta, παρακάτω δίνεται η μορφή της σε γλώσσα tcl.

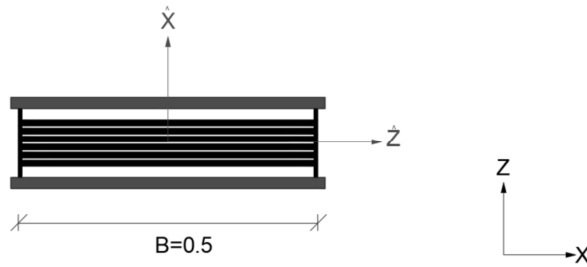
```
geomTransf PDelta $transfTag $vecxzX $vecxzY $vecxzZ
```

Τα δεδομένα εισαγωγής που είναι απαραίτητα για την εισαγωγή είναι όμοια με αυτά που αναλύθηκαν στο γραμμικό μετασχηματισμό (βλ. 6.3).

6.4.2 Σύνδεση με ελαστομεταλλικά εφέδρανα

Στην περίπτωση που επιλέγεται η σεισμική μόνωση της γέφυρας με τοποθέτηση δύο ελαστομεταλλικών εφεδράνων στις θέσεις των μεσοβάθρων, αναμένεται ότι τα βάθρα θα συμπεριφέρονται ελαστικά κατά την εκδήλωση σεισμών μικρότερης φασματικής επιτάχυνσης από το σεισμό σχεδιασμού. Στη δεδομένη περίπτωση επειδή μελετάται η σεισμική συμπεριφορά της γέφυρας σε ένα σύνολο σεισμικών καταγραφών τα στοιχεία των βάθρων προσομοιώνονται στο OpenSees με ραβδόμορφα στοιχεία κατανεμημένης βλάβης/πλαστικότητας βασισμένα στην ευκαμψία (Force Beam-Column), όπως και στην περίπτωση που τα βάθρα συνδέονται μονολιθικά με το κατάστρωμα, έτσι ώστε τα αποτελέσματα των αναλύσεων να αντικατοπτρίζονται στην πραγματική συμπεριφορά τους.

Η διαφοροποίηση στην προσομοίωση του βάθρου έγκειται στην εισαγωγή των στοιχείων των ελαστομεταλλικών εφεδράνων. Τα εφέδρανα που τοποθετούνται στα βάθρα είναι ορθογωνικά με διαστάσεις 0.6x0.8 m και αποτελούνται από 10 φύλλα ελαστομερούς υλικού με πάχος $t_i=15$ mm. Η εισαγωγή τους στο μοντέλο γίνεται ως στοιχεία μηδενικού μήκους με υλικό ελαστικής συμπεριφοράς, διαφορετικό για τους 6 βαθμούς ελευθερίας. Κάθε τιμή του μέτρου ελαστικότητας του υλικού αντιστοιχεί στη δυσκαμψία των ελαστομεταλλικών εφεδράνων για κάθε βαθμό ελευθερίας και εξαρτάται από τις διαστάσεις του εφεδράνου και του μέτρου διάτμησης του ελαστομερούς. Παρακάτω δίνονται οι μαθηματικοί τύποι υπολογισμού της δυσκαμψίας του εφεδράνου, ενώ στο Σχήμα 6.16 παριστάνεται ο προσανατολισμός των αξόνων του εφεδράνου και στον Πίνακα 6.3 συγκεντρώνονται οι υπολογισμένες τιμές για τα εφέδρανα των βάθρων.



Σχήμα 6.16: Σχηματική απεικόνιση ελαστομερούς εφεδράνου και προσανατολισμός τοπικών αξόνων.

- Δυσκαμψία κατά το μεταφορικό οριζόντιο β.ε. :

$$k_{x/y} = \frac{G \cdot A}{T} \quad (6.17)$$

όπου G είναι το μέτρο διάτμησης του υλικού του ελαστομερούς και ισούται με 1200 kPa, A η ενεργός επιφάνεια του εφεδράνου και T το συνολικό πάχος ελαστομερούς υλικού.

- Δυσκαμψία κατά τον κατακόρυφο μεταφορικό β.ε. :

$$k_v = \frac{5 \cdot A \cdot G \cdot S^2}{T} + 5 \cdot G \cdot T \cdot S^2 \quad (6.18)$$

όπου S είναι ο συντελεστής σχήματος του εφεδράνου, για ορθογωνικά εφέδρανα δίνεται από τον τύπο:

$$S = \frac{b_x \cdot b_y}{2 \cdot (b_x + b_y) \cdot t_i} \quad (6.19)$$

όπου b_x, b_y είναι οι διαστάσεις εφεδράνου και t_i το πάχος στρώσης ελαστικού

- Δυσκαμψία κατά τον στροφικό β.ε. (περί οριζόντιο άξονα) :

$$k_\theta = \frac{M}{n \cdot \theta_i} = \frac{b_x^5 \cdot b_y \cdot G}{n \cdot (75 \cdot t_i^3)} \quad (6.20)$$

όπου n είναι το πλήθος στρώσεων ελαστικού, b_x και b_y είναι οι διαστάσεις κάθετα και παράλληλα προς τον άξονα στροφής, αντίστοιχα.

- Δυσκαμψία κατά το στρεπτικό β.ε. :

Τα εφέδρανα δεν επιτρέπουν τη στροφή περί κατακόρυφο άξονα και θεωρούνται δύσκαμπτα στον συγκεκριμένο βαθμό ελευθερίας. Έτσι κατά την εισαγωγή τους στο μοντέλο στο στρεπτικό βαθμό ελευθερίας δίνεται μεγάλη τιμή της δυσκαμψίας, πρακτικά άπειρη.

Πίνακας 6.3: Τιμές δυσκαμψιών για τα εφέδρανα των μεσοβάθρων σε καθολικούς άξονες.

Δυστένεια εφεδράνου κατά τη διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας	$k_x = 3840 \text{ kN/m}$
Δυστένεια εφεδράνου κατά την εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας	$k_y = 3840 \text{ kN/m}$
Δυστένεια εφεδράνου κατά την κατακόρυφη διεύθυνση	$k_v = 2625306.12 \text{ kN/m}$
Στροφική δυστένεια εφεδράνου περί τον άξονα της διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας	$k_{\theta x} = 93206.76 \text{ kNm/rad}$
Στροφική δυστένεια εφεδράνου περί τον άξονα της διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας	$k_{\theta y} = 29491.2 \text{ kNm/rad}$
Στροφική δυστένεια εφεδράνου περί τον κατακόρυφο	$k_{\theta z} = 1000 * k_x \text{ kNm/rad}$

Στο πρόγραμμα OpenSees η εισαγωγή των μελών μηδενικού μήκους γίνεται με την εντολή `element zeroLength`. Τα στοιχεία μηδενικού μήκους είναι μέλη τα οποία συνδέουν δυο διαφορετικούς κόμβους που έχουν τις ίδιες συντεταγμένες. Η χρήση των στοιχείων αυτών γίνεται προκειμένου στον κόμβο να δοθεί συγκεκριμένη σχέση δύναμης-παραμόρφωσης του στοιχείου. Η εντολή σε γλώσσα `tcl` δίνεται στην ακόλουθη μορφή.

```
element zeroLength $eleTag $iNode $jNode -mat $matTag1 $matTag2 ... -dir $dir1 $dir2 ...<-doRayleigh $rFlag <-orient $x1 $x2 $x3 $yp1 $yp2 $yp3>
```

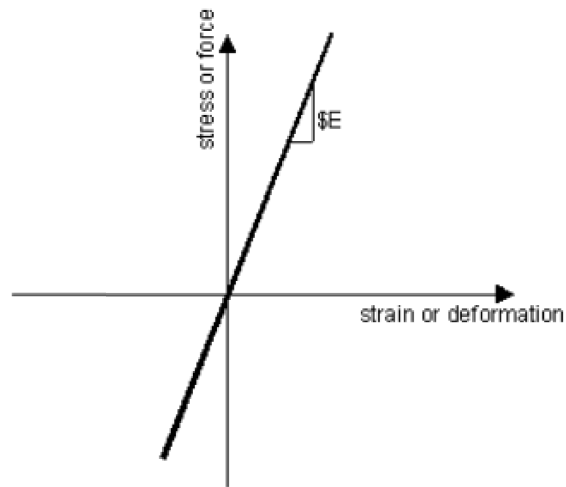
Τα ορίσματα που είναι απαραίτητα για την σύνταξη της εντολής είναι με τη σειρά που φαίνονται, ο αριθμός που αντιπροσωπεύει το στοιχείο, ο κόμβος αρχής και ο κόμβος τέλους, ο αριθμός που αντιστοιχεί στο υλικό και έχει οριστεί σε προηγούμενο βήμα και οι βαθμοί ελευθερίας στους οποίους αντιστοιχεί το υλικό (1,2,3 αντιστοιχεί στους μεταφορικούς β.ε. και 4,5,6 αντιστοιχεί στους στροφικούς β.ε.). Τα ορίσματα που βρίσκονται στην αγκύλη δεν είναι απαραίτητα να εισαχθούν, αφορούν την απόσβεση κατά Rayleigh στο μέλος και τον προσανατολισμό του τοπικού συστήματος. Σε περίπτωση που δεν οριστούν τα παραπάνω προαιρετικά δεδομένα το μέλος έχει μηδενική απόσβεση ενώ οι τοπικοί άξονες του ταυτίζονται με τους καθολικούς.

Η μοντελοποίηση της δυσκαμψίας του εφεδράνου και ο ορισμός του υλικού στην εντολή `element zeroLength`, γίνεται με την εντολή `uniaxialMaterial Elastic`. Η

εντολή εισάγει υλικό με πλήρης ελαστική συμπεριφορά που παραλαμβάνει θλιπτικό και εφελκυστικό φορτίο με την ίδια δυσκαμψία. Παρακάτω δίνεται η εντολή σε γλώσσα tcl.

```
uniaxialMaterial Elastic $matTag $E
```

Η σύνταξη της εντολής απαιτεί τον ορισμό του αριθμού που αντιπροσωπεύει στο νόμο του υλικού και της δυσκαμψίας που αντιστοιχεί σε αυτό.



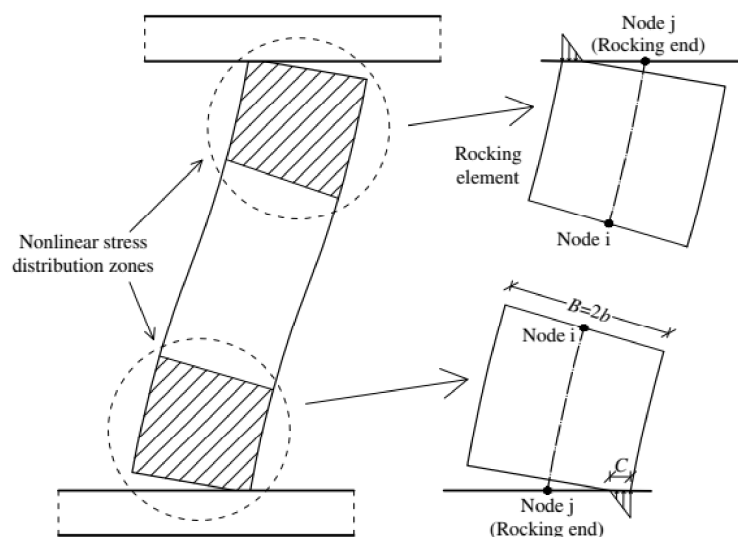
Σχήμα 6.17: Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων υλικού uniaxialMaterial Elastic (OpenSees Wiki).

6.4.3 Λικνισμός βάρων

Σε μια εναλλακτική προσέγγιση σχεδιασμού από τη συμβατική, μπορούν να χρησιμοποιηθούν στοιχεία με δυνατότητα λικνισμού στις θέσεις επαφής με το θεμέλιο και στον φορέα του καταστρώματος της γέφυρας. Σε προαναφερθέντες ενότητες επισημάνθηκε η σπουδαιότητα εφαρμογής μιας τέτοιας λύσης κυρίως όσο αναφορά το κόστος επισκευών μετά την εμφάνιση ενός ισχυρού σεισμού.

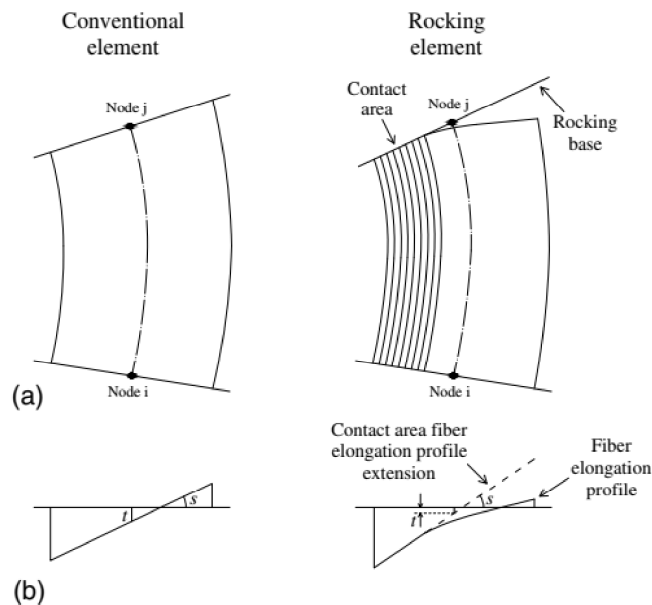
Το φαινόμενο του λικνισμού σε κατακόρυφα στοιχεία εκδηλώνεται όταν τα στοιχεία είναι μερικώς συγκρατούμενα ή μη στη βάση τους και ως εκ τούτου οι εφελκυστικές δυνάμεις που αναπτύσσονται δεν μπορούν να μεταφερθούν. Για την αξιοπιστία των αποτελεσμάτων της ταλάντωσης λόγω λικνισμού πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η μη γραμμική κατανομή των τάσεων στη διεπιφάνεια του στοιχείου που υπόκειται σε λικνισμό, η οποία οφείλεται στη μερική φόρτιση του στοιχείου λόγω της ανασήκωσης (Σχήμα 6.18). Επίσης, άλλη μια παράμετρος που

πρέπει να λαμβάνεται υπόψη είναι η παραμόρφωση του στοιχείου και καθ' ύψος. Στη βιβλιογραφία υπάρχουν διάφοροι μέθοδοι προσομοίωσης στοιχείων με δυνατότητα λικνισμού, κάθε μια βασίζεται σε διαφορετικούς παραμέτρους του φαινομένου. Στην παρούσα μοντελοποίηση χρησιμοποιείται το μακροστοιχείο λικνισμού που προτάθηκε από τους Avgenakis και Psycharis (2017), το οποίο λαμβάνει υπόψη τη μη γραμμικότητα των τάσεων στη διατομή και την παραμορφωσιμότητα καθ' ύψος που αναπτύσσονται λόγω του φαινομένου του λικνισμού.



Σχήμα 6.18: Στοιχείο λικνισμού με απεικόνιση των περιοχών μη γραμμικής κατανομής φόρτισης (Avgenakis and Psycharis, 2017).

Τα άκρα των στοιχείων που υπόκειται σε λικνισμό αποτελούν τις περιοχές που εμφανίζεται η μη γραμμική κατανομή των τάσεων, που οφείλεται στη μερική φόρτιση στη διεπιφάνεια των στοιχείων λόγω της ανασήκωσης. Αποτέλεσμα της μη γραμμικότητας των τάσεων στη διατομή είναι ότι η επιμήκυνση κατά το πλάτος της διατομής δεν είναι γραμμική. Κατά συνέπεια, η διατομή δεν παραμένει επίπεδη και δεν μπορεί να ισχύει η θεωρία της κάμψης. Στο Σχήμα 6.19 παρουσιάζεται συγκριτικά η παραμόρφωση και το προφίλ επιμήκυνσης των ινών της διατομής, σε συμβατικό στοιχείο και σε στοιχείο λικνισμού, όπου με t και s συμβολίζεται η σχετική αξονική μετατόπιση και η σχετική στροφή των κόμβων i και j , αντίστοιχα. Δεδομένου των παραπάνω ο υπολογισμός των μεγεθών απόκρισης του στοιχείου γίνεται με συνδυασμό της θεωρίας της κάμψης και την ισορροπία των εσωτερικών τάσεων.



Σχήμα 6.19: (a) Παραμόρφωση μέλους, (b) προφίλ επιμήκυνσης διατομής για συμβατικό ραβδόμορφο στοιχείο και για στοιχείο λικνισμού (Avgenakis and Psycharis, 2017).

Το δεδομένο μακροστοιχείο περιγράφει με ικανοποιητική ακρίβεια την απόκριση του στοιχείου σε λικνισμό μέχρι και την ανατροπή του. Σε αντίθεση με άλλα προτεινόμενα μοντέλα, στο συγκεκριμένο λαμβάνεται υπόψη και η επιρροή κατά τον αξονικό βαθμό ελευθερίας. Η αλληλεπίδραση αυτή καθιστά το μακροστοιχείο εφαρμόσιμο και σε μοντέλα με τοποθέτηση τενόντων, όπου η αξονική δύναμη δεν παραμένει σταθερή.

Όσο αναφορά τη διακριτοποίηση των στοιχείων των μεσοβάθρων επιλέγεται να γίνει ανά 1 m. Η επιλογή γίνεται προκειμένου να υπάρχει ένα πυκνό δίκτυο κόμβων για την καταγραφή της παραμόρφωσης του βάρου, αλλά και έτσι ώστε το μήκος κάθε μέλους να είναι μικρότερο από την ελάχιστη διάσταση της διατομής για να μην εισάγεται σημαντικό σφάλμα στον υπολογισμό των ορθών και διατμητικών τάσεων.

Στο πρόγραμμα OpenSees η μοντελοποίηση των βάρων γίνεται με τη χρήση δυο στοιχείων με δυνατότητα λικνισμού σε κάθε βάρο, ένα στη βάση και άλλο ένα στην κορυφή, ενώ τα ενδιάμεσα μέλη προσομοιώνονται ως ελαστικά ραβδόμορφα στοιχεία, καθώς και η συμπεριφορά των μελών σε λικνισμό είναι ελαστική. Η εισαγωγή των στοιχείων που περιγράφουν την κίνηση του λικνισμού γίνεται με την εντολή element RockingBC3d ενώ τα ελαστικά στοιχεία εισάγονται με την εντολή element Elastic που αναλύθηκε σε προηγούμενη ενότητα (βλ. 6.3). Στη συνέχεια δίνεται η σύνταξη της εντολής RockingBC3d σε γλώσσα Tcl.

```
element RockingBC3d $eIaTag $iNode $jNode $E $By $Bz $shearDeformation $vecxzX  
$vecxzY $vecxzZ
```

Τα ορίσματα που ζητούνται είναι με τη σειρά ο αριθμός του στοιχείου που το αντιπροσωπεύει, ο κόμβος αρχής και ο κόμβος τέλους, το μέτρο ελαστικότητας του υλικού, οι διαστάσεις της διατομής σε τοπικούς άξονες του μέλους και ο συντελεστής σχήματος για τον υπολογισμό των διατμητικών παραμορφώσεων, όπου για ορθογωνική διατομή ισούται με 1.2. Όσο αναφορά τον γεωμετρικό μετασχηματισμό των στοιχείων δεν ορίζεται με τη χρήση της εντολής geomTransf όπως στα άλλα ραβδόμορφα στοιχεία, αντίθετα εισάγεται απευθείας στην εντολή του μακροστοιχείου ο τρόπος γεωμετρικού μετασχηματισμού των μελών λαμβάνοντας υπόψη και τα φαινόμενα P-δ. Σε αυτό το σημείο τονίζεται ότι η θέση του στοιχείου που γίνεται η περιστροφή του μέλους κατά την κίνηση σε λικνισμό είναι ο κόμβος τέλους του στοιχείου και όχι ο κόμβος αρχής, άρα πρέπει να τίθεται προσοχή κατά το σχεδιασμό των στοιχείων λικνισμού στο περιβάλλον του OpenSees.

Η εισαγωγή της μάζας και του φορτίου λόγω ιδίου βάρους ορίστηκε όπως στην περίπτωση των μεσοβάθρων με κατανεμημένη πλαστικότητα (βλ. 6.4.2).

6.4.4 Λικνισμός μεσοβάθρων με έκκεντρη προένταση

Στο Κεφάλαιο 2 πέρα από το απλό λικνιζόμενο στοιχείο αναφέρθηκε και το εναλλακτικό σύστημα λικνισμού που αποτελείται από λικνιζόμενα στοιχεία με κεντρική προένταση και το οποίο εφαρμόζεται συχνά στη γεφυροποιία προκειμένου τα βάθρα να μπορούν να επανέλθουν στην αρχική τους θέση.

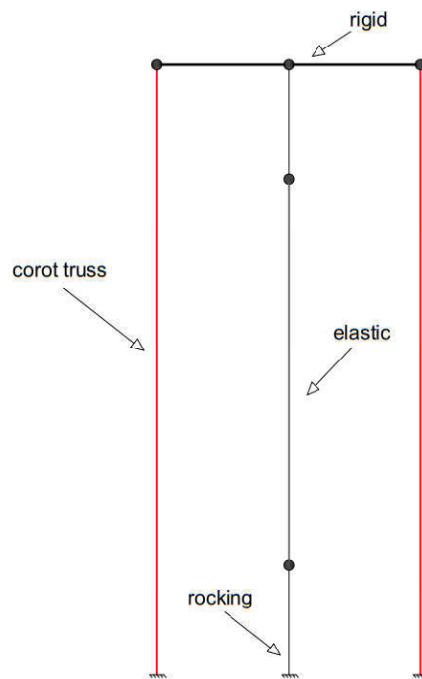
Οι τένοντες προέντασης χωρίς αρχική τάνυση, που τοποθετούνται στα λικνιζόμενα βάθρα είναι στοιχεία τα οποία επιμηκύνονται υπό αξονικά εφελκυστικά φορτία, ενώ θεωρείται ότι δεν μπορούν να παραλάβουν θλιπτικά. Ο τρόπος προέντασης που επιλέγεται είναι προένταση χωρίς συνάφεια με το σκυρόδεμα του βάθρου, έτσι επιτρέπεται η μοντελοποίηση των τενόντων να γίνει με στοιχεία ελκυστήρα ανεξάρτητα από το στοιχείο του βάθρου. Η εντολή που χρησιμοποιείται για την εισαγωγή τους είναι η element corotTruss και παρακάτω δίνεται η σύνταξή της σε γλώσσα tcl.

```
element corotTruss $eleTag $iNode $jNode $A $matTag <-rho $rho> <-cMass $cFlag>  
<-doRayleigh $rFlag>
```

Τα ορίσματα που ζητούνται με τη σειρά είναι ο αριθμός που αναφέρεται στο στοιχείο, ο κόμβος αρχής και τέλους του στοιχείου, το εμβαδόν της διατομής, όπου στη δεδομένη περίπτωση ισούται με το εμβαδόν της συνολικής διατομής του τένοντα και το υλικό του στοιχείου που έχει ορισθεί σε προηγούμενο βήμα. Επίσης οι

μεταβλητές που δίνονται σε αγκύλη είναι προαιρετικές για τη σύνταξη της εντολής και αναφέρονται στη μάζα και στην απόσβεση του στοιχείου. Στην παρούσα προσομοίωση τα ορίσματα αυτά δεν ορίζονται καθώς οι τένοντες έχουν πολύ μικρή μάζα συγκριτικά με τα υπόλοιπα στοιχεία του φορέα και η απόσβεση του συστήματος που εισάγεται είναι ενιαία.

Σχετικά με τις θέσεις που τοποθετούνται τα στοιχεία του δικτύματος είναι οι φυσικές θέσεις τους στο βάθρο. Προκειμένου να υπάρχει μια σύζευξη των μετακινήσεων των τενόντων με τις μετακινήσεις του λικνιζόμενου στοιχείου, αυτά συνδέονται μεταξύ τους με οριζόντια άκαμπτα και αβαρή στοιχεία. Η σύνδεση των στοιχείων δικτύματος και του λικνιζόμενου στοιχείου γίνεται στην κορυφή τους και στη βάση τους στηρίζονται δεσμεύοντας τον αξονικό μετακινησιακό βαθμό ελευθερίας (Σχήμα 6.20).



Σχήμα 6.20: Σχηματική απεικόνιση προσομοίωσης λικνιζόμενου βάθρου με τοποθέτηση έκκεντρων τενόντων.

6.5 Ακρόβαθρα

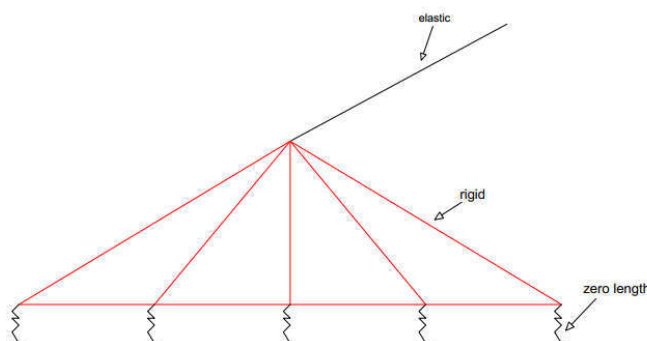
Τα ακρόβαθρα λόγω της γεωμετρίας τους χαρακτηρίζονται δύσκαμπτα και σε συνδυασμό με τις συνθήκες θεμελίωσης τους παραμένουν απαραμόρφωτα κατά τη σεισμική διέγερση, χωρίς να επηρεάζουν την απόκριση της κατασκευής. Επομένως, η προσομοίωση των ακροβάθρων γίνεται με την εισαγωγή των συνοριακών συνθηκών σε αυτά.

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα που τοποθετούνται στα ακρόβαθρα είναι ορθογωνικά με διαστάσεις 0.5x.06 m και αποτελούνται από 10 φύλλα ελαστομερούς υλικού με πάχος $t_i=10$ mm. Η εισαγωγή των εφεδράνων για τα ακρόβαθρα γίνεται με τον ίδιο τρόπο όπως στην περίπτωση των εφεδράνων στα μεσόβαθρα (βλ. 6.4.2). Στον Πίνακα 6.4 συγκεντρώνονται οι υπολογισμένες τιμές για τις δυσκαμψίες των εφεδράνων στα ακρόβαθρα.

Πίνακας 6.4: Τιμές δυσκαμψιών για τα εφέδρανα των ακροβάθρων σε καθολικούς άξονες.

Δυστένεια εφεδράνου κατά τη διαμήκη διεύθυνση X της γέφυρας	$k_x = 3600$ kN/m
Δυστένεια εφεδράνου κατά την εγκάρσια διεύθυνση Y της γέφυρας	$k_y = 3600$ kN/m
Δυστένεια εφεδράνου κατά την κατακόρυφη διεύθυνση	$k_v = 3458696.13$ kN/m
Στροφική δυστένεια εφεδράνου περί τον άξονα της διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας	$k_{\theta x} = 62208$ kNm/rad
Στροφική δυστένεια εφεδράνου περί τον άξονα της διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας	$k_{\theta y} = 30000$ kNm/rad
Στροφική δυστένεια εφεδράνου περί τον κατακόρυφο	$k_{\theta z} = 1000 * k_x$ kNm/rad

Η σύνδεση των εφεδράνων με το κατάστρωμα αλλά και μεταξύ τους γίνεται με χρήση απαραμόρφωτων στοιχείων (rigid elements). Πρακτικά αυτό επιτυγχάνεται εισάγοντας στοιχεία που συμπεριφέρονται ελαστικά αλλά με άπειρη δυστένεια και δυσκαμψία. Στο Σχήμα 6.21 παριστάνεται σχηματικά η προσομοίωση του ακροβάθρου.



Σχήμα 6.21: Σχηματική απεικόνιση της σύνδεσης των εφεδράνων του ακροβάθρου με το φορέα του καταστρώματος.

6.6 Θεμελίωση

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8-5 η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής πρέπει να λαμβάνεται υπόψη σε φορείς με σημαντική επιρροή από τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως, ή σε περιπτώσεις όπου το έδαφος θεμελίωσης χαρακτηρίζεται πολύ μαλακό με ταχύτητα διατμητικών κυμάτων $v_{s,max}$ μικρότερη από 100 m/sec κ.τ.λ.. Στην παρούσα εργασία δεν λαμβάνεται η προσομοίωση της αλληλεπίδρασης του εδάφους-κατασκευής, έτσι τα μεσόβαθρα της γέφυρας θεωρούνται πακτωμένα στην βάση τους. Η εισαγωγή των συνοριακών συνθηκών στο OpenSees γίνεται με την εντολή fix, παρακάτω δίνεται η σύνταξη της σε γλώσσα tcl.

`fix $nodeTag (ndf $constrValues)`

όπου τα ορίσματα που ζητούνται με τη σειρά είναι ο αριθμός που αντιπροσωπεύει τον κόμβο και οι τιμές των συνοριακών συνθηκών για τους 6 βαθμούς ελευθερίας. Συγκεκριμένα η τιμή 0 αντιστοιχεί σε δέσμευση του δεδομένου βαθμού ελευθερίας, ενώ η τιμή 1 σε ελευθερία μετακίνησης ή στροφής.

6.7 Εξαγωγή αποτελεσμάτων

Το πρόγραμμα του OpenSees δίνει τη δυνατότητα στο χρήστη να αποθηκεύει τα εξαγόμενα αποτελέσματα, όπως μετακινήσεις κόμβων ή εντατικά μεγέθη μελών, από κάθε επιτυχών βήμα της ανάλυσης με τη χρήση της εντολής recorder. Τα αρχεία που προκύπτουν έχουν τη μορφή txt και η διαχείρισή τους μπορεί να γίνει εύκολα με κάποιο λογισμικό επεξεργασίας δεδομένων (π.χ. Excel, Matlab κ.λ.π.).

Στη συγκεκριμένη εργασία τα αποτελέσματα που είναι απαραίτητα για την εξαγωγή των παρατηρήσεων είναι οι μετακινήσεις των κόμβων της γέφυρας κατά τη διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση, τα εντατικά μεγέθη των μεσοβάθρων και των ακροβάθρων και τα drift των μεσοβάθρων. Σύμφωνα με τα παραπάνω οι καταγραφές των αποτελεσμάτων γίνονται με τις εντολές Node Recorder και Element Recorder, στη συνέχεια δίνεται η σύνταξη τους σε γλώσσα tcl και επεξηγούνται τα ορίσματά τους.

```
recorder Node <-file $fileName> <-time> <-node $node1 $node2 ...> -dof ($dof1 $dof2 ...) $respType'
```

Η εντολή αυτή καταγράφει την απόκριση των κόμβων, όπως για παράδειγμα την επιτάχυνση, τη ταχύτητα, τις αντιδράσεις κ.α. . Τα ορίσματα που ζητούνται με τη σειρά είναι το όνομα του αρχείου που θα δημιουργηθεί για την αποθήκευση των δεδομένων, ο αντιπροσωπευτικός αριθμός του κόμβου, οι βαθμοί ελευθερίας που θα καταγραφούν οι αποκρίσεις και το είδος της απόκρισης. Αναφέρεται ότι για την

καταγραφή μετακινήσεων, ιδιοτιμών και αντιδράσεων χρησιμοποιείται το όρισμα `disp`, “eigen i” και `reaction`, αντίστοιχα.

```
recorder Element <-file $fileName> <-time> <-ele ($ele1 $ele2 ...)>
```

Η παραπάνω εντολή αποθηκεύει τα εντατικά μεγέθη των μελών είτε στο τοπικό σύστημα αξόνων είτε στο καθολικό, ανάλογα με την επιλογή του χρήστη. Με τη σειρά που εμφανίζονται ζητούνται ο ορισμός του αρχείου αποθήκευσης και το όνομα των μελών.

Κεφάλαιο 7

Διαδικασία ανάλυσης

Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα είδη των αναλύσεων που εκτελέστηκαν για την εξαγωγή συμπερασμάτων για τη σεισμική απόκριση των γεφυρών. Στις ενότητες που ακολουθούν γίνεται αναφορά στον τρόπο εκτέλεσης των αναλύσεων στο πρόγραμμα OpenSees.

7.1 Ανάλυση σταθερών φορτίων

Η στατική ανάλυση υπό την δράση των σταθερών φορτίων (G+0.2Q) θεωρείται βασική και εκτελείται πριν από οποιαδήποτε άλλη ανάλυση, για παράδειγμα πριν την υπερωθητική ανάλυση (Pushover) ή την ανάλυση χρονοϊστορίας (TimeHistory). Καθ' όλη τη διάρκεια εκτέλεσης της στατικής ανάλυσης τα φορτία παραμένουν σταθερά, ενώ με το πέρας της, η εκτέλεση της υπερωθητικής ανάλυσης ή της χρονοϊστορίας συνεχίζεται από το τελικό στάδιο καταπόνησης των μελών λόγω των σταθερών φορτίων που ασκούνται στη γέφυρα.

Η εκτέλεση της στατικής ανάλυσης στο πρόγραμμα OpenSees απαιτεί τον ορισμό διαφόρων παραμέτρων που σχετίζονται με το είδος της ανάλυσης, τον αλγόριθμο επίλυσης που επιλέγεται κ.λ.π. . Στη συνέχεια αναφέρονται και επεξηγούνται οι εντολές που εισήχθησαν για την ανάλυση.

constraints Transformation

Η παραπάνω εντολή δηλώνει τον τρόπο που θα εφαρμοστούν οι δεσμεύσεις στο μοντέλο. Η μέθοδος αυτή επιτρέπει τη χρήση σταθερών κόμβων που έχουν εισαχθεί στο μοντέλο σε προηγούμενο βήμα, αλλά θέτει ορισμένους περιορισμούς όσο αναφορά τις πολλαπλές δεσμεύσεις σε κόμβους (equal DOF).

numberer RCM

Η εντολή ορίζει τον τρόπο με τον οποίο θα γίνει η αρίθμηση των εξισώσεων και η αντιστοίχισής τους με τους βαθμούς ελευθερίας του μοντέλου. Η μέθοδος που επιλέγεται είναι η μέθοδος reverse Cuthill-McKee, η οποία εμφανίζει μεγάλο βαθμό επιτυχίας σε πολύπλοκα μοντέλα, όπως το δεδομένο.

system UmfPack

Η συγκεκριμένη εντολή αφορά τον τρόπο με τον οποίο θα εκτελεστεί η επίλυση και αποθήκευση των μητρώων. Η μέθοδος επιλέγει την υπορουτίνα UmfPack για την επίλυση αραιών και μη συμμετρικών μητρώων.

`test EnergyIncr $tol $iter <$pFlag> <$nType>`

Η συγκεκριμένη εντολή χρησιμοποιείται για τον έλεγχο σύγκλισης των αποτελεσμάτων. Το κριτήριο σύγκλισης που εφαρμόζεται βασίζεται στην ενέργεια που απομένει ώστε να επέλθει η ισορροπία του συστήματος. Η μαθηματική σχέση που περιγράφει τη συνθήκη σύγκλισης για ένα σύστημα εξισώσεων είναι η εξής:

$$\mathbf{K} \cdot \Delta U^i = \mathbf{R}(U^i) \quad (7.1)$$

$$\|\Delta U^i\| \leq tol \quad (7.2)$$

Τα ορίσματα που ζητούνται για τη σύνταξη της εντολής είναι με τη σειρά το όριο σύγκλισης που επιτρέπεται και ο μέγιστος αριθμός επαναλήψεων προκειμένου να επιτευχθεί η σύγκλιση. Στην αγκύλη δίνεται προαιρετικά η δυνατότητα εκτύπωσης μηνυμάτων που αφορά την επίτευξη ή μη της σύγκλισης. Στην δεδομένη ανάλυση επιλέγεται η ακρίβεια των αποτελεσμάτων να είναι της τάξης $10e-8$, καθώς από τη βιβλιογραφία αναφέρεται ότι η δεδομένη ανοχή δίνει την ικανοποιητική ακρίβεια στα μεγέθη.

`algorithm Newton <-initial>`

Η παραπάνω εντολή δηλώνει τον αριθμητικό τρόπο που θα γίνει η επίλυση των μη γραμμικών εξισώσεων ισορροπίας του συστήματος. Για την επίλυση του συστήματος επιλέγεται η μέθοδος Newton-Raphson, η οποία βρίσκει εφαρμογή σε ένα ευρύ πεδίο μαθηματικών προβλημάτων. Σε αυτό το σημείο αναφέρεται ότι κατά την εφαρμογή της μεθόδου, σε κάθε βήμα της ανάλυσης επαναυπολογίζεται το μητρώο δυσκαμψίας K , το οποίο στη γενική περίπτωση της ανελαστικής απόκρισης διαφοροποιείται. Δεδομένου των προηγουμένων η εντολή δίνει τη δυνατότητα επιλογής του αρχικού μητρώου K που υπολογίζεται σε κάθε βήμα, για τη διατύπωση των εξισώσεων.

`integrator LoadControl $lambda`

Η εντολή αυτή περιγράφει τον τρόπο με τον οποίο μεταβάλλονται τα φορτία κατά την ανάλυση, δηλαδή καθορίζει σε πόσα βήματα της ανάλυσης θα ασκηθεί το συνολικό φορτίο που έχει οριστεί προηγουμένως στον φορέα. Σε αυτό το σημείο αναφέρεται ότι στην περίπτωση της ελαστικής ανάλυσης το συνολικό φορτίο μπορεί να εφαρμοστεί σε ένα βήμα, δηλαδή ο όρος `lambda` στην εντολή να ισούται με μονάδα.

analysis Static

Η εντολή αυτή καθορίζει το είδος της ανάλυσης, που στην προκείμενη είναι η στατική ανάλυση.

analyze \$numIncr

Η παραπάνω εντολή είναι αυτή που εκτελεί την ανάλυση, ενώ το όρισμα που ζητείται δηλώνει το πλήθος των επαναλήψεων που επιθυμούμε να πραγματοποιηθούν με χρονικό βήμα που ορίστηκε στην εντολή `integrator loadControl`.

7.2 Ιδιομορφική ανάλυση

7.2.1 Γενικά

Η ιδιομορφική ανάλυση είναι απαραίτητη για τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών της ταλάντωσης της γέφυρας, δηλαδή των ιδιομορφών και των ιδιοσυχνοτήτων, το πλήθος των οποίων ισούται με τους βαθμούς ελευθερίας της κατασκευής. Ο υπολογισμός των χαρακτηριστικών της ταλάντωσης γίνεται από την επίλυση της μαθηματικής σχέσης που δίνεται στη συνέχεια. Συγκεκριμένα αρχικά προσδιορίζονται οι ιδιοσυχνότητες της κατασκευής ως εξής:

$$|\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}| = 0 \quad (7.3)$$

Μετά τον προσδιορισμό των ιδιοσυχνοτήτων η αντίστοιχη ιδιοπερίοδος υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \quad (7.4)$$

Δεδομένου των ιδιοσυχνοτήτων της κατασκευής και της εξίσωσης (7.3) υπολογίζονται τα ιδιοδιανύσματα της, τα οποία αναπαριστούν την ιδιομορφή. Η ιδιομορφή της κατασκευής παριστάνει τη μορφή της ταλάντωσης που θα αποκριθεί στην περίπτωση που η διέγερση είναι αρμονική και η συχνότητά της ταυτίζεται με την συγκεκριμένη ιδιοσυχνότητα της κατασκευής. Επίσης, η κίνηση της κατασκευής σε οποιαδήποτε χρονική στιγμή και υπό οποιαδήποτε διέγερση μπορεί να εκφραστεί ως επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων της.

7.2.2 Ενεργός ιδιομορφική μάζα

Η κίνηση κάθε ιδιομορφής ενεργοποιεί ένα ποσοστό της συνολικής μάζας της κατασκευής, το οποίο εκφράζει το βαθμό συμμετοχής της συγκεκριμένης ιδιομορφής στην συνολική κίνηση. Η ενεργός ιδιομορφική μάζα εξαρτάται από τη διεύθυνση της σεισμικής δράσης, ως επακόλουθο των ανωτέρων κάποια ιδιομορφή μπορεί να έχει μεγάλη ενεργή ιδιομορφική μάζα, δηλαδή μεγάλη συμμετοχή στη απόκριση, για μια διεύθυνση της σεισμικής δράσης και πολύ μικρή ή και μηδενική για κάποια άλλη διεύθυνση της σεισμικής δράσης. Το άθροισμα των ενεργών ιδιομορφικών μαζών όλων των ιδιομορφών ισούται με τη συνολική μάζα της κατασκευής. Η ενεργός ιδιομορφική μάζα m_i^* που αντιστοιχεί στην κίνηση της ιδιομορφής i δίνεται από τη σχέση:

$$m_i^* = \frac{\left(\{\boldsymbol{\varphi}_i\}^T [\mathbf{M}] \{\mathbf{r}\}\right)^2}{\{\boldsymbol{\varphi}_i\}^T [\mathbf{M}] \{\boldsymbol{\varphi}_i\}} \quad (7.5)$$

Όπου $\{\mathbf{r}\} = \{r_x \ r_y \ r_z\}$ είναι το διάνυσμα κατεύθυνσης της σεισμικής δράσης και για επίπεδη κίνηση κατά την διεύθυνση x απλοποιείται στη μορφή $\{\mathbf{r}\} = \{1 \ 0 \ 0\}$.

7.2.3 Ελάχιστο απαιτούμενο πλήθος ιδιομορφών

Η στατική ανελαστική ανάλυση πρέπει να λαμβάνει υπόψη όλες τις ιδιομορφές που συμμετέχουν σημαντικά στην κίνηση για την εξεταζόμενη διεύθυνση. Συνήθως, η συμμετοχή όλων των ιδιομορφών δεν είναι εξίσου σημαντική και ορισμένες έχουν πολύ μικρή συμμετοχή, η οποία μπορεί να αμεληθεί.

Ο Ευρωκώδικας 8-1 θεωρεί ότι η συνολική δύναμη που προκύπτει από την σεισμική διέγερση στην εξεταζόμενη διεύθυνση αποτελεί το βασικό κριτήριο ελέγχου, ως εκ τούτου απαιτεί η ιδιομορφική ανάλυση να συγκεντρώνει τουλάχιστον το 90% της τιμής της. Το κριτήριο αυτό πρακτικά σημαίνει ότι για την ανάλυση απαιτούνται οι πρώτες N ιδιομορφές όπου η ενεργός ιδιομορφική μάζα τους έχουν άθροισμα τουλάχιστον 90% της συνολικής μάζας που αντιστοιχεί στην εξεταζόμενη διεύθυνση, δηλαδή ισχύει:

$$\sum_{i=1}^N m_i^* \geq 0.90 m_{\text{tot}} \quad (7.6)$$

όπου m_{tot} η συνολική μάζα της κατασκευής.

Αρκετές φορές η επίτευξη τουλάχιστον του 90% της μάζας δεν καθίσταται εφικτή, σε αυτές τις περιπτώσεις ο Ευρωκώδικας 8-1 προτείνει εναλλακτικό τρόπο

ανάλυσης. Σύμφωνα με αυτό για την ανάλυση λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο μεγαλύτερη από 0.033 sec, έτσι ώστε να επιτευχθεί τουλάχιστον το 70% της μάζας, ενώ οι τελικές σεισμικές δράσεις προκύπτουν με πολλαπλασιασμό τους με το λόγο της ενεργής μάζα προς τη συνολική.

7.3 Στατική ανελαστική ανάλυση (Pushover)

7.3.1 Γενικά

Η στατική ανελαστική ή αλλιώς η στατική υπερωθητική ανάλυση εφαρμόζεται είτε σε υφιστάμενες κατασκευές είτε σε νέες με κυριότερους στόχους τον προσδιορισμό των τιμών του λόγου υπεραντοχής, την εκτίμηση των θέσεων εμφάνισης πλαστικών μηχανισμών, την αποτίμηση στατικής συμπεριφοράς υπαρχόντων ή ανασχεδιαζόμενων κατασκευών αλλά και ως εναλλακτική λύση σχεδιασμού αντί της μελέτης που βασίζεται στη γραμμική ελαστική ανάλυση με συντελεστή συμπεριφοράς q .

Η στατική ανελαστική ανάλυση στοχεύει στον προσδιορισμό της μεταελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής λαμβάνοντας υπόψη τη γραμμική συμπεριφορά του νόμου των υλικών και τις γεωμετρικές μη γραμμικότητες των στοιχείων, οι οποίες μπορεί να οφείλονται σε φαινόμενα 2^{ας} τάξεως. Τα φορτία που εφαρμόζονται κατά τα στάδια της ανάλυσης είναι τα μόνιμα και μεταβλητά φορτία του σεισμικού συνδυασμού (G+0.2Q) και τα οριζόντια φορτία, αυξανόμενα μονοτονικά, τα οποία αντιπροσωπεύουν τις αδρανειακές δυνάμεις στους κόμβους των μαζών, οι οποίες ενεργοποιούνται κατά τη σεισμική διέγερση της κατασκευής. Το τελικό αποτέλεσμα της ανάλυσης είναι η παραγωγή της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής η οποία αναπαριστά γραφικά τη σχέση τέμνουσας βάσης, V, με τη ανελαστική μετακίνηση του κόμβου αναφοράς, δ.

7.3.2 Φορτία

Τα οριζόντια σεισμικά φορτία που ακολουθούν μια κατανομή, εφαρμόζονται στατικά και με σταδιακή αύξηση στους κόμβους των μαζών του φορέα. Σύμφωνα με τον ΕΚ8-1 η κατανομή των οριζοντίων δράσεων μπορεί να είναι τριγωνική, που μπορεί να αντιπροσωπεύσει απλοποιητικά την πρώτη ιδιομορφή, ομοιόμορφη που προσεγγίζει τη δράση όλων των ιδιομορφών ή ανάλογη κάποιας ιδιομορφής. Για τις αναλύσεις που γίνονται επιλέγεται να χρησιμοποιηθεί κατανομή των φορτίων σύμφωνα με την πρώτη θεμελιώδη ιδιομορφή που αντιστοιχεί στην εξεταζόμενη διεύθυνση της γέφυρας.

Ο προσδιορισμός της ιδιομορφικής κατανομής των φορτίων απαιτεί πρώτα τον προσδιορισμό των ιδιοδιανυσμάτων που αντιστοιχούν στους δυο μεταφορικούς βαθμούς ελευθερίας, καθώς τα στοιχεία του μητρώου μάζας στους στροφικούς βαθμούς ελευθερίας είναι μηδενικά. Για κάθε ιδιομορφή τα ιδιοδιανύσματα κανονικοποιούνται, ώστε η ιδιοτιμή του κόμβου ελέγχου να ισούται με τη μονάδα. Στη συνέχεια υπολογίζεται η συνισταμένη τέμνουσα βάσης της ιδιομορφής i ως εξής:

$$V_{XY,i} = \sqrt{\left(\sum_k m_k \varphi_{k,1,i}\right)^2 + \left(\sum_k m_k \varphi_{k,2,i}\right)^2} \quad (7.7)$$

όπου $j=1,2$ δηλώνουν τους μεταφορικούς βαθμούς ελευθερίας και k είναι ο δείκτης κάθε κόμβου. Οι δυνάμεις που ασκούνται στον κόμβο k στον βαθμό ελευθερίας j λόγω της ιδιομορφής i δίνονται από τη σχέση:

$$F_{k,j,i} = \frac{m_k \varphi_{k,j,i}}{V_{XY,i}} \quad (7.8)$$

Το αλγεβρικό άθροισμα των δυνάμεων για την ιδιομορφή i για τις διευθύνσεις X και Y δίνει τη συνισταμένη τέμνουσα βάσης, η οποία ισούται με μονάδα.

Επιπλέον των οριζοντίων σεισμικών φορτίων σύμφωνα με τον ΕΚ8-1 εφαρμόζονται και τα κατακόρυφα φορτία με συνδυασμό δράσεων $G+0.2Q$.

7.3.3 Επιλογή κόμβου ελέγχου

Η παραγωγή της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής απαιτεί τον προσδιορισμό του κόμβου ελέγχου της για την καταγραφή των μετακινήσεων. Σε κατασκευές, όπως είναι οι γέφυρες η επιλογή του κόμβου αναφοράς δεν είναι πάντα προφανής. Ο κόμβος αναφοράς κάθε ιδιομορφής μπορεί να είναι διαφορετικός, καθώς πρέπει να αντιστοιχεί σε σημείο το οποίο είναι αντιπροσωπευτικό για την κίνηση της ιδιομορφής. Στην περίπτωση των γεφυρών ο κόμβος αναφοράς πρέπει να βρίσκεται σε ένα από τα εξής σημεία (Karros et al. 2005):

- Το κέντρο μάζας του καταστρώματος ή της κορυφής του βάθρου που βρίσκεται πλησιέστερα σε αυτό. Η επιλογή αυτή δίνει αντιπροσωπευτικά αποτελέσματα για γεωμετρία γεφυρών όπου τα βάθρα έχουν συμμετρική κατανομή υψών και δυσκαμψιών και η μέγιστη μετακίνηση βρίσκεται κοντά στο κέντρο μάζας του φορέα. Σε περιπτώσεις γεφυρών με ανισοϋψή βάθρα και ασύμμετρα κατανεμημένα κατά μήκος, η επιλογή αυτή του κόμβου

ελέγχου δεν είναι κατάλληλη, διότι η μέγιστη μετακίνηση στην εγκάρσια διεύθυνση διαφοροποιείται αρκετά σε κάθε κίνηση της ιδιομορφής.

- Το σημείο της του φορέα της γέφυρας που αντιστοιχεί στη θέση x_i του ισοδύναμου μονοβάθμιου της ιδιομορφής. Η απόσταση x_i μετριέται κατά μήκος της γέφυρας και υπολογίζεται από τη σχέση:

$$x_i = \frac{\sum_j x_j \cdot m_j \cdot \varphi_{ji}}{\sum_j m_j \cdot \varphi_{ji}} \quad (7.9)$$

- Το σημείο του καταστρώματος στο οποίο εμφανίζεται η μέγιστη μετακίνηση της ιδιομορφής.
- Η κορυφή του βάθρου που παρατηρείται η μεγαλύτερη πλαστική στροφή.

Δεδομένου των παραπάνω και της γεωμετρίας της γέφυρας η οποία αποτελείται από ισοϋψή βάθρα συμμετρικά τοποθετημένα ως προς το κέντρο της γέφυρας, ως κόμβος ελέγχου της ανελαστικής ανάλυσης επιλέχθηκε το μέσον του καταστρώματος και για τις δυο εξεταζόμενες διευθύνσεις.

7.3.4 Υπολογιστικά βήματα

Ο αλγόριθμος για τη στατική ανελαστική ανάλυση βασίζεται στον έλεγχο των μετακινήσεων του κόμβου αναφοράς στο βαθμό ελευθερίας για την εξεταζόμενη διεύθυνση, με στόχο την παραγωγή της καμπύλη ικανότητας της κατασκευής με πτωτικό κλάδο. Σύμφωνα με τον έλεγχο των μετακινήσεων (displacement control) απαιτείται να οριστεί το βήμα αύξησης της μετακίνησης και το σύνολο των βημάτων που επιθυμούμε να πραγματοποιηθούν μέχρι το πέρας της ανάλυσης. Σκοπός του αλγορίθμου είναι ο προσδιορισμός του συντελεστή φορτίου λ , ο οποίος όταν πολλαπλασιαστεί με τις αρχικές δυνάμεις του φορέα, προκύπτει η στοχευόμενη μετακίνηση του βήματος για τον κόμβο ελέγχου στο δεδομένο βαθμό ελευθερίας. Η μαθηματική σχέση που περιγράφει τη διαδικασία είναι η εξής:

$$K^*_{t+\Delta t} \cdot \Delta U^{i+1}_{t+\Delta t} = (\lambda^i_{t+\Delta t} + \Delta \lambda^i) \cdot F^{ext} - F(U_{t+\Delta t}) \quad (7.10)$$

όπου $t+\Delta t$ είναι το βήμα, το σύνολο των οποίων ορίζεται στην αρχή της ανάλυσης, και για το οποίο επιθυμούμε αύξηση της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου, i είναι το βήμα για το οποίο απαιτείται η ισορροπία μεταξύ εσωτερικών και εξωτερικών δυνάμεων, U είναι οι μετακινήσεις των κόμβων, K^* το επαπτομενικό μητρώο δυσκαμψίας της κατασκευής, F^{ext} το διάνυσμα των εξωτερικών δυνάμεων και $F(U)$ το διάνυσμα των δυνάμεων που προκύπτουν από τις μετακινήσεις των κόμβων.

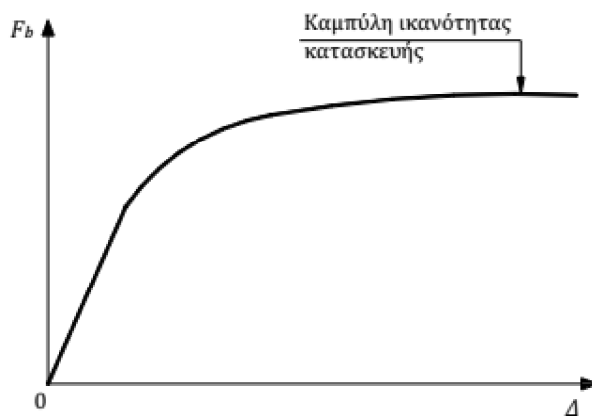
Η παραπάνω εξίσωση αποτελείται από n εξισώσεις και $n+1$ αγνώστους, επομένως για να έχει πραγματική λύση το πρόβλημα απαιτείται μια επιπλέον σχέση. Το πρόβλημα αυτό επιλύεται με τη εισαγωγή της δέσμευσης:

$$\Delta U_{\text{DOF}} = \text{incr} \quad (7.11)$$

έτσι ώστε σε κάθε βήμα ανάλυσης η αύξηση της μετακίνησης στον κόμβο αναφοράς να είναι ίση με το βήμα της ανάλυσης που έχει οριστεί.

7.3.5 Καμπύλη ικανότητας

Στόχος της ανελαστικής ανάλυσης είναι η παραγωγή της καμπύλης ικανότητας (βλ. 7.3.1) η οποία προκύπτει έχοντας ως τετμημένη την ανελαστική μετακίνηση του κόμβου αναφοράς για την εξεταζόμενη διεύθυνση και ως τεταγμένη της τέμνουσα βάσης, δηλαδή τη συνισταμένη τέμνουσα στο οριζόντιο επίπεδο. Στην ενότητα 7.3.3 επισημάνθηκε ότι τα εξωτερικά φορτία που παριστάνουν τις αδρανειακές δυνάμεις κανονικοποιούνται ώστε η συνισταμένη τους να ισούται με μονάδα, και δεδομένου της εξίσωσης (7.8) προκύπτει ότι ο συντελεστής φορτίου λ θα ισούται με τη συνισταμένη τέμνουσα κάθε βήματος. Λαμβάνοντας υπόψη ότι η συγκεκριμένη ιδιομορφή διεγείρει κυρίως τη συγκεκριμένη διεύθυνση, ο συντελεστής φορτίου θα διαφέρει ελάχιστα από τη τέμνουσα αντίδραση που χρησιμοποιείται για την παραγωγή της τυπικής καμπύλης. Η παραπάνω παρατήρηση αποτελεί έναν τρόπο ελέγχου της ορθότητας των εξαγόμενων αποτελεσμάτων για τη στατική ανελαστική ανάλυση.



Σχήμα 7.1: Τυπική μορφή καμπύλης ικανότητας κατασκευής (Ψυχάρης, 2015).

7.3.6 Αλγόριθμος ανάλυσης

Η εκτέλεση της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης στο πρόγραμμα του OpenSees γίνεται εισάγοντας αρχικά τα οριζόντια φορτία που έχουν υπολογιστεί

βάση της κυρίαρχης ιδιομορφής για την εξεταζόμενη διεύθυνση. Τα επικόμβια φορτία ασκούνται στο σύνολο των κόμβων του φορέα, στους οποίους έχει ορισθεί ποσοστό της συνολικής μάζας. Η μέθοδος ανάλυσης στην παρούσα περίπτωση βασίζεται στην εφαρμογή αυξανόμενων φορτίων στην οποία στόχος είναι η επίτευξη βημάτων σταθερής μετακίνησης (βλ. 7.3.5) σε συγκεκριμένο βαθμό ελευθερίας στον κόμβο αναφοράς και όχι σταθερού φορτίου, όπως στην περίπτωση της ανάλυσης των σταθερών φορτίων. Για την εκτέλεση της ανάλυσης επιλέγεται αρχικά ο αλγόριθμος επίλυσης Modified Newton –initial, ενώ αν η ανάλυση αποτύχει μειώνεται η στοχευόμενη αύξηση της μετακίνησης στον κόμβο αναφοράς. Σε περίπτωση που δεν είναι επιτυχής και πάλι η ανάλυση επιλέγεται ο ίδιος αλγόριθμος ανάλυσης αλλά με μειωμένη τιμή του σφάλματος σύγκλισης, και στη συνέχεια δοκιμάζονται άλλοι αλγόριθμοι όπως οι NewtonLineSearch και Broyden–Fletcher–Goldfarb–Shanno (BFGS).

Στη συνέχεια δίνονται τα διαφοροποιημένα χαρακτηριστικά, σε σχέση με την ανάλυση σταθερών φορτίων, που ορίστηκαν σε γλώσσα tcl.

```
algorithm NewtonLineSearch <-tol $tol> <-maxIter $maxIter
```

```
algorithm BFGS
```

Οι παραπάνω εντολές ορίζουν τους διαφορετικούς αλγορίθμους επίλυσης του συστήματος εξισώσεων που προαναφέρθηκαν.

```
integrator DisplacementControl $node $dof $incr
```

Η εντολή αυτή περιγράφει το νόμο μεταβολής των φορτίων κατά την εκτέλεση των βημάτων της ανάλυσης. Συγκεκριμένα η εντολή αυτή καθορίζει ότι η φόρτιση θα γίνεται σε βήματα σταθερής μετακίνησης. Τα ορίσματα που ζητούνται με τη σειρά είναι ο αριθμός του κόμβου αναφοράς, ο βαθμός ελευθερίας και το μέγεθος κάθε βήματος.

7.4 Ανάλυση Χρονοϊστορίας

7.4.1 Γενικά

Η μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας εκτελείται σε περιπτώσεις που απαιτείται μεγαλύτερη ακρίβεια για τον υπολογισμό της μετακίνησης σχεδιασμού ή της στοχευόμενης μετακίνησης. Η επίτευξη της ακρίβειας οφείλεται αφενός στο γεγονός ότι η ανάλυση λαμβάνει υπόψη τη μη γραμμικότητα των υλικών και των μελών, και αφετέρου ότι υποβάλλεται στην ακριβής σεισμική κίνηση του εδάφους σε μορφή χρονοϊστορίας και όχι στο φάσμα επιταχύνσεων του σεισμού.

Τα φορτία που εφαρμόζονται για την ανάλυση χρονοϊστορίας είναι η εδαφική επιτάχυνση λόγω της σεισμικής διέγερσης που ασκείται στους κόμβους ή/και στα μέλη της κατασκευής. Η σεισμική επιτάχυνση δεν εφαρμόζεται ως εξωτερική δράση επί της κατασκευής, αντίθετα επιβάλλεται εξαναγκασμένη παραμόρφωση στα μέλη της αναπτύσσοντας εσωτερικές δράσεις σε αυτά. Στην προσομοίωση μπορεί να εφαρμοστούν μέχρι και τρεις σεισμικές καταγραφές που ενεργούν ταυτόχρονα, μία σε κάθε διεύθυνση, παρ' όλα αυτά στη συγκεκριμένη εργασία δεν προσομοιώνεται η καρακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης αφού προέκυψε ότι δεν επηρεάζει σημαντικά την απόκριση του φορέα.

Η ανάλυση χρονοϊστορίας υπολογίζει τη μετακίνηση της κατασκευής άμεσα δρώντας επί αυτής ένα ευρύ σύνολο σεισμικών καταγραφών, σε αντίθεση με άλλες μεθοδολογίες όπου ο προσδιορισμός της μετακίνησης είναι έμμεσος με την ανάγκη ο μελετητής να ορίσει τη στοχευόμενη μετακίνηση. Επίσης, σε περίπτωση σχεδιασμού της κατασκευής βάση των αποτελεσμάτων της ανάλυσης χρονοϊστορίας, ο σχεδιασμός των μελών υλοποιείται επιλέγοντας τις εσωτερικές δυνάμεις που αναπτύσσονται από το σεισμό.

Τα μειονεκτήματα της ανάλυσης χρονοϊστορίας είναι ο μεγάλος απαιτούμενος υπολογιστικός και αναλυτικός χρόνος καθώς και ο μεγάλος όγκος εξαγόμενων αποτελεσμάτων. Παρ' όλα αυτά η ανάπτυξη της τεχνολογίας τις τελευταίες δεκαετίες έχει επιφέρει την μείωση του υπολογιστικού κόστους, με επακόλουθο η ανάλυση χρονοϊστορίας να χρησιμοποιείται στην πράξη από τους μηχανικούς για το σχεδιασμό και ανασχεδιασμό περισσότερων κατασκευών.

7.4.2 Αλγόριθμος ανάλυσης

Ο αλγόριθμος για την εκτέλεση της μη γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας βασίζεται στην άμεση αριθμητική ολοκλήρωση στο χρόνο, της δυναμικής εξίσωσης ισορροπίας που περιγράφει τη δυναμική απόκριση της κατασκευής. Το πρώτο χρονικό βήμα της ανάλυσης είναι η κατάσταση που δρουν τα στατικά φορτία, ενώ το τελευταίο ταυτίζεται με το τέλος της σεισμικής διέγερσης. Στη συνέχεια δίνεται η εξίσωση δυναμικής κίνησης:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}(\mathbf{u})\mathbf{u} = -\mathbf{M}\mathbf{1}\ddot{u}_g \quad (7.12)$$

Η εξίσωση κίνησης (7.12) επιλύεται με τη μέθοδο HHT (Hilber-Hughes-Taylor, 1977), γνωστή και ως μέθοδος α . Η μέθοδος που χρησιμοποιείται για την επίλυση των δυναμικών προβλημάτων, επιτρέπει την εισαγωγή ιδιοτήτων αριθμητικής απόσβεσης προκειμένου να μειωθεί η ταλάντωση ενώ επιτυγχάνεται και ακρίβεια δευτέρας τάξεως στα αποτελέσματα, αφού το σφάλμα της μεθόδου είναι ανάλογο

του τετραγώνου του χρονικού βήματος. Η δεδομένη μέθοδος χαρακτηρίζεται από τους συντελεστές α , β και γ , όπου ο συντελεστής α λαμβάνει τιμές από το διάστημα $2/3$ έως 1 , ενώ οι συντελεστές β και γ υπολογίζονται συναρτήσει του α με τις κάτωθι σχέσεις. Μειονέκτημα της μεθόδου αποτελεί ότι ο προσδιορισμός του συντελεστή α δεν μπορεί να προβλεφθεί εύκολα συγκριτικά με τους συντελεστές άλλων μεθόδων, όπως στη μέθοδο Newmark.

$$\beta = \frac{(2-\alpha)^2}{4} \quad (7.13)$$

$$\gamma = \frac{3}{2} - \alpha \quad (7.14)$$

Με τη μέθοδο HHT το μητρώο μετακινήσεων και ταχυτήτων για μια χρονική στιγμή $t+\Delta t$ προσεγγίζονται με τις παρακάτω σχέσεις:

$$U_{t+\Delta t} = U_t + \Delta t \dot{U}_t + [(0.5-\beta)\Delta t^2] \ddot{U}_t + (\beta \cdot \Delta t^2) \ddot{U}_{t+\Delta t} \quad (7.15)$$

$$\dot{U}_{t+\Delta t} = \dot{U}_t + [(1-\gamma)\Delta t] \ddot{U}_t + [\gamma \cdot \Delta t] \ddot{U}_{t+\Delta t} \quad (7.16)$$

Η γραμμικοποίηση της εξίσωσης θεωρώντας το μητρώο των μετακινήσεων ως άγνωστο οδηγεί στην ακόλουθη γραμμική σχέση που επιλύεται με τη μέθοδο Newton-Raphson:

$$K_{t+\Delta t}^* \Delta U_{t+\Delta t}^{i+1} = R_{t+\Delta t}^i \quad (7.17)$$

όπου

$$K_{t+\Delta t}^* = \alpha \cdot K_t + \frac{\alpha \cdot \gamma}{\beta \Delta t} C_t + \frac{1}{\beta \Delta t^2} M \quad (7.18)$$

και

$$R_{t+\Delta t}^i = F_{t+\Delta t}^{ext} - F(U_{t+\Delta t}^{i-1})^{int} - C \dot{U}_{t+\Delta t}^{i-1} - M \ddot{U}_{t+\Delta t}^{i-1} \quad (7.19)$$

Οι συμβολισμοί που χρησιμοποιούνται στις παραπάνω εξισώσεις είναι ίδιοι με αυτούς που χρησιμοποιούνται για τη στατική μη γραμμική ανάλυση, οι οποίοι έχουν παρουσιαστεί αναλυτικά σε προηγούμενη ενότητα (βλ. 7.4.3).

Η δυναμική ανάλυση επιλέγεται να γίνει με τη μέθοδο HHT και για συντελεστή α ίσο με 0.837 ενώ το χρονικό βήμα ανάλυσης που επιλέγεται είναι ίσο με $\Delta t=0.001$ sec. Η επιλογή του χρονικού βήματος γίνεται σύμφωνα με τις αναφορές από την

υπάρχουσα βιβλιογραφία, όπου επισημαίνεται ότι η μέθοδος πρέπει να εφαρμόζεται σε μικρό χρονικό βήμα, έτσι ώστε η μετάβαση από την ελαστική περιοχή στο σημείο διαρροής καθώς και η φόρτιση αποφόρτιση των μελών να πραγματοποιείται ομαλά και χωρίς προβλήματα σύγκλισης.

Στο OpenSees ο ορισμός της μεθόδου HHT για την εκτέλεση της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης γίνεται με την εντολή `integrator HHT`, παρακάτω δίνεται η σύνταξη της εντολής σε γλώσσα `tcl`.

`integrator HHT $alpha <$gamma $beta>`

Τα ορίσματα που απαιτούνται για τη σύνταξη της εντολή είναι η τιμή του συντελεστή α , ενώ τα ορίσματα που βρίσκονται σε αγκύλη είναι οι συντελεστές γ και β , οι οποίοι μπορούν να μην οριστούν στην εντολή αλλά να υπολογιστούν αυτόματα σύμφωνα με τις εξισώσεις (7.13) και (7.14).

7.4.3 Μητρώο απόσβεσης

Για την εκτέλεση των αναλύσεων χρονοϊστορίας είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός του μητρώου απόσβεσης της κατασκευής C . Στην παρούσα προσομοίωση το μητρώο απόσβεσης υπολογίζεται κατά Rayleigh, ως άθροισμα ενός ποσοστού του μητρώου μάζας και ενός ποσοστού του μητρώου δυσκαμψίας. Η μαθηματική σχέση που περιγράφει το μητρώο απόσβεσης είναι η παρακάτω:

$$C = \alpha_0 \cdot M + \alpha_1 \cdot K \quad (7.20)$$

όπου α_0 και α_1 είναι οι συντελεστές αναλογίες του μητρώου μάζας και δυσκαμψίας αντίστοιχα, M το μητρώο μάζας και K το μητρώο δυσκαμψίας. Το μητρώο δυσκαμψίας που χρησιμοποιείται μπορεί να είναι το αρχικό ελαστικό μητρώο δυσκαμψίας, το εφαπτομενικό μητρώο ή το μητρώο που υπολογίζεται σε κάθε βήμα επίλυσης. Για τη μόρφωση του μητρώου απόσβεσης χρησιμοποιείται το αρχικό μητρώο που υπολογίζεται σε κάθε βήμα ανάλυσης.

Ο προσδιορισμός των συντελεστών α_0 και α_1 γίνεται για την πρώτη θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα ω_j της κατασκευής και για την ανώτερη ιδιομορφή ω_k που συμμετέχει σημαντικά στην απόκριση της κατασκευής, για επιθυμητό λόγο ιξώδης απόσβεσης ($\xi=5\%$ για κατασκευές από Ω.Σ.). Σύμφωνα με τα παραπάνω οι συντελεστές υπολογίζονται ως:

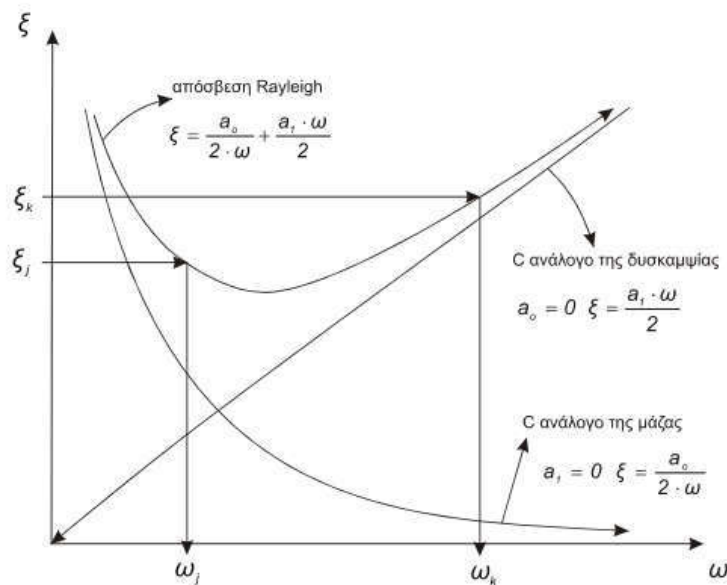
$$\alpha_0 = \frac{2\omega_j \cdot \omega_k (\omega_k \cdot \xi_i - \omega_j \cdot \xi_k)}{\omega_k^2 - \omega_j^2} \quad (7.21)$$

$$\alpha_1 = \frac{2(\omega_k \cdot \xi_k - \omega_j \cdot \xi_j)}{\omega_k^2 - \omega_j^2} \quad (7.22)$$

Ενώ σε περίπτωση μιας τυχαίας ιδιοσυχνότητας ω της n ιδιομορφής, το ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης ξ υπολογίζεται ως εξής:

$$\xi_n = \frac{\alpha_0}{2 \cdot \omega_n} + \frac{\alpha_1 \cdot \omega_n}{2} \quad (7.23)$$

Στο Σχήμα 7.2 απεικονίζεται γραφικά η απόσβεση κατά Rayleigh, καθώς και η απόσβεση που είναι ανάλογη της μάζας και ανάλογη της δυσκαμψίας. Παρατηρώντας το σχήμα προκύπτει ότι ο υπολογισμός της απόσβεσης κατά Rayleigh υπερτιμάται για τις ιδιομορφές που έχουν συχνότητα μεγαλύτερη της ω_k και ως εκ τούτου μειώνεται η συμμετοχή τους στην απόκριση.



Σχήμα 7.2: Εύρεση συντελεστών ξώδους απόσβεσης συναρτήσει της ιδιοσυχνότητας.

Στο Opensees για την εισαγωγή ενιαίας απόσβεσης κατά Rayleigh στα στοιχεία του φορέα χρησιμοποιείται η εντολή Rayleigh, παρακάτω δίνεται η εντολή σε γλώσσα tcl.

rayleigh \$alphaM \$betaK \$betaKinit \$betaKcomm

Τα ορίσματα που ζητούνται με τη σειρά είναι ο συντελεστής α_0 και α_1 , αναφέρεται ότι η τιμή του συντελεστή α_1 , όπως επεξηγήθηκε παραπάνω.

Κεφάλαιο 8

Αποτελέσματα αναλύσεων

Στο παρών κεφάλαιο συγκεντρώνονται τα αποτελέσματα που εξήχθησαν από τις αναλύσεις για όλα τα μοντέλα γεφυρών που μελετήθηκαν.

8.1 Ιδιομορφική ανάλυση

Στους Πίνακες 8.1 έως 8.4 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά οι τιμές για την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο και την δρώσα ιδιομορφική μάζα για τη διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας για τις περιπτώσεις σύνδεσης των βάθρων με το κατάστρωμα που μελετώνται.

Πίνακας 8.1: Ιδιοπερίοδος και δρώσα ιδιομορφική μάζα για τη διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση για την μονολιθική σύνδεση βάθρων-καταστρώματος.

Μονολιθική σύνδεση			
Διεύθυνση	Ιδιομορφή	T [sec]	m^*/m_{tot} [%]
Διαμήκης	1 ^η	1.10	96.90
Εγκάρσια	2 ^η	0.88	96.02

Πίνακας 8.2: Ιδιοπερίοδος και δρώσα ιδιομορφική μάζα για τη διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση για τη σύνδεση βάθρων-καταστρώματος επί εφεδράνων.

Σύνδεση με εφεδράνα			
Διεύθυνση	Ιδιομορφή	T [sec]	m^*/m_{tot} [%]
Διαμήκης	1 ^η	1.91	94.16
Εγκάρσια	2 ^η	1.83	92.54

Πίνακας 8.3: Ιδιοπερίοδος και δρώσα ιδιομορφική μάζα για τη διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση για τη γέφυρα με λικνιζόμενα βάρθρα.

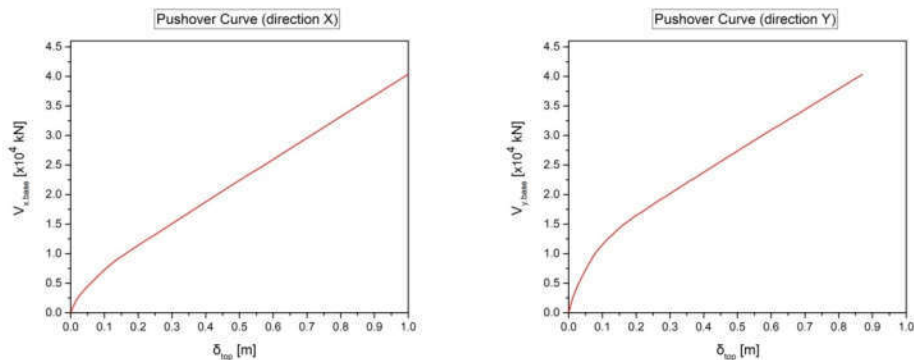
Λικνισμός βάρθρου			
Διεύθυνση	Ιδιομορφή	T [sec]	m^*/m_{tot} [%]
Διαμήκης	2 ^η	1.60	96.88
Εγκάρσια	1 ^η	1.67	95.82

Πίνακας 8.4: Ιδιοπερίοδος και δρώσα ιδιομορφική μάζα για τη διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση για τη γέφυρα με λικνιζόμενα βάρθρα με έκκεντρη προέκταση.

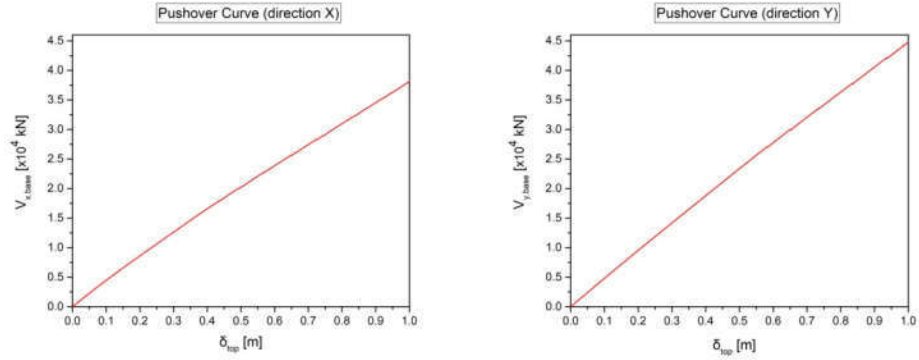
Ελεγχόμενος λικνισμός βάρθρου			
Διεύθυνση	Ιδιομορφή	T [sec]	m^*/m_{tot} [%]
Διαμήκης	2 ^η	1.60	96.88
Εγκάρσια	1 ^η	1.65	95.84

8.2 Μη γραμμική στατική ανάλυση

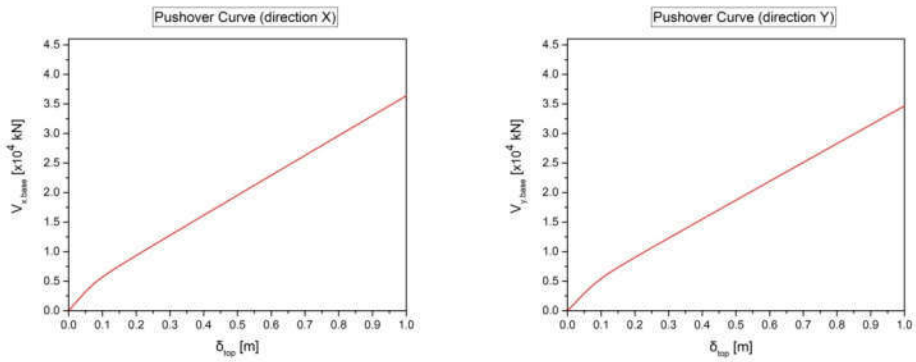
Στο Σχήμα 8.1 έως 8.4 παρουσιάζονται οι καμπύλες ικανότητας της γέφυρας κατά την εγκάρσια και διαμήκη διεύθυνση όπως προέκυψαν από τη μη γραμμική στατική ανάλυση, για τους διαφορετικούς τρόπους σύνδεσης του φορέα του καταστρώματος με τα βάρθρα.



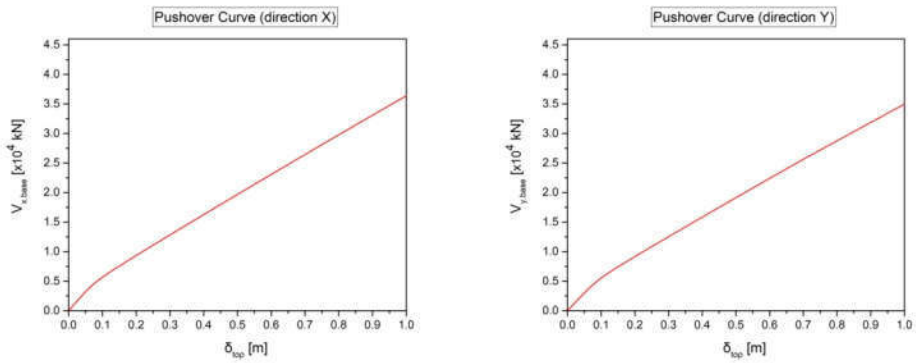
Σχήμα 8.1: Καμπύλη ικανότητας της γέφυρας με μονολιθική σύνδεση των βάρθρων με το φορέα του καταστρώματος (α) κατά τη διαμήκη διεύθυνση και (β) κατά την εγκάρσια.



Σχήμα 8.2: Καμπύλη ικανότητας της γέφυρας με ελαστομεταλλικά εφέδρανα στα μεσόβαθρα (α) κατά τη διαμήκη διεύθυνση και (β) κατά την εγκάρσια.



Σχήμα 8.3: Καμπύλη ικανότητας της γέφυρας με δυνατότητα λικνισμού των βάθρων (α) κατά τη διαμήκη διεύθυνση και (β) κατά την εγκάρσια.



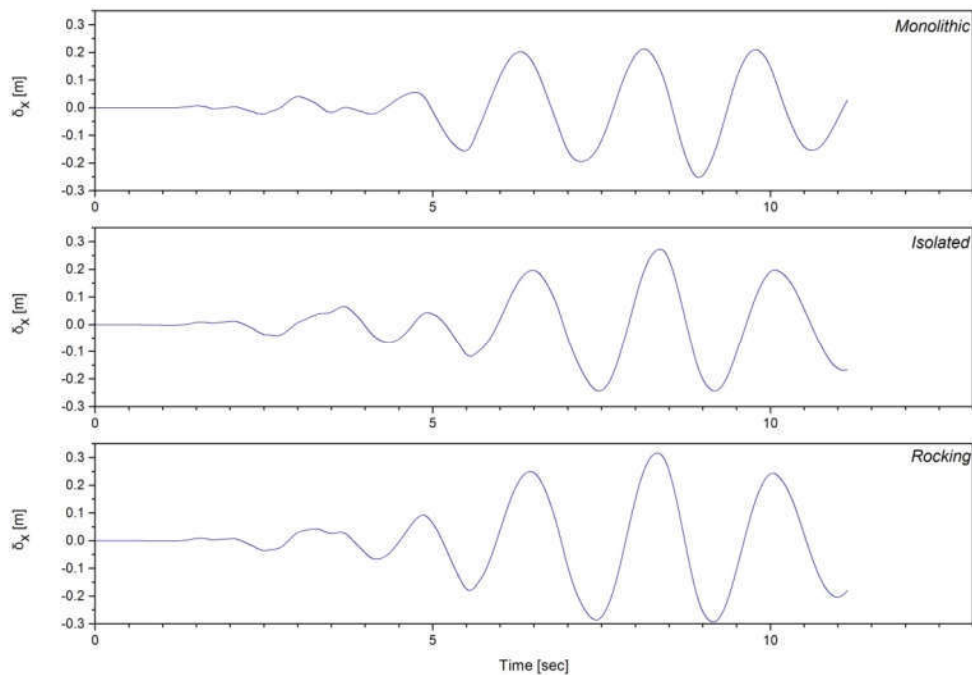
Σχήμα 8.4: Καμπύλη ικανότητας της γέφυρας με δυνατότητα λικνισμού των βάθρων και τοποθέτηση έκκεντρων τενόντων (α) κατά τη διαμήκη διεύθυνση και (β) κατά την εγκάρσια.

Από τα διαγράμματα της καμπύλης ικανότητας της γέφυρας παρατηρούμε ότι η γέφυρα παρουσιάζει παρόμοια συμπεριφορά για τη διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση για όλα τα εξεταζόμενα μοντέλα.

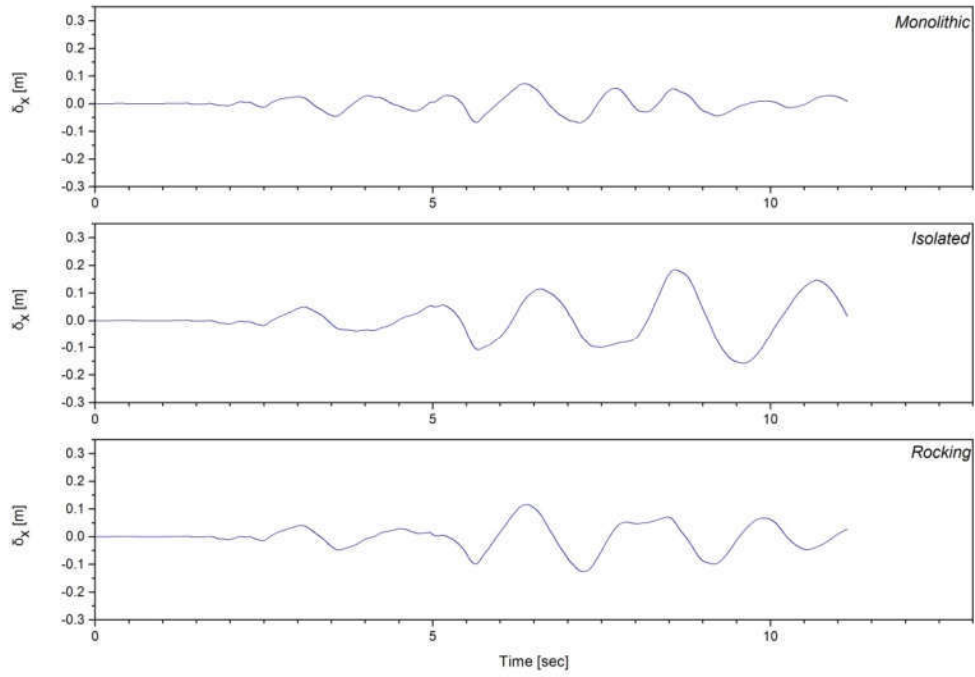
8.3 Μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας

8.3.1 Απόκριση καταστρώματος κατά τη διαμήκη διεύθυνση

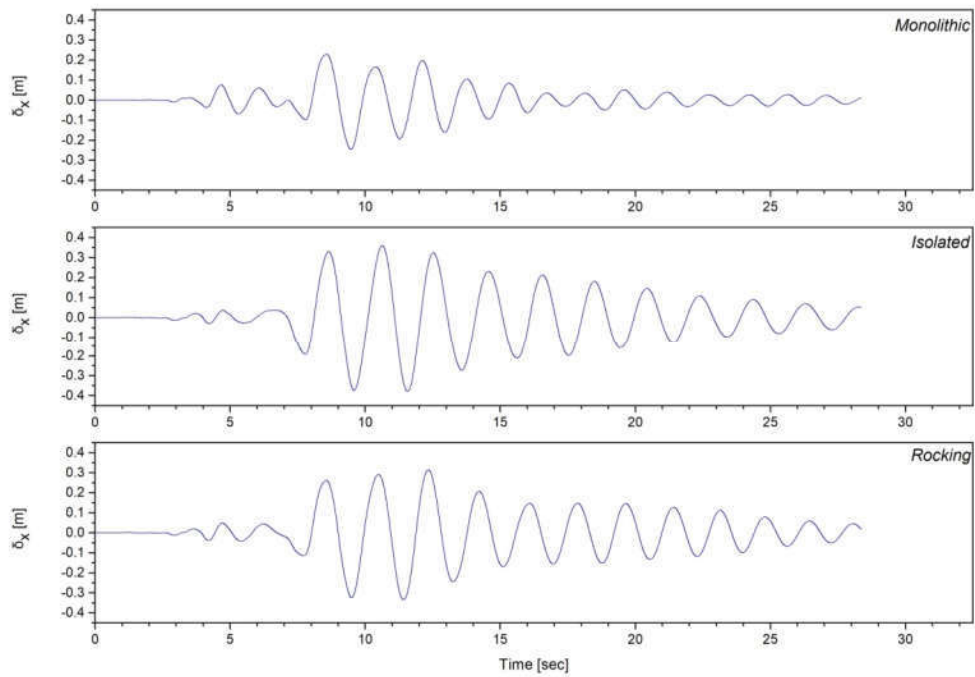
Στο Σχήμα 8.5 έως 8.16 παρουσιάζεται η χρονοϊστορία μετακίνησης του κόμβου ελέγχου του φορέα του καταστρώματος κατά τη διεύθυνση x για τις περιπτώσεις που τα βάρη συνδέονται μονολιθικά, με ελαστομεταλλικά εφέδρανα και για την περίπτωση με λικνιζόμενα βάρη. Σε αυτό το σημείο υπενθυμίζεται ότι η διεύθυνση x ταυτίζεται με το διαμήκη άξονα της γέφυρας. Επίσης τα διαγράμματα που παρουσιάζονται έχουν προκύψει από τη μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας για τους 12 σεισμικούς συνδυασμούς.



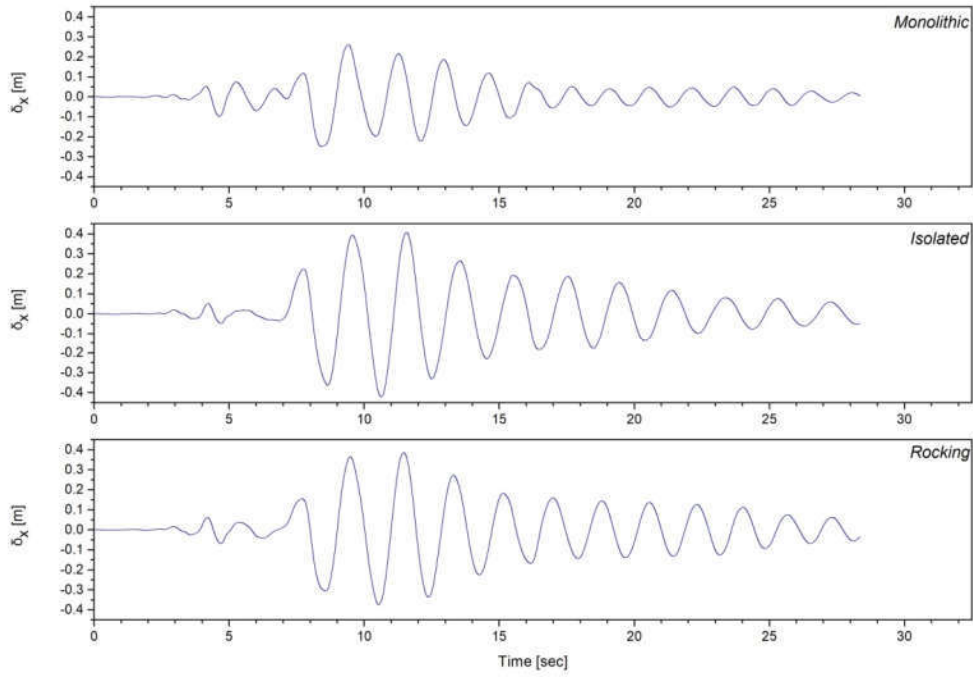
Σχήμα 8.5: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά το διαμήκη άξονα για τον σεισμικό συνδυασμό 1.PLS.L .



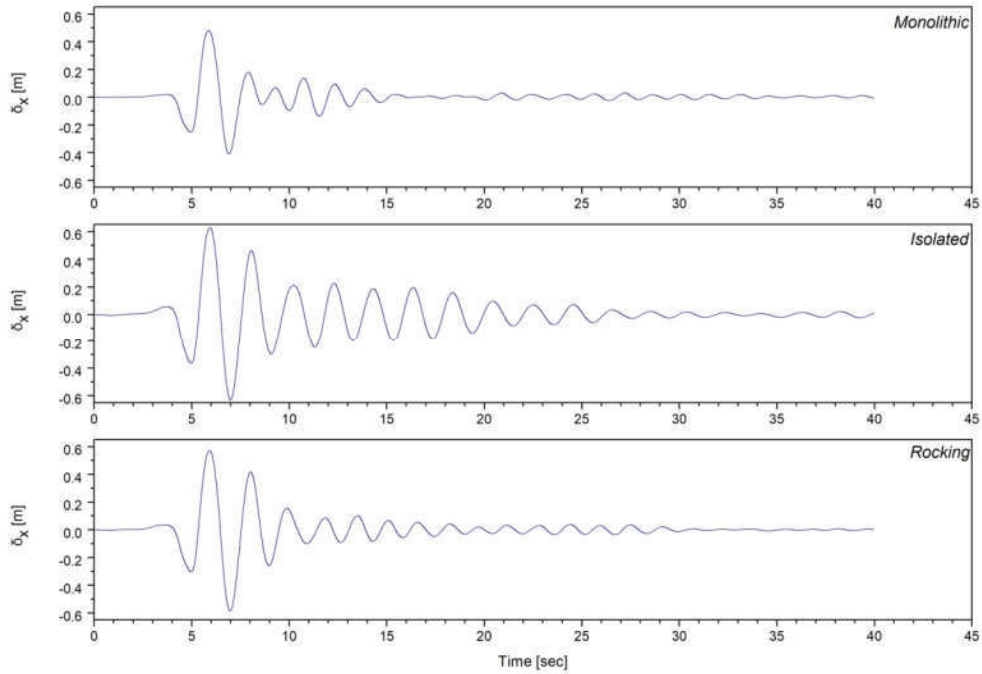
Σχήμα 8.6: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά το διαμήκη άξονα για τον σεισμικό συνδυασμό 1.PLS.T .



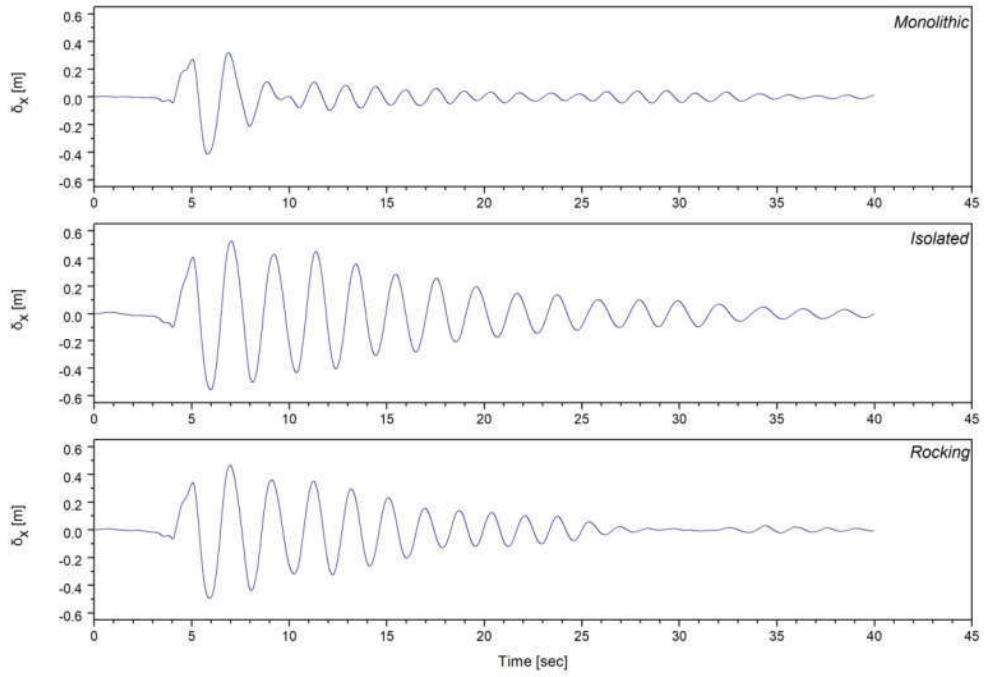
Σχήμα 8.7: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά το διαμήκη άξονα για τον σεισμικό συνδυασμό 2.PLS.L .



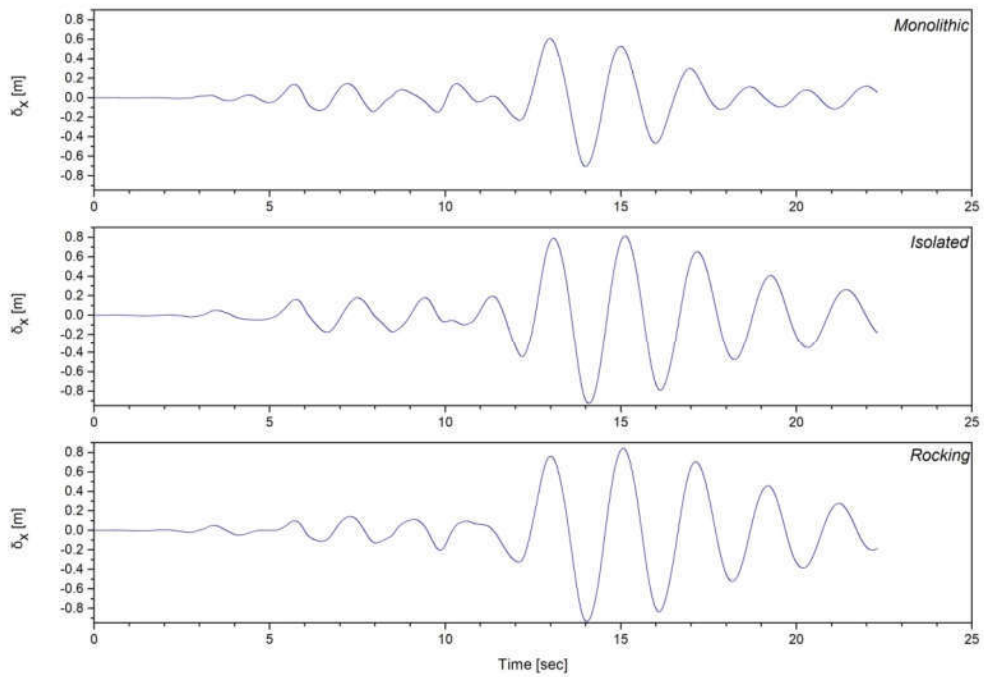
Σχήμα 8.8: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά το διαμήκη άξονα για τον σεισμικό συνδυασμό 2.PLS.T .



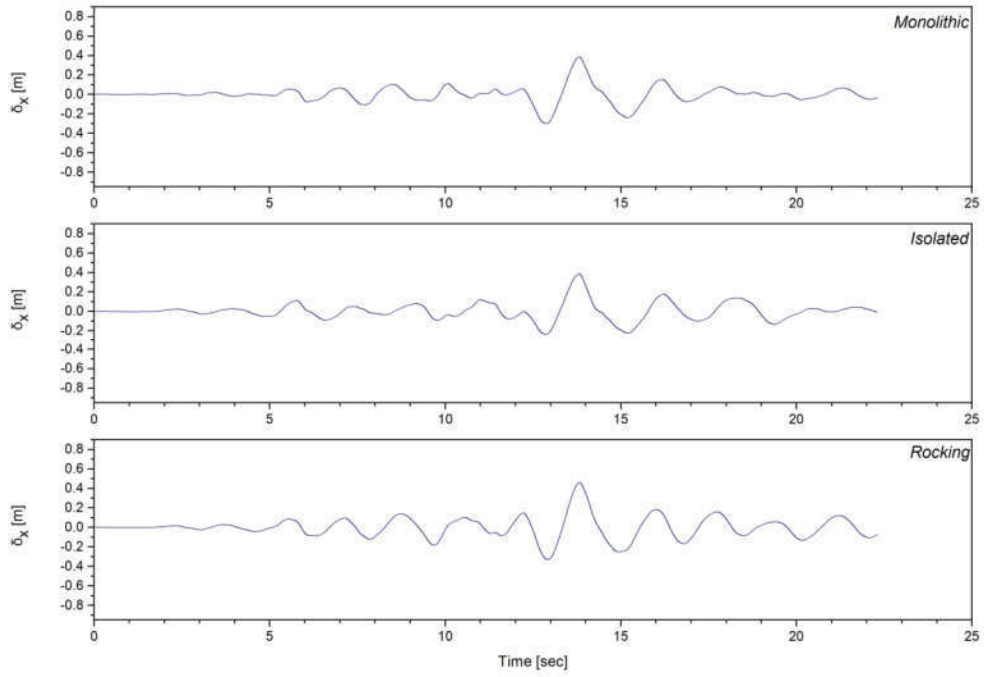
Σχήμα 8.9: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά το διαμήκη άξονα για τον σεισμικό συνδυασμό 3.PLS.L .



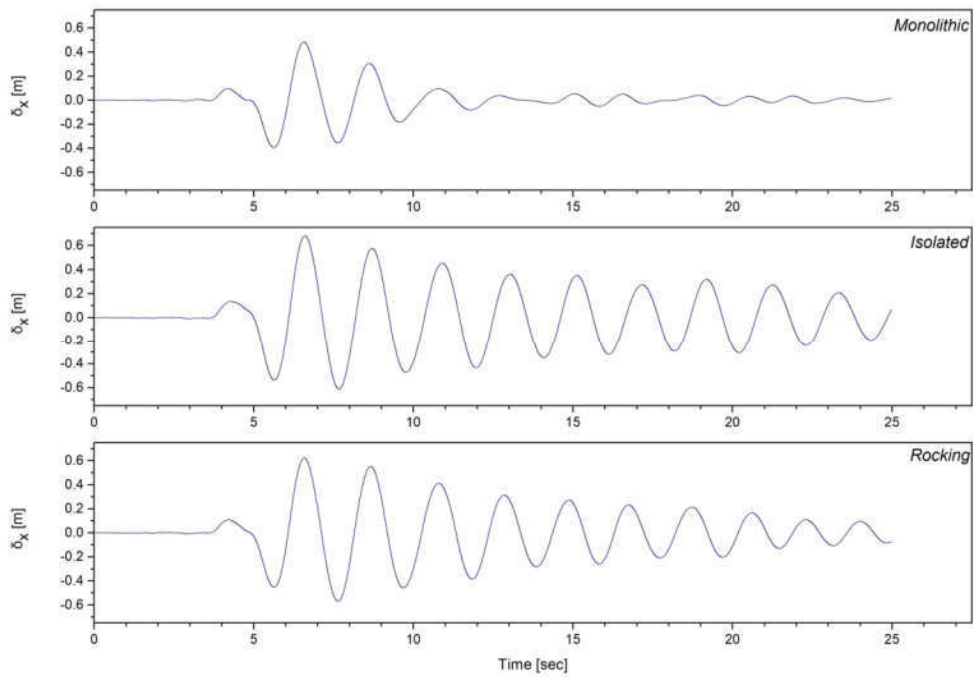
Σχήμα 8.10: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά το διαμήκη άξονα για τον σεισμικό συνδυασμό 3.PLS.T .



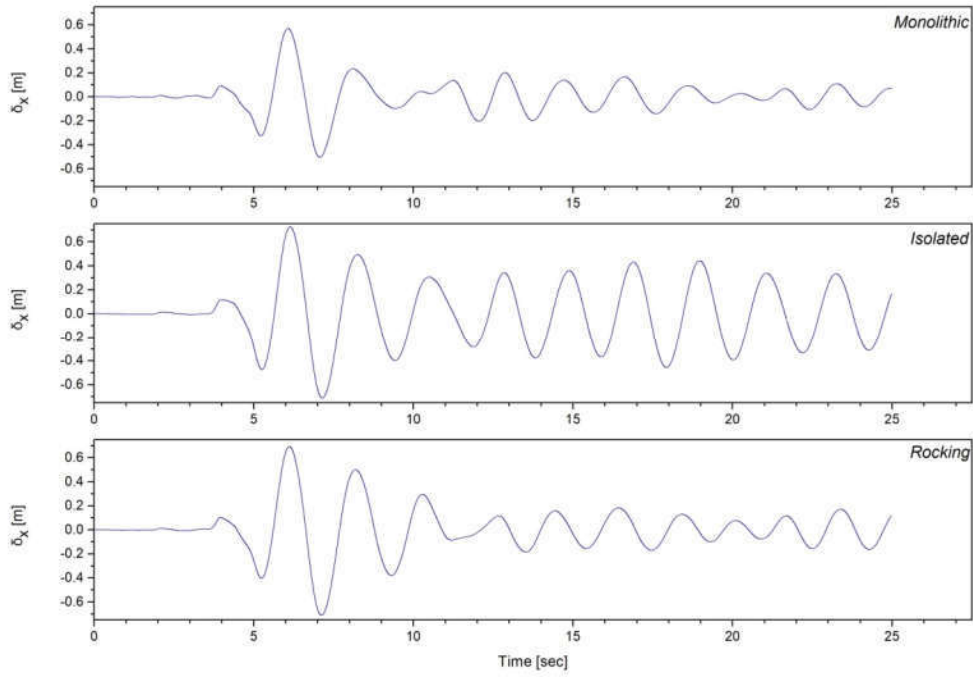
Σχήμα 8.11: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά το διαμήκη άξονα για τον σεισμικό συνδυασμό 4.PLS.L .



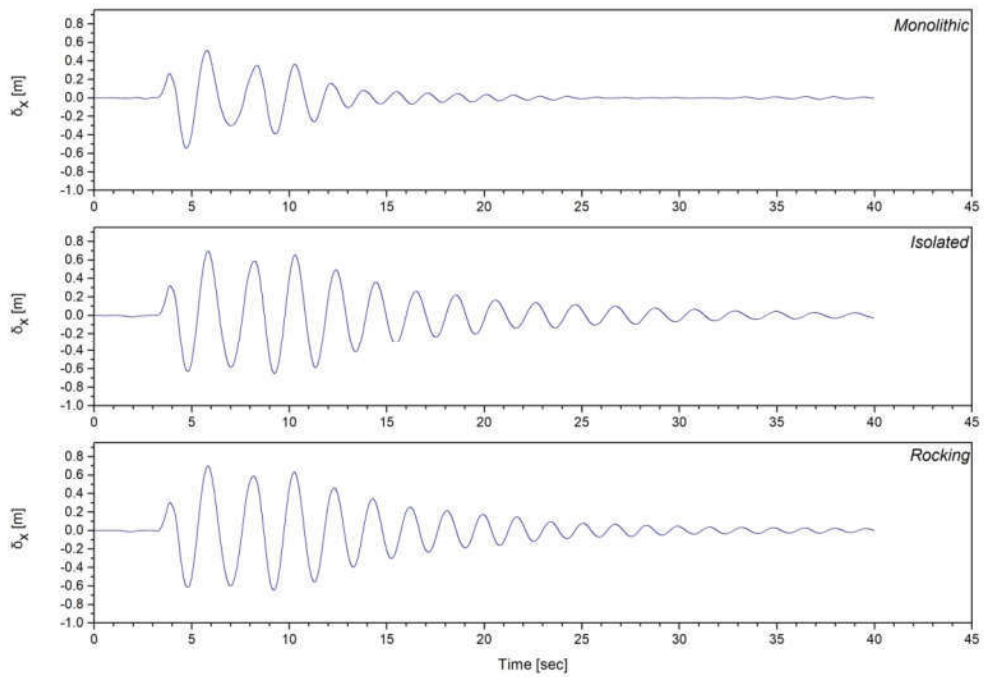
Σχήμα 8.12: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά το διαμήκη άξονα για τον σεισμικό συνδυασμό 4.PLS.T .



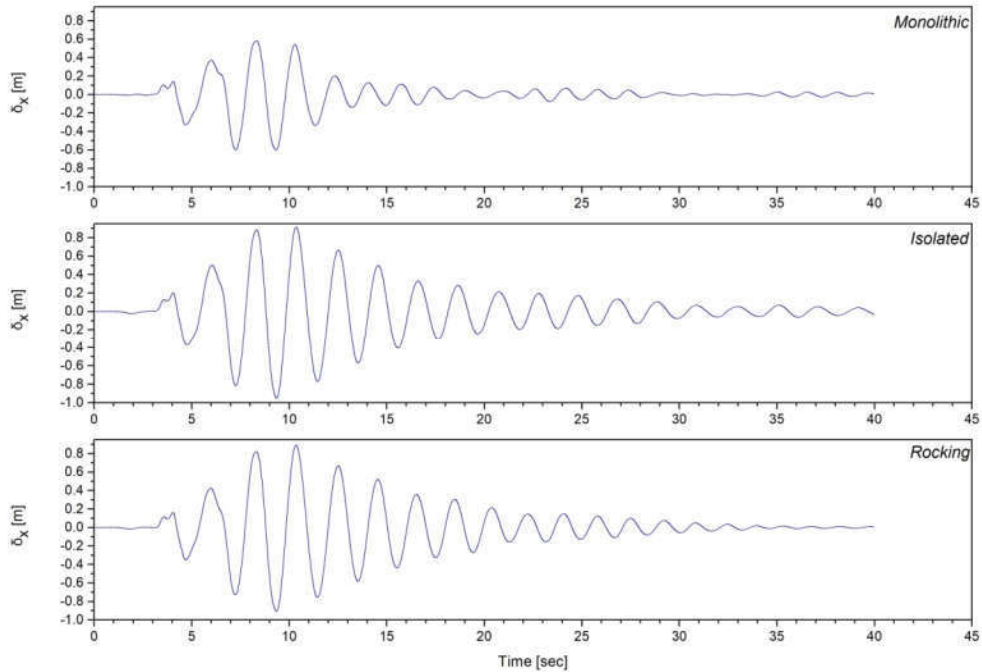
Σχήμα 8.13: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά το διαμήκη άξονα για τον σεισμικό συνδυασμό 5.PLS.L .



Σχήμα 8.14: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά το διαμήκη άξονα για τον σεισμικό συνδυασμό 5.PLS.T .



Σχήμα 8.15: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά το διαμήκη άξονα για τον σεισμικό συνδυασμό 6.PLS.L .



Σχήμα 8.16: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά το διαμήκη άξονα για τον σεισμικό συνδυασμό 6.PLS.T .

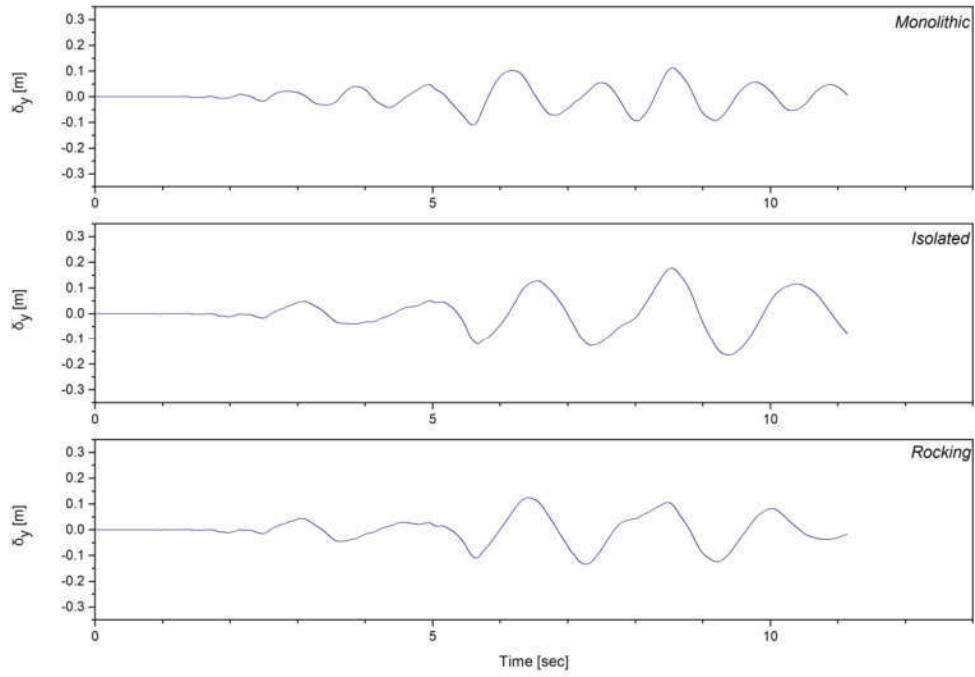
Από τα διαγράμματα χρονοϊστορίας της μετακίνησης του καταστρώματος παρατηρούμε ότι η γέφυρα με μονολιθική σύνδεση στα βάθρα παρουσιάζει μικρότερης έντασης απόκριση, αντίθετα η γέφυρα με τα λικνιζόμενα βάθρα έχει παρόμοια απόκριση με τη γέφυρα με εφέδρανα. Επίσης σε ορισμένους σεισμικούς συνδυασμούς εμφανίζεται μεγαλύτερη μετακίνηση στο φορέα του καταστρώματος στη γέφυρα με τα εφέδρανα απ' ότι στη γέφυρα με λικνιζόμενα βάθρα. Στον Πίνακα 8.5 συγκεντρώνονται η μέγιστη κατ' απόλυτη τιμή μετακίνηση του καταστρώματος στη διαμήκη διεύθυνση για όλους τους σεισμικούς συνδυασμούς και για τα τρία μοντέλα που παρουσιάστηκαν στην υποενότητα.

Πίνακας 8.5: Μέγιστη μετακίνηση κατ' απόλυτη τιμή του καταστρώματος κατά το διαμήκη άξονα για το σύνολο των σεισμικών συνδυασμών και για τα μοντέλα με μονολιθική σύνδεση, με εφέδρανα και με λικνισμό.

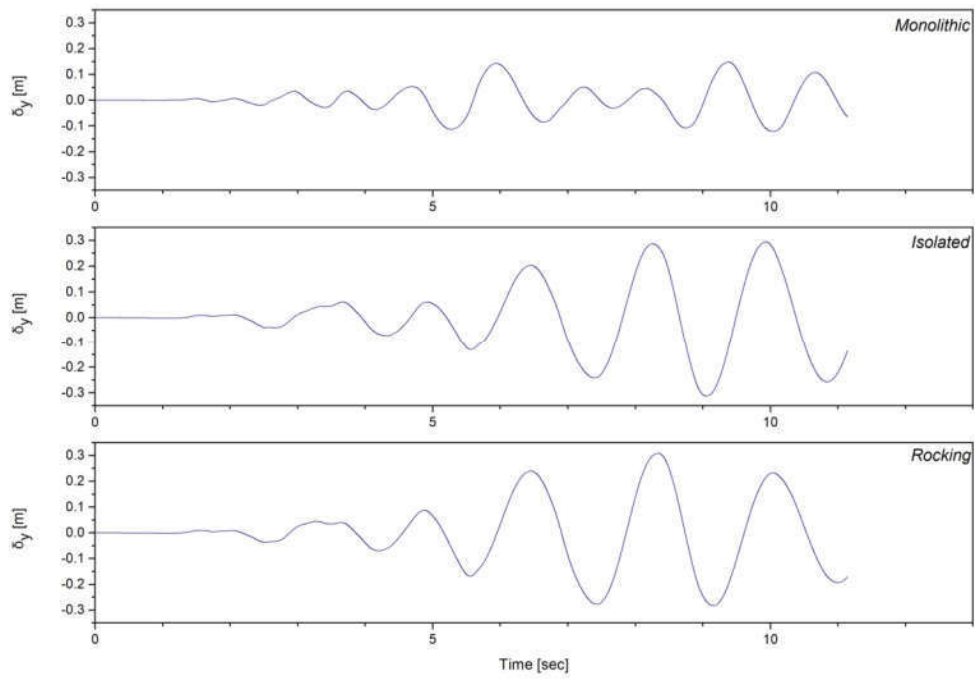
Μέγιστη μετακίνηση καταστρώματος δ_x [m]			
Σεισμικός συνδυασμός	Μονολιθική σύνδεση	Σύνδεση με εφέδρανα	Λικνισμός βάρθρου
1.PLS.L	0.252	0.273	0.316
1.PLS.T	0.072	0.184	0.126
2.PLS.L	0.245	0.379	0.334
2.PLS.T	0.261	0.419	0.385
3.PLS.L	0.481	0.631	0.586
3.PLS.T	0.415	0.556	0.494
4.PLS.L	0.705	0.928	0.935
4.PLS.T	0.385	0.387	0.462
5.PLS.L	0.482	0.681	0.624
5.PLS.T	0.571	0.724	0.712
6.PLS.L	0.544	0.693	0.698
6.PLS.T	0.600	0.950	0.908

8.3.2 Απόκριση καταστρώματος κατά την εγκάρσια διεύθυνση

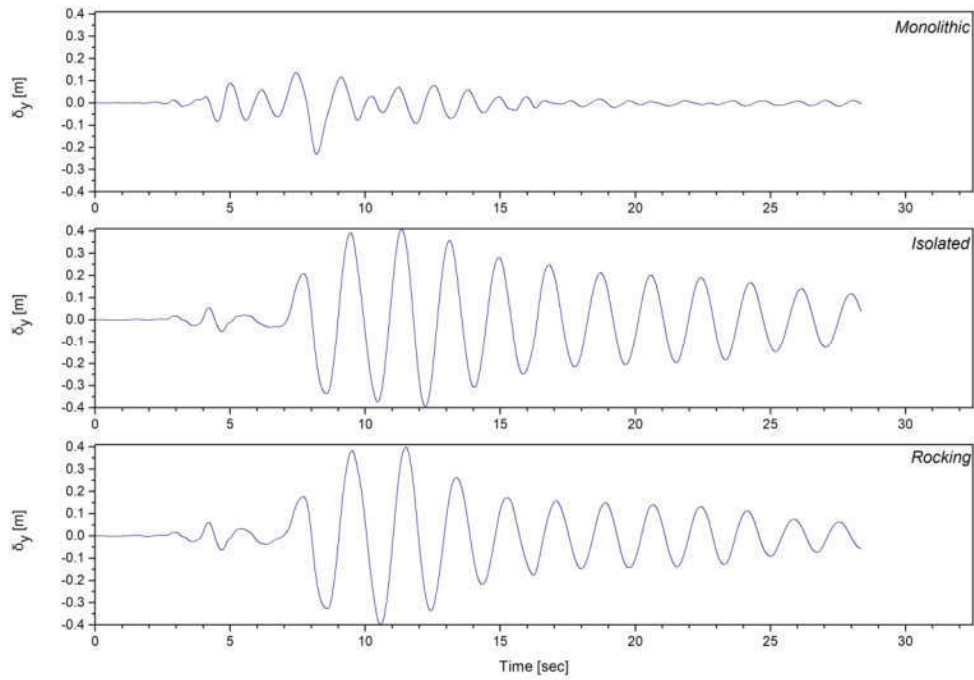
Στο Σχήμα 8.17 έως 8.28 παρουσιάζεται η χρονοϊστορία μετακίνησης του κόμβου ελέγχου του φορέα του καταστρώματος κατά τη διεύθυνση y για τις περιπτώσεις που τα βάρθρα συνδέονται μονολιθικά, με ελαστομεταλλικά εφέδρανα και για την περίπτωση με λικνιζόμενα βάρθρα. Υπενθυμίζεται ότι η διεύθυνση y ταυτίζεται με τον εγκάρσιο άξονα της γέφυρας. Επίσης τα διαγράμματα που παρουσιάζονται έχουν προκύψει από τη μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας για τους 12 σεισμικούς συνδυασμούς.



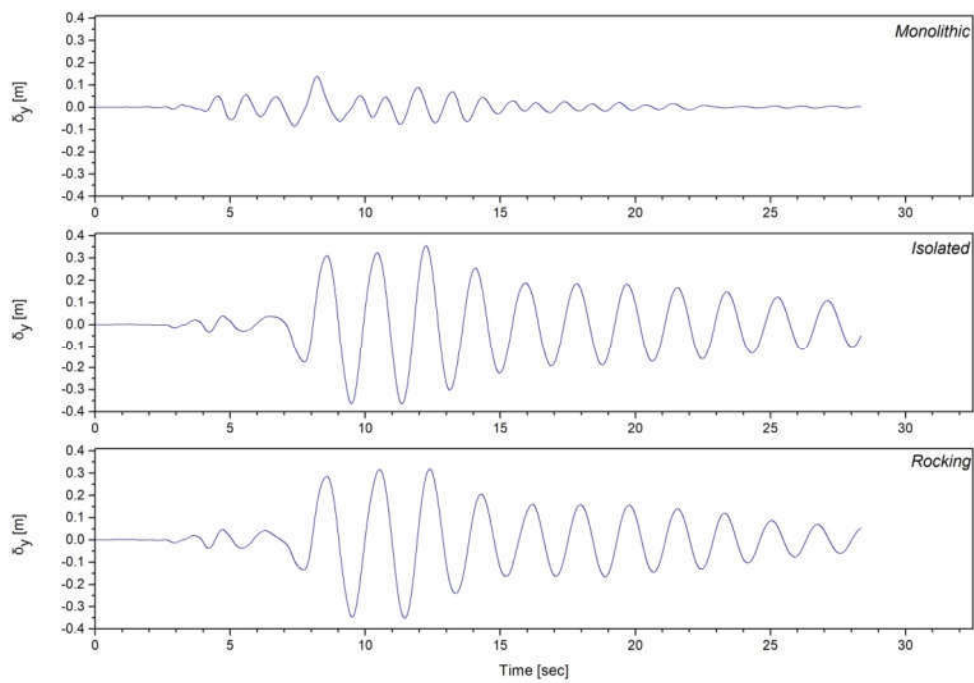
Σχήμα 8.17: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά τον εγκάρσιο άξονα για τον σεισμικό συνδυασμό 1.PLS.L .



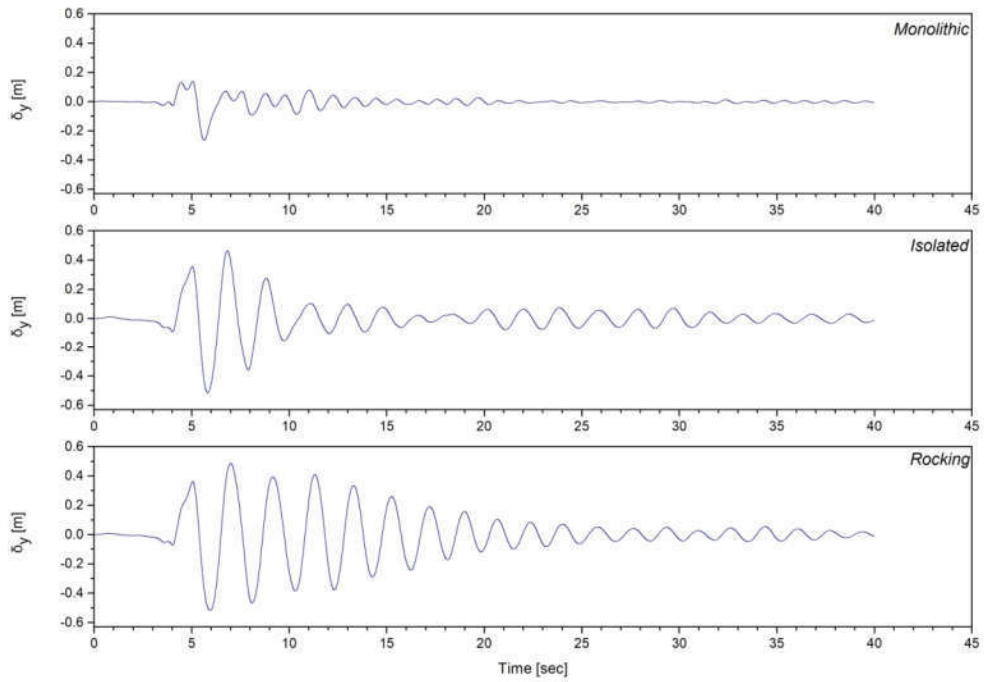
Σχήμα 8.18: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά τον εγκάρσιο άξονα για τον σεισμικό συνδυασμό 1.PLS.T .



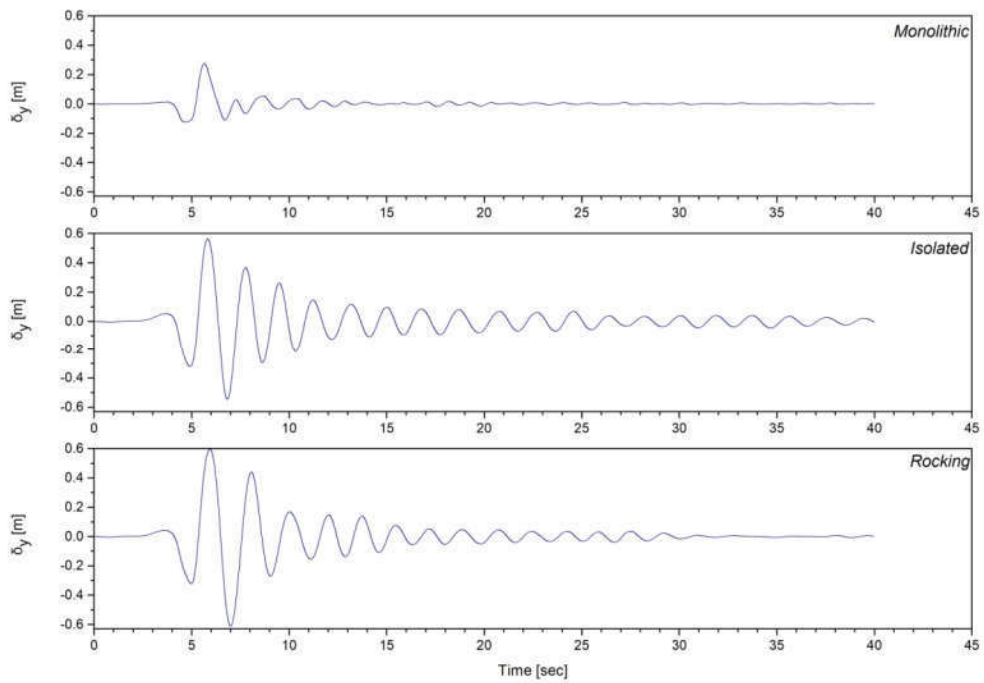
Σχήμα 8.19: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά τον εγκάρσιο άξονα για τον σεισμικό συνδυασμό 2.PLS.L .



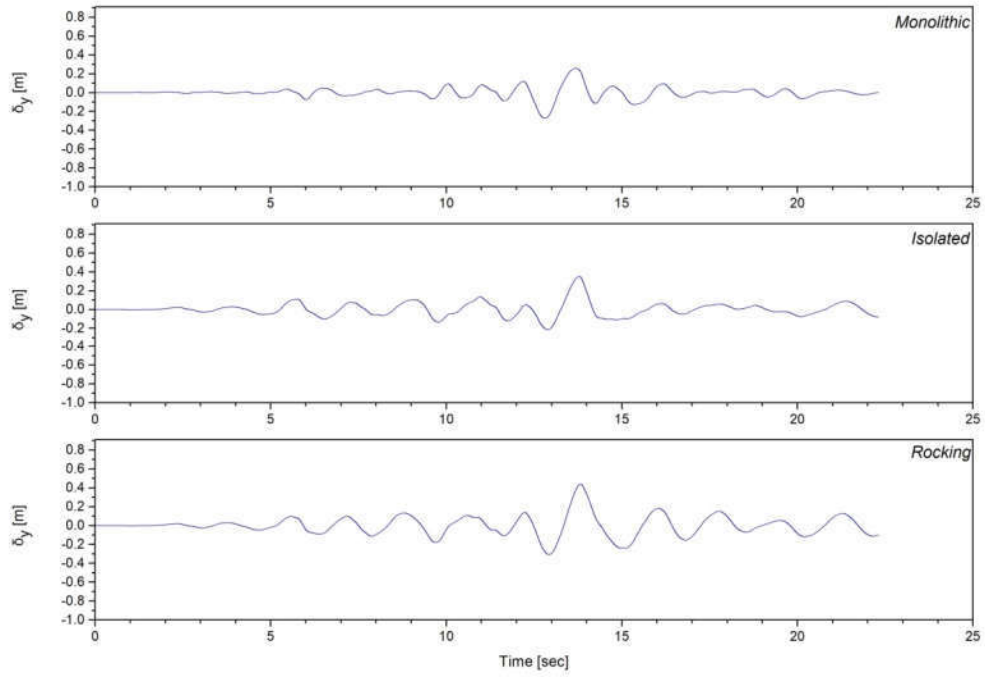
Σχήμα 8.20: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά τον εγκάρσιο άξονα για τον σεισμικό συνδυασμό 2.PLS.T .



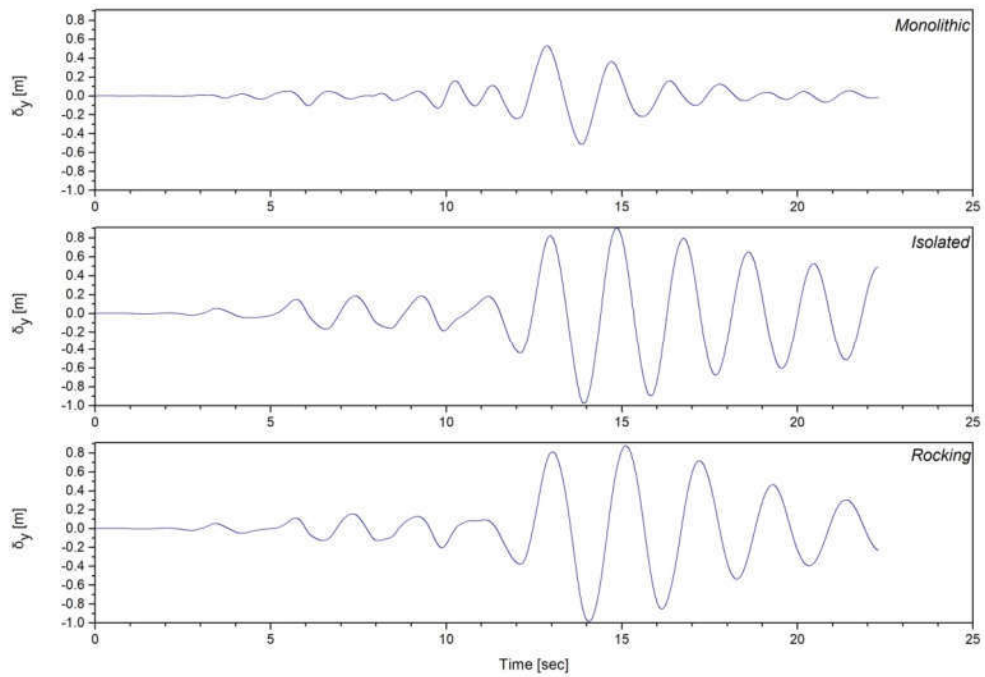
Σχήμα 8.21: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά τον εγκάρσιο άξονα για τον σεισμικό συνδυασμό 3.PLS.L .



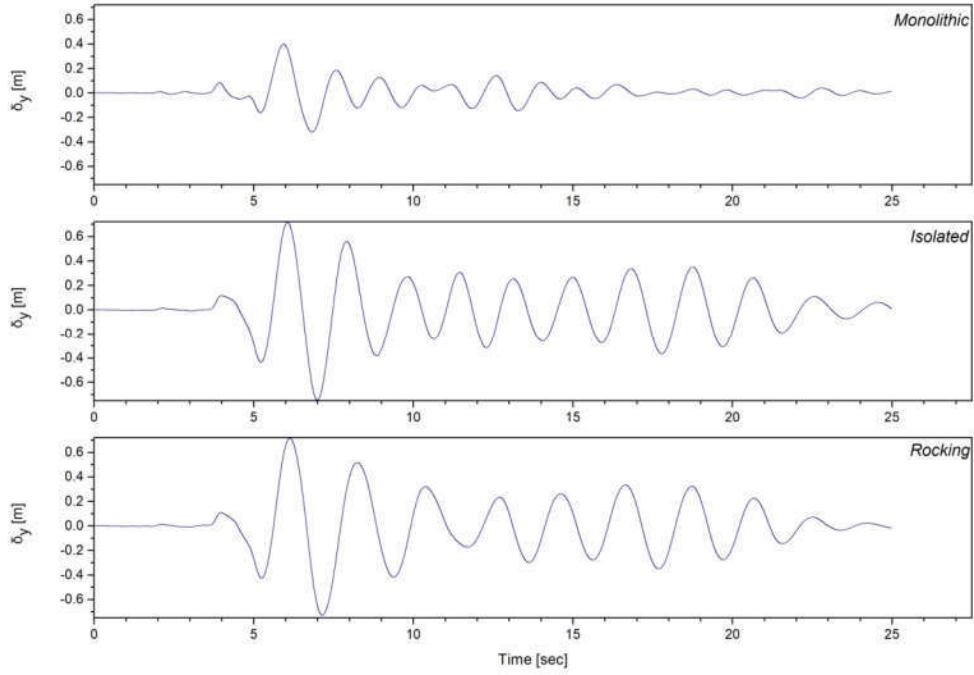
Σχήμα 8.22: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά τον εγκάρσιο άξονα για τον σεισμικό συνδυασμό 3.PLS.T .



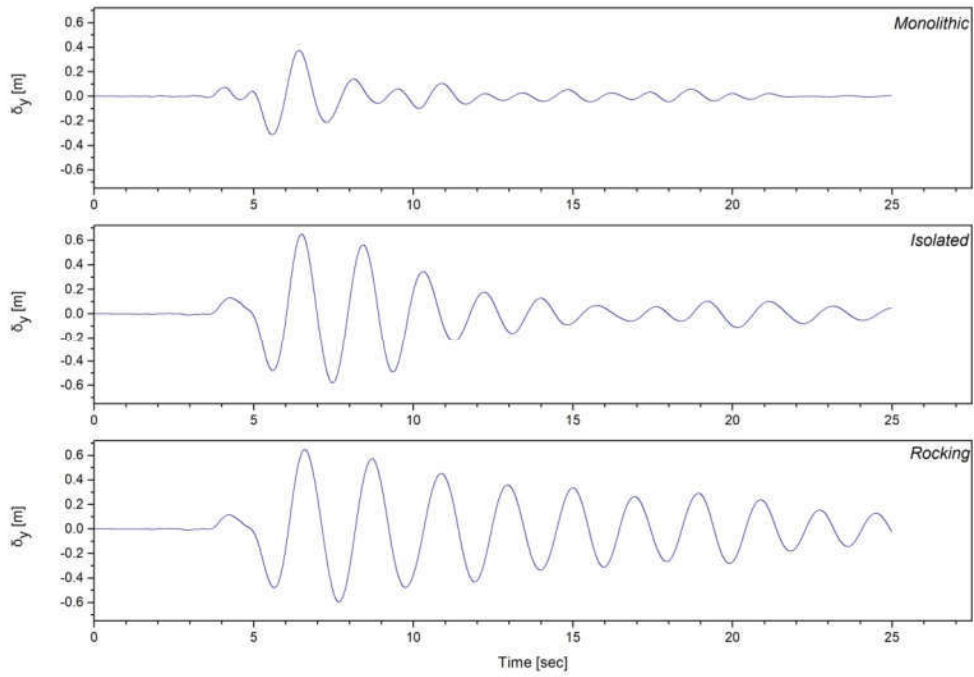
Σχήμα 8.23: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά τον εγκάρσιο άξονα για τον σεισμικό συνδυασμό 4.PLS.L .



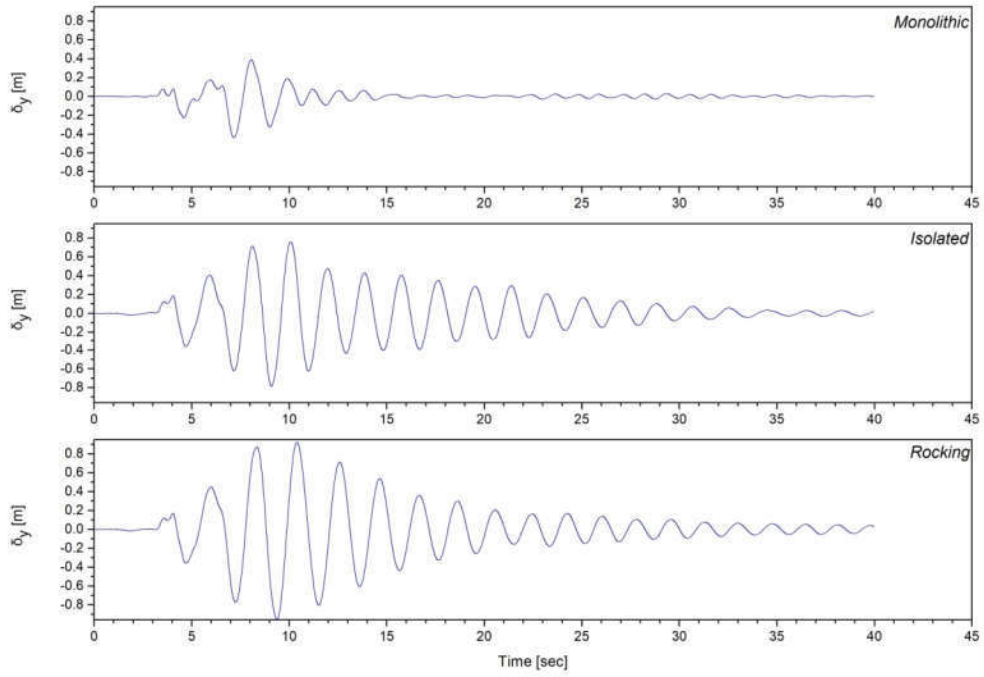
Σχήμα 8.24: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά τον εγκάρσιο άξονα για τον σεισμικό συνδυασμό 4.PLS.T .



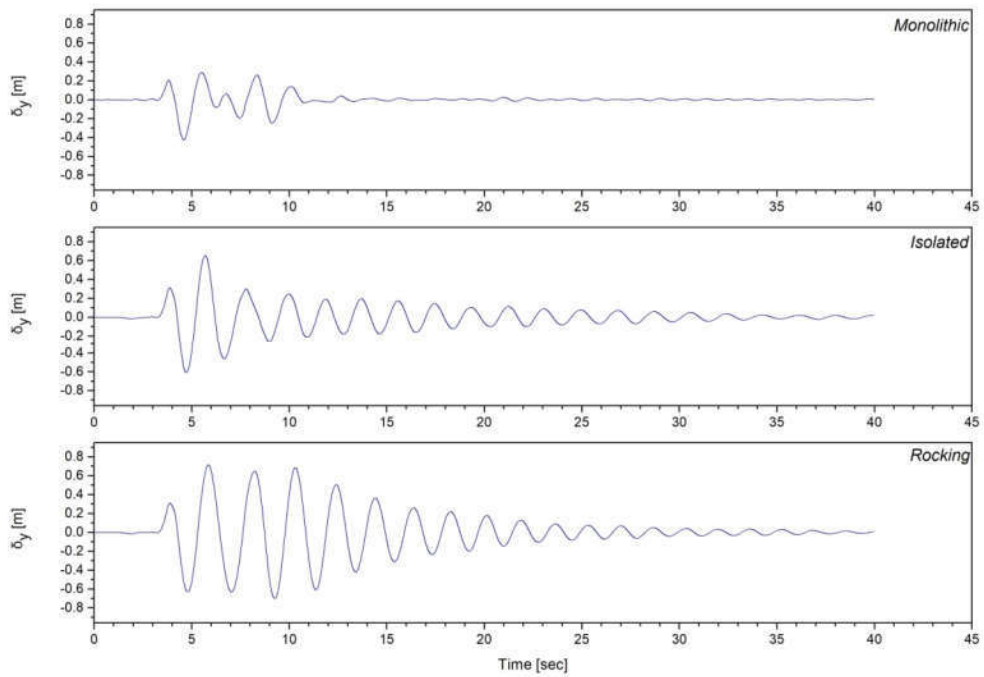
Σχήμα 8.25: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά τον εγκάρσιο άξονα για τον σεισμικό συνδυασμό 5.PLS.L .



Σχήμα 8.26: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά τον εγκάρσιο άξονα για τον σεισμικό συνδυασμό 5.PLS.T .



Σχήμα 8.27: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά τον εγκάρσιο άξονα για τον σεισμικό συνδυασμό 6.PLS.L .



Σχήμα 8.28: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά τον εγκάρσιο άξονα για τον σεισμικό συνδυασμό 6.PLS.T .

Παρατηρώντας τα διαγράμματα εξάγονται οι ίδιες παρατηρήσεις όπως και από τη χρονοϊστορία μετακίνησης του καταστρώματος κατά το διαμήκη άξονα. Ενώ στον Πίνακα 8.6 συγκεντρώνονται η μέγιστη κατ' απόλυτη τιμή μετακίνηση του καταστρώματος στην εγκάρσια διεύθυνση για όλους τους σεισμικούς συνδυασμούς και για τα τρία μοντέλα που παρουσιάστηκαν στην υποενότητα.

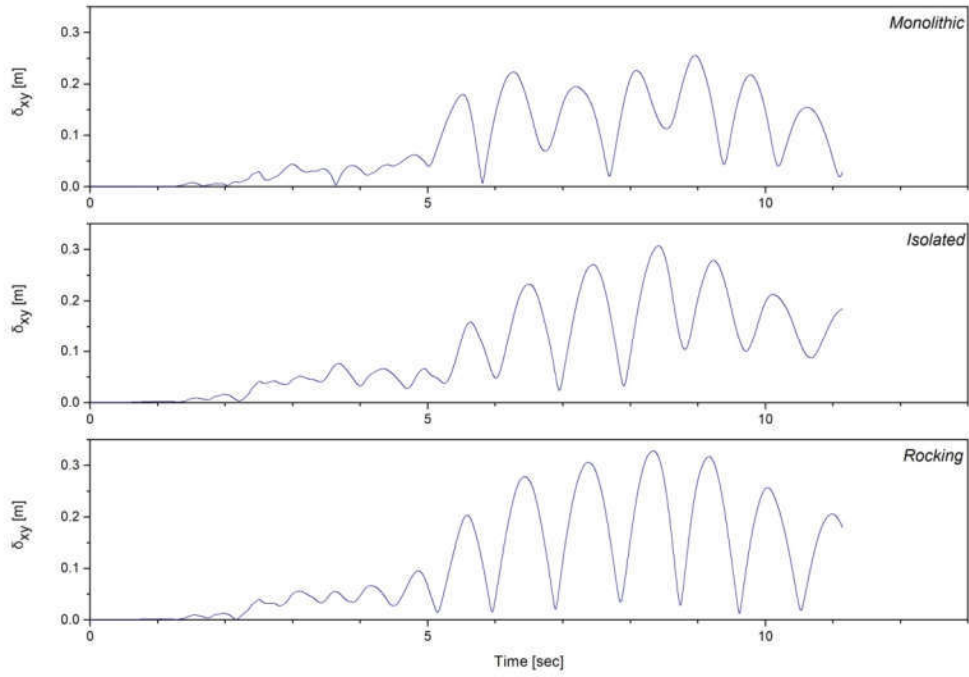
Πίνακας 8.6: Μέγιστη μετακίνηση κατ' απόλυτη τιμή του καταστρώματος κατά τον εγκάρσιο άξονα για το σύνολο των σεισμικών συνδυασμών και για τα μοντέλα με μονολιθική σύνδεση, με εφέδρανα και με λικνισμό.

Μέγιστη μετακίνηση καταστρώματος δ_y [m]			
Σεισμικός συνδυασμός	Μονολιθική σύνδεση	Σύνδεση με εφέδρανα	Λικνισμός βάρθρου
1.PLS.L	0.113	0.178	0.133
1.PLS.T	0.148	0.312	0.308
2.PLS.L	0.232	0.409	0.399
2.PLS.T	0.137	0.365	0.351
3.PLS.L	0.263	0.513	0.515
3.PLS.T	0.276	0.564	0.611
4.PLS.L	0.271	0.351	0.439
4.PLS.T	0.532	0.976	0.984
5.PLS.L	0.400	0.745	0.728
5.PLS.T	0.374	0.650	0.648
6.PLS.L	0.439	0.787	0.955
6.PLS.T	0.427	0.651	0.715

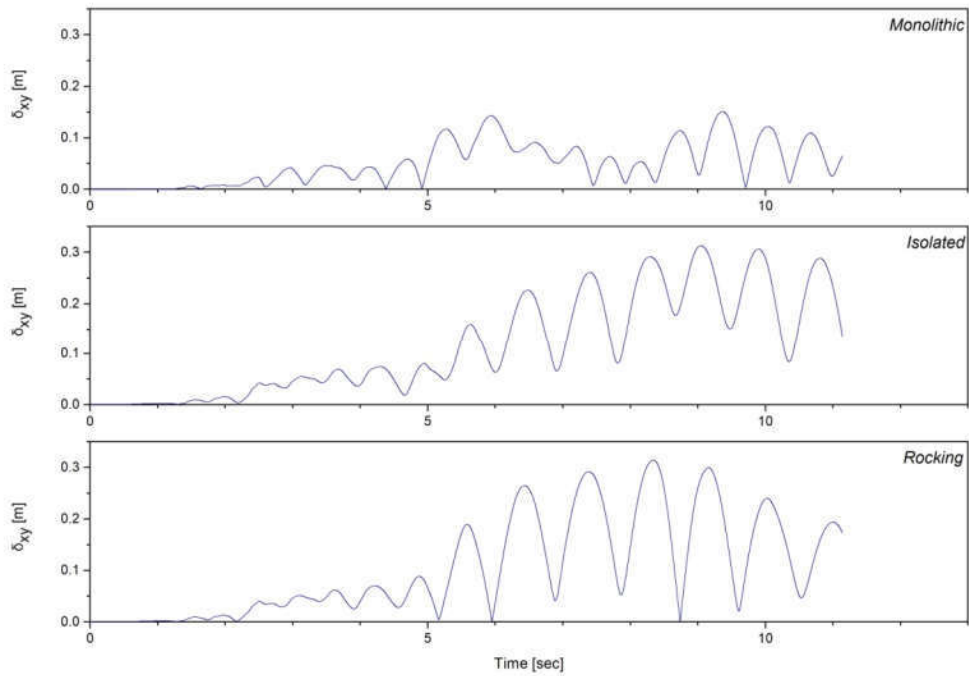
8.3.3 Συνολική απόκριση καταστρώματος

Στο Σχήμα 8.29 έως 8.40 παρουσιάζεται η χρονοϊστορία της συνολικής μετακίνησης του κόμβου ελέγχου του φορέα του καταστρώματος για τις περιπτώσεις που τα βάρθρα συνδέονται μονολιθικά, με ελαστομεταλλικά εφέδρανα και για την περίπτωση με λικνιζόμενα βάρθρα. Η συνολική μετακίνηση του φορέα του καταστρώματος υπολογίζεται ως το διανυσματικό άθροισμα των μετακινήσεων κατά x και y.

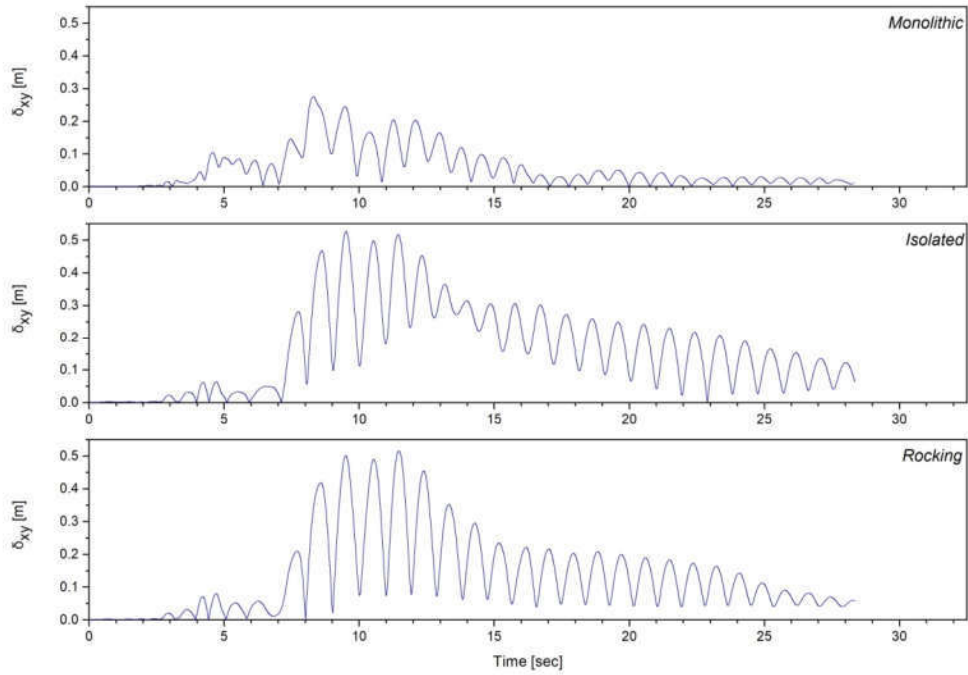
$$\delta_{xy} = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2} \quad (8.1)$$



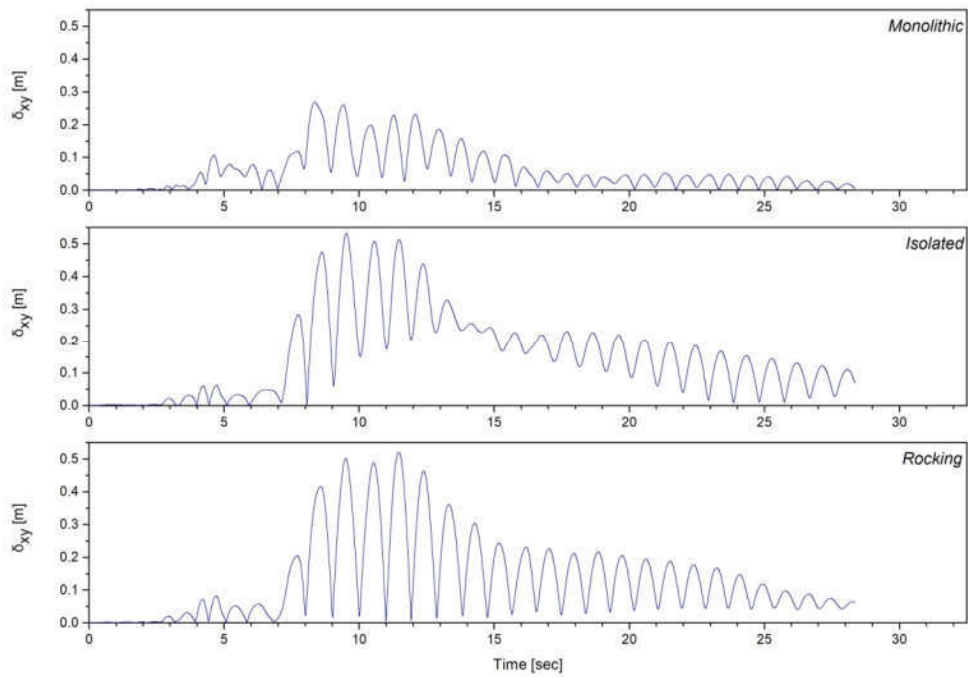
Σχήμα 8.29: Χρονοϊστορία συνολικής μετακίνησης καταστρώματος για τον σεισμικό συνδυασμό 1.PLS.L .



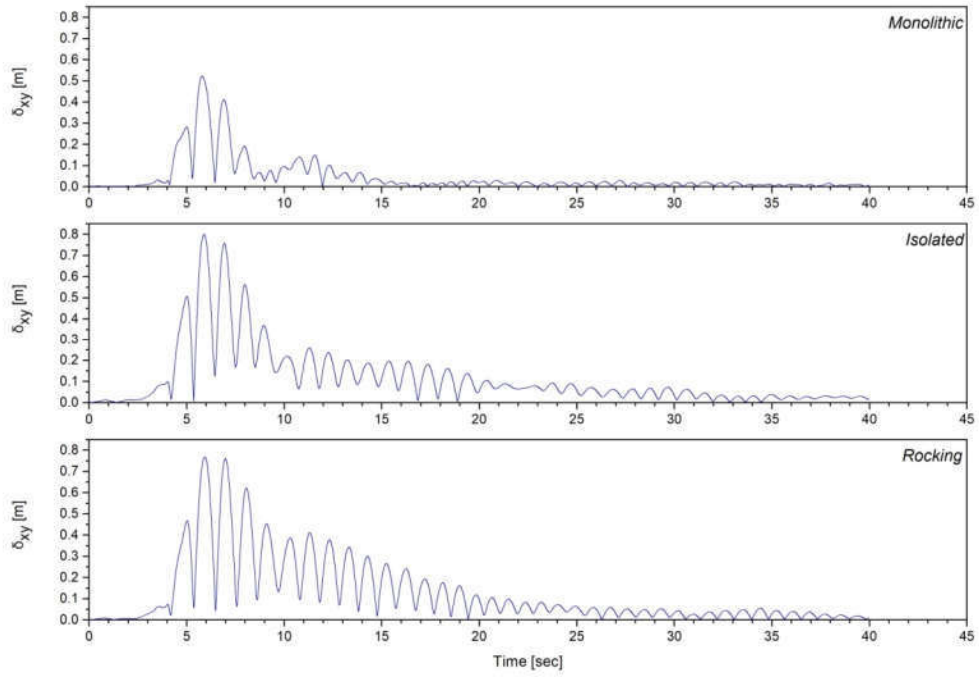
Σχήμα 8.30: Χρονοϊστορία συνολικής μετακίνησης καταστρώματος για τον σεισμικό συνδυασμό 1.PLS.T .



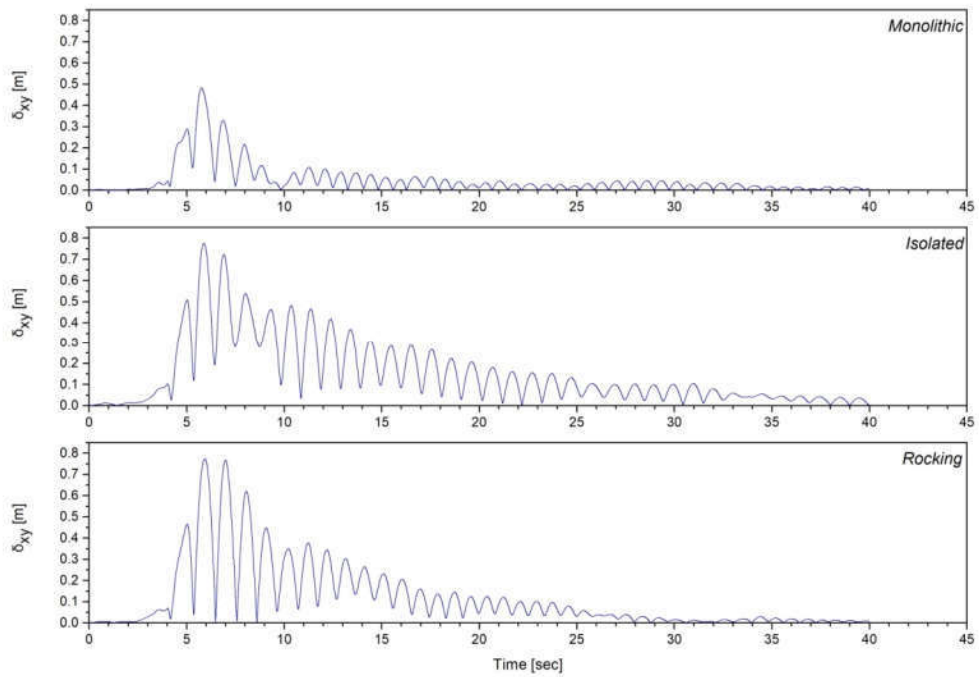
Σχήμα 8.31: Χρονοϊστορία συνολικής μετακίνησης καταστρώματος για τον σεισμικό συνδυασμό 2.PLS.L .



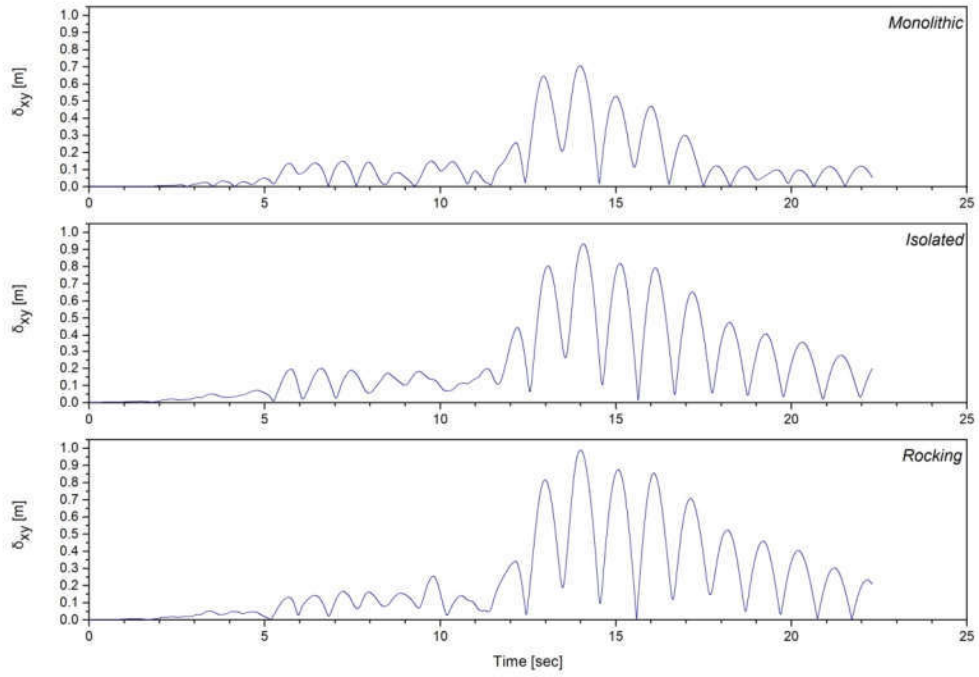
Σχήμα 8.32: Χρονοϊστορία συνολικής μετακίνησης καταστρώματος για τον σεισμικό συνδυασμό 2.PLS.T .



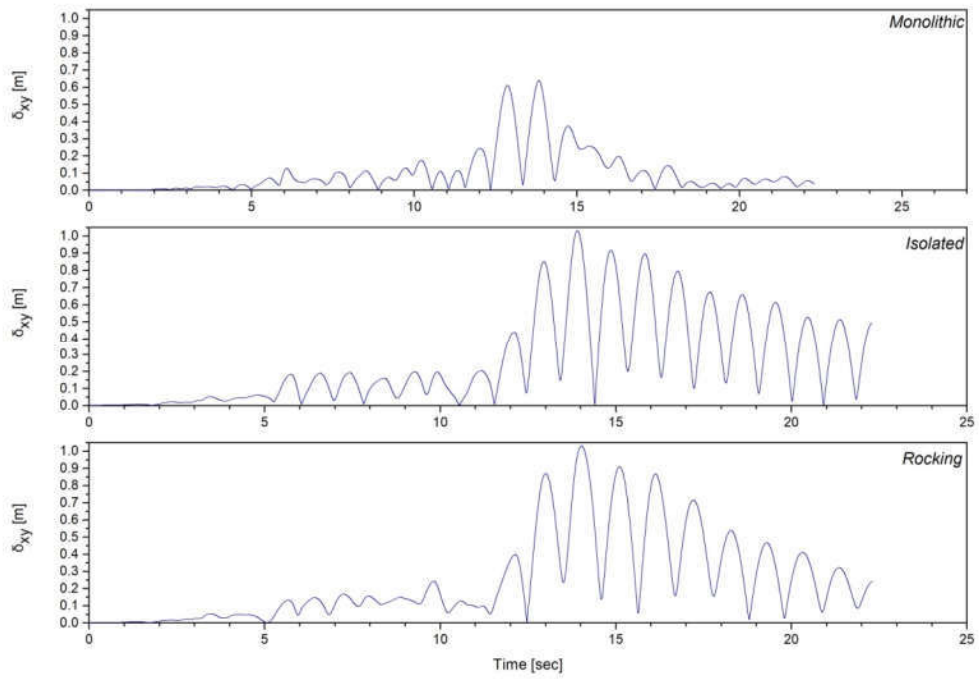
Σχήμα 8.33: Χρονοϊστορία συνολικής μετακίνησης καταστρώματος για τον σεισμικό συνδυασμό 3.PLS.L .



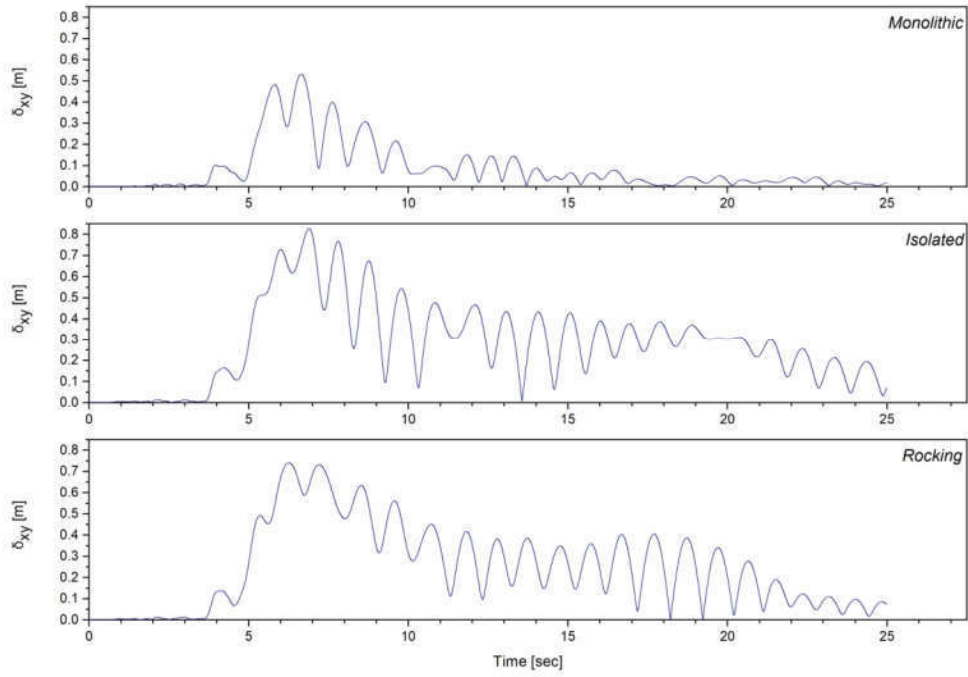
Σχήμα 8.34: Χρονοϊστορία συνολικής μετακίνησης καταστρώματος για τον σεισμικό συνδυασμό 3.PLS.T .



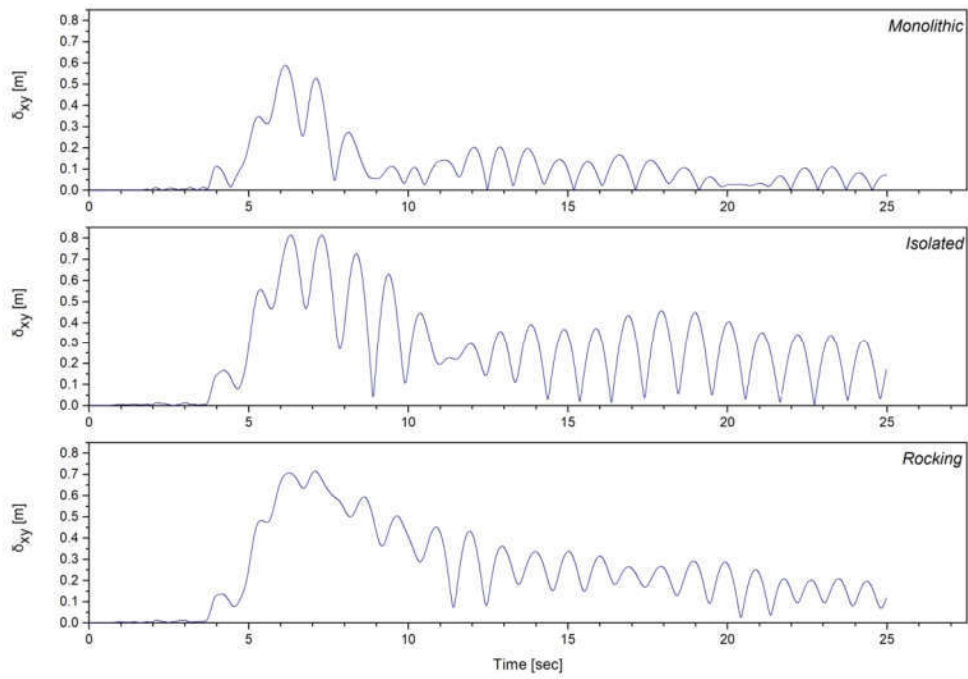
Σχήμα 8.35: Χρονοϊστορία συνολικής μετακίνησης καταστρώματος για τον σεισμικό συνδυασμό 4.PLS.L .



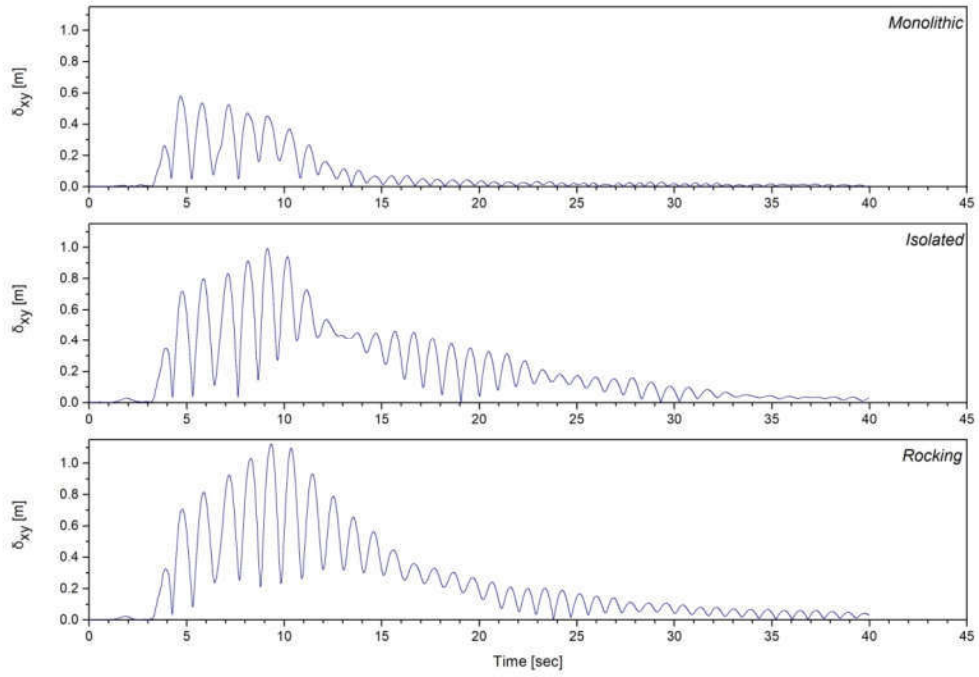
Σχήμα 8.36: Χρονοϊστορία συνολικής μετακίνησης καταστρώματος για τον σεισμικό συνδυασμό 4.PLS.T .



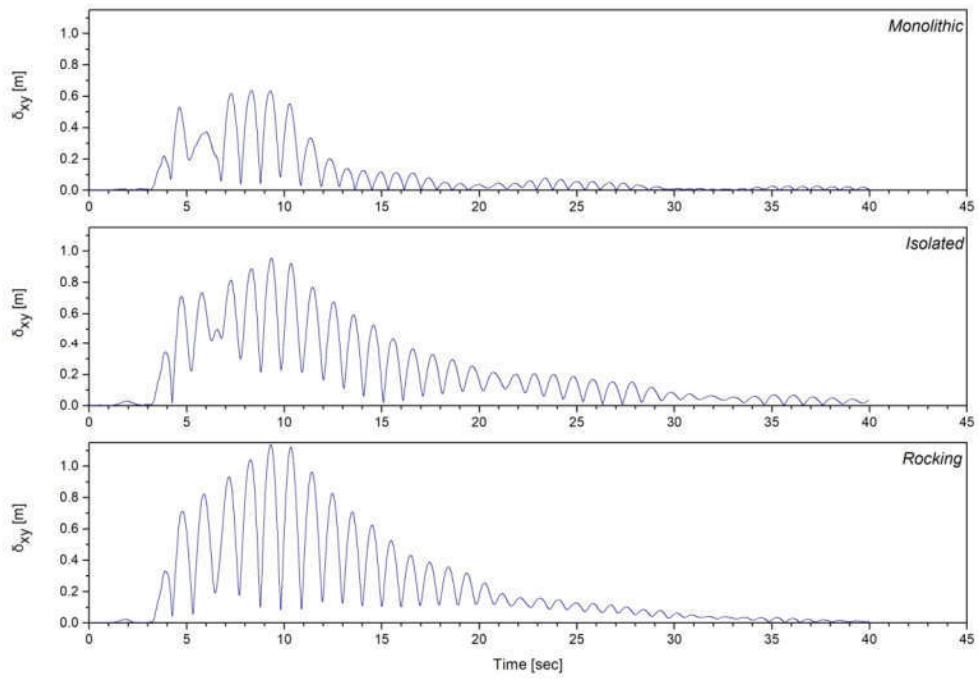
Σχήμα 8.37: Χρονοϊστορία συνολικής μετακίνησης καταστρώματος για τον σεισμικό συνδυασμό 5.PLS.L .



Σχήμα 8.38: Χρονοϊστορία συνολικής μετακίνησης καταστρώματος για τον σεισμικό συνδυασμό 5.PLS.T .



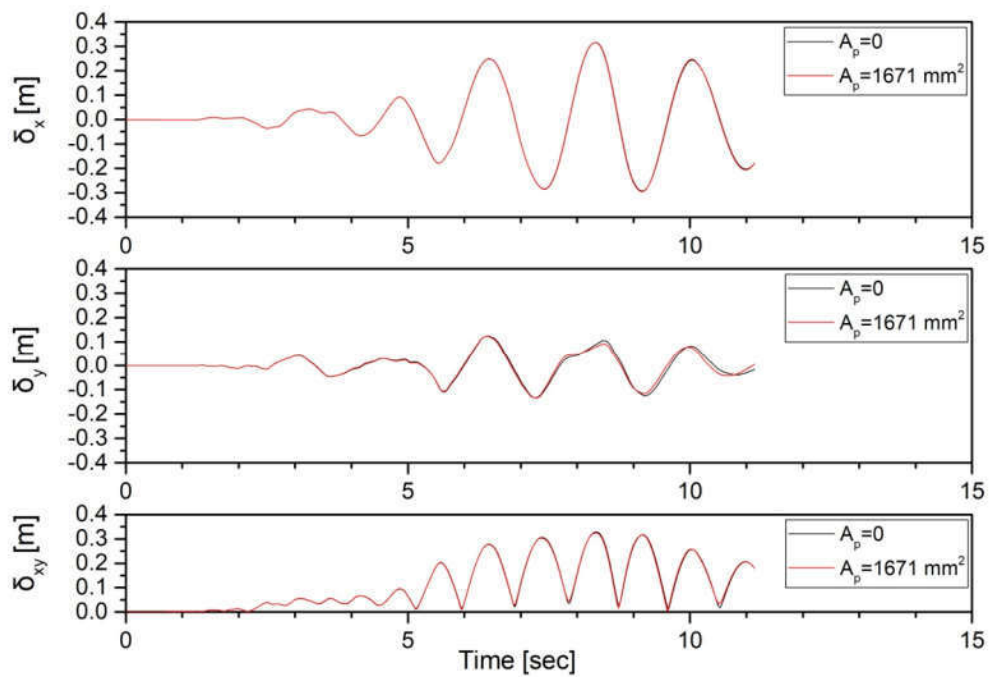
Σχήμα 8.39: Χρονοϊστορία συνολικής μετακίνησης καταστρώματος για τον σεισμικό συνδυασμό 6.PLS.L .



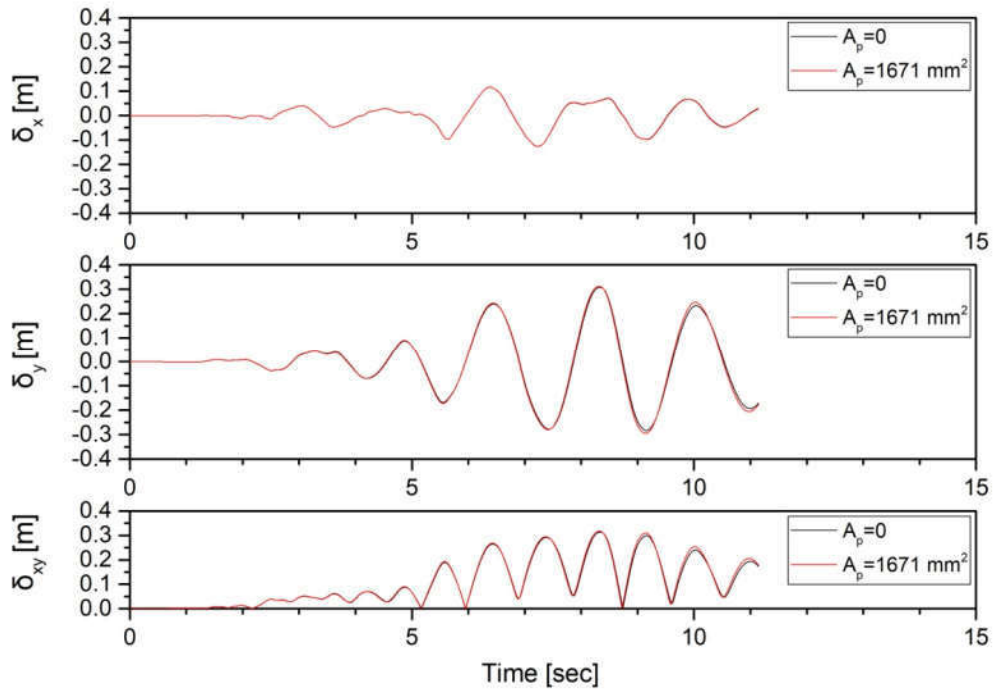
Σχήμα 8.40: Χρονοϊστορία συνολικής μετακίνησης καταστρώματος για τον σεισμικό συνδυασμό 6.PLS.T .

8.3.4 Σύγκριση απόκρισης του καταστρώματος με ελεύθερο λικνισμό και με τοποθέτηση τένοντα

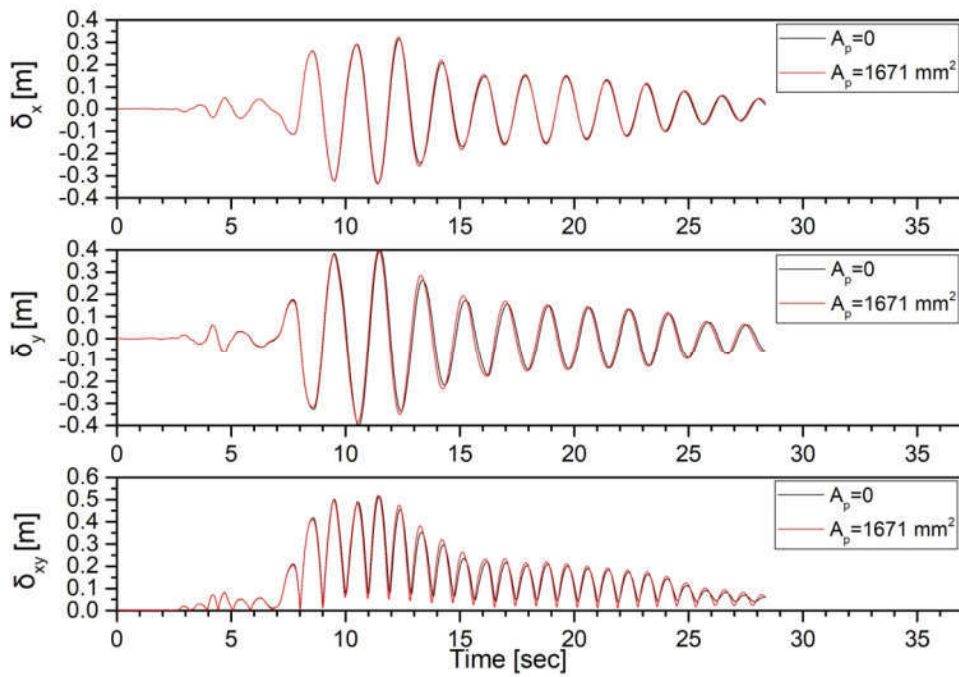
Στα Σχήματα 8.41 έως 8.48 παρουσιάζεται συνδυαστικά η απόκριση του καταστρώματος σε όρους μετακίνησης για τις περιπτώσεις που τα βάρη έχουν τη δυνατότητα ελεύθερου λικνισμού και για την περίπτωση που τοποθετούνται έκκεντροι τένοντες διατομής $A_p=1671 \text{ mm}^2$.



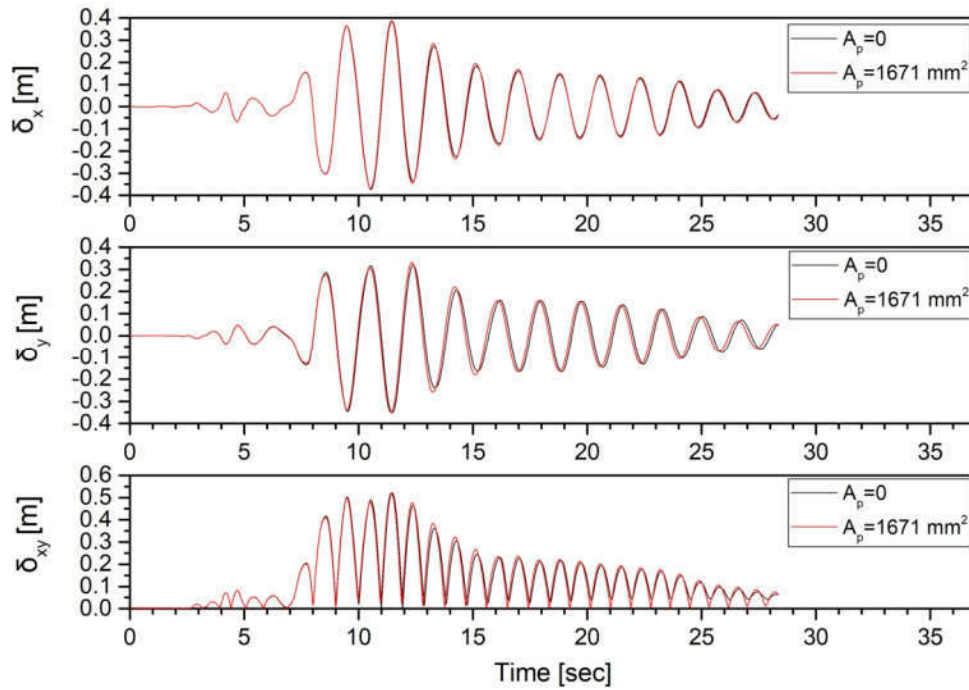
Σχήμα 8.41: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά x, y και συνολική μετακίνηση για τον σεισμικό συνδυασμό 1.PLS.L .



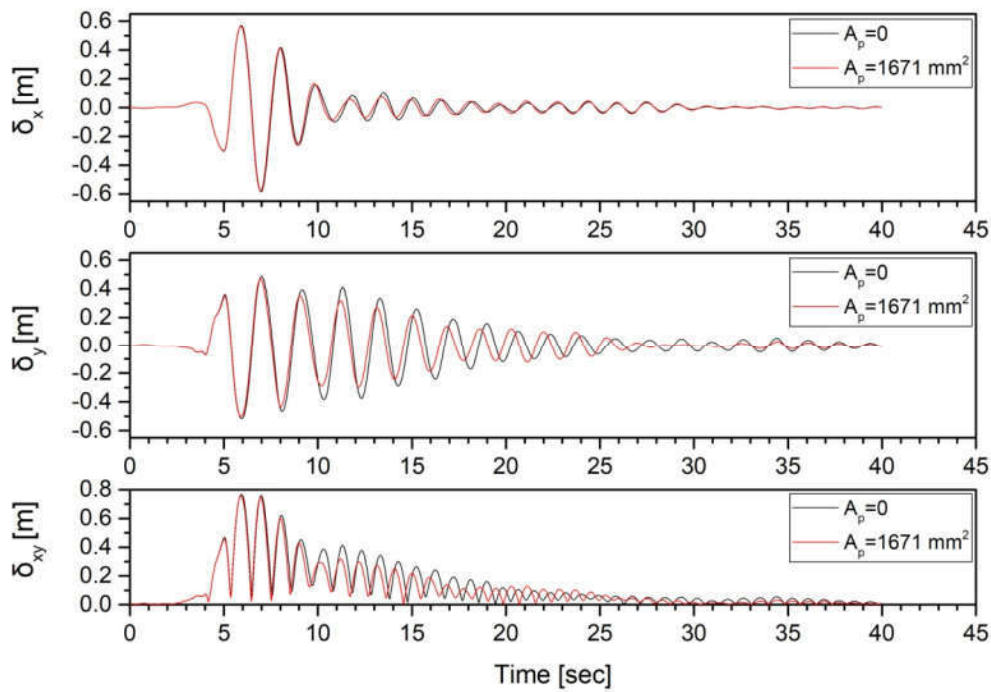
Σχήμα 8.42: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά x, y και συνολική μετακίνηση για τον σεισμικό συνδυασμό 1.PLS.T.



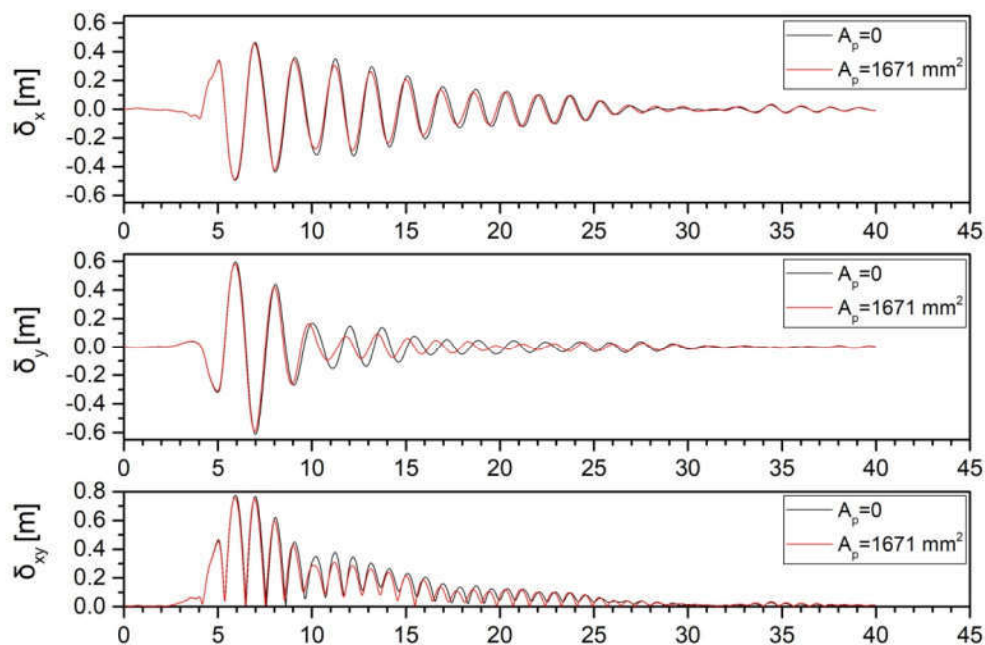
Σχήμα 8.43: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά x, y και συνολική μετακίνηση για τον σεισμικό συνδυασμό 2.PLS.L.



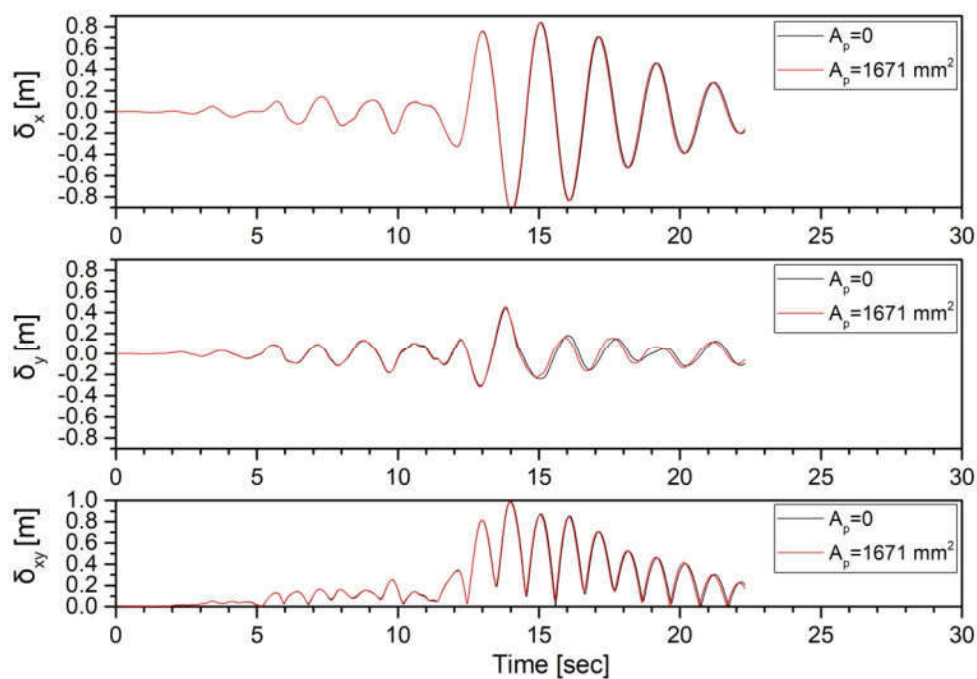
Σχήμα 8.44: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά x , y και συνολική μετακίνηση για τον σεισμικό συνδυασμό 2.PLS.T.



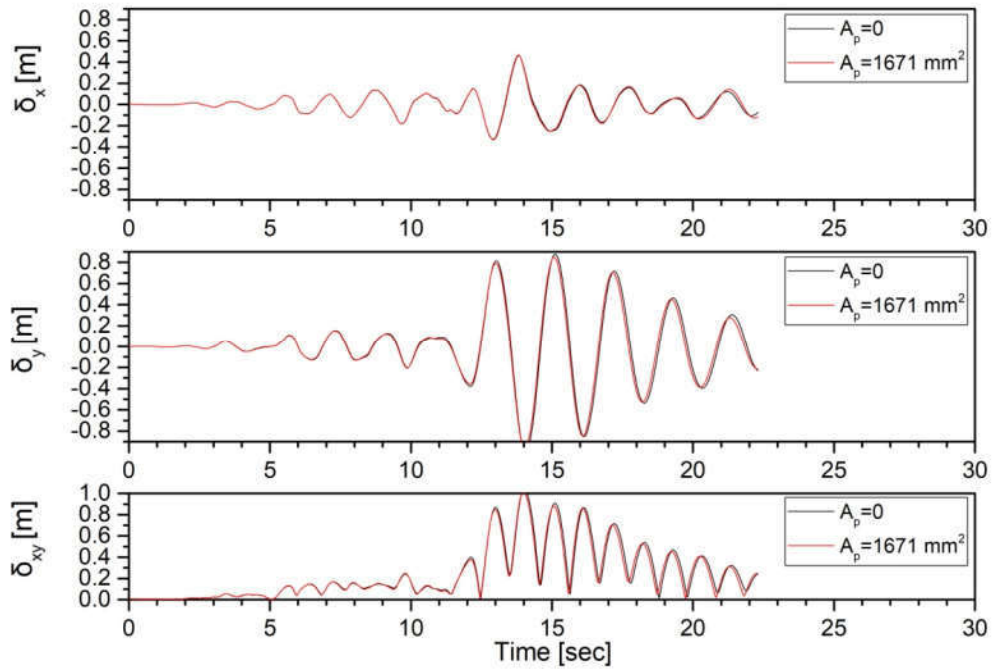
Σχήμα 8.45: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά x , y και συνολική μετακίνηση για τον σεισμικό συνδυασμό 3.PLS.L.



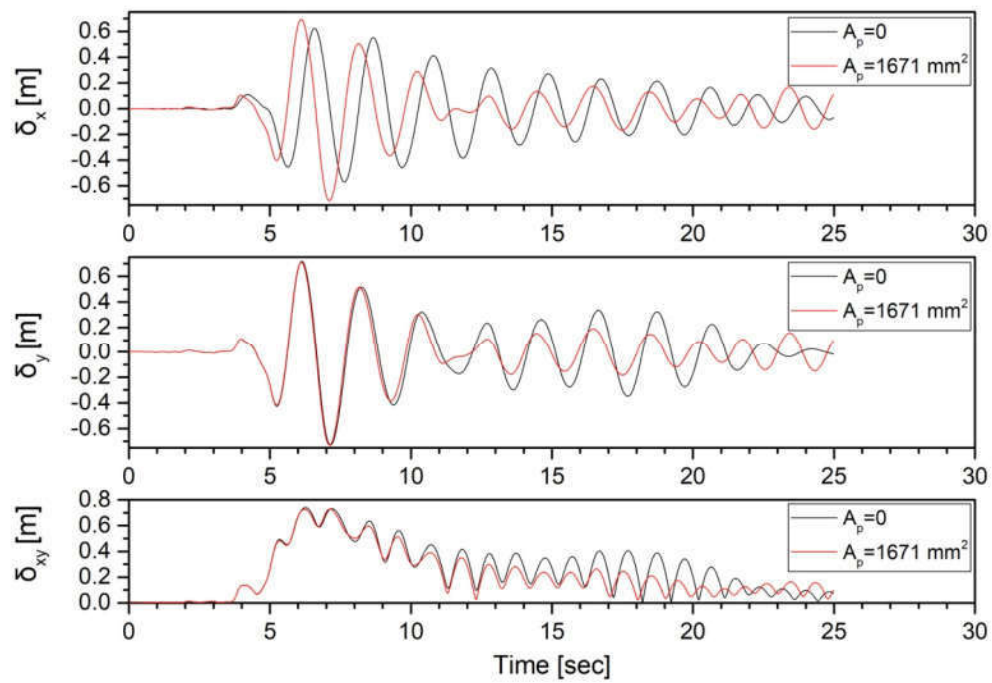
Σχήμα 8.46: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά x , y και συνολική μετακίνηση για τον σεισμικό συνδυασμό 3.PLS.T.



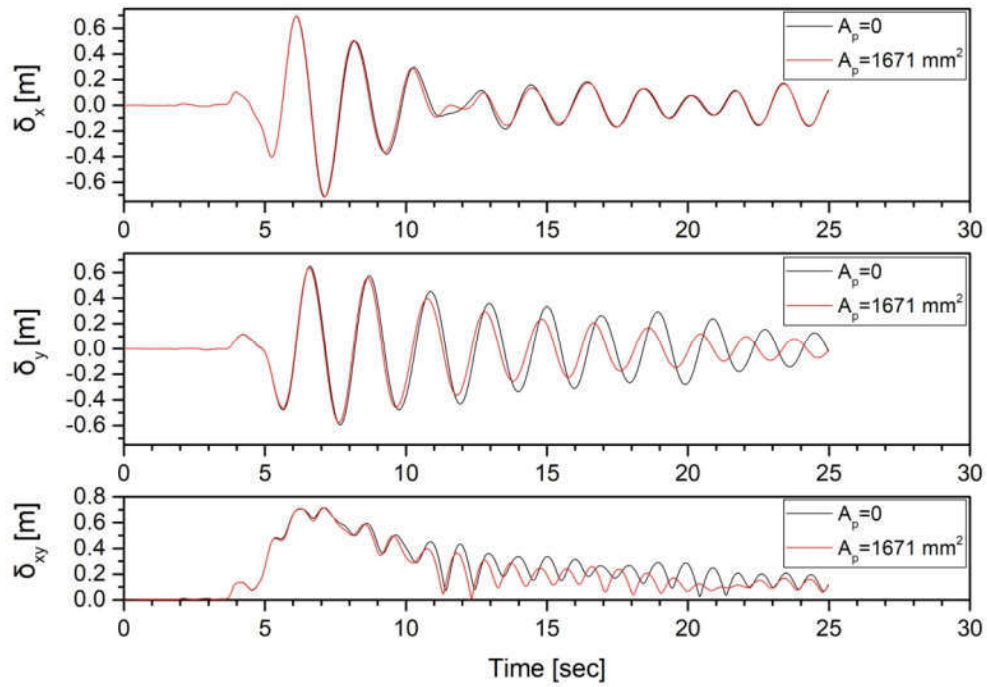
Σχήμα 8.47: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά x , y και συνολική μετακίνηση για τον σεισμικό συνδυασμό 4.PLS.L.



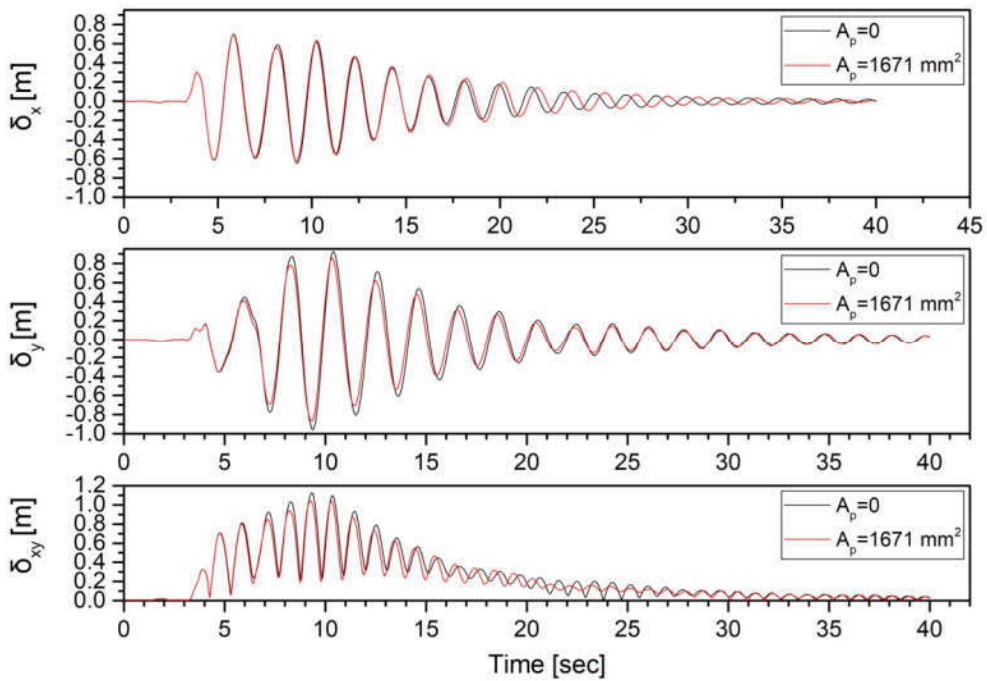
Σχήμα 8.48: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά x, y και συνολική μετακίνηση για τον σεισμικό συνδυασμό 4.PLS.T.



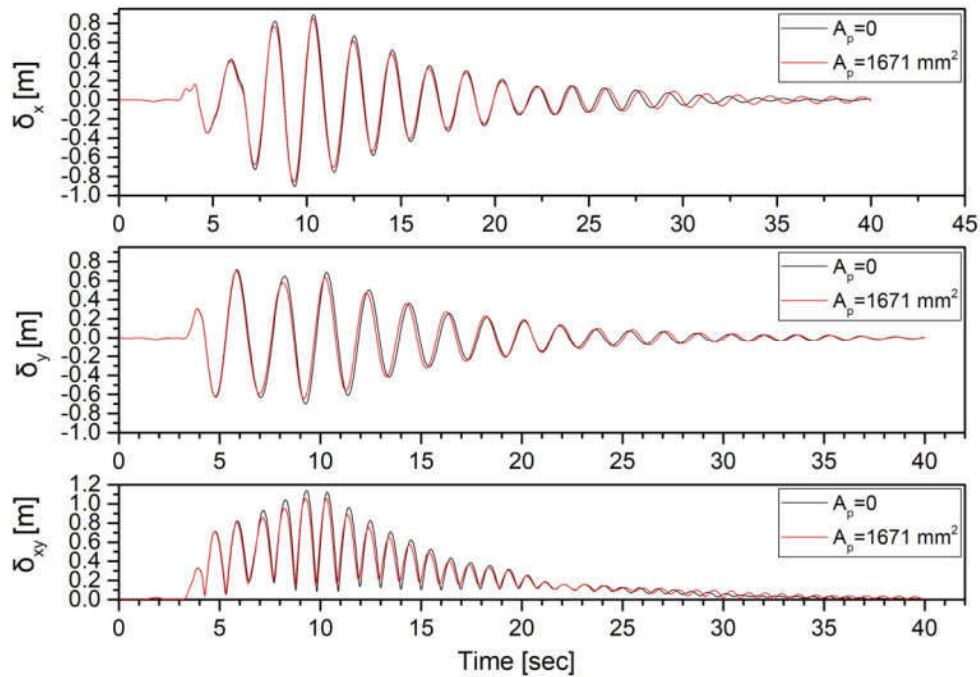
Σχήμα 8.49: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά x, y και συνολική μετακίνηση για τον σεισμικό συνδυασμό 5.PLS.L.



Σχήμα 8.50: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά x, y και συνολική μετακίνηση για τον σεισμικό συνδυασμό 5.PLS.T.



Σχήμα 8.51: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά x, y και συνολική μετακίνηση για τον σεισμικό συνδυασμό 6.PLS.L.



Σχήμα 8.52: Χρονοϊστορία μετακίνησης καταστρώματος κατά x, y και συνολική μετακίνηση για τον σεισμικό συνδυασμό 6.PLS.T.

Από τα διαγράμματα παρατηρούμε ότι η τοποθέτηση τενόντων στα λικνιζόμενα βάθρα δεν μειώνει σημαντικά τη μέγιστη μετακίνηση του καταστρώματος, αντίθετα σε ορισμένες περιπτώσεις εμφανίζεται μικρή αύξηση της. Στην απόκριση της μετακίνησης για τα λικνιζόμενα βάθρα με τένοντες και χωρίς εντοπίζεται διαφοροποίηση στη χρονοϊστορία άλλα με τη χρονική στιγμή που εμφανίζεται η μέγιστη μετακίνηση. Επίσης παρατηρείται ότι αν και οι τένοντες τοποθετούνται στην εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας, επηρεάζουν ελάχιστα και τις μετακινήσεις στη διαμήκη διεύθυνση. Στον Πίνακα 8.7 συγκεντρώνονται οι μέγιστες κατ' απόλυτη τιμή μετακινήσεις του καταστρώματος στη διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση για τη γέφυρα με ελεύθερα λικνιζόμενα βάθρα και τη γέφυρα με λικνιζόμενα βάθρα και τοποθέτηση τενόντων.

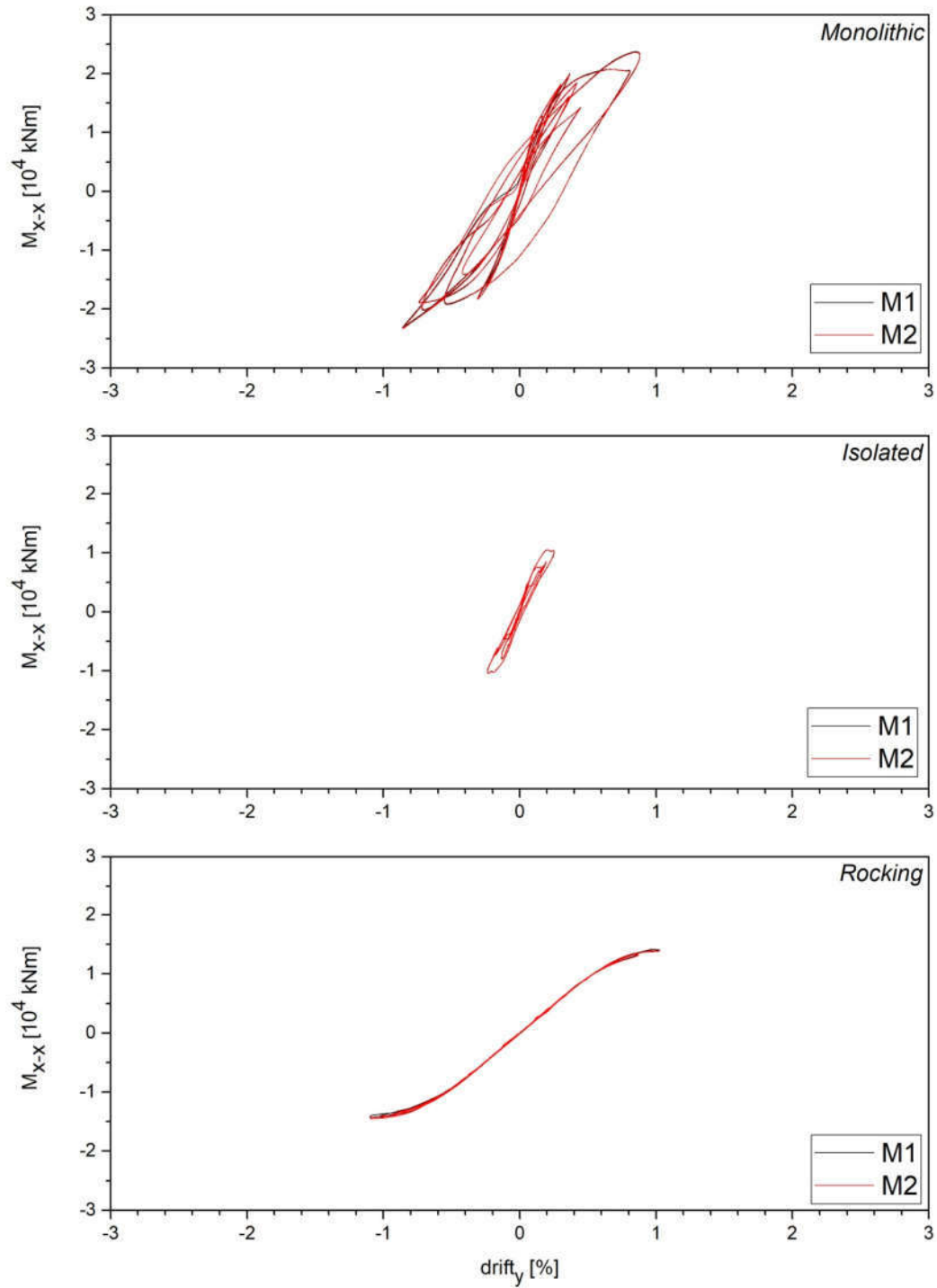
Πίνακας 8.7: Μέγιστη μετακίνηση κατ' απόλυτη τιμή του καταστρώματος κατά το διαμήκη και εγκάρσιο άξονα για το σύνολο των σεισμικών συνδυασμών και για τα μοντέλα με ελεύθερα λικνιζόμενα βάθρα και με λικνιζόμενα βάθρα με τοποθέτηση τενόντων.

Σεισμικός συνδυασμός	δ_x [m]		δ_y [m]	
	Λικνισμός βάθρου	Λικνισμός βάθρου με τένοντα	Λικνισμός βάθρου	Λικνισμός βάθρου με τένοντα
1.PLS.L	0.316	0.315	0.133	0.133
1.PLS.T	0.126	0.127	0.308	0.312
2.PLS.L	0.334	0.336	0.399	0.398
2.PLS.T	0.385	0.386	0.351	0.349
3.PLS.L	0.586	0.579	0.515	0.501
3.PLS.T	0.494	0.488	0.611	0.592
4.PLS.L	0.935	0.928	0.439	0.458
4.PLS.T	0.462	0.467	0.984	0.956
5.PLS.L	0.624	0.619	0.728	0.728
5.PLS.T	0.712	0.715	0.648	0.635
6.PLS.L	0.698	0.693	0.955	0.865
6.PLS.T	0.908	0.856	0.715	0.705

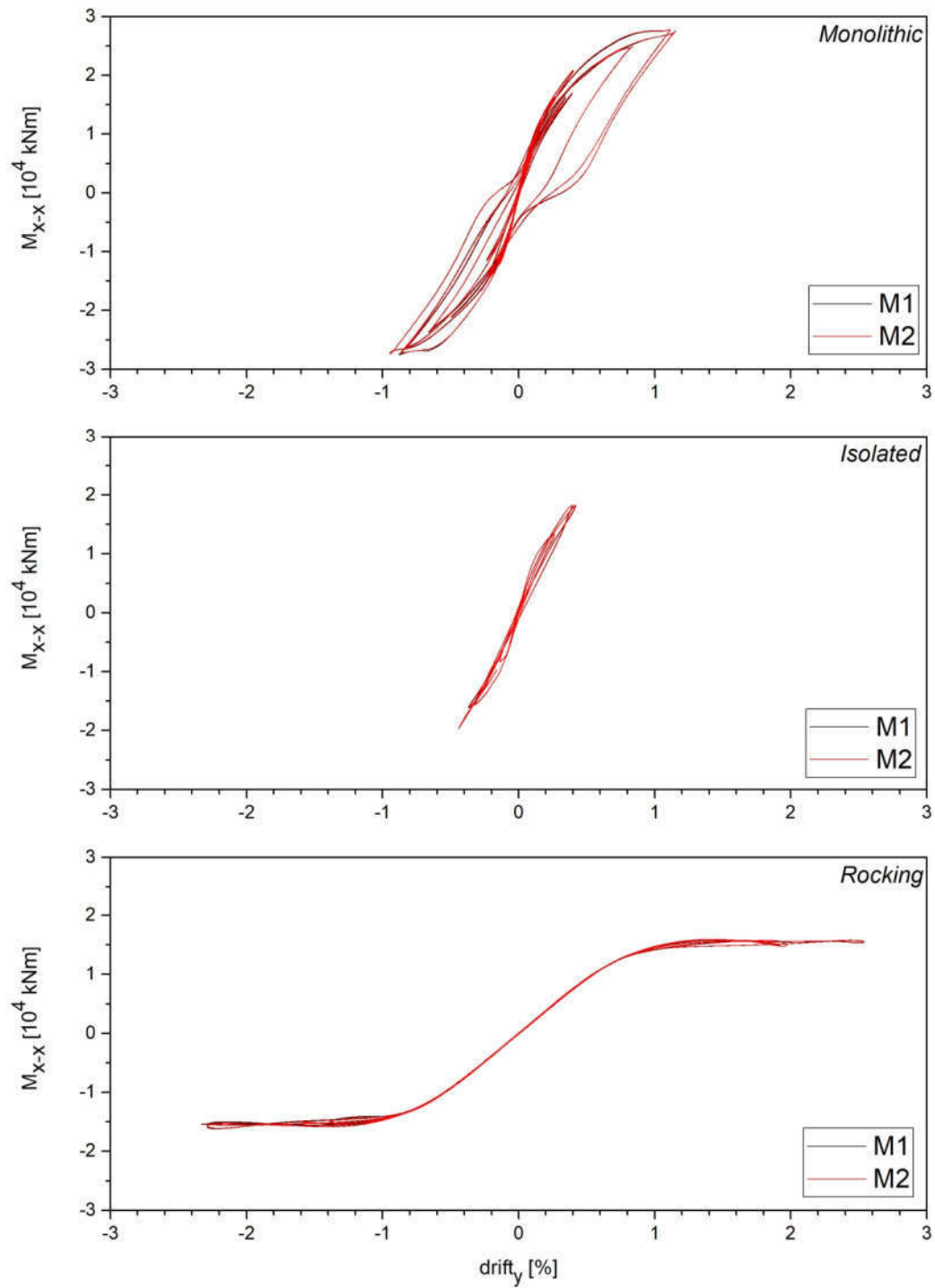
8.3.5 Διαγράμματα βρόχου υστέρησης M_{xx} -drift $_y$ μεσοβάθρων

Στο Σχήμα 8.53 έως 8.64 παρουσιάζονται οι βρόχοι υστέρησης ροπής στη διαμήκη διεύθυνση στον πόδα των βάθρων και γωνιακής παραμόρφωσης της κεφαλής τους, για τις περιπτώσεις μονολιθικής σύνδεσης των βάθρων, σεισμικής μόνωσης με ελαστομεταλλικά εφέδρανα και με λικνιζόμενα βάθρα. Στα διαγράμματα παριστάνονται συνδυαστικά οι βρόχοι υστέρησης με μαύρο χρώμα για το μεσόβαθρο M1 και με κόκκινο για το μεσόβαθρο M2. Η γωνιακή παραμόρφωση κατά την εγκάρσια διεύθυνση της κεφαλής των μεσοβάθρων υπολογίζεται ως η μετακίνηση του βάθρου στην κεφαλή προς το συνολικό ύψος του.

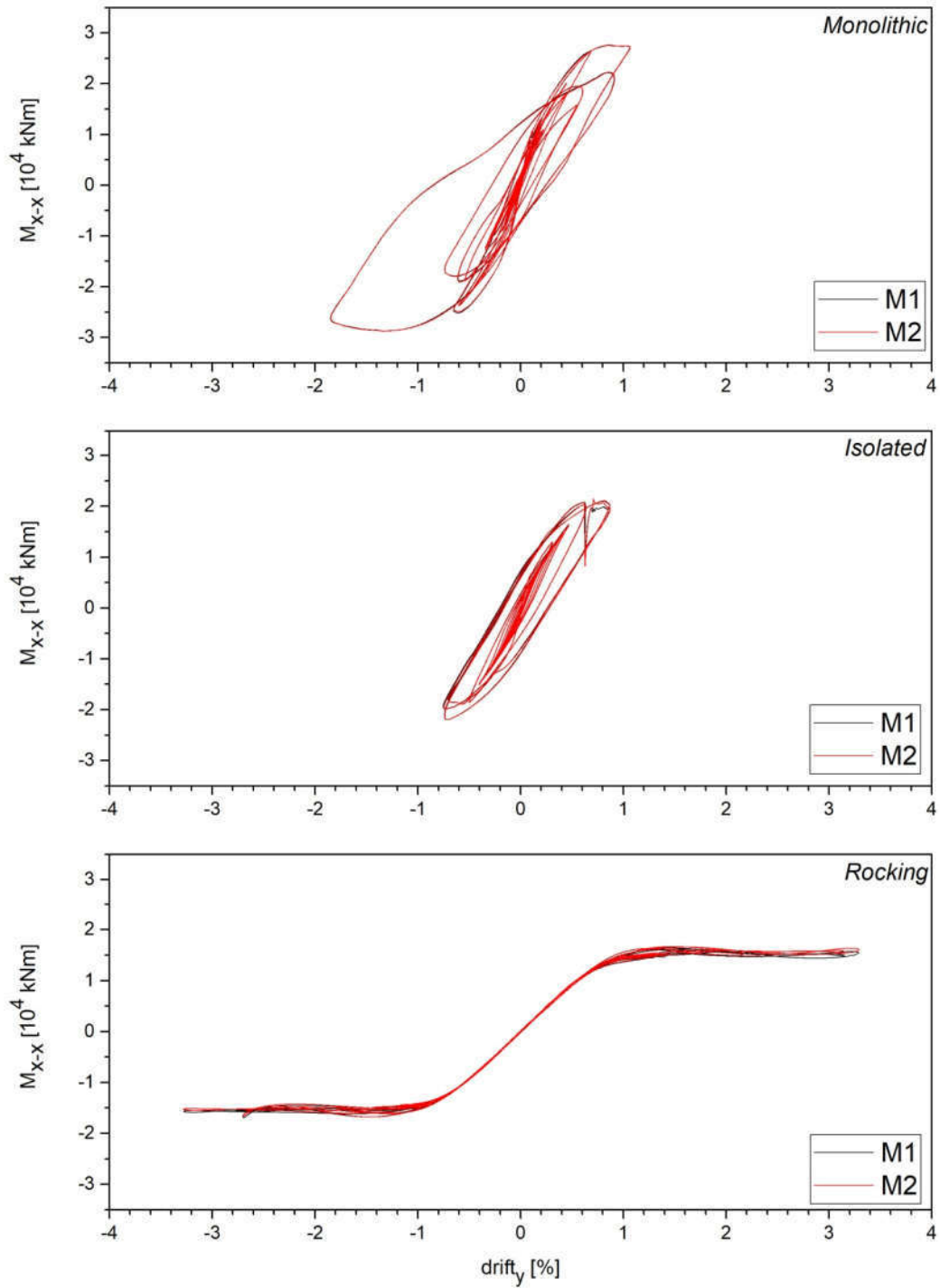
$$\text{drift}_y = \frac{\delta_y^{\text{top}}}{H_{\text{pier}}} \quad (8.2)$$



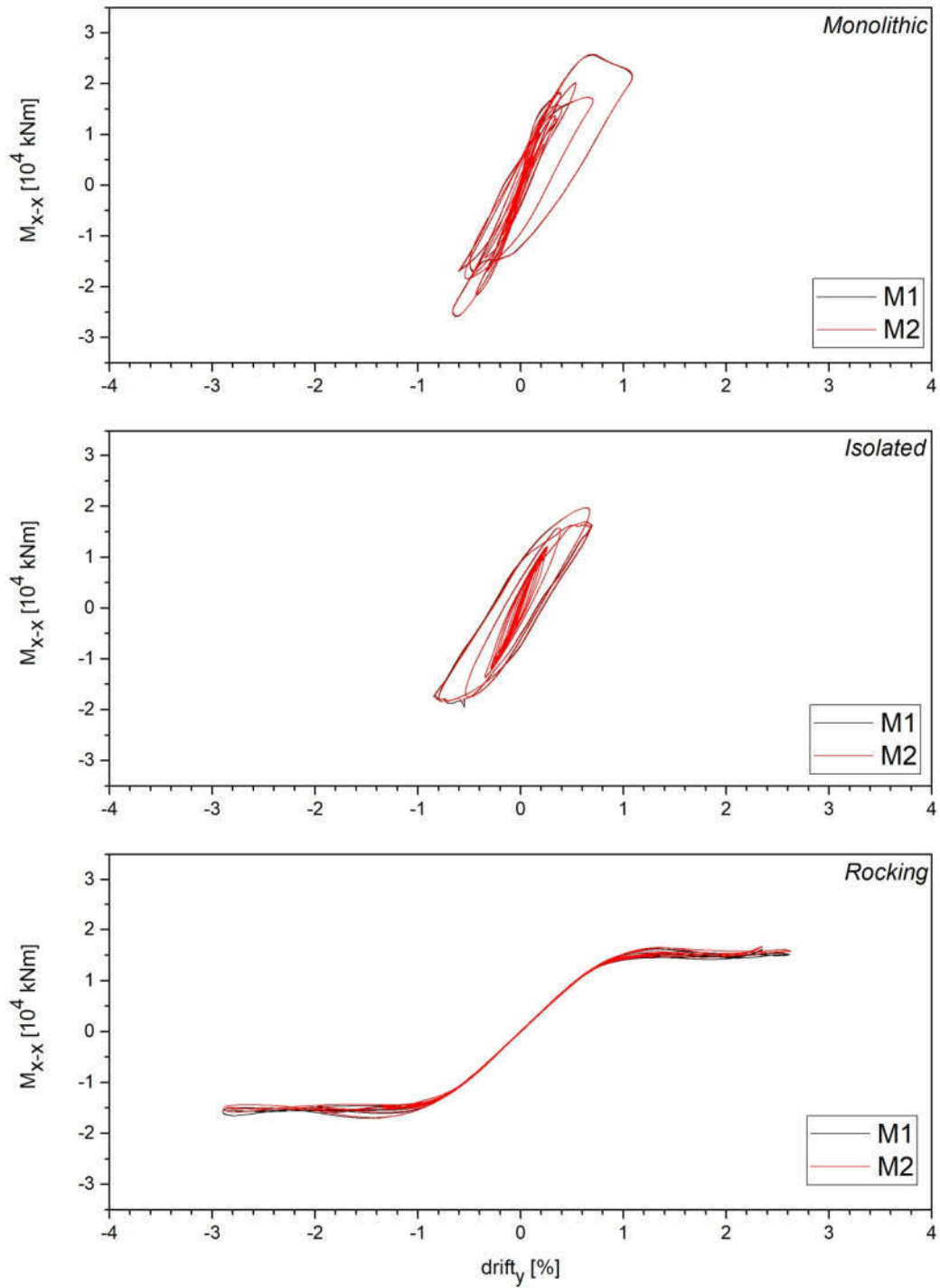
Σχήμα 8.53: Βρόχος υστέρησης ροπής στη διαμήκη διεύθυνση και drift κατά την εγκάρσια για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 1.PLS.L .



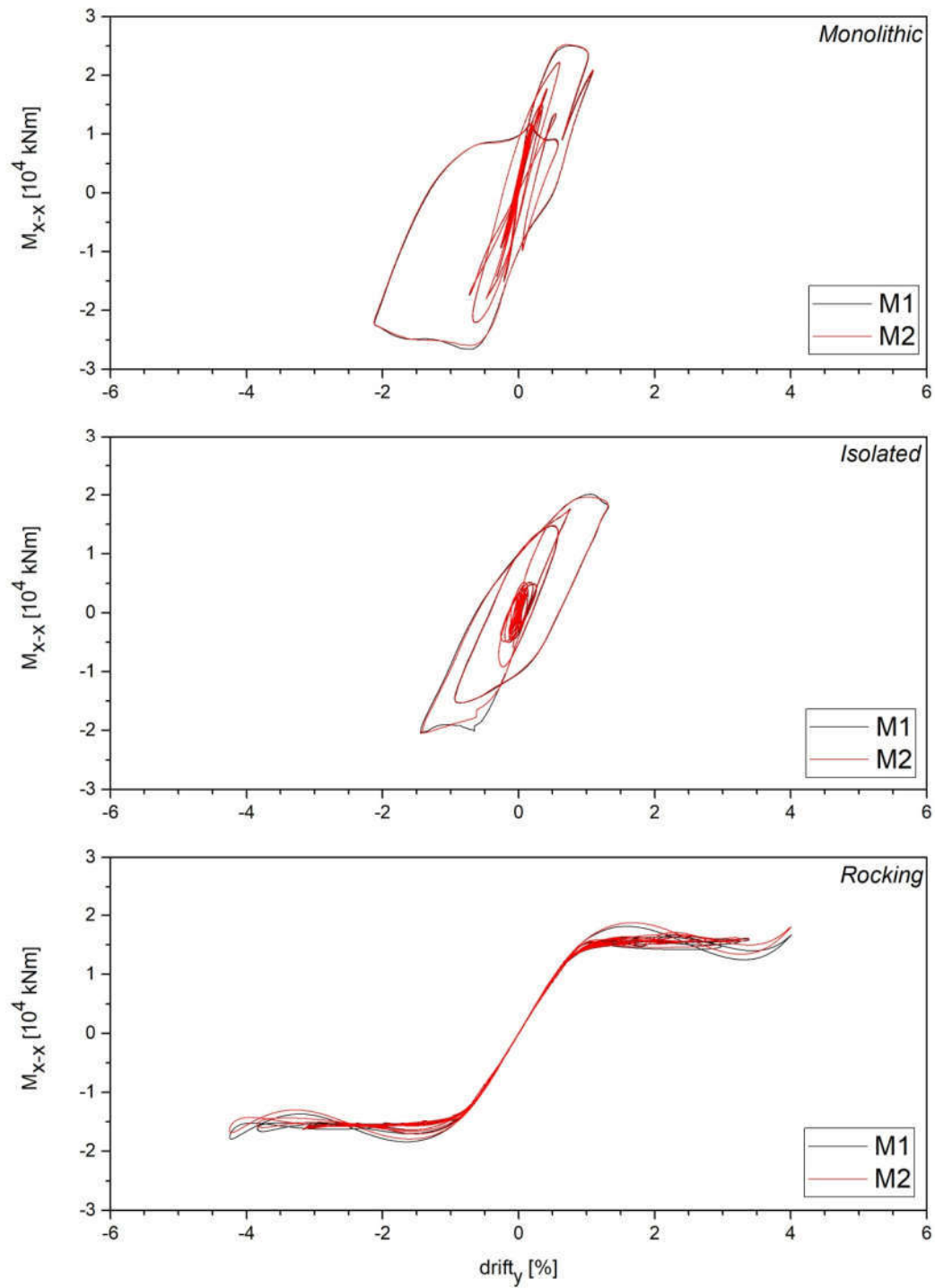
Σχήμα 8.54: Βρόχος υστέρησης ροπής στη διαμήκη διεύθυνση και drift κατά την εγκάρσια για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 1.PLS.T.



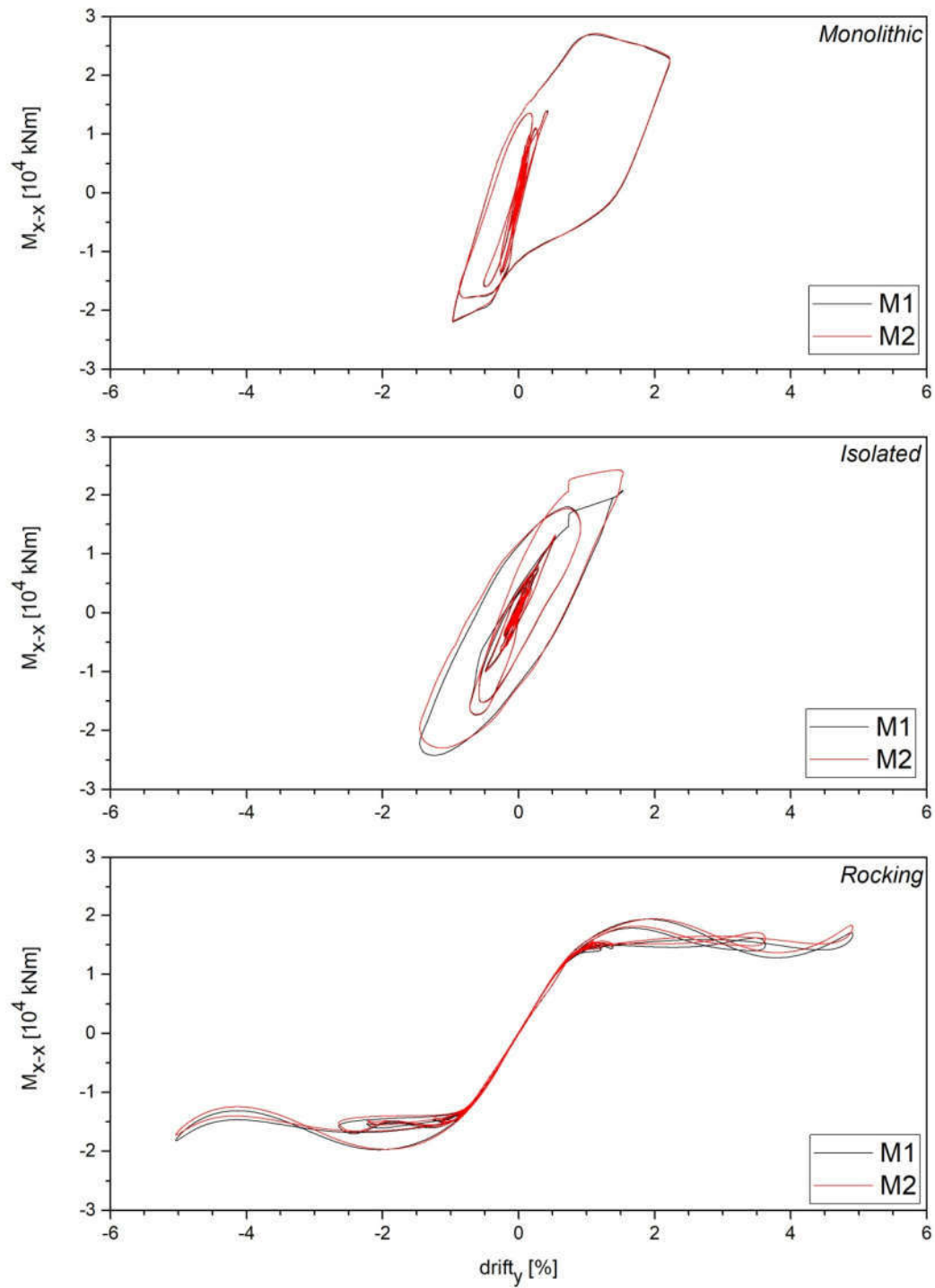
Σχήμα 8.55: Βρόχος υστέρησης ροπής στη διαμήκη διεύθυνση και drift κατά την εγκάρσια για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 2.PLS.L .



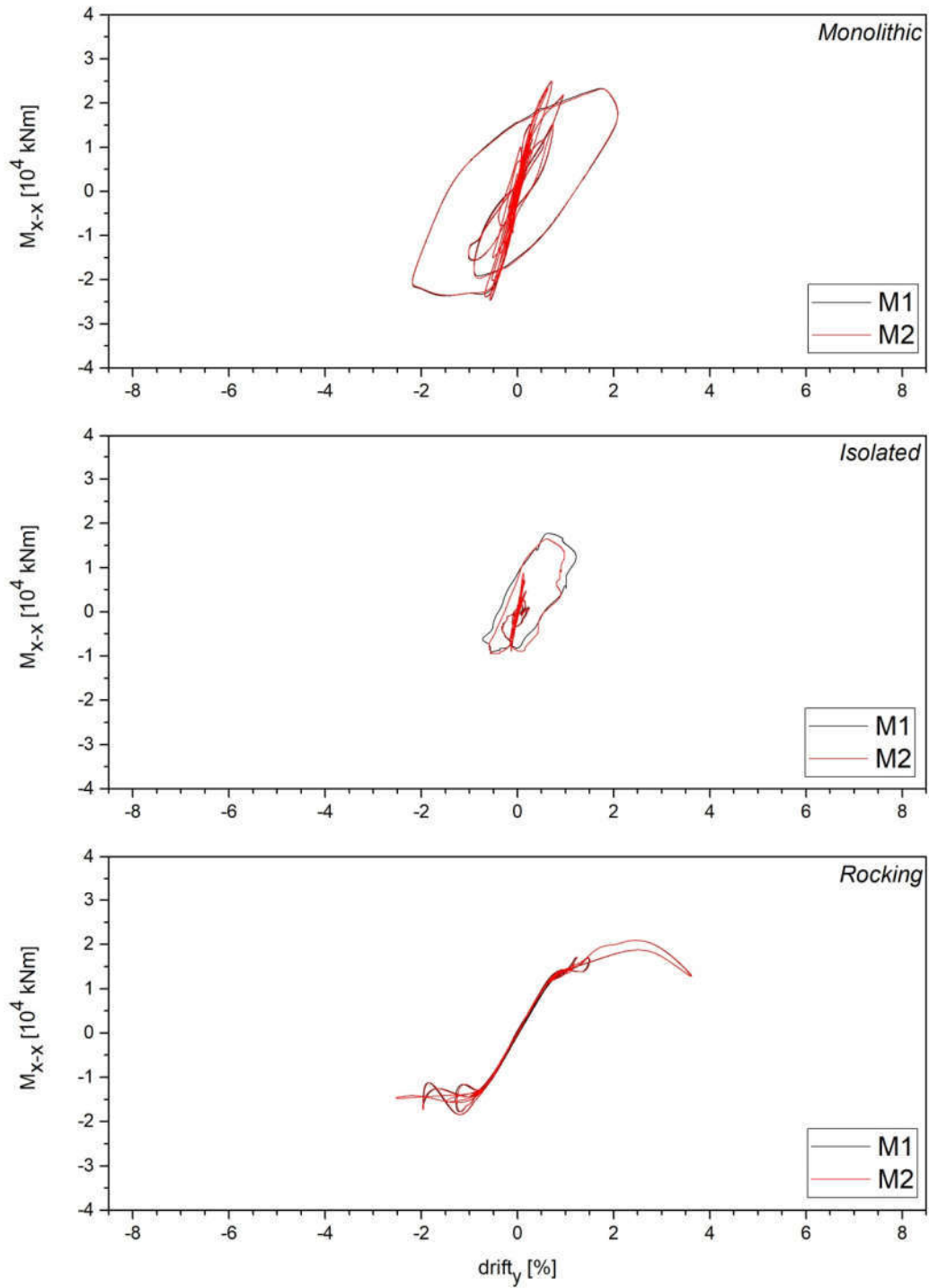
Σχήμα 8.56: Βρόχος υστέρησης ροπής στη διαμήκη διεύθυνση και drift κατά την εγκάρσια για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 2.PLS.T .



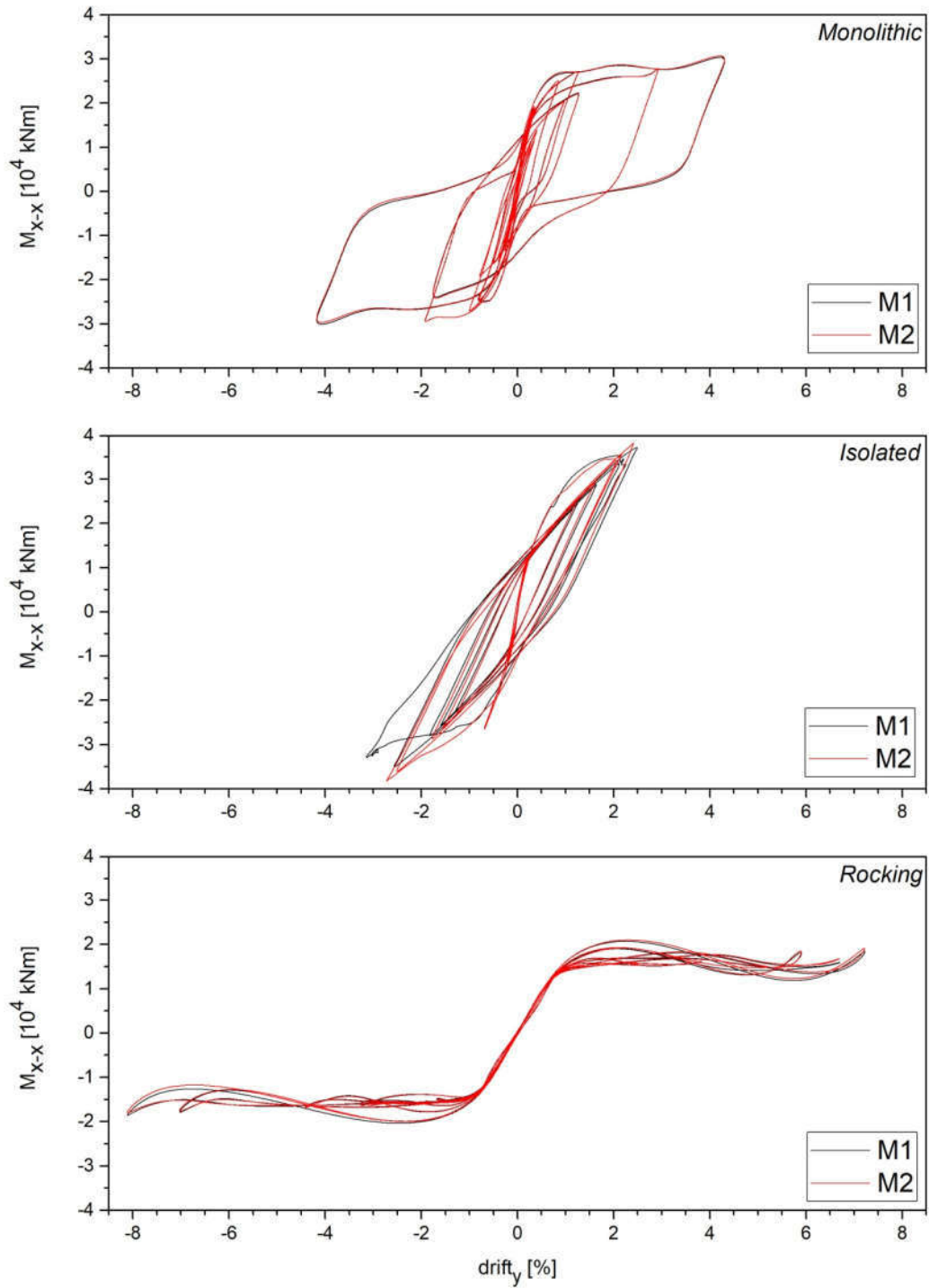
Σχήμα 8.57: Βρόχος υστέρησης ροπής στη διαμήκη διεύθυνση και drift κατά την εγκάρσια για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 3.PLS.L .



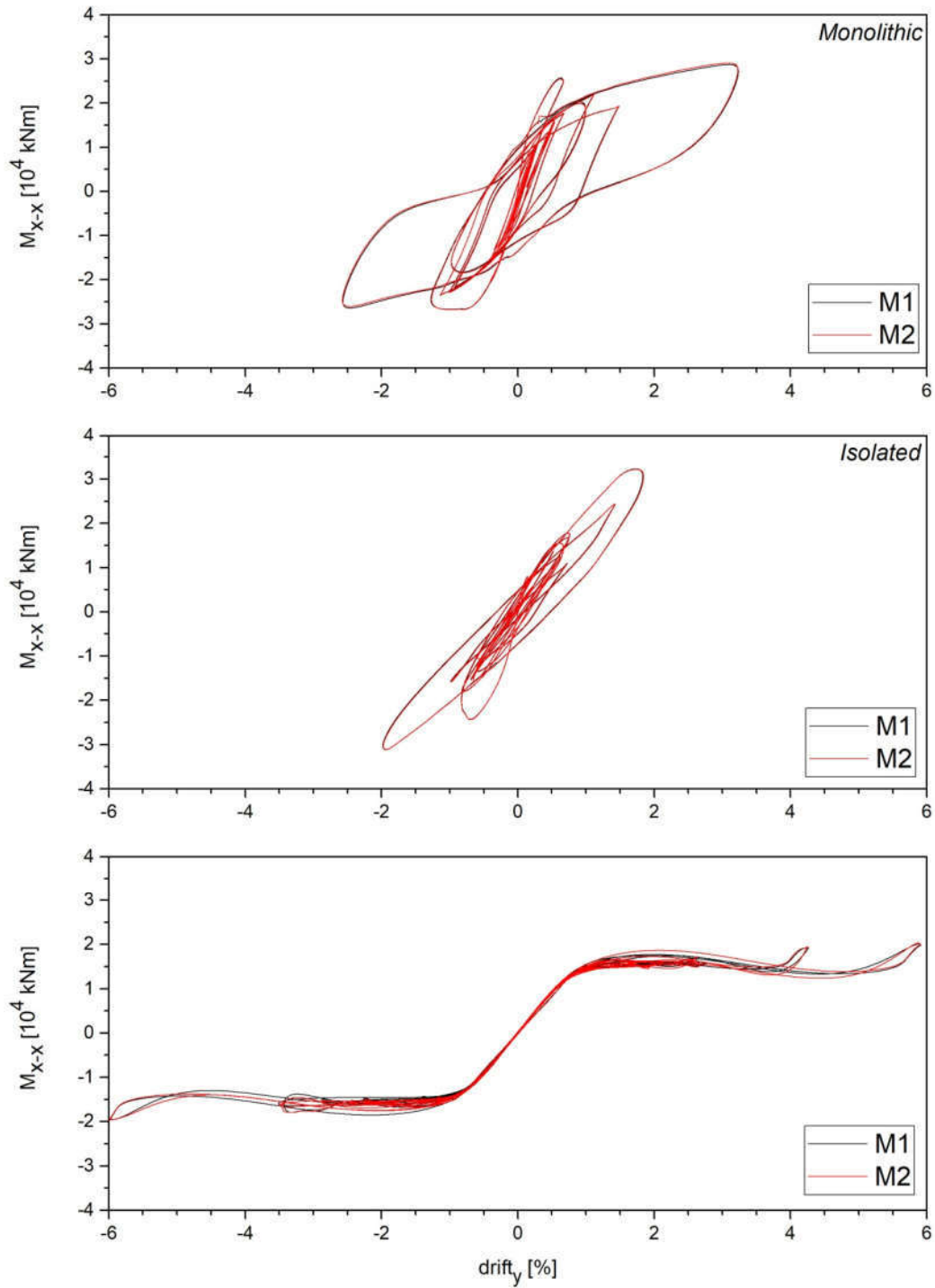
Σχήμα 8.58: Βρόχος υστέρησης ροπής στη διαμήκη διεύθυνση και drift κατά την εγκάρσια για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 3.PLS.T .



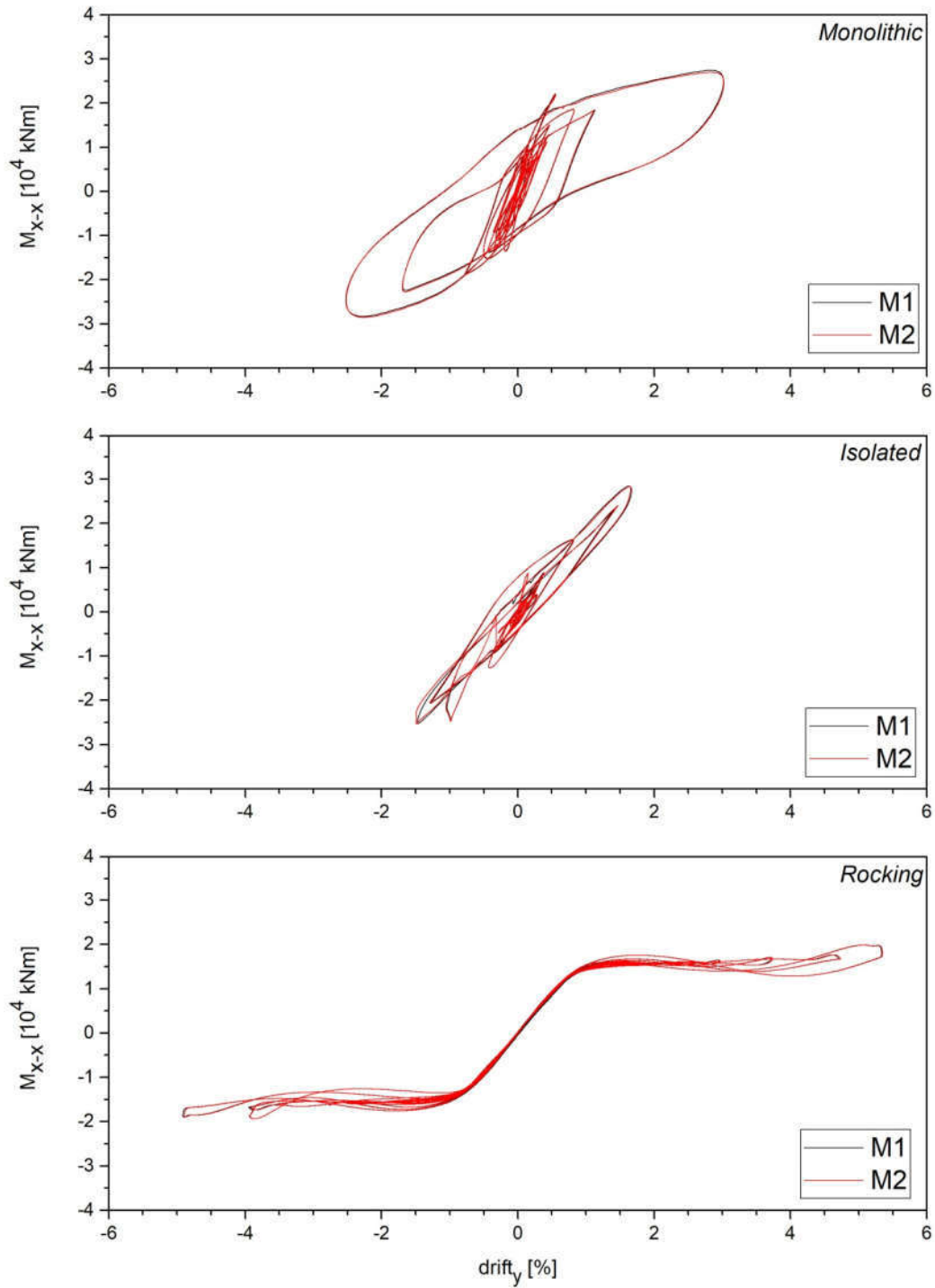
Σχήμα 8.59: Βρόχος υστέρησης ροπής στη διαμήκη διεύθυνση και drift κατά την εγκάρσια για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 4.PLS.L .



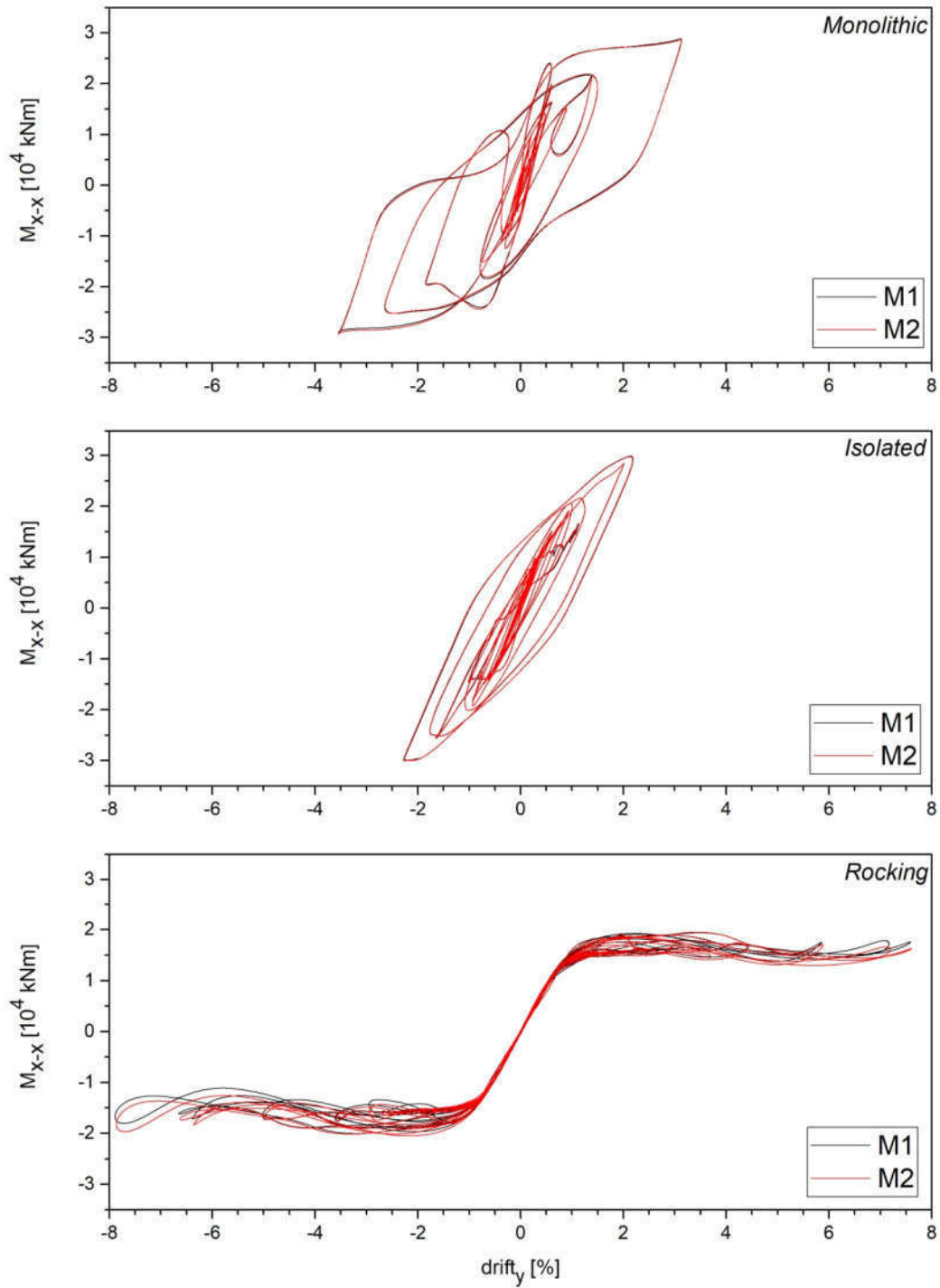
Σχήμα 8.60: Βρόχος υστέρησης ροπής στη διαμήκη διεύθυνση και drift κατά την εγκάρσια για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 4.PLS.T.



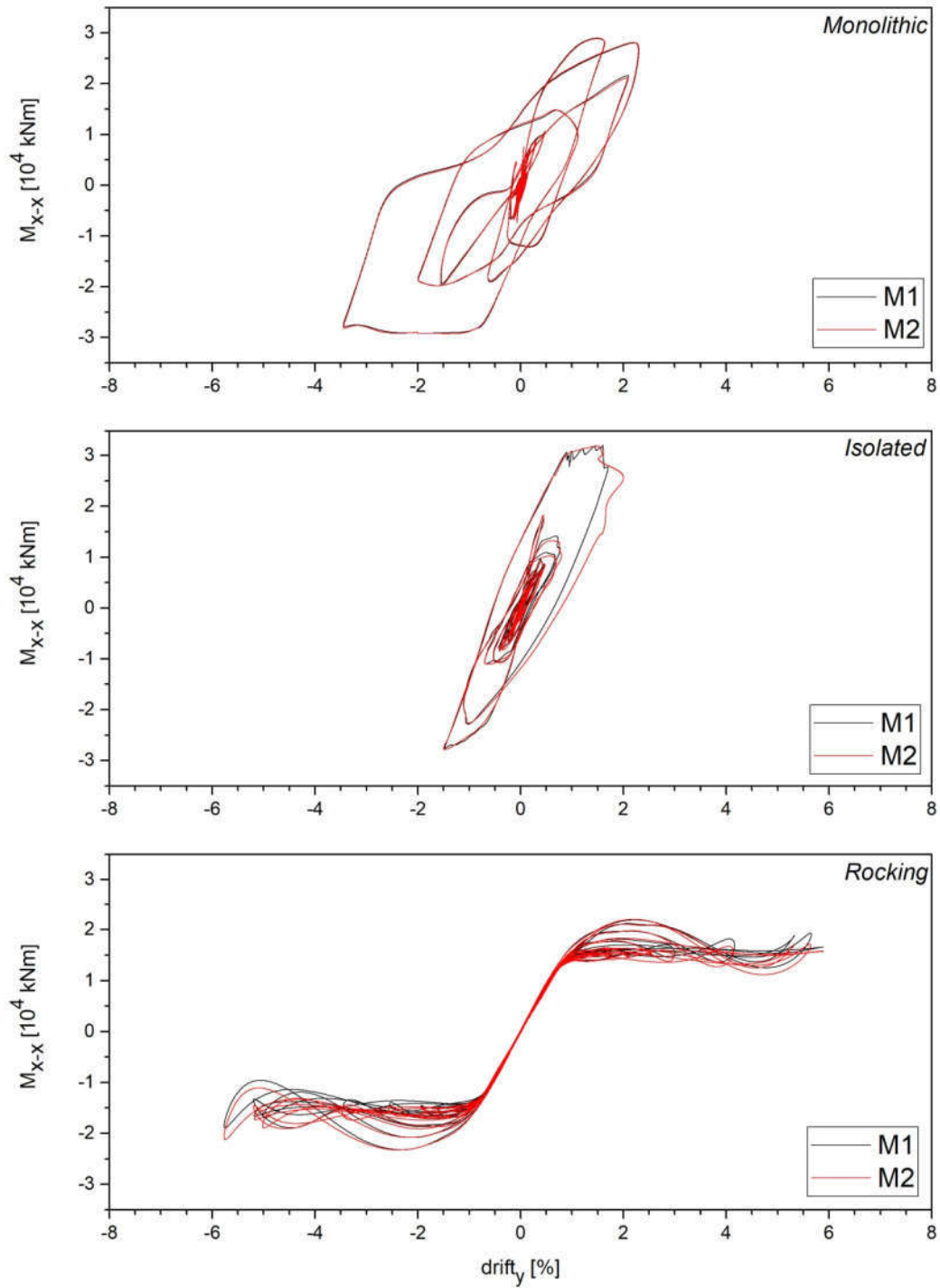
Σχήμα 8.61: Βρόχος υστέρησης ροπής στη διαμήκη διεύθυνση και drift κατά την εγκάρσια για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 5.PLS.L .



Σχήμα 8.62: Βρόχος υστέρησης ροπής στη διαμήκη διεύθυνση και drift κατά την εγκάρσια για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 5.PLS.T.



Σχήμα 8.63: Βρόχος υστέρησης ροπής στη διαμήκη διεύθυνση και drift κατά την εγκάρσια για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 6.PLS.L .



Σχήμα 8.64: Βρόχος υστέρησης ροπής στη διαμήκη διεύθυνση και drift κατά την εγκάρσια για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 6.PLS.T.

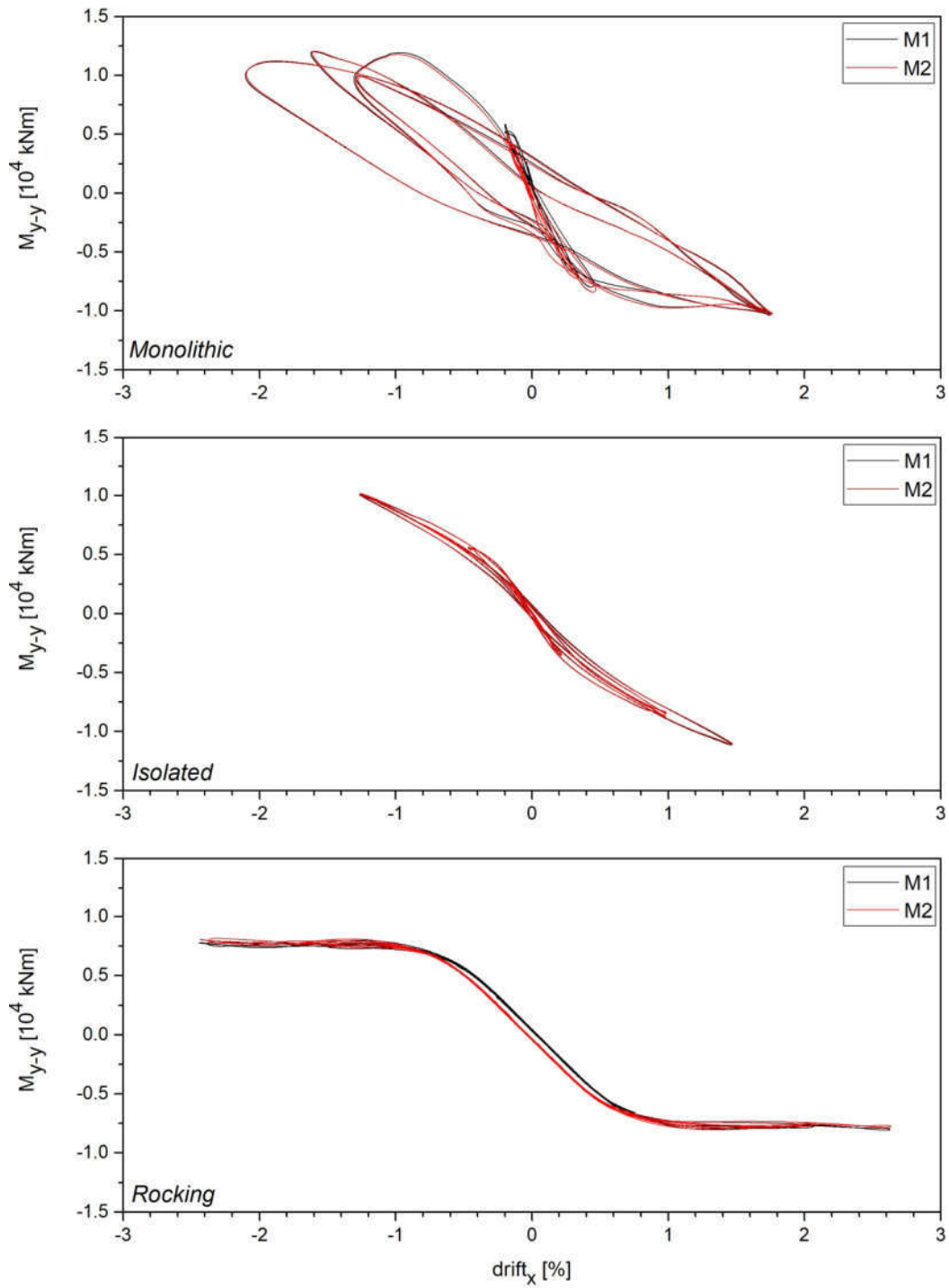
Από τα διαγράμματα του βρόχου υστέρησης της ροπής στη διαμήκη διεύθυνση παρατηρούμε ότι για τη γέφυρα με λικνιζόμενα βάθρα το εμβαδόν που περικλείεται από το βρόχο υστέρησης είναι πρακτικά μηδενικό. Επίσης τα βάθρα μετά την αποφόρτισή τους επανέρχονται στην αρχική τους θέση με μηδενική παραμένουσα μετακίνηση, ενώ στα βάθρα με μονολιθική σύνδεση και εφέδρανα παρατηρείται παραμένουσα μετακίνηση λόγω της διαρροής των στοιχείων. Στα λικνιζόμενα βάθρα αναπτύσσονται μεγάλες τιμές του drift κατά την εγκάρσια διεύθυνση χωρίς αναλογική αύξηση της ροπής στην αντίστοιχη διεύθυνση, όπως παρατηρείται στα βάθρα με μονολιθική σύνδεση και με εφέδρανα.

Σχετικά με τη συμπεριφορά των βάθρων με εφέδρανα από τα διαγράμματα βρόχου υστέρησης της ροπής παρατηρούμε ότι για ορισμένους σεισμούς τα μέλη έχουν διαρρεύσει και δεν συμπεριφέρονται ελαστικά όπως είχαν σχεδιαστεί.

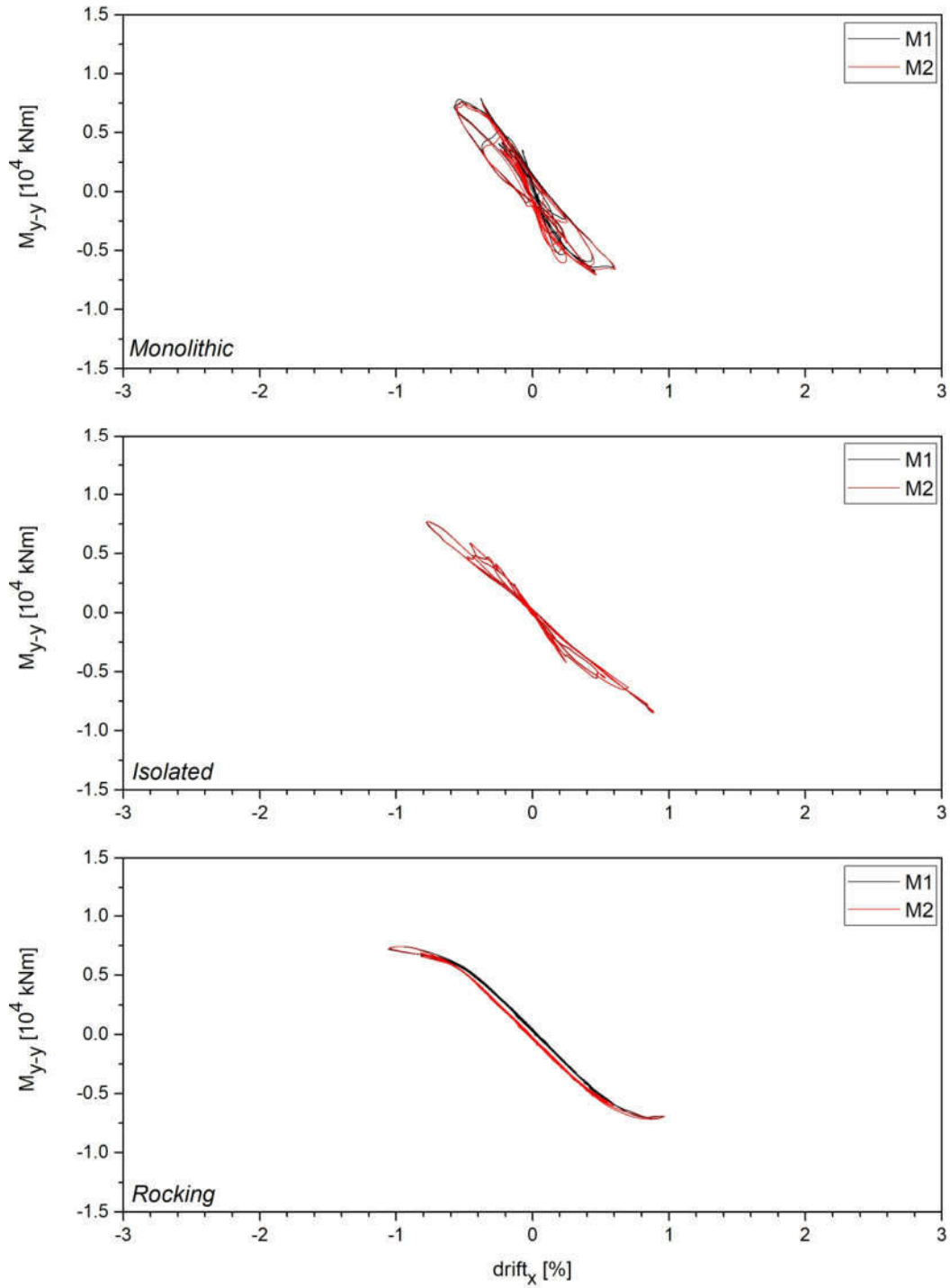
8.3.6 Διαγράμματα βρόχου υστέρησης M_{yy} -drift_x μεσοβάθρων

Στο Σχήμα 8.65 Έως 8.76 παρουσιάζονται οι βρόχοι υστέρησης ροπής στην εγκάρσια διεύθυνση στον πόδα των μεσοβάθρων και γωνιακής παραμόρφωσης της κεφαλής τους, για τις περιπτώσεις μονολιθικής σύνδεσης των βάθρων, σεισμικής μόνωσης με ελαστομεταλλικά εφέδρανα και με λικνιζόμενα βάθρα. Στα διαγράμματα παριστάνονται συνδυαστικά οι βρόχοι υστέρησης με μαύρο χρώμα για το μεσόβαθρο M1 και με κόκκινο για το μεσόβαθρο M2. Η γωνιακή παραμόρφωση κατά τη διαμήκη διεύθυνση της κεφαλής των μεσοβάθρων υπολογίζεται ως η μετακίνηση του βάρου στην κεφαλή προς το ύψος του.

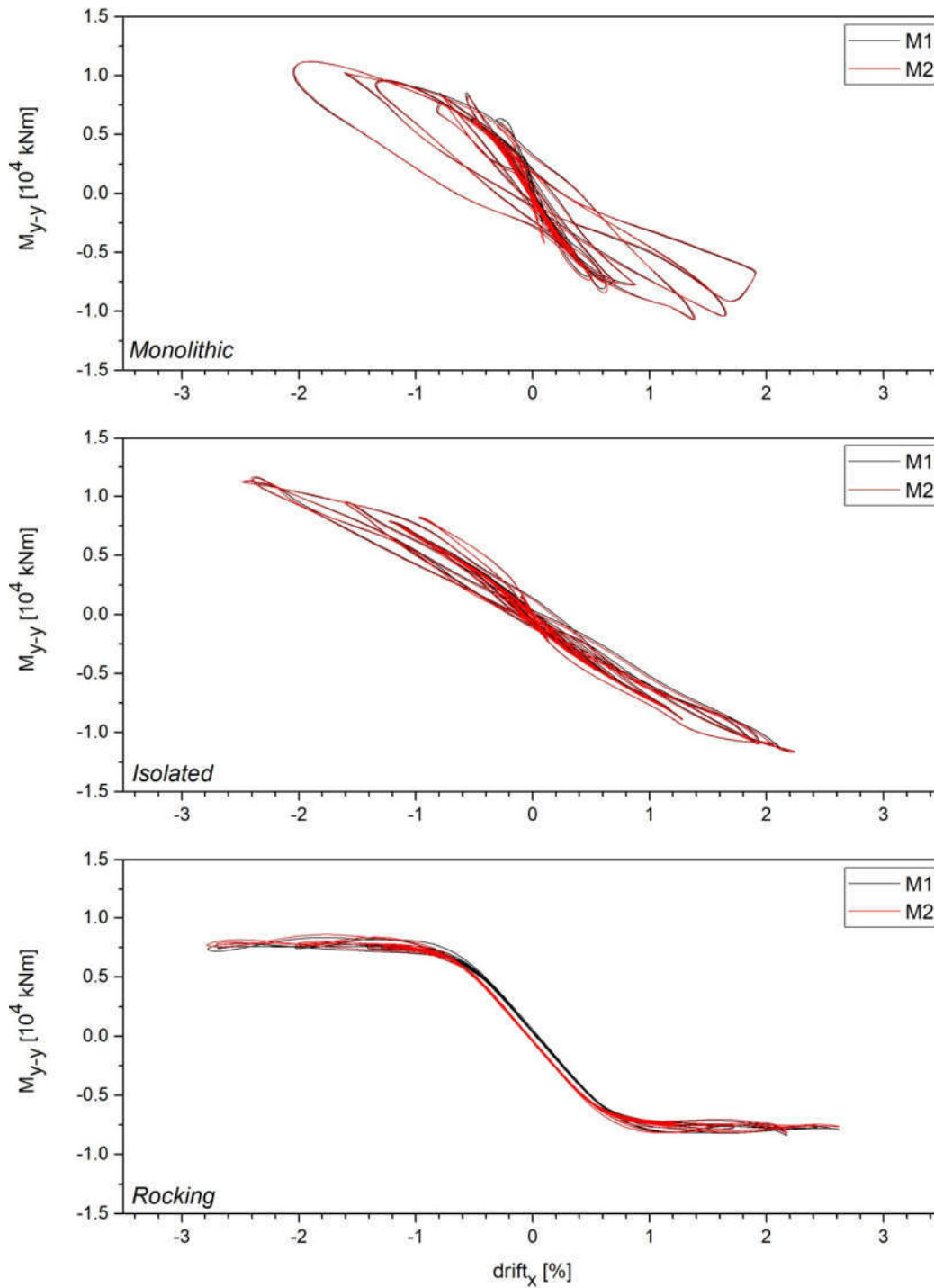
$$\text{drift}_x = \frac{\delta_x^{\text{top}}}{H_{\text{pier}}} \quad (8.3)$$



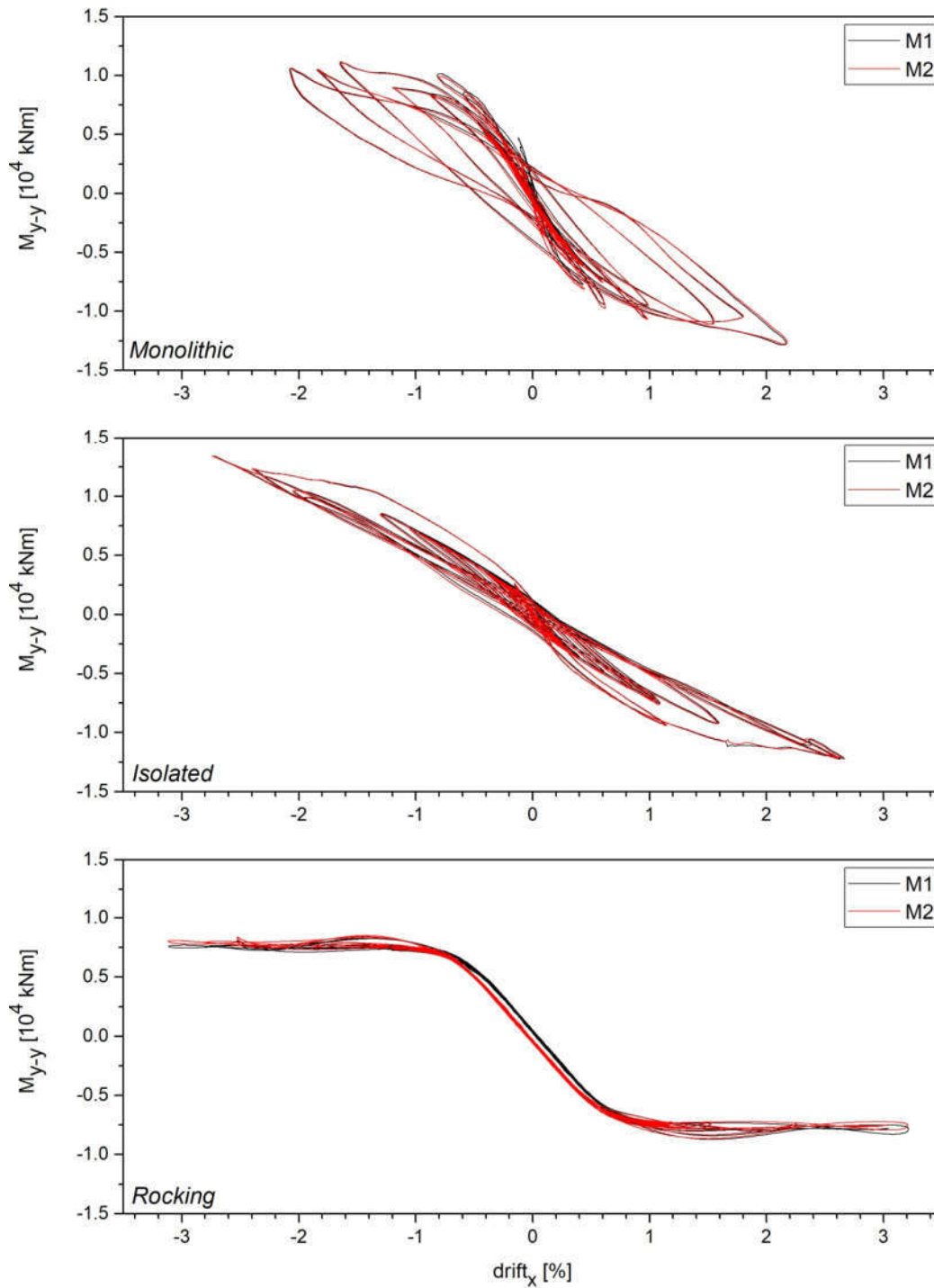
Σχήμα 8.65: Βρόχος υστέρησης ροπής στην εγκάρσια διεύθυνση και drift κατά τη διαμήκη για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 1.PLS.L .



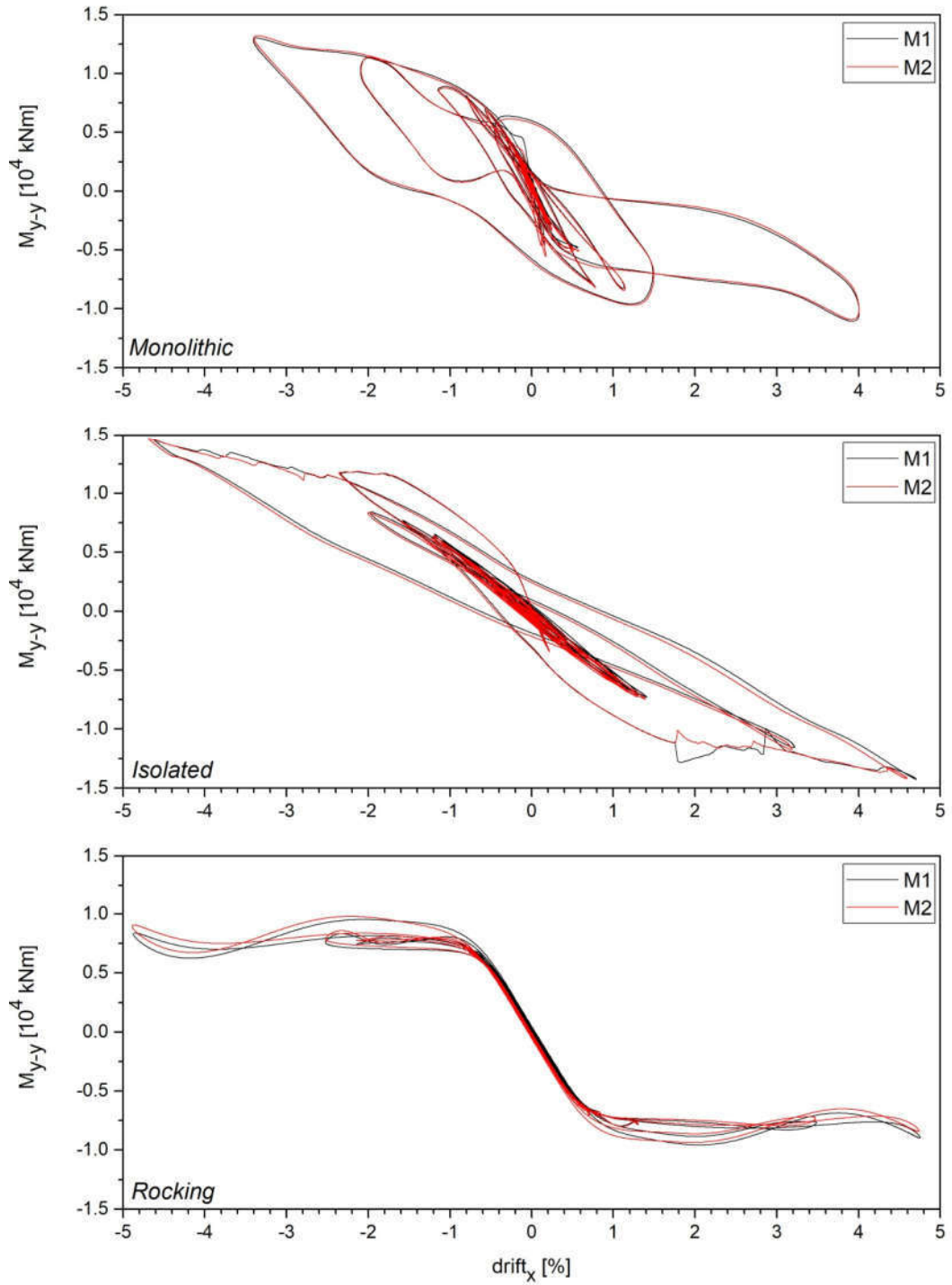
Σχήμα 8.66: Βρόχος υστέρησης ροπής στην εγκάρσια διεύθυνση και drift κατά τη διαμήκη για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 1.PLS.T .



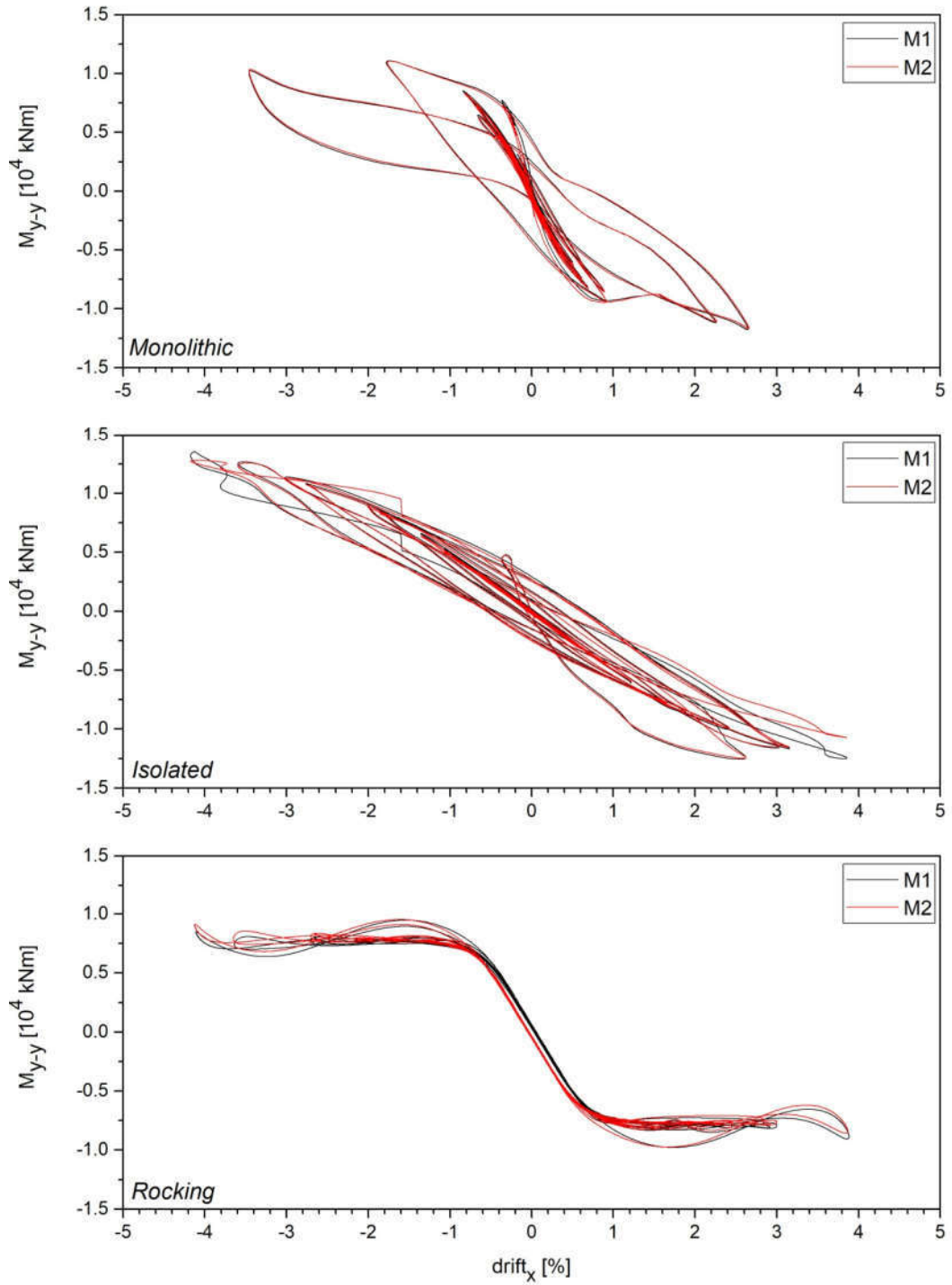
Σχήμα 8.67: Βρόχος υστέρησης ροπής στην εγκάρσια διεύθυνση και drift κατά τη διαμήκη για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 2.PLS.L .



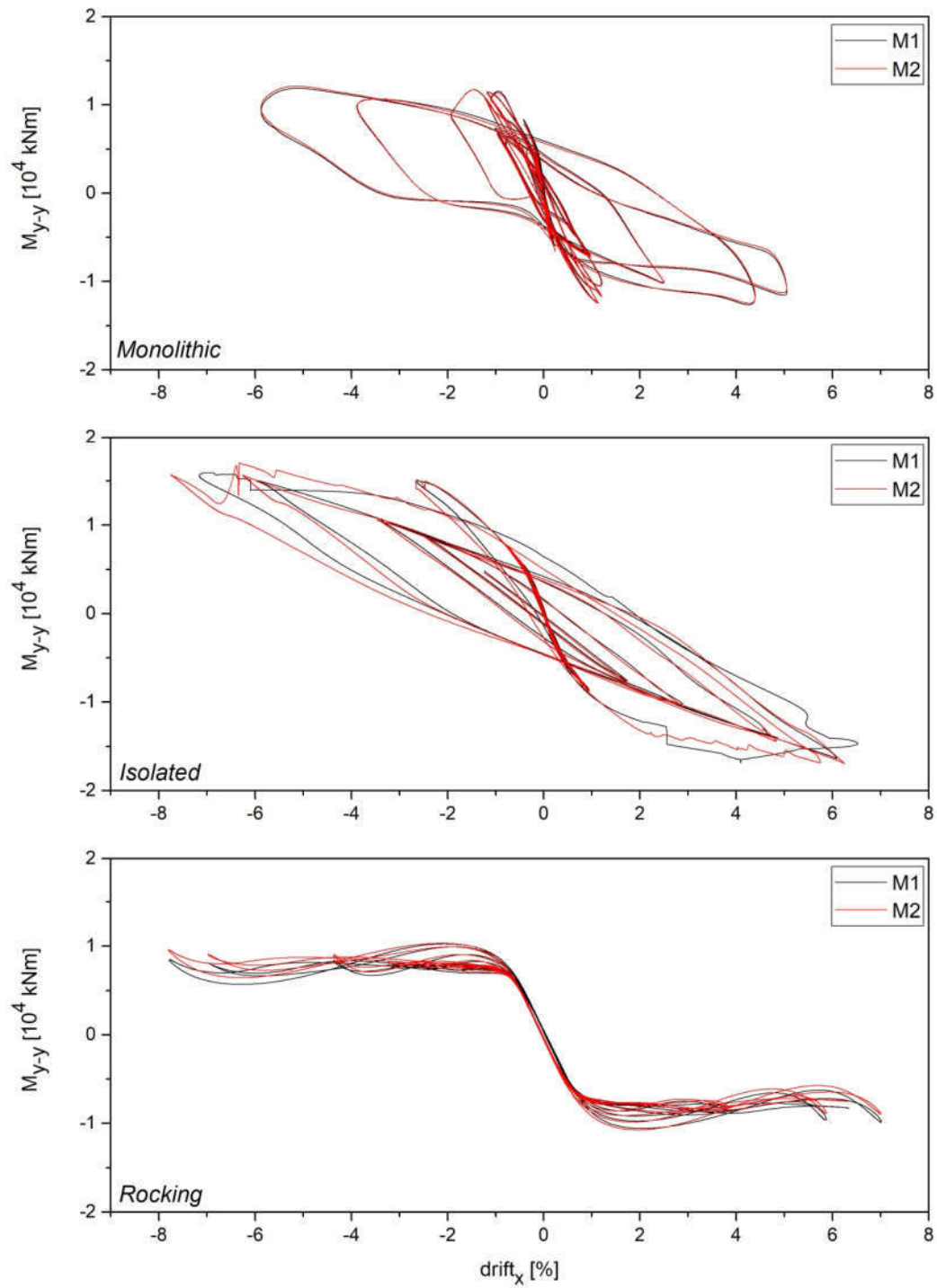
Σχήμα 8.68: Βρόχος υστέρησης ροπής στην εγκάρσια διεύθυνση και drift κατά τη διαμήκη για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 2.PLS.T .



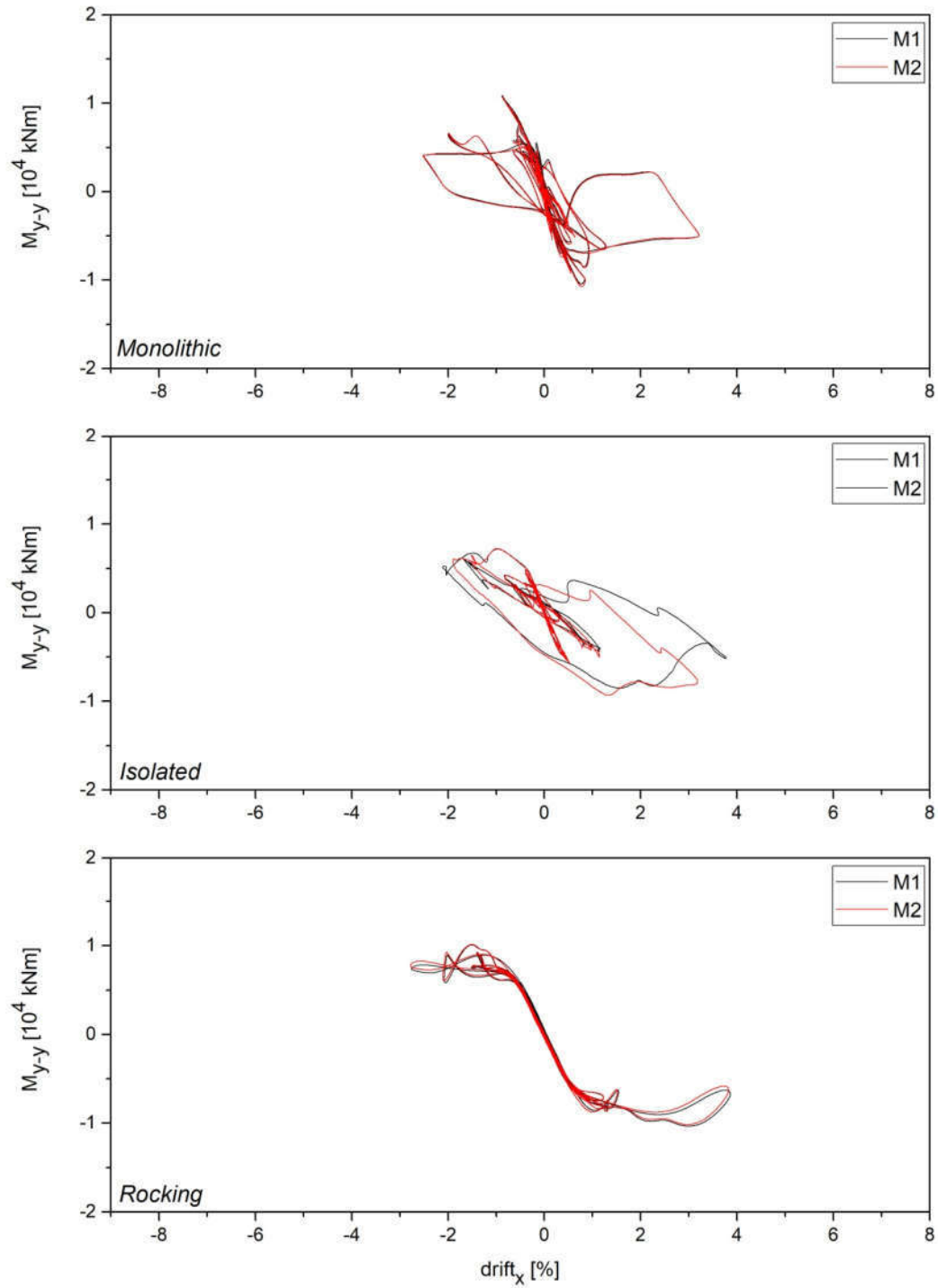
Σχήμα 8.69: Βρόχος υστέρησης ροπής στην εγκάρσια διεύθυνση και drift κατά τη διαμήκη για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 3.PLS.L .



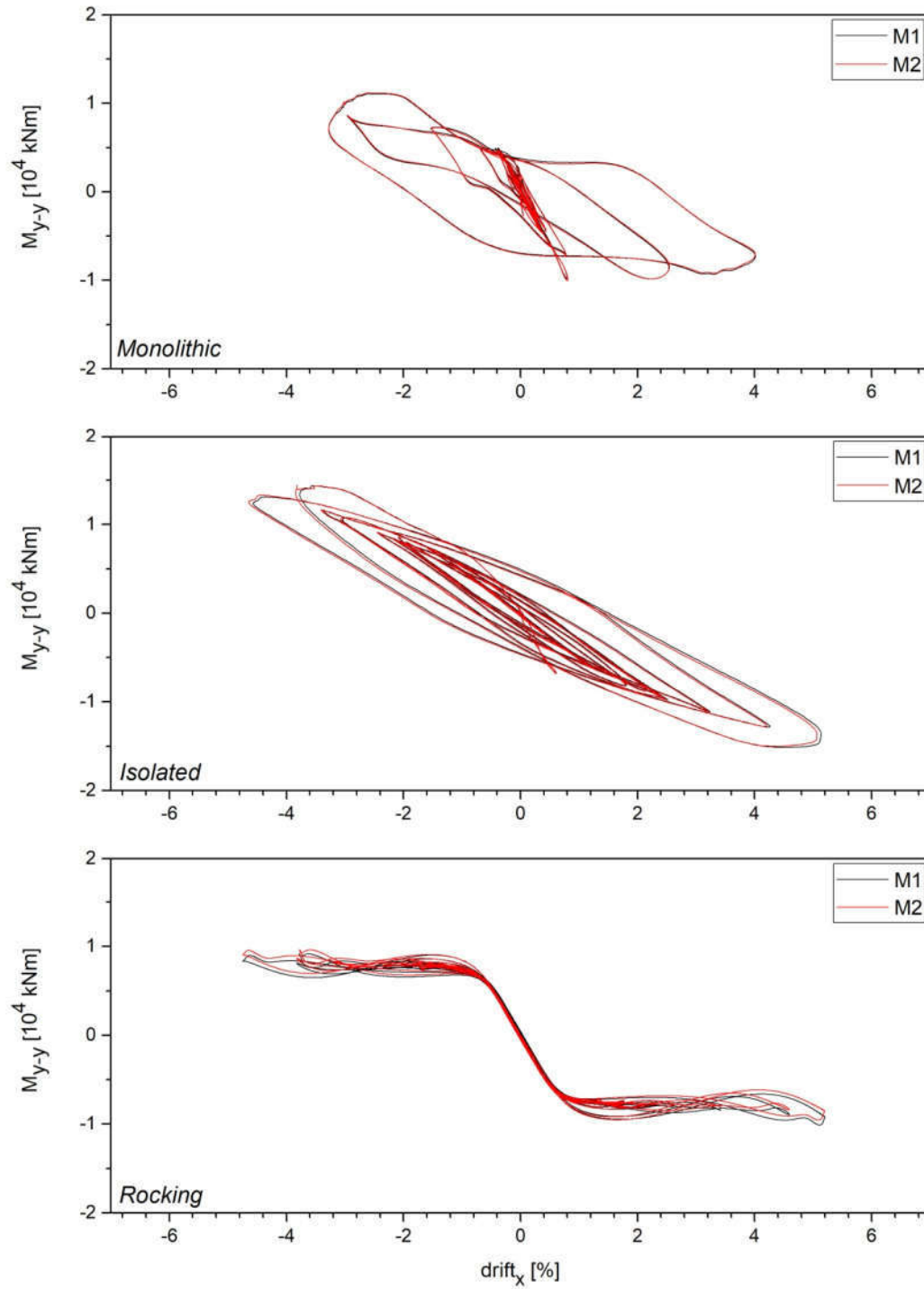
Σχήμα 8.70: Βρόχος υστέρησης ροπής στην εγκάρσια διεύθυνση και drift κατά τη διαμήκη για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 3.PLS.T .



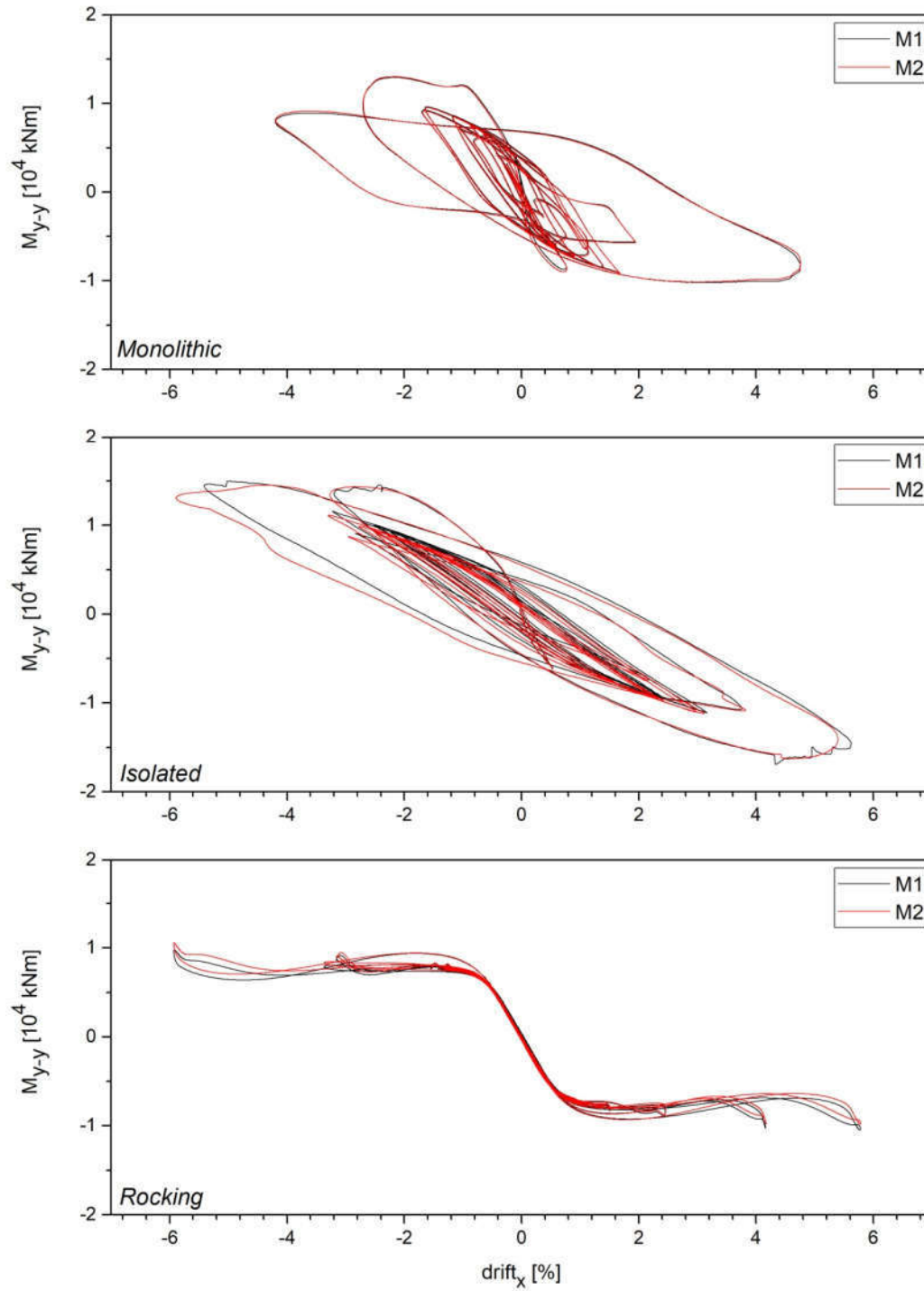
Σχήμα 8.71: Βρόχος υστέρησης ροπής στην εγκάρσια διεύθυνση και drift κατά τη διαμήκη για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 4.PLS.L .



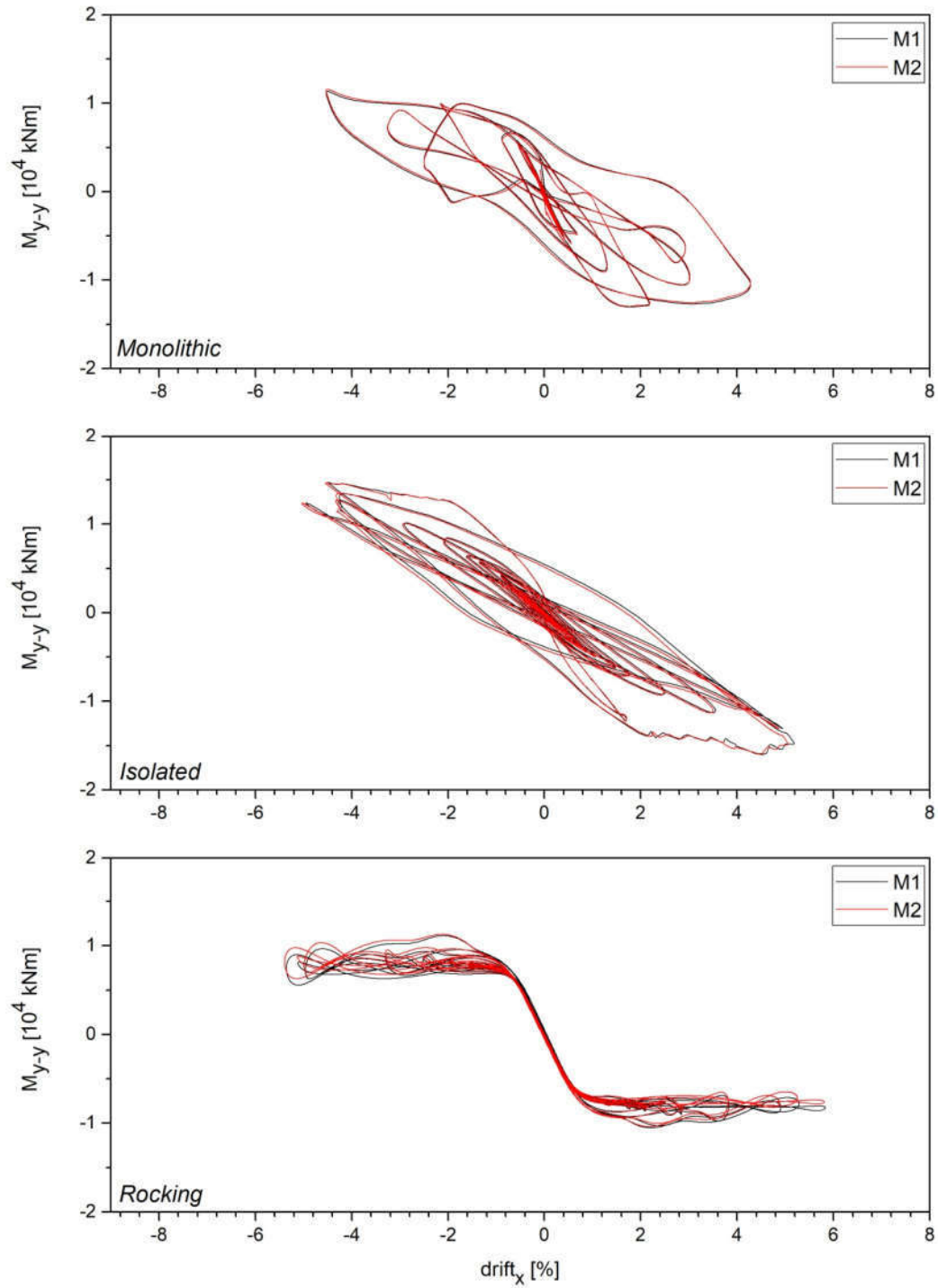
Σχήμα 8.72: Βρόχος υστέρησης ροπής στην εγκάρσια διεύθυνση και drift κατά τη διαμήκη για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 4.PLS.T .



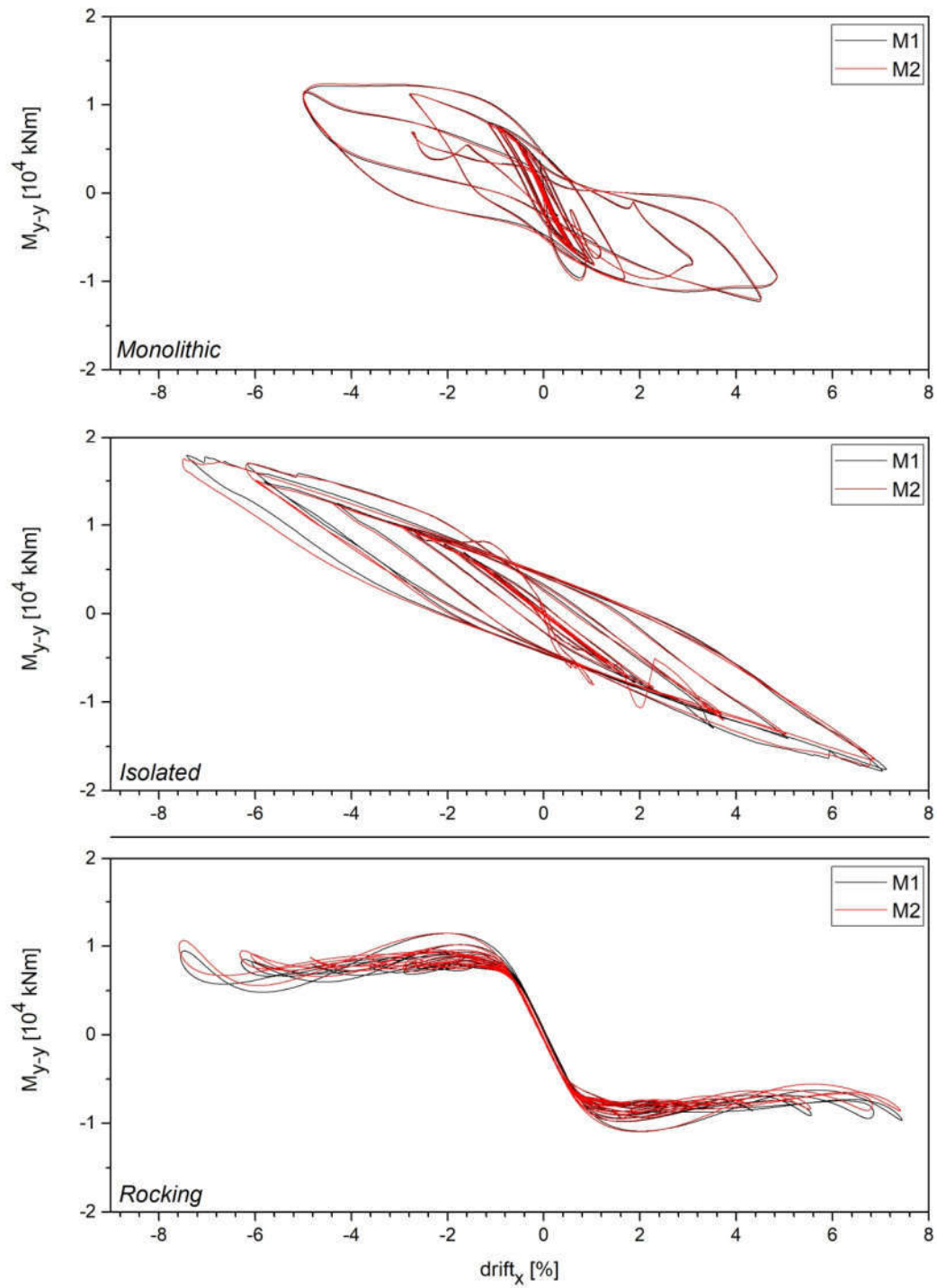
Σχήμα 8.73: Βρόχος υστέρησης ροπής στην εγκάρσια διεύθυνση και drift κατά τη διαμήκη για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 5.PLS.L .



Σχήμα 8.74: Βρόχος υστέρησης ροπής στην εγκάρσια διεύθυνση και drift κατά τη διαμήκη για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 5.PLS.T .



Σχήμα 8.75: Βρόχος υστέρησης ροπής στην εγκάρσια διεύθυνση και drift κατά τη διαμήκη για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 6.PLS.L .

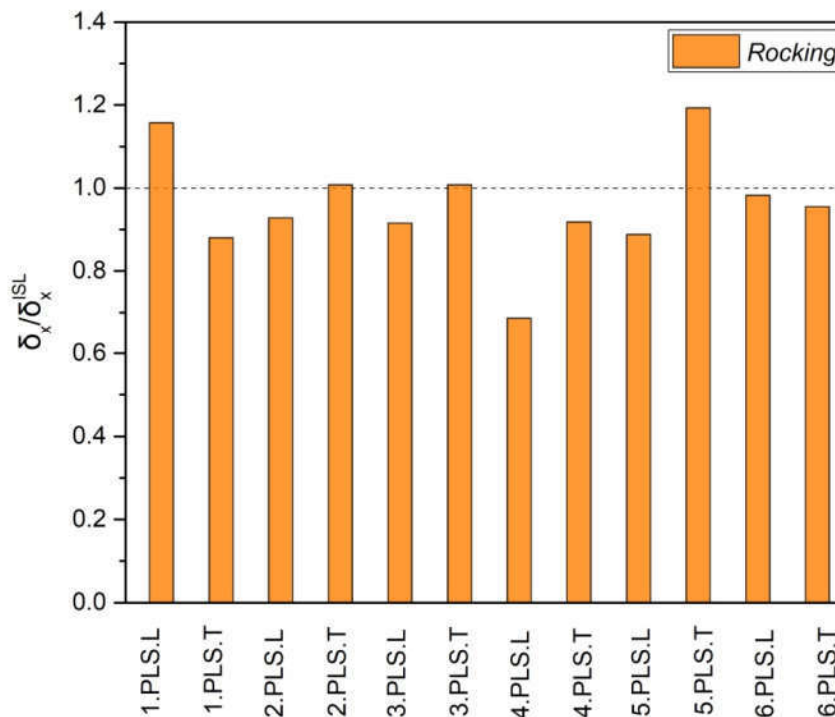


Σχήμα 8.76: Βρόχος υστέρησης ροπής στην εγκάρσια διεύθυνση και drift κατά τη διαμήκη για το βάθρα M1 και M2 στο σεισμικό συνδυασμό 6.PLS.T .

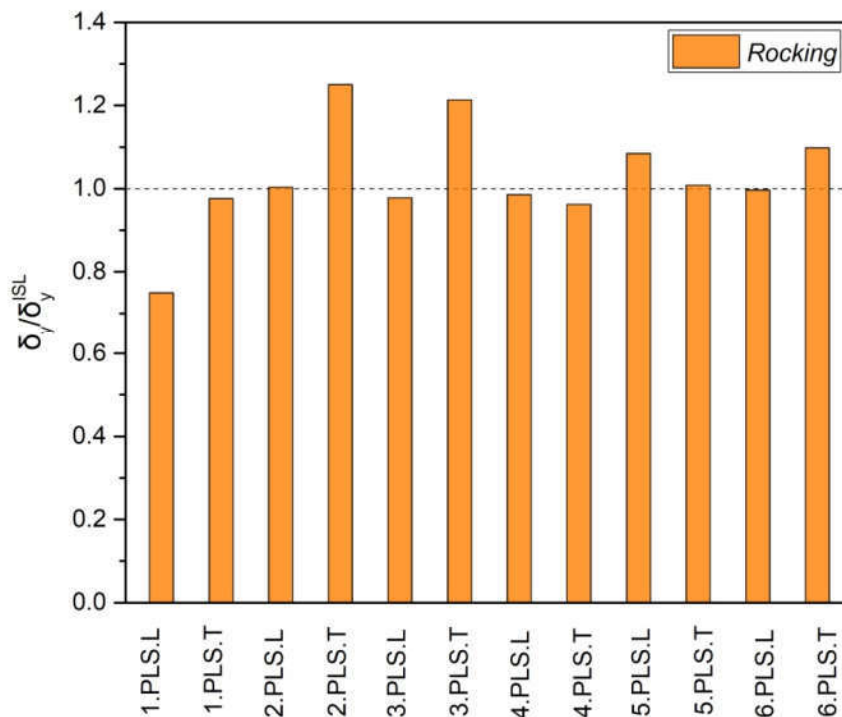
Από τα διαγράμματα του βρόχου υστέρησης της ροπής στην εγκάρσια διεύθυνση προκύπτουν ίδιες παρατηρήσεις με τη συμπεριφορά της γέφυρας στη διαμήκη διεύθυνση. Επίσης παρατηρείται ότι στη διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση αναπτύσσονται ίδιας τάξης μεγέθους drift για τα λικνιζόμενα βάθρα.

8.3.7 Σύγκριση της απόκρισης του καταστρώματος

Στο Σχήμα 8.77 και 8.78 παριστάνεται η ανηγμένη μετακίνηση κατά x και y αντίστοιχα, της γέφυρας με τα λικνιζόμενα βάθρα στην αντίστοιχη μετακίνηση της γέφυρας με τα εφέδρανα, για τους σεισμικούς συνδυασμούς που εφαρμόστηκαν στη ανάλυση χρονοϊστορίας.



Σχήμα 8.77: Ιστόγραμμα της ανηγμένης διαμήκης μετακίνησης του καταστρώματος για τα λικνιζόμενα βάθρα ως προς την αντίστοιχη μετακίνηση της γέφυρας με τα εφέδρανα, για τους σεισμικούς συνδυασμούς.



Σχήμα 8.78: Ιστόγραμμα της ανηγμένης εγκάρσιας μετακίνησης του καταστρώματος για τα λικνιζόμενα βάθρα ως προς την αντίστοιχη μετακίνηση της γέφυρας με τα εφέδρανα, για τους σεισμικούς συνδυασμούς.

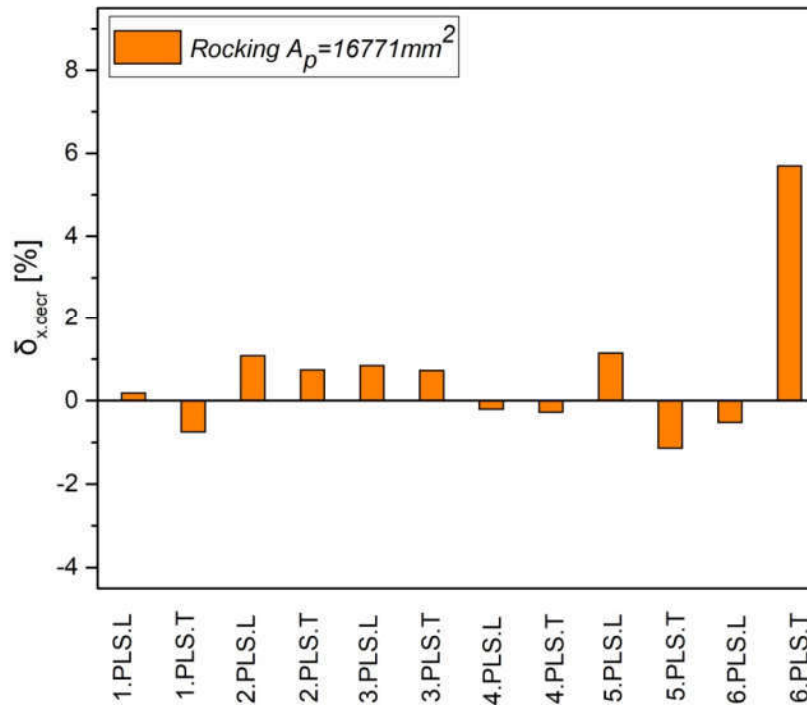
Από το διάγραμμα για τη μετακίνηση στη διαμήκη διεύθυνση παρατηρούμε ότι μόλις 2 στους 12 σεισμικούς συνδυασμούς (1.PLS.L, 5.PLS.T) καταγράφεται μεγαλύτερη μετακίνηση στη γέφυρα με λικνιζόμενα βάθρα από ότι στη γέφυρα με εφέδρανα. Επίσης σε 2 από τους 12 σεισμικούς συνδυασμούς (2.PLS.T, 3.PLS.T) η μετακίνηση του καταστρώματος στη γέφυρα με τα λικνιζόμενα βάθρα είναι περίπου ίση με τη μετακίνηση της γέφυρας με τα εφέδρανα. Ενώ για τους υπόλοιπους σεισμικούς συνδυασμούς η διαμήκης μετακίνηση του φορέα του καταστρώματος στη γέφυρα με τα λικνιζόμενα βάθρα είναι μικρότερη.

Παρόμοια συμπεριφορά εμφανίζει και η μέγιστη εγκάρσια μετακίνηση του καταστρώματος. Συγκεκριμένα παρατηρούμε ότι μόλις για 4 από τους 12 (2.PLS.T, 3.PLS.T, 5.PLS.L, 6.PLS.T) σεισμικούς συνδυασμούς σημειώνεται μεγαλύτερη εγκάρσια μετακίνηση στα λικνιζόμενα βάθρα, ενώ για 3 (2.PLS.L, 5.PLS.T, 6.PLS.L) συνδυασμούς η μετακίνηση στις περιπτώσεις που συγκρίνεται είναι περίπου ίση.

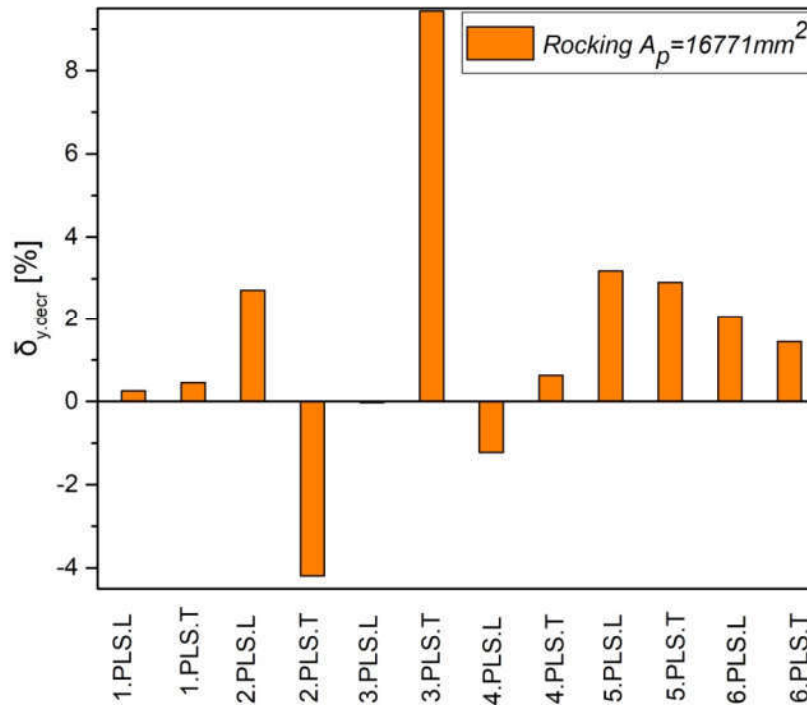
Στο Σχήμα 8.79 και 8.80 παριστάνεται η ποσοστιαία μείωση της μετακίνησης του φορέα του καταστρώματος για την περίπτωση που στα λικνιζόμενα βάθρα τοποθετούνται έκκεντροι τένοντες. Το ποσοστό μείωσης της μετακίνησης

υπολογίζεται ως η διαφορά της μετακίνησης στην περίπτωση των λικνιζόμενων βάθρων με τένοντες από την αντίστοιχη μετακίνηση των ελεύθερων λικνιζόμενων βάθρων, προς την μετακίνηση των ελεύθερων λικνιζόμενων βάθρων.

$$\delta_{\text{decr.}} = \frac{\delta^{\text{RCK}} - \delta^{\text{RCK.TENDON}}}{\delta^{\text{RCK}}} \cdot 100\% \quad (8.4)$$



Σχήμα 8.79: Ιστόγραμμα της ποσοστιαίας μείωσης της διαμήκης μετακίνησης του καταστρώματος για τα λικνιζόμενα βάρη με τένοντα ως προς την αντίστοιχη μετακίνηση της γέφυρας με τα ελεύθερα λικνιζόμενα βάρη, για τους σεισμικούς συνδυασμούς.

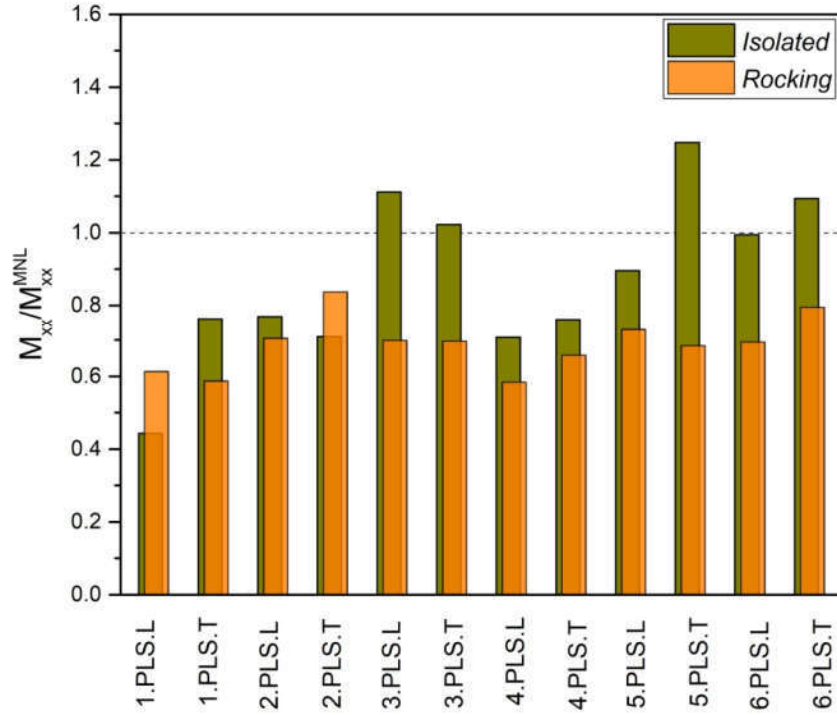


Σχήμα 8.80: Ιστόγραμμα της ποσοστιαίας μείωσης της εγκάρσιας μετακίνησης του καταστρώματος για τα λικνιζόμενα βάρθρα με τένοντα ως προς την αντίστοιχη μετακίνηση της γέφυρας με τα ελεύθερα λικνιζόμενα βάρθρα, για τους σεισμικούς συνδυασμούς.

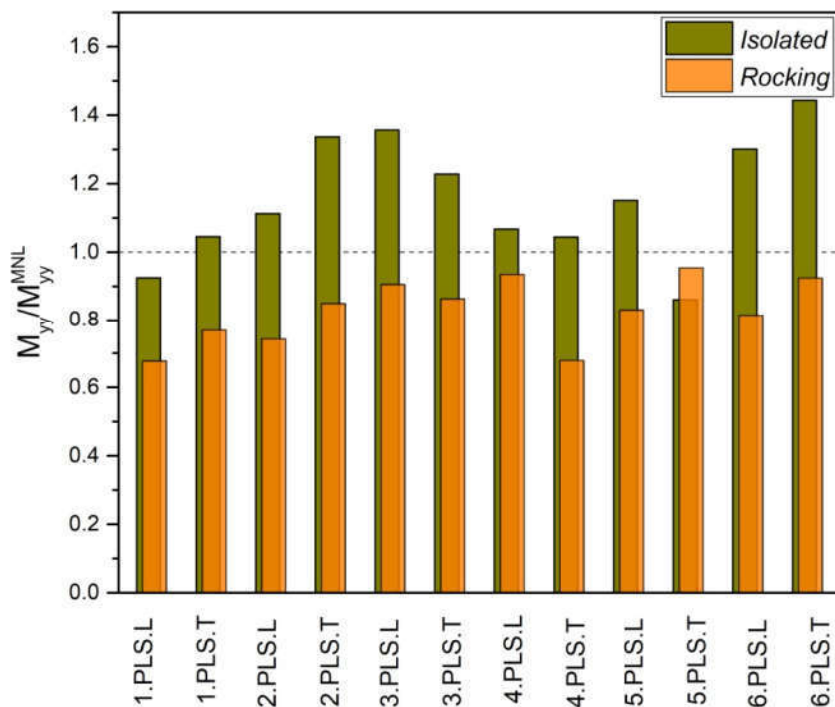
Από τα διαγράμματα παρατηρούμε ότι η τοποθέτηση του τένοντα μειώνει σε μικρό ποσοστό τη μέγιστη μετακίνηση σε σύγκριση την ελεύθερη κίνηση των λικνιζόμενων βάρθρων, αναφέρεται ότι η μέγιστη μείωση που επιτυγχάνεται στη διαμήκη και εγκάρσια μετακίνηση είναι 5.70 % και 9.44%, αντίστοιχα. Επίσης τα ποσοστά μείωσης που έχουν αρνητικό πρόσημο υποδηλώνουν ότι η μετακίνηση των λικνιζόμενων βάρθρων με τένοντα είναι μεγαλύτερη σε σχέση με την αντίστοιχη μετακίνηση στα ελεύθερα λικνιζόμενα βάρθρα.

8.3.8 Σύγκριση των εντατικών μεγεθών στον πόδα του μεσοβάθρου

Στο Σχήμα 8.81 και 8.82 παριστάνεται η ανηγμένη ροπή στον πόδα των βάρθρων κατά x και y αντίστοιχα, της γέφυρας με τα λικνιζόμενα βάρθρα και με εφέδρανα, στην αντίστοιχη ροπή της γέφυρας με μονολιθική σύνδεση των βάρθρων για τους σεισμικούς συνδυασμούς που έγινε η ανάλυση ιστορίας.



Σχήμα 8.81: Ιστόγραμμα της ανηγμένης μέγιστης ροπής του πόδα των βάθρων στη διαμήκη διεύθυνση για τα λικνιζόμενα βάθρα και τα βάθρα με εφέδρανα, στην αντίστοιχη ροπή των μονολιθικών βάθρων, για τους σεισμικούς συνδυασμούς.



Σχήμα 8.82: Ιστόγραμμα της ανηγμένης μέγιστης ροπής του πόδα των βάθρων στην εγκάρσια διεύθυνση για τα λικνιζόμενα βάθρα και τα βάθρα με εφέδρανα, στην αντίστοιχη ροπή των μονολιθικών βάθρων, για τους σεισμικούς συνδυασμούς.

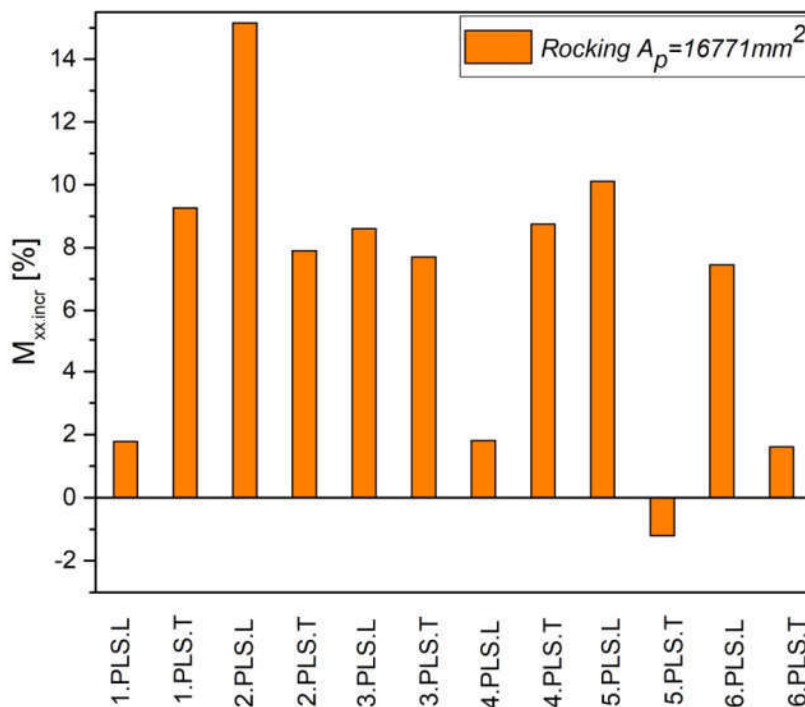
Παρατηρώντας τα διαγράμματα προκύπτει ότι για όλους τους σεισμικούς συνδυασμούς στην περίπτωση των λικνιζόμενων βάθρων η ροπή κατά τη διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση είναι μικρότερη από την αντίστοιχη περίπτωση που τα βάθρα συνδέονται μονολιθικά με τον φορέα του καταστρώματος. Αυτό δικαιολογείται από την παρουσία αρνητικής δυσκαμψίας στα στοιχεία με δυνατότητα λικνισμού. Αντίθετως στη γέφυρα με τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα επί των βάθρων σε 4 από τους 12 σεισμικούς συνδυασμούς η ροπή κατά τη διαμήκη διεύθυνση υπερβαίνει την αντίστοιχη για τα μονολιθικά βάθρα, ενώ για τη ροπή κατά την εγκάρσια διεύθυνση για 10 στους 12 σεισμικούς συνδυασμούς.

Από το Σχήμα 8.81 και 8.82 παρατηρούμε ότι η χρήση λικνιζόμενων βάθρων σημειώνει μείωση των ροπών που διαστασιολογούνται τα πέδιλα θεμελίωσης από 20 έως 40% για τη διαμήκη ροπή και από 5 έως 30% για την εγκάρσια ροπή.

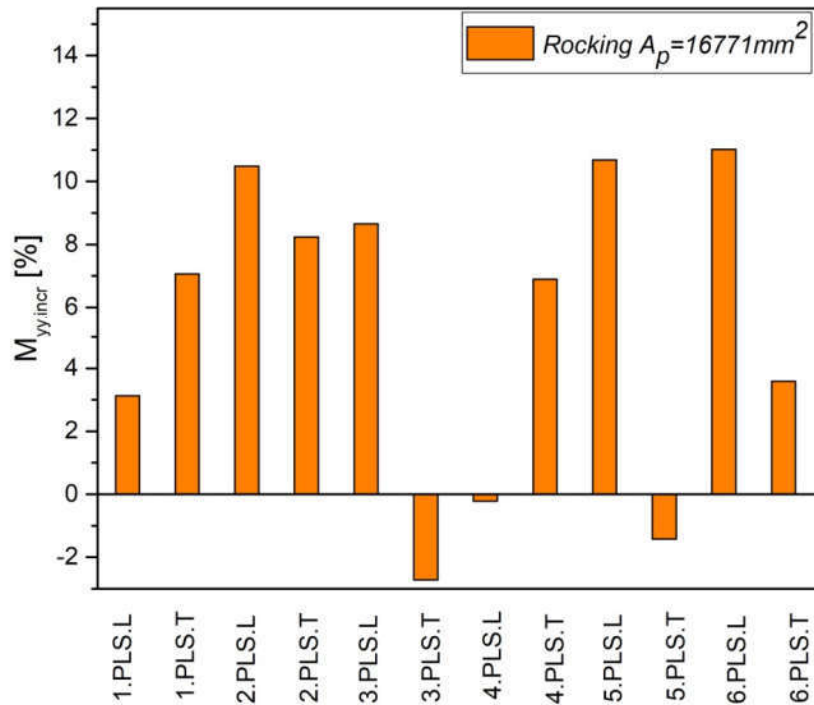
Στο Σχήμα 8.83 και 8.84 παριστάνεται η ποσοστιαία αύξηση της ροπής στη διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση για την περίπτωση που στα λικνιζόμενα βάθρα τοποθετούνται έκκεντροι τένοντες. Το ποσοστό αύξησης της ροπής υπολογίζεται ως η

διαφορά της ροπής στην περίπτωση των λικνιζόμενων βάθρων με τένοντες από την αντίστοιχη ροπή των ελεύθερων λικνιζόμενων βάθρων, προς τη ροπή των ελεύθερων λικνιζόμενων βάθρων.

$$M_{incr.} = \frac{M^{RCK.TENDON} - M^{RCK}}{M^{RCK}} \cdot 100\% \quad (8.5)$$



Σχήμα 8.83: Ιστόγραμμα της ποσοστιαίας αύξησης της ροπής στη διαμήκη διεύθυνση στον πόδα των μεσοβάθρων για τα λικνιζόμενα βάρη με τένοντα ως προς την αντίστοιχη ροπή των ελεύθερων λικνιζόμενων βάθρων, για τους σεισμικούς συνδυασμούς.

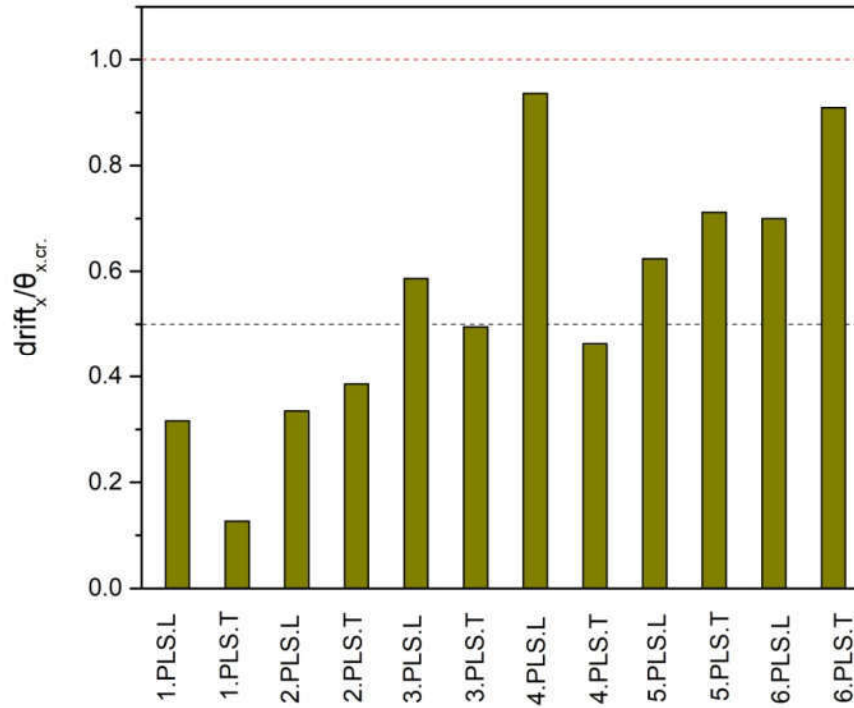


Σχήμα 8.84: Ιστόγραμμα της ποσοστιαίας αύξησης της ροπής στην εγκάρσια διεύθυνση στον πόδα των μεσοβάθρων για τα λικνιζόμενα βάθρα με τένοντα ως προς την αντίστοιχη ροπή των ελεύθερων λικνιζόμενων βάθρων, για τους σεισμικούς συνδυασμούς.

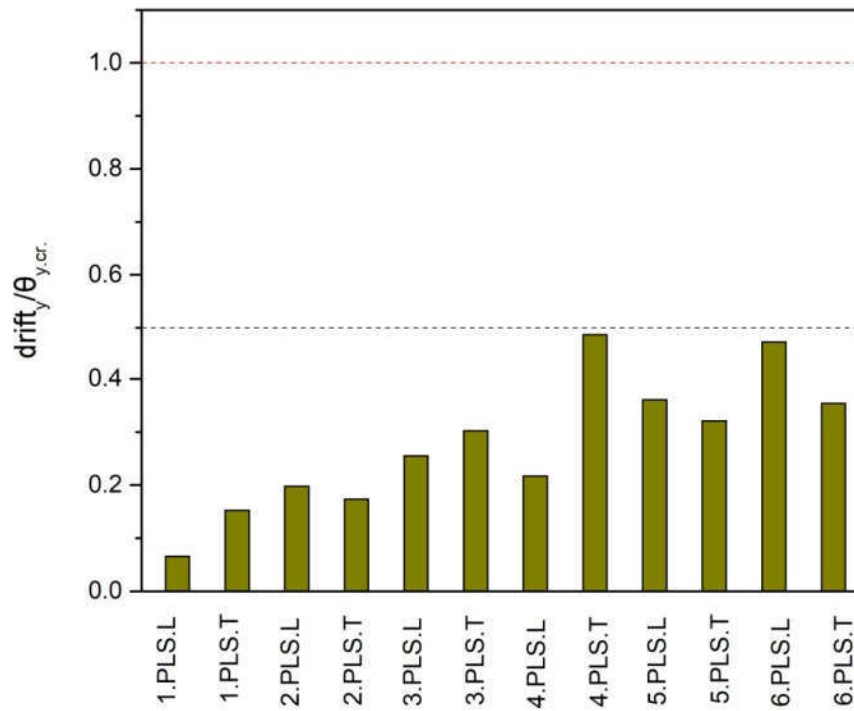
Από τα διαγράμματα παρατηρούμε ότι η τοποθέτηση τενόντων στα λικνιζόμενα βάθρα αυξάνει τις αναπτυσσόμενες ροπές στον πόδα τους και για τη διαμήκη και για την εγκάρσια διεύθυνση. Η αύξηση της ροπής στη βάση των βάθρων οφείλεται στην επιπρόσθετη δυσκαμψία που προσδίδεται στα στοιχεία λόγω των τενόντων. Ενώ για μερικούς σεισμικούς συνδυασμούς παρατηρείται μείωση της ροπής της τάξης 2%.

8.3.9 Σύγκριση drift λικνιζόμενου βάθρου με κρίσιμη γωνία ανατροπής

Στο Σχήμα 8.79 και 8.80 παριστάνεται το μέγιστη αναπτυσσόμενο drift κατά τη διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση της κεφαλής των ελεύθερων λικνιζόμενων βάθρων, ανηγμένη στην κρίσιμη γωνία ανατροπής η οποία ισούται με τη ραδιότητα των βάθρων για τους σεισμικούς συνδυασμούς που έγινε η ανάλυση χρονοϊστορίας.



Σχήμα 8.85: Ιστόγραμμα του ανηγμένου drift των βάθρων στη διαμήκη διεύθυνση ως προς την κρίσιμη γωνία ανατροπής του.

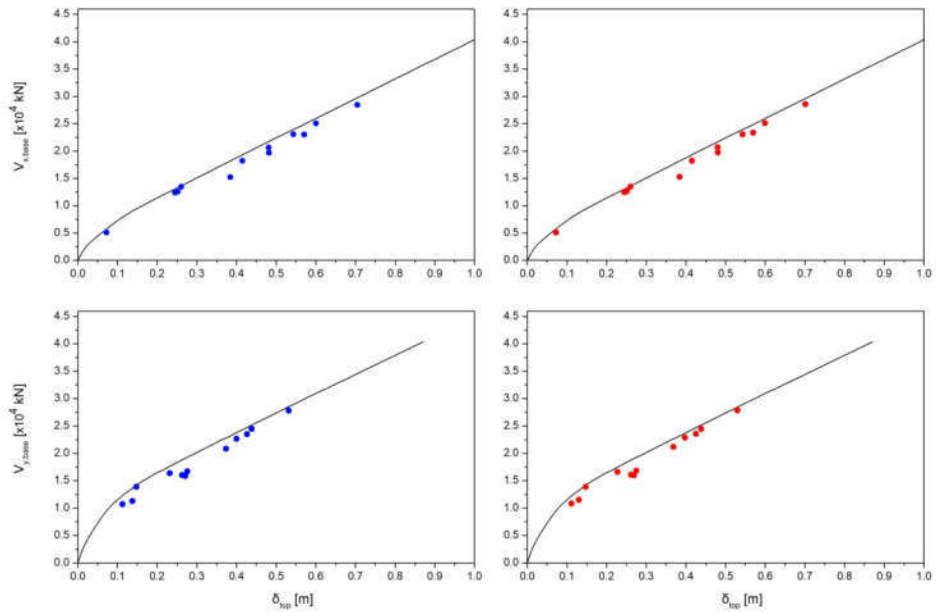


Σχήμα 8.86: Ιστόγραμμα του ανηγμένου drift των βάθρων στην εγκάρσια διεύθυνση ως προς την κρίσιμη γωνία ανατροπής του.

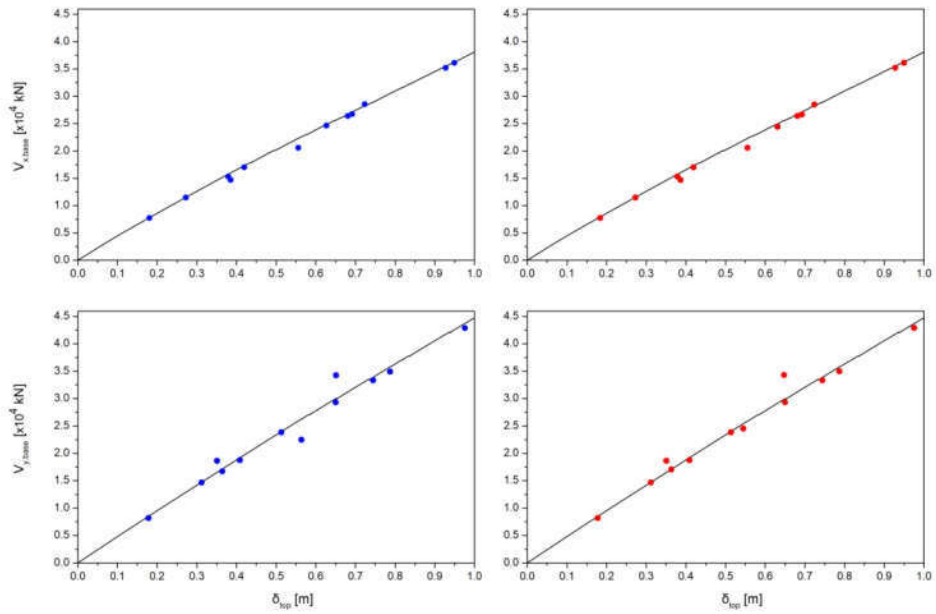
Από τα διαγράμματα παρατηρούμε το μέγιστο drift που αναπτύσσεται στα ελεύθερα λικνιζόμενα βάρθρα τόσο στη διαμήκη όσο και στην εγκάρσια διεύθυνση είναι μικρότερο από την αντίστοιχη γωνία ραδινότητας, που θεωρείται ως κρίσιμη γωνία για την ανατροπή τους. Επίσης από τη συμπεριφορά στην εγκάρσια διεύθυνση παρατηρούμε ότι τα αναπτυσσόμενα drift των βάρθρων είναι μικρότερα από τη μισή γωνία ραδινότητας για όλους τους σεισμικούς συνδυασμούς, ενώ στη διαμήκη διεύθυνση ξεπερνούν την τιμή αυτή. Το γεγονός αυτό οφείλεται ότι παρ' όλο που και στη διαμήκη και στην εγκάρσια διεύθυνση παρατηρήθηκε ότι εμφανίζονται ίδιας τάξης μεγέθους drift, η γωνία ραδινότητας στη διαμήκη διεύθυνση είναι μικρότερη σε σχέση με την εγκάρσια λόγω της μείωσης του πλάτους της διατομής του βάρθρου στη διαμήκη διεύθυνση.

8.3.10 Σημεία μέγιστης σεισμικής απόκρισης

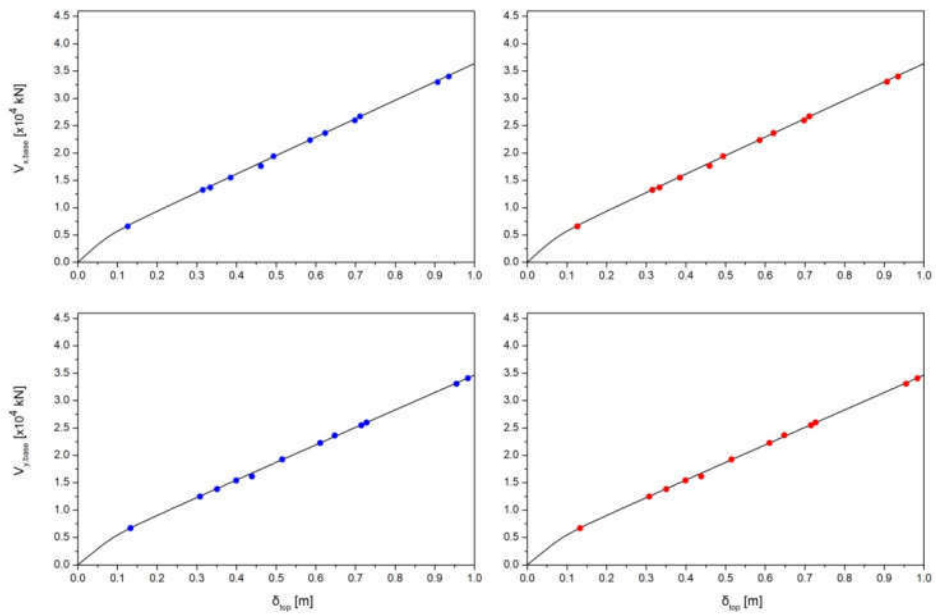
Στο Σχήμα 8.81 έως 8.84 απεικονίζονται τα σημεία μέγιστης σεισμικής απόκρισης που προέκυψαν από τη μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας για το σύνολο των διαφορετικών μοντέλων σύνδεσης των βάρθρων με το κατάστρωμα της γέφυρας, συγκεκριμένα με μπλε χρώμα απεικονίζονται τα σημεία μέγιστης μετακίνησης του κέντρου του φορέα του καταστρώματος, ενώ με κόκκινο χρώμα απεικονίζονται τα σημεία μέγιστης συνισταμένης τέμνουσας βάσης της γέφυρας. Επίσης, στα σχήματα απεικονίζεται η καμπύλη ικανότητας της γέφυρας κατά την διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση, όπως προέκυψε από τη μη γραμμική στατική ανάλυση.



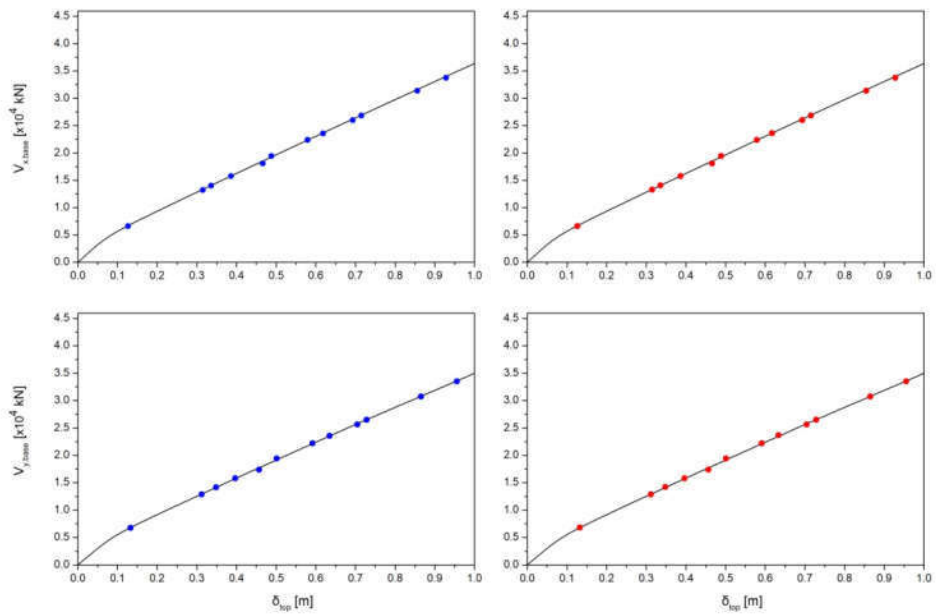
Σχήμα 8.87: Σημεία μέγιστης σεισμικής απόκρισης στην καμπύλη ικανότητας για τη γέφυρα με μονολιθική σύνδεση των βάθρων με το φορέα του καταστρώματος.



Σχήμα 8.88: Σημεία μέγιστης σεισμικής απόκρισης στην καμπύλη ικανότητας για τη γέφυρα με χρήση ελαστομεταλλικών εφεδράνων στα βάθρα.



Σχήμα 8.89: Σημεία μέγιστης σεισμικής απόκρισης στην καμπύλη ικανότητας για τη γέφυρα με δυνατότητα λικνισμού των βάθρων.



Σχήμα 8.90: Σημεία μέγιστης σεισμικής απόκρισης στην καμπύλη ικανότητας για τη γέφυρα με δυνατότητα λικνισμού των βάθρων και τοποθέτηση έκκεντρης προέντασης.

Από τα σχήματα παρατηρούμε ότι τα σημεία μέγιστης σεισμικής απόκρισης είτε ταυτίζονται με την καμπύλη ικανότητας είτε βρίσκονται πολύ κοντά σε αυτήν. Αυτό αποτελεί μια ένδειξη ότι η στατική μη γραμμική ανάλυση μπορεί να δώσει αξιόπιστα αποτελέσματα για τη συμπεριφορά της γέφυρας.

Κεφάλαιο 9

Συμπεράσματα

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα συμπεράσματα που εξαχθηκαν από τα αποτελέσματα της απόκρισης της γέφυρας για τα τέσσερα μοντέλα που μελετήθηκαν στην παρούσα διπλωματική εργασία.

Συμπεράσματα:

- Η απόκριση μετακίνησης του καταστρώματος για τη γέφυρα με τα λικνιζόμενα βάθρα παρουσιάζει ομοιότητες με την απόκριση της γέφυρας με τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα τόσο στη διαμήκη όσο και στην εγκάρσια διεύθυνση.
- Η μέγιστη διαμήκης μετακίνηση του καταστρώματος της γέφυρας με λικνιζόμενα βάθρα δεν διαφέρει από την αντίστοιχη για τη γέφυρα με εφέδρανα. Συγκεκριμένα για 2/12 σεισμικούς συνδυασμούς η διαμήκης μετακίνηση του καταστρώματος της γέφυρας με τα λικνιζόμενα βάθρα είναι μεγαλύτερη κατά 20% από την μετακίνηση για τη γέφυρα με εφέδρανα, ενώ σε 2/12 σεισμικούς συνδυασμούς οι μετακινήσεις είναι περίπου ίσες.
- Η μέγιστη εγκάρσια μετακίνηση του καταστρώματος για τη γέφυρα με τα λικνιζόμενα βάθρα παρουσιάζει σε περισσότερους σεισμικούς συνδυασμούς μέγιστη μετακίνηση από τη γέφυρα με εφέδρανα. Συγκεκριμένα για 4/12 σεισμικούς συνδυασμούς η εγκάρσια μετακίνηση του καταστρώματος με λικνιζόμενα βάθρα είναι μεγαλύτερη κατά 30% από την μετακίνηση για τη γέφυρα με εφέδρανα, ενώ για 3/12 σεισμικούς συνδυασμούς οι μετακινήσεις είναι περίπου ίσες.
- Οι μετακινήσεις της κεφαλής των βάρων που αναπτύσσονται στη διαμήκη και στην εγκάρσια διεύθυνση είναι της ίδιας τάξης μεγέθους.
- Η ενέργεια που περικλείεται στο βρόχο υστέρησης της ροπής των λικνιζόμενων βάρων με το drift είναι πρακτικά μηδενική.
- Η χρήση λικνιζόμενων βάρων στη γέφυρα μειώνει τη ροπή διαστασιολόγησης των πέλδων των βάρων σε σύγκριση με τα μονολιθικά βάθρα έως και 40% και 30% για τη διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση, αντίστοιχα.
- Η έκκεντρη τοποθέτηση του τένοντα στην εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας, επηρεάζει την σεισμική απόκριση της και στη διαμήκη διεύθυνση, αλλά σε μικρότερο βαθμό σε σχέση με την εγκάρσια.
- Η επιρροή του τένοντα στην μετακίνηση του καταστρώματος είναι πολύ μικρή, με τη μέγιστη ποσοστιαία μείωση που επιτυγχάνεται από όλους τους σεισμικούς

συνδυασμούς να είναι 5.70% και 9.44% για την διαμήκη και εγκάρσια μετακίνηση, συγκριτικά με τα ελεύθερα λικνιζόμενα βάρθρα.

- Η τοποθέτηση των τενόντων στα λικνιζόμενα βάρθρα δεν έχει ευεργετική επίδραση στην απόκριση του φορέα του καταστρώματος σε όλους τους σεισμούς, καθώς σε ορισμένους σεισμικούς συνδυασμούς η μέγιστη μετακίνηση αυξάνεται σε σχέση με τα ελεύθερα λικνιζόμενα βάρθρα.
- Οι τένοντες στα λικνιζόμενα βάρθρα αυξάνουν την ροπή στον πόδα τους, με μέγιστη ποσοστιαία αύξηση της ροπής 15% και 11% για τη διαμήκη και εγκάρσια ροπή, αντίστοιχα.
- Από οικονομική σκοπιά η τοποθέτηση τενόντων στα λικνιζόμενα βάρθρα δεν κρίνεται αναγκαία, καθώς προστίθεται το κόστος των τενόντων χωρίς να υπάρχει σημαντική μείωση των μετακινήσεων της γέφυρας.

Βιβλιογραφία

- Agalianos A. , Psychari A. , Vassiliou M. F. , Stojadinovic B, Anastasopoulos I. (2017), *“Comparative assessment of two rocking isolation techniques for a motorway overpass bridge”*, *Frontiers in Built Environment*, 3:47
- Avgenakis E., Psycharis I. N. (2017), *“Modeling of Rocking Elastic Flexible Bodies under Static Loading Considering the Nonlinear Stress Distribution at Their Base”*, *J. Eng. Mech. , ASCE*, 170:51
- Aviram A., Mackie K. R., Stojadinovic B. (2008), *“Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California”*, University of California, PEER Report 2008/03
- Baker J. W. (2007), *“Quantitative Classification of Near-Fault Ground Motion Using Wavelet Analysis”*, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 97:1486-1501
- Beck J. L., Skinner R. I. (1974), *“The seismic response of a reinforced concrete bridge pier designed to step”*, *Earthquake Engineering and Structural Dynamicw*, 2:343-358
- Chopra, Anil K. (2010), *“Δυναμική των κατασκευών”*, 3η Έκδοση. Μετάφραση: Αναγνωστόπουλος Α. Σταύρος, Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας
- Dejong M. J. , Dimitrakopoulos E. G. (2014), *“Dynamically equivalent rocking structures”*, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 43:1543-1563
- Dimitrakopoulos E. G. , Giouvanidis A. I. (2015), *“Seismic response analysis of the planar rocking frames”*, *Journal of Engineering Mechanics , ASCE*, 073:9399
- European Committee for Standardization (CEN). Eurocode 0, *“Basis of structural design”*, EN 1990, Brussels 2001
- European Committee for Standardization (CEN). Eurocode 0, *“Basis of structural design”, Annex A2: Application for bridges*, EN 1990-A2, Brussels 2005
- European Committee for Standardization (CEN). Eurocode 1, *“Actions on structures”*, Part 1-1: *General actions-Densities, self-weight, imposed loads for buildings*, EN 1991-1, Brussels 2001
- European Committee for Standardization (CEN). Eurocode 1, *“Actions on structures”*, Part 1-2: *Traffic loads on bridges*, EN 1991-2, Brussels 2002
- European Committee for Standardization (CEN). Eurocode 2, *“Design of Concrete Structures”*, Part 1-1: *Concrete bridges-General rules and rules for building*, EN 1992-1-1, Brussels 2004

European Committee for Standardization (CEN). Eurocode 2, "*Design of Concrete Structures*", Part 1: *Concrete bridges-Design and detailing rules*, EN 1992-2, Brussels 2004

European Committee for Standardization (CEN). Eurocode 7, "*Geotechnical design*", Part 1: *General rules*, EN 1997-1, Brussels 2003

European Committee for Standardization (CEN). Eurocode 8, "*Design of structures for earthquake resistance*", Part 1: *General rules, seismic actions and rules for buildings*, EN 1998-1, Brussels 2003

European Committee for Standardization (CEN). Eurocode 8, "*Design of structures for earthquake resistance*", Part 2: *Bridges*, EN 1998-2, Brussels 2003

Fardis M. N., Koliaş V., Panagiotakos T., Katsaras C., Psychogios T. (2012), "*Guide for bridge design with emphasis on seismic aspects*", Department of Civil Engineering, University of Patras, Report No. SEE 2012-01

Giouvanidis A. I. , Dimitrakopoulos E. G. (2016), "*The role of the prestressed tendons on the seismic performance of hybrid rocking bridge bents*" , VII European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering

Giouvanidis A. I. , Dimitrakopoulos E. G. (2017), "*Seismic performance of rocking frames with flag-shaped hysteretic behavior*", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 170:08

Housner G. W. (1963), "*The Behavior of Inverted Pendulum Structures During Earthquakes*", Bulletin of the Seismological Society of America, 53:2:403-417

Li Shuang, Xie Li-Li (2007), "*Progress and trend on near-field problems in civil engineering*", Acta Seismologica Sinica, 20:105-114

Makris N. ,Roussos Y. S. (2000), "*Rocking response of rigid blocks under near-source ground motions*", Géotechnique, 50:3:243-262

Makris N., Vassiliou M. F. (2012), "*Planar rocking and stability analysis of an array of free-standing columns capped with a freely supported rigid beam*", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 42:431-449

Makris N., Vassiliou M. F. (2014), "*Dynamics of the rocking frame with vertical restrainers*", Journal of Structural Engineering, ASCE, 10:1061

Marriott D. ,Pampanin S. , Palermo A. (2011), "*Biaxial testing of unbounded post-tensioned rocking bridge piers with external replacable dissipaters*", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 40:1723-1741

- Mavroeidis G.P. , Papageorgiou A.S. (2003), "*A Mathematical Representation of Near-Fault Ground Motions*", Bulletin of Seismological Society of America, 93:1099-1131
- Palermo A., Pampanin S. , Calvi G. M. (2004), "*Use of «controlled rocking» in the seismic design of bridges*", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Canada, 4006
- Pristley, M. J. N., F. Seible, G. M. Calvi (1996), "*Seismic design and retrofit of bridges*", Canada: John Willey & Sons
- Roh H., Reinhom A. M. (2010), "*Modeling seismic response of structures with concrete rocking columns and viscous damper*", Journal of Structural Engineering, ASCE, 32:2096-2107
- Roh H., Reinhom A. M. (2010), "*Nonlinear static analysis of structure with rocking columns*", Journal of Structural Engineering, ASCE, 136:532-542
- Shahi S. K., Baker J. K. (2011), "*An Empirically Calibrated Framework for Including the Effects of Near-Fault Directivity in Probabilistic Seismic Hazard Analysis*", Bulletin of Seismological Society of America, 101:742-755
- Somerville P. G., Smith N. F., Graves R. W. (1997), "*Modification of Empirical Strong Ground Motion Attenuation Relations to Include the Amplitude and Duration Effects of Rupture Directivity*", Seismological Research Letters, 68:1
- Thonstad T. , Mantawy I. M. , Stanton J. F. , Eberhard M. O. , Sanders D. H. (2016), "*Shaking table performance of a new bridge system with pretensioned rocking columns*", Journal of Bridge Engineering, ASCE, 150:079
- Vassiliou M. , Makris N. (2011), "*Analysis of the rocking response of rigid blocks standing free on a seismically isolated base*", Journal of Structural Engineering, ASCE, 41:177-196
- Voyagaki E., Psycharis I. N., Mylonakis G. (2014), "*Complex Response of a Rocking Block to a Full-Cycle Pulse*", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 140:24
- Zhang J., Makris N. (2001), "*Rocking response of a free-standing blocks under cycloidal pulses*", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 127:5:473-483
- Βάγιας, Ι., Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης (2005), "*Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα*", Αθήνα, Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- Φαρδής Μ. (2011), "*Σύνθεση Γεφυρών Σκυροδέματος*", Πανεπιστήμιο Πατρών, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Τομέας Κατασκευών

Φαρδής Μ. (2015). "*Μαθήματα οπλισμένου σκυροδέματος Μέρος Ι*", Πανεπιστήμιο Πατρών, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Τομέας Κατασκευών

Φαρδής Μ. (2015). "*Μαθήματα οπλισμένου σκυροδέματος Μέρος ΙΙΙ*", Πανεπιστήμιο Πατρών, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Τομέας Κατασκευών

Ψυχάρης Ι. (2015), "*Αντισεισμικός Σχεδιασμός Γεφυρών*", Σημειώσεις του μαθήματος Ειδικά Θέματα Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Διατμηματικό Πρόγραμμα Μεταπτυχιακών Σπουδών "Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση Κατασκευών", Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο

Ψυχάρης Ι. (2015), "*Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας*". Σημειώσεις του μαθήματος Αντισεισμική Τεχνολογία 2, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ
Κώδικας στο OpenSees

ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΕΙΣΑΓΩΓΗΣ ΦΟΡΕΑ ΓΕΩΡΓΑΣ ΜΕ ΜΟΝΟΔΙΟΙΚΤΑ ΒΑΘΡΑ

```

1  # Bridge monolithic
2  wipe
3  model BasicBuilder -ndm 3 -ndf 6
4
5  # Define constants
6  set g 9.81
7  set nu 0.2
8  set E 200000
9  set G 100000
10 #Define material concrete C25/30
11 set Ec [expr 31000*1000.0]
12 set Gc [expr 124000*1000.0]
13 #Concrete weight per volume
14 set gamma 25.0
15 uniaxialMaterial Concrete01 1 [expr -38*1000.] -0.0022 [expr -0.2*38*1000.] -0.005207
16 uniaxialMaterial Concrete01 8 [expr -61.43*1000.] -0.008167 [expr -0.2*61.43*1000.]
17 -0.1533
18 #Define material steel B500c
19 set fy [expr 1.15*500*1000.0]
20 set Eo [expr 200*1000.*1000]
21 set fu [expr 1.25*$fy]
22 set epsu [expr $fy/$Eo]
23 set epsb [expr (($fu-$fy)/($epsu-$epsb))/$Eo]
24 uniaxialMaterial Steel01 2 $fy $Eo $b
25 #Define G elastomeric bearings shear modulus (same in piers and in abutments)
26 set Gb 12000.0
27 #Define geometry of bearing in abutment
28 set a_abut 0.50
29 set b_abut 0.60
30 set T_abut 0.10
31 #Define stiffness and material of each bearing in abutment
32 set k_bearabut [expr $Gb*$a_abut*$b_abut/$T_abut]
33 uniaxialMaterial Elastic 3 $k_bearabut
34 uniaxialMaterial Elastic 4 $k_bearabut
35 uniaxialMaterial Elastic 5 [expr 1000*$k_bearabut]
36 uniaxialMaterial Elastic 6 30000.0
37 uniaxialMaterial Elastic 7 62208.0
38
39 #Define geometry of deck section (section on the abutments)
40 set A_deckabut 30.0
41 set Iy_deckabut 10.0
42 set Iz_deckabut 562.5
43 set J_deckabut 36.6874
44 #Define geometry of deck section (section on the pier)
45 set A_deckpier 21.477
46 set Iy_deckpier 7.5871
47 set Iz_deckpier 228.1376
48 set J_deckpier 23.0798
49 #Define geometry of deck section (deck section with holes)
50 set A_deck 13.4861
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69 set Iy_deck 6.2272
70 set Iz_deck 178.5221
71 set J_deck 16.2372
72
73 #Define geometry of piers
74 set b_pier 2.0
75 set h_pier 1.0
76 set A_pier [expr $b_pier*$h_pier]
77 set J_pier (1.0/12.0)/($b_pier*$h_pier*( $b_pier*$b_pier+$h_pier*$h_pier))
78
79 #Create nodes on the deck
80
81 #nodes deck abutments
82 set x 0.0
83 set y 0.0
84
85 for {set labelnode 1} {$labelnode<=6} {incr labelnode 1} {
86 set z [expr 12.0+1.0]
87 node $labelnode $x $y $z
88 set x [expr $x+0.5]
89 }
90
91 #nodes deck
92 set x 2.5
93 for {set labelnode 7} {$labelnode<=50} {incr labelnode 1} {
94 set z [expr 12.0+1.13]
95 node $labelnode $x $y $z
96 set x [expr $x+0.5]
97 }
98
99 #nodes deck pier
100 set x 24.0
101 for {set labelnode 51} {$labelnode<=59} {incr labelnode 1} {
102 set z [expr 12.0+1.08]
103 node $labelnode $x $y $z
104 set x [expr $x+0.5]
105 }
106
107 #nodes deck
108 set x 28.0
109 for {set labelnode 60} {$labelnode<=132} {incr labelnode 1} {
110 set z [expr 12.0+1.13]
111 node $labelnode $x $y $z
112 set x [expr $x+0.5]
113 }
114
115 #nodes deck pier
116 set x 64.0
117 for {set labelnode 133} {$labelnode<=141} {incr labelnode 1} {
118 set z [expr 12.0+1.08]
119 node $labelnode $x $y $z
120 set x [expr $x+0.5]
121 }
122
123 #nodes deck
124 set x 68
125 for {set labelnode 142} {$labelnode<=185} {incr labelnode 1} {
126 set z [expr 12.0+1.13]
127 node $labelnode $x $y $z
128 set x [expr $x+0.5]
129 }
130
131 #nodes deck abutment
132 set x 89.5
133 for {set labelnode 186} {$labelnode<=191} {incr labelnode 1} {
134 set z [expr 12.0+1.0]
135 node $labelnode $x $y $z
136 set x [expr $x+0.5]
137 }

```



```

138 #units Mgr
139
140
141 #Create nodes on the first middle piers M1
142
143 set x 26.0
144 set y 0.0
145 set z 0.0
146
147 for (set labelnode 192) {$labelnode<=204} {incr labelnode 1} {
148   node $labelnode $x $y $z
149   set z [expr $z+1.0]
150 }
151
152 #Create nodes on the second middle piers M2
153
154 set x 66.0
155 set y 0.0
156 set z 0.0
157 for (set labelnode 205) {$labelnode<=217} {incr labelnode 1} {
158   node $labelnode $x $y $z
159   set z [expr $z+1.0]
160 }
161
162 #Create nodes on the abutments for bearings (A1 and A2)
163 #Abutment A1
164 node 218 1.0 -6.0 12.0
165 node 219 1.0 -6.0 12.0
166 node 220 1.0 -6.0 12.0
167 node 221 1.0 -3.0 12.0
168 node 222 1.0 -3.0 12.0
169 node 223 1.0 0.0 12.0
170 node 224 1.0 0.0 12.0
171 node 225 1.0 0.0 12.0
172 node 226 1.0 3.0 12.0
173 node 227 1.0 3.0 12.0
174 node 228 1.0 6.0 12.0
175 node 229 1.0 6.0 12.0
176 node 230 1.0 6.0 12.0
177 node 231 1.0 6.0 12.0
178 node 232 1.0 6.0 12.0
179 node 233 1.0 6.0 12.0
180 #Abutment A2
181 node 234 91.0 -6.0 12.0
182 node 235 91.0 -6.0 12.0
183 node 236 91.0 -6.0 12.0
184 node 237 91.0 -3.0 12.0
185 node 238 91.0 -3.0 12.0
186 node 239 91.0 -3.0 12.0
187 node 240 91.0 0.0 12.0
188 node 241 91.0 0.0 12.0
189 node 242 91.0 0.0 12.0
190 node 243 91.0 3.0 12.0
191 node 244 91.0 3.0 12.0
192 node 245 91.0 3.0 12.0
193 node 246 91.0 6.0 12.0
194 node 247 91.0 6.0 12.0
195 node 248 91.0 6.0 12.0
196 node 249 91.0 6.0 12.0
197
198 #Define mass on deck's nodes
199 # units KN/m
200 set g_other 51.63
201 set g_abut [expr $gamma*$A_deckabut]
202 set g_pier [expr $gamma*$A_deckpier]
203 set g_deck [expr $gamma*$A_deck]
204 set q [expr 0.2*64.7935]
205
206
207 #units Mgr
208 set Mmid_abut [expr ($g_other+$g_abut+$q)*0.5/$g]
209 set Mout_abut [expr ($g_other+$g_abut+$q)*0.25/$g]
210 set Mmid_pier [expr ($g_other+$g_pier+$q)*0.5/$g]
211 set Mout_pier [expr ($g_other+$g_pier+$q)*0.25/$g]
212 set Mmid_deck [expr ($g_other+$g_deck+$q)*0.5/$g]
213 set Mout_deck [expr ($g_other+$g_deck+$q)*0.25/$g]
214
215
216 for (set labelnode 1) {$labelnode<=191} {incr labelnode 1} {
217   if {$labelnode==1} {
218     set mass $Mout_abut
219     } elseif {$labelnode>=2 && $labelnode<=5} {
220     set mass $Mmid_abut
221     } elseif {$labelnode==6} {
222     set mass [expr ($Mout_abut+$Mout_deck)*0.5]
223     } elseif {$labelnode==7} {
224     set mass [expr ($Mout_abut+$Mout_deck)*0.5]
225     } elseif {$labelnode>=8 && $labelnode<=19} {
226     set mass $Mmid_deck
227     } elseif {$labelnode==50} {
228     set mass [expr ($Mout_deck+$Mout_pier)*0.5]
229     } elseif {$labelnode==51} {
230     set mass [expr ($Mout_deck+$Mout_pier)*0.5]
231     } elseif {$labelnode>=52 && $labelnode<=58} {
232     set mass $Mmid_pier
233     } elseif {$labelnode==59} {
234     set mass [expr ($Mout_pier+$Mout_deck)*0.5]
235     } elseif {$labelnode==60} {
236     set mass [expr ($Mout_pier+$Mout_deck)*0.5]
237     } elseif {$labelnode>=61 && $labelnode<=131} {
238     set mass $Mmid_deck
239     } elseif {$labelnode==132} {
240     set mass [expr ($Mout_deck+$Mout_pier)*0.5]
241     } elseif {$labelnode==133} {
242     set mass [expr ($Mout_deck+$Mout_pier)*0.5]
243     } elseif {$labelnode>=134 && $labelnode<=140} {
244     set mass $Mmid_pier
245     } elseif {$labelnode==141} {
246     set mass [expr ($Mout_pier+$Mout_deck)*0.5]
247     } elseif {$labelnode==142} {
248     set mass [expr ($Mout_pier+$Mout_deck)*0.5]
249     } elseif {$labelnode>=143 && $labelnode<=184} {
250     set mass $Mmid_deck
251     } elseif {$labelnode==185} {
252     set mass [expr ($Mout_deck+$Mout_abut)*0.5]
253     } elseif {$labelnode==186} {
254     set mass [expr ($Mout_deck+$Mout_abut)*0.5]
255     } elseif {$labelnode==191} {
256     set mass $Mout_abut
257     } elseif {$labelnode>=187 && $labelnode<=190} {
258     set mass $Mmid_abut
259     }
260   mass $labelnode $mass $mass $mass 0.0 0.0 0.0
261 }
262
263 #Define mass on piers' nodes
264
265 set Mmid [expr $gamma*$A_pier*/$g]
266 set Mout [expr $gamma*$A_pier*0.5/$g]
267
268 for (set labelnode 192) {$labelnode<=217} {incr labelnode 1} {
269   if {$labelnode==192} {
270     set mass $Mout
271     } elseif {$labelnode==204} {
272     set mass $Mout
273     } elseif {$labelnode==205} {
274     set mass $Mout
275     }

```

```

276 } elseif {$labelnode==217} {
277   set mass $Mout
278 } else {
279   set mass $Mmid
280 }
281 mass $labelnode $mass $mass $mass 0.0 0.0 0.0
282 }
283
284 #Define the boundary constraints (full fixed-translation and rotation)
285
286 #piers
287 fix 192 1 1 1 1 1
288 fix 205 1 1 1 1 1
289
290 #abutments
291 fix 223 1 1 1 1 1
292 fix 224 1 1 1 1 1
293 fix 225 1 1 1 1 1
294 fix 226 1 1 1 1 1
295 fix 227 1 1 1 1 1
296 fix 228 1 1 1 1 1
297 fix 233 1 1 1 1 1
298 fix 234 1 1 1 1 1
299 fix 235 1 1 1 1 1
300 fix 236 1 1 1 1 1
301 fix 237 1 1 1 1 1
302
303 #Define geometric transformations for elements
304
305 geomTransf Linear 5 0 0 1
306 geomTransf PDelta 6 -1 0 0
307 geomTransf Linear 7 -1 0 0
308
309 #Create elements of deck
310
311 set nodei 1
312 set nodej [expr $nodei+1]
313
314 for {set label 1} {$labellele<=5} {incr label 1} {
315   element elasticBeamColumn $label $nodei $nodej $A_deck $Ec [expr 0.5*$Gc]
316   set nodei [expr $nodei+1]
317   set nodej [expr $nodei+1]
318 }
319
320 #Create a section fiber for the piers (inelastic behaviour)
321 set As [expr $PI*0.032*0.032/4.0]
322 section Fiber 1 -GJ [expr 0.1*$Gc*$J_pier] {
323   layer straight 2 10 $As -0.9128 0.4128 0.4128 0.9128 -0.4128
324   layer straight 2 10 $As -0.9128 -0.4128 0.9128 -0.4128
325   layer straight 2 8 $As -0.9140 0.3211 -0.9140 -0.3211
326   layer straight 2 8 $As 0.9140 0.3211 0.9140 -0.3211
327   #upper cover
328   patch rect 1 50 10 -1.0 -0.45 1.0 0.5
329   #down cover
330   patch rect 1 50 10 -1.0 -0.5 1.0 -0.45
331   #left cover
332   patch rect 1 10 50 -1.0 -0.45 -0.95 0.45
333 }
334
335 for {set label 6} {$labellele<=48} {incr label 1} {
336   element elasticBeamColumn $label $nodei $nodej $A_deck $Ec [expr 0.5*$Gc]
337   set nodei [expr $nodei+1]
338   set nodej [expr $nodei+1]
339 }
340
341 for {set label 7} {$labellele<=5} {incr label 1} {
342   element elasticBeamColumn $label $nodei $nodej $A_deck $Ec [expr 0.5*$Gc]
343   set nodei [expr $nodei+1]
344   set nodej [expr $nodei+1]
345 }
346
347 for {set label 8} {$labellele<=128} {incr label 1} {
348   element elasticBeamColumn $label $nodei $nodej $A_deck $Ec [expr 0.5*$Gc]
349   set nodei [expr $nodei+1]
350   set nodej [expr $nodei+1]
351 }
352
353 for {set label 9} {$labellele<=136} {incr label 1} {
354   element elasticBeamColumn $label $nodei $nodej $A_deck $Ec [expr 0.5*$Gc]
355   set nodei [expr $nodei+1]
356   set nodej [expr $nodei+1]
357 }
358
359 for {set label 10} {$labellele<=137} {incr label 1} {
360   element elasticBeamColumn $label $nodei $nodej $A_deck $Ec [expr 0.5*$Gc]
361   set nodei [expr $nodei+1]
362   set nodej [expr $nodei+1]
363 }
364
365 for {set label 11} {$labellele<=138} {incr label 1} {
366   element elasticBeamColumn $label $nodei $nodej $A_deck $Ec [expr 0.5*$Gc]
367   set nodei [expr $nodei+1]
368   set nodej [expr $nodei+1]
369 }
370
371 for {set label 12} {$labellele<=139} {incr label 1} {
372   element elasticBeamColumn $label $nodei $nodej $A_deck $Ec [expr 0.5*$Gc]
373   set nodei [expr $nodei+1]
374   set nodej [expr $nodei+1]
375 }
376
377 for {set label 13} {$labellele<=140} {incr label 1} {
378   element elasticBeamColumn $label $nodei $nodej $A_deck $Ec [expr 0.5*$Gc]
379   set nodei [expr $nodei+1]
380   set nodej [expr $nodei+1]
381 }
382
383 for {set label 14} {$labellele<=141} {incr label 1} {
384   element elasticBeamColumn $label $nodei $nodej $A_deck $Ec [expr 0.5*$Gc]
385   set nodei [expr $nodei+1]
386   set nodej [expr $nodei+1]
387 }
388
389 for {set label 15} {$labellele<=142} {incr label 1} {
390   element elasticBeamColumn $label $nodei $nodej $A_deck $Ec [expr 0.5*$Gc]
391   set nodei [expr $nodei+1]
392   set nodej [expr $nodei+1]
393 }
394
395 for {set label 16} {$labellele<=143} {incr label 1} {
396   element elasticBeamColumn $label $nodei $nodej $A_deck $Ec [expr 0.5*$Gc]
397   set nodei [expr $nodei+1]
398   set nodej [expr $nodei+1]
399 }
400
401 for {set label 17} {$labellele<=144} {incr label 1} {
402   element elasticBeamColumn $label $nodei $nodej $A_deck $Ec [expr 0.5*$Gc]
403   set nodei [expr $nodei+1]
404   set nodej [expr $nodei+1]
405 }
406

```

```

407 element elasticBeamColumn 233 204 55 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
408 #Create rigid elements for connection of deck's parts (M2)
409 patch rect 1 10 50 0.95 -0.45 1.0 0.45
410
411 patch rect 8 50 50 -0.95 -0.45 0.95 0.45
412
413 }
414
415 #Create elements of middle pier M1
416
417 set nodej [expr $nodei+1]
418 set nodej [expr $nodej+1]
419
420 for {set labelele 185} {$labelele<=196} {incr labelele 1} {
421 element forceBeamColumn $labelele $nodei $nodej 5 1 6 -iter 1000 2
422 set nodei [expr $nodei+1]
423 set nodej [expr $nodej+1]
424 }
425
426 #Create elements of middle pier M2
427
428 set nodei [expr $nodei+1]
429 set nodej [expr $nodej+1]
430
431 for {set labelele 197} {$labelele<=208} {incr labelele 1} {
432 element forceBeamColumn $labelele $nodei $nodej 5 1 6 -iter 1000 2
433 set nodei [expr $nodei+1]
434 set nodej [expr $nodej+1]
435 }
436
437 #Create rigid elements for connection of deck's parts
438
439 #self weight in deck_abutments
440 eleLoad -ele 1 2 3 4 5 180 181 182 183 184 -type -beamUniform 0 [expr -$g_abut-$g_
441 $g_other] 0
442 #self weight in deck_piers
443 eleLoad -ele 49 50 51 52 53 54 55 56 129 130 131 132 133 134 135 136 -type
444 -beamUniform 0 [expr -$g_pier-$g_other] 0
445
446 for {set labelele 6} {$labelele<=16} {incr labelele 1} {
447 eleLoad -ele $labelele -type -beamUniform 0 [expr -$g_deck-$g_other] 0
448 }
449
450 for {set labelele 57} {$labelele<=128} {incr labelele 1} {
451 eleLoad -ele $labelele -type -beamUniform 0 [expr -$g_deck-$g_other] 0
452 }
453
454 for {set labelele 137} {$labelele<=179} {incr labelele 1} {
455 eleLoad -ele $labelele -type -beamUniform 0 [expr -$g_deck-$g_other] 0
456 }
457
458 #set Nmid [expr $gamma*$A_pier*1]
459 set Nout [expr $gamma*$A_pier*0.5]
460
461 #Create rigid elements for connection of deck's parts (A2)
462
463 for {set labelele 192} {$labelele<=217} {incr labelele 1} {
464 if {$labelele==192} {
465 set axial $Nout
466 } elseif {$labelele==204} {
467 set axial $Nout
468 } elseif {$labelele==205} {
469 set axial $Nout
470 } elseif {$labelele==217} {
471 set axial $Nmid
472 } else {
473 set axial $Nmid
474 }
475

```

```

541         }
542     }
543     }
544     }
545     }
546     }
547     }
548     }
549     }
550     }
551     }
552     }
553     }
554     }
555     }
556     }
557     }
558     }
559     }
560     }
561     }
562     }
563     }
564     }
565     }
566     }
567     }
568     }
569     }
570     }
571     }
572     }
573     }
574     }
575     }
576     }
577     }
578     }
579     }
580     }
581     }
582     }
583     }
584     }
585     }
586     }
587     }
588     }
589     }
590     }
591     }
592     }
593     }
594     }
595     }

596 set numModes 6
597 for (set k 1) { $k<=$numModes } {incr k} {
598     recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Monolithic/mode%ix_m.txt" $k] -nodeRange
599     1 217 -dof 1 "eigen $k"
600     recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Monolithic/mode%iiz_m.txt" $k] -nodeRange
601     1 217 -dof 2 "eigen $k"
602     recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Monolithic/mode%iiz_m.txt" $k] -nodeRange
603     1 217 -dof 3 "eigen $k"
604     recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Monolithic/mode%iithz_m.txt" $k]
605     -nodeRange 1 217 -dof 6 "eigen $k"
606 }
607
608 set lamda [eigen $numModes]
609
610 set omega {}
611 set f {}
612 set T {}
613 foreach lam $lamda {
614     lappend omega [expr sqrt($lam)]
615     lappend f [expr sqrt($lam)/(2*$PI)]
616     lappend T [expr (2*$PI)/sqrt($lam)]
617 }
618
619 set period "EigenAnalysis/Monolithic/Periods_m.txt"
620 set Periods [open $period "w"]
621 foreach t $T {
622     puts $Periods "$t"
623 }
624 close $Periods
625 record
626 puts "End of eigen analysis"
627
628 loadConst -time 0.0
629
630
631
632
633
634
635
636
637
638
639
640
641
642
643
644
645
646
647
648
649
650
651
652
653
654
655
656
657
658
659
660
661
662
663
664
665
666
667
668
669
670
671
672
673
674
675
676
677
678
679
680
681
682
683
684
685
686
687
688
689
690
691
692
693
694
695
696
697
698
699
700
701
702
703
704
705
706
707
708
709
710
711
712
713
714
715
716
717
718
719
720
721
722
723
724
725
726
727
728
729
730
731
732
733
734
735
736
737
738
739
740
741
742
743
744
745
746
747
748
749
750
751
752
753
754
755
756
757
758
759
760
761
762
763
764
765
766
767
768
769
770
771
772
773
774
775
776
777
778
779
780
781
782
783
784
785
786
787
788
789
790
791
792
793
794
795
796
797
798
799
800
801
802
803
804
805
806
807
808
809
810
811
812
813
814
815
816
817
818
819
820
821
822
823
824
825
826
827
828
829
830
831
832
833
834
835
836
837
838
839
840
841
842
843
844
845
846
847
848
849
850
851
852
853
854
855
856
857
858
859
860
861
862
863
864
865
866
867
868
869
870
871
872
873
874
875
876
877
878
879
880
881
882
883
884
885
886
887
888
889
890
891
892
893
894
895
896
897
898
899
900
901
902
903
904
905
906
907
908
909
910
911
912
913
914
915
916
917
918
919
920
921
922
923
924
925
926
927
928
929
930
931
932
933
934
935
936
937
938
939
940
941
942
943
944
945
946
947
948
949
950
951
952
953
954
955
956
957
958
959
960
961
962
963
964
965
966
967
968
969
970
971
972
973
974
975
976
977
978
979
980
981
982
983
984
985
986
987
988
989
990
991
992
993
994
995
996
997
998
999
1000

```

ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΕΙΣΑΓΩΓΗΣ ΦΟΡΕΑ ΓΕΩΡΓΑΣ ΜΕ ΕΛΑΣΤΟΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΕΦΕΔΡΑΝΑ

```

1
2
3
4 # Bridge isolated-time History
5 #13/01/2018
6 # Bridge isolated
7
8 wipe
9 model BasicBuilder -ndm 3 -ndf 6
10
11 puts "UNITS:"
12 puts "FORCE: kN"
13 puts "LENGTH: m"
14 puts "TIME: sec"
15 puts "STRESS: kPa"
16
17 #Define constants
18 set g 9.81
19 set PI [expr *asin(1.0)]
20
21 #Define material concrete C25/30
22 set EC [expr 31000*1000.0]
23 set GC [expr 12400*1000.0]
24
25 #Concrete weight per volume
26 set gamma 25.0
27 uniaxialMaterial Concrete01 1 [expr -38*1000.] -0.0022 [expr -0.2*38*1000.] -0.005207
28 uniaxialMaterial Concrete01 13 [expr -61.43*1000.] -0.008167 [expr -0.2*61.43*1000.]
29 -0.1533
30
31 #Define material steel B500c
32 set fy [expr 1.15*500*1000.0]
33 set Eo [expr 200*1000.*1000.]
34 set fu [expr 1.25*fy]
35 set epsy [expr $fy/$Eo]
36 set epsu 0.075
37 set b [expr (($fu-$fy)/($epsu-$epsey))/$Eo]
38
39 uniaxialMaterial Steel01 2 $fy $Eo $b
40
41
42 #Define G elastomeric bearings shear modulus (same in piers and in abutments)
43 set G 1200.0
44
45 #Define geometry of bearing in abutment
46 set a_abut 0.50
47 set b_abut 0.60
48 set T_abut 0.10
49
50 #Define stiffness and material of each bearing in abutment
51 set k_bearabut [expr $G*$a_abut*$b_abut/$T_abut]
52 uniaxialMaterial Elastic 3 3458696.132
53 uniaxialMaterial Elastic 4 $k_bearabut
54 uniaxialMaterial Elastic 5 [expr 1000*$k_bearabut]
55 uniaxialMaterial Elastic 6 30000.0
56 uniaxialMaterial Elastic 7 62208.0
57
58 #Define geometry of bearing in pier
59 set a_pier 0.60
60 set b_pier 0.80
61 set T_pier 0.15
62
63 #Define stiffness of each bearings in pier
64 set k_bearpier [expr $G*$a_pier*$b_pier/$T_pier]
65 uniaxialMaterial Elastic 8 2625319.249
66 uniaxialMaterial Elastic 9 $k_bearpier
67
68
69 uniaxialMaterial Elastic 10 [expr 1000*$k_bearpier]
70 uniaxialMaterial Elastic 11 29491.2
71 uniaxialMaterial Elastic 12 93206.75556
72
73
74 #Define geometry of deck section (section on the abutments)
75 set A_deckabut 30.0
76 set IY_deckabut 10.0
77 set IZ_deckabut 562.5
78 set J_deckabut 36.6874
79
80 #Define geometry of deck section (section on the pier)
81 set A_deckpier 21.477
82 set IY_deckpier 7.5871
83 set IZ_deckpier 228.1376
84 set J_deckpier 23.0798
85
86 #Define geometry of deck section (deck section with holes)
87 set A_deck 13.4861
88 set IY_deck 6.2272
89 set IZ_deck 178.5221
90 set J_deck 16.2372
91
92 #Define geometry of piers
93 set b_pier 2.0
94 set h_pier 1.0
95 set A_pier [expr $b_pier*$h_pier]
96 set J_pier [expr (1.0/12.0)/($b_pier*$h_pier)*($b_pier*$b_pier*$h_pier*$h_pier)]
97
98
99 #Create nodes on the deck
100
101 #nodes deck abutments
102 set x 0.0
103 set y 0.0
104
105 for {set labelnode 1} {$labelnode<=6} {incr labelnode 1} {
106 set z [expr 12.0+1.0]
107 node $labelnode $x $y $z
108 set x [expr $x+0.5]
109 }
110
111 #nodes deck
112 set x 2.5
113 for {set labelnode 7} {$labelnode<=50} {incr labelnode 1} {
114 set z [expr 12.0+1.13]
115 node $labelnode $x $y $z
116 set x [expr $x+0.5]
117 }
118
119 #nodes deck pier
120 set x 24.0
121 for {set labelnode 51} {$labelnode<=59} {incr labelnode 1} {
122 set z [expr 12.0+1.08]
123 node $labelnode $x $y $z
124 set x [expr $x+0.5]
125 }
126
127 #nodes deck
128 set x 28.0
129 for {set labelnode 60} {$labelnode<=132} {incr labelnode 1} {
130 set z [expr 12.0+1.13]
131 node $labelnode $x $y $z
132 set x [expr $x+0.5]
133 }
134
135 #nodes deck pier
136 set x 64.0
137 for {set labelnode 133} {$labelnode<=141} {incr labelnode 1} {

```

```

138 set z [expr 12.0+1.08]
139 node $labelnode $x $y $z
140 set x [expr $x+0.5]
141 }
142 #nodes deck
143 set x 68
144 for {set labelnode 147} {$labelnode<=185} {incr labelnode 1} {
145 set z [expr 12.0+1.13]
146 node $labelnode $x $y $z
147 set x [expr $x+0.5]
148 }
149 #nodes deck abutment
150 set x 89.5
151 for {set labelnode 186} {$labelnode<=191} {incr labelnode 1} {
152 set z [expr 12.0+1.0]
153 node $labelnode $x $y $z
154 set x [expr $x+0.5]
155 }
156 #Create nodes on the first middle piers M1
157 set x 26.0
158 set y 0.0
159 set z 0.0
160 for {set labelnode 192} {$labelnode<=204} {incr labelnode 1} {
161 node $labelnode $x $y $z
162 set z [expr $z+1.0]
163 }
164 #Create nodes on the second middle piers M2
165 set x 66.0
166 set y 0.0
167 set z 0.0
168 for {set labelnode 205} {$labelnode<=217} {incr labelnode 1} {
169 node $labelnode $x $y $z
170 set z [expr $z+1.0]
171 }
172 #Create nodes on the abutments for bearings (A1 and A2)
173 #A1
174 node 218 1.0 -6.0 12.0
175 node 223 1.0 -6.0 12.0
176 node 219 1.0 -3.0 12.0
177 node 224 1.0 -3.0 12.0
178 node 220 1.0 0.0 12.0
179 node 225 1.0 0.0 12.0
180 node 221 1.0 3.0 12.0
181 node 226 1.0 3.0 12.0
182 node 222 1.0 6.0 12.0
183 node 227 1.0 6.0 12.0
184 #A2
185 node 228 91.0 -6.0 12.0
186 node 233 91.0 -6.0 12.0
187 node 229 91.0 -3.0 12.0
188 node 234 91.0 -3.0 12.0
189 node 230 91.0 0.0 12.0

```

```

207 node 235 91.0 0.0 12.0
208 node 231 91.0 3.0 12.0
209 node 236 91.0 3.0 12.0
210 node 232 91.0 6.0 12.0
211 node 237 91.0 6.0 12.0
212 #Create nodes on the piers for bearings (M1 and M2) !!! για το μοντέλο που έχω
213 μονολιθική σύνδεση αυτή η ενότητα παραλείπεται
214 #M1
215 node 238 26.0 -0.45 12.0
216 node 240 26.0 -0.45 12.0
217 node 239 26.0 0.45 12.0
218 node 241 26.0 0.45 12.0
219 node 242 26.0 0.0 12.0
220 #M2
221 node 242 66.0 -0.45 12.0
222 node 244 66.0 -0.45 12.0
223 node 243 66.0 0.45 12.0
224 node 245 66.0 0.45 12.0
225 node 247 66.0 0.0 12.0
226 #Define mass on deck's nodes
227 # units KN/m
228 set g_other 51.63
229 set g_abut [expr $gama*$A deckabut]
230 set g_pier [expr $gama*$A deckpier]
231 set g_deck [expr $gama*$A deck]
232 set g [expr 0.2*64.7935]
233 #units Mgr
234 set Mmid_abut [expr ($g_other*$g_abut*$g)*0.5/$g]
235 set Mmid_abut [expr ($g_other*$g_abut*$g)*0.2/$g]
236 set Mmid_pier [expr ($g_other*$g_pier*$g)*0.5/$g]
237 set Mmid_pier [expr ($g_other*$g_pier*$g)*0.2/$g]
238 set Mmid_deck [expr ($g_other*$g_deck*$g)*0.5/$g]
239 set Mmid_deck [expr ($g_other*$g_deck*$g)*0.2/$g]
240 for {set labelnode 1} {$labelnode<=191} {incr labelnode 1} {
241 if {$labelnode==1} {
242 set mass $Mout_abut
243 } elseif {$labelnode>=2 && $labelnode<=5} {
244 set mass $Mmid_abut
245 } elseif {$labelnode==6} {
246 set mass [expr ($Mout_abut+$Mout_deck)*0.5]
247 } elseif {$labelnode==7} {
248 set mass [expr ($Mout_abut+$Mout_deck)*0.5]
249 } elseif {$labelnode>=8 && $labelnode<=49} {
250 set mass $Mmid_deck
251 } elseif {$labelnode==50} {
252 set mass [expr ($Mout_deck+$Mout_pier)*0.5]
253 } elseif {$labelnode==51} {
254 set mass [expr ($Mout_deck+$Mout_pier)*0.5]
255 } elseif {$labelnode>=52 && $labelnode<=58} {
256 set mass $Mmid_pier
257 } elseif {$labelnode==59} {
258 set mass [expr ($Mout_pier+$Mout_deck)*0.5]
259 } elseif {$labelnode==60} {
260 set mass [expr ($Mout_pier+$Mout_deck)*0.5]
261 } elseif {$labelnode>=61 && $labelnode<=131} {
262 set mass $Mmid_deck
263 } elseif {$labelnode==132} {
264 set mass [expr ($Mout_deck+$Mout_pier)*0.5]
265 } elseif {$labelnode==133} {
266 set mass [expr ($Mout_pier+$Mout_deck)*0.5]
267 }
268 }

```

```

275 set mass $Mmid deck
276 } elseif {$labelnode==132} {
277 set mass [expr {$Mout_deck+$Mout_pier}*0.5]
278 } elseif {$labelnode==133} {
279 set mass [expr {$Mout_deck+$Mout_pier}*0.5]
280 } elseif {$labelnode>=134 && $labelnode<=140} {
281 set mass $Mmid pier
282 } elseif {$labelnode==141} {
283 set mass [expr {$Mout_pier+$Mout_deck}*0.5]
284 } elseif {$labelnode==142} {
285 set mass [expr {$Mout_pier+$Mout_deck}*0.5]
286 } elseif {$labelnode>=143 && $labelnode<=184} {
287 set mass $Mmid deck
288 } elseif {$labelnode==185} {
289 set mass [expr {$Mout_deck+$Mout_abut}*0.5]
290 } elseif {$labelnode==186} {
291 set mass [expr {$Mout_deck+$Mout_abut}*0.5]
292 } elseif {$labelnode==191} {
293 set mass $Mout_abut
294 } elseif {$labelnode>=187 && $labelnode<=190} {
295 set mass $Mmid_abut
296 }
297 mass $labelnode $mass $mass $mass 0.0 0.0 0.0
298 }
299
300
301
302 #Define mass on piers' nodes
303
304 set Mmid [expr $gamma*$A_pier**/$g]
305 set Mout [expr $gamma*$A_pier**0.5/$g]
306
307
308
309
310 for {set labelnode 192} {$labelnode<=217} {incr labelnode 1} {
311 if {$labelnode==192} {
312 set mass $Mout
313 } elseif {$labelnode==204} {
314 set mass $Mout
315 } elseif {$labelnode==205} {
316 set mass $Mout
317 } elseif {$labelnode==217} {
318 set mass $Mout
319 } else {
320 }
321 mass $labelnode $mass $mass $mass 0.0 0.0 0.0
322 }
323
324
325 #Define the boundary constraints (full fixed-translation and rotation)
326
327 #piers
328 fix 192 1 1 1 1 1
329 fix 205 1 1 1 1 1
330
331 #abutments
332 fix 223 1 1 1 1 1
333 fix 224 1 1 1 1 1
334 fix 225 1 1 1 1 1
335 fix 226 1 1 1 1 1
336 fix 227 1 1 1 1 1
337 fix 233 1 1 1 1 1
338 fix 234 1 1 1 1 1
339 fix 235 1 1 1 1 1
340 fix 236 1 1 1 1 1
341 fix 237 1 1 1 1 1
342
343
344 #Define geometric transformations for elements
345
346 geomTransf Linear 5 0 0 1
347 geomTransf PDelta 6 -1 0 0
348 geomTransf Linear 7 -1 0 0
349
350
351 #Create elements of deck
352
353 set node1 1
354 set nodej [expr $node1+1]
355
356 for {set labelnode 1} {$labelnode<=5} {incr labelnode 1} {
357 element elasticBeamColumn $labelnode $node1 $nodej $A_deckabut $Ec [expr 0.5*$Gc]
358 $J_deckabut $IY_deckabut $Iz_deckabut 5
359 set nodei [expr $node1+1]
360 set nodej [expr $nodei+1]
361 }
362
363 set node1 7
364 set nodej [expr $node1+1]
365
366
367 for {set labelnode 6} {$labelnode<=48} {incr labelnode 1} {
368 element elasticBeamColumn $labelnode $node1 $nodej $A_deck $Ec [expr 0.3*$Gc] $J_deck
369 $IY_deck $Iz_deck 5
370 set nodei [expr $node1+1]
371 set nodej [expr $nodei+1]
372 }
373
374 set node1 51
375 set nodej [expr $node1+1]
376
377 for {set labelnode 49} {$labelnode<=56} {incr labelnode 1} {
378 element elasticBeamColumn $labelnode $node1 $nodej $A_deckpier $Ec [expr 0.5*$Gc]
379 $J_deckpier $IY_deckpier $Iz_deckpier 5
380 set nodei [expr $node1+1]
381 set nodej [expr $nodei+1]
382 }
383
384 set node1 60
385 set nodej [expr $node1+1]
386
387
388 for {set labelnode 57} {$labelnode<=128} {incr labelnode 1} {
389 element elasticBeamColumn $labelnode $node1 $nodej $A_deck $Ec [expr 0.5*$Gc] $J_deck
390 $IY_deck $Iz_deck 5
391 set nodei [expr $node1+1]
392 set nodej [expr $nodei+1]
393 }
394
395 set node1 133
396 set nodej [expr $node1+1]
397
398
399 for {set labelnode 129} {$labelnode<=136} {incr labelnode 1} {
400 element elasticBeamColumn $labelnode $node1 $nodej $A_deckpier $Ec [expr 0.5*$Gc]
401 $J_deckpier $IY_deckpier $Iz_deckpier 5
402 set nodei [expr $node1+1]
403 set nodej [expr $nodei+1]
404 }
405
406
407

```

```

408 }
409
410
411
412
413
414
415
416
417
418
419
420
421
422
423
424
425
426
427
428
429
430
431
432
433
434
435
436
437
438
439
440
441
442
443
444
445
446
447
448
449
450
451
452
453
454
455
456
457
458
459
460
461
462
463
464
465
466
467
468
469
470
471
472
473
474
}

set node1 142
set nodej [expr $nodei+1]

for {set labelele 137} {$labelele<=179} {incr labelele 1} {
  element elasticBeamColumn $labelele $nodej $A_deck $Ec [expr 0.5*$Gc] $J_deck
  $Iy_deck $Iz_deck 5
  set nodei [expr $nodei+1]
  set nodej [expr $nodei+1]
}

set node1 186
set nodej [expr $nodei+1]

for {set labelele 180} {$labelele<=184} {incr labelele 1} {
  element elasticBeamColumn $labelele $nodej $A_deckabut $Ec [expr 0.5*$Gc]
  $J_deckabut $Iy_deckabut $Iz_deckabut 5
  set nodei [expr $nodei+1]
  set nodej [expr $nodei+1]
}

#Create a section fiber for the piers (inelastic behaviour)
set As [expr $PI*0.032*0.1032/4.0]

section Fiber 1 -GJ [expr 0.1*$Gc*$J_pier] {
  layer straight 2 10 $As -0.9128 0.4128 0.9128 0.4128
  layer straight 2 10 $As -0.9128 -0.4128 0.9128 -0.4128
  layer straight 2 8 $As -0.9140 0.3211 -0.9140 -0.3211
  layer straight 2 8 $As 0.9140 0.3211 0.9140 -0.3211
  #upper cover
  patch rect 1 50 10 -1.0 -0.45 1.0 0.5
  #down cover
  patch rect 1 50 10 -1.0 -0.5 1.0 -0.45
  #left cover
  patch rect 1 10 50 -1.0 -0.45 -0.95 0.45
  #right cover
  patch rect 1 10 50 0.95 -0.45 1.0 0.45
  patch rect 8 50 50 -0.95 -0.45 0.95 0.45
}

#Create elements for connection of middle pier M1
set node1 192
set nodej [expr $nodei+1]

for {set labelele 185} {$labelele<=196} {incr labelele 1} {
  element forceBeamColumn $labelele $nodej 5 1 6 -lter 1000 2
  set nodei [expr $nodei+1]
  set nodej [expr $nodei+1]
}

#Create elements for connection of deck's parts
set node1 205
set nodej [expr $nodei+1]

for {set labelele 197} {$labelele<=208} {incr labelele 1} {
  element forceBeamColumn $labelele $nodej 5 1 6 -lter 1000 2
  set nodei [expr $nodei+1]
  set nodej [expr $nodei+1]
}

#Create rijid elements for connection of deck's parts
element elasticBeamColumn 209 6 7 1.0 [expr 1000.*$Gc] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
element elasticBeamColumn 210 51 50 1.0 [expr 1000.*$Gc] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
element elasticBeamColumn 211 59 60 1.0 [expr 1000.*$Gc] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
element elasticBeamColumn 212 133 132 1.0 [expr 1000.*$Gc] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
element elasticBeamColumn 213 141 142 1.0 [expr 1000.*$Gc] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
element elasticBeamColumn 214 186 185 1.0 [expr 1000.*$Gc] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6

#Create rijid elements for connection of deck's parts (A1)
element elasticBeamColumn 215 218 3 1.0 [expr 1000.*$Gc] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
element elasticBeamColumn 216 219 3 1.0 [expr 1000.*$Gc] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
element elasticBeamColumn 217 220 3 1.0 [expr 1000.*$Gc] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
element elasticBeamColumn 218 221 3 1.0 [expr 1000.*$Gc] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
element elasticBeamColumn 219 222 3 1.0 [expr 1000.*$Gc] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
element elasticBeamColumn 220 218 219 1.0 [expr 1000.*$Gc] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
element elasticBeamColumn 221 219 220 1.0 [expr 1000.*$Gc] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
element elasticBeamColumn 222 220 221 1.0 [expr 1000.*$Gc] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
element elasticBeamColumn 223 221 222 1.0 [expr 1000.*$Gc] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6

#Create rijid elements for connection of deck's parts (A2)
element elasticBeamColumn 224 228 189 1.0 [expr 1000.*$Gc] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
element elasticBeamColumn 225 229 189 1.0 [expr 1000.*$Gc] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
element elasticBeamColumn 226 230 189 1.0 [expr 1000.*$Gc] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
element elasticBeamColumn 227 231 189 1.0 [expr 1000.*$Gc] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
element elasticBeamColumn 228 232 189 1.0 [expr 1000.*$Gc] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
element elasticBeamColumn 229 228 229 1.0 [expr 1000.*$Gc] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
element elasticBeamColumn 230 229 230 1.0 [expr 1000.*$Gc] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
element elasticBeamColumn 231 230 231 1.0 [expr 1000.*$Gc] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
element elasticBeamColumn 232 231 232 1.0 [expr 1000.*$Gc] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6

#Create rijid elements for connection of deck's parts (M1)
element elasticBeamColumn 233 246 55 1.0 [expr 1000.*$Gc] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
element elasticBeamColumn 234 238 246 1.0 [expr 1000.*$Gc] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
element elasticBeamColumn 235 246 239 1.0 [expr 1000.*$Gc] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
element elasticBeamColumn 236 240 204 1.0 [expr 1000.*$Gc] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
element elasticBeamColumn 237 204 241 1.0 [expr 1000.*$Gc] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6

#Create rijid elements for connection of deck's parts (M2)
element elasticBeamColumn 238 247 137 1.0 [expr 1000.*$Gc] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
element elasticBeamColumn 239 242 247 1.0 [expr 1000.*$Gc] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
element elasticBeamColumn 240 247 243 1.0 [expr 1000.*$Gc] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
element elasticBeamColumn 241 244 217 1.0 [expr 1000.*$Gc] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
element elasticBeamColumn 242 217 245 1.0 [expr 1000.*$Gc] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6

#Create links of bearings in abutments
set node1 223
set nodej 218

for {set labelele 243} {$labelele<=247} {incr labelele 1} {
  element zeroLength $labelele $nodei $nodej -mat 3 4 4 5 6 7 -dir 1 2 3 4 5 6 -orient
  0 0 1 0 1 0
}

```



```

543 set nodei [expr $nodei+1]
544 set nodej [expr $nodej+1]
545 }
546
547 set nodei 233
548 set nodej 228
549
550 for (set labelele 248) {$labelele<=252} {incr labelele 1} {
551 element zeroLength $labelele $nodei $nodej -mat 3 4 4 5 6 7 -dir 1 2 3 4 5 6 -orient
0 0 1 0 1 0
552 set nodei [expr $nodei+1]
553 set nodej [expr $nodej+1]
554 }
555
556 #Create links of bearings in piers
557
558 element zeroLength 253 240 238 -mat 8 9 10 11 12 -dir 1 2 3 4 5 6 -orient 0 0 1 0 1 0
559 element zeroLength 254 241 239 -mat 8 9 10 11 12 -dir 1 2 3 4 5 6 -orient 0 0 1 0 1 0
560 element zeroLength 255 244 242 -mat 8 9 10 11 12 -dir 1 2 3 4 5 6 -orient 0 0 1 0 1 0
561 element zeroLength 256 245 243 -mat 8 9 10 11 12 -dir 1 2 3 4 5 6 -orient 0 0 1 0 1 0
562
563 #Define moving and dead loads
564
565 timeSeries Linear 1
566
567 pattern Plain 1 {
568
569 eleLoad -ele 1 2 3 4 5 180 181 182 183 184 -type -beamUniform 0 [expr -$g_abut-$g-
$g_other] 0
570 eleLoad -ele 49 50 51 52 53 54 55 56 129 130 131 132 133 134 135 136 -type
-beamUniform 0 [expr -$g_pier-$g_other] 0
571
572 for (set labelele 6) {$labelele<=40} {incr labelele 1} {
573 eleLoad -ele $labelele -type -beamUniform 0 [expr -$g_deck-$g_other] 0
574 }
575
576 for (set labelele 57) {$labelele<=120} {incr labelele 1} {
577 eleLoad -ele $labelele -type -beamUniform 0 [expr -$g_deck-$g_other] 0
578 }
579
580 for (set labelele 137) {$labelele<=179} {incr labelele 1} {
581 eleLoad -ele $labelele -type -beamUniform 0 [expr -$g_deck-$g_other] 0
582 }
583
584 #self weight of piers
585 set Nmid [expr $gamma*$A_pier*1]
586 set Nout [expr $gamma*$A_pier*0.5]
587
588 for (set labelele 192) {$labelele<=217} {incr labelele 1} {
589 if {$labelele==192} {
590 set axial $Nout
591 } elseif {$labelele==204} {
592 set axial $Nout
593 } elseif {$labelele==205} {
594 set axial $Nout
595 } elseif {$labelele==217} {
596 set axial $Nout
597 } else {
598 set axial $Nmid
599 }
600 load $labelele 0.0 0.0 [expr -1*$axial] 0.0 0.0 0.0
601 }
602
603 #This command is used to set the loads constant in the domain, the procedure will
604 invoke setLoadConst() on all LoadPattern objects which exist in the domain at the time
605 the command is called.
606 LoadConst -time 0.0
607 }
608
609 #Output
610
611 #Forces piers
612 recorder Element -file [format "StaticAnalysis/Isolated/ForcesPier1_base.txt"] -time
-ele 185 localForces
613 recorder Element -file [format "StaticAnalysis/Isolated/ForcesPier2_base.txt"] -time
-ele 197 localForces
614
615 #Forces bearings abutments
616 recorder Element -file [format "StaticAnalysis/Isolated/Bearing1Abut1.txt"] -time -ele
243 localForces
617 recorder Element -file [format "StaticAnalysis/Isolated/Bearing2Abut1.txt"] -time -ele
244 localForces
618 recorder Element -file [format "StaticAnalysis/Isolated/Bearing3Abut1.txt"] -time -ele
245 localForces
619 recorder Element -file [format "StaticAnalysis/Isolated/Bearing4Abut1.txt"] -time -ele
246 localForces
620 recorder Element -file [format "StaticAnalysis/Isolated/Bearing5Abut1.txt"] -time -ele
247 localForces
621
622 recorder Element -file [format "StaticAnalysis/Isolated/Bearing1Abut2.txt"] -time -ele
248 localForces
623 recorder Element -file [format "StaticAnalysis/Isolated/Bearing2Abut2.txt"] -time -ele
249 localForces
624 recorder Element -file [format "StaticAnalysis/Isolated/Bearing3Abut2.txt"] -time -ele
250 localForces
625 recorder Element -file [format "StaticAnalysis/Isolated/Bearing4Abut2.txt"] -time -ele
251 localForces
626 recorder Element -file [format "StaticAnalysis/Isolated/Bearing5Abut2.txt"] -time -ele
252 localForces
627
628 #Analysis option (linear analysis)
629 constraints Transformation
630 numberer RCM
631
632 system Umfpack
633 test EnergyIncr 1.0e-8 400
634
635 algorithm Newton
636 integrator LoadControl 0.1
637
638 analysis Static
639 analyze 10
640 puts "End of Static Analysis"
641
642 #This command is used to set the loads constant in the domain, the procedure will
643 invoke setLoadConst() on all LoadPattern objects which exist in the domain at the time
644 the command is called.
645 LoadConst -time 0.0
646
647 #####
648
649 #####

```

```

660 #EIGEN ANALYSIS#
661 #####
662
663 set numModes 6
664 for {set k 1} {set k <= $numModes} {incr k} {
665     recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Isolated/mode%ix_i.txt" $k] -nodeRange 1
666     recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Isolated/mode%iy_i.txt" $k] -nodeRange 1
667     recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Isolated/mode%iz_i.txt" $k] -nodeRange 1
668     recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Isolated/mode%ithz_i.txt" $k] -nodeRange 1
669     recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Isolated/mode%thz_i.txt" $k] -nodeRange 1
670     recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Isolated/mode%thz_i.txt" $k] -nodeRange 1
671     recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Isolated/mode%thz_i.txt" $k] -nodeRange 1
672     recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Isolated/mode%thz_i.txt" $k] -nodeRange 1
673     recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Isolated/mode%thz_i.txt" $k] -nodeRange 1
674     recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Isolated/mode%thz_i.txt" $k] -nodeRange 1
675     recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Isolated/mode%thz_i.txt" $k] -nodeRange 1
676     recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Isolated/mode%thz_i.txt" $k] -nodeRange 1
677     recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Isolated/mode%thz_i.txt" $k] -nodeRange 1
678     recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Isolated/mode%thz_i.txt" $k] -nodeRange 1
679     recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Isolated/mode%thz_i.txt" $k] -nodeRange 1
680     recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Isolated/mode%thz_i.txt" $k] -nodeRange 1
681     recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Isolated/mode%thz_i.txt" $k] -nodeRange 1
682     recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Isolated/mode%thz_i.txt" $k] -nodeRange 1
683     recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Isolated/mode%thz_i.txt" $k] -nodeRange 1
684     recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Isolated/mode%thz_i.txt" $k] -nodeRange 1
685     recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Isolated/mode%thz_i.txt" $k] -nodeRange 1
686     recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Isolated/mode%thz_i.txt" $k] -nodeRange 1
687     recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Isolated/mode%thz_i.txt" $k] -nodeRange 1
688     recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Isolated/mode%thz_i.txt" $k] -nodeRange 1
689     recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Isolated/mode%thz_i.txt" $k] -nodeRange 1
690     recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Isolated/mode%thz_i.txt" $k] -nodeRange 1
691     recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Isolated/mode%thz_i.txt" $k] -nodeRange 1
692     recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Isolated/mode%thz_i.txt" $k] -nodeRange 1

```

ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΕΙΣΑΓΩΓΗΣ ΦΟΡΕΑ ΤΕΥΧΡΑΣ ΜΕ ΔΙΚΝΙΖΟΜΕΝΑ ΒΑΘΡΑ

```

1  set J_deck 16.2372
2
3
4  # Bridge rocking
5  wipe
6  model BasicBuilder -ndm 3 -ndf 6
7
8  puts "Units:"
9  puts "FORCE->kN"
10 puts "LENGTH->m"
11 puts "TIME->sec"
12 puts "STRESS->kPa"
13
14 #Define constants
15 set g 9.81
16 set PI [expr 2*asin(1.0)]
17
18 #Define material concrete c25/30
19 set Ec [expr 33000*1000.0]
20 set Gc [expr 42400*1000.0]
21
22 #Concrete weight per volume
23 set gama 25.0
24
25 #Define material steel B500c
26 set fy [expr 1.15*500*1000.0]
27 set Eo [expr 200*1000.*1000]
28 set fu [expr 1.25*$fy]
29 set epsy [expr $fy/$Eo]
30 set epsu 0.075
31 set b [expr (($fu-$fy)/($epsu-$epsy))/$Eo]
32
33 uniaxialMaterial Steel01 2 $fy $Eo $b
34
35
36 #Define G elastomeric bearings shear modulus (same in piers and in abutments)
37 set Gb 1200.0
38
39 #Define geometry of bearing in abutment
40 set a_abut 0.50
41 set b_abut 0.60
42 set T_abut 0.10
43
44 #Define stiffness and material of each bearing in abutment
45 set k_bearabut [expr $Gb*$a_abut*$b_abut/$T_abut]
46 uniaxialMaterial Elastic 3 3458696.132
47 uniaxialMaterial Elastic 4 $k_bearabut
48 uniaxialMaterial Elastic 5 [expr 1000*$k_bearabut]
49 uniaxialMaterial Elastic 6 30000.0
50 uniaxialMaterial Elastic 7 62208.0
51
52
53
54 #Define geometry of deck section (section on the abutments)
55 set A_deckabut 30.0
56 set Iy_deckabut 10.0
57 set Iz_deckabut 562.5
58 set J_deckabut 36.6874
59
60 #Define geometry of deck section (section on the pier)
61 set A_deckpier 21.477
62 set Iy_deckpier 7.5871
63 set Iz_deckpier 228.1376
64 set J_deckpier 23.0798
65
66 #Define geometry of deck section (deck section with holes)
67 set A_deck 13.4861
68 set Iy_deck 6.2272
69 set Iz_deck 178.5221
70
71
72 #Define geometry of piers
73 set h_pier 2
74 set h_pier 1.0
75 set A_pier [expr $b_pier*$h_pier]
76 set Iy_pier [expr $b_pier*$h_pier*$h_pier/12.0]
77 set Iz_pier [expr $b_pier*$h_pier*$h_pier/12.0]
78 set J_pier [expr (1.0/12.0)/($b_pier*$h_pier*($b_pier*$h_pier+$h_pier*$h_pier))]
79
80
81
82 #Create nodes on the deck
83
84 #nodes deck abutments
85 set x 0.0
86 set y 0.0
87
88 for {set labelnode 1} {$labelnode<=6} {incr labelnode 1} {
89   set z [expr 12.0+1.0]
90   node $labelnode $x $y $z
91   set x [expr $x+0.5]
92 }
93
94 #nodes deck
95 set x 2.5
96 for {set labelnode 7} {$labelnode<=50} {incr labelnode 1} {
97   set z [expr 12.0+1.13]
98   node $labelnode $x $y $z
99   set x [expr $x+0.5]
100 }
101
102 #nodes deck pier
103
104 set x 24.0
105 for {set labelnode 51} {$labelnode<=59} {incr labelnode 1} {
106   set z [expr 12.0+1.08]
107   node $labelnode $x $y $z
108   set x [expr $x+0.5]
109 }
110
111 #nodes deck
112
113 set x 28.0
114 for {set labelnode 60} {$labelnode<=132} {incr labelnode 1} {
115   set z [expr 12.0+1.13]
116   node $labelnode $x $y $z
117   set x [expr $x+0.5]
118 }
119
120 #nodes deck pier
121
122 set x 64.0
123 for {set labelnode 133} {$labelnode<=141} {incr labelnode 1} {
124   set z [expr 12.0+1.08]
125   node $labelnode $x $y $z
126   set x [expr $x+0.5]
127 }
128
129 #nodes deck
130
131 set x 68
132 for {set labelnode 142} {$labelnode<=185} {incr labelnode 1} {
133   set z [expr 12.0+1.13]
134   node $labelnode $x $y $z
135   set x [expr $x+0.5]
136 }
137
138

```

```

139 #nodes deck abutment
140 set x 89.5
141 for {set labelnode 186} {$labelnode<=191} {incr labelnode 1} {
142   set z [expr 12.0+1.0]
143   node $labelnode $x $y $z
144   set x [expr $x+0.5]
145 }
146
147
148 #Create nodes on the first middle piers M1
149
150 set x 26.0
151 set y 0.0
152 set z 0.0
153
154 for {set labelnode 192} {$labelnode<=204} {incr labelnode 1} {
155   node $labelnode $x $y $z
156   set z [expr $z+1.0]
157 }
158
159 #Create nodes on the second middle piers M2
160
161 set x 66.0
162 set z 0.0
163
164 for {set labelnode 205} {$labelnode<=217} {incr labelnode 1} {
165   node $labelnode $x $y $z
166   set z [expr $z+1.0]
167 }
168
169 #Create nodes on the abutments for bearings (A1 and A2)
170 #A1
171 node 218 1.0 -6.0 12.0
172 node 223 1.0 -6.0 12.0
173
174 node 219 1.0 -3.0 12.0
175 node 224 1.0 -3.0 12.0
176
177 node 220 1.0 0.0 12.0
178 node 225 1.0 0.0 12.0
179
180
181 node 221 1.0 3.0 12.0
182 node 226 1.0 3.0 12.0
183
184 node 222 1.0 6.0 12.0
185 node 227 1.0 6.0 12.0
186
187 #A2
188 node 228 91.0 -6.0 12.0
189 node 233 91.0 -6.0 12.0
190
191 node 229 91.0 -3.0 12.0
192 node 234 91.0 -3.0 12.0
193
194 node 230 91.0 0.0 12.0
195 node 235 91.0 0.0 12.0
196
197 node 231 91.0 3.0 12.0
198 node 236 91.0 3.0 12.0
199
200 node 232 91.0 6.0 12.0
201 node 237 91.0 6.0 12.0
202
203 #Create nodes for deck-rocking element connection
204 #M1
205 #equalDOF
206 node 238 25.5 0.0 12.0
207 node 242 25.5 0.0 12.0

```

```

208
209 equalDOF 238 242 1 2 3 6
210
211 #equalDOF
212 node 239 26.5 0.0 12.0
213 node 243 26.5 0.0 12.0
214
215 equalDOF 239 243 1 2 3 6
216
217
218 #M2
219 #equalDOF
220 node 244 65.5 0.0 12.0
221 node 248 65.5 0.0 12.0
222
223 equalDOF 244 248 1 2 3 6
224
225 #equalDOF
226 node 245 66.5 0.0 12.0
227 node 249 66.5 0.0 12.0
228
229 equalDOF 245 249 1 2 3 6
230
231
232
233 #Define mass on deck's nodes
234 # units kN/m
235 set g_other 51.63
236 set g_abut [expr $gamma*$A_deckabut]
237 set g_pier [expr $gamma*$A_deckpier]
238 set g_deck [expr $gamma*$A_deck]
239
240 #units Mgr
241 set Mmid_abut [expr ($g_other+$g_abut+$g)*0.5/$g]
242 set Mout_abut [expr ($g_other+$g_abut+$g)*0.2/$g]
243 set Mmid_pier [expr ($g_other+$g_pier+$g)*0.5/$g]
244 set Mout_pier [expr ($g_other+$g_pier+$g)*0.2/$g]
245 set Mmid_deck [expr ($g_other+$g_deck+$g)*0.5/$g]
246 set Mout_deck [expr ($g_other+$g_deck+$g)*0.2/$g]
247
248
249
250
251 for {set labelnode 1} {$labelnode<=191} {incr labelnode 1} {
252   if {$labelnode==1} {
253     set mass $Mout_abut
254   } elseif {$labelnode>=2 && $labelnode<=5} {
255     set mass $Mmid_abut
256   } elseif {$labelnode==6} {
257     set mass [expr ($Mout_abut+$Mout_deck)*0.5]
258   } elseif {$labelnode==7} {
259     set mass [expr ($Mout_abut+$Mout_deck)*0.5]
260   } elseif {$labelnode>=8 && $labelnode<=19} {
261     set mass $Mmid_deck
262   } elseif {$labelnode==50} {
263     set mass [expr ($Mout_deck+$Mout_pier)*0.5]
264   } elseif {$labelnode==51} {
265     set mass [expr ($Mout_deck+$Mout_pier)*0.5]
266   } elseif {$labelnode>=52 && $labelnode<=58} {
267     set mass $Mmid_pier
268   } elseif {$labelnode==59} {
269     set mass [expr ($Mout_pier+$Mout_deck)*0.5]
270   } elseif {$labelnode==60} {
271     set mass [expr ($Mout_pier+$Mout_deck)*0.5]
272   } elseif {$labelnode>=61 && $labelnode<=131} {
273     set mass $Mmid_deck
274   } elseif {$labelnode==132} {
275     set mass [expr ($Mout_deck+$Mout_pier)*0.5]
276   } elseif {$labelnode==133} {
277     set mass [expr ($Mout_pier+$Mout_deck)*0.5]
278   }

```

```

277 } elseif ($labelnode>=134 && $labelnode<=140) {
278   set mass $Mmid_pier
279 } elseif ($labelnode==141) {
280   set mass [expr {$Mout_pier+$Mout_deck}*0.5]
281 } elseif ($labelnode==142) {
282   set mass [expr {$Mout_pier+$Mout_deck}*0.5]
283 } elseif ($labelnode>=143 && $labelnode<=184) {
284   set mass $Mmid_deck
285 } elseif ($labelnode==185) {
286   set mass [expr {$Mout_deck+$Mout_abut}*0.5]
287 } elseif ($labelnode==186) {
288   set mass [expr {$Mout_deck+$Mout_abut}*0.5]
289 } elseif ($labelnode==191) {
290   set mass $Mout_abut
291 } elseif ($labelnode>=187 && $labelnode<=190) {
292   set mass $Mmid_abut
293 }
294 mass $labelnode $mass $mass $mass 0.0 0.0 0.0
295 }
296
297 #Define mass on piers' nodes
298
299 set Mmid [expr $gamma*$A_pier*/$g]
300 set Mout [expr $gamma*$A_pier*0.5/$g]
301
302
303
304 for (set labelnode 192) {$labelnode<=217} {incr labelnode 1} {
305   if {$labelnode==192} {
306     set mass $Mout
307   } elseif ($labelnode==204) {
308     set mass $Mout
309   } elseif ($labelnode==205) {
310     set mass $Mout
311   } elseif ($labelnode==217) {
312     set mass $Mout
313   } else {
314     set mass $Mmid
315   }
316   mass $labelnode $mass $mass $mass 0.0 0.0 0.0
317 }
318
319 #Define the boundary constraints (full fixed-translation and rotation)
320
321 #piers
322 fix 192 1 1 1 1 1
323 fix 205 1 1 1 1 1
324
325 #abutments
326 fix 223 1 1 1 1 1
327 fix 224 1 1 1 1 1
328 fix 225 1 1 1 1 1
329 fix 226 1 1 1 1 1
330 fix 227 1 1 1 1 1
331 fix 228 1 1 1 1 1
332 fix 229 1 1 1 1 1
333 fix 230 1 1 1 1 1
334 fix 231 1 1 1 1 1
335 fix 232 1 1 1 1 1
336 fix 233 1 1 1 1 1
337
338 #Define geometric transformations for elements
339
340 geomTransf Linear 5 0 0 1
341 geomTransf PDelta 6 -1 0 0
342 geomTransf Linear 7 -1 0 0
343
344
345

```

```

346 #Create elements of deck
347
348 set nodei 1
349 set nodej [expr $nodei+1]
350
351 for (set labelele 1) {$labelele<=5} {incr labelele 1} {
352   element elasticBeamColumn $labelele $nodei $nodej $A_deckabut $Ec [expr 0.5*$Gc]
353   $J_deckabut $IY_deckabut $IZ_deckabut 5
354   set nodei [expr $nodei+1]
355   set nodej [expr $nodei+1]
356 }
357
358 set nodei 7
359 set nodej [expr $nodei+1]
360
361
362
363 for (set labelele 6) {$labelele<=48} {incr labelele 1} {
364   element elasticBeamColumn $labelele $nodei $nodej $A_deck $Ec [expr 0.5*$Gc] $J_deck
365   $IY_deck $IZ_deck 5
366   set nodei [expr $nodei+1]
367   set nodej [expr $nodei+1]
368 }
369
370 set nodei 51
371 set nodej [expr $nodei+1]
372
373 for (set labelele 49) {$labelele<=50} {incr labelele 1} {
374   element elasticBeamColumn $labelele $nodei $nodej $A_deckpier $Ec [expr 0.5*$Gc]
375   $J_deckpier $IY_deckpier $IZ_deckpier 5
376   set nodei [expr $nodei+1]
377   set nodej [expr $nodei+1]
378 }
379
380 element elasticBeamColumn 51 53 54 $A_deckpier $Ec [expr 0.5*$Gc] $J_deckpier
381 $IY_deckpier $IZ_deckpier 5
382
383 set nodei 54
384 set nodej [expr $nodei+1]
385
386 for (set labelele 53) {$labelele<=54} {incr labelele 1} {
387   element elasticBeamColumn $labelele $nodei $nodej $A_deckpier $Ec [expr 0.5*$Gc]
388   $J_deckpier $IY_deckpier $IZ_deckpier 5
389   set nodei [expr $nodei+1]
390   set nodej [expr $nodei+1]
391 }
392
393 element elasticBeamColumn 55 56 57 $A_deckpier $Ec [expr 0.5*$Gc] $J_deckpier
394 $IY_deckpier $IZ_deckpier 5
395
396 element elasticBeamColumn 57 57 58 $A_deckpier $Ec [expr 0.5*$Gc] $J_deckpier
397 $IY_deckpier $IZ_deckpier 5
398
399 element elasticBeamColumn 58 58 59 $A_deckpier $Ec [expr 0.5*$Gc] $J_deckpier
400 $IY_deckpier $IZ_deckpier 5
401
402 set nodei 60
403 set nodej [expr $nodei+1]
404
405 for (set labelele 59) {$labelele<=130} {incr labelele 1} {
406   element elasticBeamColumn $labelele $nodei $nodej $A_deck $Ec [expr 0.5*$Gc] $J_deck
407   $IY_deck $IZ_deck 5
408   set nodei [expr $nodei+1]
409   set nodej [expr $nodei+1]
410 }
411
412 set nodei 133

```

```

406 set nodej [expr $nodei+1]
407
408
409 for {set labelele 131} {$labelele<=132} {incr labelele 1} {
410   element elasticBeamColumn $labelele $nodei $nodej $A_deckpier $Ec [expr 0.5*$Gc]
411   $J_deckpier $IY_deckpier $IZ_deckpier 5
412   set nodei [expr $nodei+1]
413   set nodej [expr $nodei+1]
414 }
415 element elasticBeamColumn 133 135 136 $A_deckpier $Ec [expr 0.5*$Gc] $J_deckpier
416 $IY_deckpier $IZ_deckpier 5
417
418 set nodej [expr $nodei+1]
419
420
421 for {set labelele 135} {$labelele<=136} {incr labelele 1} {
422   element elasticBeamColumn $labelele $nodei $nodej $A_deckpier $Ec [expr 0.5*$Gc]
423   $J_deckpier $IY_deckpier $IZ_deckpier 5
424   set nodei [expr $nodei+1]
425   set nodej [expr $nodei+1]
426 }
427 element elasticBeamColumn 137 138 139 $A_deckpier $Ec [expr 0.5*$Gc] $J_deckpier
428 $IY_deckpier $IZ_deckpier 5
429
430 element elasticBeamColumn 139 139 140 $A_deckpier $Ec [expr 0.5*$Gc] $J_deckpier
431 $IY_deckpier $IZ_deckpier 5
432 element elasticBeamColumn 140 140 141 $A_deckpier $Ec [expr 0.5*$Gc] $J_deckpier
433 $IY_deckpier $IZ_deckpier 5
434
435 set nodei 142
436 set nodej [expr $nodei+1]
437
438 for {set labelele 141} {$labelele<=143} {incr labelele 1} {
439   element elasticBeamColumn $labelele $nodei $nodej $A_deck $Ec [expr 0.5*$Gc] $J_deck
440   $IY_deck $IZ_deck 5
441   set nodei [expr $nodei+1]
442   set nodej [expr $nodei+1]
443 }
444
445 set nodei 146
446 set nodej [expr $nodei+1]
447
448 for {set labelele 184} {$labelele<=188} {incr labelele 1} {
449   element elasticBeamColumn $labelele $nodei $nodej $A_deckabut $Ec [expr 0.5*$Gc]
450   $J_deckabut $IY_deckabut $IZ_deckabut 5
451   set nodei [expr $nodei+1]
452   set nodej [expr $nodei+1]
453 }
454
455 #Create elements of middle pier M1
456 #rocking element
457
458 element RockingBC3d 189 193 192 $Ec 2.0 1.0 1.2 1.0 0
459 element RockingBC3d 200 203 204 $Ec 2.0 1.0 1.2 -1 0 0
460
461 #elastic element
462
463 set nodei 193
464 set nodej [expr $nodei+1]
465
466 for {set labelele 190} {$labelele<=199} {incr labelele 1} {

```

```

467   element elasticBeamColumn $labelele $nodei $nodej $A_pier [expr 0.3*$Ec] [expr 0.1*
468   $Gc] $J_pier $IY_pier $IZ_pier 6
469   set nodei [expr $nodei+1]
470   set nodej [expr $nodei+1]
471 }
472 #Create elements of middle pier M2
473 #rocking element
474
475 element RockingBC3d 201 206 205 $Ec 2.0 1.0 1.2 1.0 0
476 element RockingBC3d 212 216 217 $Ec 2.0 1.0 1.2 -1 0 0
477
478 #elastic element
479
480 set nodei 206
481 set nodej [expr $nodei+1]
482
483 for {set labelele 202} {$labelele<=211} {incr labelele 1} {
484   element elasticBeamColumn $labelele $nodei $nodej $A_pier [expr 0.3*$Ec] [expr 0.1*
485   $Gc] $J_pier $IY_pier $IZ_pier 6
486   set nodei [expr $nodei+1]
487   set nodej [expr $nodei+1]
488 }
489
490 #Create rigid elements for connection of deck's parts
491
492 element elasticBeamColumn 213 6 7 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
493 element elasticBeamColumn 214 51 50 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
494 element elasticBeamColumn 215 59 60 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
495 element elasticBeamColumn 216 133 132 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
496 element elasticBeamColumn 217 141 142 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
497 element elasticBeamColumn 218 186 185 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
498
499 #Create rigid elements for connection of deck's parts (A1)
500
501 element elasticBeamColumn 219 218 3 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
502 element elasticBeamColumn 220 219 3 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
503 element elasticBeamColumn 221 220 3 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
504 element elasticBeamColumn 222 221 3 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
505 element elasticBeamColumn 223 222 3 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
506 element elasticBeamColumn 224 218 219 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 5
507 element elasticBeamColumn 225 219 220 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 5
508 element elasticBeamColumn 226 220 221 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 5
509 element elasticBeamColumn 227 221 222 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 5
510
511 #Create rigid elements for connection of deck's parts (A2)
512
513 element elasticBeamColumn 228 228 189 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
514 element elasticBeamColumn 229 229 189 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
515 element elasticBeamColumn 230 230 189 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
516 element elasticBeamColumn 231 231 189 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
517 element elasticBeamColumn 232 232 189 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
518 element elasticBeamColumn 233 228 229 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 5
519 element elasticBeamColumn 234 229 230 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 5
520 element elasticBeamColumn 235 230 231 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 5
521 element elasticBeamColumn 236 231 232 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 5
522
523 #Create rigid elements for connection rocking pier (M1)-deck
524
525 element elasticBeamColumn 237 242 54 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
526 element elasticBeamColumn 238 243 56 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
527
528 element elasticBeamColumn 239 238 204 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 5
529 element elasticBeamColumn 240 204 239 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 1.0 5
530
531 #Create rigid elements for connection rocking pier (M2)-deck
532
533

```

```

534 element elasticBeamColumn 241 248 136 1.0 [expr 1000.*$EC] [expr 1000.*$GC] 1.0 1.0 1.0 0.6
535 element elasticBeamColumn 242 249 139 1.0 [expr 1000.*$EC] [expr 1000.*$GC] 1.0 1.0 1.0 0.6
536
537 element elasticBeamColumn 243 244 217 1.0 [expr 1000.*$EC] [expr 1000.*$GC] 1.0 1.0 1.0 0.5
538 element elasticBeamColumn 244 217 245 1.0 [expr 1000.*$EC] [expr 1000.*$GC] 1.0 1.0 1.0 0.5
539
540 #Create links of bearings in abutments
541 #A1
542 set nodej 223
543 set nodej 218
544
545 for {set labelele 245} {$labelele<=249} {incr labelele 1} {
546   element zeroLength $labelele $nodei $nodej -mat 3 4 4 5 6 7 -dir 1 2 3 4 5 6 -orient
     0 0 1 0 1 0
547   set nodei [expr $nodei+1]
548   set nodej [expr $nodej+1]
549 }
550
551 #A2
552 set nodej 233
553 set nodej 228
554
555 for {set labelele 250} {$labelele<=254} {incr labelele 1} {
556   element zeroLength $labelele $nodei $nodej -mat 3 4 4 5 6 7 -dir 1 2 3 4 5 6 -orient
     0 0 1 0 1 0
557   set nodei [expr $nodei+1]
558   set nodej [expr $nodej+1]
559 }
560
561 #Define moving and dead loads
562
563 timeSeries Linear 1
564
565 pattern Plain 1 {
566   #self weight in deck abutments
567   eleLoad -ele 1 2 3 4 5 184 185 186 187 188 -type -beamUniform 0 [expr -$g_abut-$g_
     $g_other] 0
568   #self weight in deck piers
569   eleLoad -ele 49 50 51 52 53 54 55 57 58 131 132 133 135 136 137 139 140 -type
     -beamUniform 0 [expr -$g_pier-$g_ $g_other] 0
570   #self weight in deck
571   for {set labelele 6} {$labelele<=48} {incr labelele 1} {
572     eleLoad -ele $labelele -type -beamUniform 0 [expr -$g_deck-$g_ $g_other] 0
573   }
574   for {set labelele 59} {$labelele<=130} {incr labelele 1} {
575     eleLoad -ele $labelele -type -beamUniform 0 [expr -$g_deck-$g_ $g_other] 0
576   }
577   for {set labelele 141} {$labelele<=183} {incr labelele 1} {
578     eleLoad -ele $labelele -type -beamUniform 0 [expr -$g_deck-$g_ $g_other] 0
579   }
580   #self weight of piers
581   set Nmid [expr $gamma*$A_pier*1]
582   set Nout [expr $gamma*$A_pier*0.5]
583   for {set labelele 192} {$labelele<=217} {incr labelele 1} {
584     if {$labelele==192} {
585       set axial $Nout
586     } elseif {$labelele==204} {
587       set axial $Nout
588     } elseif {$labelele==205} {
589       set axial $Nout
590     } elseif {$labelele==217} {
591       set axial $Nout
592     }
593   }
594   #Analysis option (linear analysis)
595   constraints Transformation
596   numberer RCM
597   system Umfpack
598 }
599 } else {
600   set axial $Nmid
601 }
602 load $labelele 0.0 0.0 [expr -$axial] 0.0 0.0 0.0
603 }
604
605 #Output
606 #Forces piers
607
608 recorder Node -file [format "StaticAnalysis/Rocking/AxialPier1.txt"] -time -node 192
609 -dof 3 reaction
610 recorder Node -file [format "StaticAnalysis/Rocking/VbasePier1_y.txt"] -time -node 192
611 -dof 2 reaction
612 recorder Node -file [format "StaticAnalysis/Rocking/MbasePier1_x.txt"] -time -node 192
613 -dof 4 reaction
614 recorder Node -file [format "StaticAnalysis/Rocking/VbasePier1_x.txt"] -time -node 192
615 -dof 1 reaction
616 recorder Node -file [format "StaticAnalysis/Rocking/MbasePier1_y.txt"] -time -node 192
617 -dof 5 reaction
618 recorder Node -file [format "StaticAnalysis/Rocking/AxialPier2.txt"] -time -node 205
619 -dof 3 reaction
620 recorder Node -file [format "StaticAnalysis/Rocking/VbasePier2_y.txt"] -time -node 205
621 -dof 2 reaction
622 recorder Node -file [format "StaticAnalysis/Rocking/MbasePier2_x.txt"] -time -node 205
623 -dof 4 reaction
624 recorder Node -file [format "StaticAnalysis/Rocking/VbasePier2_x.txt"] -time -node 205
625 -dof 1 reaction
626 recorder Node -file [format "StaticAnalysis/Rocking/MbasePier2_y.txt"] -time -node 205
627 -dof 5 reaction
628 recorder Element -file [format "StaticAnalysis/Rocking/Bearing1Abut1.txt"] -time -ele
629 245 localForces
630 recorder Element -file [format "StaticAnalysis/Rocking/Bearing2Abut1.txt"] -time -ele
631 246 localForces
632 recorder Element -file [format "StaticAnalysis/Rocking/Bearing3Abut1.txt"] -time -ele
633 247 localForces
634 recorder Element -file [format "StaticAnalysis/Rocking/Bearing4Abut1.txt"] -time -ele
635 248 localForces
636 recorder Element -file [format "StaticAnalysis/Rocking/Bearing5Abut1.txt"] -time -ele
637 249 localForces
638 recorder Element -file [format "StaticAnalysis/Rocking/Bearing1Abut2.txt"] -time -ele
639 250 localForces
640 recorder Element -file [format "StaticAnalysis/Rocking/Bearing2Abut2.txt"] -time -ele
641 251 localForces
642 recorder Element -file [format "StaticAnalysis/Rocking/Bearing3Abut2.txt"] -time -ele
643 252 localForces
644 recorder Element -file [format "StaticAnalysis/Rocking/Bearing4Abut2.txt"] -time -ele
645 253 localForces
646 recorder Element -file [format "StaticAnalysis/Rocking/Bearing5Abut2.txt"] -time -ele
647 254 localForces
648 recorder Node -file [format "StaticAnalysis/Rocking/Abutment1_Vx.txt"] -time -node 223
649 224 225 226 227 -dof 1 reaction
650 recorder Node -file [format "StaticAnalysis/Rocking/Abutment2_Vx.txt"] -time -node 233
651 234 235 236 237 -dof 1 reaction
652 }
653 #Analysis option (linear analysis)
654 constraints Transformation
655 numberer RCM
656 system Umfpack

```

```

646 set Tol 1.0e-8
647 test EnergyIncr $Tol 400
648 algorithm Newton
649
650 set NstepGravity 10
651 set DGravity [expr 1/$NstepGravity]
652 integrator LoadControl $DGravity
653
654 analysis Static
655 analyze $NstepGravity
656
657 puts "End of Static Analysis"
658 loadConst -Time 0.0
659
660 #This command is used to set the loads constant in the domain, the procedure will
661 invoke setLoadConst() on all LoadPattern objects which exist in the domain at the time
662 the command is called.
663
664 #####
665 #EIGEN ANALYSIS#
666 #####
667
668 set numModes 6
669
670 for {set k 1} {$k<=$numModes} {incr k} {
671 recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Rocking/mode%ix_r.txt" $k] -nodeRange 1
672 217 -dof 1 "eigen $k"
673 recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Rocking/mode%i_y_r.txt" $k] -nodeRange 1
674 217 -dof 2 "eigen $k"
675 recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Rocking/mode%iz_r.txt" $k] -nodeRange 1
676 217 -dof 3 "eigen $k"
677 recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Rocking/mode%ithz_r.txt" $k] -nodeRange 1
678 217 -dof 6 "eigen $k"
679 }
680
681 set lamda [eigen $numModes]
682
683 set omega {}
684 set f {}
685 set T {}
686
687 foreach lam $lamda {
688 lappend omega [expr sqrt($lam)]
689 lappend f [expr sqrt($lam)/(2*$PI)]
690 lappend T [expr (2*$PI)/sqrt($lam)]
691 }
692
693 set period "EigenAnalysis/Rocking/Periods_r.txt"
694 set Periods [open $period "w"]
695 foreach t $T {
696 puts $Periods "$t"
697 }
698 close $Periods
699
700 record
701
702 puts "End of eigen analysis"

```



```

1  ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΕΙΣΑΓΩΓΗΣ ΦΟΡΕΑ ΤΕΤΡΑΠΣ ΜΕ ΔΙΚΝΙΖΟΜΕΝΑ ΒΑΘΡΑ ΚΑΙ
2  TENONTES
3
4  # Bridge rocking-tendon
5  wipe
6  model BasicBuilder -ndm 3 -ndf 6
7
8  puts "Units:"
9  puts "FORCE->kN"
10 puts "LENGTH->m"
11 puts "TIME->sec"
12 puts "STRESS->kPa"
13
14 #Define constants
15 set g 9.81
16
17 set FI [expr 2*asin(1.0)]
18
19 #Define material concrete C25/30
20 set Ec [expr 33000*1000.0]
21 set Gc [expr 12400*1000.0]
22
23 #Concrete weight per volume
24 set gama 25.0
25
26 #Define material steel B500c
27 set fy [expr 1.15*500*1000.0]
28 set Eo [expr 200*1000.*1000]
29 set fu [expr 1.25*$fy]
30 set epsu [expr $fy/$Eo]
31 set b [expr (($fu-$fy)/($epsu-$sepsu))/$Eo]
32
33 uniaxialMaterial Steel01 2 $fy $Eo $b
34
35 #Define material for tendons
36 set epsp [expr 1.15*1500.0/(1000*210.0)]
37 set E [expr 210*1000.*1000]
38
39 uniaxialMaterial ElasticPP 9 $E $sepsp
40
41 #Define G elastomeric bearings shear modulus (same in piers and in abutments)
42 set Gb 1200.0
43
44 #Define geometry of bearing in abutment
45 set a_abut 0.50
46 set b_abut 0.60
47 set T_abut 0.10
48
49 #Define stiffness and material of each bearing in abutment
50 set k_bearabut [expr $Gb*$a_abut*$b_abut/$T_abut]
51 uniaxialMaterial Elastic 3 3458696.132
52 uniaxialMaterial Elastic 4 $k_bearabut
53 uniaxialMaterial Elastic 5 [expr 1000*$k_bearabut]
54 uniaxialMaterial Elastic 6 30000.0
55 uniaxialMaterial Elastic 7 62208.0
56
57
58 #Define geometry of deck section (section on the abutments)
59 set A_deckabut 30.0
60 set IY_deckabut 10.0
61 set IZ_deckabut 562.5
62 set J_deckabut 36.6674
63
64 #Define geometry of deck section (section on the pier)
65 set A_deckpier 21.477
66 set IY_deckpier 7.5871
67 set IZ_deckpier 228.1376
68 set J_deckpier 23.0798
69
70 #Define geometry of deck section (deck section with holes)
71 set A_deck 13.4861
72 set IY_deck 6.2272
73 set IZ_deck 178.5221
74 set J_deck 16.2372
75
76 #Define geometry of piers
77 set b_pier 2
78 set h_pier 1.0
79 set A_pier [expr $b_pier*$h_pier]
80 set IY_pier [expr $h_pier*$h_pier*$h_pier/12.0]
81 set IZ_pier [expr $b_pier*$h_pier*$h_pier/12.0]
82 set J_pier [expr (1.0/12.0)/($b_pier*$h_pier*($b_pier*$h_pier+$h_pier*$h_pier))]
83
84
85 #Create nodes on the deck
86
87 #nodes deck abutments
88 set x 0.0
89 set y 0.0
90
91 for {set labelnode 1} {$labelnode<=6} {incr labelnode 1} {
92 set z [expr 12.0+1.0]
93 node $labelnode $x $y $z
94 set x [expr $x+0.5]
95 }
96
97 #nodes deck
98 set x 2.5
99
100 for {set labelnode 7} {$labelnode<=50} {incr labelnode 1} {
101 set z [expr 12.0+1.13]
102 node $labelnode $x $y $z
103 set x [expr $x+0.5]
104 }
105
106
107 #nodes deck pier
108 set x 24.0
109 for {set labelnode 51} {$labelnode<=59} {incr labelnode 1} {
110 set z [expr 12.0+1.08]
111 node $labelnode $x $y $z
112 set x [expr $x+0.5]
113 }
114
115 #nodes deck
116 set x 28.0
117
118 for {set labelnode 60} {$labelnode<=132} {incr labelnode 1} {
119 set z [expr 12.0+1.13]
120 node $labelnode $x $y $z
121 set x [expr $x+0.5]
122 }
123
124 #nodes deck pier
125 set x 64.0
126
127 for {set labelnode 133} {$labelnode<=141} {incr labelnode 1} {
128 set z [expr 12.0+1.08]
129 node $labelnode $x $y $z
130 set x [expr $x+0.5]
131 }
132
133 #nodes deck
134 set x 68
135 for {set labelnode 142} {$labelnode<=185} {incr labelnode 1} {
136 set z [expr 12.0+1.13]
137 node $labelnode $x $y $z

```



```

276 } elseif {$labelnode==51} {
277 set mass [expr {$Mout_deck+$Mout_pier}*0.5]
278 } elseif {$labelnode==52 && $labelnode<=58} {
279 set mass $Mmid_pier
280 } elseif {$labelnode==59} {
281 set mass [expr {$Mout_pier+$Mout_deck}*0.5]
282 } elseif {$labelnode==60} {
283 set mass [expr {$Mout_pier+$Mout_deck}*0.5]
284 } elseif {$labelnode==61 && $labelnode<=131} {
285 set mass $Mmid_deck
286 } elseif {$labelnode==132} {
287 set mass [expr {$Mout_deck+$Mout_pier}*0.5]
288 } elseif {$labelnode==133} {
289 set mass [expr {$Mout_deck+$Mout_pier}*0.5]
290 } elseif {$labelnode>=134 && $labelnode<=140} {
291 set mass $Mmid_pier
292 } elseif {$labelnode==141} {
293 set mass [expr {$Mout_pier+$Mout_deck}*0.5]
294 } elseif {$labelnode==142} {
295 set mass [expr {$Mout_pier+$Mout_deck}*0.5]
296 } elseif {$labelnode>=143 && $labelnode<=184} {
297 set mass $Mmid_deck
298 } elseif {$labelnode==185} {
299 set mass [expr {$Mout_deck+$Mout_abut}*0.5]
300 } elseif {$labelnode==186} {
301 set mass [expr {$Mout_deck+$Mout_abut}*0.5]
302 } elseif {$labelnode==191} {
303 set mass $Mout_abut
304 } elseif {$labelnode>=187 && $labelnode<=190} {
305 set mass $Mmid_abut
306 }
307 mass $labelnode $mass $mass $mass 0.0 0.0 0.0
308 }
309
310 #Define mass on piers' nodes
311
312
313 set Mmid [expr $gamma*$A_pier**/$g]
314 set Mout [expr $gamma*$A_pier*0.5/$g]
315
316
317 for {set labelnode 197} {$labelnode<=217} {incr labelnode 1} {
318 if {$labelnode==192} {
319 set mass $Mout
320 } elseif {$labelnode==204} {
321 set mass $Mout
322 } elseif {$labelnode==205} {
323 set mass $Mout
324 } elseif {$labelnode==217} {
325 set mass $Mout
326 } else {
327 set mass $Mmid
328 }
329 mass $labelnode $mass $mass $mass 0.0 0.0 0.0
330 }
331
332
333
334 #Define the boundary constraints (full fixed-translation and rotation)
335
336 #piers
337 fix 192 1 1 1 1 1
338 fix 205 1 1 1 1 1
339
340 #abutments
341 fix 223 1 1 1 1 1
342 fix 224 1 1 1 1 1
343 fix 225 1 1 1 1 1
344 fix 226 1 1 1 1 1

```

```

345 fix 227 1 1 1 1 1
346 fix 233 1 1 1 1 1
347 fix 234 1 1 1 1 1
348 fix 235 1 1 1 1 1
349 fix 236 1 1 1 1 1
350 fix 237 1 1 1 1 1
351
352 fix 250 1 1 1 1 1
353 fix 251 1 1 1 1 1
354 fix 254 1 1 1 1 1
355 fix 255 1 1 1 1 1
356
357 #Define geometric transformations for elements
358
359 geomTransf Linear 5 0 0 1
360 geomTransf PDelta 6 -1 0 0
361 geomTransf Linear 7 -1 0 0
362
363 #Create elements of deck
364
365 set node1 1
366 set nodej [expr $node1+1]
367
368
369 for {set labelnode 1} {$labelnode<=5} {incr labelnode 1} {
370 element elasticBeamColumn $labelnode $node1 $nodej $A_deckabut $Ec [expr 0.5*$Gc]
371 $J_deckabut $Iy_deckabut $Iz_deckabut 5
372 set nodei [expr $node1+1]
373 set nodej [expr $node1+1]
374 }
375
376
377 set node1 7
378 set nodej [expr $node1+1]
379
380
381 for {set labelnode 6} {$labelnode<=48} {incr labelnode 1} {
382 element elasticBeamColumn $labelnode $node1 $nodej $A_deck $Ec [expr 0.5*$Gc] $J_deck
383 $Iy_deck $Iz_deck 5
384 set nodei [expr $node1+1]
385 set nodej [expr $node1+1]
386
387
388 set node1 51
389 set nodej [expr $node1+1]
390
391 for {set labelnode 49} {$labelnode<=50} {incr labelnode 1} {
392 element elasticBeamColumn $labelnode $node1 $nodej $A_deckpier $Ec [expr 0.5*$Gc]
393 $J_deckpier $Iy_deckpier $Iz_deckpier 5
394 set nodei [expr $node1+1]
395 set nodej [expr $node1+1]
396 }
397
398 element elasticBeamColumn 51 53 54 $A_deckpier $Ec [expr 0.5*$Gc] $J_deckpier
399 $Iy_deckpier $Iz_deckpier 5
400
401 set node1 54
402 set nodej [expr $node1+1]
403
404 for {set labelnode 53} {$labelnode<=54} {incr labelnode 1} {
405 element elasticBeamColumn $labelnode $node1 $nodej $A_deckpier $Ec [expr 0.5*$Gc]
406 $J_deckpier $Iy_deckpier $Iz_deckpier 5
407 set nodei [expr $node1+1]
408 set nodej [expr $node1+1]
409
410 element elasticBeamColumn 55 56 57 $A_deckpier $Ec [expr 0.5*$Gc] $J_deckpier

```

```

409 $IY_deckpier $Iz_deckpier 5
410 element elasticBeamColumn 57 57 58 $A_deckpier $Ec [expr 0.5*$Gc] $J_deckpier
411 $IY_deckpier $Iz_deckpier 5
412 element elasticBeamColumn 58 58 59 $A_deckpier $Ec [expr 0.5*$Gc] $J_deckpier
413 $IY_deckpier $Iz_deckpier 5
414
415 set nodei 60
416 set nodej [expr $nodei+1]
417
418 for (set label 59) {$label <= 130} {incr label 1} {
419   element elasticBeamColumn $label $nodei $nodej $A_deck $Ec [expr 0.5*$Gc] $J_deck
420   $IY_deck $Iz_deck 5
421   set nodei [expr $nodei+1]
422   set nodej [expr $nodei+1]
423 }
424
425 set nodei 133
426 set nodej [expr $nodei+1]
427
428 for (set label 131) {$label <= 132} {incr label 1} {
429   element elasticBeamColumn $label $nodei $nodej $A_deckpier $Ec [expr 0.5*$Gc]
430   $J_deckpier $IY_deckpier $Iz_deckpier 5
431   set nodei [expr $nodei+1]
432   set nodej [expr $nodei+1]
433 }
434
435 element elasticBeamColumn 133 135 136 $A_deckpier $Ec [expr 0.5*$Gc] $J_deckpier
436 $IY_deckpier $Iz_deckpier 5
437
438 set nodei 136
439 set nodej [expr $nodei+1]
440
441 for (set label 135) {$label <= 136} {incr label 1} {
442   element elasticBeamColumn $label $nodei $nodej $A_deckpier $Ec [expr 0.5*$Gc]
443   $J_deckpier $IY_deckpier $Iz_deckpier 5
444   set nodei [expr $nodei+1]
445   set nodej [expr $nodei+1]
446 }
447
448 element elasticBeamColumn 137 138 139 $A_deckpier $Ec [expr 0.5*$Gc] $J_deckpier
449 $IY_deckpier $Iz_deckpier 5
450
451 element elasticBeamColumn 139 139 140 $A_deckpier $Ec [expr 0.5*$Gc] $J_deckpier
452 $IY_deckpier $Iz_deckpier 5
453
454 element elasticBeamColumn 140 140 141 $A_deckpier $Ec [expr 0.5*$Gc] $J_deckpier
455 $IY_deckpier $Iz_deckpier 5
456
457 set nodei 142
458 set nodej [expr $nodei+1]
459
460 for (set label 141) {$label <= 183} {incr label 1} {
461   element elasticBeamColumn $label $nodei $nodej $A_deck $Ec [expr 0.5*$Gc] $J_deck
462   $IY_deck $Iz_deck 5
463   set nodei [expr $nodei+1]
464   set nodej [expr $nodei+1]
465 }
466
467 set nodei 186
468 set nodej [expr $nodei+1]
469
470 for (set label 184) {$label <= 186} {incr label 1} {
471   element elasticBeamColumn $label $nodei $nodej $A_deckabut $Ec [expr 0.5*$Gc]
472 }
473
474 $IY_deckabut $Iz_deckabut $Iz_deckabut 5
475 set nodei [expr $nodei+1]
476 set nodej [expr $nodei+1]
477 }
478
479 #Create elements of middle pier M1
480 #rocking element
481
482 element RockingBC3d 189 193 192 $Ec 2.0 1.0 1.2 1 0 0
483 element RockingBC3d 200 203 204 $Ec 2.0 1.0 1.2 -1 0 0
484
485 #elastic element
486
487 set nodei 193
488 set nodej [expr $nodei+1]
489
490 for (set label 190) {$label <= 199} {incr label 1} {
491   element elasticBeamColumn $label $nodei $nodej $A_pier [expr 0.3*$Ec] [expr 0.1*$Gc]
492   $J_pier $IY_pier $Iz_pier 6
493   set nodei [expr $nodei+1]
494   set nodej [expr $nodei+1]
495 }
496
497 #Create elements of middle pier M2
498 #rocking element
499
500 element RockingBC3d 201 206 205 $Ec 2.0 1.0 1.2 1 0 0
501 element RockingBC3d 212 216 217 $Ec 2.0 1.0 1.2 -1 0 0
502
503 #elastic element
504
505 set nodei 206
506 set nodej [expr $nodei+1]
507
508 for (set label 202) {$label <= 211} {incr label 1} {
509   element elasticBeamColumn $label $nodei $nodej $A_pier [expr 0.3*$Ec] [expr 0.1*$Gc]
510   $J_pier $IY_pier $Iz_pier 6
511   set nodei [expr $nodei+1]
512   set nodej [expr $nodei+1]
513 }
514
515 #Create rigid elements for connection of deck's parts
516
517 element elasticBeamColumn 213 6 7 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 0 6
518 element elasticBeamColumn 214 51 50 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 0 6
519 element elasticBeamColumn 215 59 60 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 0 6
520 element elasticBeamColumn 216 133 132 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 0 6
521 element elasticBeamColumn 217 141 142 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 0 6
522 element elasticBeamColumn 218 186 185 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 0 6
523
524 #Create rigid elements for connection of deck's parts (A1)
525
526 element elasticBeamColumn 219 218 3 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 0 6
527 element elasticBeamColumn 220 219 3 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 0 6
528 element elasticBeamColumn 221 220 3 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 0 6
529 element elasticBeamColumn 222 221 3 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 0 6
530 element elasticBeamColumn 223 222 3 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 0 6
531 element elasticBeamColumn 224 218 219 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 0 5
532 element elasticBeamColumn 225 219 220 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 0 5
533 element elasticBeamColumn 226 220 221 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 0 5
534 element elasticBeamColumn 227 221 222 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 0 5
535
536 #Create rigid elements for connection of deck's parts (A2)
537
538 element elasticBeamColumn 228 228 189 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 0 6
539 element elasticBeamColumn 229 229 189 1.0 [expr 1000.*$Ec] [expr 1000.*$Gc] 1.0 1.0 1.0 0 6
540
541

```

```

533 element elasticBeamColumn 230 230 189 1.0 [expr 1000.*$EC] [expr 1000.*$GC] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
534 element elasticBeamColumn 231 231 189 1.0 [expr 1000.*$EC] [expr 1000.*$GC] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
535 element elasticBeamColumn 232 232 189 1.0 [expr 1000.*$EC] [expr 1000.*$GC] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
536 element elasticBeamColumn 233 229 229 1.0 [expr 1000.*$EC] [expr 1000.*$GC] 1.0 1.0 1.0 1.0 5
537 element elasticBeamColumn 234 229 230 1.0 [expr 1000.*$EC] [expr 1000.*$GC] 1.0 1.0 1.0 1.0 5
538 element elasticBeamColumn 235 230 231 1.0 [expr 1000.*$EC] [expr 1000.*$GC] 1.0 1.0 1.0 1.0 5
539 element elasticBeamColumn 236 231 232 1.0 [expr 1000.*$EC] [expr 1000.*$GC] 1.0 1.0 1.0 1.0 5
540 #Create rigid elements for connection rocking pier(M1)-deck
541
542
543 element elasticBeamColumn 237 242 54 1.0 [expr 1000.*$EC] [expr 1000.*$GC] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
544 element elasticBeamColumn 238 243 56 1.0 [expr 1000.*$EC] [expr 1000.*$GC] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
545
546 element elasticBeamColumn 239 238 204 1.0 [expr 1000.*$EC] [expr 1000.*$GC] 1.0 1.0 1.0 1.0 5
547 element elasticBeamColumn 240 204 239 1.0 [expr 1000.*$EC] [expr 1000.*$GC] 1.0 1.0 1.0 1.0 5
548
549
550 #Create rigid elements for connection rocking pier(M2)-deck
551
552 element elasticBeamColumn 241 248 136 1.0 [expr 1000.*$EC] [expr 1000.*$GC] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
553 element elasticBeamColumn 242 249 139 1.0 [expr 1000.*$EC] [expr 1000.*$GC] 1.0 1.0 1.0 1.0 6
554
555 element elasticBeamColumn 243 244 217 1.0 [expr 1000.*$EC] [expr 1000.*$GC] 1.0 1.0 1.0 1.0 5
556 element elasticBeamColumn 244 217 245 1.0 [expr 1000.*$EC] [expr 1000.*$GC] 1.0 1.0 1.0 1.0 5
557
558 #Create links of bearings in abutments
559 #A1
560 set nodej 223
561 set nodej 218
562
563 for {set labelele 245} {$labelele<=24} {incr labelele 1} {
564   element zeroLength $labelele $node1 $nodej -mat 3 4 4 5 6 7 -dir 1 2 3 4 5 6 -orient
565     0 0 1 0 1 0
566   set nodei [expr $nodei+1]
567   set nodej [expr $nodej+1]
568
569
570 set nodei 233
571 set nodej 228
572
573 for {set labelele 250} {$labelele<=250} {incr labelele 1} {
574   element zeroLength $labelele $node1 $nodej -mat 3 4 4 5 6 7 -dir 1 2 3 4 5 6 -orient
575     0 0 1 0 1 0
576   set nodei [expr $nodei+1]
577   set nodej [expr $nodej+1]
578
579 #Create corotational truss element for tendons
580
581 element corotTruss 255 250 252 0.001671 9
582 element corotTruss 256 251 253 0.001671 9
583
584 element corotTruss 257 254 256 0.001671 9
585 element corotTruss 258 255 257 0.001671 9
586
587 #Create rigid element to connect tendon with rocking elements
588
589 element elasticBeamColumn 259 252 204 1.0 [expr 1000.*$EC] [expr 1000.*$GC] 1.0 1.0 1.0 1.0 5
590 element elasticBeamColumn 260 204 253 1.0 [expr 1000.*$EC] [expr 1000.*$GC] 1.0 1.0 1.0 1.0 5
591
592 element elasticBeamColumn 261 256 217 1.0 [expr 1000.*$EC] [expr 1000.*$GC] 1.0 1.0 1.0 1.0 5
593 element elasticBeamColumn 262 217 257 1.0 [expr 1000.*$EC] [expr 1000.*$GC] 1.0 1.0 1.0 1.0 5
594
595
596 #Define moving and dead loads
597
598
599 timeSeries Linear 1
600
601 pattern Plain 1 {
602   #self weight in deck abutments
603   eleLoad -ele 1 2 3 4 5 184 185 186 187 188 -type -beamUniform 0 [expr -$g_abut-$g_
604     $g_other] 0
605   #self weight in deck piers
606   eleLoad -ele 49 50 51 53 54 55 57 58 131 132 133 135 136 137 139 140 -type
607     -beamUniform 0 [expr -$g_pier-$g_other] 0
608   #self weight in deck
609   for {set labelele 6} {$labelele<=48} {incr labelele 1} {
610     eleLoad -ele $labelele -type -beamUniform 0 [expr -$g_deck-$g_other] 0
611   }
612   for {set labelele 59} {$labelele<=130} {incr labelele 1} {
613     eleLoad -ele $labelele -type -beamUniform 0 [expr -$g_deck-$g_other] 0
614   }
615
616   for {set labelele 141} {$labelele<=183} {incr labelele 1} {
617     eleLoad -ele $labelele -type -beamUniform 0 [expr -$g_deck-$g_other] 0
618   }
619
620   #self weight of piers
621   set Nmid [expr $gamma*$SA_pier*1]
622   set Nout [expr $gamma*$SA_pier*0.5]
623
624   for {set labelele 192} {$labelele<=217} {incr labelele 1} {
625     if {$labelele==192} {
626       set axial $Nout
627     } elseif {$labelele==204} {
628       set axial $Nout
629     } elseif {$labelele==205} {
630       set axial $Nout
631     } elseif {$labelele==217} {
632       set axial $Nout
633     } else {
634       set axial $Nmid
635     }
636     load $labelele 0.0 0.0 0.0 [expr -1*$axial] 0.0 0.0 0.0
637   }
638 }
639
640 #Analysis option (linear analysis)
641
642 #Analysis option (linear analysis)
643
644 constraints Transformation
645
646 numberer RCM
647
648 system Umfpack
649
650 test EnergyIncr 1.0e-8 400
651
652 algorithm Newton
653
654 set NstepGravity 10
655 set DGravity [expr 1./$NstepGravity]
656 integrator LoadControl $DGravity
657
658 analysis Static
659
660 analyze $NstepGravity
661
662 puts "End of Static Analysis"
663
664 loadConst -time 0.0
665
666

```

```

667 #This command is used to set the loads constant in the domain, the procedure will
668 invoke setLoadConst() on all LoadPattern objects which exist in the domain at the time
669 the command is called.
670 #####
671 #EIGEN ANALYSIS#
672 #####
673
674 set numModes 6
675 for {set k 1} {k<=numModes} {incr k} {
676 recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Rocking/1/mode%ix_r.txt" $k] -nodeRange 1
677   217 -dof 1 "eigen $k"
678 recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Rocking/1/mode%iy_r.txt" $k] -nodeRange 1
679   2117 -dof 2 "eigen $k"
680 recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Rocking/1/mode%iz_r.txt" $k] -nodeRange 1
681   217 -dof 3 "eigen $k"
682 recorder Node -file [format "EigenAnalysis/Rocking/1/mode%ithz_r.txt" $k] -nodeRange
683   1 217 -dof 6 "eigen $k"
684 }
685
686 set lamda [eigen $numModes]
687
688 set omega {}
689 set f {}
690 set T {}
691
692 foreach lam $lamda {
693   lappend omega [expr sqrt($lam)]
694   lappend f [expr sqrt($lam)/(2*$PI)]
695   lappend T [expr (2*$PI)/sqrt($lam)]
696 }
697
698 set period "EigenAnalysis/Rocking/Periods_r.txt"
699 set Periods [open $period "w"]
700 foreach t $T {
701   puts $Periods "$t"
702 }
703 close $Periods
704 record
705 puts "End of eigen analysis"

```

```

1  ΠΡΟΤΥΠΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΨΥΧΩΘΕΡ
2
3
4  remove recorders
5  loadConst -time 0.0
6
7  #control nodes and dof
8
9
10 set ctrlNode %6
11 set ctrlDof 1
12
13 #5% Htotal
14 set Dmax 1.0
15 set Dincr 0.0001
16 set ok 0
17 set currentDisp [nodeDisp $ctrlNode $ctrlDof]
18
19 #input principal eigenmode in examinated direction
20 set mode [open "PushoverAnalysis/Isolated/Input/loadmodex.txt" r]
21 set idiomorfiko_fortio [read $mode]
22 close $mode
23
24 timeSeries Linear 2
25 pattern Plain 2 2 {
26   for {set labelnode 1} {$labelnode<=217} {incr labelnode 1} {
27     set p [lindex $idiomorfiko_fortio {expr $labelnode-1}]
28     load $labelnode $p 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
29   }
30 }
31
32 #Output
33
34 recorder Node -file [format "PushoverAnalysis/Isolated/Output/DirectionX/Disp_y.txt"]
35 -time -node $ctrlNode -dof $ctrlDof disp
36 recorder Node -file [format "PushoverAnalysis/Isolated/Output/directionX/Driftier1_topx.txt"] -time -node 204 -dof
37 1 disp
38 recorder Node -file [format "PushoverAnalysis/Isolated/Output/directionX/Driftier2_topx.txt"] -time -node 217 -dof
39 1 disp
40
41 recorder Element -file [format "PushoverAnalysis/Isolated/Output/directionX/Bearing1Abut1.txt"] -time -ele 243
42 localForces
43 recorder Element -file [format "PushoverAnalysis/Isolated/Output/directionX/Bearing2Abut1.txt"] -time -ele 244
44 localForces
45 recorder Element -file [format "PushoverAnalysis/Isolated/Output/directionX/Bearing3Abut1.txt"] -time -ele 245
46 localForces
47 recorder Element -file [format "PushoverAnalysis/Isolated/Output/directionX/Bearing4Abut1.txt"] -time -ele 246
48 localForces
49 recorder Element -file [format "PushoverAnalysis/Isolated/Output/directionX/Bearing5Abut1.txt"] -time -ele 247
50 localForces
51
52 recorder Element -file [format "PushoverAnalysis/Isolated/Output/directionX/Bearing1Abut2.txt"] -time -ele 248
53 localForces
54 recorder Element -file [format "PushoverAnalysis/Isolated/Output/directionX/Bearing2Abut2.txt"] -time -ele 249
55 localForces
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100
101
102
103
104
105
106
107

```

```
108     set currentDisp [nodesDisp $ctrlNode $ctrlDof]
109     puts $currentDisp
110 }
111
112
113
114 if {$ok != 0} {
115     puts "Push over in x direction is FAILED"
116 } else {
117     puts "Push over in x direction is SUCCESSFUL"
118 }
119
120
121 puts "End of Push over analysis"
```



```

1 ΠΡΟΤΥΠΑΜΑ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ
2
3 #####
4 #TIME HISTORY ANALYSIS#
5 #####
6 #####
7 loadConst -time 0.0
8
9 timeSeries Path 2 -dt 0.01 -filePath "seismo/TimeHistory/Scaling/accel_32/DATA2.txt"
10 -factor [expr 1.0/100.]
11 pattern UniformExcitation 3 1 -accel 2
12
13 timeSeries Path 3 -dt 0.01 -filePath "seismo/TimeHistory/Scaling/accel_32/DATA1.txt"
14 -factor [expr 1.0/100.]
15 pattern UniformExcitation 4 2 -accel 3
16
17 set dt 0.001
18
19 set eigeni 1
20 set eigenj 2
21 set omegai [lindex $omega [expr $eigeni-1]]
22 set omegaj [lindex $omega [expr $eigenj-1]]
23 set z 0.05
24 puts "$omegai"
25 puts "$omegaj"
26
27 set alphaM [expr $z*2.0*$omegai*$omegaj/($omegai+$omegaj)]
28 set betak 0.0
29 set betakinit 0.0
30 set betakcomm [expr $z*2.0/($omegai+$omegaj)]
31
32 rayleigh $alphaM $betak $betakinit $betakcomm
33
34 #output of time history analysis
35 recorder Node -file [format "TimeHistory/Isolated/beck_x.txt"] -time -node 96 -dof 1 disp
36 recorder Node -file [format "TimeHistory/Isolated/beck_y.txt"] -time -node 96 -dof 2 disp
37 recorder Node -file [format "TimeHistory/Isolated/DriftPier1_topx.txt"] -time -node 204
38 -dof 1 disp
39 recorder Node -file [format "TimeHistory/Isolated/DriftPier1_topy.txt"] -time -node 204
40 -dof 2 disp
41 recorder Node -file [format "TimeHistory/Isolated/DriftPier2_topx.txt"] -time -node 217
42 -dof 1 disp
43 recorder Node -file [format "TimeHistory/Isolated/DriftPier2_topy.txt"] -time -node 217
44 -dof 2 disp
45 recorder Node -file [format "TimeHistory/Isolated/DisplacementPier1_x.txt"] -time -node
46 192 193 194 195 196 197 198 199 200 201 202 203 204 -dof 1 disp
47 recorder Node -file [format "TimeHistory/Isolated/DisplacementPier1_y.txt"] -time -node
48 192 193 194 195 196 197 198 199 200 201 202 203 204 -dof 2 disp
49 recorder Node -file [format "TimeHistory/Isolated/DisplacementPier2_x.txt"] -time -node
50 205 206 207 208 209 210 211 212 213 214 215 216 217 -dof 1 disp
51 recorder Node -file [format "TimeHistory/Isolated/DisplacementPier2_y.txt"] -time -node
52 205 206 207 208 209 210 211 212 213 214 215 216 217 -dof 2 disp
53
54 recorder Element -file [format "TimeHistory/Isolated/ForcesPier1_base.txt"] -time -ele
55 185 localForces
56 recorder Element -file [format "TimeHistory/Isolated/ForcesPier2_base.txt"] -time -ele
57 197 localForces
58 recorder Element -file [format "TimeHistory/Isolated/ForcesPier1_top.txt"] -time -ele
59 196 localForces
60 recorder Element -file [format "TimeHistory/Isolated/ForcesPier2_top.txt"] -time -ele
61 208 localForces
62 recorder Element -file [format "TimeHistory/Isolated/ForcesPier1_topleft.txt"] -time
63 -ele 236 localForces
64 recorder Element -file [format "TimeHistory/Isolated/ForcesPier1_topright.txt"] -time
65 -ele 237 localForces
66 recorder Element -file [format "TimeHistory/Isolated/ForcesPier2_topleft.txt"] -time
67 -ele 241 localForces
68
69 wipeAnalysis
70 set timeFinal 22.30
71
72 constraints Transformation
73 numberer RCM
74 system UmfPack
75
76 test EnergyIncr 1.0e-8 5000
77 algorithm Newton
78 integrator Newmark 0.5 0.25
79 analysis Transient
80
81 set ierrors 0
82 set currenttime 0.0
83 set ok 0
84
85 while {$ok == 0 && $currenttime<=$timeFinal} {
86 set currenttime [getTime]
87 test EnergyIncr 1.0e-8 5000
88 algorithm Newton
89 set ok [analyze 1 $dt]
90
91 if {$ok != 0} {
92 puts "Increasing steps"
93 incr ierrors
94 set Nk 50
95 set DtReduced [expr $dt/$Nk];
96 for {set ik 1} {$ik <= $Nk} {incr ik 1} {
97 test EnergyIncr 1.0e-7 5000
98 algorithm Newton
99 set ok [analyze 1 $DtReduced]
100
101 if {$ok != 0} {
102 puts "Decreasing Tolerance"
103 test EnergyIncr 1.0e-6 10000
104 algorithm ModifiedNewton -Initial
105 set ok [analyze 1 $DtReduced]
106 }
107 if {$ok != 0} {
108 puts "Time: $currenttime, ModifiedNewton failed, Trying
109 NewtonWithLineSearch"
110 test EnergyIncr 1.0e-6 100000
111 }
112 }
113 }
114 }
115 }
116 }
117 }
118 }
119 }
120 }
121 }
122 }
123 }
124 }
125 }
126 }
127 }
128 }
129 }
130 }
131 }
132 }
133 }
134 }
135 }
136 }
137 }
138 }
139 }
140 }
141 }
142 }
143 }
144 }
145 }
146 }
147 }
148 }
149 }
150 }
151 }
152 }
153 }
154 }
155 }
156 }
157 }
158 }
159 }
160 }
161 }
162 }
163 }
164 }
165 }
166 }
167 }
168 }
169 }
170 }
171 }
172 }
173 }
174 }
175 }
176 }
177 }
178 }
179 }
180 }
181 }
182 }
183 }
184 }
185 }
186 }
187 }
188 }
189 }
190 }
191 }
192 }
193 }
194 }
195 }
196 }
197 }
198 }
199 }
200 }
201 }
202 }
203 }
204 }
205 }
206 }
207 }
208 }
209 }
210 }
211 }
212 }
213 }
214 }
215 }
216 }
217 }
218 }
219 }
220 }
221 }
222 }
223 }
224 }
225 }
226 }
227 }
228 }
229 }
230 }
231 }
232 }
233 }
234 }
235 }
236 }
237 }
238 }
239 }
240 }
241 }
242 }
243 }
244 }
245 }
246 }
247 }
248 }
249 }
250 }
251 }
252 }
253 }
254 }
255 }
256 }
257 }
258 }
259 }
260 }
261 }
262 }
263 }
264 }
265 }
266 }
267 }
268 }
269 }
270 }
271 }
272 }
273 }
274 }
275 }
276 }
277 }
278 }
279 }
280 }
281 }
282 }
283 }
284 }
285 }
286 }
287 }
288 }
289 }
290 }
291 }
292 }
293 }
294 }
295 }
296 }
297 }
298 }
299 }
300 }
301 }
302 }
303 }
304 }
305 }
306 }
307 }
308 }
309 }
310 }
311 }
312 }
313 }
314 }
315 }
316 }
317 }
318 }
319 }
320 }
321 }
322 }
323 }
324 }
325 }
326 }
327 }
328 }
329 }
330 }
331 }
332 }
333 }
334 }
335 }
336 }
337 }
338 }
339 }
340 }
341 }
342 }
343 }
344 }
345 }
346 }
347 }
348 }
349 }
350 }
351 }
352 }
353 }
354 }
355 }
356 }
357 }
358 }
359 }
360 }
361 }
362 }
363 }
364 }
365 }
366 }
367 }
368 }
369 }
370 }
371 }
372 }
373 }
374 }
375 }
376 }
377 }
378 }
379 }
380 }
381 }
382 }
383 }
384 }
385 }
386 }
387 }
388 }
389 }
390 }
391 }
392 }
393 }
394 }
395 }
396 }
397 }
398 }
399 }
400 }
401 }
402 }
403 }
404 }
405 }
406 }
407 }
408 }
409 }
410 }
411 }
412 }
413 }
414 }
415 }
416 }
417 }
418 }
419 }
420 }
421 }
422 }
423 }
424 }
425 }
426 }
427 }
428 }
429 }
430 }
431 }
432 }
433 }
434 }
435 }
436 }
437 }
438 }
439 }
440 }
441 }
442 }
443 }
444 }
445 }
446 }
447 }
448 }
449 }
450 }
451 }
452 }
453 }
454 }
455 }
456 }
457 }
458 }
459 }
460 }
461 }
462 }
463 }
464 }
465 }
466 }
467 }
468 }
469 }
470 }
471 }
472 }
473 }
474 }
475 }
476 }
477 }
478 }
479 }
480 }
481 }
482 }
483 }
484 }
485 }
486 }
487 }
488 }
489 }
490 }
491 }
492 }
493 }
494 }
495 }
496 }
497 }
498 }
499 }
500 }
501 }
502 }
503 }
504 }
505 }
506 }
507 }
508 }
509 }
510 }
511 }
512 }
513 }
514 }
515 }
516 }
517 }
518 }
519 }
520 }
521 }
522 }
523 }
524 }
525 }
526 }
527 }
528 }
529 }
530 }
531 }
532 }
533 }
534 }
535 }
536 }
537 }
538 }
539 }
540 }
541 }
542 }
543 }
544 }
545 }
546 }
547 }
548 }
549 }
550 }
551 }
552 }
553 }
554 }
555 }
556 }
557 }
558 }
559 }
560 }
561 }
562 }
563 }
564 }
565 }
566 }
567 }
568 }
569 }
570 }
571 }
572 }
573 }
574 }
575 }
576 }
577 }
578 }
579 }
580 }
581 }
582 }
583 }
584 }
585 }
586 }
587 }
588 }
589 }
590 }
591 }
592 }
593 }
594 }
595 }
596 }
597 }
598 }
599 }
600 }
601 }
602 }
603 }
604 }
605 }
606 }
607 }
608 }
609 }
610 }
611 }
612 }
613 }
614 }
615 }
616 }
617 }
618 }
619 }
620 }
621 }
622 }
623 }
624 }
625 }
626 }
627 }
628 }
629 }
630 }
631 }
632 }
633 }
634 }
635 }
636 }
637 }
638 }
639 }
640 }
641 }
642 }
643 }
644 }
645 }
646 }
647 }
648 }
649 }
650 }
651 }
652 }
653 }
654 }
655 }
656 }
657 }
658 }
659 }
660 }
661 }
662 }
663 }
664 }
665 }
666 }
667 }
668 }
669 }
670 }
671 }
672 }
673 }
674 }
675 }
676 }
677 }
678 }
679 }
680 }
681 }
682 }
683 }
684 }
685 }
686 }
687 }
688 }
689 }
690 }
691 }
692 }
693 }
694 }
695 }
696 }
697 }
698 }
699 }
700 }
701 }
702 }
703 }
704 }
705 }
706 }
707 }
708 }
709 }
710 }
711 }
712 }
713 }
714 }
715 }
716 }
717 }
718 }
719 }
720 }
721 }
722 }
723 }
724 }
725 }
726 }
727 }
728 }
729 }
730 }
731 }
732 }
733 }
734 }
735 }
736 }
737 }
738 }
739 }
740 }
741 }
742 }
743 }
744 }
745 }
746 }
747 }
748 }
749 }
750 }
751 }
752 }
753 }
754 }
755 }
756 }
757 }
758 }
759 }
760 }
761 }
762 }
763 }
764 }
765 }
766 }
767 }
768 }
769 }
770 }
771 }
772 }
773 }
774 }
775 }
776 }
777 }
778 }
779 }
780 }
781 }
782 }
783 }
784 }
785 }
786 }
787 }
788 }
789 }
790 }
791 }
792 }
793 }
794 }
795 }
796 }
797 }
798 }
799 }
800 }
801 }
802 }
803 }
804 }
805 }
806 }
807 }
808 }
809 }
810 }
811 }
812 }
813 }
814 }
815 }
816 }
817 }
818 }
819 }
820 }
821 }
822 }
823 }
824 }
825 }
826 }
827 }
828 }
829 }
830 }
831 }
832 }
833 }
834 }
835 }
836 }
837 }
838 }
839 }
840 }
841 }
842 }
843 }
844 }
845 }
846 }
847 }
848 }
849 }
850 }
851 }
852 }
853 }
854 }
855 }
856 }
857 }
858 }
859 }
860 }
861 }
862 }
863 }
864 }
865 }
866 }
867 }
868 }
869 }
870 }
871 }
872 }
873 }
874 }
875 }
876 }
877 }
878 }
879 }
880 }
881 }
882 }
883 }
884 }
885 }
886 }
887 }
888 }
889 }
890 }
891 }
892 }
893 }
894 }
895 }
896 }
897 }
898 }
899 }
900 }
901 }
902 }
903 }
904 }
905 }
906 }
907 }
908 }
909 }
910 }
911 }
912 }
913 }
914 }
915 }
916 }
917 }
918 }
919 }
920 }
921 }
922 }
923 }
924 }
925 }
926 }
927 }
928 }
929 }
930 }
931 }
932 }
933 }
934 }
935 }
936 }
937 }
938 }
939 }
940 }
941 }
942 }
943 }
944 }
945 }
946 }
947 }
948 }
949 }
950 }
951 }
952 }
953 }
954 }
955 }
956 }
957 }
958 }
959 }
960 }
961 }
962 }
963 }
964 }
965 }
966 }
967 }
968 }
969 }
970 }
971 }
972 }
973 }
974 }
975 }
976 }
977 }
978 }
979 }
980 }
981 }
982 }
983 }
984 }
985 }
986 }
987 }
988 }
989 }
990 }
991 }
992 }
993 }
994 }
995 }
996 }
997 }
998 }
999 }
1000 }

```

```
110 algorithm NewtonLineSearch -tol 1.0e-6 -maxIter 50000
111
112 set ok [analyze 1 $DtReduced]
113
114 if {$ok != 0} {
115     puts "Time: $currentTime, NewtonWithLineSearch failed, Trying Broyden"
116     test EnergyIncr 1.0e-6 100000
117     algorithm BFGS
118     set ok [analyze 1 $DtReduced]
119 }
120
121 set currentTime [getTime]
122 puts $currentTime
123 }
124
125 set time [getTime]
126 puts "$time"
127
128 if {$ok != 0} {
129     puts "Time History FAILED"
130 } else {
131     puts "Time History SUCCESSFUL"
132 }
```