



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

«ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ»

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΜΕΛΕΤΗ ΠΛΑΣΤΙΜΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΤΟΙΧΕΙΟΥ ΠΡΟΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΟΥ ΤΕΝΟΝΤΑ ΧΩΡΙΣ ΣΥΝΑΦΕΙΑ

Γιαννακέας Ηλίας

ΤΟΜΕΑΣ
ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

Αθήνα, Αύγουστος 2014

Επιβλέπων: Χρ. Ζέρης, Αναπλ. Καθηγητής ΕΜΠ

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
«ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ»

Γιαννακέας Ηλίας

Επιβλέπων: Χρ. Ζέρης, Αναπλ. Καθηγητής ΕΜΠ

Το περιεχόμενο της ανά χείρας διπλωματικής εργασίας αποτελεί προϊόν δικής μου πνευματικής προσπάθειας. Η ενσωμάτωση σε αυτήν υλικού τρίτων, δημοσιευμένου ή μη γίνεται με δόκιμη αναφορά στις πηγές, που δεν επιτρέπει ασάφειες ή παρερμηνείες.

ΑΘΗΝΑ 2014

Ευχαριστίες

Η ολοκλήρωση της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί συνάμα και το τέλος ενός σπουδαίου ταξιδιού. Θα ήταν λοιπόν παράληψη να μην εκφράσω την βαθύτατη ευγνωμοσύνη μου σε όλους όσους συνέβαλαν με τον τρόπο τους, στην ολοκλήρωση αυτής της προσπάθειας.

Αρχικά, θα ήθελα να εκφράσω τις θερμές μου ευχαριστίες στον καθηγητή μου Ζέρη Χρήστο, όχι μόνο για την επίβλεψη της παρούσας εργασίας και τις χρήσιμες συμβουλές που μου έδωσε, αλλά και για το σπουδαίο διδακτικό του έργο καθ' όλη τη διάρκεια των προπτυχιακών μου σπουδών. Η καθοδήγησή του, καθώς και η συνεχής και κρίσιμη στήριξη του, με μοναδικό κίνητρό του την επιστημονική του περιέργεια, αποτέλεσαν καταλυτικό παράγοντα και για αυτό το λόγο θα ήθελα να τον ευχαριστήσω θερμά.

Η παρουσία φίλων, ήταν καθοριστική, ιδιαίτερα στις δύσκολες στιγμές που αναπόφευκτα προέκυψαν. Θα ήθελα να τους ευχαριστήσω για την συμπαράσταση και τις συμβουλές που ανταλλάξαμε όλον αυτό τον καιρό. Ιδιαίτερα θα ήθελα να ευχαριστήσω την Βασιλεία, χωρίς την βοήθεια και την στήριξη της οποίας η πορεία θα ήταν πολύ δυσκολότερη και το αποτέλεσμα πολύ φτωχότερο.

Όλους αυτούς που στάθηκαν δίπλα μου σε όλη την ακαδημαϊκή μου πορεία και τους πολλούς ακόμα που μοιράστηκαν το χρόνο τους μαζί μου, τους ευχαριστώ βαθύτατα.

Τέλος, τα λόγια δεν είναι αρκετά για να περιγράψω την ευγνωμοσύνη μου απέναντι στους γονείς μου. Με την αγάπη τους και τις θυσίες που έκαναν όλα αυτά τα χρόνια για μένα, κατέστησαν δυνατή την ολοκλήρωση των σπουδών μου. Είναι πάντα δίπλα μου στηρίζοντας τις επιλογές μου και δίνοντας μου δύναμη.

Γιαννακέας Ηλίας

Αύγουστος 2014

Πίνακας περιεχομένων

Ευχαριστίες	iv
Περίληψη	viii
Abstract	viii
1 Εισαγωγή	1
1.1 Αντικείμενο έρευνας.....	1
1.2 Διάρθρωση της εργασίας	1
2 Εισαγωγικά στοιχεία.....	4
2.1 Εισαγωγή	4
2.2 Ανάγκη για συστήματα με καλύτερη σεισμική συμπεριφορά.....	6
2.3 Χαρακτηρισμός εδαφικών κινήσεων.....	9
2.3.1 Θεωρία ελαστικής ανάπλασης	9
2.3.2 Χαρακτηριστικά σεισμικών γεγονότων	9
2.3.3 Ρήγματα.(Faults).....	9
2.3.4 Μέγεθος (magnitude)	10
2.3.5 Κατηγορίες Εδάφους Βάση τον ΕΚ8.	11
3 Μονοβάθμια.....	12
3.1 Εισαγωγή	12
3.2 OpenSEES	13
3.3 Μονοβάθμιο μοντέλο ιδεατού flag-shape	14
3.4 Παράμετρος λ_1	15
3.4.1 Ορισμός και ιδιότητες παραμέτρου λ_1	15
3.4.2 Ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση ξ_{eq}	16
3.4.3 Διερεύνηση της τυχόν παρερμηνείας του λόγου λ_1	19
3.4.4 Διερεύνηση flag-shape	22
3.5 Σύγκριση συμπεριφοράς ιδεατού μοντέλου με πραγματική συμπεριφορά μέλους... 28	

3.6	Ανελαστικός Σχεδιασμός Ισοδύναμων Μονοβάθμιων Συστημάτων	29
3.6.1	Εισαγωγή.....	29
3.6.2	Περιγραφή μοντέλου ανάλυσης	30
4	Πολυβάθμιο Σύστημα	34
4.1	Πρώτο μοντέλο προσομοίωσης	34
4.1.1	Περιγραφή του μοντέλου	34
4.1.2	Επιλογή στοιχείων και υλικών προσομοιώματος.....	36
4.1.3	Αποτελέσματα στατικής προσαυξητικής ανάλυσης του φορέα.....	40
4.1.4	Μειονεκτήματα του μοντέλου.....	45
4.2	Δεύτερο Μοντέλο Προσομοίωσης	46
4.2.1	Μέθοδος Στροφής Στερεού Σώματος (Rigid Body Rotation).....	47
4.2.2	Ορισμός δεύτερου μοντέλου προσομοίωσης	52
4.2.3	Εφαρμογή της μεθόδου ανάλυσης στροφής στερεού σώματος (Rigid Body Rotation).	54
4.2.4	Καθορισμός Νόμου Δυνάμεων – Μετατοπίσεων για την προσομοίωση του σκυροδέματος	56
4.3	Σύγκριση αποτελεσμάτων προσαυξητικής φόρτισης των δύο προτεινόμενων μοντέλων.....	61
4.4	Διερεύνηση της επίδρασης της προσομοίωσης του τοιχίου	64
4.4.1	Μαλακός Χάλυβας	64
4.4.2	Προεντεταμένος Τένοντας	70
5	Αποτελέσματα Δυναμικών Αναλύσεων	76
5.1	Σεισμικές Καταγραφές	76
5.2	Απόκριση Πολυβάθμιου Συστήματος	80
5.3	Σύγκριση απόκρισης πολυβάθμιου συστήματος με φάσματα απαίτησης από ισοδύναμο μονοβάθμιο.....	84
5.4	Δυναμικές Αναλύσεις Σύμφωνα με το Ελαστικό Φάσμα του Ευροκώδικα.....	91

5.5	Εναλλακτική Προσομοίωση Κατασκευής με Μονοβάθμιο Σύστημα.....	94
5.6	Σύνταξη Φασμάτων Απαίτησης Πλαστιμότητας.....	98
5.6.1	Σεισμικές Καταγραφές	98
5.6.2	Ανάλυση και Αποτελέσματα.....	99
6	Συμπεράσματα.....	106
6.1	Μονοβάθμιος Ταλαντωτής.....	106
6.2	Πολυβάθμιο Μοντέλο.....	107
6.3	Αποτελέσματα Δυναμικών Αναλύσεων	109
	Βιβλιογραφικές Αναφορές	111
	Παράρτημα Α.....	115
	Παράρτημα Β.....	119
	Παράρτημα C.....	136

Περίληψη

Την τελευταία δεκαετία έχουν σημειωθεί σημαντικά επιτεύγματα στον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών με την εισαγωγή καινοτόμων συστημάτων σύνδεσης προκατασκευασμένων μελών σκυροδέματος με την χρήση προεντεταμένων τενόντων χωρίς συνάφεια. Τα συστήματα αυτά είναι ικανά να περιορίσουν, τόσο τις βλάβες, όσο και τις παραμένουσες παραμορφώσεις ενός μέλους, ύστερα από ένα σεισμικό γεγονός. Στην παρούσα εργασία εξετάζουμε αρχικά, την προσέγγιση αυτών των συστημάτων με τη χρήση μονοβάθμιων ταλαντωτών. Οι μονοβάθμιοι ταλαντωτές απαρτίζονται από δύο ελατήρια εν παραλληλία, ένα ελαστικό με δύο κλάδους δυσκαμψίας που προσομοιάζει την ικανότητα επαναφοράς του συστήματος και ένα ελαστοπλαστικό που προσομοιάζει την απόσβεση ενέργειας. Στην συνέχεια προχωράμε στην μόρφωση πολυβάθμιου μοντέλου ικανού να συμπεριλάβει την συμπεριφορά του σκυροδέματος. Με τα μοντέλα αυτά, συντάσσουμε φάσματα απαίτησης πλαστιμότητας και τα εξετάζουμε ως προς την ακρίβειά τους με τα αποτελέσματα από το πολυβάθμιο μοντέλο. Τέλος, μορφώνονται φάσματα απαίτησης πλαστιμότητας ως προς την κατηγορία του εδάφους και την εδαφική κίνηση για έξι μονοβάθμιους ταλαντωτές, προσομοιώνοντας με αυτό τον τρόπο όσο το δυνατόν περισσότερες περιπτώσεις κατασκευών αυτής της μορφής. Όλες οι επιλύσεις γίνονται με χρήση του λογισμικού ανοικτού κώδικα OpenSEES (Open Source System for Earthquake Engineering Simulation) το οποίο αναπτύχθηκε και διανέμεται από το Πανεπιστήμιο Berkley στην Καλιφόρνια.

Abstract

Over the last decade significant improvements have been accomplished in the seismic protection of structures with the advent of innovative precast – prestressed concrete connection systems, implementing unbonded tendons for anchorage. Not only are these

systems capable of limiting the damage, but also the residual deformations of the member, after an earthquake event. In this project, the first approach is to simulate these systems using a single degree of freedom (SDOF) model. The SDOF model is defined by using two springs in parallel, one bilinear elastic to simulate the self – centering ability and one elasto-plastic to simulate the energy dissipation of the system. The next step is to create a multi degree of freedom (MDOF) model, able to incorporate the contribution of the concrete in the rocking response. Using these two models, we move on to the creation of capacity demand spectrums and we compare the results of the spectra with the capacity calculated from the MDOF model. Lastly, we plot the ductility demand spectra for different soil types and earthquake event classifications for six SDOF models, in order to model a wide selection of structural forms of this type. All the analyses were carried out using the open source system OpenSees (Open Source System for Earthquake Engineering Simulation) which was developed by Berkley University of California.

1 Εισαγωγή

1.1 Αντικείμενο έρευνας

Στην παρούσα διπλωματική εργασία, παρουσιάζεται η μελέτη και η προσομοίωση της σύνδεσης προκατασκευασμένων μελών σκυροδέματος με την χρήση προεντεταμένου τένοντα χωρίς συνάφεια, όπως αυτή προτάθηκε από το ερευνητικό πρόγραμμα U.S. PRESSS. Για να το πετύχουμε αυτό εξετάζεται η προσομοίωση της συμπεριφοράς τοιχώματος, που συνδέεται με αυτή την μέθοδο στο πέδιλο, τόσο με χρήση απλού μονοβάθμιου, όσο και με την χρήση πολυβάθμιου μοντέλου.

Αναλυτικότερα, αναπτύσσεται αρχικά μονοβάθμιο μοντέλο, προκειμένου να επιτύχουμε μια απλή προσομοίωση της συμπεριφοράς μιας κατασκευής με την προτεινόμενη σύνδεση. Στο μονοβάθμιο αυτό γίνεται διερεύνηση και αποτύπωση όλων των παραμέτρων που επηρεάζουν την συμπεριφορά του. Στην συνέχεια εξετάζεται η ακριβέστερη προσομοίωση της κατασκευής με την χρήση ενός πολυβάθμιου μοντέλου ώστε να διαπιστωθεί η επιρροή των τενόντων και η ικανότητα του τοιχώματος για επαναφορά στην αρχική του θέση. Τέλος, γίνεται προσπάθεια σύνταξης φασμάτων απαίτησης πλαστιμότητας, κάνοντας χρήση του μονοβάθμιου ταλαντωτή, ικανά να παρέχουν πληροφορίες τόσο για τον σχεδιασμό όσο και για την αποτίμηση τέτοιων κατασκευών. Για να υπάρξει καλύτερη αντιστοιχία με πραγματικές κατασκευές, τα φάσματα αυτά συντάσσονται για πιθανούς συνδυασμούς κατασκευής και εδαφικής κίνησης.

1.2 Διάρθρωση της εργασίας

Η παρούσα εργασία αποτελείται από έξι κεφάλαια και τρία παραρτήματα. Το παρόν εισαγωγικό κεφάλαιο (Κεφάλαιο 1), οριοθετεί το αντικείμενο της εργασίας και περιγράφει την δομή της συγκεκριμένης έρευνας.

Στο δεύτερο κεφάλαιο αναπτύσσεται εν συντομία η ανάγκη χρήσης της κατασκευαστικής μεθόδου που εξετάζεται και θέτονται οριοθετούνται τα κριτήρια με βάση τα οποία θα γίνει στο κεφάλαιο έξι, η ομαδοποίηση των εδαφικών καταγραφών.

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζουμε την προσομοίωση του ιδεατού σχήματος τύπου ‘flag – shape’ μέσα από την χρήση ενός απλού μονοβάθμιου ταλαντωτή. Η προσομοίωση αυτή γίνεται με τη χρήση δύο ελατηρίων, ενός ελαστικού με δύο κλάδους δυσκαμψίας που περιγράφει την επαναφορά του συστήματος και ενός ελαστοπλαστικού που περιγράφει την ικανότητά απορρόφησης ενέργειας. Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται εκτενής αναφορά στις παραμέτρους των ελατηρίων και πώς αυτές επηρεάζουν το σύστημα καθώς επίσης και ο χαρακτηρισμός αυτών των συστημάτων. Τέλος, παρουσιάζεται η διαδικασία σύνταξης φασμάτων απαίτησης πλαστιμότητας, την οποία θα χρησιμοποιήσουμε σε επόμενο κεφάλαιο.

Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζεται η δημιουργία ενός πολυβάθμιου μοντέλου ικανού να προσομοιάσει την συμπεριφορά μιας κατασκευής με την προτεινόμενη μεθοδολογία σύνδεσης μελών. Αρχικά κατασκευάζουμε ένα απλό μοντέλο προσομοίωσης, αντίστοιχο με άλλα που έχουν χρησιμοποιηθεί στην βιβλιογραφία και παρουσιάζονται τα αποτελέσματά του. Στην συνέχεια στο μοντέλο αυτό προσθέτουμε επιπλέον στοιχεία, με χρήση της μεθόδου επίλυσης διατομής με θεώρηση στροφής στερεού σώματος, ώστε το μοντέλο να συνυπολογίζει την συνεισφορά του σκυροδέματος. Τα δύο μοντέλα συγκρίνονται ως προς τα αποτελέσματά τους και την συμπεριφορά τους και γίνεται διερεύνηση της επιρροής των χαρακτηριστικών των τενόντων και του πρόσθετου μαλακού χάλυβα, στην συμπεριφορά του δεύτερου μοντέλου. Όλες οι παραπάνω αριθμητικές προσομοιώσεις και επιλύσεις γίνονται με προγραμματισμό σε Tcl/Tk, με βάση το λογισμικό ανοικτού κώδικα OpenSees.

Με το δεύτερο μοντέλο της παραπάνω παραγράφου, εκτελούμε δυναμικές αναλύσεις, τα αποτελέσματα της οποίας παρουσιάζονται στο κεφάλαιο πέντε. Οι αναλύσεις έγιναν χρησιμοποιώντας ένα σύνολο έξι εδαφικών κινήσεων και για κάθε μια υπολογίστηκε η αντίστοιχη πλαστιμότητα που αναπτύχθηκε. Αρχικά οι αναλύσεις εκπονήθηκαν χωρίς να γίνει χρήση κλίμακας στα επιταχυνσιογραφήματα των σεισμικών καταγραφών. Στην συνέχεια αναπτύχθηκε μονοβάθμιο μοντέλο, με συμπεριφορά που να προσεγγίζει αυτή του πολυβάθμιου και συντάχθηκαν τα φάσματα απαίτησης πλαστιμότητας κάθε εδαφικής κίνησης προκειμένου να γίνει σύγκριση των αποτελεσμάτων. Τέλος, σε αυτό το κεφάλαιο, συγκεντρώνουμε ένα δείγμα συνολικά ογδόντα σεισμικών γεγονότων, το οποίο το κατηγοριοποιούμε σύμφωνα με τα κριτήρια που παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο δύο. Για έξι μονοβάθμια μοντέλα, όπου το κάθε ένα έχει τέτοιες παραμέτρους ώστε να προσεγγίζουμε όσο το δυνατό περισσότερες περιπτώσεις, συντάσσουμε φάσματα απαίτησης πλαστιμότητας για κάθε περίπτωση.

Στο έκτο κεφάλαιο παραθέτουμε τα συμπεράσματα από τις αναλύσεις που έγιναν για τα παραπάνω κεφάλαια.

Στο Παράρτημα Α παραθέτουμε την συμπεριφορά μονοβάθμιων συστημάτων τα οποία σχεδιάστηκαν για $\lambda_1=1.00$ αλλά παρουσιάζουν τελείως διαφορετική συμπεριφορά (όπου λ_1 είναι ο λόγος επαναφοράς του συστήματος και περιγράφεται αναλυτικά στο κεφάλαιο 3).

Στο Παράρτημα Β παρουσιάζουμε τα φάσματα απαίτησης πλαστιμότητας που προέκυψαν από τις αναλύσεις του πέμπτου κεφαλαίου.

Στο Παράρτημα C παραθέτουμε τον κώδικα γραμμένο σε OpenSEES και Matlab, με τον οποίο έγινε ο ορισμός και η επίλυση του δεύτερου μοντέλου προσομοίωσης.

2 Εισαγωγικά στοιχεία

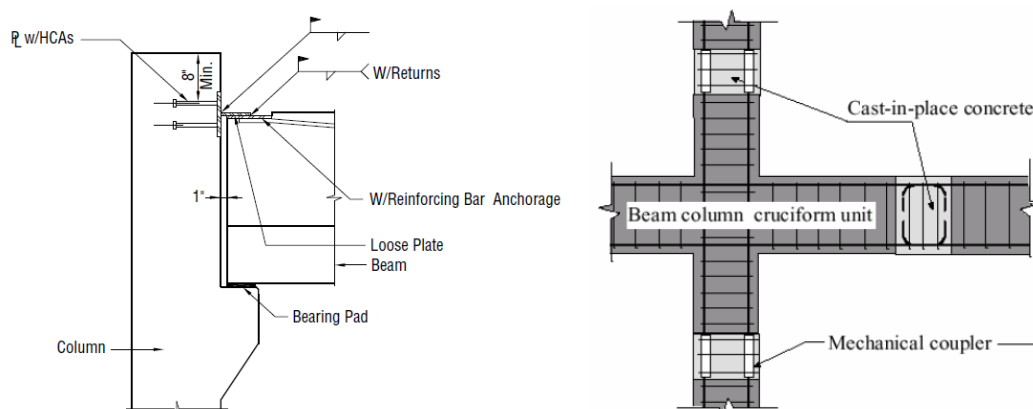
2.1 Εισαγωγή

Η ανάγκη για μείωση του χρόνου ανέγερσης των κατασκευών και ο όσο τον δυνατό περιορισμός των αναγκαίων εργασιών στο εργοτάξιο έχουν οδηγήσει στην χρήση προκατασκευασμένων μελών οπλισμένου σκυροδέματος. Η μέθοδος αυτή πρωτοεμφανίστηκε το 1905 στην Μ. Βρετανία από τους John Alexander Brodie και Yannick Macken. Παρόλο που τότε δεν γνώρισε ιδιαίτερα μεγάλη απήχηση, η μέθοδος αυτή χρησιμοποιήθηκε ευρέως με την εισαγωγή της προέντασης από τον Γάλλο μηχανικό Eugene Freyssinet το 1936 και ο οποίος θεωρείται και ο ‘πατέρας’ του προεντεταμένου σκυροδέματος. Συγκεκριμένα μετά το πέρας του 2^{ου} Παγκοσμίου Πολέμου, όπου οι περισσότερες γέφυρες στην Ευρώπη είχαν καταστραφεί, έδωσε μια αποδοτική και οικονομική λύση στην αποκατάσταση των Ευρωπαϊκών υποδομών (Arcy et. al., 2003)

Τα κύρια πλεονεκτήματα του προκατασκευασμένου σκυροδέματος είναι η μείωση του συνολικού χρόνου κατασκευής του κτιρίου και η καλύτερη διασφάλιση ποιότητας του τελικού προϊόντος, μέσω της κατασκευής των δομικών στοιχείων υπό εργοστασιακές συνθήκες. Η κατασκευή χωρίζεται σε μικρότερα μέρη τα οποία σκυροδετούνται στο εργοστάσιο και ύστερα αποστέλλονται στο εργοτάξιο όπου και συναρμολογείται και ανεγείρεται η κατασκευή. Μέσα στις ελεγχόμενες συνθήκες του εργοστασίου μπορεί να γίνει καλύτερη επίβλεψη και εκπόνηση της σκυροδέτησης, ανεπηρέαστη από καιρικές συνθήκες, να χρησιμοποιηθούν σκυροδέματα με υψηλότερες προδιαγραφές και ιδιότητες με λιγότερο κόστος και να ακολουθηθούν συνθήκες σκυροδέτησης (διάστρωση, συμπύκνωση και συντήρηση) που δεν είναι εφικτές στο πεδίο. Επιπλέον, μειώνοντας τον χρόνο στο εργοτάξιο μειώνονται οι καθυστερήσεις και τυχόν μείωση ποιότητας του τελικού προϊόντος λόγω καιρικών φαινομένων (συστολή, ρηγματώσεις, κλπ). Τέλος η σκυροδέτηση όλων των μελών μπορεί να διεξαχθεί ταυτόχρονα και όχι τμηματικά, παράλληλα με την κατασκευή των σταθερών τμημάτων (εκσκαφή, θεμελίωση) και/ή ακολουθώντας την ανέγερση της

κατασκευής όπως γίνεται με την επιτόπου σκυροδέτηση και η συντήρηση να επιταχυνθεί, μειώνοντας δραματικά τον απαιτούμενο χρόνο.

Το μεγαλύτερο μειονέκτημα αυτής της μεθόδου έγκειται στις επιτόπου συνδέσεις των μελών. Τις περισσότερες φορές η σύνδεση περιορίζεται σε απλή έδραση των μελών και χρήση μεταλλικών ελασμάτων. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα περιορισμούς που προκύπτουν λόγω της μεγάλης πλευρικής παραμόρφωσης και της αβεβαιότητας της συμπεριφοράς τους σε σεισμική φόρτιση, με πιθανή κατάληξη την δημιουργία μηχανισμών. Έτσι στις έντονα σεισμογενείς περιοχές αυτή η μέθοδος δεν προτιμάται γιατί η απλή σύνδεση των μελών με μεταλλικά ελάσματα και επιτόπου χύτευση στους αρμούς δεν μπορεί να προσφέρει επαρκή απορρόφηση ενέργειας. Κατά τον Ευροκώδικα (EN 1992-1-2 10.9) καθώς και κανονισμούς άλλων χωρών (π.χ. Η.Π.Α., Ιαπωνία και Νέα Ζηλανδία), για να αντιμετωπιστούν τα μειονεκτήματα του προκατασκευασμένου σκυροδέματος σε περιοχές υψηλού κίνδυνου, έχει υιοθετηθεί η τάση επιτόπου σκυροδέτησης (cast-in-place) των περιοχών των κόμβων. Έτσι στο εργοστάσιο σκυροδετείται ένα μέρος του μέλους μόνο και το υπόλοιπο σκυροδετείται στο εργοτάξιο. Έτσι μπορεί να αποκατασταθεί η συνέχεια του κόμβου και να διασφαλιστεί ότι η σύνδεση θα είναι αρκετά ισχυρή και η κρίσιμη περιοχή επαρκώς πλαστική στην περίπτωση ενός σεισμικού γεγονότος, καταλήγοντας σε μία συγκρίσιμη με τη μονολιθική κατασκευή. Η απαίτηση όμως για επιτόπου σκυροδέτηση μέρους της κατασκευής αποτελεί τροχοπέδη για την όλη διαδικασία αφού μειώνεται η ταχύτητα ανέγερσης της κατασκευής (και άρα αυξάνεται το κόστος) και δεν εκμεταλλεύεται τα πλεονεκτήματα της μεθόδου. Έτσι, ιδιαίτερα σε περιοχές με έντονη σεισμική δραστηριότητα, προτιμούνται οι εν γένει μονολιθικές κατασκευές οι οποίες είναι ικανές να επιτύχουν μεγάλες πλαστιμότητες και υπάρχει μεγαλύτερη αξιοπιστία στην ικανότητά τους ανάληψης φορτίων.



Εικόνα 2.1 Παραδείγματα σύνδεσης προκατασκευασμένων μελών σκυροδέματος με χρήση μεταλικών ελασμάτων (αριστερά) και επιτόπου σκυροδέτησης μέρος του μέλους (δεξιά), πηγή Precast/Prestressed Concrete Institute, fib 2003.

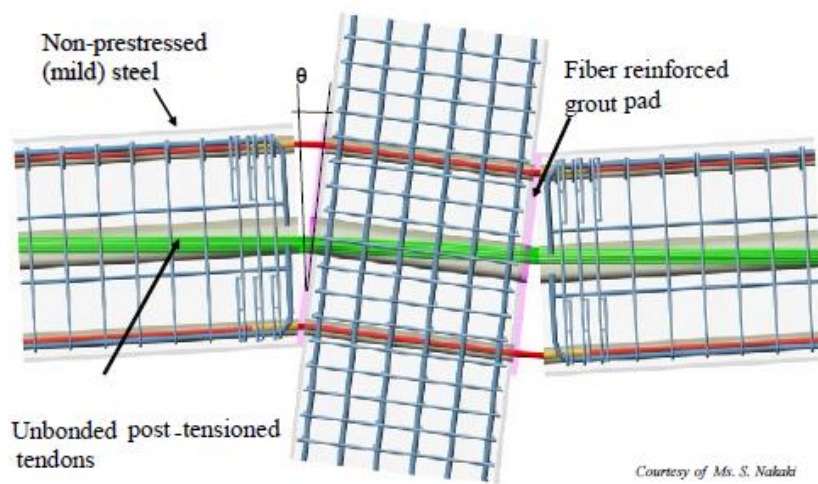
2.2 Ανάγκη για συστήματα με καλύτερη σεισμική συμπεριφορά

Τις τελευταίες τρεις δεκαετίες όμως, σεισμοί έχουν προκαλέσει σοβαρές ζημιές σε πολλές κατασκευές με κόστος πολλών εκατομμυρίων δολαρίων, υπογραμμίζοντας τους περιορισμούς και τους κινδύνους πίσω από την φιλοσοφία του σχεδιασμού πλαστικών κατασκευών, που επικρατούσε μέχρι πρότινος και επικεντρωνόταν στην αποφυγή κατάρρευσης. Οι οικονομικές ζημιές αναφέρονται σε βλάβες δομικών και μη-δομικών μελών της κατασκευής όπως επίσης και στον απαιτούμενο χρόνο περαίωσης των επισκευών. Μεταγενέστερα, με την εισαγωγή του αντισεισμικού σχεδιασμού με βάση τις στάθμες επιλεκτικότητας, δόθηκε μεγαλύτερη έμφαση στον περιορισμό των βλαβών. Οι προσδοκίες της κοινωνίας ως προς την ανθεκτικότητα των κατασκευών του μηχανικού υποδεικνύουν την ανάγκη για αντισεισμικές κατασκευές οι οποίες θα επιτρέπουν την άμεση χρήση τους, ακόμα και έπειτα ενός μέτριου σεισμικού γεγονότος, χωρίς να χρειάζονται σημαντικές επιδιορθώσεις και διατηρώντας την λειτουργικότητά τους. Με αυτόν τον τρόπο ελαχιστοποιείται η διακοπή των επιχειρήσεων και απαραίτητων υπηρεσιών, όπως των νοσοκομείων.

Ως μια προσπάθεια να βρεθεί λύση στα μέχρι τώρα μειονεκτήματα, το 1991 ξεκίνησε το ερευνητικό πρόγραμμα PRESSS (Precast Seismic Structural Systems) με συγχρηματοδότηση από το National Science Foundation (NSF), το Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI) και από το Precast/Prestressed Concrete Manufacturers Association of California (PCMAC). Σκοπός αυτού του ερευνητικού προγράμματος είναι να επιδείξει την βιωσιμότητα της χρήσης προκατασκευασμένου σκυροδέματος σε περιοχές με έντονη σεισμική δραστηριότητα, να επιδείξει ξεκάθαρα ότι η συμπεριφορά του σε σεισμό είναι προβλέψιμη και ακριβής και να επισημάνει τα πλεονεκτήματά του, όσον αφορά την σεισμική συμπεριφορά, συμπεριλαμβανομένων των μειωμένων επιπέδων ζημίας, σε σύγκριση με ισοδύναμες κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα και χάλυβα. Τελικός σκοπός του προγράμματος PRESSS ήταν να αναπτύξει κατευθυντήριες υποδείξεις σχεδιασμού για προκατασκευασμένο σκυρόδεμα για περιοχές με έντονη και μέτρια σεισμική δραστηριότητα, οι οποίες θα μπορούσαν να ενσωματωθούν στους κανονισμούς σχεδιασμού. Σαν τελική φάση του προγράμματος διεξήχθη πείραμα σεισμικής διέγερσης σε πεντάροφο κτίριο από

προκατασκευασμένο σκυρόδεμα, κατασκευασμένο στο 60% του πραγματικού του μεγέθους, το 1999.

Αποτέλεσμα της έρευνας είναι μια σειρά από προτεινόμενα συστήματα συνδεσμολογίας, ικανά να παραλάβουν μεγάλες ροπές, χρησιμοποιώντας προένταση. Τα συστήματα αυτά χαρακτηρίζονται από τον συνδυασμό ικανότητας απορρόφησης ενέργειας (dissipation capacity) και της ικανότητας να επανέλθει μόνο του στην αρχική του θέση (self-centering), έτσι μειώνονται αρκετά οι ζημιές σε σύγκριση με τα ισοδύναμα μονολιθικά συστήματα (Priestley et al., 1999; Gardone et al., 2004). Για αυτά τα συστήματα έχει επικρατήσει η ονομασία ‘συστήματα σχήματος σημαίας’ (flag-shaped systems) εξαιτίας του σχήματος του διαγράμματος απόκρισης που εμφανίζουν. Αυτή η συνδεσμολογία επιτυγχάνεται χρησιμοποιώντας προεντεταμένους τένοντες (self-centering capacity) και μαλακό χάλυβα ή άλλο μηχανισμό απόσβεσης (dissipation capacity), περιορίζοντας σε μεγάλο βαθμό τις παραμένουσες παραμορφώσεις κατά την διάρκεια ενός σεισμού (Christopoulos et al., 2002a; Palermo et al., 2005; Pampanin, 2005). Η μεταφορά της τέμνουσας δύναμης επιτυγχάνεται με την τριβή ή/και με την τοποθέτηση μεταλλικού ελάσματος με εσοχές στην διεπιφάνεια. Ο τένοντας είναι σχεδιασμένος ώστε να παραμένει στην ελαστική του περιοχή και να μην διαρρέει ανεξάρτητα από την φόρτιση. Με αυτόν τον τρόπο όταν το μέλος εκτρέπεται από την αρχική του θέση ο τένοντας το επαναφέρει, περιορίζοντας τις παραμένουσες παραμορφώσεις και με αυτόν τον τρόπο ‘κλείνοντας’ το κενό που είχε ανοίξει και τις μικρό-ρωγμές που είχαν δημιουργηθεί. Όσον αφορά τον τρόπο τοποθέτησης των τενόντων αλλά και για την φύση της απόσβεσης της ενέργειας έχουν προταθεί πολλές εναλλακτικές (Amaris et al., 2008, Kam et al., 2010). Κατευθυντήριες γραμμές για τον σχεδιασμό και την κατασκευή αυτού του τύπου συνδέσεων έχουν ήδη ενσωματωθεί στο κανονισμό σχεδιασμού της Νέας Ζηλανδίας (NZS3101 Appendix B), του οργανισμού ACI (ACI T1.2-03) και στο fib Bulletin no 27 (fib Fédération internationale du béton, 2002), ενώ η χρήση της μεθόδου έχει ήδη ξεκινήσει σε έργα στην Νέα Ζηλανδία.



Εικόνα 2.2 Παράδειγμα σύνδεσης προκατασκευασμένων μελών σκυροδέματος με χρήση προεντεταμένου τένοντα χωρίς συνάφεια, πηγή: (Pampanin, 2005b) .

2.3 Χαρακτηρισμός εδαφικών κινήσεων

Πρόσφατα σεισμικά γεγονότα (Kobe 1995, Chi-Chi 1999, Northridge 1994 κ.α.) έχουν επισημάνει την τρωτότητα των πλαστικών μονολιθικών κτιρίων (Kam et al., 2006). Προκειμένου λοιπόν να εξετάσουμε την συμπεριφορά συστημάτων που παρουσιάζουν υστερητικούς βρόχους τύπου ‘flag-shape’, κρίνεται σκόπιμο να συμπεριλάβουμε όσο το δυνατόν περισσότερες σεισμικές καταγραφές με ποικιλία χαρακτηριστικών.

2.3.1 Θεωρία ελαστικής ανάπλασης

Η θεωρία της ελαστικής ανάπλασης (Elastic Rebound Theory) διατυπώθηκε το 1933 από τον Reid. Παρατηρώντας τον σεισμό του Σαν Φρανσίσκο το 1906 κατέληξε στο συμπέρασμα ότι οι σεισμοί είναι αποτέλεσμα ελαστικής ανάπλασης λόγω συσσωρευμένων ελαστικών τάσεων στα πετρώματα εκατέρωθεν της ρηξιγενούς επιφάνειας. Τα πετρώματα αυτά έχουν σταδιακή συσσώρευση ελαστικών τάσεων, μέχρις ότου αυτές υπερβούν την εσωτερική αντοχή των πετρωμάτων, όπου και η ξαφνική θραύση και ολίσθηση των δύο τεμαχών απελευθερώνει ολόκληρη ή μέρος αυτής της ενέργειας. Στη συνέχεια, τα τεμάχια ανακτούν νέες θέσεις ισορροπίας, με σχετική όμως μετατόπιση ως προς τις αρχικές τους θέσεις. Η χρονική περίοδος της οριακής παραμόρφωσης μπορεί να διαρκέσει μέχρι και εκατοντάδες χρόνια, η ανάκτηση όμως νέας θέσης ισορροπίας μόλις μερικά δευτερόλεπτα.

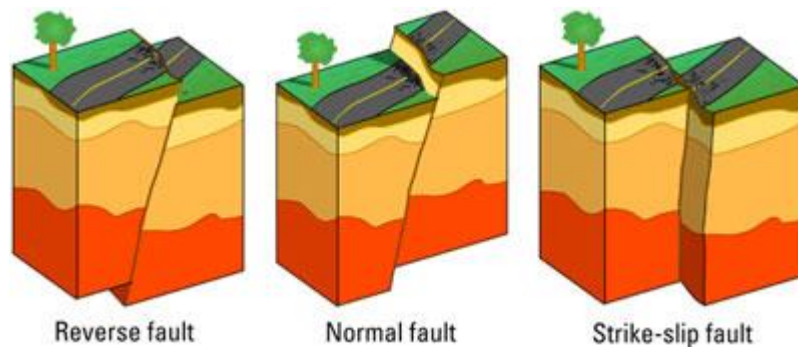
2.3.2 Χαρακτηριστικά σεισμικών γεγονότων

Προκειμένου να καταφέρουμε να κατηγοριοποιήσουμε καλύτερα τις σεισμικές καταγραφές, εξετάζουμε τα χαρακτηριστικά εκείνα τα οποία τις χαρακτηρίζουν. Με αυτό τον τρόπο θα έχουμε καλύτερη αντίληψη για τις ομάδες των σεισμικών διεγέρσεων που θα επιλεχθούν στις αναλύσεις μας στην συνέχεια.

2.3.3 Ρήγματα.(Faults)

Ο χώρος στον οποίο γίνεται η συγκέντρωση τάσεων, όπως αναφέρθηκε πριν, ονομάζεται ‘σεισμογόνος χώρος’ και η επιφάνεια ολίσθησης ‘ρήγμα’. Η απλούστερη και η συνήθως χρησιμοποιούμενη κατηγοριοποίηση ρηγμάτων, είναι αυτή που βασίζεται στην διεύθυνση και φορά της σχετικής μετακίνησης των τεμαχών κατά την διάρρηξη. Διακρίνουμε λοιπόν τις παρακάτω κατηγορίες:

- Κανονικά (Normal Faults): Είναι αυτά στα οποία τα πάνω τμήματα της κεκλιμένης ρηξιγενούς επιφάνειας κινείται προς τα κάτω, δηλαδή τα δύο τεμάχια απομακρύνονται το ένα από το άλλο. Παρά την ονομασία τους ως ‘κανονικά’, δεν είναι και τα πιο συχνά συναντώμενα.
- Ανάστροφα (Reverse faults): είναι αυτά στα οποία συμβαίνει ακριβώς το αντίθετο από ότι στα ‘κανονικά’, δηλαδή το άνω πάνω τμήμα του ρήγματος κινείται προς τα πάνω, επομένως τα δύο τεμάχια πλησιάζουν το ένα στο άλλο και έχουμε σμίκρυνση του γεωλογικού σχηματισμού.
- Οριζόντιας μετατόπισης (Strike-slip faults): στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται ρήγματα, στα οποία παρατηρείται οριζόντια μετατόπιση των τεμαχίων επί της ρηξιγενούς επιφάνειας, χωρίς αύξηση ή μείωση του γεωλογικού σχηματισμού. Ο μηχανισμός τους είναι πολύ πιο πολύπλοκος από αυτόν των κανονικών και αναστροφών ρηγμάτων, συνδέονται με συμπιεστικές κυρίως τάσεις και συναντώνται συνήθως στο άκαμπτο τμήμα του γήινου φλοιού.



Εικόνα 2.3: Κατηγορίες ρηγμάτων, πηγή USGS.

2.3.4 Μέγεθος (*magnitude*)

Μέγεθος (M) ενός σεισμού είναι το μέτρο της ολικής ενέργειας που εκλύεται από αυτόν και υπολογίζεται από μετρήσεις διαφόρων σεισμικών παραμέτρων (πλάτος, διάρκεια, περίοδος) από τα σειсмоγραφήματα. Ο πρώτος που επινόησε και διατύπωσε την ομώνυμη κλίμακα ήταν ο Richter το 1935. Ονομάζεται κλίμακα τοπικού μεγέθους M_L και βασίζεται σε μετρήσεις πλατών σεισμικών κυμάτων περιόδου περίπου 1 sec. Στην συνέχεια αναπτύχθηκαν και άλλες

κλίμακες με σημαντικότερη αυτή του Μεγέθους Σεισμικής Ροπής, η οποία θεωρείται η πλέον ακριβής και χρησιμοποιείται συχνότερα. Προτάθηκε από τους Hanks και Kanamori, (1979) και δίνεται από την σχέση:

$$M_w = \frac{2}{3} * \log(M_o) - 10.7 \quad (2.1)$$

όπου $M_o = \mu DA$

η σεισμική ροπή, μ ιδιότητα πετρώματος, D η σχετική ολίσθηση και A το εμβαδόν του τεμάχους.

2.3.5 Κατηγορίες Εδάφους Βάση τον ΕΚ8.

Στον ΕΚ8 προδιαγράφονται πέντε κατηγορίες εδαφών (Α,Β,С, D και E), ανάλογα με την στρωματογραφία τους και δύο επιπλέον ειδικές κατηγορίες (S_1 και S_2) για τις οποίες απαιτούνται ειδικές μελέτες για τον καθορισμό των σεισμικών δράσεων.

Η κατάταξη των εδαφών γίνεται με βάση την ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων, $v_{s,30}$, ή την τιμή N_{SPT} (αριθμός κρούσεων για πρότυπη διείσδυση 30cm), ανάλογα την διαθεσιμότητα των δεδομένων. Η ταχύτητα $v_{s,30}$ αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων στα ανώτερα 30m του εδάφους.

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (2.2)$$

όπου:

h_i = πάχος στρώματος i (m)

v_i = ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων στρώματος i ($\gamma \leq 10^{-5}$, δηλαδή για πρακτικά ελαστική συμπεριφορά)

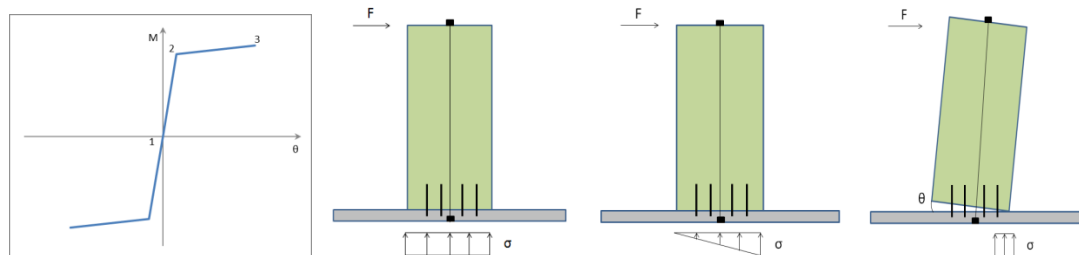
N = πλήθος στρωμάτων στα ανώτερα 30 m του εδάφους.

3 Μονοβάθμια

3.1 Εισαγωγή

Τα συστήματα τύπου flag-shape έχουν δύο βασικά συστατικά: μηχανισμούς απορρόφησης ενέργειας (dissipation) και ικανότητα να επανέλθουν στην αρχική τους θέση (self-centering).

Η ικανότητα για self-centering ενός συστήματος προκύπτει από τον προεντεταμένο τένοντα στο εσωτερικό του. Ο τένοντας είναι τοποθετημένος χωρίς την ύπαρξη τσιμεντένεσης και έτσι δεν υπάρχει συνάφεια μεταξύ τένοντα και διατομής (Pampanin, 2005a). Αυτό γίνεται ώστε να διασφαλιστεί ότι ο τένοντας δεν θα διαρρέυσει και θα παραμείνει στην ελαστική του περιοχή. Επίσης στην ικανότητα αυτή συμβάλει, σε μικρότερο βαθμό, το ίδιο βάρος της κατασκευής. Κατά την επιβολή της μετατόπισης, το κενό στην διεπιφάνεια της σύνδεσης μεγαλώνει αναγκάζοντας τον τένοντα να επιμηκυνθεί. Η συμπεριφορά του τένοντα προσομοιάζεται ως ελαστικός με μεταβαλλόμενη δυσκαμψία.

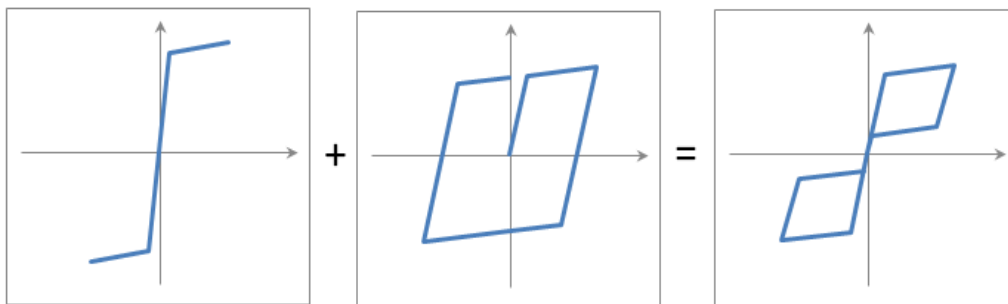


Εικόνα 3.1 α) Ιδεατό διάγραμμα συμπεριφοράς τένοντα β) Κίνηση τοιχώματος κατά την επιβολή φόρτισης

Ο αρχικός κλάδος του διαγράμματος (σημεία 1-2) παρουσιάζει την αρχική δυσκαμψία του συστήματος η οποία οφείλεται στην αρχική τάνυση του τένοντα καθώς και στο ίδιο βάρος της κατασκευής (Εικόνα 3.1 α). Στον δεύτερο κλάδο (σημεία 2-3) το μέλος έχει αρχίσει να εκτρέπεται από την αρχική του θέση. Η δυσκαμψία του κλάδου αυτού, και κατ'επέκταση η πρόσθετη ροπή που προσδίδει, οφείλεται στην επιπλέον επιμήκυνση του τένοντα από το άνοιγμα του κενού κατά την στροφή (θ) του τοιχώματος. Το σημείο 2 παρουσιάζει την κατάσταση του μέλους κατά την οποία παρουσιάζεται απόθλιψη της ακραίας ίνας από τα κατακόρυφα φορτία (αρχική τάνυση και ίδιο βάρος) και σηματοδοτεί την στροφή του μέλους

(Εικόνα 3.1β) (Kurama et al., 1999). Αξίζει να σημειωθεί ότι το διάγραμμα αυτό δεν περιγράφει την συμπεριφορά του τένοντα, αλλά περιγραφή του συστήματος μέλος-τένοντα.

Η ικανότητα για απόσβεση ενέργειας οφείλεται σε πρόσθετους μηχανισμούς απόσβεσης οι οποίοι τοποθετούνται στο μέλος, σε φαινόμενα rocking του μέλος καθώς το κενό ανοίγει και κλείνει καθώς και σε μικρό-ρωγμές οι οποίες εμφανίζονται στο μέλος. Μετά το πέρας της διέγερσης οι ρωγμές αυτές ξανακλείνουν λόγω του ίδιου βάρους της κατασκευής και της αρχικής τάνυσης του τένοντα. Στην βιβλιογραφία έχουν προταθεί και εξετασθεί πολλοί μηχανισμοί απόσβεσης (Makris and Chang, 2000). Στην παρούσα εργασία θα επικεντρωθούμε στην προσομοίωση και ανάλυση μηχανισμού απόσβεσης με την προσθήκη μαλακού χάλυβα στο μέλος. Τα δύο αυτά βασικά χαρακτηριστικά που συνθέτουν ένα τέτοιο σύστημα είναι η ικανότητα επαναφοράς στην αρχική του θέση (self-centering), την οποία την προσφέρει ο προεντεταμένος τένοντας και το ίδιο βάρος της κατασκευής και ο πρόσθετος μηχανισμός απορρόφησης ενέργειας (dissipative component), που είναι ο πρόσθετος μαλακός χάλυβας. Μια ιδεατή απεικόνιση αυτής της συμπεριφοράς παρουσιάζεται στην Εικόνα 3.2.



Εικόνα 3.2 Στοιχεία σύνθεσης ιδεατού flag - shape

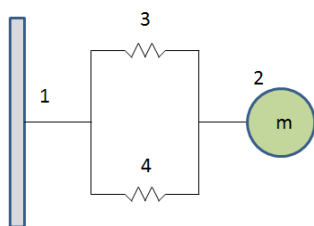
3.2 OpenSEES

Για τις αναλύσεις που ακολουθούν, χρησιμοποιήθηκε το ελεύθερο λογισμικό OpenSEES (Open Source System for Earthquake Engineering Simulation) το οποίο αναπτύχθηκε και διανέμεται από το Πανεπιστήμιο Berkley στην Καλιφόρνια με την υποστήριξη του PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) (πηγή: opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Main_Page). Αν και η απουσία γραφικού περιβάλλοντος το καθιστά δύσχρηστο, τόσο όσον αφορά τον έλεγχο του προσομοιώματος, όσο και στην επεξεργασία των αποτελεσμάτων, παρέχεται ωστόσο μεγάλο εύρος επιλογών υλικών και στοιχείων που μπορούν να χρησιμοποιηθούν κατά την ανάλυση, δυνατότητα εναλλαγής στους αλγορίθμους

επίλυσης καθώς και σελίδα στο διαδίκτυο με παραδείγματα επίλυσης και διαδικτυακή πλατφόρμα όπου ο κάθε χρήστης μπορεί να έρθει σε επικοινωνία με άλλους χρήστες και να λύσει τις απορίες του ή να αναφέρει σφάλματα. Η επικοινωνία του χρήστη με το λογισμικό γίνεται μέσω εντολών σε γλώσσα Tcl και παρέχεται ελευθερία στον κάθε χρήστη να δημιουργήσει τα δικά του υλικά και διαδικασίες επίλυσης. Στην βιβλιοθήκη του λογισμικού υπάρχει ήδη υλικό με την ονομασία Self-Centering material. Σκοπός όμως αυτής της εργασίας είναι να εξετάσει από την αρχή την προσομοίωση και την ανάλυση τέτοιων συστημάτων. Έτσι στις αναλύσεις που ακολουθούν αυτό το υλικό δεν χρησιμοποιήθηκε. Επίσης ο τρόπος επίλυσης και συμπεριφοράς του υλικού δεν είναι ξεκάθαρος οπότε προτιμήθηκε η δημιουργία ενός μοντέλου από την αρχή.

3.3 Μονοβάθμιο μοντέλο ιδεατού flag-shape

Προκειμένου να πραγματοποιηθούν οι αρχικές αναλύσεις, δημιουργήθηκε μοντέλο ενός βαθμού ελευθερίας (Εικόνα 3.3). Το μοντέλο αποτελείται από δύο κόμβους τοποθετημένους με τις ίδιες συντεταγμένες. Ο ένας κόμβος είναι δεσμευμένος σε όλους τους βαθμούς



Εικόνα 3.3 Μονοβάθμιο σύστημα προσομοίωσης ιδεατού flag – shape.

ελευθερίας (κόμβος 1), ενώ στον άλλο αφήνεται ελεύθερος ο στροφικός βαθμός ελευθερίας (κόμβος 2). Στον δεύτερο κόμβο τοποθετείται και η μάζα του συστήματος προς ταλάντωση. Οι δύο κόμβοι ενώνονται μεταξύ τους με την χρήση δύο στροφικών ελατηρίων και εφόσον οι δύο κόμβοι είναι τοποθετημένοι στις ίδιες συντεταγμένες χρησιμοποιούνται τα στοιχεία Zero length element του OpenSEES [2000]. Το κάθε ένα από τα παραπάνω στοιχεία θα προσομοιάσει το self-centering (στοιχείο 3) και

dissipation capacity (στοιχείο 4) του flag-shape συστήματος που εξετάζουμε. Σημειώνεται ότι ακριβώς τα ίδια αποτελέσματα θα είχαμε αν στο μοντέλο δουλεύαμε με τον μετακινησιακό βαθμό ελευθερίας, επιλέχθηκε όμως να γίνει χρήση του στροφικού για εποπτικούς λόγους και ορθότερη αντιστοιχία με το πραγματικό σύστημα. Για την περιγραφή της self-centering συμπεριφοράς του, στο αντίστοιχο στοιχείο αποδόθηκε το υλικό uniaxialMaterial ElasticBilin, το οποίο είναι ένα ελαστικό υλικό με μεταβαλλόμενους κλάδους δυσκαμψίας. Έτσι ο κάθε κλάδος περιγράφει την συμπεριφορά τένοντα-ίδιου βάρους όπως περιγράφηκε παραπάνω. Για το dissipative επιλέχθηκε το υλικό uniaxialMaterial Steel01 το οποίο αποτελεί ένα διγραμμικό ελαστοπλαστικό υλικό στο οποίο μπορεί να αποδοθεί κράτυνση. Για την

περαιώση της ανάλυσης επιλέχθηκε ο έλεγχος της προσαύξησης με βάση καθορισμένο βήμα μετακίνησης, σε αντίθεση με τον έλεγχο με βάση καθορισμένο βήμα επιβολής δυνάμεως. Με αυτόν τον τρόπο μπορούν να καταγραφούν και αρνητικές κλίσεις.

3.4 Παράμετρος λ_1

3.4.1 Ορισμός και ιδιότητες παραμέτρου λ_1

Η βασική παράμετρος σχεδιασμού και ελέγχου ενός συστήματος flag-shape είναι η παράμετρος λ_1 . Αυτή η παράμετρος αναφέρεται στον λόγο της ροπής επαναφοράς (ροπή από προτάνυση τένοντα, επιπλέον επιμήκυνση τένοντα και ροπή από ίδιο βάρος) προς την ροπή που δίνουν οι μηχανισμοί απόσβεσης ενέργειας.

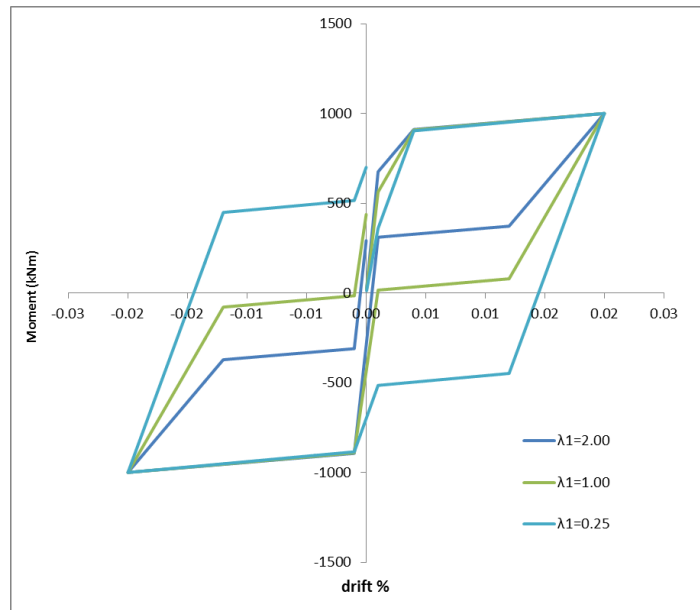
$$\lambda_1 = \frac{M_{\text{recentering}}}{M_{\text{dissipating}}} \quad (3.1)$$

Τιμές του λόγου $\lambda_1 > 1.00$ σημαίνουν ότι μετά την επιβολή τις φόρτισης το σύστημα θα επανέλθει στην αρχική του θέση. Η παράμετρος αυτή χαρακτηρίζει το σύστημα και στον κανονισμό σχεδιασμού της Νέας Ζηλανδίας έχει υιοθετηθεί κατώτατο όριο το $\lambda_1 \geq 1,25$ (NZS 3101 2006 Appendix B, Kam et al., 2010) προκειμένου οι παραμένουσες παραμορφώσεις να περιορισθούν σε πολύ μικρές τιμές. Η παράμετρος αυτή όπως δεν είναι πάντα ένας αξιόπιστος συντελεστής, κάτι που θα αναλυθεί εκτενέστερα σε επόμενη ενότητα.

Αναλύσεις με το μονοβάθμιο σύστημα που προτάθηκε παραπάνω, δείχνουν την διαφορά στην απόκριση των συστημάτων ανάλογα τον λόγο λ_1 για την κάθε περίπτωση. Εδώ, για εποπτικούς λόγους παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τιμές του λ_1 : 2.00, 1.00, 0.25 (Πίνακας 3.1, Εικόνα 3.4). Όλα τα μονοβάθμια συστήματα σχεδιάστηκαν ώστε να αναπτύσσουν ροπή 1000 kNm για drift 2.0%. Η ανάλυση έγινε για ένα κύκλο φόρτισης-αποφόρτισης με βήμα μετατόπισης 0.0001 μέχρι το 0.02.

Πίνακας 3.1 Χαρακτηριστικά των συστημάτων

Recentering Ratio λ_1	2.00	1.00	0.25
M_{rec} (kNm)	2000	1500	600
M_{dis} (kNm)	1000	1500	2400



Εικόνα 3.4 Απόκριση συστήματος για διαφορετικές τιμές του λόγου λ_1

Όπως φαίνεται στο παραπάνω διάγραμμα όσο μεγαλύτερος είναι ο λόγος λ_1 τόσο πιο νωρίς ξεκινάει και ολοκληρώνεται η επαναφορά του συστήματος στην αρχική του θέση. Για τιμές του συντελεστή $\lambda_1=1.00$ η επαναφορά του συστήματος γίνεται ακριβώς στην αρχή των αξόνων (ροπή επαναφοράς = ροπή από μηχανισμούς απόσβεσης), ενώ για μικρές τιμές του λ_1 , η συμπεριφορά του συστήματος πλησιάζει αυτή του ελαστοπλαστικού. Τέλος παρατηρούμε ότι όσο μεγαλώνει ο λόγος και ξεκινά νωρίτερα η επαναφορά, τόσο μικρότερος είναι και ο βρόχος υστέρησης του συστήματος και άρα λιγότερη ενέργεια που απορροφά σε κάθε κύκλο φόρτισης-αποφόρτισης.

3.4.2 Ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση ξ_{eq}

Προκειμένου να διαπιστωθεί η διακύμανση της απόσβεσης σε κάθε κύκλο φόρτισης-αποφόρτισης ανάλογα με τον λόγο λ_1 , ακολουθήθηκε η διαδικασία υπολογισμού της ισοδύναμης ιξώδης απόσβεσης, ξ_{eq} , όπως αυτή προτείνεται από τους Priestley et al. (2007) στην μέθοδο αντισεισμικού σχεδιασμού βάσει των μετακινήσεων (Direct Displacement Based Design). Ως ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση ορίζεται το άθροισμα της υστερητικής απόσβεσης και της ελαστικής απόσβεσης

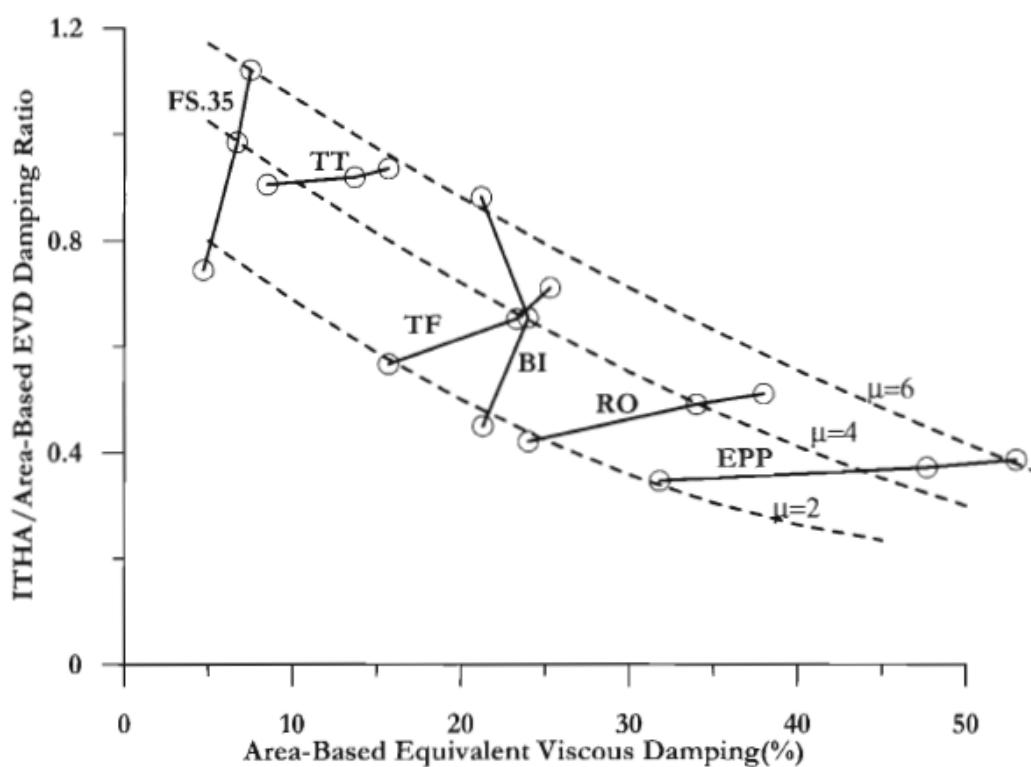
$$\xi_{eq} = \xi_{el} + \xi_{hyst} \quad (3.2)$$

Όπου το ξ_{hyst} εξαρτάται από τον υστερητικό νόμο του συστήματος.

Ο Jacobsen (1960) εξίσωσε την ενέργεια που απορροφάται από μια μόνιμη υστερητική ανακυκλιζόμενη φόρτιση με την απόσβεση του ισοδύναμου μονοβαθμίου. Καταλήγουμε έτσι στην ακόλουθη έκφραση:

$$\xi_{hyst} = \frac{A_h}{2\pi F_m \Delta_m} \quad (3.3)$$

όπου A_h είναι το από έναν κύκλο σταθερής ανακυκλιζόμενης φόρτισης και F_m και Δ_m είναι η μέγιστη δύναμη και μετατόπιση στους κύκλους και είναι εκφρασμένη ως ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης. Τέλος για το ξ_{hyst} προτείνεται και ένας διορθωτικός συντελεστής βασισμένος σε μη γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας (Εικόνα 3.5).



Εικόνα 3.5 Διορθωτικός συντελεστής για το ξ_{hyst} με βάση το εμβαδόν του βρόχου

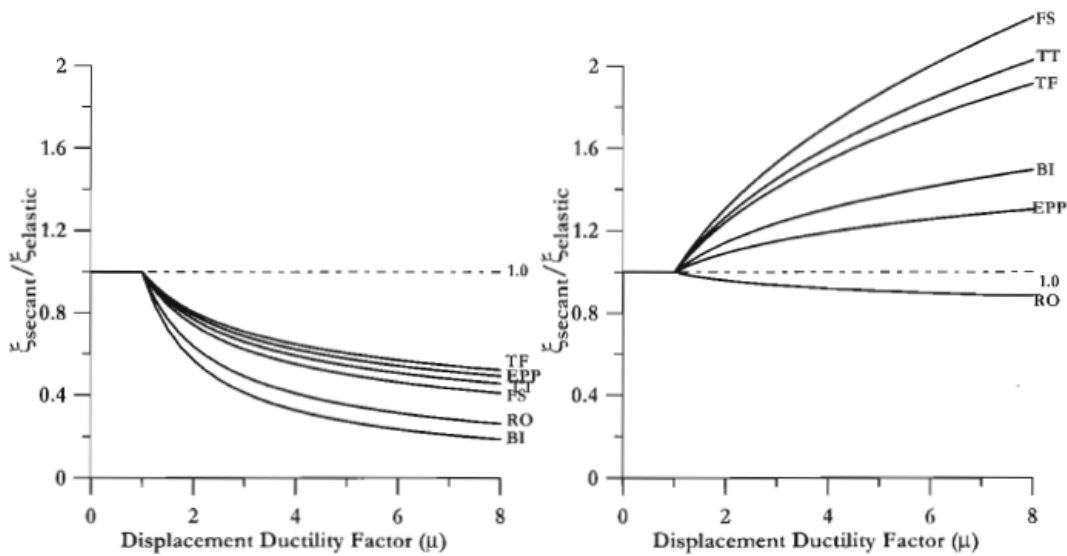
Η εξίσωση (3.2) περιέχει επίσης έναν ελαστικό παράγοντα για τον υπολογισμό της ξ_{eq} . Η ελαστική απόσβεση χρησιμοποιείται για να συμπεριλάβει απόσβεση που δεν είναι δυνατόν να συμπεριληφθεί από τον υστερητικό νόμο που επιλέχθηκε. Αυτό συμβαίνει συνήθως λόγω της απλοποιητικής παραδοχής ότι ο ελαστικός κλάδος του υστερητικού νόμου, είναι τέλειος ελαστικός και έτσι χάνεται η απόσβεση λόγω της αρχικής μη-γραμμικότητας. Υπάρχει όμως αβεβαιότητα για την ελαστική απόσβεση που πρέπει να χρησιμοποιηθεί τελικά ιδιαίτερα σε

σχέση με το εάν θα χρησιμοποιηθεί η αρχική ή η τέμνουσα δυσκαμψία. Ύστερα από σύγκριση αποτελεσμάτων ελαστικών αναλύσεων με ανελαστικές, προτάθηκε (Grant et al., 2005) η χρήση διορθωτικού συντελεστή είτε χρησιμοποιήθηκε η αρχική ή η τέμνουσα δυσκαμψία. Η εξίσωση (3.2) γίνεται:

$$\xi_{eq} = \kappa \xi_{el} + \xi_{hyst} \quad (3.4)$$

με $\kappa = \mu^\lambda$, μ η πλαστιμότητα και λ συντελεστής ανάλογα με τον υστερητικό νόμο.

Ο υπολογισμός του συντελεστή κ , μπορεί να γίνει με την βοήθεια των διαγραμμάτων που φαίνονται στην Εικόνα 3.6.



Εικόνα 3.6 Υπολογισμός του συντελεστή κ ανάλογα την κατασκευή και την υπόθεση δυσκαμψίας

Τέλος για τον υπολογισμό του ξ_{hyst} flag-shape συστημάτων, ο Priestley [2007] χρησιμοποιεί την εξίσωση:

$$\xi_{area} = \frac{2\beta F_y (\mu - 1) \Delta y}{2\pi F_y \mu \Delta_y} \quad (3.5)$$

όπου β ο λόγος της επαναφοράς προς την δύναμη διαρροής, η οποία είναι μια γεωμετρική προσέγγιση του βρόχου του flag-shape.

Εκτελείται μια παραμετρική ανάλυση προκειμένου να εξετασθεί η ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση για διάφορες τιμές του λόγου λ_1 . Προκειμένου να υπολογιστεί το ξ_{eq} συγκρίνουμε τα αποτελέσματα της σχέσης του προτάθηκε από τον Jacobsen [1960] και της γεωμετρικής

σχέσης που προτείνεται από την μέθοδο Direct Displacement Based Design (Priestley et al., 2007). Το μοντέλο υποβάλλεται σε σταθερή ανακυκλιζόμενη φόρτιση με βήμα μετατόπισης 0.0001 μέχρι την μέγιστη 0.02 (drift 2%) και έχει βαθμονομηθεί έτσι ώστε να επιτυγχάνει μέγιστη ροπή 1000kNm. Η στροφή διαρροής παραμένει σταθερή και ίση με 0.004, έτσι ώστε να προκύπτει πλαστιμότητα ίση με 5. Σε κάθε βρόχο υστέρησης υπολογίζεται το ξ_{hyst} και με τους δύο τρόπους και μετά το ξ_{eq} αφού πρώτα γίνουν οι κατάλληλες διορθώσεις όπως αυτές περιγράφηκαν παραπάνω.

Πίνακας 3.2 Αποτελέσματα παραμετρικής ανάλυσης για τον υπολογισμό της ισοδύναμη ιξώδης απόσβεσης.

λ_1	Mtot	Mrec	Mdis	Δy	Δult	μ	β	ξ_{hyst}	ξ_{hyst}	$\kappa=\mu^\lambda$	correction	ξ_{el}	ξ_{hyst}	ξ_{eq}
0.25	1000	200	800	0.004	0.02	5	1.604	0.346	0.408	1.6	0.63	0.03	0.218	0.266
0.75	1000	428.57	571.43	0.004	0.02	5	1.154	0.247	0.294	1.6	0.75	0.03	0.185	0.233
1	1000	500	500	0.004	0.02	5	1.014	0.216	0.258	1.6	0.8	0.03	0.173	0.221
1.5	1000	600	400	0.004	0.02	5	0.819	0.173	0.209	1.6	0.83	0.03	0.144	0.192
2	1000	666.67	333.33	0.004	0.02	5	0.69	0.144	0.176	1.6	0.91	0.03	0.131	0.179

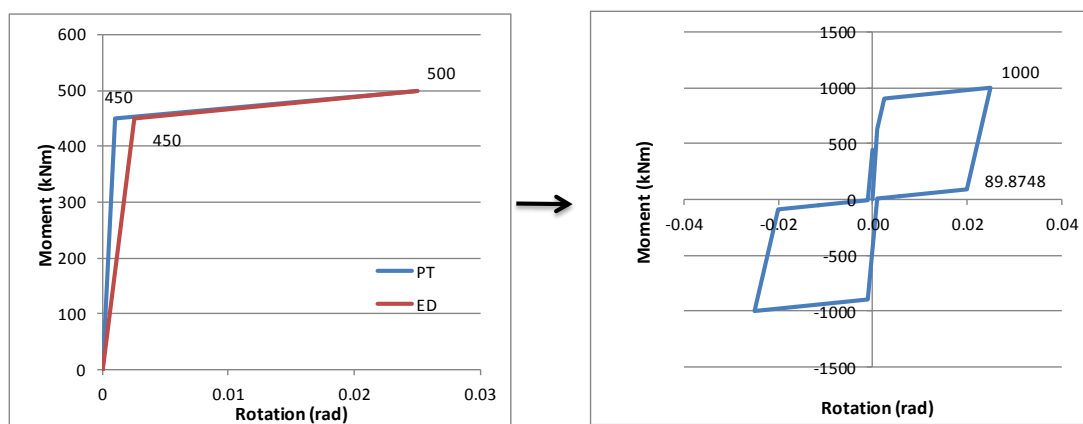
Όπως φαίνεται και από τα αποτελέσματα του παραπάνω πίνακα (Πίνακας 3.2), η γεωμετρική έκφραση του ξ_{hyst} υπερεκτιμά την απόσβεση ενέργειας του συστήματος σε όλες τις περιπτώσεις του λόγου λ_1 . Ως ελαστική απόσβεση ξ_{el} ορίστηκε η τιμή 3% της κρίσιμης αφού αναφερόμαστε σε προεντεταμένο σκυρόδεμα. Οι τιμές των διορθωτικών συντελεστών προέκυψαν από τα αντίστοιχα διαγράμματα και η τελική τιμή για την ισοδύναμη ιξώδη απόσβεση προκύπτει χρησιμοποιώντας την τιμή για ξ_{hyst} από την αρχική έκφραση που προτείνεται από τον Jacobsen. Όπως φαίνεται η αύξηση του λόγου λ_1 και συνεπάγεται με μείωση του υστερητικού βρόχου που θα προκύψει και επομένως με μείωση τις απόσβεσης του συστήματος.

3.4.3 Διερεύνηση της τυχόν παρερμηνείας του λόγου λ_1

Όπως αναφέρεται και στην βιβλιογραφία, για τιμές του λόγου $\lambda_1 > 1.00$ έχουμε πλήρη επαναφορά του συστήματος μετά την επιβολή της φόρτισης, για λόγους ασφαλείας όμως έχει υιοθετηθεί κατώτατο όριο η τιμή 1.25 (Pampanin et al. 2010). Παρόλο που αυτό αποτελεί μια αναγκαία συνθήκη για την επαναφορά του συστήματος δεν είναι και από μόνη της ικανή.

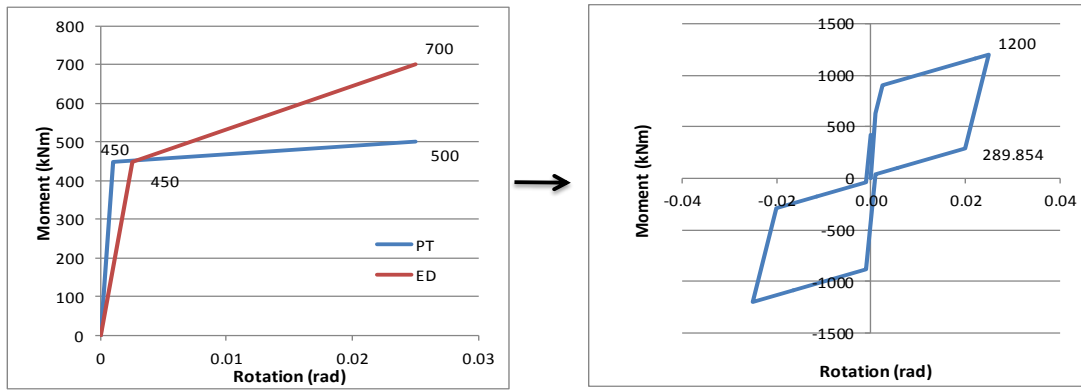
Η παράμετρος λ_1 περιγράφει το λόγο της ροπής επαναφοράς προς την ροπή που προκύπτει από τους μηχανισμούς απόσβεσης στην μέγιστη παραμόρφωση. Έτσι δεν λαμβάνει υπόψη προηγούμενες τιμές, τη μορφή ή τα χαρακτηριστικά του νόμου με αυτοκεντρούμενα (self-centering) και υστερητικά (dissipative) χαρακτηριστικά.

Για να διερευνήσουμε την συμπεριφορά του λ_1 χρησιμοποιούμε το μονοβάθμιο μοντέλο που περιγράφηκε πιο πάνω. Το μοντέλο υπόκειται σε κάθε ανάλυση σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση με βήμα μετατόπισης 0.0001 rad μέχρι μέγιστη μετατόπιση 0.025 (drift 2.5%). Αρχικά δίνουμε τα εξής χαρακτηριστικά στο μοντέλο: λόγος $\lambda_1=1.00$, για τον τένοντα ροπή 450kNm για στροφή 0.001 rad και μέγιστη 500 kNm για drift 2.5%, και για μηχανισμούς απόσβεσης ροπή 450kNm για στροφή 0.0025 rad και μέγιστη 500 kNm για drift 2.5% (Εικόνα 3.7). Υπενθυμίζεται ότι για το self-centering τμήμα χρησιμοποιείται ελαστικό υλικό με δύο κλάδους δυσκαμψίας ενώ για το dissipative τμήμα ελαστοπλαστικό υλικό με κράτυνση (Steel01).



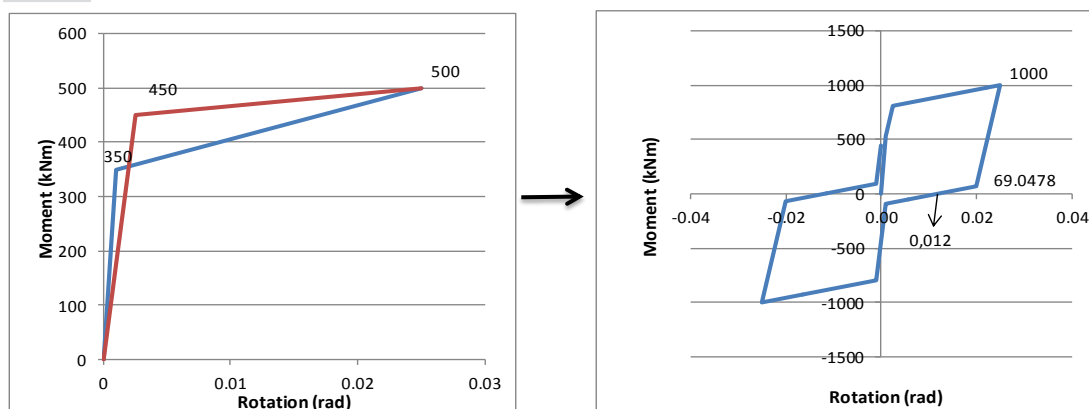
Εικόνα 3.7 Παράδειγμα 1 σύνθεσης flag – shape.

Σε αυτήν την περίπτωση έχουμε πλήρη επαναφορά του συστήματος στην αρχική θέση αφού $\lambda_1=1.00$ (500 kNm ροπή και από τα δύο). Σαν δεύτερη περίπτωση κρατάμε σταθερά τα χαρακτηριστικά του self-centering και μεταβάλλουμε τα χαρακτηριστικά του μηχανισμού απόσβεσης (Εικόνα 3.8). Δεχόμαστε πάλι ότι για στροφή 0.0025 rad έχουμε ροπή 450 kNm αλλά μέγιστη 700 kNm για στροφή 0.025 rad. Σε αυτή την περίπτωση ο λόγος λ_1 παίρνει την τιμή $500/700=0.71$ και η μέγιστη ροπή για το σύστημα είναι 1200kNm. Θα περιμέναμε λοιπόν σε αυτή την περίπτωση, όπου το $\lambda_1 < 1.00$, ότι το σύστημα δεν θα επανερχόταν στην αρχική του θέση, όπως συζητήθηκε σε παραπάνω παράγραφο, και θα είχαμε παραμένουσες παραμορφώσεις. Παρόλα αυτά το σύστημα επανέρχεται στην αρχική του θέση τέμνοντας το διάγραμμα στην αρχή των αξόνων όπως ακριβώς και στην πρώτη περίπτωση. Αυτό που άλλαξε ανάμεσα στις δύο περιπτώσεις είναι η μέγιστη αντίδραση όπως επίσης και το σημείο όπου ξεκινάει η επαναφορά του συστήματος.



Εικόνα 3.8 Παράδειγμα 2 σύνθεσης flag – shape.

Τέλος, εξετάζουμε μία ακόμα περίπτωση στην οποία κρατάμε τα ίδια χαρακτηριστικά του μηχανισμού απόσβεσης με αυτά που χρησιμοποιήθηκαν στο πρώτο παράδειγμα και μεταβάλλουμε αυτά που περιγράφουν το self-centering (Εικόνα 3.9). Σε αυτή την περίπτωση δεχόμαστε ότι για στροφή 0.001 rad έχουμε ροπή 350 kNm (αυτό θα μπορούσε να γίνει στην πραγματικότητα αν μειώναμε την αρχική τάνυση του τένοντα ή το ίδιο βάρος που καταπονεί το μέλος), και κρατάμε σταθερή την μέγιστη ροπή 500 kNm για στροφή 0.025 rad. Έτσι ο λόγος λ_1 παραμένει στην τιμή $500/500=1.00$, ίδιος με αυτόν στο πρώτο παράδειγμα. Επίσης σταθερή παραμένει και η μέγιστη ροπή του συστήματος 1000 kNm. Συγκρίνοντας τις περιπτώσεις 1 και 3 παρατηρούμε ότι ενώ έχουμε τον ίδιο λόγο λ_1 (και άρα η επαναφορά του συστήματος θα έπρεπε να ξεκινήσει και να ολοκληρωθεί στα ίδια σημεία), στην τρίτη περίπτωση η επαναφορά όχι μόνο ξεκινάει αργότερα αλλά επίσης ολοκληρώνεται και πιο μετά, αφήνοντας σημαντική παραμένουσα παραμόρφωση (48% της μέγιστης). Αναλυτικότερα, τα χαρακτηριστικά των στοιχείων που χρησιμοποιήθηκαν παρατίθενται στον Πίνακα 3.3.



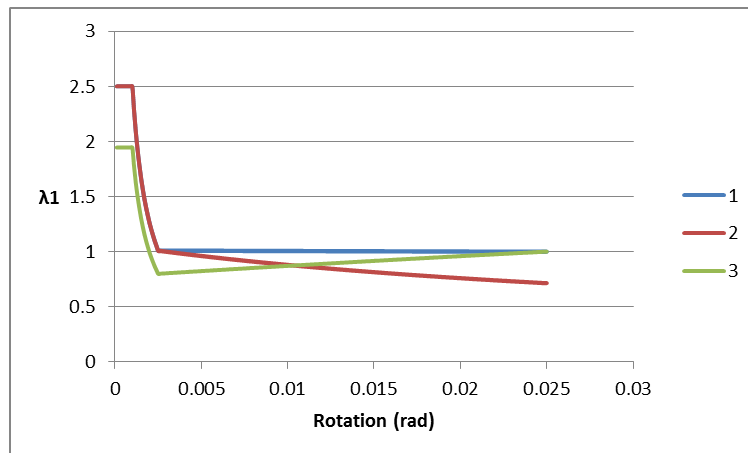
Εικόνα 3.9 Παράδειγμα 3 σύνθεσης flag – shape.

Πίνακας 3.3 Χαρακτηριστικά των παραδειγμάτων 1,2,3

PT	1	2	3	ED	1	2	3
Mini	450	450	350	My	450	450	450
Mult	500	500	500	Mult	500	700	500
kPT	450000	450000	350000	kED	180000	180000	180000
r1	0.45%	0.45%	1.79%	r2	1.23%	6.17%	1.23%
yield drift	0.001	0.001	0.001	yield drift	0.0025	0.0025	0.0025
drift ult	0.025	0.025	0.025	drift ult	0.025	0.025	0.025

Στο παράρτημα Α της παρούσας εργασίας, παρατίθεται ένα σύνολο από περισσότερες περιπτώσεις όπου ενώ ο λόγος λ_1 παραμένει σταθερός και ίσος με 1.00, η δε συμπεριφορά του τελικού συστήματος είναι τελείως διαφορετική από ότι η αναμενόμενη.

Παρατηρούμε λοιπόν ότι υπάρχει περίπτωση ακόμα και για $\lambda_1 < 1.00$ να έχουμε πλήρη επαναφορά του συστήματος (παράδειγμα 2) όπως και περίπτωση για $\lambda_1 > 1.00$ το σύστημα να μην επανέρχεται και να έχουμε παραμένουσες παραμορφώσεις (παράδειγμα 3). Επίσης, ακριβώς επειδή ο λόγος λ_1 λαμβάνει τις αντίστοιχες τιμές των μέγιστων μετακινήσεων εάν είχαν χρησιμοποιηθεί τα ίδια μοντέλα (ίδιες δυσκαμψίες, σημεία αλλαγής δυσκαμψίας, κράτυνσης και σημείο διαρροής) αλλά για διαφορετική μέγιστη στροφή τότε θα είχαμε καταλήξει σε διαφορετικές τιμές του λόγου (Εικόνα 3.10).



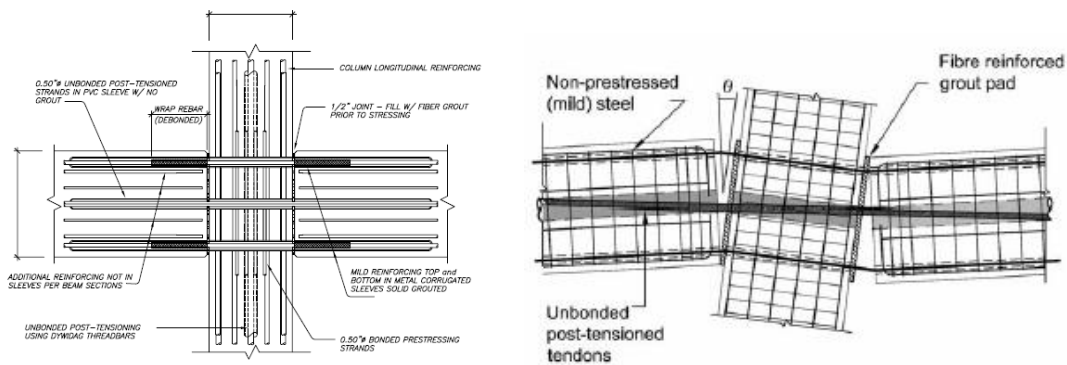
Εικόνα 3.10 Μεταβολή του λόγου λ_1 ανάλογα την στροφή

3.4.4 Διερεύνηση flag-shape

Όπως φάνηκε λοιπόν από τα παραπάνω παραδείγματα, ο λόγος λ_1 είναι αναγκαία αλλά όχι ικανή συνθήκη για να έχουμε πλήρη επαναφορά του συστήματος στην αρχική του θέση. Ενώ

μπορεί να μας δώσει μια εικόνα για το εάν θα επανέλθει ή όχι στην αρχική θέση το σύστημα, δεν είναι πάντα ακριβής. Παρατίθεται λοιπόν διερεύνηση με την τελική συμπεριφορά που θα έχει το διάγραμμα αντίστασης του flag-shape ανάλογα με τα χαρακτηριστικά που έχουν αποδοθεί στο self-centering και dissipative στοιχείο του συστήματος. Σημειώνεται ότι η διερεύνηση έγινε για διγραμμικό ελαστικό υλικό με διαφορετικούς κλάδους δυσκαμψίας για το self-centering και ελαστοπλαστικό υλικό με κράτνωση για το dissipative όπως αυτά χρησιμοποιήθηκαν στις παραπάνω αναλύσεις.

Ο αρχικός κλάδος του self-centering προσομοιάζει την δυσκαμψία της κατασκευής μέχρι να γίνει η απόθλιψη της ακραίας ίνας από τα αξονικά φορτία. Στην περίπτωση που αναφερόμαστε σε τοίχωμα ή κολώνα τότε σε αυτή την δυσκαμψία συμβάλει και το ίδιο βάρος. Ως καλύτερη προσέγγιση του ιδεατού flag-shape, η δυσκαμψία του αρχικού αυτού κλάδου, k_{PT} , θα έπρεπε να τείνει στο άπειρο καθώς η στροφή u_{PT} τείνει στο μηδέν. Έτσι θα χρειαζόταν να χρησιμοποιηθεί ένας νόμος συμπεριφοράς όπου για μηδενική μετατόπιση θα είχαμε και μηδενική αντίδραση. Στο όριο όμως 0^+ και 0^- , θα έπρεπε να λαμβάνουμε θετική και αρνητική αντίδραση αντίστοιχα. Παρόλα αυτά όμως αυτό δεν θα ανταποκρινόταν στην πραγματικότητα αφού η μετατόπιση κορυφής, ενός τοιχώματος για παράδειγμα, έχει ξεκινήσει πριν ξεκινήσει το άνοιγμα του κενού στην βάση του τοιχώματος. Επιπροσθέτως, με την μεταβολή του u_{PT} μεταβάλλεται και η παραμένουσα παραμόρφωση του τελικού flag-shape όπως αυτό θα περιγραφεί στη συνέχεια. Έτσι κρίθηκε σκόπιμο από την αρχή της παρούσας εργασίας το u_{PT} να έχει τιμές μεγαλύτερες του μηδενός (αλλά και πάλι να περιορίζεται σε πολύ μικρές). Ο δεύτερος κλάδος περιγράφει την επιπλέον ροπή που τείνει να επαναφέρει το σύστημα στην αρχική του θέση από την επιμήκυνση του τένοντα με το άνοιγμα του κενού στην διεπιφάνεια της σύνδεσης. Η δυσκαμψία του δεύτερου κλάδου θα συμβολιστεί ως ποσοστό της πρώτης με την μεταβλητή r_1 και η ροπή στο σημείο εναλλαγής του κλάδου ως $M_{PT,ini}$. Η μέγιστη ροπή και η μέγιστη μετατόπιση συμβολίζονται με $M_{PT,ult}$ και u_{ult} αντίστοιχα. Σε κάθε περίπτωση ο προεντεταμένος τένοντας είναι σχεδιασμένος ώστε να παραμείνει ελαστικός πράγμα που επιτυγχάνεται με το να τοποθετηθεί στο εσωτερικό του στοιχείου, χωρίς συνάφεια με το σκυρόδεμα (Priestley, 1991). Έτσι ο τένοντας δεν προορίζεται για την ανάληψη φορτίων, όπως γίνεται στο συμβατικό προεντεταμένο σκυρόδεμα, αλλά μόνο για την επαναφορά του μέλους. Για αυτό τον λόγο και τις περισσότερες φορές τοποθετείται σε προτοποθετημένα ευθύγραμμα χιτώνια (Εικόνα 3.11).

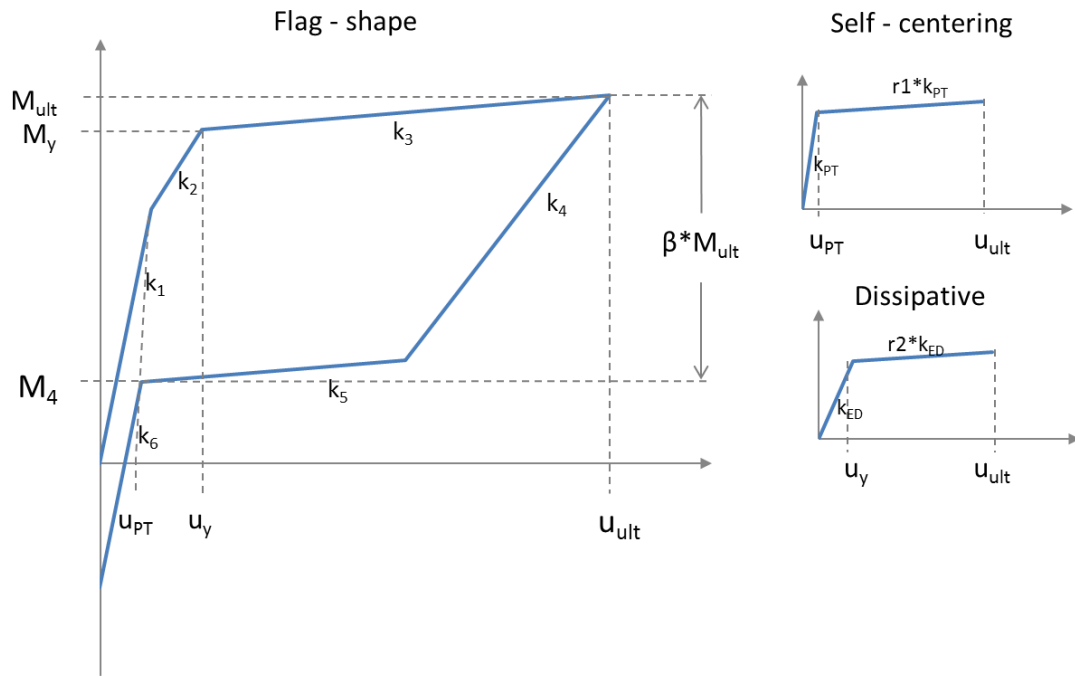


Εικόνα 3.11 Σκαρίφημα τοποθέτησης ευθύγραμμου τένοντα στον κόμβο σε α) δοκό και υποστώλιωμα πηγή NZS3101-2006 και β) μόνο σε δοκό πηγή Nakaki et al. 1999

Προσθέτοντας στο σύστημα προεντεταμένους τένοντας-μέλος, επαρκείς μηχανισμούς απορρόφησης υστερητικής ενέργειας, τότε το τελικό σύστημα έχει εφάμιλλη συμπεριφορά με αυτή των αντίστοιχων πλάστιμων μονολιθικών (Christopoulos et al., 2002). Ο ελαστοπλαστικός νόμος με κράτυνση που έχει επιλεγθεί για να προσομοιάσει το υστερητικό τμήμα, είναι η διγραμμική προσομοίωση όλων των μηχανισμών του μέλους που απορροφούν ενέργεια (περιλαμβάνεται ο μαλακός χάλυβας, τυχόν πρόσθετοι μηχανισμοί απόσβεσης μέσω απορρόφησης ενέργειας, απορρόφηση ενέργειας μέσω του λικνισμού λόγω του ίδιου βάρους) (fib Fédération internationale du béton, 2002). Η δυσκαμψία του ελαστικού κλάδου σε αυτή την περίπτωση, συμβολίζεται με την μεταβλητή k_{ED} , η ροπή και μετατόπιση διαρροής του συστήματος με $M_{ED,y}$ και u_y αντίστοιχα και η κράτυνση r_2 . Με $M_{ED,ult}$ συμβολίζεται η μέγιστη ροπή για μετατόπιση u_{ult} .

Το τελικό διάγραμμα του flag-shape έχει ένα τριγωνικό κλάδο φόρτισης. Τα δύο σημεία αλλαγής δυσκαμψίας (σημεία 2 και 3 στο Σχήμα 3.12) του κλάδου αυτού είναι: 1) η αλλαγή της δυσκαμψίας του ελαστικού διαγράμματος του self-centering που συμβαίνει σε μετατόπιση u_{pt} και 2) η διαρροή του ελαστοπλαστικού νόμου που συμβαίνει σε μετατόπιση u_y . Οι δυσκαμψίες, όπως αυτές φαίνονται στο σχήμα, δίνονται από τις σχέσεις:

$$\begin{aligned}
 k_1 &= k_{PT} + k_{ED} \\
 k_2 &= r_1 k_{PT} + k_{ED} \\
 k_3 &= r_1 k_{PT} + r_2 k_{ED} \\
 k_4 &= k_2 \\
 k_5 &= k_3 \\
 k_6 &= k_{PT} + r_2 k_{ED}
 \end{aligned}
 \tag{3.6}$$



Σχήμα 3.12 Χαρακτηριστικά ιδεατού διαγράμματος τύπου flag – shape.

Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει για την διερεύνησή μας ο κλάδος αποφόρτισης του flag-shape. Η συμπεριφορά του εξαρτάται κυρίως από τον νόμο του ελαστοπλαστικού τμήματος. Αρχικά γίνεται με δυσκαμψία ίση με αυτή του δεύτερου κλάδου φόρτισης (μετά την αλλαγή της δυσκαμψίας λόγω του self-centering) και για μετατόπιση ίση με $2 u_y$ ενώ στην συνέχεια η δυσκαμψία γίνεται ίση με αυτή του τρίτου κλάδου (όπου πλέον έχει μπει στην μετελαστική κατάσταση). Παρόλα αυτά όμως, όταν κατά την αποφόρτιση φτάσει στην μετατόπιση u_{PT} , το self-centering μπαίνει πάλι στον αρχικό κλάδο και έτσι, το σύστημα αποφορτίζει από κει και ύστερα με δυσκαμψία k_6 , όπως περιγράφηκε πιο πάνω. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα το σύστημα να μην μπαίνει ποτέ στον αρχικό κλάδο φόρτισης και να δίνει πάντα μικρές παραμένουσες παραμορφώσεις. Συνέπεια αυτού είναι ότι το u_{PT} δεν έχει μηδενική τιμή (και άρα η k_{PT} άπειρη δυσκαμψία). Άσχετα με το πόσο μικρή τιμή θα δοθεί στην u_{PT} , ποτέ δεν θα γίνει η αποφόρτιση από ακριβώς τον ίδιο κλάδο. Το πόση είναι αυτή η παραμένουσα παραμόρφωση εξαρτάται κυρίως από την τιμή της u_{PT} . Ένα πραγματικό σύστημα αποκλείεται όμως να μην έχει καθόλου παραμένουσες παραμορφώσεις. Έτσι, σε παρακάτω ενότητα, θα το χρησιμοποιήσουμε προκειμένου να προσομοιάσουμε καλύτερα το πραγματικό σύστημα.

Με βάση τα παραπάνω, ακλουθώντας ένα κύκλο φόρτισης-αποφόρτισης του συστήματος, όπως παρουσιάζεται στο Σχ. 3.12, μπορούμε να προβλέψουμε τα σημεία έναρξης και

περαιώσης της επαναφοράς του συστήματος. Οι ροπές που αναφέρονται περιγράφονται από τις εξής σχέσεις :

$$M_1 = M_{PT,ini} + k_{ED}u_{pt} \quad (3.7)$$

$$M_2 = M_{ED,y} + M_{PT,ini} + r_1 k_{PT} \quad (3.8)$$

$$M_{ult} = M_{ED,ult} + M_{PT,ult} = M_{ED,y} + r_2 k_{ED} (u_{ult} - u_y) + M_{PT,ini} + r_1 k_{PT} (u_{ult} - u_{pt}) \quad (3.9)$$

$$M_3 = M_{ult} - (2M_{ED,y} + 2r_1 k_{PT} u_y) \quad (3.10)$$

$$M_4 = M_3 - (r_1 k_{PT} + r_2 k_{ED})(u_{ult} - 2u_y - u_{pt}) \quad (3.11)$$

$$M_5 = M_4 - (k_{PT} + r_2 k_{ED})u_{pt} \quad (3.12)$$

Αρχικά το σύστημα ακολουθεί τον κλάδο 1-2, με δυσκαμψία k_1 μέχρι την μετατόπιση u_{pt} όπου η αντίστοιχη ροπή είναι M_1 . Στην συνέχεια (κλάδος 2-3) το σύστημα φορτίζεται μέχρι την u_y με δυσκαμψία k_2 και ροπή M_2 (σημείο 3). Τέλος, το σύστημα κατά την φόρτίσή του ακολουθεί τον κλάδο 3-4 (το σύστημα πλέον είναι στην πλαστική του περιοχή) με δυσκαμψία k_3 μέχρι την u_{ult} και έχει μέγιστη ροπή M_{ult} (Σχ. 3.12).

Κατά την αποφόρτιση του, το σύστημα αποφορτίζει αρχικά με δυσκαμψία k_4 για μετατόπιση $2u_y$ (κλάδος 4-5) και ύστερα με k_5 μέχρι να επανέλθει στην u_{pt} (κλάδος 5-6). Σε αυτή την διαδρομή οι ροπές είναι M_3 και M_4 στα σημεία 5 και 6 αντίστοιχα. Αν η τιμή της u_{pt} ήταν μηδενική τότε το σημείο 6 θα έπεφτε πάνω στο ευθύγραμμο τμήμα 1-2 και η αποφόρτιση θα γινόταν κατά τον αρχικό κλάδο. Τώρα η αποφόρτιση γίνεται στον κλάδο 6-8 φτάνοντας ροπή M_5 .

Το σημείο 6 λοιπόν, σηματοδοτεί την λήξη του βρόχου αποφόρτισης και το σύστημα προχωράει στην επαναφορά του στην αρχική του θέση. Μπορούμε να συμπεράνουμε λοιπόν ότι αν το σημείο αυτό βρίσκεται πάνω από τον θετικό άξονα (δηλαδή η τιμή της M_4 είναι θετική), τότε το σύστημα θα επανέλθει, έχοντας μόνο μικρές παραμένουσες παραμορφώσεις για τους λόγους που αναφέρθηκαν παραπάνω. Από την έκφραση της M_4 κάνοντας αντικατάσταση των εκφράσεων των M_3 , $M_{ED,y}$, $M_{ED,ult}$, $M_{PT,ini}$, $M_{PT,ult}$, μπορούμε να καταλήξουμε στην έκφραση:

$$M_4 = k_{PT}u_{pt} - k_{ED}u_y + r_2 k_{ED} (u_y + u_{pt}) \quad (3.13)$$

ή ισοδύναμα

$$M_4 = M_{PT,ini} - M_{ED,y} + r_2 k_{ED} (u_y + u_{pt}) \quad (3.14)$$

Από την παραπάνω σχέση μπορούμε να διαπιστώσουμε ότι για $M_{PT,ini} \geq M_{ED,y}$ η M_4 παίρνει σίγουρα θετικές τιμές. Αυτό σημαίνει ότι όταν η ροπή του συστήματος από προένταση και ίδιο βάρος είναι μεγαλύτερη ή ίση με την ροπή διαρροής του ισοδύναμου διγραμικού διαγράμματος της απορρόφησης ενέργειας, τότε η M_4 παίρνει θετικές τιμές και ο βρόχος υστέρησης του συστήματος ολοκληρώνεται πάνω από τον θετικό ημι-άξονα. Χρησιμοποιώντας την έκφραση της M_4 καταλήγουμε στον συντελεστή β , ο οποίος δίνεται από την σχέση:

$$\beta = \frac{M_{ult} - M_4}{M_{ult}} \quad (3.15)$$

Ο συντελεστής αυτός μας δίνει εικόνα για την επαναφορά του συστήματος κατά την αποφόρτιση (όχι όμως για τις παραμένουσες παραμορφώσεις). Για τιμές $\beta < 1.00$ το σύστημα ολοκληρώνει την επαναφορά του πάνω από τον θετικό ημιάξονα των μετακινήσεων. Τέλος μέσα από την διερεύνηση μπορούμε να υπολογίσουμε και τις παραμένουσες παραμορφώσεις του ιδεατού μονοβάθμιου από :

$$u_{residual} = \frac{M_4}{k_6} \quad (3.16)$$

Εφαρμόζοντας την σχέση (3.14) για τα παραδείγματα 1, 2 και 3 της παραγράφου 4.4.4, βλέπουμε ότι θα μπορούσαμε να προβλέψουμε καλύτερα την συμπεριφορά του flag-shape. Στο παρακάτω πίνακα (Πίνακας 4.4), αναφέρεται ο λόγος λ_1 του κάθε παραδείγματος, η ροπή M_4 όπως αυτή υπολογίστηκε από την παραπάνω σχέση και η ροπή M_4' , όπως αυτή προέκυψε από την ανάλυση, για στροφή ίση με u_{pt} κατά την αποφόρτιση. Όπως παρατηρούμε τα αποτελέσματα της ανάλυσης και της σχέσης που προέκυψε από την διερεύνηση, παρουσιάζουν μικρή μόνο απόκλιση, η οποία οφείλεται σε στρογγυλοποιήσεις πράξεων (π.χ. κράτυση). Στο πρώτο παράδειγμα τόσο ο λόγος λ_1 όσο και η τιμή της M_4 δείχνουν ότι το σύστημα θα επανέλθει στην αρχική του θέση, όπως και γίνεται. Στο δεύτερο παράδειγμα, όμως ενώ ο λόγος λ_1 υποδεικνύει ότι δεν έχουμε επαναφορά του συστήματος, αφού η τιμή του είναι μικρότερη του 1.00, η τιμή της M_4 είναι θετική και μας δείχνει ότι έχουμε

επαναφορά. Επίσης στο τρίτο παράδειγμα ενώ η τιμή του λ_1 δείχνει ότι υπάρχει επαναφορά, η αρνητική τιμή της M_4 δείχνει το αντίθετο, όπως και επαληθεύεται αριθμητικά. Η τιμή της M_4 έχει προκύψει ακολουθώντας ολόκληρο το βρόχο φόρτισης -αποφόρτισης του συστήματος και έτσι παίρνει υπόψη όλα τα χαρακτηριστικά των δύο συστατικών που απαρτίζουν το flag-shape, αντίθετα με το λόγο λ_1 που λαμβάνει μόνο τις μέγιστες τιμές.

Πίνακας 3.4 Σύγκριση σχέση υπολογισμού M_4 με αποτελέσματα αναλύσεων.

	1	2	3
λ_1	1.00	0.714	1.00
β	0.99	0.97	1.09
M_4	7.78	38.88	-92.22
M_4'	7.77	38.86	-92.22

Στην παρούσα εργασία κρίνεται σκόπιμο, να συνεχίσει ο χαρακτηρισμός των flag-shape συστημάτων με βάση τον λόγο λ_1 όπως υιοθετείται και στην βιβλιογραφία. Παρόλα αυτά, πριν κάθε ανάλυση θα διαπιστώνεται ότι δεν υπάρχει κάποιο πρόβλημα σαν αυτά που περιγράφηκαν παραπάνω. Έτσι για κάθε μοντέλο, πριν οποιαδήποτε ανάλυση εκτελείται πάντα ένας κύκλος φόρτισης-αποφόρτισης για να διαπιστωθεί η επαναφορά του καθώς και η χρήση συνδυασμού self-centering και dissipative που να ικανοποιούν την απαίτηση για θετική M_4 .

3.5 Σύγκριση συμπεριφοράς ιδεατού μοντέλου με πραγματική συμπεριφορά μέλους

Όπως συζητήθηκε παραπάνω, η θεώρηση αυτή για συμπεριφορά του μέλους, πρόκειται για εξιδανίκευση της πραγματικής ενός δομικού στοιχείου τοιχώματος με προένταση και απορρόφηση ενέργειας στη βάση. Σε μια ιδεατή κατάσταση δεν θα είχαμε καθόλου παραμένουσες παραμορφώσεις στο μέλος μετά την εκτροπή του από την αρχική του θέση. Αυτό προκύπτει από την υπόθεση ότι το μέλος θα συμπεριφερθεί σαν στερεό σώμα που θα στρίψει, ανοίγοντας και κλείνοντας το κενό στην βάση του. Όποιες ρωγμές δημιουργηθούν κατά την φόρτισή του, θα κλείσουν αργότερα από την αξονική του προεντεταμένου τένοντα. Στην περίπτωση του τένοντα, η ιδεατή αυτή προσομοίωση, πλησιάζει πολύ την πραγματική του συμπεριφορά, δεχόμενοι βέβαια ότι ο τένοντας δεν θα διαρρεύσει. Στην περίπτωση όμως της απόσβεσης ενέργειας, που έχουμε δεχθεί την προσομοίωσή του φαινομένου με ένα διγραμμικό ελαστοπλαστικό υλικό με κράτυνση, η πραγματική συμπεριφορά απέχει. Ο

οπλισμός από μαλακό χάλυβα, ο οποίος προσδίδει και την απορρόφηση ενέργειας στο σύστημα, δεν είναι τοποθετημένος όλος στο ίδιο σημείο με αποτέλεσμα να μην διαρρέει ταυτόχρονα. Αν συνυπολογίσουμε και την συμβολή του σκυροδέματος, θα περίμενε κανείς μια πιο ομαλή καμπύλη ως συμπεριφορά. Ένας πολυγραμμικός νόμος συμπεριφοράς θα μπορούσε να προσομοιάσει καλύτερα την πραγματική κατάσταση του μέλους σε αυτή την περίπτωση.

3.6 Ανελαστικός Σχεδιασμός Ισοδύναμων Μονοβάθμιων Συστημάτων

3.6.1 Εισαγωγή

Με σκοπό να καταστρώσουμε φάσματα απαίτησης πλαστιμότητας, αντικαθιστούμε το τοιχίο με την προτεινόμενη συνδεσμολογία του κτιρίου, με ένα ισοδύναμο μονοβάθμιο ταλαντωτή που λειτουργεί σαν πρόβολος. Η εξίσωση κίνησης του μονοβάθμιου ταλαντωτή, στη γενική της μορφή, είναι:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + R(u, t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (3.17)$$

Η $R(u, t)$ είναι η εσωτερική αντίστασή του σε χρόνο t και μετατόπιση u . Η μορφή της συνάρτησης είναι τυχαίας μορφής και αποδίδει τα μηχανικά χαρακτηριστικά του προβόλου σε ανακυκλιζόμενη δράση. Στην περίπτωση ελαστικού συστήματος θα είχαμε :

$$R(u, t) = ku(t) \quad (3.18)$$

με k μια σταθερά.

Στην γενική περίπτωση (γραμμικών και μη-γραμμικών συστημάτων) ισχύει:

$$R(u, t) = R_y f(u(t)) \quad (3.19)$$

όπου η R_y είναι η αντίσταση διαρροής του προβόλου και η $f(u(t))$ είναι η συνάρτηση σχήματος της καμπύλης αντοχής του.

Διαιρώντας την αρχική εξίσωση κίνησης με u_y και θέτοντας $\mu(t) = u(t)/u_y$ καταλήγουμε στην ισοδύναμη έκφραση:

$$\ddot{u}(t) + 2\xi\omega\dot{u}(t) + \omega^2 f(x,t) = m\omega^2 \frac{\ddot{u}_{g,max}}{R_y} g(t) \quad (3.20)$$

Η εδαφική κίνηση αντικαταστάθηκε με την έκφραση $u_{g,max} * g(t)$ που είναι η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση και η συνάρτηση σχήματός του αντίστοιχα. Τέλος θέτοντας:

$$\eta = \frac{R_y}{m\ddot{u}_{g,max}} \quad (3.21)$$

καταλήγουμε στην τελική αδιάστατη μορφή της εξίσωσης:

$$\ddot{u}(t) + 2\xi\omega\dot{u}(t) + \omega^2 f(x,t) = \frac{\omega^2}{\eta} g(t) \quad (3.22)$$

Χρησιμοποιώντας την σχέση (3.22) θα καταστρώσουμε διαγράμματα η - μ - T , για δεδομένο λόγο η θα μπορούμε να ανατρέξουμε στο διάγραμμα και να διαβάσουμε την αντίστοιχη, για την αρχική ιδιοπερίοδο T που μας ενδιαφέρει, απαίτηση για πλαστιμότητα [Βιντζηλαίου, Ζέρης, Μωρέττη 2005]. Αυτά τα διαγράμματα μπορούν να χρησιμοποιηθούν τόσο σαν σχεδιαστικό εργαλείο δίνοντας μας πληροφορίες για την ελάχιστη πλαστιμότητα που πρέπει να έχει το υπο-εξέταση κτίριο, όσο και για εκτίμηση του ποια κτίρια (ανάλογα με την ιδιοπερίοδό τους), πρόκειται να συμπεριφερθούν ελαστικά για δεδομένη εδαφική διέγερση.

3.6.2 Περιγραφή μοντέλου ανάλυσης

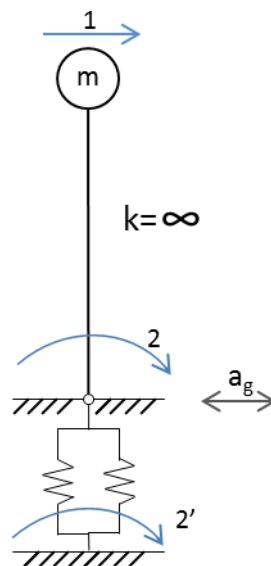
Η ανάλυση για την εξαγωγή των ανελαστικών φασμάτων έγινε χρησιμοποιώντας το ελεύθερο λογισμικό OpenSEES [2000] όπως περιγράφηκε και στην προηγούμενη παράγραφο. Η επίλυση γίνεται για συστήματα με ιδιοπεριόδους από 0.04 s έως 4.00 s με βήμα περίπου 0.08s. Όπως περιγράφηκε στην διερεύνηση της συμπεριφοράς τύπου flag-shape, ο κλάδος φόρτισης είναι τριγωνικός και ακολουθεί τα χαρακτηριστικά κατά το Σχ. 3.12. Για τον υπολογισμό της ιδιοπεριόδου του συστήματος γίνεται διγραμμικοποίηση του διαγράμματος αντίστασης. Για την περαιώση της ανάλυσης προτάθηκαν δύο μοντέλα επίλυσης:

- Το πρώτο μοντέλο είναι όμοιο με αυτό που περιγράφηκε στην ενότητα 3.3. Μόνη διαφορά στο μοντέλο είναι ότι τώρα δεσμεύεται ο στροφικός βαθμός ελευθερίας του σώματος και ελευθερώνεται ο μετακινησιακός.

- Το δεύτερο μοντέλο που προτείνεται, είναι ένα σύστημα μάζας-προβόλου (Εικόνα 3.13). Οι κόμβοι 1-2 αποτελούν τα άκρα του προβόλου, ο οποίος καταλήγει στο έδαφος μέσω άρθρωσης στον κόμβο 2. Για την προσομοίωση του προβόλου χρησιμοποιήθηκε το ελαστικό στοιχείο elastic Beam-Column στο οποίο και δίνεται άπειρη δυσκαμψία. Ο πρόβλος συνδέεται στο έδαφος με μία μη γραμμική άρθρωση για να προσομοιαστεί η συμπεριφορά τύπου flag-shape. Αυτό επιτυγχάνεται με τους κόμβους 2-2', που έχουν τις ίδιες συντεταγμένες και την χρήση δύο στοιχείων μηδενικού μήκους (zero-length element) ως στροφικά ελατήρια. Το κάθε ένα από αυτά τα στοιχεία αντιστοιχεί στην ικανότητα για επαναφορά του συστήματος στην αρχική θέση (self-centering component) και στην απόσβεση ενέργειάς του (dissipative component). Προκειμένου να υπολογιστεί η μετακίνηση διαρροής του προβόλου, γίνεται στατική συμπίκνωση του στροφικού βαθμού ελευθερίας 2 χρησιμοποιώντας τον τύπο:

$$[Kc] = [Kcc] - [Kce][Kee]^{-1}[Kec] \quad (3.23)$$

Υπολογίζουμε λοιπόν με αυτόν τον τρόπο την δυσκαμψία του συστήματος K_{11} και , γνωρίζοντας την δύναμη διαρροής του R_y από τα χαρακτηριστικά των στροφικών ελατηρίων, μπορούμε να υπολογίζουμε την μετατόπιση διαρροής του u_y , την οποία και θα χρησιμοποιήσουμε στις αναλύσεις μας [Παπαδρακάκης 2008].



Εικόνα 3.13 Μονοβάθμιος ταλαντωτής τύπου προβόλου με 2 στροφικά ελατήρια στην βάση.

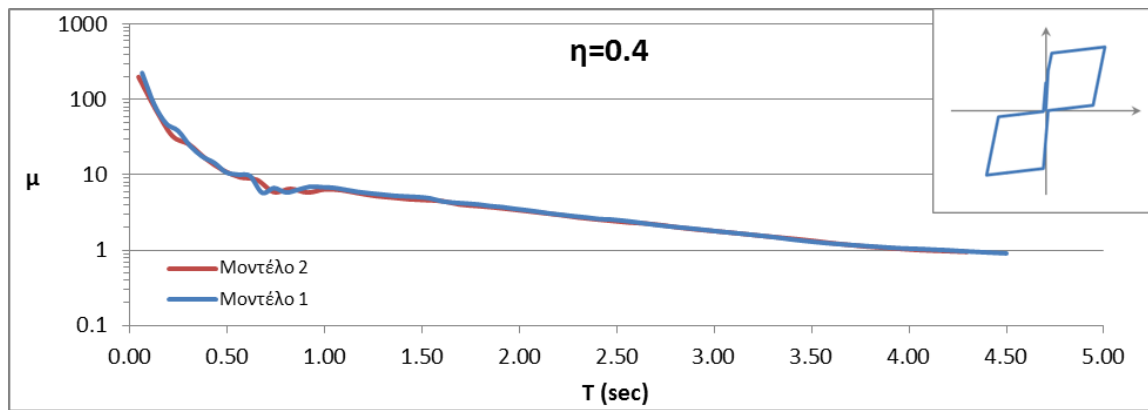
Σημειώνεται ότι η συμπεριφορά και των δύο προτεινόμενων μοντέλων είναι παρόμοια, ισχύει δε και στα δύο η διερεύνηση του flag-shape που περιγράφηκε στην προηγούμενη ενότητα.

Πριν την έναρξη κάθε ανάλυσης, μετατρέπουμε σε μοναδιαία την καταγραφή της εδαφικής κίνησης χρησιμοποιώντας το λογισμικό Matlab. Η ανάλυση κάθε φορά του μοντέλου γίνεται με τα ακόλουθα βήματα: Αρχικά εκλέγεται η τιμή του συντελεστή η που περιγράφηκε στην εξίσωση (3.21). Βάση της εξίσωσης αυτής, είναι επίσης εμφανές ότι η απαίτηση σε πλαστιμότητα είναι ανεξάρτητη της δρώσας μάζας. Στα μοντέλα, ανατίθεται λοιπόν μοναδιαία μάζα για τις επιλύσεις χρησιμοποιώντας την εντολή `mass`. Στην συνέχεια αποδίδουμε δυσκαμψίες στα στρωφικά ελατήρια του συστήματος, και ξέρουμε πλέον την R_y του. Αφού ξέρουμε την R_y και τον συντελεστή ανηγμένης αντοχής σε διαρροή η , από την (3.21) υπολογίζουμε την τιμή της $u_{g,max}$. Με αυτή την τιμή πολλαπλασιάζεται το μοναδιαίο επιταχυνσιογράφημα που έχουμε επιλέξει, ώστε να προκύπτει η εδαφική διέγερση για την παρούσα ανάλυση. Προκειμένου να υπολογιστεί η ιδιοπερίοδος του συστήματος, το διάγραμμα αντίστασης του ταλαντωτή, από τριγραμμικό που είναι, διγραμμικοποιείται και με αυτή την τέμνουσα αρχική δυσκαμψία υπολογίζουμε την ιδιοπερίοδο T . Αυτό συμβαίνει διότι αν δεν τον διγραμμικοποιούσαμε και υπολογίζαμε την ιδιοπερίοδο με την δυσκαμψία του πρώτου κλάδου του flag-shape, αυτό θα μας οδηγούσε σε λανθασμένες εκτιμήσεις. Πριν την έναρξη της ανάλυσης, προσδίδουμε στο σύστημα απόσβεση $2\xi\omega$, με $\xi=0.03$ όπως ορίζεται για προεντεταμένο σκυρόδεμα. Στο τέλος κάθε ανάλυσης υπολογίζουμε την μέγιστη απαιτούμενη πλαστιμότητα από τον τύπο:

$$\mu = \frac{u_{max}}{u_y} \quad (3.24)$$

Στη συνέχεια δίνουμε νέα δυσκαμψία στα ελατήρια του συστήματος και η διαδικασία επαναλαμβάνεται.

Προκειμένου να γίνει σύγκριση των δύο προτεινόμενων μοντέλων, εκτελείται δυναμική ανάλυση και κατάστρωση των αντίστοιχων η - μ - T διαγραμμάτων (Εικόνα 3.14). Ως εδαφική κίνηση επιλέγεται η σεισμική καταγραφή του Imperial Valley με μέγεθος ροπής 6.53. Το flag-shape που χρησιμοποιήθηκε για το παρόν παράδειγμα, έχει πλήρη ικανότητα επαναφοράς στην αρχική του θέση, με λόγο $\lambda_1=1.00$ και μηδενική παραμένουσα παραμόρφωση. Το διάγραμμα παρουσιάζεται για $\eta=0.4$ καθώς και αναλυτικά τα στοιχεία του σειсмоγραφήματος στον Πίνακα 3.5.



Εικόνα 3.14 Σύγκριση φάσματος απαίτησης πλαστιμότητας για τα δύο μονοβάθμια μοντέλα.

Πίνακας 3.5 Στοιχεία σειсмоγραφίματος για την εκτέλεση της σύγκρισης των δύο μοντέλων.

Earthquake Event	Station	Mag	Year	Mechanism	R-closest (km)	Pulse	Vs30 (m/s)	Soil type EC8	\ddot{u}_g max (g)
Imperial Valley	El Centro Array #3	6.53	1979	Strike-Slip	12.8	1	162.9	D	0.2663

Όπως φαίνεται και από τα αποτελέσματα της ανάλυσης, τα δύο μοντέλα παρουσιάζουν πανομοιότυπη συμπεριφορά, με εξαίρεση ίσως κάποιες τιμές στις μικρές περιόδους αλλά και πάλι η διαφορά είναι αμελητέα. Παρόλα αυτά όμως, το πρώτο μοντέλο είναι προτιμότερο για την εκτέλεση παραμετρικών αναλύσεων. Η απλότητά του σε σύγκριση με το δεύτερο μοντέλο, αν και διαφέρουν κατά μερικά στοιχεία μόνο, το καθιστούν πολύ λιγότερο χρονοβόρο. Στην περίπτωση μας, θέλουμε να περαιώσουμε αναλύσεις πολλών εδαφικών διεγέρσεων, η κάθε μια από τις οποίες αποτελείται από χιλιάδες καταγραφές, έτσι η μικρή αυτή διαφορά μεταφράζεται σε μεγάλο υπολογιστικό χρόνο.

4 Πολυβάθμιο Σύστημα

Η προσέγγιση της flag-shape συμπεριφοράς, δηλαδή η παράλληλη σύνδεση self-centering και dissipative στοιχείων, μιας πλάστιμης σύνδεσης προκατασκευασμένου σκυροδέματος, υιοθετήθηκε στο πρόγραμμα U.S. PRESSS προκειμένου να προβλέψουν την συμπεριφορά μιας πενταόροφης κατασκευής υπό σεισμική φόρτιση (Nakaki et al., 1999). Σε προηγούμενη φάση του προγράμματος είχε γίνει πείραμα σε πενταόροφο κτίριο το οποίο απαρτιζόταν από δύο πλαίσια στην μια διεύθυνση και από ένα προταυσμένο στη βάση τοίχωμα με μηχανισμούς απόσβεσης ενέργειας στην άλλη (Priestley et al., 1999).

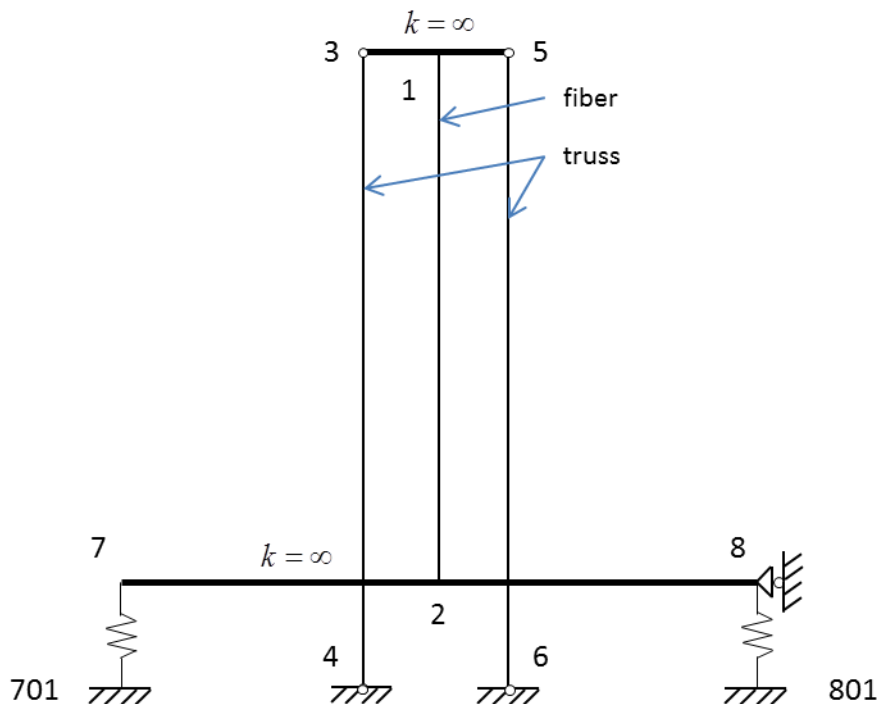
Σε αυτή την ενότητα της παρούσας εργασίας, σκοπός μας είναι η δημιουργία ενός πολυβάθμιου μοντέλου, ικανό να προσομοιάσει με ακρίβεια την συμπεριφορά ενός παρόμοιου προκατασκευασμένου τοιχώματος που συνδέεται στο πέδιλο με την χρήση προεντεταμένου τένοντα. Σκοπός μας είναι όχι μόνο να ερευνήσουμε την συμπεριφορά ενός τέτοιου τοιχώματος, όταν υπόκειται σε εδαφική διέγερση, αλλά επίσης να γίνει σύγκριση της απόκρισης του σε σχέση με τα αποτελέσματα του μονοβάθμιου συστήματος.

4.1 Πρώτο μοντέλο προσομοίωσης

4.1.1 Περιγραφή του μοντέλου

Το μοντέλο δημιουργήθηκε στο ελεύθερο λογισμικό OpenSEES [2000]. Το προς εξέταση τοίχωμα, με την προτεινόμενη σύνδεση, δεν συνδέεται άμεσα με το πέδιλο, αλλά μέσα από την χρήση προεντεταμένου τένοντα, αφήνοντας της τέμνουσες να τις αναλάβει κυρίως η τριβή της διεπιφάνειας (Kam et al., 2006). Από στατικής άποψης λοιπόν, πρόκειται για μια απλή έδραση του τοιχώματος πάνω στο πέδιλο. Για να υλοποιήσουμε αυτή την συμπεριφορά λοιπόν, μια απλή πάκτωση δεν αρκεί για να την περιγράψει γιατί δεν περιλαμβάνει το άνοιγμα του κενού στην διεπιφάνεια. Σε μια τέτοια περίπτωση, όχι μόνο δεν επιμηκύνεται ο τένοντας κατά την στροφή του τοιχώματος, αλλά επίσης δεν προσδίδει καθόλου ροπή επαναφοράς στην αρχική του θέση. Πρέπει λοιπόν να φτιάξουμε μια τέτοια διάταξη όπου το αριθμητικό προσομοίωμα θα ανταποκρίνεται αυτή την κίνηση.

Η πρώτη διάταξη που εξετάστηκε είναι αυτή που φαίνεται στο παρακάτω σχήμα (Εικόνα 4.1). Οι κόμβοι 1-2 είναι τα άκρα του τοιχώματος το οποίο προσομοιάζεται με ένα στοιχείο βασισμένο στην μέθοδο των ινών (fiber element). Οι τένοντες (3-4, 5-6), που προσομοιάζονται με στοιχεία ελκυστήρα (truss element), συνδέονται με την κορυφή του τοιχώματος με άκαμπτες συνδέσεις και καταλήγουν στο έδαφος-πέδιλο, όπου πακτώνονται. Η τοποθέτηση των τενόντων γίνεται με αυτόν τον τρόπο λόγω της έλλειψης της συνάφειας τένοντα-μέλος. Το τοίχωμα πακτώνεται πάνω σε μια επίσης άκαμπτη ράβδο (7-8), που στην ουσία είναι το πέλμα του. Η άκαμπτη ράβδος, στηρίζεται πάνω σε δύο στοιχεία μηδενικού μήκους (zero length elements) στα σημεία 7-701 και 8-801, που είναι θλιπτικά ανένδοτα, αλλά έχουν μηδενική εφελκυστική δυσκαμψία. Τέλος στον ακραίο κόμβο της άκαμπτης ράβδου, δεσμεύεται ο οριζόντιος μετακινησιακός βαθμός ελευθερίας (η δέσμευση αυτή θα μπορούσε να γίνει επίσης στον κόμβο 2 ή 7). Με τρόπο αντίστοιχο με αυτόν που προστέθηκαν τα ελατήρια στις άκρες της άκαμπτης δοκού, μπορούν να προστεθούν επιλέον ελατήρια που θα αντιστοιχούν στον μαλακό χάλυβα του μέλους για την υστερητική απορρόφηση ενέργειας.



Εικόνα 4.1 Αναπαράσταση κόμβων και στοιχείων πρώτου μοντέλου προσομοίωσης.

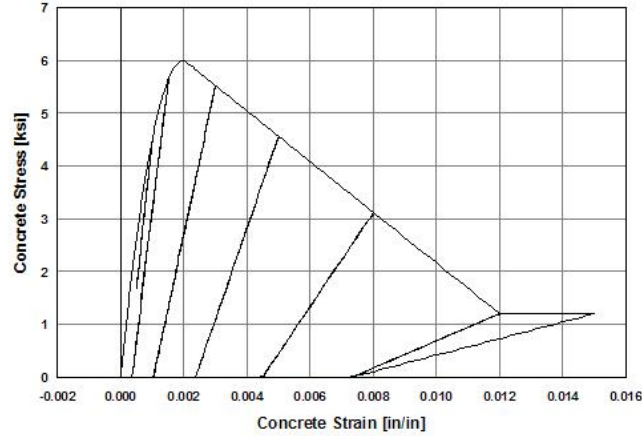
Με αυτή την σύνδεση, όταν εκτρέπεται το τοίχωμα από την αρχική του θέση, η άκαμπτη ράβδος πιέζει το ένα από τα δύο ελατήρια ενώ χάνει επαφή από το άλλο. Έχοντας λοιπόν σαν

πόλο στροφής τον ένα από τους δύο κόμβους, στρίβει, ακλουθώντας την κίνηση του τοιχώματος. Η στροφή αυτή είναι στην ουσία το άνοιγμα του κενού μεταξύ τοιχώματος και του πέδιλου, αναγκάζοντας τον τένοντα να επιμηκυνθεί. Η κύλιση που προστέθηκε στην άκρη της άκαμπτης δοκού, παραλαμβάνει την οριζόντια τέμνουσα βάσης επιτρέποντας όμως την κατακόρυφη κίνησή της.

4.1.2 *Επιλογή στοιχείων και υλικών προσομοιώματος.*

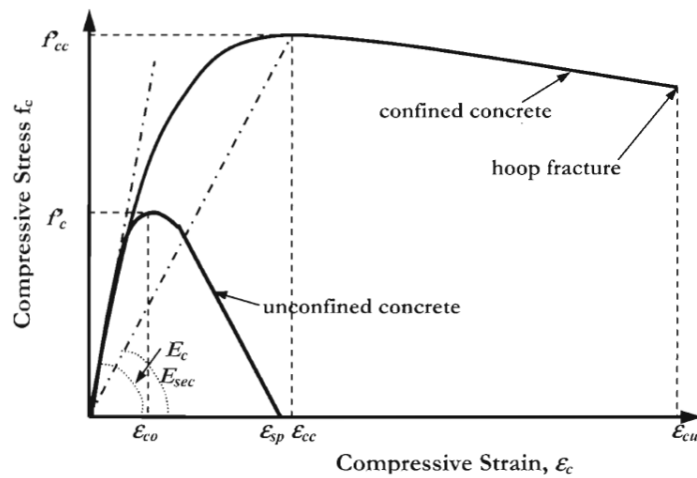
Για την προσομοίωση του τοιχώματος χρησιμοποιήθηκε το πεπερασμένο στοιχείο κατανεμημένης πλαστιμότητας Force-Based Beam-Column element. Τα στοιχεία αυτά βασίζονται στην τήρηση της ισορροπίας μεταξύ εξωτερικών δυνάμεων και εσωτερικών εντατικών μεγεθών. Αφού η ισορροπία των δυνάμεων λοιπόν ικανοποιείται εξ ορισμού, απαιτείται λιγότερος υπολογιστικός χρόνος και μικρότερος αριθμός στοιχείων για την προσομοίωση και για αυτό τα στοιχεία αυτά, προτιμήθηκαν σε σχέση με άλλα στοιχεία σε αυτή την διπλωματική (OpenSEES wiki). Στα στοιχεία αυτά ανατίθεται διατομή διακριτοποιημένη σε ίνες. Κάθε ίνα, ή ομάδα ινών, υπακούει δικό της νόμο τάσεων παραμορφώσεων και αντιστοιχεί σε διαφορετικό κομμάτι της διατομής. Έτσι μια ομάδα ινών αντιστοιχεί στο περισφιγμένο σκυρόδεμα, άλλη στο απερίσφιγτο και άλλη στον οπλισμό της διατομής.

Για τον ορισμό νόμου τάσεων-παραμορφώσεων απερίσφιγτου σκυροδέματος επιλέχθηκε το υλικό Concrete01 (Εικόνα 4.2). Το υλικό αυτό αποτελεί τον απλούστερο καταστατικό νόμο σκυροδέματος και είναι ουσιαστικά ο νόμος Kent-Scott-Park (Kent and Park, 1971). Ο νόμος αυτός έχει σταθερή παραμένουσα παραμόρφωση, ελαστική φόρτιση-αποφόρτιση κατά Karsan-Jirsa (Karsan and Jirsa, 1969) και μηδενική εφελκυστική αντοχή, όπως ορίζεται και κατά τις διατάξεις του Ευροκώδικα (OpenSEES wiki, Kent and Park 1971). Στον νόμο Kent-Scott-Park, προβλέπεται σταθεροποίηση της θλιπτική αντοχής του σκυροδέματος στο 20% της αρχικής. Παρόλα αυτά όμως, για να συμβαδίζει καλύτερα με τις διατάξεις του Ευροκώδικα, ο φθίνοντας κλάδος της αντοχής του σκυροδέματος μηδενίζεται. Αν και στην βιβλιοθήκη του OpenSEES, παρέχονται και πιο βελτιωμένοι νόμοι για το σκυρόδεμα, η απλότητά του και η συμφωνία του με τις διατάξεις του Ευροκώδικα μας οδήγησαν στην επιλογή του.



Εικόνα 4.2 Καταστατικός νόμος τάσεων-παραμορφώσεων για το Concrete01 πηγή: [OpenSEES wiki].

Για τους λόγους που αναφέραμε πριν, ο καταστατικός νόμος Concrete01 χρησιμοποιήθηκε και στον ορισμό του περισιγμένου σκυροδέματος. Η μέγιστη τάση και η μέγιστη παραμόρφωση προκύπτει με εφαρμογή του μοντέλου του Mander (Εικόνα 4.3) όπως αναφέρεται στην Μέθοδο Σχεδιασμού με Βάση τις Μετακινήσεις (Direct Displacement Based Design) (Priestley et al., 2007, Mander et al., 1988)



Εικόνα 4.3 Μοντέλο τάσεων-παραμορφώσεων περισιγμένου σκυροδέματος του Mander, πηγή (DDBD)

Για ορθογωνικές και τετραγωνικές διατομές, η τάση περισφίξεως για κάθε διεύθυνση δίνεται από την σχέση:

$$f_{lx} = \frac{C_e A_{shx} f_{yh}}{h_{cy} s} = C_e \rho_{ax} f_{yh} \quad (5.1)$$

Όπου, ρ_{ax} είναι το ογκομετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού στην x διεύθυνση, s είναι το κενό ανάμεσα στους συνδετήρες κατά τον άξονα του μέλος, C_e είναι ο συντελεστής αποτελεσματικότητας της περισφιγξης και h_{cy} είναι το πλάτος του πυρήνα, κάθετο στην διεύθυνση που εξετάζεται και μετριέται από κέντρο σε κέντρο του περιμετρικού συνδετήρα. Ο συντελεστής C_e σε τετραγωνικές διατομές παίρνει τιμές μεταξύ 0.75 και 0.85, ανάλογα τον λόγο s/h_c , το πλήθος και την διάταξη των ράβδων του διαμήκη οπλισμού. Για τοιχώματα γενικά χρησιμοποιείται η τιμή $C_e=0.5$. Ο καταστατικός νόμος τάσεων-παραμορφώσεων της Εικόνας 4.3 περιγράφεται από το μοντέλο του Mander (1988)

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (5.2)$$

όπου f'_{cc} είναι η θλιπτική αντοχή του περισφιγμένου σκυροδέματος η οποία συσχετίζεται με την απεριόριστη θλιπτική αντοχή και την τάση περισφίξεως μέσα από τις σχέσεις:

$$f'_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_l}{f'_c}} - 2 \frac{f_l}{f'_c} - 1.254 \right) \quad (5.3)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (5.4)$$

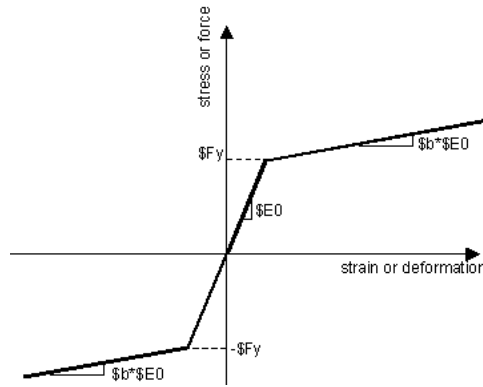
$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \left(1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right) \quad (5.5)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (5.6)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \quad (5.7)$$

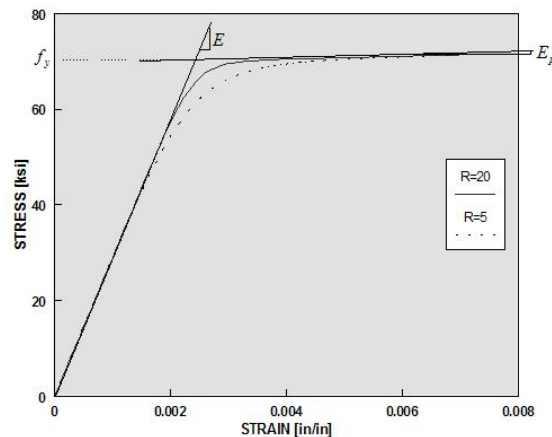
$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{f'_c} \quad (5.8)$$

Αν και στο OpenSEES [2000] παρέχονται πολλά μοντέλα προσομοίωσης της συμπεριφοράς του χάλυβα, επιλέχθηκε ο καταστατικός νόμος Steel01 (Εικόνα 4.4), για τον ορισμό του διαμήκη οπλισμού της διατομής. Πρόκειται για έναν απλό διγραμμικό υστερητικό νόμο, με ή χωρίς κράτυνση και επιλέγεται για να διατηρηθεί μια απλότητα στο μοντέλο που κατασκευάζεται.



Εικόνα 4.4 Νόμος τάσεων-παραμορφώσεων Steel01 [OpenSEES 2000]

Στην περίπτωση του προεντεταμένου τένοντα, επιλέχθηκε ο νόμος συμπεριφοράς Steel02 (Εικόνα 4.5) για την περιγραφή του που είναι στην ουσία το μοντέλο των Giuffre-Menegotto-Pinto (Giuffrè and Pinto, 1970). Αντίθετα με τον διγραμμικό νόμο Steel01, η μετάβαση στον μετελαστικό κλάδο, γίνεται μέσω καμπύλης στρογγύλευσης, ενώ παρέχονται επίσης επιλογές ορισμού της ισοτροπικής κράτυνσης. Σε αυτή την περίπτωση, όπου μας ενδιαφέρει μια όσο το δυνατόν καλύτερη προσέγγιση, ο νόμος αυτός μας παρέχει τη δυνατότητα ορισμού αρχικής τάνυσης στον τένοντα όπως επίσης και καλύτερη προσομοίωση της συμπεριφοράς του υλικού.



Εικόνα 4.5 Νόμος τάσεων παραμορφώσεων υλικού Steel02, [OpenSEES 2000].

Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, ο μαλακός χάλυβας που τοποθετείται για να προσδώσει απορρόφηση ενέργειας το σύστημα, μπαίνει στο μοντέλο με την χρήση στοιχείων μηδενικού μήκους στην άκαμπτη ράβδος. Σε κάθε τέτοιο στοιχείο αντιστοιχεί μια ράβδος, ή ομάδα ράβδων, που προσομοιάζει τον οπλισμό σε εκείνη την θέση. Έτσι τα στοιχεία αυτά δεν απαιτούν νόμο τάσεων-παραμορφώσεων, αλλά δυνάμεων-μετατοπίσεων. Ικανοί νόμοι να

τους ανατεθούν τέτοιες τιμές είναι οι νόμοι Steel01 και ElasticPP, που είναι ένα τέλειο ελαστοπλαστικό υλικό. Στον μαλακό χάλυβα δεν θα προσδίδεται τιμή κράτυνσης οπότε σε αυτή την περίπτωση όποιο υλικό και να χρησιμοποιηθεί είναι ισοδύναμο.

Τέλος για τις ανένδοτες στηρίξεις της άκαμπτης ράβδου, ορίζεται το υλικό Elastic-No Tension material, που έχει μηδενική εφελκυστική δυσκαμψία και το οποίο, προσδίδοντάς του μεγάλη θλιπτική δυσκαμψία γίνεται ουσιαστικά ανένδοτη στήριξη με ελεύθερη αποκόλληση.

4.1.3 Αποτελέσματα στατικής προσανζητικής ανάλυσης του φορέα

Αρχικά σημειώνεται ότι οι διατομές των τοιχωμάτων που χρησιμοποιήθηκαν στην παρούσα εργασία, μελετήθηκαν με βάση τις προδιαγραφές που αναγράφονται στον Ευροκώδικα 2 και 8 για Κατηγορία Πλαστιμότητας Υψηλή (EK8). Δίνεται έμφαση λοιπόν στον διαμήκη και εγκάρσιο οπλισμό, ώστε να βρίσκονται εντός των προβλεπόμενων ορίων ποσοστού, όπως επίσης και το πλάτος του τοιχώματος και της κρυφοκολώνας να είναι τα προβλεπόμενα. Τέλος χρησιμοποιείται η σχέση του κανονισμού της Νέας Ζηλανδίας :

$$f_{pt,initial} \leq 0.9f_{pty} - E_{pt}\varepsilon_{pt} \quad (5.9)$$

ώστε να διασφαλιστεί ότι ο τένοντας θα παραμείνει στην ελαστική του περιοχή (NZS3010-2006 Appendix B).

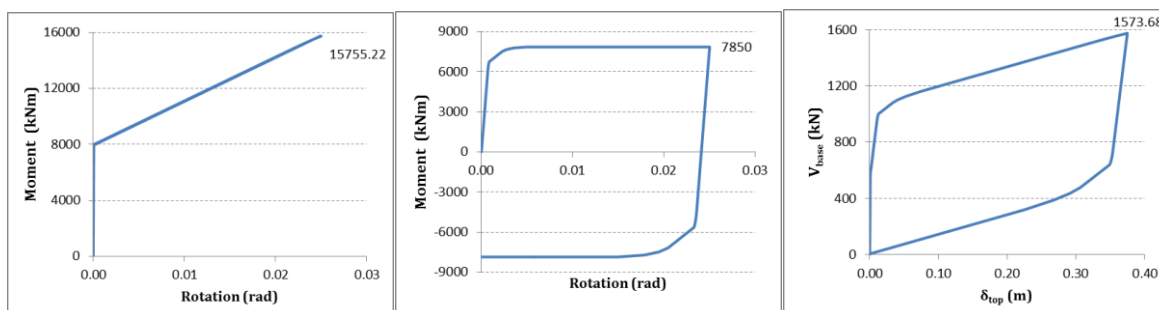
Εκτελείται μια απλή προσανζητική ανάλυση για να ελεγχθεί η ορθή λειτουργία του πρώτου προτεινόμενου μοντέλου. Για την ανάλυση αυτή θεωρούμε ότι και το τοίχωμα είναι μια άκαμπτη δοκός, ώστε να αφαιρέσουμε οποιαδήποτε επιρροή έχει το σκυρόδεμα στην προσομοίωση και να διαπιστωθεί εάν με αυτή την προσομοίωση το κενό στην διεπιφάνεια ανοίγει και υπάρχει επαναφορά.

Για το παράδειγμα αυτό θεωρήθηκαν δύο τένοντες, οι οποίοι βρίσκονται εκατέρωθεν του κεντροβαρικού άξονα, για την ικανότητα επαναφοράς του συστήματος (self-centering). Για την απορρόφηση ενέργειας, τοποθετούνται οχτώ ζεύγη από μαλακό χάλυβα, με τον τρόπο που περιγράφεται και στον ορισμό του μοντέλου. Η επιλογή των τενόντων, της δύναμης προεντάσεως και τις επιλογής του μαλακού χάλυβα που χρησιμοποιήθηκε, έγινε μετά από επαναληπτική διαδικασία επιλύσεων, μέχρις ότου βρεθεί συνδυασμός ο οποίος να αποδίδει τέλεια επαναφορά συστήματος στην αρχική του κατάσταση. Τα χαρακτηριστικά τόσο των

τενόντων όσο και του μαλακού χάλυβα φαίνονται στον Πίνακα 4.1 Το ύψος του μοντέλου επιλέχθηκε ίσο με 15m, όσο και το ύψος ενός τυπικού πενταόροφου κτιρίου.

Πίνακας 4.1 Χαρακτηριστικά τένοντα και πρόσθετου οπλισμού παραδείγματος.

Τένοντας				Μαλακός Χάλυβας			
Unbonded length (τένοντας)	$I_{ub,pt}$	15	m	Unbonded length (χάλυβας)	I'_{ub}	1.00	m
Μέτρο Ελαστικότητας	E_{pt}	200	Gpa	Steel Yield Stress	f_y	500	Mpa
Διάμετρος Τένοντα	D_{pt}	60	mm	Μέτρο Ελαστικότητας	E_s	200	Gpa
Εμβαδόν Τένοντα	A_{pt}	2827.43	mm ²	Steel Yield Strain	ϵ_y	0.0025	
Δύναμη Τάνυσης	$T_{pt,initial}$	2000.00	KN	Hardening ratio	r	0	
Τάση Τάνυσης	$f_{pt,ini}$	707.36	Mpa	Διάμετρος χάλυβα	d_{bl}	25	mm
Τάση Διαρροής Τένοντα	$f_{y,pt}$	1550.00	Mpa	Εμβαδόν κάθε Οπλισμού	A_s	490.87	mm ²
Πλήθος Τενόντων	n_{pt}	2		Θέσεις Οπλισμών	nsi	8	
Απόσταση από κέντρο βάρους	d_{pt}	0.40	m	Πλήθος Οπλισμών (σε κάθε θέση)	ns	2	



Εικόνα 4.6 Αποτελέσματα ανάλυσης παραδείγματος α) Προσφορά ροπής από τένοντα, β) από μαλακό χάλυβα και γ) συμπεριφορά συστήματος.

Τα παραπάνω διαγράμματα αποτελούν αποτελέσματα μιας απλής προσαιζητικής ανάλυσης μέχρι μετατόπιση κορυφής 0.375m ή drift 2.5% (Εικόνα 4.6). Τα αποτελέσματα αυτά, πλησιάζουν πολύ στην υπόθεση για ιδεατό flag-shape, όπως περιγράφηκε στην προηγούμενη ενότητα.

Στην Εικόνα 4.6α, όπου φαίνεται η προσφορά σε ροπή των προεντεταμένων τενόντων, βλέπουμε τον αρχικό ανοδικό κλάδο να ταυτίζεται με τον άξονα των δυνάμεων, πριν γίνει η απόθλιψη της μίας από τις δύο στηρίξεις και μπει στον δεύτερο κλάδο δυσκαμψίας, όπως επίσης και την ελαστική συμπεριφορά που ακολουθεί.

Στο δεύτερο διάγραμμα (Εικόνα 4.6β), όπου παρουσιάζεται η προσφορά σε ροπή από την προσθήκη εξωτερικού μαλακού χάλυβα, παρατηρούμε την ελαστοπλαστική συμπεριφορά του συνόλου του οπλισμού. Στον χάλυβα έχει δοθεί μηδενική κράτνυση και έτσι ο μετελαστικός του κλάδος είναι τελείως οριζόντιος. Όπως φαίνεται και στο διάγραμμα, ο πρόσθετος

οπλισμός, διαρρέει σε πολύ μικρές τιμές στροφής. Αυτό μπορεί να ελεγχθεί μεταβάλλοντας το μήκος των ράβδων που τοποθετούνται. Στο συγκεκριμένο παράδειγμα ήταν 1m.

Στο τελευταίο διάγραμμα (Εικόνα 4.6γ), φαίνεται η τέμνουσα βάσης της κατασκευής ως προς την μετατόπιση κορυφής. Όπως βλέπουμε η συμπεριφορά της κατασκευής με αυτό το μοντέλο, χρησιμοποιώντας άκαμπτη ράβδο στην θέση του τοιχώματος, έρχεται σε συμφωνία με το μονοβάθμιο σύστημα της προηγούμενης ενότητας. Ο κλάδος φόρτισής του είναι, κατά προσέγγιση, τριγωναμικός και ακολουθεί τις δυσκαμψίες και σημεία καμψής των στοιχείων που το απαρτίζουν. Για παράδειγμα η μέγιστη ροπή $1573.68 \cdot 15 = 23605.2 (kNm)$ και από τα άλλα δύο διαγράμματα παίρνουμε $15755.22 + 7850 = 23605.22 (kNm)$.

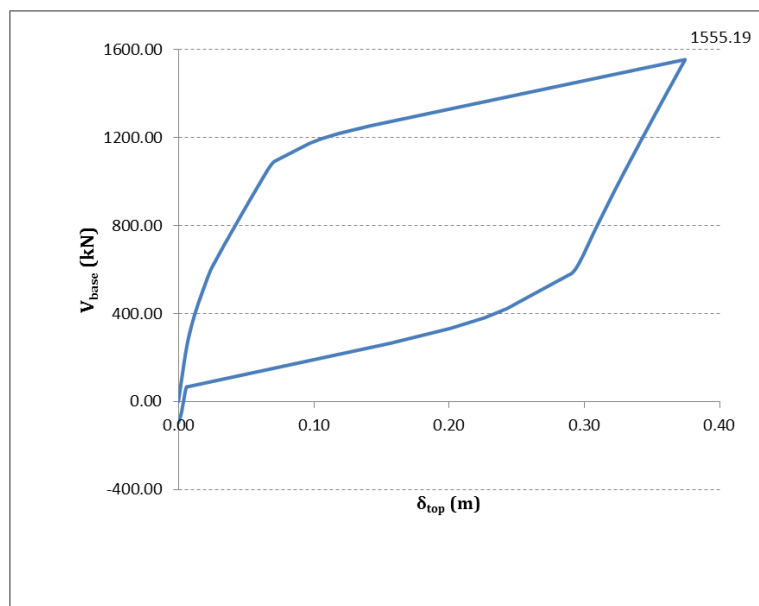
Εδώ αξίζει να σημειωθεί άλλη μια φορά η ασυμφωνία του λόγου λ_1 με την συμπεριφορά του συστήματος. Από τα διαγράμματα των τενόντων και του μαλακού χάλυβα, προκύπτει $\lambda_1 = \frac{15755.22}{7850} = 2.007$ Παρόλα αυτά το σύστημα παρουσιάζει συμπεριφορά που θα περιμέναμε για $\lambda_1 = 1.00$.

Έχοντας λοιπόν δείξει την ορθή λειτουργία αυτό του μοντέλου, προσθέτουμε και την διατομή του τοιχώματος για να διερευνήσουμε την συμπεριφορά μιας πραγματικής τέτοιας κατασκευής (Πίνακας 4.2).

Πίνακας 4.2 Χαρακτηριστικά διατομής τοιχώματος που χρησιμοποιήθηκε στο παράδειγμα.

Τοίχωμα			
Μήκος Τοιχώματος	L_w	4.00	m
Πλάτος Τοιχώματος	b_w	0.40	m
Ύψος	H_w	15.00	m
Θλιπτική Αντοχή Σκυροδέματος	f_c	30.00	Mpa
Μέγιστη Παραμόρφωση	e_{pk}	0.002	
Αξονικό φορτίο I.B.	N_w	541.50	kN
Διατομή Οπλισμού	$d_{bl,rs}$	30	mm
Πάχος κρυφοκολώνας	L_c	0.65	m
Αντοχή περισφιγμένου	f_{cc}	46.9	Mpa
Παραμόρφωση περισφιγμένου	ϵ_{cc}	0.0076	
Ποσοστό διαμήκη οπλισμού	$\rho_{v,prov}$	1.7%	
Ποσοστό διαμήκη οπλισμού κρυφοκολώνας	$\rho_{v,prov,k}$	1.6%	
Συνολικό ογκομετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού	ρ_{tot}	2.39%	
Ανηγμένη αξονική	v_d	0.095	

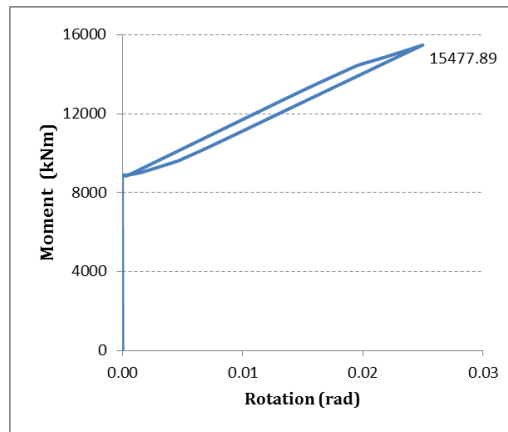
Η διατομή που χρησιμοποιήθηκε σε αυτό το παράδειγμα, όπως και κάθε άλλη διατομή που χρησιμοποιείται στην παρούσα εργασία, έχει μελετηθεί έτσι ώστε να ικανοποιεί τις ελάχιστες απαιτήσεις του Ευροκώδικα για τον οπλισμό των τοιχωμάτων για Υψηλή Κατηγορία Πλαστιμότητας (EC2,8). Τα ποσοστά του διαμήκη, τόσο για το τοίχωμα όσο και για τις περιοχές της κρυφοκολώνας, είναι μέσα στα επιτρεπτά όρια όπως φαίνεται και στον πίνακα των χαρακτηριστικών του. Ως εγκάρσιος οπλισμός, προβλέπεται η προσθήκη δύο δίτητων συνδετήρων σε κάθε κρυφοκολώνα, ανά 0.1 m , διαμέτρου 12mm. Τα χαρακτηριστικά των τενόντων και του μαλακού χάλυβα, παραμένουν τα ίδια με πριν για καλύτερη σύγκριση.



Εικόνα 4.7 Διάγραμμα αντίστασης παραδείγματος.

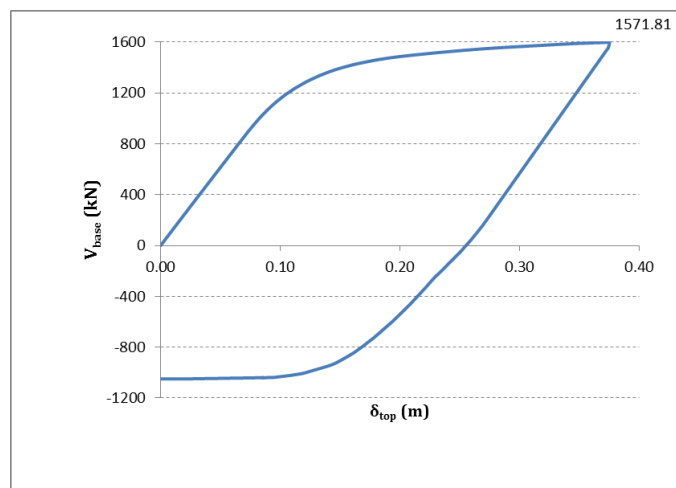
Κρατώντας λοιπόν σταθερούς τους τένοντες και τον μαλακό χάλυβα όπως χρησιμοποιήθηκε και προηγουμένως, με την προσθήκη της διατομής οπλισμένου σκυροδέματος λαμβάνουμε τα αποτελέσματα όπως αυτά φαίνονται στην Εικόνα 4.7. Παρατηρείται ότι με την προσθήκη του σκυροδέματος, όπως φαίνεται, το διάγραμμα απόκρισης του συστήματος έχει αποκτήσει μια πιο ομαλή καμπύλη. Αυτό είναι αναμενόμενο, καθώς το τοίχωμα κάμπτεται με την επιβολή της μετατόπισης. Έτσι ο αρχικός κλάδος φόρτισης του συστήματος, δεν είναι οριακά ευθύγραμμος όπως είχαμε δει μέχρι τώρα, αλλά γίνεται καμπύλος, όπως και θα περίμενε κανείς από μια πραγματική κατασκευή. Επίσης, λόγω της σύνθλιψης του σκυροδέματος, παρατηρούμε μικρές παραμένουσες παραμορφώσεις στο σύστημα, περιορίζονται όμως σε αμελητέες τιμές.

Η συμπεριφορά του μαλακού χάλυβα είναι ολόδια και στα δύο προσομοιώματα. Αντίθετα, η συμπεριφορά της ροπής από τους τένοντες (και του ίδιου βάρους πλέον, που στο προηγούμενο παράδειγμα δεν υπήρχε), παρουσιάζει μικρές διακυμάνσεις. Η συμπεριφορά που φαίνεται στην Εικόνα 4.8 παρουσιάζει την εξέλιξη της ροπής που προσδίδεται στο σύστημα από τους τένοντες και το ίδιο βάρος. Η συμπεριφορά αυτή δεν πρέπει να συγχέεται με διαρροή του τένοντα. Η επαναφορά του τένοντα στην αρχική του θέση, αποκλίνει από τον αρχικό του κλάδο, λόγω της συμπεριφοράς του τοιχώματος.

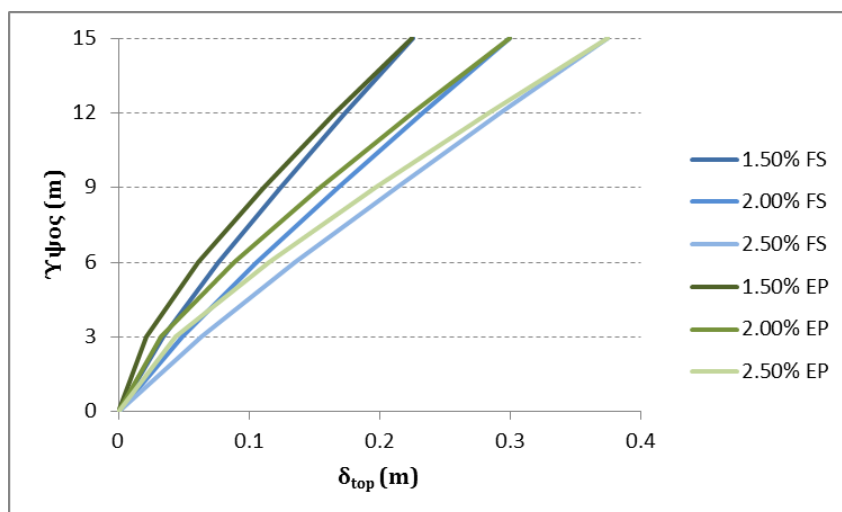


Εικόνα 4.8 Προσφορά ροπής προεντεταμένου τένοντα.

Σαν μια μικρή σύγκριση της προτεινόμενης σύνδεσης με την ισοδύναμη μονολιθική της, παραθέτουμε το διάγραμμα αντίστασης του ίδιου τοιχώματος, το οποίο λειτουργεί ως πρόβολος (Εικόνα 4.9). Αν και η τέμνουσα βάσης για μετατόπιση ίση με drift 2.5% δεν μπορεί να συγκριθεί στα δύο συστήματα, αυτό που πετυχαίνουμε με αυτή την συνδεσμολογία είναι η ελαχιστοποίηση των παραμένουσων παραμορφώσεων. Πρέπει να σημειωθεί όμως η διαφορά στους βρόχους υστέρησης των δύο συστημάτων. Επίσης, από τα στιγμιότυπα των καθ' ύψος μετακινήσεων (Εικόνα 4.10) για drift 1.5%, 2.0% και 2.5%, βλέπουμε ότι το τοίχωμα με την προένταση και τους πρόσθετους οπλισμούς απορρόφησης ενέργειας (αναγράφεται ως FS), διατηρεί μια πιο γραμμική κατανομή των μετακινήσεων από ότι το μονολιθικό (αναγράφεται ως EP).



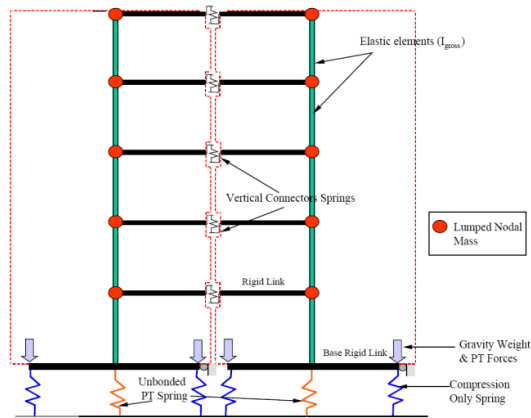
Εικόνα 4.9 Συμπεριφορά ισοδύναμου μονολιθικού τοιχώματος.



Εικόνα 4.10 Στιγμιότυπο προφίλ μετακινήσεων μονολιθικού τοιχώματος και τοιχώματος με την προτεινόμενη σύνδεση.

4.1.4 Μειονεκτήματα του μοντέλου

Στην βιβλιογραφία, έχουν χρησιμοποιηθεί πολλές φορές αντίστοιχα μοντέλα για την προσομοίωση συνδέσεων με προεντεταμένους τένοντες. Στο πρόγραμμα PRESSS χρησιμοποιήθηκε το μοντέλο της Εικόνα 4.11 για τον σχεδιασμό των τοιχωμάτων, το οποίο έδειξε ακριβή αποτελέσματα (Priestley et al., 1999) σε σχέση με τα πειραματικά. Πρόκειται για την σύνδεση δύο τοιχωμάτων, με μηχανισμούς απόσβεσης ενέργειας στην διεπιφάνειά τους, που στρέφονται πάνω σε ανένδοτα ελατήρια με μηδενική εφελκυστική δυσκαμψία. Παρόμοια μοντέλα έχουν χρησιμοποιηθεί και από άλλους ερευνητές για αναλύσεις και προσομοιώσεις (Pampanin, 2005b)



Εικόνα 4.11 Μοντέλο προσομοίωσης προτεινόμενης σύνδεσης δύο τοιχωμάτων με μηχανισμούς απόσβεσης ενέργειας στο ενδιάμεσο, αναπτύχθηκε από Conley, πηγή: (Priestley et al., 1999).

Παρόλα αυτά όμως, με τέτοιες συνδεσμολογίες, υποθέτουμε την στροφή του τοιχώματος γύρω από συγκεκριμένη θέση. Δεν προσμετρείται λοιπόν, ο ουδέτερος άξονας της διατομής, γύρω από τον οποίο γίνεται η στροφή στην πραγματικότητα. Το τοίχωμα δεν θα στρίψει ως προς την ακμή του, αλλά ο άξονας στροφής θα μεταβάλλεται ανάλογα με την εξέλιξη της φόρτισης και την ενδεχόμενη θραύση του σκυροδέματος στο άκρο. Επίσης με αυτή την θεώρηση, το άνοιγμα του κενού στην βάση είναι κατά πολύ μεγαλύτερο από το αναμενόμενο, πράγμα που σημαίνει μεγαλύτερη επιμήκυνση του τένοντα και άρα, μεγαλύτερη ροπή επαναφοράς.

4.2 Δεύτερο Μοντέλο Προσομοίωσης

Προκειμένου να συμπεριληφθεί στην συμπεριφορά του συστήματος η θέση του ουδέτερου άξονα της διατομής, όπως επίσης και να γίνει μια καλύτερη εκτίμηση του πόλου στροφής του συστήματος, εξετάζουμε την δημιουργία ενός πιο σύνθετου μοντέλου – υπερστοιχείου (superelement). Το μοντέλο αυτό θα πρέπει να είναι ικανό να προσομοιάσει την συμπεριφορά του σκυροδέματος και η στροφή της βάσης του τοιχώματος να γίνεται με βάση την εκάστοτε θέση του ουδέτερου άξονα.

Η προσομοίωση αυτή θα πρέπει να γίνει πάλι με την προσθήκη στοιχείων μηδενικού μήκους, προκειμένου να συμπεριληφθούν οι επιπλέον παράγοντες που επιθυμούμε. Σε μια προσομοίωση της συμπεριφοράς του σκυροδέματος, αποτελεί πρόκληση πάντα ο ορισμός του μήκους επιρροής της θλιπτικής παραμόρφωσής του. Για τον ορισμό των στοιχείων μηδενικού μήκους θα πρέπει να έχουμε ένα όριο που θα σηματοδοτεί το σε ποίο μήκος θλιβόμενη

ζώνης κατά την καθύψος έννοια του τοιχείου, στην θλιβόμενη περιοχή, αναφέρεται αυτή η παραμόρφωση και να προκύψει η αντίστοιχη βράχυνσή της.

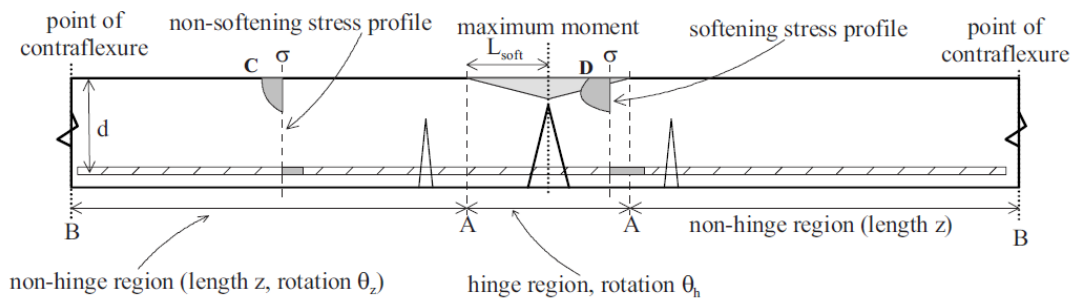
Για τον λόγο αυτό χρησιμοποιείται η μέθοδος προσομοίωσης της διατομής στη βάση του τοίχου με θεώρηση διακριτής ρηγμάτωσης και στροφής στερεού σώματος δοκών (Rigid Body Rotation) (Oehlers et al., 2011). Με την χρήση αυτής της μεθόδου μπορούμε να εκτιμήσουμε τη βράχυνση του σκυροδέματος και να χρησιμοποιήσουμε κατάλληλη βαθμονόμηση των στοιχείων μηδενικού μήκους για την προσομοίωση της καταπονούμενης κρίσιμης περιοχής στη βάση του τοίχου.

Τέλος θα γίνει σύγκριση των δύο συστημάτων ως προς αποτελέσματα και προβλεπόμενη συμπεριφορά.

4.2.1 Μέθοδος Στροφής Στερεού Σώματος (*Rigid Body Rotation*)

Η σπουδαιότητα της πλαστιμότητας έχει καταγραφεί τουλάχιστον πενήντα χρόνια τώρα (Baker 1956), όπως και η πολυπλοκότητα του προβλήματος (Wood 1968). Η πλαστιμότητα του μέλους επηρεάζει την στροφή του, την ανακατανομή της ροπής και την απορρόφηση ενέργειας. Η ποσοτικοποίηση και ο υπολογισμός της πλαστικής στροφής μιας κρίσιμης περιοχής οπλισμένου σκυροδέματος, είναι πολύ δύσκολη και μπορεί εκφραστεί μόνο μέσα από εμπειρικές σχέσεις (Panagiotakos and Fardis, 2001, Pristey and Park 1987, Mattock 1967 κ.α.).

Στην μέθοδο που αναπτύχθηκε από τους Oehlers και Mohamed (2011), η στροφή στη πλαστική άρθρωση που δημιουργείται σε ένα μέλος υπολογίζεται μέσω της θεώρησης ότι το μέλος χωρίζεται σε διακριτές περιοχές (Haskett et al., 2009a). Η μία περιοχή είναι αυτή της πλαστικής άρθρωσης ('hinge region' - Εικόνα 4.12), όπου λαμβάνεται υπόψη η θραύση του σκυροδέματος, το άνοιγμα μεγάλων καμπτικών ροπών και είναι εκεί όπου συγκεντρώνονται οι περισσότερες παραμένουσες παραμορφώσεις. Η δεύτερη περιοχή είναι το υπόλοιπο μέλος εκτός κρίσιμης περιοχής ('non-hinge region'), το οποίο αποτελείται και από το μεγαλύτερο μήκος του στοιχείου, όπου δεν υπάρχει θραύση του σκυροδέματος και οι ρωγμές είναι πολύ μικρότερες, αν υπάρχουν. Σε αυτή την περιοχή ισχύει η ισορροπία διατομής κατά τα γνωστά.



Εικόνα 4.12 Ορισμός περιοχών καμπτόμενης ράβδου κατά τους Haskett και Oehlers, [Haskett et al 2009]

Εμάς μας ενδιαφέρει η πρώτη περιοχή, όπου και συγκεντρώνεται το σύνολο των παραμορφώσεων. Η δυσκολία υπολογισμού της στρωφής έγκειται, στην μεταβολή της κατανομής των τάσεων στην περιοχή θραύσεως του σκυροδέματος (softening stress profile) καθώς επίσης και λόγω ότι, η ρωγή που έχει δημιουργηθεί σε αυτή την περιοχή, αυξάνεται στην περίπτωση που έχουμε διαμήκη ολίσθηση του εφελκόμενου οπλισμού ή και θραύση του. Για αυτό χρειάζεται η σύλληψη ενός μοντέλου, ικανού να περιγράψει όλα αυτά τα χαρακτηριστικά. Πρέπει πάντως να σημειωθεί ότι σύμφωνα με τη θεώρηση αυτή, τυχόν διατμητικά φαινόμενα στο στοιχείο αγνοούνται



Εικόνα 4.13 Αστοχία καμπτόμενης δοκού και εμφάνιση σφηνών σύνθλιψης, [Haskett et al 2009].

Στην Εικόνα 4.13, φαίνεται δοκός η οποία έχει αστοχήσει καμπτικά. Στην περιοχή των εφελκυστικών τάσεων της διατομής διακρίνουμε το άνοιγμα της διακριτής ρωγμής (όπου και περιστρέφεται το στοιχείο) ενώ στην περιοχή της θλίψης, τον σχηματισμό δύο σφηνών σκυροδέματος (Daniell et al., 2008)

- Η πρώτη είναι η περιοχή όπου το σκυρόδεμα δεν έχει υπερβεί τα όρια θλιπτικής αντοχής και παραμόρφωσης και συμπεριφέρεται κατά τον ανιόντα θλιβόμενο κλάδο ('ascending zone').
- Η δεύτερη είναι η περιοχή όπου παρατηρείται θραύση του σκυροδέματος και απομείωση της θλιπτικής αντοχής και προσομοιάζεται με μια σφήνα που έχει αποκολληθεί και ολισθαίνει ('softening zone'). Η σφήνα θεωρείται επίσης στερεό σώμα που ολισθαίνει κατά μήκος της διεπιφάνειας ολίσθησης.

Όπως προκύπτει από τα παραπάνω, στο όριο μεταξύ των δύο περιοχών (C-D), η παραμόρφωση του σκυροδέματος είναι ίση με την μέγιστη θλιπτική του ε_{pk} (Oehlers et al., 2007) και λόγω της θεώρησης ότι οι σφήνες είναι στερεά σώματα η ολίσθηση δίνεται από την σχέση (Oehlers et al., 2008):

$$\Delta_{asc} = L_{soft} \varepsilon_{pk} \quad (5.10)$$

Με αυτή την θεώρηση, είναι δυνατόν να καταστρωθούν διαγράμματα M-θ του μέλους δίνοντας διάφορες τιμές στο ύψος της σφήνας d_{soft} . Για γνωστό ύψος σφήνας υπολογίζουμε το Δ_{asc} από την εξίσωση (5.10), όπου L_{soft} είναι το μήκος της σφήνας και δίνεται από την σχέση:

$$L_{soft} = d_{soft} / \tan \alpha \quad (5.11)$$

και ε_{pk} είναι η μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση του σκυροδέματος. Με α , συμβολίζεται το επίπεδο αστοχίας σύμφωνα με τον κύκλο του Mohr – Coulomb και υπολογίζεται από:

$$\alpha = \arctan\left(-m + \sqrt{m^2 + 1}\right) \quad (5.12)$$

όπου m , είναι η εσωτερική γωνία τριβής του σκυροδέματος, τυπική τιμή της οποίας θεωρείται ίση με 0.8 (Mattock et. al., 1964). Όταν η ολίσθηση της σφήνας Δ_{asc} , γίνει ίση με την μέγιστη ικανότητα ολίσθησής της s_{slide} , τότε η δύναμη της σφήνας δίνεται από:

$$P_{soft} = w_b d_{soft} \left[\frac{c + \sigma_{lat} \cos \alpha (\sin \alpha + m \cos \alpha)}{\sin \alpha (\cos \alpha - m \sin \alpha)} \right] \quad (5.13)$$

με w_b , το πλάτος του μέλους, σ_{lat} , η τάση περισφίξεως από τους εγκάρσιους οπλισμούς και c ο συντελεστής συνοχής, που για το σκυρόδεμα λαμβάνεται ίσος προς:

$$c = 0.17 f_c \quad (5.14)$$

Η έκφραση της P_{soft} για τον υπολογισμό της δυνάμεως της σφήνας, μπορεί να χρησιμοποιηθεί για οποιοδήποτε τύπο σκυροδέματος, αρκεί οι απαιτούμενοι συντελεστές να έχουν προκύψει από πειραματικά αποτελέσματα (Haskett et al., 2009b).

Στην περιοχή του σκυροδέματος στην οποία δεν έχει γίνει θραύση του (ascending zone), μπορεί να χρησιμοποιηθεί οποιοσδήποτε νόμος τάσεων παραμορφώσεων για την περιγραφή του. Σύμφωνα με την δευτεροβάθμια παραβολική έκφραση των Hognestad et al., (1955) που υιοθετείται και στους Κανονισμούς, η δύναμη στο σκυρόδεμα σε αυτή την ζώνη δίνεται από:

$$P_{asc} = \frac{2}{3} f_c w_b d_{asc} \quad (5.15)$$

η οποία ασκείται σε απόσταση $9/24 d_{asc}$ από την διεπιφάνεια της σφήνας.

Αντίστοιχες εκφράσεις έχουν διατυπωθεί και για την δύναμη του εφελκόμενου οπλισμού συνυπολογίζοντας τα χαρακτηριστικά συνάφειας του οπλισμού με το σκυρόδεμα και τα όρια θραύσης του (Haskett et al., 2009b). Αυτές οι εκφράσεις όμως δεν θα διατυπωθούν στην παρούσα εργασία γιατί, όπως θα αναλυθεί περισσότερο σε επόμενη ενότητα, δεν εμπίπτουν στα χαρακτηριστικά προσομοίωσης του παρόντος δομικού στοιχείου.

Με βάση τα παραπάνω, για την σχεδίαση διαγραμμάτων M-θ ακολουθείται η παρακάτω διαδικασία: Για κάθε γωνία στροφής θ (εύρος ρωγμής) διερευνάται d_{soft} τέτοιο, ώστε να ικανοποιείται η ισορροπία των δυνάμεων μέσα από τις παραπάνω εκφράσεις. Όταν ικανοποιείται η ισορροπία τότε με τις δυνάμεις που προέκυψαν, υπολογίζουμε την ροπή και συνεχίζουμε για επόμενο θ . Ως όριο αστοχίας του μέλους, υιοθετούνται τρία κριτήρια. Τα πρώτα δύο αναφέρονται στον χάλυβα και ορίζουν ότι η ολίσθηση του χάλυβα, $\Delta_{rein\text{-}bar}$, δεν μπορεί να υπερβεί το όριο θραύσης του, Δ_{fract} , ή το όριο απώλειας συνάφειας δ_{max} . Το τρίτο κριτήριο αναφέρεται στην ολίσθηση της σφήνας, Δ_{asc} , ορίζοντας μέγιστη τιμή την s_{slide} . Η τιμή της s_{slide} , υπολογίζεται πειραματικά. Ύστερα από σύγκριση των αποτελεσμάτων της μεθόδου και των πειραματικών δοκιμών του Mattock (1967) προτείνεται η έκφραση της μέγιστης ικανότητας ολίσθησης της σφήνας:

$$s_{slide} = 2.51 \frac{\sigma_{lat}}{f_c} + 0.61 \quad (5.16)$$

όπου σ_{lat} και f_c η τάση περίσφιξης και θλιπτική αντοχή σκυροδέματος αντίστοιχα, εκφρασμένες σε MPa και s_{slide} η μέγιστη ικανότητας ολίσθησης της σφήνας σε mm. Η σχέση (5.16) έρχεται σε συμφωνία με τα πειραματικά αποτελέσματα και παρουσιάζει ικανοποιητικό συντελεστή συσχέτισης 0.22 (Haskett et al., 2009b).

4.2.2 Ορισμός δεύτερου μοντέλου προσομοίωσης

Με βάση τα παραπάνω, το δεύτερο μοντέλο προσομοίωσης που προτείνεται, αποτελεί εξέλιξη του πρώτου, στο οποίο προστίθενται επιπλέον στοιχεία για ακριβέστερη αποτύπωση της συμπεριφοράς του μέλους στη βάση του, στην κρίσιμη περιοχή. Τα επιπλέον αυτά στοιχεία καθορίζονται με βάση τα αποτελέσματα της επίλυσης της διατομής με την θεώρηση ‘στροφής στερεού σώματος’ (Haskett et al., 2009b), που περιγράφηκε σε προηγούμενη ενότητα.

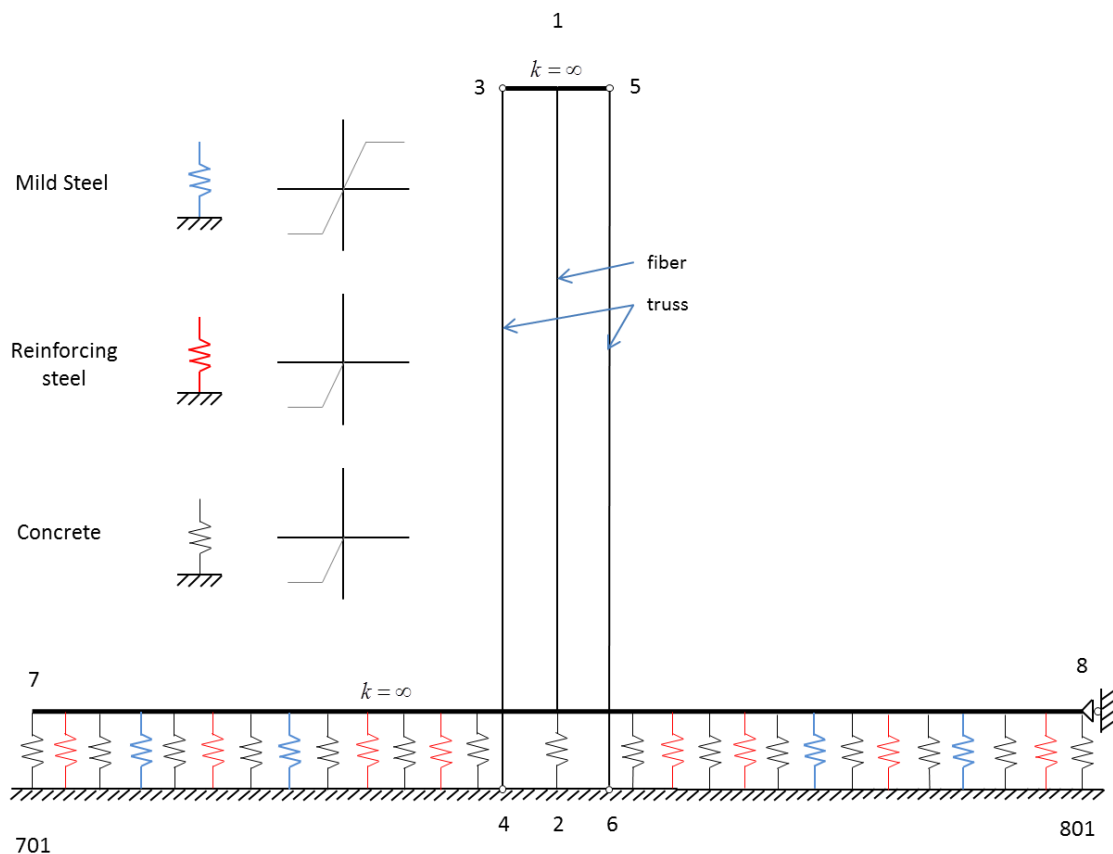
Όπως και στο προηγούμενο μοντέλο, το μέλος (τοίχωμα), προσομοιάζεται με ένα στοιχείο Δοκού-Υποστυλώματος και του ανατίθεται διατομή βασισμένη στην μέθοδο των ινών. Όπως και πριν, οι τένοντες συνδέονται, στην κορυφή του τοιχώματος μέσω άκαμπτων ελαστικών συνδέσεων και καταλήγουν αρθρωμένοι στο έδαφος. Το τοίχωμα πακτώνεται πάνω σε μια άκαμπτη ελαστική ράβδο, ενώ η κορυφή του παραμένει ελεύθερη.

Η διαφορά ανάμεσα στα δύο μοντέλα έγκειται στην σύνδεση μέσω της θλιπτικά ανένδοτης ράβδου μηδενικού μήκους με το έδαφος. Στο πρώτο μοντέλο, όπου η σύνδεση γινόταν στα άκρα μέσω ακλόνητων ελατηρίων που λειτουργούσαν μόνο θλιπτικά, το σημείο γύρω από όπου θα στρεφόταν το μέλος ήταν σταθερό και προκαθορισμένο. Με αυτή την θεώρηση, είχε γίνει η υπόθεση ότι το μέλος θα συμπεριφερθεί τελείως ελαστικά και θα πραγματοποιηθεί στροφή του γύρω από το σημείο που έχει οριστεί (άκρο). Με αυτόν τον τρόπο όμως, χάνεται η επιρροή της συμπεριφοράς της διατομής. Ο ουδέτερος άξονας της διατομής είναι αυτός που θα μας δείξει το σημείο γύρω από το οποίο θα εστρέφετο το τοίχωμα καθώς επίσης και το εύρος που θα ανοίξει το κενό.

- Έτσι στο δεύτερο μοντέλο γίνεται προσπάθεια να συμπεριληφθούν αυτά τα χαρακτηριστικά, δίνοντας μεγαλύτερη έμφαση στην προσθήκη της συμπεριφοράς ροπής – στροφής της κρίσιμης διατομής στη βάση. Η άκαμπτη ράβδος δεν συνδέεται πλέον στο έδαφος με μόνο δύο ακλόνητα ελατήρια. Τοποθετείται μια σειρά από

ελατήρια, καθένα από τα οποία προσομοιάζουν και το αντίστοιχο γεωμετρικό τμήμα της διατομής εκατέρωθεν του στοιχείου (Εικόνα 4.15). Διακρίνουμε τρεις ομάδες τέτοιων ελατηρίων:

- Η πρώτη ομάδα ελατηρίων αναφέρεται στο σκυρόδεμα της διατομής. Η διατομή του τοιχώματος χωρίζεται σε μικρές λωρίδες ανά ένα εκατοστό. Κάθε ελατήριο αναφέρεται σε εμβαδόν σκυροδέματος μήκους ενός εκατοστού και πλάτους όσο και το πλάτος της διατομής, b_w . Με χρήση της προηγούμενης μεθόδου μπορούμε και αναθέτουμε σε κάθε τέτοιο ελατήριο, νόμο Δυνάμεων – Μετατοπίσεων, διαδικασία που θα αναλυθεί περισσότερο σε επόμενη ενότητα.
- Με τον ορισμό της δεύτερης ομάδας ελατηρίων, επιδιώκουμε την προσθήκη της συμπεριφοράς του χάλυβα οπλισμού του τοιχώματος. Σε κάθε θέση οπλισμού, τοποθετείται και ένα ελατήριο με τον αντίστοιχο νόμο Δυνάμεων – Μετακινήσεων που του αντιστοιχεί. Τόσο στη πρώτη όσο και στη δεύτερη ομάδα ελατηρίων, οι νόμοι που τους ανατίθενται είναι μόνο θλιπτικοί, λόγω του γεγονότος ότι οι οπλισμοί αυτοί δεν αγκυρώνουν στο θεμέλιο (βλ. επόμενη ενότητα). Αυτό το πετυχαίνουμε με την χρήση του υλικού `ElasticPPgap material`, από την βιβλιοθήκη υλικών του `OpenSEES [2000]`.
- Η τρίτη ομάδα ελατηρίων, προσομοιάζει τον πρόσθετο εξωτερικό μαλακό χάλυβα του μέλους, για την προσθήκη απορρόφησης ενέργειας. Ο ορισμός του γίνεται με τρόπο όμοιο με το πρώτο μοντέλο.



Εικόνα 4.15 Δεύτερο μοντέλο προσομοίωσης συνδεσμολογίας τοιχώματος.

Η συνδεσμολογία αυτή της άκαμπτης ράβδου με το έδαφος, αποσκοπεί όχι απλά να περιγράψει την επαφή του τοιχώματος στο πέδιλο, αλλά και την ισορροπία δυνάμεων στην διατομή καθώς και στον καθορισμό του (κινητού) ουδέτερου άξονα. Το σημείο στροφής του μέλους δεν είναι σταθερό, αλλά μεταβάλλεται σε συμφωνία με τις δυνάμεις της διατομής. Προκύπτει λοιπόν μια πιο ακριβής πρόβλεψη στο κενό που θα ανοίξει, μεταξύ θεμελίου και τοιχώματος, και άρα και στην συμβολή στο σύστημα από τους προεντεταμένους τένοντες και τον μαλακό χάλυβα.

4.2.3 Εφαρμογή της μεθόδου ανάλυσης στροφής στερεού σώματος (*Rigid Body Rotation*).

Προκειμένου να γίνει η προσομοίωση της συμπεριφοράς του σκυροδέματος, κάνουμε χρήση της μεθόδου επίλυσης διατομής με την θεώρηση στροφής στερεού σώματος (*Rigid Body Rotation*) που περιγράφηκε σε προηγούμενη ενότητα.

Για την χρήση της μεθόδου, γίνεται παραδοχή ότι, το άνοιγμα του κενού μεταξύ του τοιχώματος και του θεμελίου, είναι αντίστοιχο με το άνοιγμα μιας ρωγμής σε μια δοκό που καταπονείται καμπτικά. Η γωνία θ που περιγράφεται στην Εικόνα 4.14, δεν περιγράφει πλέον το εύρος της ρωγμής που θα ανοίξει αλλά το ανασήκωμα του τοιχώματος. Η θλιβόμενη περιοχή της διατομής, θα συμπεριφερθεί σύμφωνα με της θεωρήσεις της μεθόδου και θα δημιουργηθεί σφήνα, η οποία ολισθαίνει στο εκάστοτε θλιβόμενο άκρο του τοιχίου. Η περιοχή εφελκυσμού, θα συμπεριφερθεί ως στερεό σώμα και θα στραφεί ως προς τον ουδέτερο άξονα της διατομής. Ο υπολογισμός των δυνάμεων θα γίνει σύμφωνα με τις εξισώσεις και την διαδικασία που προτείνεται από τους Oehlers και Mohamed (2008). Πρέπει να σημειωθεί ότι το θεμέλιο δεν εξετάζεται στην παρούσα εργασία και για αυτό θα θεωρηθεί αξονικά καθ' ύψος τελείως άκαμπτο (ανένδοτο).

Πρέπει να σημειωθεί όμως, ότι οι περιορισμοί της μεθόδου όπως αυτοί αναφέρονται, δεν μπορούν να εφαρμοστούν άμεσα στην περίπτωση μας. Στην περίπτωση του εφελκυσμένου οπλισμού, λόγω της απλής έδρασης του τοιχώματος, ο οπλισμός δεν συνεχίζει και στο θεμέλιο. Στην περίπτωση του μαλακού χάλυβα από την άλλη, ο οπλισμός αυτός τοποθετείται εξωτερικά του τοιχώματος. Σε καμία περίπτωση λοιπόν δεν μπορούμε να μιλήσουμε για απώλεια συνάφειας του οπλισμού και για θραύση του λόγω ολίσθησης. Οι δύο πρώτοι περιορισμοί λοιπόν της μεθόδου δεν μπορούν να εφαρμοστούν εξ' ορισμού (για αυτό τον λόγο δεν περιγράφηκαν και οι εξισώσεις των αντίστοιχων μεγεθών στην παρουσίαση της μεθόδου). Τέλος, ο περιορισμός για την μέγιστη ικανότητα ολίσθησης της σφήνας, έχει περιγραφεί ύστερα από σύγκριση και διερεύνηση πειραματικών αποτελεσμάτων δοκών και όχι τοιχωμάτων. Η εξίσωση (5.16), δίνει ένα υπερβολικά συντηρητικό όριο για τοιχώματα. Στην χρήση αυτής της μεθόδου λοιπόν, άρουμε όλους τους περιορισμούς και προσπαθούμε να διατηρήσουμε το εύρος της σφήνας σε όσο το δυνατόν μικρότερες τιμές.

Για την εφαρμογή της μεθόδου, έγινε χρήση του λογισμικού Matlab. Λόγω της ευκολίας διαχείρισης δεδομένων σε μορφή μητρώων και ευκολίας εποπτείας των αποτελεσμάτων, από προγραμματιστική άποψη ήταν πολύ πιο εύκολο η δημιουργία κώδικα που θα ικανοποιεί τις ανάγκες μας. Το κύριο πρόγραμμα παραμένει να είναι γραμμένο στο λογισμικό OpenSEES σε Tcl, το οποίο όμως καλεί την Matlab, η οποία εισάγει τα δεδομένα από το OpenSEES, εκτελεί την επίλυση και επιστρέφει στο OpenSEES τα αποτελέσματα. Αυτό με την σειρά του εκτελεί μια απλή προσαυξητική ανάλυση με τα δεδομένα της Matlab. Η διαδικασία αυτή εκτελείται επαναληπτικά μέχρις ότου το άνοιγμα του κενού στην βάση του τοιχώματος, με το

οποίο γίνεται η επίλυση της μεθόδου Rigid Body Rotation, συγκλίνει με το άνοιγμα το οποίο υπολογίζει το OpenSEES με την προσαυξητική φόρτιση.

4.2.4 Καθορισμός Νόμου Δυνάμεων – Μετατοπίσεων για την προσομοίωση του σκυροδέματος

Αρχικά ο κώδικας σε Matlab εισάγει τα χαρακτηριστικά της διατομής, των τενόντων και του χάλυβα από το OpenSEES και εκτελεί την επίλυση. Για την επίλυση της διατομής ξεκινάμε αρχικά, υποθέτοντας το άνοιγμα στην βάση και την στροφή, θ , του τοιχώματος. Για την υπόθεση αυτή διερευνούμε, για ποιο ύψος σφήνας d_{soft} , ικανοποιείται η ισορροπία των δυνάμεων της διατομής. Με γνωστά το ύψος της σφήνας και της στροφής μπορούμε να υπολογίζουμε: την θέση του ουδέτερου άξονα από την στροφή ως στερεό σώμα, την δύναμη στον τένοντα λόγω της επιμήκυνσής του, τις δυνάμεις στους οπλισμούς και τις δυνάμεις στο σκυρόδεμα. Όταν ικανοποιηθεί η ισορροπία, το OpenSEES εκτελεί απλή προσαυξητική ανάλυση με τα αποτελέσματα και ελέγχεται η στροφή στο τοίχωμα. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται μέχρις ότου υπάρξει σύγκλιση των αποτελεσμάτων. Αναλυτικά ο κώδικας και η διαδικασία που χρησιμοποιήθηκε παρουσιάζονται στο παράρτημα C.

Για την περιοχή του σκυροδέματος αναλυτικότερα διακρίνουμε τις εξής περιοχές:

- Περιοχή της σφήνας (softening zone). Στην περιοχή αυτή, έχουμε την θραύση του σκυροδέματος και απομείωση της αντοχής του. Η μέγιστη δύναμη είναι ίση με P_{soft} , που δίνεται από την σχέση (5.13) και η τάση του:

$$f_{soft} = \frac{P_{soft}}{L_b d_{soft}} \quad (5.17)$$

- Περιοχή περισφίξεως κρυφού υποστρώματος (confined ascending zone). Η περιοχή αυτή αναφέρεται στο σκυρόδεμα ακριβώς κάτω από την περιοχή της σφήνας μέχρι το πέρας του κρυφού υποστρώματος και της περισφίξεως. Οι τάσεις του σκυροδέματος σε αυτή την περιοχή υπολογίζονται σύμφωνα με το μοντέλο του Mander (1988) (εξισώσεις (5.2) μέχρι (5.8)).
- Περιοχή απερίσφιγκτου σκυροδέματος (unconfined ascending zone). Η περιοχή αυτή είναι το υπόλοιπο σκυρόδεμα της θλιβόμενης περιοχής της διατομής που βρίσκεται

εκτός περισφίξεως κρυφού υποστρώματος. Η κατανομή των τάσεων σε αυτή την περιοχή ακολουθεί την παραβολή του Hognestad που δίνεται από την σχέση:

$$f_i = f_{ck} \left[\frac{2e_i}{e_{pk}} - \left(\frac{e_i}{e_{pk}} \right)^2 \right] \quad (5.18)$$

και έχει συνισταμένη δύναμη ίση με P_{soft} από την εξίσωση (5.13).

- Περιοχή εφελκόμενου σκυροδέματος. Η περιοχή αυτή έχει μηδενικές τάσεις λόγω της ασυνέχειας τοιχώματος-θεμελίου και η συνεισφορά της αγνοείται.

Σαν παράδειγμα έγινε επίλυση διατομής, με τα χαρακτηριστικά που φαίνονται στον Πίνακα Πίνακας 4.3, με χρήση της μεθόδου και των υποθέσεων που έχουν διατυπωθεί μέχρι τώρα. Η ανάλυση έγινε για στροφή τοιχώματος ίση με 0.8 % (άνοιγμα κενού). Η θέση του ουδέτερου άξονα υπολογίστηκε σε $c=0.499m$ από την ακραία θλιβόμενη ίνα και η σφήνα που προέκυψε έχει ύψος $d_{soft} = 0.245m$ και παρουσιάζει μέγιστη αντίσταση $P_{soft} = 2511.4 kN$.

Πίνακας 4.3 Χαρακτηριστικά διατομής για το παράδειγμα.

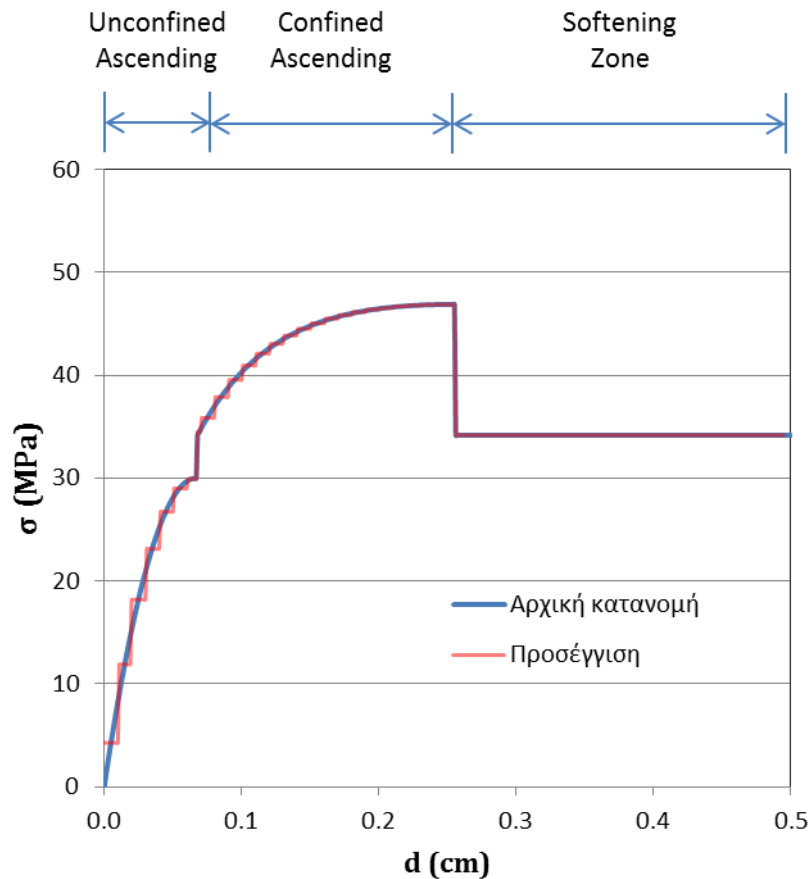
Τοίχωμα			
Μήκος Τοιχώματος	L_w	3.00	m
Πλάτος Τοιχώματος	b_w	0.30	m
Ύψος	H_w	15.00	m
Θλιπτική Αντοχή Σκυροδέματος	f_c	30.00	Mpa
Μέγιστη Παραμόρφωση	e_{pk}	0.002	
Αξονικό φορτίο I.B.	N_w	0.00	kN
Διατομή Οπλισμού	$d_{bl,rs}$	30	mm
Πάχος κρυφοκολώνας	L_c	0.65	m
Αντοχή περισφιγμένου	f_{cc}	46.9	Mpa
Παραμόρφωση περισφιγμένου	ϵ_{cc}	0.0076	
Ποσοστό διαμήκη οπλισμού	$\rho_{v,prov}$	2.0%	
Ποσοστό διαμήκη οπλισμού κρυφοκολώνας	$\rho_{v,prov,k}$	2.0%	
Συνολικό ογκομετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού	ρ_{tot}	2.39%	
Ανηγμένη αξονική	v_d	0.000	

Τένοντας			
Unbonded length (τένοντας)	$l_{ub,pt}$	15	m
Μέτρο Ελαστικότητας	E_{pt}	200	Gpa
Διάμετρος Τένοντα	D_{pt}	60	mm
Εμβαδόν Τένοντα	A_{pt}	2827.43	mm ²
Δύναμη Τάνυσης	$T_{pt,initial}$	2000.00	kN
Τάση Τάνυσης	$f_{pt,ini}$	707.36	Mpa
Τάση Διαρροής Τένοντα	$f_{y,pt}$	1550.00	Mpa
Πλήθος Τενόντων	n_{pt}	2	
Απόσταση από κέντρο βάρους	d_{pt}	0.40	m

Μαλακός Χάλυβας			
Unbonded length (χάλυβας)	l'_{ub}	1.00	m
Steel Yield Stress	f_y	500	Mpa
Μέτρο Ελαστικότητας	E_s	200	Gpa
Steel Yield Strain	ϵ_y	0.0025	
Hardenig ratio	r	0	
Διάμετρος χάλυβα	d_{bl}	25	mm
Εμβαδόν κάθε Οπλισμού	A_s	490.87	mm ²
Θέσεις Οπλισμών	nsi	8	
Πλήθος Οπλισμών (σε κάθε θέση)	ns	2	

Στο διάγραμμα της Εικόνας 4.16 αποτυπώνεται η κατανομή των τάσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος. Στο διάγραμμα αυτό είναι εμφανής η μετάβαση από την μια περιοχή σκυροδέματος στην άλλη όπως περιγράφηκε. Αρχικά παρατηρούμε ότι η κατανομή ακολουθεί την παραβολή του Hognestad μέχρι την τιμή $f_c = 30\text{MPa}$, στην συνέχεια το

μοντέλο του Mander μέχρι $f_c = 46MPa$ και καταλήγει ευθύγραμμη, με τάση $f_c = 34.17MPa$, όπως περιγράφηκε. Κατά την ολίσθηση της σφήνας πάνω στην διεπιφάνεια, γίνεται υπόθεση για ομοιόμορφη κατανομή των διατμητικών τάσεων (Oehlers et al. 2011). Η δύναμη P_{soft} κατανέμεται ομοιόμορφα πάνω στην σφήνα και για αυτό τον λόγο, στην περιοχή της σφήνας, η κατανομή των τάσεων είναι σταθερή.

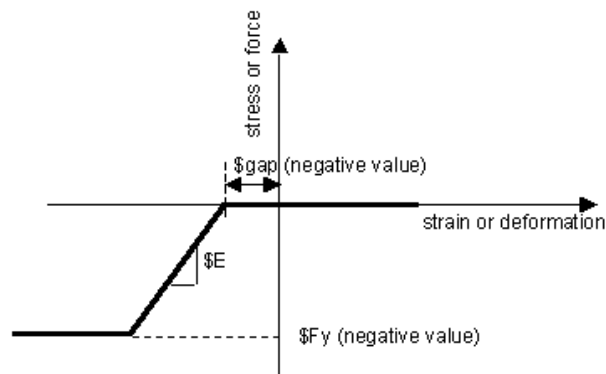


Εικόνα 4.16 Κατανομή θλιπτικών τάσεων σκυροδέματος με την θεώρηση στροφής στερεού σώματος.

Προκειμένου να γίνει η προσομοίωση του σκυροδέματος λοιπόν, θεωρούμε υποδιαιρέσεις της διατομής του τοιχώματος ανά ένα εκατοστό. Σε κάθε μια από αυτές τις υποδιαιρέσεις, αντιστοιχίζεται και από ένα ελατήριο μηδενικού μήκους. Προκειμένου να υπολογίσουμε την δύναμη σε κάθε μία υποδιαιρέσεις θεωρούμε σταθερή τάση ίση με τον μέσο όρο των τάσεων της, όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.16. Με αυτή την προσέγγιση πετυχαίνουμε ακρίβεια της τάξεως του 98 ~ 99 %.

Το δεύτερο στοιχείο αναγκαίο και τον προσδιορισμού του στοιχείου του ελατηρίου είναι η βράχυνση του σκυροδέματος σε κάθε μία υποδιαίρεση. Σύμφωνα με την μέθοδο, η παραμόρφωση του σκυροδέματος ανάγεται στο μήκος της σφήνας, που στο παράδειγμά μας είναι $L_{soft} = 0.5098m$. Η βράχυνση του σκυροδέματος προκύπτει πολλαπλασιάζοντας την παραμόρφωση κάθε υποδιαίρεσης (γίνεται προσέγγιση με τον ίδιο τρόπο), με το μήκος αυτό. Όπως η παραμόρφωση, έτσι και η βράχυνση ξεκινάει με μέγιστη τιμή την $\Delta_{asc} = 0.002mm$ και μεταβάλλεται γραμμικά μέχρι το μηδέν. Στην περιοχή της σφήνας, η βράχυνση είναι σταθερή και ίση με την μέγιστη.

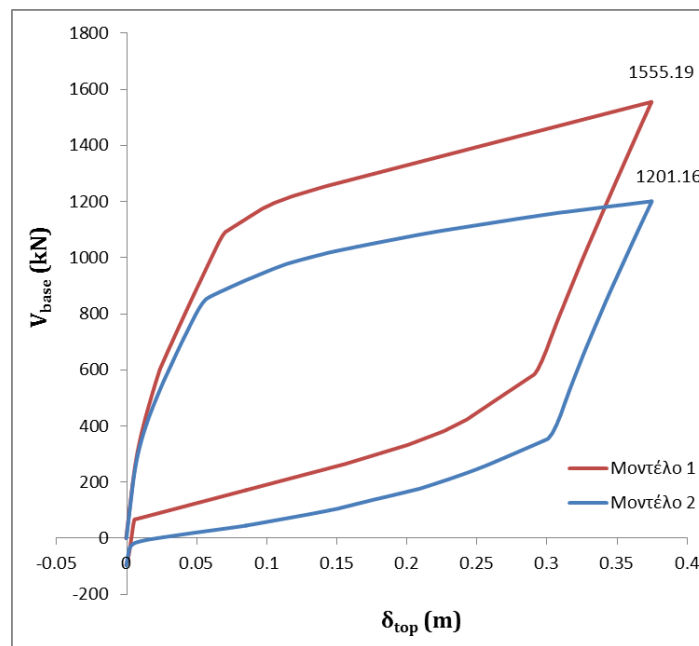
Έτσι έχουμε πλέον όλα τα απαραίτητα δεδομένα για τον καθορισμό ενός νόμου Δυνάμεων – Μετακινήσεων που θα προστεθεί στα ελατήρια για την προσομοίωση του σκυροδέματος. Τα ελατήρια αυτά, λειτουργούν επίσης μόνο θλιπτικά. Για τον νόμο αυτό, επιλέγεται το Elastic-PP gap material [OpenSEES, 2000], που φαίνεται στην Εικόνα 4.17. Έχοντας για κάθε υποδιαίρεση της διατομής την δύναμη και την μετατόπιση που της αντιστοιχεί, σε κάθε ελατήριο προσαρμόζουμε τον δικό του νόμο Δυνάμεων – Μετατοπίσεων. Τα ελατήρια αυτά, που υπολογίστηκαν για στροφή του τοιχώματος προς μία μεριά, τοποθετούνται ομοίως και για την άλλη. Σημειώνεται ότι η τιμή του αρχικού κενού (μεταβλητή $\$gap$), που αναγράφεται στην Εικόνα 4.17, είναι στην περίπτωση μας μηδενική.



Εικόνα 4.17 Καταστατικός νόμος τάσεων-παραμορφώσεων υλικού Elastic – Perfectly Plastic gap material [OpenSEES]

4.3 Σύγκριση αποτελεσμάτων προσαυξητικής φόρτισης των δύο προτεινόμενων μοντέλων

Για την σύγκριση των αποτελεσμάτων, επιλέγεται και με το δεύτερο προτεινόμενο μοντέλο το παράδειγμα της παραγράφου 4.1.4., με τα ίδια χαρακτηριστικά. Από την ανάλυση προέκυψε ότι στην άκρη του τοιχώματος, δημιουργείται σφήνα, με πλάτος $d_{soft} = 0.402m$, ύψος $L_{soft} = 0.836m$ και μέγιστη δύναμη $P_{soft} = 5493.3kN$.



Εικόνα 4.18 Σύγκριση αποτελεσμάτων των δύο προτεινόμενων μοντέλων προσομοίωσης.

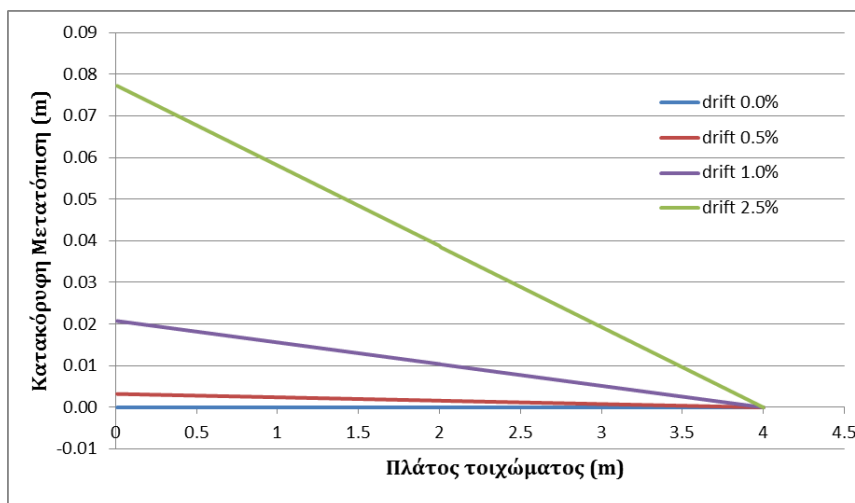
Όπως φαίνεται και από το διάγραμμα αντίστασης, $V_{base} - \delta_{top}$ (Εικόνα 4.18), τα δύο μοντέλα παρουσιάζουν σημαντικές διαφορές στην απόκρισή τους. Αν και το δύο μοντέλα ξεκινούν από τον ίδιο αρχικό κλάδο φόρτισης, η διαρροή του πρώτου συστήματος ξεκινάει νωρίτερα και παρουσιάζει μικρότερη δυσκαμψία. Σημαντική διαφορά παρουσιάζει και η τέμνουσα βάσης που αντιστοιχεί στην μέγιστη μετατόπιση κορυφής, όπου για το πρώτο μοντέλο είναι 1555.19 kN και για το δεύτερο 1201.16 kN. Τέλος παρατηρούμε επίσης απόκλιση κατά την αποφόρτιση των συστημάτων. Στο πρώτο μοντέλο, έχουμε πλήρη επαναφορά του συστήματος στην αρχική του θέση, με πολύ μικρές μόνο παραμένουσες παραμορφώσεις. Στο δεύτερο μοντέλο όμως η επαναφορά του συστήματος δεν ολοκληρώνεται και έχουμε αρκετά μεγαλύτερες παραμένουσες παραμορφώσεις.

Οι διαφορές στις δύο αυτές προσομοιώσεις, προκύπτουν από την μεταβολή του σημείου στροφής του τοιχώματος. Η μεταβολή αυτή έχει ως αποτέλεσμα, όχι μόνο να μειωθεί η επιμήκυνση του τένοντα και του μαλακού χάλυβα αλλά επίσης να μειωθεί και η διατιθέμενη ροπή. Επίσης με την εισαγωγή των στοιχείων του σκυροδέματος, προσμετράται και η προσφορά του στην συνολική ροπή του συστήματος.

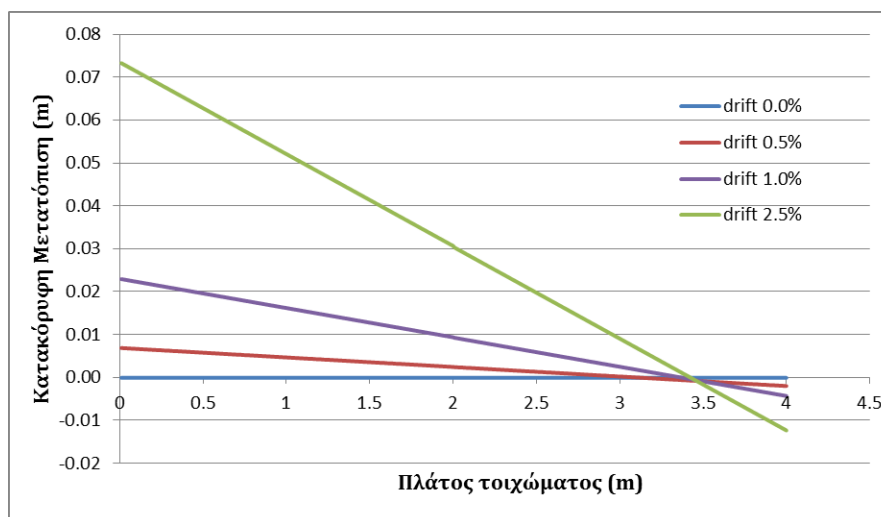
Πίνακας 4.4 Διαφορές στην συμπεριφορά των δύο προσομοιωμάτων.

		Model 1	Model 2	
M_{\max}		23327.85	17968.8	kNm
$M_{\text{rec,max}}$		15477.888	10273.62994	kNm
$M_{\text{dis,max}}$		7850	8395.695692	kNm
Επιμήκυνση τένοντα	Αριστερα	0.103386	0.0946353	m
	Δεξιά	0.0815699	0.0736287	m
Στροφή τοιχώματος		1.908%	2.143%	
λ_1		1.97	1.22	

Όπως φαίνεται και στον Πίνακα 4.4 των αποτελεσμάτων, η προσφορά του τένοντα στο δεύτερο μοντέλο είναι σημαντικά μικρότερη. Το ίδιο συμβαίνει και με την επιμήκυνσή του, αν και η στροφή στη βάση του τοιχώματος είναι μεγαλύτερη στο δεύτερο μοντέλο. Το ίδιο συμβαίνει και με τον συντελεστή λ_1 του συστήματος όπου η μείωση στην προσφορά της ροπής από την επιμήκυνση του τένοντα, μείωσε και την τιμή του λ_1 . Παρόλα αυτά όμως παρατηρείται πάλι ασυμφωνία μεταξύ την τιμή του λ_1 και της συμπεριφοράς του. Στο πρώτο μοντέλο, όπου η τιμή του λ_1 είναι 1.97, παρατηρείται επαναφορά του συστήματος σχεδόν στην αρχή των αξόνων. Στο δεύτερο μοντέλο, με τιμή $\lambda_1 = 1.22$, δεν υπάρχει καν επαναφορά αφού η επαναφορά του συστήματος δεν ολοκληρώνεται πάνω από τον θετικό ημιάξονα των μετακινήσεων. Παρατηρείται επίσης μικρή αύξηση και στην ροπή των στοιχείων απόσβεσης της κατασκευής. Αυτό είναι αναμενόμενο αφού στο δεύτερο μοντέλο προσμετράται και η προσφορά της διατομής στην ροπή, ενώ στο πρώτο, το τοίχωμα προσφέρει μόνο δυσκαμψία.



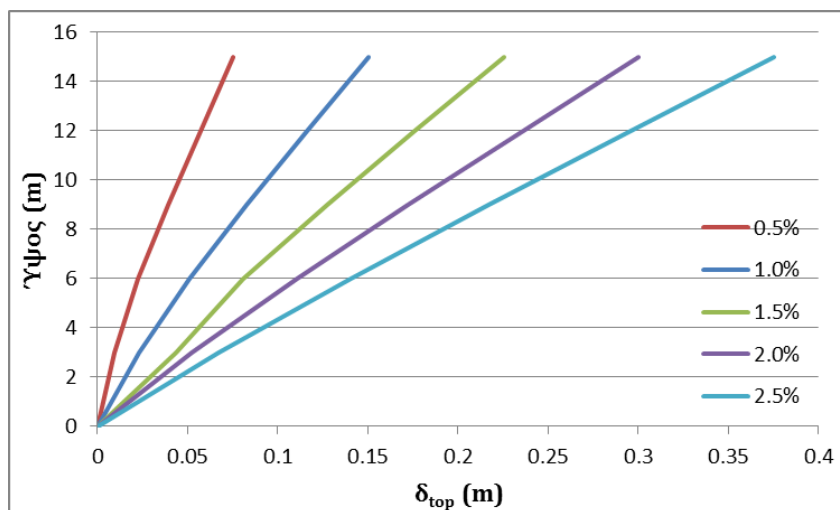
Εικόνα 4.19 Στιγμιότυπα στροφής στη βάση άκαμπτης ράβδου σύνδεσης τοιχώματος μοντέλου 1.



Εικόνα 4.20 Στιγμιότυπα στροφής στη βάση άκαμπτης ράβδου σύνδεσης τοιχώματος μοντέλου 2.

Η διαφορά στην στρόφη του τοιχώματος για τα δύο μοντέλα παρουσιάζεται στα παραπάνω διαγράμματα (Εικόνα 4.19, Εικόνα 4.20) όπου αποτυπώνεται η στρόφη της άκαμπτης ράβδου για διάφορες μετατοπίσεις κορυφής. Στο πρώτο μοντέλο φαίνεται η στρόφη της ράβδου γύρω από το άκρο, ενώ για το δεύτερο η μεταβολή του σημείου στροφής κατά την φόρτιση. Είναι ξεκάθαρο έτσι η διαφορά που θα προκύψει στην επιμήκυνση των διάφορων στοιχείων του προσομοιώματος.

Στην Εικόνα 4.21, παρουσιάζονται στιγμιότυπα του προφίλ μετακινήσεων του τοιχώματος του δεύτερου μοντέλου. Η συμπεριφορά του είναι αντίστοιχη αυτής του τοιχώματος του πρώτου μοντέλου, που παρουσιάζεται στην Εικόνα Εικόνα 4.10.



Εικόνα 4.21 Προφίλ καθ' ύψος μετακινήσεων τοιχώματος.

4.4 Διερεύνηση της επίδρασης της προσομοίωσης του τοιχείου

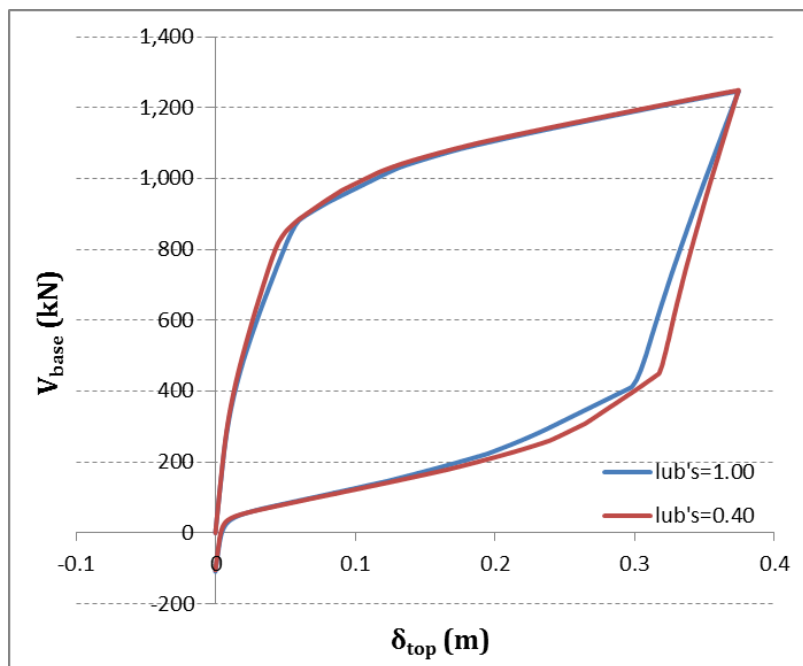
Προκειμένου να κατανοήσουμε καλύτερα την συμπεριφορά του συστήματος, και πως επηρεάζουν το τελικό σύστημα, καθένα από τα μέλη που το απαρτίζουν, εκτελούνται διαδοχικές επιλύσεις, μεταβάλλοντας κάθε φορά έναν από τους παράγοντες που αφορούν την επιρροή του μαλακού χάλυβα και των τενόντων. Σε κάθε επίλυση μεταβάλλονται μια από τις παραμέτρους κρατώντας τις υπόλοιπες σταθερές, ενώ σε κάθε περίπτωση αναφέρεται η εκάστοτε αλλαγή και θα περιγράφονται τα αποτελέσματα. Οι αναλύσεις αυτές εκπονήθηκαν, με χρήση του δεύτερου μοντέλου προσομοίωσης. Απώτερος σκοπός αυτής της διερεύνησης είναι η σύγκριση της συμπεριφοράς του πολυβάθμιου μοντέλου σε σχέση με αυτή του ιδεατού μονοβάθμιου ταλαντωτή. Τα χαρακτηριστικά του τοιχώματος παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.4.

4.4.1 Μαλακός Χάλυβας

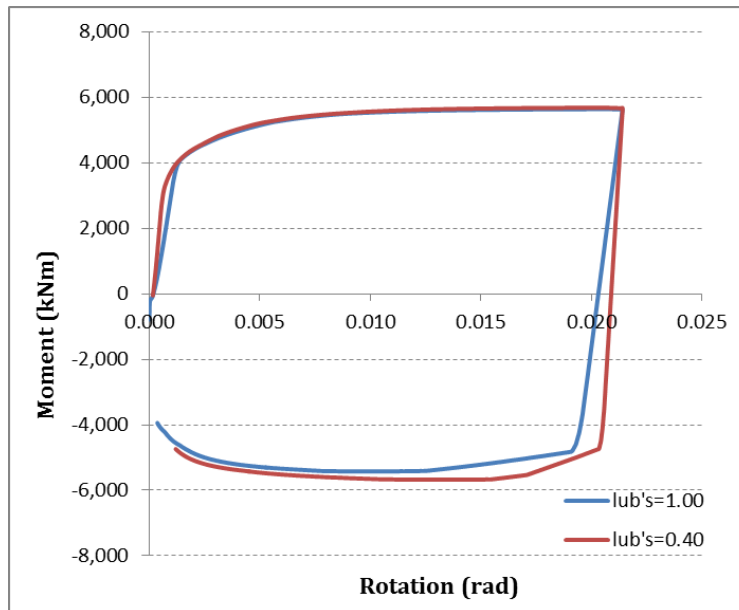
Ο πρόσθετος μαλακός χάλυβας, που τοποθετείται στην βάση του τοιχώματος, σκοπό έχει την απόδοση απορρόφησης ενέργειας στο σύστημα. Σε αυτό, συμμετέχει επίσης, το σκυρόδεμα και το φαινόμενο λικνισμού, αλλά σε μικρότερο βαθμό. Όπως έχει ήδη συζητηθεί, ο οπλισμός αυτός τοποθετείται εξωτερικά του τοιχώματος και αγκυρώνεται σε αυτό και το θεμέλιο μέσω μηχανισμού κοχλιώσεων. Στο τοίχωμα του παραδείγματος, έχουν τοποθετηθεί 8 ζεύγη

οπλισμού με διάμετρο 25mm (κάθε παρειά). Ο πρώτος οπλισμός τοποθετείται σε απόσταση 0.5m από το κάθε άκρο της διατομής, και ο κάθε επόμενος σε απόσταση 0.2m.

Αρχικά γίνεται διερεύνηση της επιρροής του μήκους του οπλισμού. Αφού δεν υπάρχει συνάφεια μεταξύ του οπλισμού και του σκυροδέματος, η παραμόρφωση διαρροής του χάλυβα εξαρτάται άμεσα από το μήκος τους και την στροφή της βάσης του τοιχώματος. Έτσι η τοποθέτηση πιο κοντού μαλακού χάλυβα θα σημαίνει και διαρροή του για μικρότερες τιμές της στροφής της βάσης (ή ισοδύναμα μικρότερη μετατόπιση κορυφής).



Εικόνα 4.22 Σύγκριση συμπεριφοράς $V_{base} - \delta_{top}$ μοντέλου για μήκος μαλακού χάλυβα 0.40 και 1.00m αντίστοιχα.



Εικόνα 4.23 Σύγκριση συμπεριφοράς ροπής – στροφής από τον μαλακό χάλυβα για μήκος 0.40 και 1.00m αντίστοιχα.

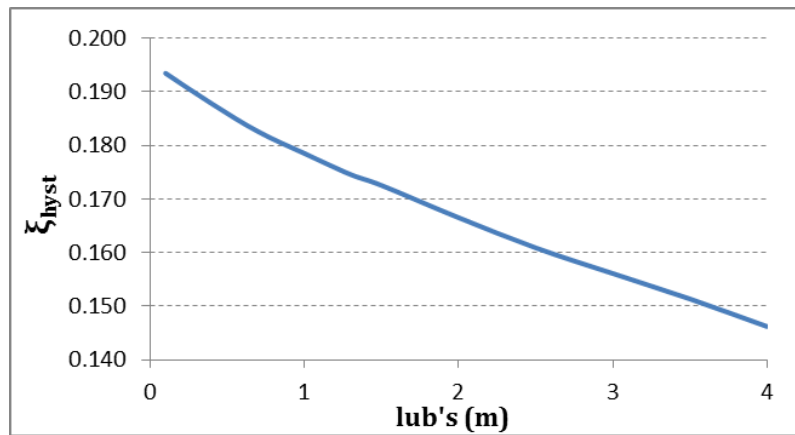
Για την περιγραφή της επίδρασης του μήκους χωρίς συνάφεια (unbonded length) του πρόσθετου οπλισμού, γίνονται διαδοχικές στατικές προσαυξητικές αναλύσεις, μεταβάλλοντας το μήκος από 0.1m μέχρι 4m. Στις εικόνες 4.22 και 4.23, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα στατικών προσαυξητικών αναλύσεων για unbonded length 0.4 και 1.0m. Όπως φαίνεται λοιπόν, η τέμνουσα βάση, για μέγιστη μετατόπιση συστήματος, δεν έχει μεταβληθεί καθόλου. Το ίδιο συμβαίνει και στην αποφόρτιση του συστήματος και στις παραμένουσες παραμορφώσεις οι οποίες είναι ίσες. Αυτό που έχει αλλάξει είναι το σημείο διαρροής του συστήματος, που για την περίπτωση όπου το μήκος οπλισμού μικραίνει, μετατίθεται προς τα αριστερά. Αυτή η συμπεριφορά είναι περισσότερο εμφανής στην Εικόνα 4.23, όπου παρουσιάζεται η διατιθέμενη ροπή από τον μαλακό χάλυβα, ως προς τον ουδέτερο άξονα της διατομής. Η διαρροή των οπλισμών λαμβάνει χώρα για μικρότερες τιμές στροφής ενώ η μέγιστη παραμένει αμετάβλητη.

Σε αυτό επίσης, οφείλεται και το ‘στένεμα’ το βρόχου φόρτισης-αποφόρτισης. Όπως είναι εμφανές και από τα δύο διαγράμματα, όσο πιο νωρίς διαρρεύσει ο χάλυβας, τόσο μεγαλύτερος είναι και ο βρόχος και άρα και η απορρόφηση ενέργειας. Με αυτή την παρατήρηση παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.5 και στην Εικόνα 4.24 ο υπολογισμός του ζ_{hyst} για χαρακτηριστικές τιμές του μήκους του μαλακού χάλυβα. Το ζ_{hyst} υπολογίσθηκε όπως αναφέρεται στην παράγραφο 4.4.2. Βλέπουμε λοιπόν την μείωση στην απορροφώμενη

ενέργεια καθώς το μήκος αυξάνεται. Σημειώνεται ότι για πολύ μεγάλες τιμές του unbonded length, μειώνεται και η μέγιστη αντίστασή του τοίχου, καθώς δεν προλαβαίνουν να διαρρεύσουν όλοι οι οπλισμοί. Η συμπεριφορά των τενόντων, παρέμεινε ουσιαστικά αμετάβλητη και για αυτό δεν παρουσιάζεται.

Πίνακας 4.5 Τιμές ξ_{hyst} για διάφορα μήκη μαλακού χάλυβα

lub's	0.1	0.4	0.7	1	1.3	1.5	2	2.5	3	3.5	4
Ah	284.12	275.77	268.41	262.42	256.05	253.07	244.39	236.09	228.17	221.25	214.26
ξ_{hyst}	0.193	0.188	0.183	0.179	0.175	0.173	0.167	0.161	0.156	0.151	0.146

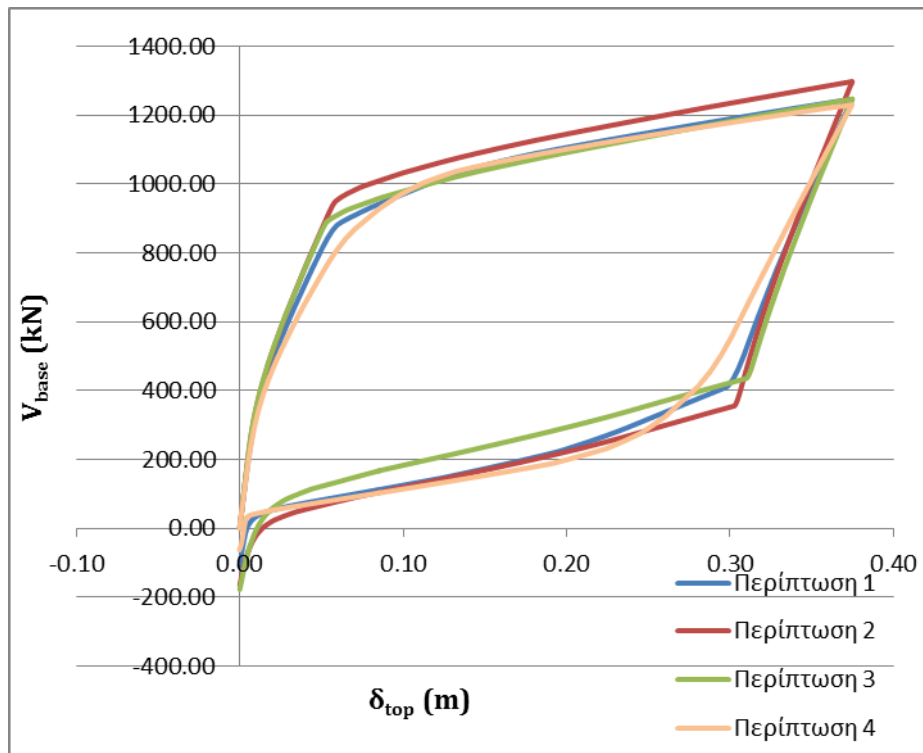


Εικόνα 4.24 Μείωση του ξ_{hyst} για αύξηση του μήκους του μαλακού χάλυβα.

Αντίστοιχα, θα μπορούσαμε να επηρεάσουμε την διαρροή του μαλακού χάλυβα μεταβάλλοντας τις αποστάσεις του από το κεντροβαρικό άξονα της διατομής. Τοποθετώντας τον οπλισμό πιο κοντά στα άκρα, αυξάνεται η επιμήκυνση για δεδομένη στροφή. Αντίθετα με την προηγούμενη περίπτωση όμως, μεταβάλλεται και ο μοχλοβραχίονας των δυνάμεων και επηρεάζεται η μέγιστη αντίσταση του συστήματος. Στον Πίνακα 4.6 παρουσιάζονται περιπτώσεις όπου μεταβάλλεται το σημείο τοποθέτησης του χάλυβα ή/και η διάμετρος του οπλισμού και στην Εικόνα 4.25 η συμπεριφορά του συστήματος για την κάθε περίπτωση.

Πίνακας 4.6 Χαρακτηριστικά μαλακού χάλυβα για κάθε περίπτωση που εξετάστηκε.

	Περίπτωση 1	Περίπτωση 2	Περίπτωση 3	Περίπτωση 4
Διάμετρος Χάλυβα (mm)	0.0025	0.0025	0.0023	0.0025
Τάση διαρροής (MPa)	500	500	500	500
Απόσταση πρώτου οπλισμού από άκρο (m)	0.500	0.100	0.100	1.200
Απόσταση μεταξύ (m)	0.200	0.100	0.100	0.200
Αριθμός οπλισμών (m)	8	8	8	8
Unbonded length (m)	1.00	1.00	1.00	1.00
ξ_{hyst}	0.179	0.187	0.173	0.177
Παραμένουσες Παραμορφώσεις (m)	0.0041	0.0132	0.0082	0.0026
$V_{base,max}$ (kN)	1246.88	1298.30	1247.49	1230.29



Εικόνα 4.25 Σύγκριση απόκρισης συστήματος για κάθε περίπτωση διάταξης μαλακού χάλυβα.

Αρχικά, ως πρώτη περίπτωση, παραθέτουμε την καμπύλη αντίστασης του προηγούμενου παραδείγματος, όπου ο πρόσθετος οπλισμός έχει διάμετρο 25 mm και τάση διαρροής 500 MPa. Ο πρώτος οπλισμός τοποθετείται σε απόσταση 0.50 m από το άκρο και ανά 0.20 m.

Στην συνέχεια τηρούμε αμετάβλητη την διάμετρο και το πλήθος του οπλισμού αλλά τον τοποθετούμε στις άκρες του τοιχώματος, με τον πρώτο οπλισμό να τοποθετείται σε απόσταση

0.10 m και κάθε επόμενος ανά 0.10 m. Σε αυτή την περίπτωση, παρατηρούμε τόσο αύξηση στην μέγιστη αντίσταση του τοιχώματος όσο και στον βρόχο φόρτισης – αποφόρτισης. Όπως και στην μεταβολή του μήκους του οπλισμού, έτσι και εδώ, η διαρροή των ράβδων λαμβάνει χώρα για μικρότερες τιμές μετατόπισης κορυφής, αυξάνοντας την απορροφώμενη ενέργεια. Επίσης παρατηρούμε ότι η διαρροή του μαλακού χάλυβα γίνεται πιο απότομα και αυτό φαίνεται στην συμπεριφορά του συστήματος, καθώς το σημείο διαρροής είναι πιο εμφανές, πλησιάζοντας την συμπεριφορά του ιδεατού flag – shape.

Στην τρίτη περίπτωση, τοποθετούμε τον μαλακό χάλυβα στις ίδιες θέσεις με αυτές τις δεύτερης περίπτωσης, μεταβάλλουμε όμως την διάμετρό του. Έτσι βρίσκουμε ότι με την τοποθέτηση οπλισμού διαμέτρου $\Phi 23$ mm, πετυχαίνουμε την ίδια μέγιστη αντίσταση με αυτή του πρώτου παραδείγματος. Παρόλο όμως που τοποθετήσαμε τον οπλισμό σε πιο ακραίες θέσεις, λόγω της μείωσης της διατομής του, ο υστερητικός του βρόχος είναι μικρότερος και από τις δύο προηγούμενες περιπτώσεις. Πάλι όμως, λόγω της απότομης διαρροής του χάλυβα, παρατηρούμε απότομη αλλαγή της δυσκαμψίας του συστήματος κατά την μετάβασή του στον μετελαστικό κλάδο.

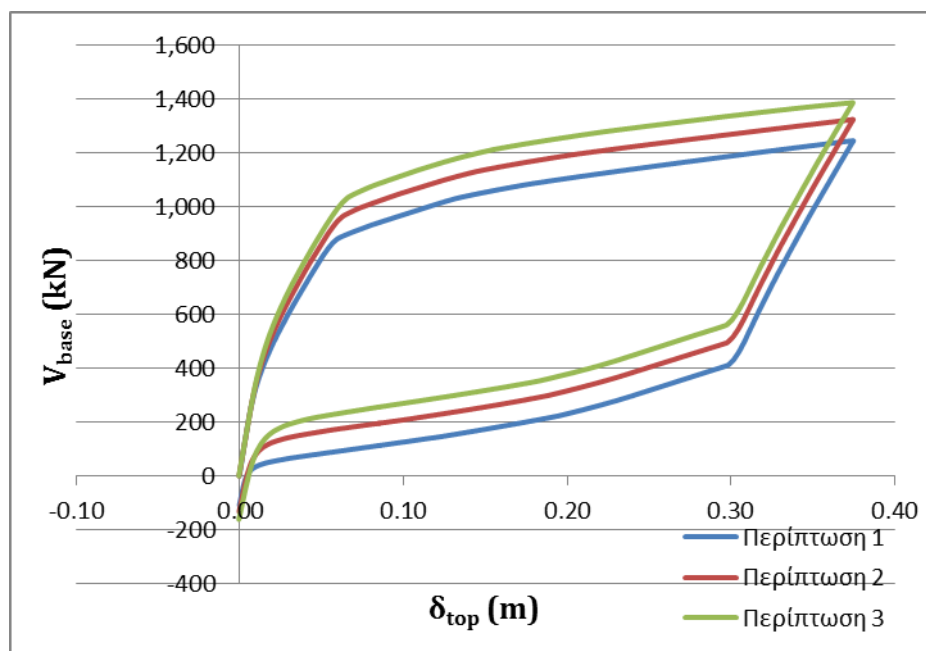
Σαν τελευταία περίπτωση, εξετάζουμε την τοποθέτηση του οπλισμού, κοντά στον κεντροβαρικό του άξονα. Στην περίπτωση τέσσερα, τοποθετούμε τον πρώτο οπλισμό σε απόσταση 1.20 m από το άκρο και η μεταξύ τους απόσταση είναι 0.20 m. Όπως και στις περιπτώσεις ένα και δύο, η διάμετρος του οπλισμού διατηρείται ίση με 25 mm. Τοποθετώντας τον οπλισμό τόσο κοντά στον κεντροβαρικό, μεταθέτει πολύ το σημείο διαρροής του συστήματος. Επίσης η διαρροή του γίνεται πολύ πιο σταδιακά και για αυτό παρουσιάζεται μια πολύ πιο ομαλή μετάβαση στον μετελαστικό κλάδο μέσα από μια καμπύλη.

Στον Πίνακα 4.6 που αναγράφονται τα χαρακτηριστικά του μαλακού χάλυβα για κάθε περίπτωση που εξεταστικέ, φαίνεται και από την τιμή του ξ_{hyst} , ότι με την τοποθέτηση του οπλισμού κοντά στο άκρο, μεγαλώνει η τιμή του συντελεστή απόσβεσης ενέργειας. Αυτό που έχει ιδιαίτερο ενδιαφέρον για εμάς, είναι οι παραμένουσες παραμορφώσεις του συστήματος: όπως φαίνεται και από τα αποτελέσματα, η τοποθέτηση του χάλυβα σε ακραίες θέσεις, μπορεί από την μια να αυξάνει τη μέγιστη αντίστασή του, αλλά αυξάνει ταυτόχρονα και τις μέγιστες παραμορφώσεις του.

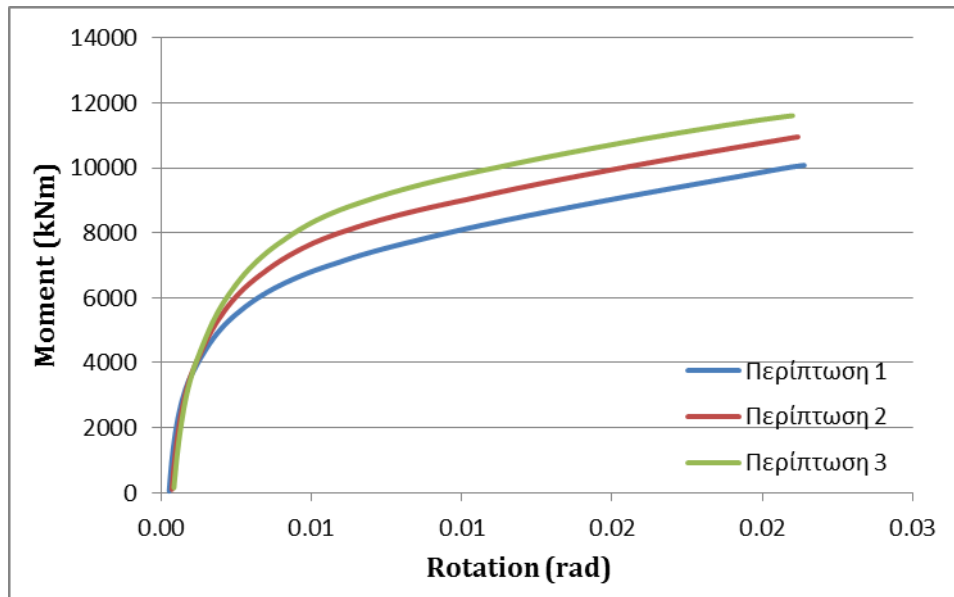
4.4.2 Προεντεταμένος Τένοντας

Αντίθετα με την φιλοσοφία του προεντεταμένου σκυροδέματος, όπου ο τένοντας τοποθετείται με σκοπό την αύξηση της αντοχής του μέλους εξασφαλίζοντας πάντα την ύπαρξη συνάφειας μεταξύ του τένοντα και του σκυροδέματος, στις προτεινόμενες συνδέσεις προκατασκευασμένων μελών που εξετάζονται, βασικός σκοπός του τένοντα είναι η απόδοση ικανότητας επαναφοράς του μέλους στην κατακόρυφη. Όπως έχει συζητηθεί και σε προηγούμενες ενότητες, ο τένοντας σχεδιάζεται ώστε να συμπεριφέρεται ελαστικά και να μην εισέρχεται καθόλου στην μετελαστική περιοχή του.

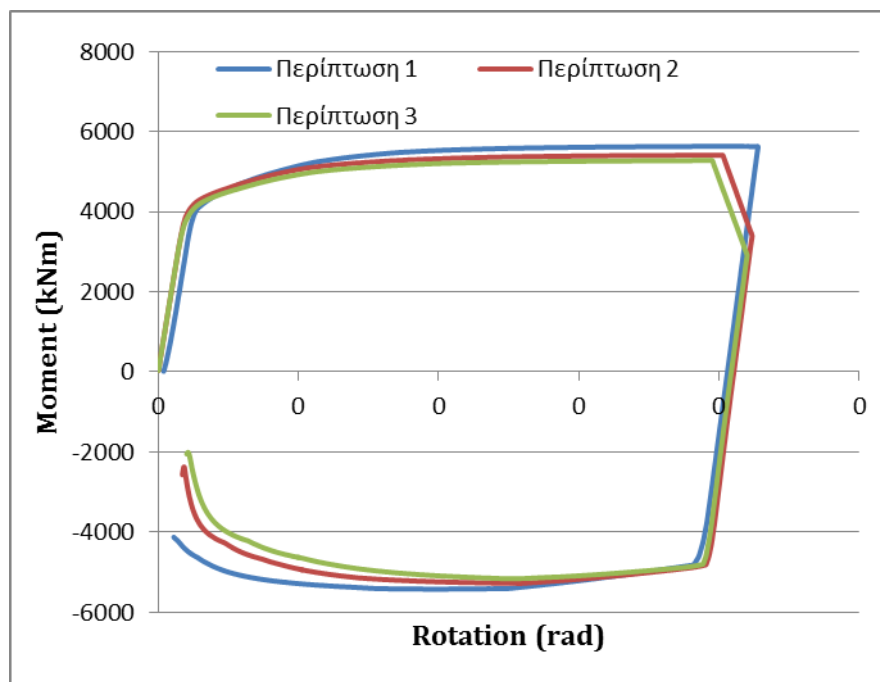
Αρχικά εξετάζουμε την επιρροή στην συμπεριφορά του συστήματος της αρχικής τάνυσης του τένοντα. Η τιμή της αρχικής τάνυσης επηρεάζει τον αρχικό κλάδο του κλάδου επαναφοράς (recentering component) του συστήματος. Έγινε επίλυση τριών περιπτώσεων όπου μεταβάλλουμε μόνο την αρχική τάνυση του τένοντα και τα αποτελέσματα αυτών των αναλύσεων παρουσιάζονται στις εικόνες 5.25, 4.27 και 4.28. Σε κάθε περίπτωση, δίνεται μεγάλη προσοχή στην μέγιστη τάση που αναπτύσσεται στους τένοντες και περιορίζεται σύμφωνα με την εξίσωση (5.9) ώστε να εξασφαλιστεί ότι ο τένοντας θα παραμείνει ελαστικός. Στον Πίνακα 4.7 αναγράφονται αναλυτικά τα χαρακτηριστικά κάθε περίπτωσης.4.7



Εικόνα 4.26 Συμπεριφορά συστήματος για κάθε περίπτωση αρχικής τάνυσης τενόντων.



Εικόνα 4.27 Διάγραμμα ροπών τενόντων και ίδιου βάρους για κάθε περίπτωση αρχικής τάνυσης.



Εικόνα 4.28 Διάγραμμα ροπών μαλακού χάλυβα για κάθε περίπτωση προέντασης.

Σε κάθε περίπτωση οι αντίστοιχες τιμές αρχικής δύναμης τάνυσης των τενόντων είναι 2000, 2500 και 2900 kN αντίστοιχα, διατηρώντας τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά του αμετάβλητα. Το διάγραμμα αντίστασης του συστήματος για κάθε περίπτωση μετατίθεται κατακόρυφα προς τα επάνω με την αύξηση της προέντασης (Εικόνα 5.25). Η κατακόρυφη αυτή μετατόπιση ισούται με την αύξηση της προσφερόμενης ροπής στο σύστημα από τους τένοντες.

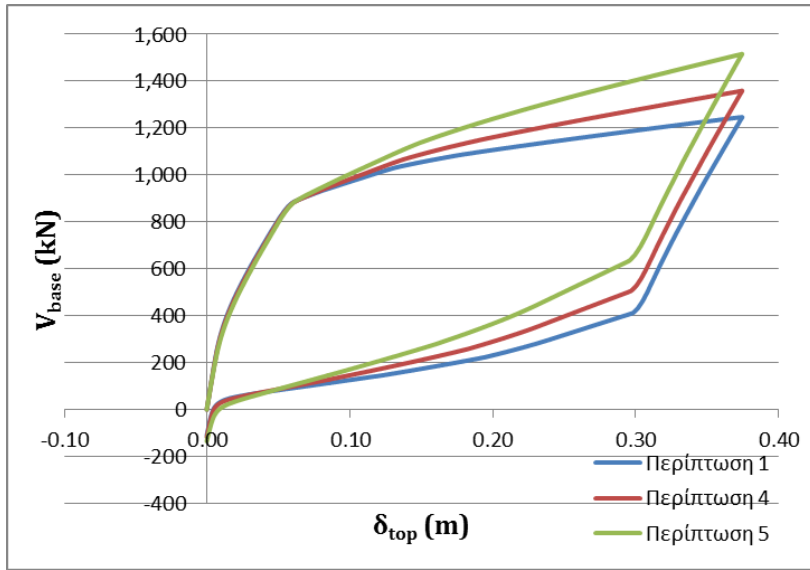
Η συμπεριφορά αυτή είναι αναμενόμενη, σύμφωνα και με όσα διατυπώθηκαν στην διερεύνηση του ιδεατού flag – shape. Οι κλάδοι φόρτισης – αποφόρτισης του συστήματος, είναι παράλληλοι μεταξύ τους, αφού δεν επηρεάζονται από την αρχική τάνυση. Αυτό είναι επίσης εμφανές από την συμπεριφορά της ροπής των τενόντων ως προς τον ουδέτερο άξονα (Εικόνα 4.27). Σε κάθε περίπτωση, ο δεύτερος κλάδος του διαγράμματος είναι παράλληλος με τους υπόλοιπους πράγμα που μας δείχνει ότι η αρχική δύναμη τάνυσης δεν επηρεάζει τον δεύτερο κλάδο του. Ακριβώς επειδή οι ροπές είναι υπολογισμένες ως προς ουδέτερο άξονα, κατά την αποφόρτιση οι τένοντες δεν ακολουθούν την ίδια ακριβώς διαδρομή, χωρίς αυτό να σημαίνει ότι διέρρευσαν.

Με την αύξηση της ροπής του τένοντα, το σύστημα επανέρχεται στην αρχική του θέση ταχύτερα. Συγκρίνοντας και του λόγους λ_1 , βλέπουμε ότι για μεγαλύτερες τιμές της αρχικής τάνυσης αυξάνεται και ο αντίστοιχος λόγος. Ο λόγος λ_1 , υπολογίστηκε διαιρώντας την ροπή του τένοντα και του αξονικού φορτίου, με την συνολική ροπή από τον μαλακό χάλυβα και το σκυρόδεμα.

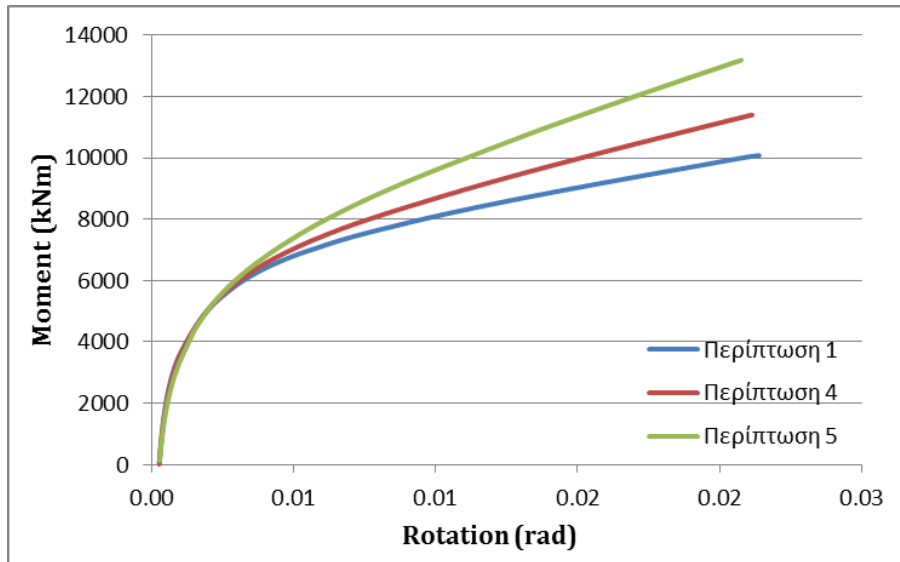
Τέλος μικρές διακυμάνσεις παρουσιάζει ο υστερητικός βρόχος του συστήματος καθώς και οι παραμένουσες παραμορφώσεις. Η συμπεριφορά του μαλακού χάλυβα παραμένει ουσιαστικά αμετάβλητη, έχοντας μικρές μόνο διαφορές λόγω της μεταβολής της θέσης του ουδέτερου άξονα, έτσι η υστερητική απόσβεση του συστήματος δεν μεταβάλλεται ιδιαίτερα. Επιπροσθέτως, η μεταβολή στις παραμένουσες παραμορφώσεις του συστήματος είναι ελάχιστη.

Στην συνέχεια λοιπόν εξετάζουμε την επιρροή της διαμέτρου του τένοντα. Κρατάμε σταθερή την αρχική δύναμη τάνυσης και εξετάζουμε την συμπεριφορά για διάφορες τιμές διαμέτρου και άρα αξονικής δυσκαμψίας των τενόντων. Για συγκριτικούς λόγους, παραθέτουμε ξανά, το διάγραμμα αντίστασης της πρώτης περίπτωσης που εξετάστηκε, με διάμετρο τενόντων 60 mm και αρχική δύναμη τάνυσης 2000 kN.

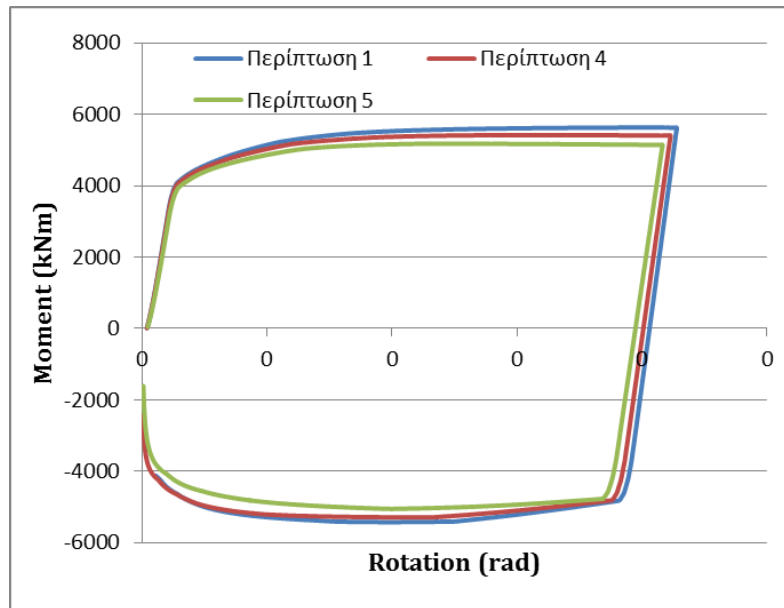
Η μεταβολή της διαμέτρου του τένοντα, επηρεάζει κυρίως τον δεύτερο κλάδο του ιδεατού self – centering. Αυξάνοντας την διάμετρό του, αυξάνουμε και τις πρόσθετες δυνάμεις σε αυτόν λόγω της επιμήκυνσης του από την στροφή του τοιχώματος. Στις περιπτώσεις τέσσερα και πέντε, αυξάνουμε την διάμετρο των τενόντων σε 0.75 και 0.95 mm αντίστοιχα. Στις εικόνες 4.29, 4.30 και 4.31 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των προσαυξητικών αναλύσεων που εκτελέστηκαν για μετατόπιση κορυφής ίση με σχετικό βέλος (drift) 2.50%.



Εικόνα 4.29 Συμπεριφορά συστήματος για κάθε περίπτωση τένοντα.



Εικόνα 4.30 Ροπή από τένοντες και ίδιο βάρος για κάθε περίπτωση τερόντων.



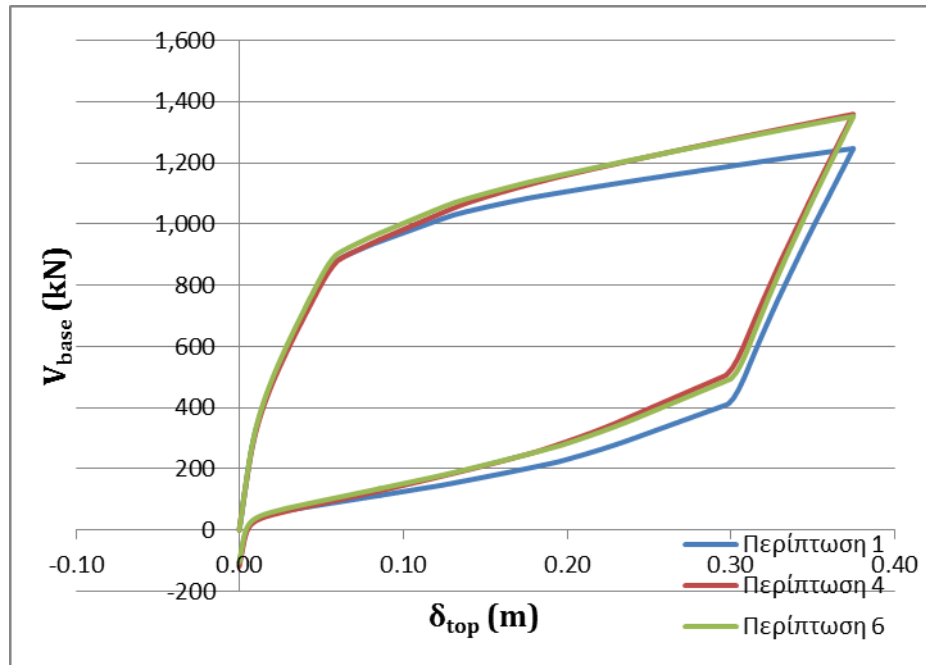
Εικόνα 4.31 Ροπή από μαλακό χάλυβα για κάθε περίπτωση τενόντων.

Όπως φαίνεται και από το διάγραμμα αντίστασης του συστήματος (Εικόνα 4.29), ο κλάδος φόρτισης είναι αμετάβλητος για τις τρεις περιπτώσεις που παρουσιάζονται. Το ίδιο ισχύει και για την ροπή που προσδίδεται στο σύστημα από τους τένοντες (Εικόνα 4.30). Ο αρχικός του κλάδος, που εξαρτάται από την αρχική δύναμη τανύσεως και το αξονικό, παραμένει σταθερός. Αντίθετα, ο δεύτερος κλάδος, αποκτά διαφορετική δυσκαμψία για κάθε περίπτωση. Η συμπεριφορά αυτή έρχεται σε συμφωνία με την προβλεπόμενη από το μονοβάθμιο μοντέλο. Με την μεταβολή της διαμέτρου, δεν άλλαξε ουσιαστικά η συμπεριφορά του μαλακού χάλυβα (Εικόνα 4.31). Μικρές μεταβολές παρουσιάζονται όμως διότι αυξάνοντας την διάμετρο του τένοντα, αυξήθηκαν και οι αρχικές απώλειες.

Όπως και στην περίπτωση του μονοβαθμίου, έτσι και εδώ παρατηρούμε την αδυναμία του συντελεστή λ_1 να περιγράψει ικανοποιητικά την κατάσταση. Η τιμή του λ_1 , αυξάνεται με την αύξηση της διαμέτρου του τένοντα, αφού αυξάνεται και η προσφερόμενη ροπή του. Αντίθετα όμως, η επαναφορά του συστήματος στην αρχική του θέση, ξεκινάει και ολοκληρώνεται στις ίδιες μετατοπίσεις. Εδώ φαίνεται, η προσοχή που πρέπει να δίνεται, κατά τον σχεδιασμό των τενόντων και πόσο παραπλανητικός μπορεί να αποδειχθεί ο λόγος λ_1 .

Με όμοιο τρόπο μεταβάλλεται η επιρροή του τένοντα με την τοποθέτησή του σε διαφορετικές θέσεις ως προς τον κεντροβαρικό. Εξετάζουμε μια τελευταία περίπτωση όπου οι τένοντες τοποθετούνται σε απόσταση 0.95 m από τον άξονα. Με αυτό τον τρόπο μεταβάλλεται η επιμήκυνση του για δεδομένη στροφή καθώς και ο μοχλοβραχίονας του. Παράλληλα όμως, ο

αρχικός κλάδος της συμβολής σε ροπή του τένοντα παραμένει σταθερός. Έτσι καταλήγουμε στο ίδιο αποτέλεσμα με την μεταβολή της διαμέτρου του τένοντα (Εικόνα 4.32). Οι τένοντες τοποθετήθηκαν σε αυτή την απόσταση ώστε να γίνει η σύγκριση μεταξύ των περιπτώσεων τέσσερα και έξι και να παρουσιαστεί ότι το αποτέλεσμα είναι ουσιαστικά ίδιο.



Εικόνα 4.32 Συμπεριφορά συστήματος για κάθε περίπτωση τοποθέτησης τένοντα.

Στον Πίνακα 4.7 αναφέρονται αναλυτικά τα χαρακτηριστικά όλων των περιπτώσεων που περιγράφηκαν και αναλύθηκαν παραπάνω.

Πίνακας 4.7 Χαρακτηριστικά αρχικής τάνυσης και τενόντων που εξετάστηκε.

	Περίπτωση 1	Περίπτωση 2	Περίπτωση 3	Περίπτωση 4	Περίπτωση 5	Περίπτωση 6
Διάμετρος Τένοντα (mm)	60	60	60	75	95	60
Αρχική Δύναμη Τάνυσης (kN)	2000.0	2500.0	2900.0	2000.0	2000.0	2000.0
Τάση Διαρροής Τένοντα (MPa)	1550.0	1550.0	1550.0	1550.0	1550.0	1550.0
Αριθμός Τενόντων	2	2	2	2	2	2
Απόσταση Τένοντα από Κ.Β. (m)	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.95
Αξονικό Φορτίο (kN)	541.50	541.50	541.50	541.50	541.50	541.50
Παραμένουσες Παραμορφώσεις (m)	0.0046	0.0045	0.0053	0.0046	0.0080	0.0036
ξ_{hyst}	0.16	0.17	0.16	0.16	0.15	0.17
Λόγος λ_1	1.28	1.24	1.27	1.28	1.40	1.35

5 Αποτελέσματα Δυναμικών Αναλύσεων

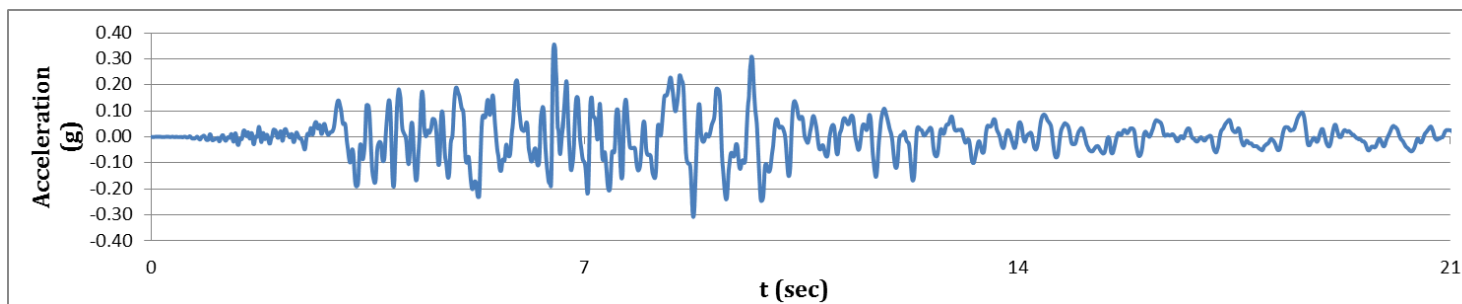
Για τις ανάγκες της παρούσας διπλωματικής εργασίας, εκτελέστηκαν σειρά από δυναμικές αναλύσεις. Οι αναλύσεις αυτές έγιναν με χρήση του ελεύθερου λογισμικού OpenSEES [2000], όπως περιγράφηκε και στις προηγούμενες ενότητες. Το δεύτερο προτεινόμενο πολυβάθμιο μοντέλο, επιλύθηκε για συγκεκριμένη όπλιση και δρώσα μάζα, προκειμένου να υπολογιστεί για κάθε σεισμική διέγερση η αναπτυσσόμενη μετακίνηση κορυφής και η αντίστοιχη απαίτηση πλαστιμότητας. Στην συνέχεια, βαθμονομείται το απλούστερο μονοβάθμιο μοντέλο της παραγράφου 4.3, ώστε να προσομοιάζει την συμπεριφορά του πολυβάθμιου, και υπολογίζονται τα φάσματα απαίτησης $\eta - \mu - T$ για κάθε επιταχυνσιογράφημα. Τέλος, γίνεται σύγκριση μεταξύ των αποτελεσμάτων, προκειμένου να εξακριβωθεί η συνέπεια μεταξύ της πολυβάθμιας προσομοίωσης και του μονοβάθμιου ταλαντωτή.

5.1 Σεισμικές Καταγραφές

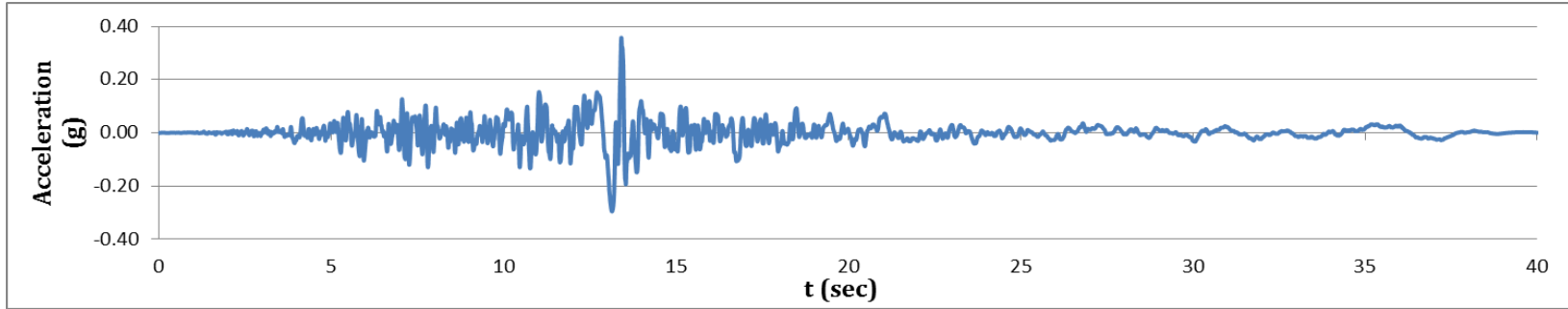
Προκειμένου να γίνει σύγκριση η οποία θα περιλαμβάνει όσο το δυνατόν περισσότερες περιπτώσεις. Για τις δυναμικές αναλύσεις χρησιμοποιήθηκαν συνολικά έξι σεισμικές καταγραφές, τρεις κοντινού και τρεις μακρινού πεδίου. Όλες οι καταγραφές προέρχονται από κατηγορία εδάφους C, σύμφωνα με την κατάταξη του Ευροκώδικα (EC8, 2004). Οι καταγραφές που χρησιμοποιήθηκαν προέρχονται και αυτές από την ηλεκτρονική βάση δεδομένων του PEER [Pacific Earthquake Engineering Research Center PEER, NGA Database πηγή: <http://peer.berkeley.edu>]. Στον Πίνακα 5.1 παρουσιάζονται αναλυτικά τα χαρακτηριστικά της κάθε καταγραφής και στις εικόνες 5.1 με 5.6, τα επιταχυνσιογραφήματα για αυτές τις εδαφικές κινήσεις. Οι σεισμικές καταγραφές θα αναφέρονται στο εξής με την ονομασία τους στον πίνακα αυτό.

Πίνακας 5.1 Χαρακτηριστικά σεισμικών καταγραφών.

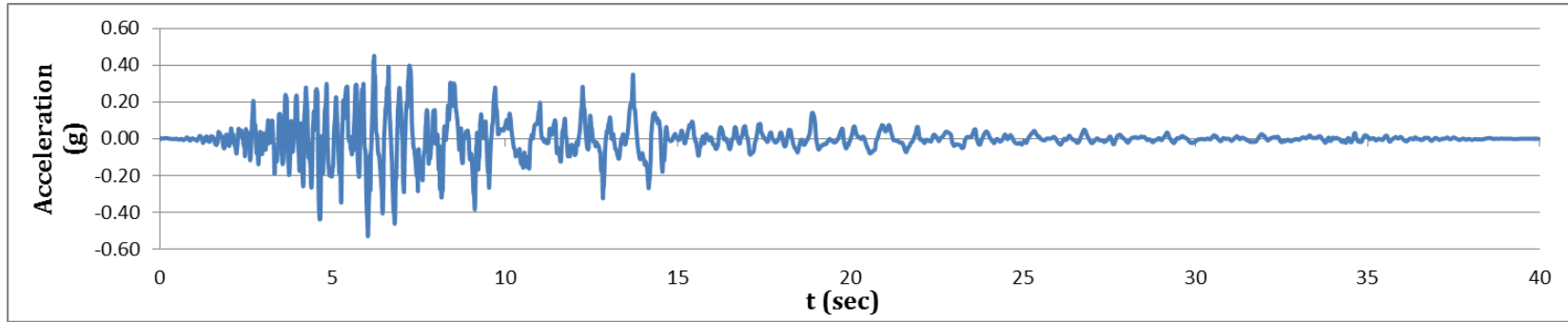
Name	Earthquake Event	Station	Mag	Year	Mechanism	R-closest (km)	Pulse	Vs30 (m/s)	Soil type EC8	\ddot{u}_g max (g)	NPTS	Dt
1	Northridge	Canoga Park-Topanga Clan	6.7	1994	Reverse	14.7	0	267.5	C	0.3558	2499	0.01
2	Superstition Hills	El Centro Imp. Co. Cent	6.54	1987	Strike-Slip	18.2	0	192.1	C	0.3579	8000	0.005
3	Loma Prieta	Capitola	6.93	1989	Reverse-Oblique	15.2	0	288.6	C	0.5285	7991	0.005
4	Northridge	Rinaldi Receiving Station	6.69	1994	Reverse	6.5	1	282.2	C	0.6517	1991	0.01
5	Chi Chi	CHY101	7.62	1999	Reverse - Oblique	10	1	258.9	C	0.3529	18000	0.005
6	Kocaeli	Yarmica	7.51	1999	Strike-Slip	4.8	1	297	C	0.2677	7000	0.005



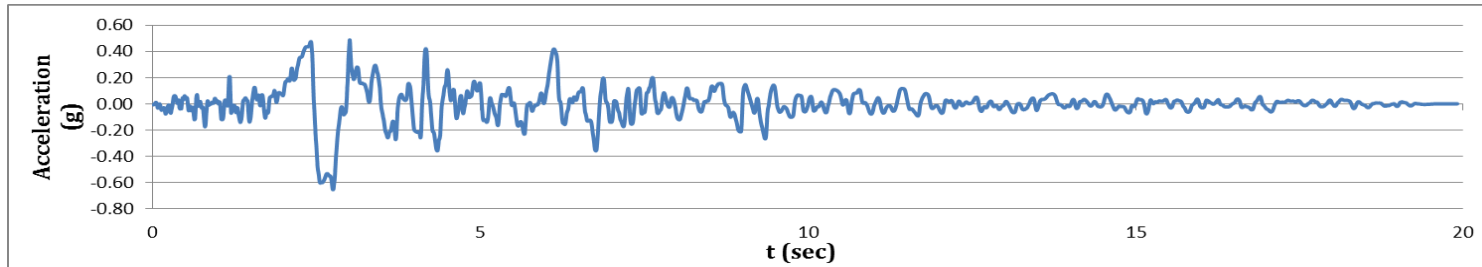
Εικόνα 5.1 Επιταχυνσιογράφημα σεισμικού γεγονότος Northridge 1994 καταγεγραμμένο από τον σταθμό Canoga Park-Topanga Clan



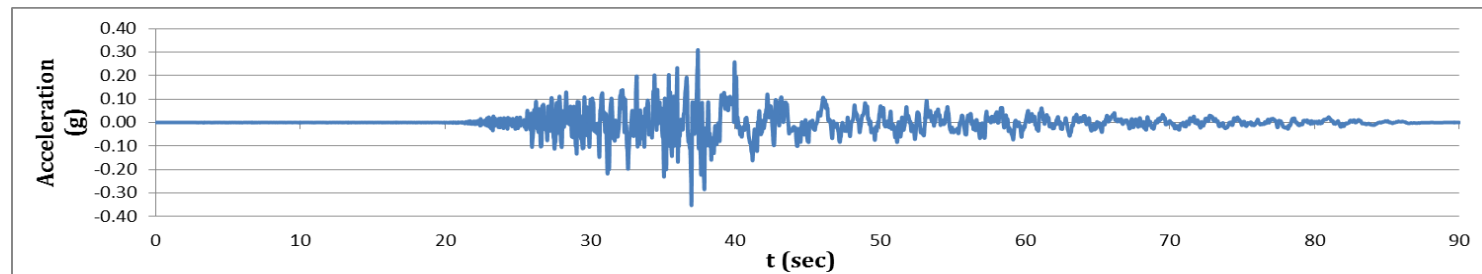
Εικόνα 5.2 Επιταχυνσιογράφημα σεισμικού γεγονότος Superstition Hills 1987 καταγεγραμμένο από τον σταθμό El Centro



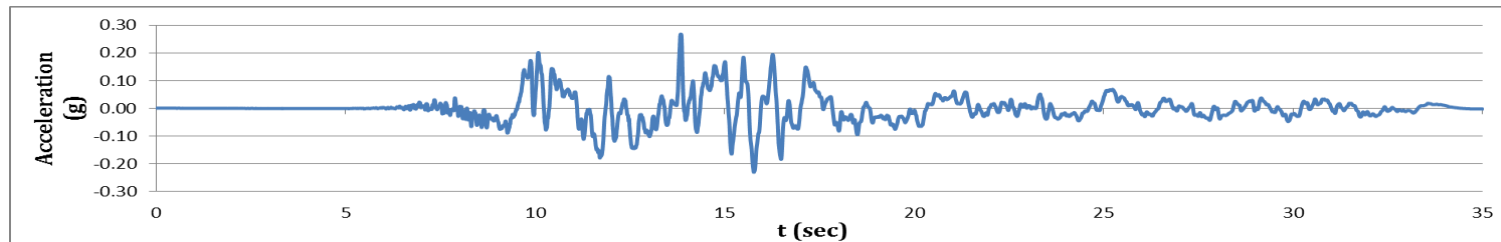
Εικόνα 5.3 Επιταχυνσιογράφημα σεισμικού γεγονότος Loma Prieta 1989 καταγεγραμμένο από τον σταθμό Capitola



Εικόνα 5.4 Επιταχυνσιογράφημα σεισμικού γεγονότος Northridge 1994 καταγεγραμμένο από τον σταθμό Rinaldi Receiving Station.



Εικόνα 5.5 Επιταχυνσιογράφημα σεισμικού γεγονότος Chi Chi 1999 καταγεγραμμένο από τον σταθμό CHY101.

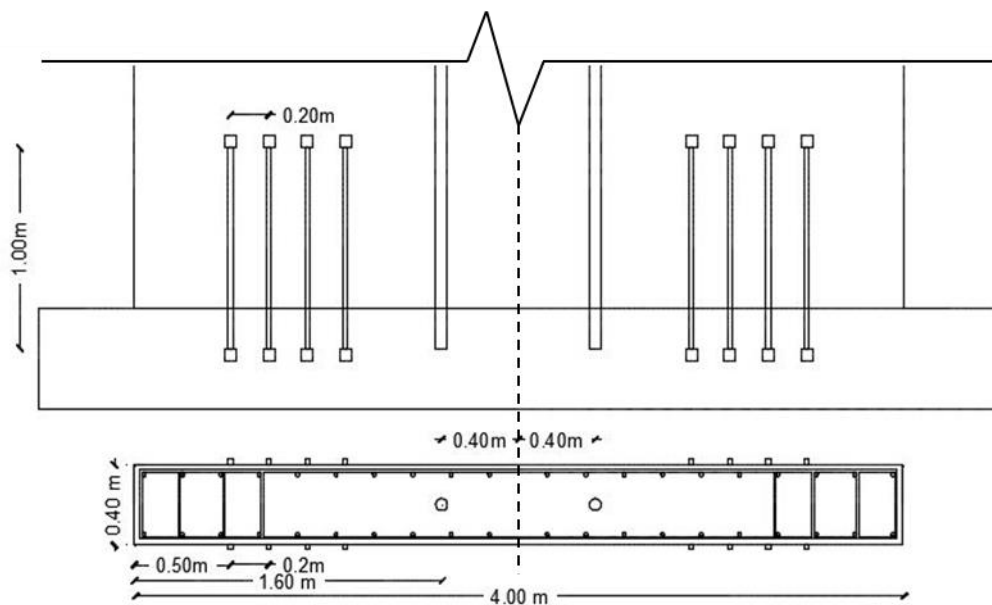


Εικόνα 5.6 Επιταχυνσιογράφημα σεισμικού γεγονότος Kocaeli 1999 καταγεγραμμένο από τον σταθμό Yarmica.

5.2 Απόκριση Πολυβάθμιου Συστήματος

Για την εκτέλεση των δυναμικών αναλύσεων χρησιμοποιήθηκε τοίχωμα διαστάσεων 4 m μήκους, 0.4 m πλάτους και 15 m ύψους (5 όροφοι). Η όπλιση του αποτελείται από είκοσι ράβδους χάλυβα σε κάθε παρειά, με διάμετρο 25 mm. Στις άκρες του τοιχώματος, θεωρείται κρυφοκολώνα μήκους 0.66 m και πλάτους όσο και του τοιχώματος. Στις κρυφοκολώνες, προβλέπεται τοποθέτηση εγκάρσιου οπλισμού διαμέτρου 12 mm ανά 0.1 m για την περίσφιξη του, με τέσσερες τμήσεις στην διαμήκη και δύο τμήσεις στην εγκάρσια διεύθυνση όπως φαίνονται και στο σκαρίφημα παρακάτω.

Τοποθετήθηκαν δύο τένοντες σε απόσταση 0.4 m από το κέντρο βάρους του τοιχώματος, για την απόδοση ικανότητας επαναφοράς στο σύστημα. Η διάμετρος των τενόντων είναι 50 mm και η αρχική δύναμη τανύσεως 2000 kN. Για την απορρόφηση ενέργειας, τοποθετήθηκαν εξωτερικά του τοιχώματος, οκτώ ράβδοι διαμέτρου $\Phi 35$ mm και μήκους 1.0 m σε κάθε παρειά. Ο μαλακός αυτός χάλυβας, τοποθετήθηκε σε απόσταση 0.5m από το άκρο της διατομής και με απόσταση 0.1m μεταξύ των οπλισμών. Γενικά τοποθετήθηκαν κοντά μεταξύ τους, αλλά αυτό έγινε προκειμένου να έχουμε πιο ευκρινές σημείο διαρροής, όπως δείξαμε και στην προηγούμενη παράγραφο. Αναλυτικά τα χαρακτηριστικά του τοιχώματος δίδονται στον Πίνακα 5.2.



Σχήμα Σκαρίφημα τοιχώματος που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις.

Πίνακας 5.2 Χαρακτηριστικά διατομής τοιχώματος, τένοντα και μαλακού χάλυβα για την ανάλυση.

Τένοντας			
Unbonded length (τένοντας)	$l_{ub,pt}$	15	m
Μέτρο Ελαστικότητας	E_{pt}	200	Gpa
Διάμετρος Τένοντα	D_{pt}	50	mm
Εμβαδόν Τένοντα	A_{pt}	1963.50	mm ²
Δύναμη Τάνυσης	$T_{pt,initial}$	2000.00	KN
Τάση Τάνυσης	$f_{pt,ini}$	1018.59	Mpa
Τάση Διαρροής Τένοντα	$f_{y,pt}$	1550.00	Mpa
Πλήθος Τενόντων	n_{pt}	2	
Απόσταση από κέντρο βάρους	d_{pt}	0.40	m

Μαλακός Χάλυβας			
Unbonded length (χάλυβας)	l'_{ub}	1.00	m
Steel Yield Stress	f_y	500	Mpa
Μέτρο Ελαστικότητας	E_s	200	Gpa
Steel Yield Strain	ϵ_y	0.0025	
Hardenening ratio	r	0	
Διάμετρος χάλυβα	d_{bi}	25	mm
Εμβαδόν κάθε Οπλισμού	A_s	490.87	mm ²
Θέσεις Οπλισμών	nsi	8	
Πλήθος Οπλισμών (σε κάθε θέση)	ns	2	

Τοίχωμα			
Μήκος Τοιχώματος	L_w	4.00	m
Πλάτος Τοιχώματος	b_w	0.40	m
Ύψος	H_w	15.00	m
Θλιπτική Αντοχή Σκυροδέματος	f_c	30.00	Mpa
Μέγιστη Παραμόρφωση	e_{pk}	0.002	
Αξονικό φορτίο I.B.	N_w	4905.50	kN
Διατομή Οπλισμού	$d_{bi,rs}$	30	mm
Πάχος κρυφοκολώνας	L_c	0.65	m
Αντοχή περισφιγμένου	f_{cc}	46.9	Mpa
Παραμόρφωση περισφιγμένου	ϵ_{cc}	0.0076	
Ποσοστό διαμήκη οπλισμού	$\rho_{v,prov}$	1.7%	
Ποσοστό διαμήκη οπλισμού κρυφοκολώνας	$\rho_{v,prov,k}$	1.6%	
Συνολικό ογκομετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού	ρ_{tot}	2.39%	
Ανηγμένη αξονική	v_d	0.186	

Στις μέχρι τώρα αναλύσεις, η τιμή της δρώσας μάζας δεν είχε ιδιαίτερο ενδιαφέρον διότι εκτελούσαμε στατικές μόνο αναλύσεις. Για αυτό το λόγο αναγραφόταν μόνο η τιμή του ίδιου βάρους του τοιχώματος και φορτιζόταν αξονικά με αυτό. Στην παρούσα φάση όμως, κρίνεται σκόπιμο η αύξηση της δρώσας μάζας του. Αυτό γίνεται αφενός για να υπάρχει πιο ρεαλιστική

προσομοίωση μίας πραγματικής κατασκευής και άρα ρεαλιστικός υπολογισμός της απόκρισής αυτής και αφετέρου, γιατί επιδιώκουμε, για λόγους ρεαλιστικότερης προσομοίωσης, την αύξηση του αξονικού φορτίου του τοιχώματος. Με αυτή την αύξηση, σκοπός μας είναι η αύξηση των παραμενουσών παραμορφώσεων ώστε να μπορέσει να περιγραφεί η προσομοίωσή τους.

Γίνεται υπόθεση ότι στην κατασκευή η συνολική δρώσα μάζα, από ίδιο βάρος, φορτία κ.τ.λ., ανέρχεται σε 500t (100t σε κάθε όροφο). Από την μέθοδο Σχεδιασμού με Βάση τις Μετακινήσεις (Priestley et al., 2007), χρησιμοποιούμε τους παρακάτω τύπους για τον υπολογισμό της ισοδύναμης δρώσας μάζας και ύψους

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}{\Delta_d} \quad (5.1)$$

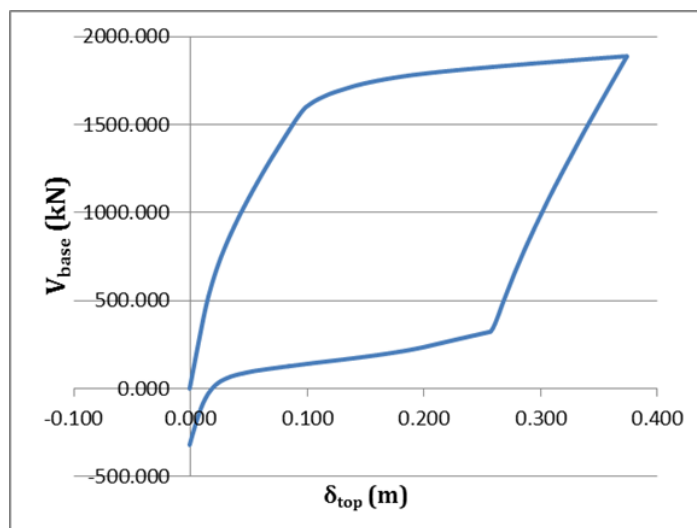
$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i H_i}{\Delta_d} \quad (5.2)$$

όπου m_i, Δ_i και H_i η μάζα, η μετακίνηση και το ύψος του κάθε ορόφου και το Δ_d είναι η στοχευόμενη μετατόπιση που δίνεται από την σχέση:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (5.3)$$

Η ισοδύναμη μάζα στην περίπτωσή μας είναι ίση με 409.09t και το ισοδύναμο ύψος 11m. Για τον καθορισμό της μάζας στον κώδικα, χρησιμοποιούμε την εντολή του OpenSEES, mass, με την οποία αναθέτουμε συγκεντρωμένη μάζα σε κόμβο.

Για τον υπολογισμό της ιδιοπεριόδου του συστήματος, εκτελείται αρχικά προσαναυξητική ανάλυση από όπου υπολογίζουμε την μετατόπιση και δύναμη διαρροής του μοντέλου. Με αυτές τις τιμές στην συνέχεια υπολογίστηκε και η ιδιοπερίοδος T . Στην Εικόνα 5.7 παρουσιάζεται το διάγραμμα αντίστασης του εν λόγω συστήματος.



Εικόνα 5.7 Διάγραμμα αντίστασης συστήματος για τις δυναμικές αναλύσεις.

Στο σύστημα ανατίθεται επίσης απόσβεση Rayleigh για την απόσβεση της κατασκευής. Στο OpenSEES, δίνεται η δυνατότητα η απόσβεση να εκφραστεί συναρτήσει της μάζας, του αρχικού μητρώου δυσκαμψίας, του μητρώου δυσκαμψίας του προηγούμενου βήματος ανάλυσης ή του εφαπτομενικού μητρώου στο τρέχον βήμα [OpenSEES Rayleigh]. Εδώ επιλέχθηκε να γίνει συναρτήσει του μητρώου μάζας του συστήματος και η απόσβεση υπολογίστηκε με $\xi=3\%$, όπως ορίζεται για προεντεταμένο σκυρόδεμα κατά τον Ευροκώδικα 8.

Τέλος, για την ολοκλήρωση των εξισώσεων κίνησης σε κάθε βήμα, επιλέχθηκε η μέθοδος Newmark σταθερής επιτάχυνσης, με συντελεστές $\beta=0.5$ και $\gamma=0.25$ και γραμμικός αλγόριθμος επίλυσης.

Αρχικά, η επίλυση έγινε χωρίς να θεωρήσουμε τα επιταχυνσιογραφήματα υπό κλίμακα αλλά με τις αρχικές τους τιμές. Σε κάθε επίλυση, καταγράφουμε την μετατόπιση της κορυφής του τοιχώματος και από την μέγιστη τιμή αυτής προσδιορίζουμε την αντίστοιχη απαίτηση για πλαστιμότητα στο συγκεκριμένο σεισμικό γεγονός. Επίσης, με βάση την μέγιστη επιτάχυνση της καταγραφής υπολογίζουμε τον συντελεστή ανηγμένης αντοχής του συστήματος η . Στον Πίνακα 5.3 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των δυναμικών αυτών αναλύσεων καθώς και η απαίτηση σε πλαστιμότητα που προκύπτει.

Πίνακας 5.3 Στοιχεία συστήματος και αποτελέσματα δυναμικών αναλύσεων.

Στοιχεία Συστήματος			Σεισμική Καταγραφή	1	2	3	4	5	6
u_y	0.097	m	Scale factor	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
R_y	1588	kN	$a_{g,max}$ (g)	0.3558	0.3579	0.5285	0.6517	0.3529	0.2677
K	16386.34	kN/m	η	1.11	1.11	0.75	0.61	0.41	1.48
m	409	t	max disp (m)	0.100	0.102	0.135	0.479	0.228	0.113
T	0.99	s	μ demand	1.03	1.05	1.39	4.94	2.35	1.17
Residual drift	0.123	%							

5.3 Σύγκριση απόκρισης πολυβάθμιου συστήματος με φάσματα απαίτησης από ισοδύναμο μονοβάθμιο

Η μεγαλύτερη δυσκολία στην σύγκριση των δύο συστημάτων έγκειται στην δυσκολία κατάστρωσης ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή ο οποίος θα μπορεί να περιγράψει με επιτυχία το πολυβάθμιο. Ο ορισμός των παραμέτρων του μονοβαθμίου, με τέτοιο τρόπο ώστε να περιγράφει το πολυβάθμιο με ακρίβεια, είναι εξαιρετικά πολύπλοκη διαδικασία. Η πιστή αποτύπωση πάντως του πολυβάθμιου είναι πρακτικά αδύνατη λόγω των περιορισμών του μονοβαθμίου. Παρόλα αυτά πάντως, όπως θα περιγραφεί στην συνέχεια, μπορούμε να καταλήξουμε σε παρόμοια αποτελέσματα με ικανοποιητική ακρίβεια ταύτισης.

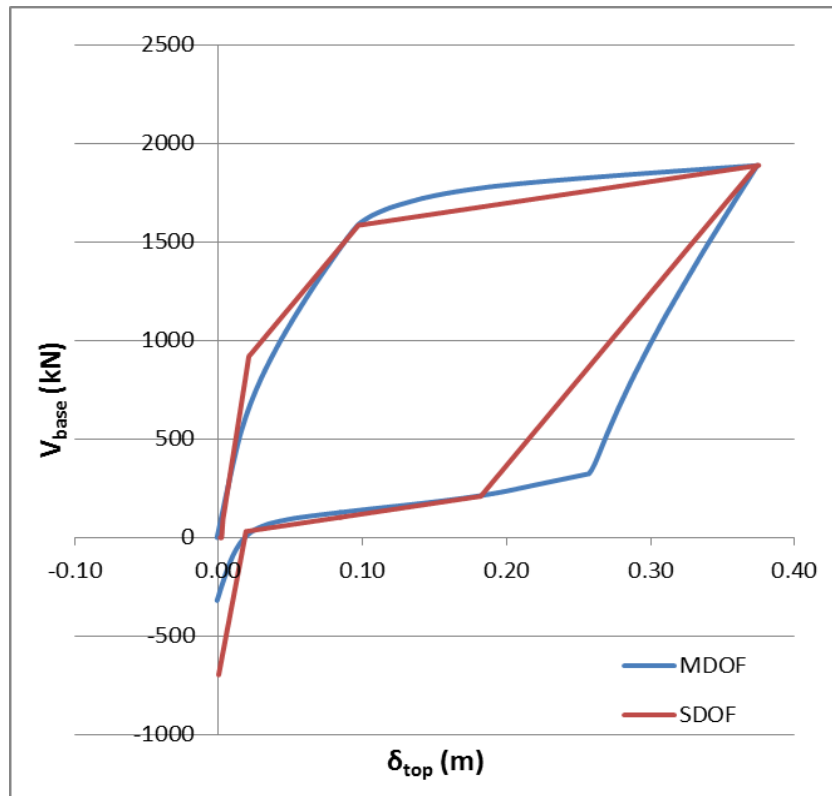
Το μονοβάθμιο που χρησιμοποιείται αρχικά, είναι αυτό της παραγράφου 4.3 που αποτελείται από μία μάζα και δύο μετακινησιακά ελατήρια. Όπως περιγράφηκε και προηγουμένως, το καθένα από τα ελατήρια περιγράφουν την ικανότητα επαναφοράς του συστήματος και την απορρόφηση ενέργειας του αντίστοιχα. Από την διερεύνηση που έγινε προέκυψε ότι μεταβάλλοντας την μετατόπιση αλλαγής της δυσκαμψίας του διγραμμικού ελαστικού ελατηρίου, που περιγράφει την επαναφορά του συστήματος, ελέγχουμε τις παραμένουσες παραμορφώσεις που προκύπτουν. Από την άλλη με το σημείο διαρροής του ελαστοπλαστικού καθορίζουμε το σημείο διαρροής του συστήματος. Επίσης η κράτυνση των δύο ελατηρίων ελέγχει τις μετελαστικές δυσκαμψίες φόρτισης και αποφόρτισης του συστήματος. Η δυσκολία στην αντιστοίχιση παραμέτρων στα ελατήρια, που να περιγράφουν ικανοποιητικά το πολυβάθμιο σύστημα, είναι ότι ενώ το μονοβάθμιο μπορεί στην συνολική του συμπεριφορά να περιγράψει το πολυβάθμιο, συγκρίνοντας τα επιμέρους στοιχεία τους (συμπεριφορά τενόντων με ‘self-centering’ ελατήριο και μαλακού χάλυβα με ‘energy

dissipative' ελατήριο), παρατηρείται ότι η ανακυκλιζόμενη συμπεριφορά τους δεν ταυτίζεται. Από την άλλη, αν ταυτίζονται τα επιμέρους στοιχεία δεν ταυτίζεται η συνολική συμπεριφορά. Τέλος, για άλλη μια φορά πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή στον λόγο λ_1 , όπου πάλι μπορεί να αποδειχθεί παραπλανητικός. Λαμβάνοντας αυτά υπόψη προχωράμε στον ορισμό των παραμέτρων του μονοβάθμιου.

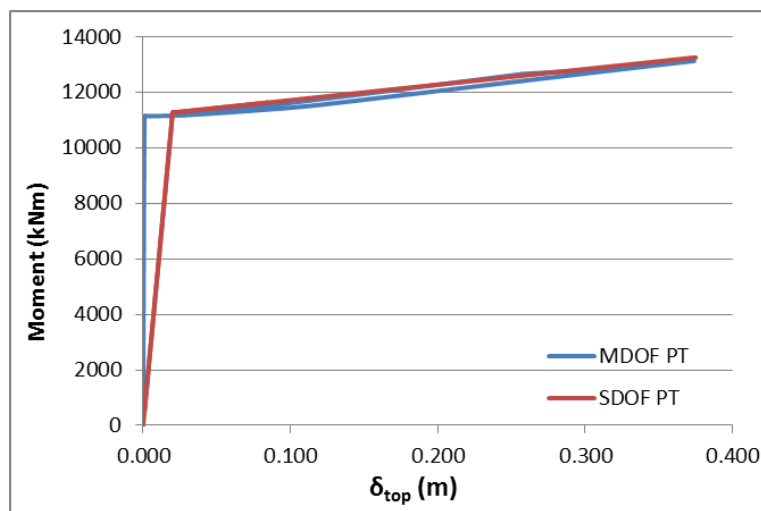
Από τα προηγούμενα, καταλήγουμε ότι βασικές παράμετροι για τον ορισμό του μονοβάθμιου είναι η διαρροή του, η ροπή επαναφοράς του κατά την αποφόρτιση και οι παραμένουσες παραμορφώσεις. Για να επιτύχουμε αντίστοιχη συμπεριφορά συστήματος ορίζουμε αλλαγή δυσκαμψίας στο διγραμμικό ελατήριο για μετατόπιση κορυφής ίση με 0.020m (ή drift 0.133%). Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να αποδοθεί στο μονοβάθμιο παραμένουσα παραμόρφωση ίση με 0.0184m (ή drift 0.123% όση και του πολυβάθμιου), σύμφωνα και με αυτά που περιγράφηκαν στην παράγραφο της διερεύνησης του μονοβαθμίου. Για να επιτύχουμε διαρροή συστήματος για μετατόπιση κορυφής 0.096m (drift 0.64%), ορίζουμε αυτή την τιμή ως διαρροή του ελαστοπλαστικού ελατηρίου. Το μονοβάθμιο διαρρέει για δύναμη 1587 kN και η μέγιστη δύναμη αντίστασής του είναι 1885 kN, ενώ ίδιες είναι και οι αντίστοιχες δυνάμεις του πολυβάθμιου. Η μετελαστική δυσκαμψία του μαλακού χάλυβα είναι πρακτικά μηδενική, έτσι στο ελαστοπλαστικό ελατήριο ορίζεται ότι η δύναμη διαρροής είναι στο 0.99 της μέγιστης. Για να προσομοιάσουμε την μετελαστική δυσκαμψία της συνολικής συμπεριφοράς όμως, αποδίδουμε κράτυνση στο ελαστικό ελατήριο. Έτσι η δύναμη αλλαγής της δυσκαμψίας του διγραμμικού ελατηρίου είναι στο 0.70 της μέγιστης. Στον Πίνακα 5.4, αναφέρονται αναλυτικά τα χαρακτηριστικά των ελατηρίων που απαρτίζουν το μονοβάθμιο.

Πίνακας 5.4 Χαρακτηριστικά ελατηρίων μονοβάθμιου για την προσομοίωση.

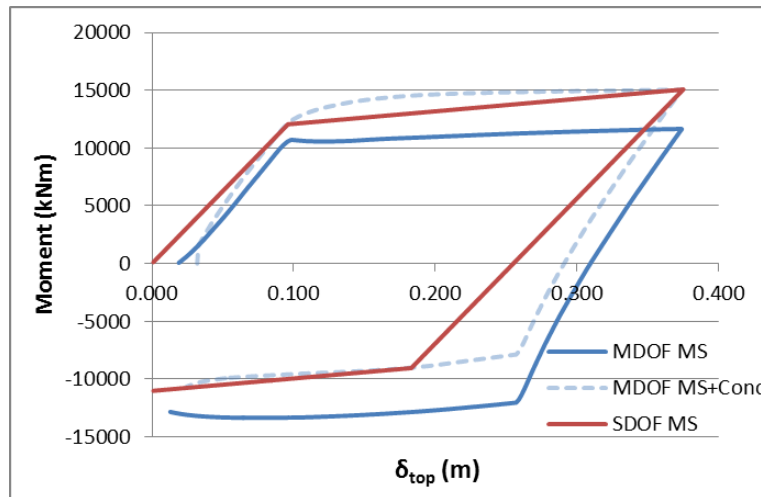
Παράμετροι Μονοβάθμιου Συστήματος											
Self - centering	$u_{y,rec}$	0.020	m	Dissipative	$u_{y,diss}$	0.096	m	Σύστημα	u_y	0.096	m
	$F_{y,rec}$	753.856	kN		$F_{y,diss}$	804.264	kN		F_y	1558.12	kN
	$F_{ult,rec}$	884.691	kN		$F_{ult,diss}$	1003.609	kN		F_{ult}	1888.30	kN
	$ratio_{rec}$	0.85			$ratio_{diss}$	0.80			ξ	17.3	%



Εικόνα 5.8 Σύγκριση συμπεριφοράς μονοβάθμιου και πολυβάθμιου συστήματος.



Εικόνα 5.9 Σύγκριση ροπής ελαστικού ελατηρίου και προδιδόμενης ροπής από τένοντες και ίδιο βάρος.



Εικόνα 5.10 Σύγκριση ροπής ελαστοπλαστικού ελατηρίου και ροπής μαλακού χάλυβα και σκυροδέματος.

Στις εικόνες 5.8, 5.9 και 5.10, παρουσιάζεται η σύγκριση μεταξύ του πολυβάθμιου και του μονοβάθμιου συστήματος. Στην Εικόνα 5.8 παρουσιάζεται η απόκριση των δύο συστημάτων, στην Εικόνα 5.9 συγκρίνεται η ροπή από τους τένοντες και το ίδιο βάρος της κατασκευής με την συμπεριφορά του ελαστικού διγραμμικού ελατηρίου (self - centering) και στην Εικόνα 5.10 γίνεται σύγκριση της ροπής από τον μαλακό χάλυβα με το ελαστοπλαστικό ελατήριο (energy dissipater). Τα ελατήρια που χρησιμοποιούμε για το μονοβάθμιο είναι μετακινησιακά, έτσι, τα διαγράμματα των ροπών, παρουσιάζονται ως προς την αντίστοιχη μετατόπιση κορυφής. Οι ροπές έχουν υπολογιστεί ως προς την θέση του ουδέτερου άξονα κατά την μέγιστη φόρτισή του και για αυτό διαφέρουν ως προς αυτά που παρουσιάστηκαν σε προηγούμενη παράγραφο όπου η ροπή υπολογίζονταν ως προς τον ουδέτερο άξονα σε κάθε βήμα φόρτισης.

Όπως είναι εύκολα αντιληπτό και από τα διαγράμματα απόκρισης των δύο μοντέλων, δεν έχει επιτευχθεί απόλυτη ταύτιση. Το μονοβάθμιο παρουσιάζει πιο μικρό βρόχο φόρτισης – αποφόρτισης από το πολυβάθμιο. Συγκρίνοντας του συντελεστές απόσβεσης των δύο συστημάτων έχουμε $\zeta_{hyst}=0.185$ για το πολυβάθμιο, ενώ για το μονοβάθμιο έχουμε $\zeta_{hyst}=0.176$. Η απόσβεση του μονοβαθμίου εξαρτάται πρωτίστως, από το ελαστοπλαστικό ελατήριο. Προκειμένου να αυξήσουμε τον βρόχο υστέρησής του θα έπρεπε να μεταβάλλουμε παραμέτρους του που δεν μπορούμε. Μεγαλύτερη απόκλιση παρουσιάζει ο πρώτος κλάδος

αποφόρτισης του μονοβάθμιου. Ο κλάδος αυτός επηρεάζεται κυρίως από την αρχική δυσκαμψία του ελαστοπλαστικού (όπως φαίνεται και στην εξίσωση (3.6)), η οποία δεν μπορεί να μεταβληθεί πέρα από την τιμή που έχει γιατί θα αλλάξει η μετατόπιση διαρροής του συστήματος. Η αιτία αυτής της διαφοράς είναι πιο εμφανής στην σύγκριση της συμπεριφοράς του ελαστοπλαστικού ελατηρίου με τον μαλακό χάλυβα της διατομής. Ο μαλακός χάλυβας της διατομής διαρρέει για μικρές τιμές μετατόπισης έχοντας πολύ υψηλή δυσκαμψία. Για αυτό το λόγο και το διάγραμμα αντίστασης της κατασκευής παρουσιάζει μεγαλύτερη δυσκαμψία κατά τον πρώτο κλάδο της αποφόρτισής του. Στην περίπτωση μας όμως, περιοριζόμαστε να δώσουμε μεγαλύτερη τιμή στην διαρροή του ελαστοπλαστικού ελατηρίου για να ορίσουμε την διαρροή του συστήματος.

Στον πρώτο κλάδο φόρτισης των δύο συστημάτων παρατηρούμε επίσης κάποιες αποκλίσεις. Η φόρτιση του μονοβαθμίου είναι τριγωνική και σε αυτό οφείλεται η συμπεριφορά του ελαστικού ελατηρίου. Η μόνη περίπτωση να γίνει διγραμμικός ο κλάδος αυτός είναι, τα δύο ελατήρια να αλλάζουν δυσκαμψία για τις ίδιες παραμορφώσεις. Στην σύγκριση επίσης του ελαστικού ελατηρίου με την ροπή από προεντεταμένους τένοντες και ίδιο βάρος, προκύπτει ότι το ελατήριο αλλάζει δυσκαμψία αργότερα από ότι υποδεικνύουν οι τένοντες. Παρόλα αυτά όμως, οι παραμένουσες παραμορφώσεις, μας περιορίζουν να δώσουμε αυτή την τιμή.

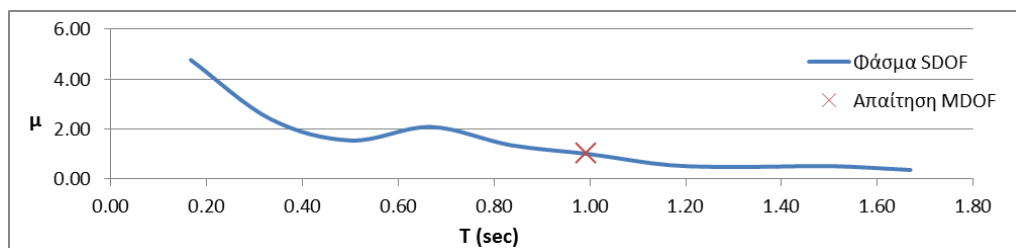
Τέλος, στην Εικόνα 5.10, είναι φανερό και η προσφορά σε απόσβεση του σκυροδέματος της διατομής. Σε περίπτωση που χρησιμοποιούσαμε την πρώτη προτεινόμενη προσομοίωση που παρουσιάστηκε στην παράγραφο 5.1, την επιρροή αυτή δεν θα μπορούσαμε να την συμπεριλάβουμε.

Όπως βλέπουμε λοιπόν, η προσομοίωση ενός πολυβάθμιου συστήματος με ένα ισοδύναμο μονοβάθμιο, είναι μια απαιτητική διαδικασία και η ακρίβεια προσέγγισής της, με αυτό τον τρόπο τουλάχιστον δεν είναι τέλεια. Τέλος πρέπει να δοθεί προσοχή και στον υπολογισμό του λόγου λ_1 . Τόσο στο πολυβάθμιο όσο και στο μονοβάθμιο έχουμε $\lambda_1=0.88$. Για άλλη μια φορά γίνεται αντιληπτή η προσοχή που πρέπει να δοθεί στον λόγο κατά την χρήση του. Επίσης αν δεν συμπεριλάβουμε την ροπή του σκυροδέματος τότε παίρνει την τιμή 1.13, στην οποία θα καταλήγαμε με την εναλλακτική προσομοίωση στροφής ως προς το άκρο.

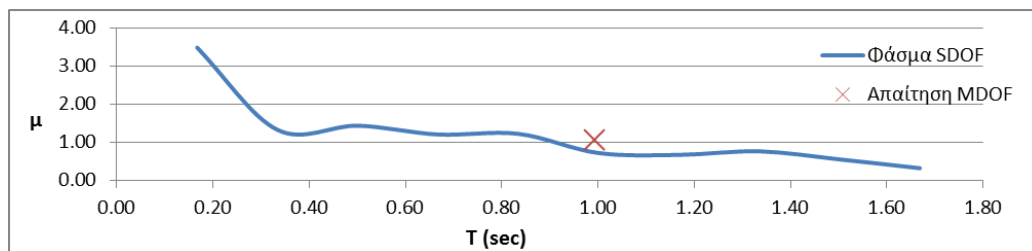
Έχοντας βαθμονομήσει τις παραμέτρους του μονοβάθμιου έτσι ώστε περιγράφουν το πολυβάθμιο, συνεχίζουμε με την σύνταξη φασμάτων απαίτησης πλαστιμότητας για της

σεισμικές διεγέρσεις που χρησιμοποιήσαμε και στο πολυβάθμιο. Σκοπός μας είναι να διαπιστωθεί αν υπάρχει συμφωνία μεταξύ των αποτελεσμάτων των δύο συστημάτων. Για κάθε σεισμικό γεγονός, παράγεται το φάσμα απαίτησης πλαστιμότητας για τον λόγο ανηγμένης αντοχής η , που προέκυψε για κάθε περίπτωση.

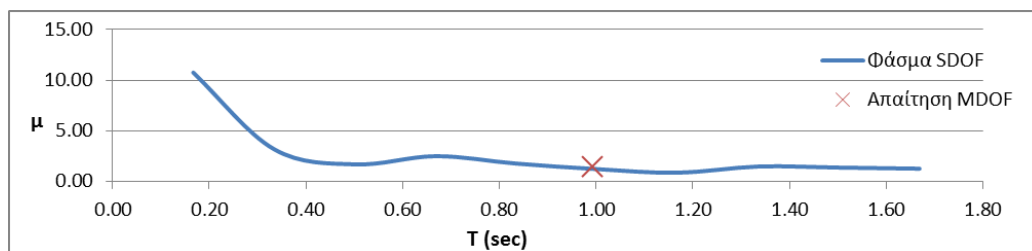
Για εποπτικούς λόγους, τα φάσματα συντάχθηκαν για ένα μικρό εύρος περιόδων που μας ενδιαφέρει καθώς και δεν χρησιμοποιήθηκε λογαριθμική κλίμακα στην παρουσίαση των αποτελεσμάτων, όπως συνηθίζεται. Στις εικόνες 5.11 με 5.16, παρουσιάζεται το φάσμα απαίτησης πλαστιμότητας για κάθε σεισμικό γεγονός και η πλαστιμότητα που αναπτύχθηκε, όπως υπολογίστηκε από το πολυβάθμιο σύστημα.



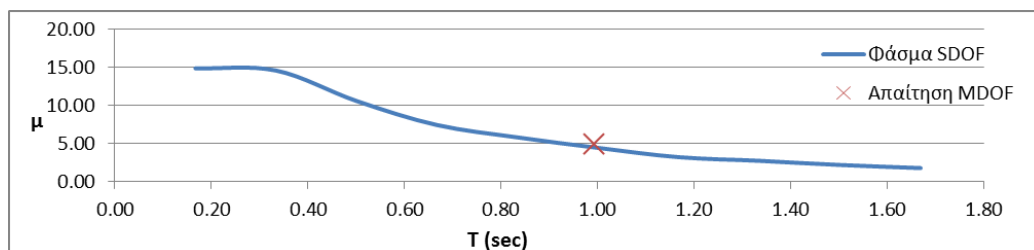
Εικόνα 5.11 Φάσμα απαίτησης πλαστιμότητας και αναπτυσσόμενη πλαστιμότητα για το σεισμικό γεγονός 1



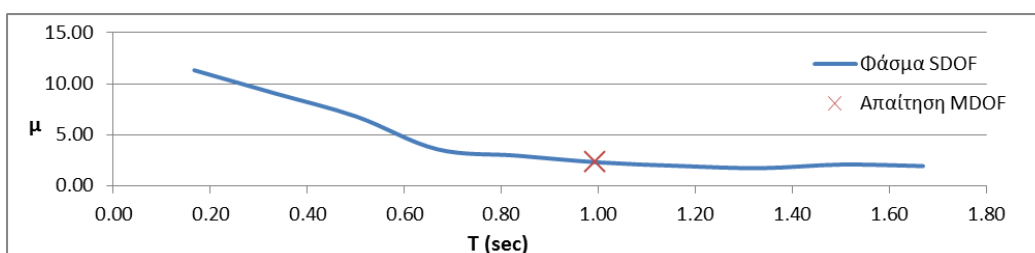
Εικόνα 5.12 Φάσμα απαίτησης πλαστιμότητας και αναπτυσσόμενη πλαστιμότητα για το σεισμικό γεγονός 2



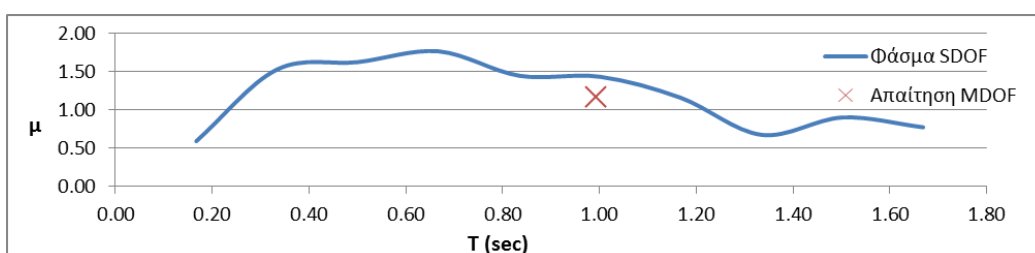
Εικόνα 5.13 Φάσμα απαίτησης πλαστιμότητας και αναπτυσσόμενη πλαστιμότητα για το σεισμικό γεγονός 3



Εικόνα 5.14 Φάσμα απαίτησης πλαστιμότητας και αναπτυσσόμενη πλαστιμότητα για το σεισμικό γεγονός 4



Εικόνα 5.15 Φάσμα απαίτησης πλαστιμότητας και αναπτυσσόμενη πλαστιμότητα για το σεισμικό γεγονός 5



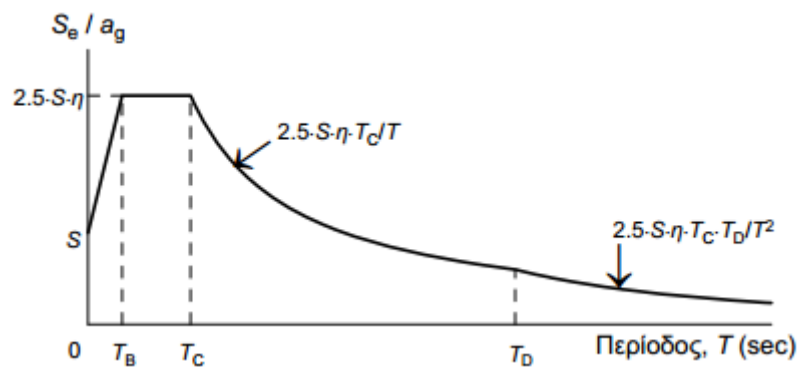
Εικόνα 5.16 Φάσμα απαίτησης πλαστιμότητας και αναπτυσσόμενη πλαστιμότητα για το σεισμικό γεγονός 6

Όπως φαίνεται και από τα παραπάνω διαγράμματα, η προσέγγιση στις απαιτούμενες μ είναι πάρα πολύ καλή. Σαφώς αποκλίσεις είναι αναμενόμενες καθώς δεν έχουμε πετύχει πιστή προσέγγιση του πολυβάθμιου συστήματος. Παρόλα αυτά όμως, σημαντικές αποκλίσεις παρατηρούμε μόνο στο σεισμικό γεγονός Superstition Hills καταγεγραμμένο από τον σταθμό El Centro. Στην περίπτωση αυτή η πλαστιμότητα, όπως υπολογίστηκε από το πολυβάθμιο σύστημα είναι 1.05. Αντίθετα το φάσμα του μονοβαθμίου, για περίοδο 0.99s υποδεικνύει απαίτηση ίση με 0.72 που υποδηλώνει ότι το σύστημα δεν διαρρέει.

5.4 Δυναμικές Αναλύσεις Σύμφωνα με το Ελαστικό Φάσμα του Ευροκώδικα

Όπως δείξαμε και στην παραπάνω παράγραφο, η προσομοίωση της κατασκευής με ένα ισοδύναμο μονοβάθμιο ταλαντωτή, μπορεί να μας δώσει πληροφορίες για την συμπεριφορά του με ικανοποιητική ακρίβεια. Στην παραπάνω παράγραφο όμως δεν χρησιμοποιήθηκε κλίμακα στις καταγραφές της επιτάχυνσης των σεισμών. Προκειμένου να δούμε την απόκλιση που θα είχαμε στην περίπτωση που χρησιμοποιούσαμε ένα ομαδοποιημένο σύνολο σεισμικών καταγραφών, επαναλαμβάνουμε τις επιλύσεις, θέτοντας όμως τα επιταχυνσιογραφήματα υπό κλίμακα.

Προκειμένου να θεωρήσουμε ένα συντελεστή για την κλίμακα του επιταχυνσιογραφήματος, γίνεται χρήση του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού του Ευροκώδικα [EC8, 2004]. Με την επιτάχυνση σχεδιασμού του Ευροκώδικα, θα υπολογιστεί ενιαίος συντελεστής ανηγμένης αντοχής η , για την κατασκευή, με τον οποίο θα συνταχθούν από την αρχή τα φάσματα απαίτησης για κάθε σεισμό. Επίσης με τα υπό κλίμακα επιταχυνσιογραφήματα, θα υπολογιστεί ξανά η απαίτηση για πλαστιμότητα από το πολυβάθμιο. Από τα φάσματα που υπολογίστηκαν, θα σχεδιάσουμε τον μέσο όρο τους, ως μια προσπάθεια για μικρή ομαδοποίηση καταγραφών. Για αυτό το λόγο επιλέχθηκαν καταγραφές από την ίδια κατηγορία εδάφους, για διάφορους μηχανισμούς γένεσης καθώς και την ύπαρξη παλμού στις καταγραφές.



Εικόνα 5.17 Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού Ευροκώδικα, πηγή EC8.

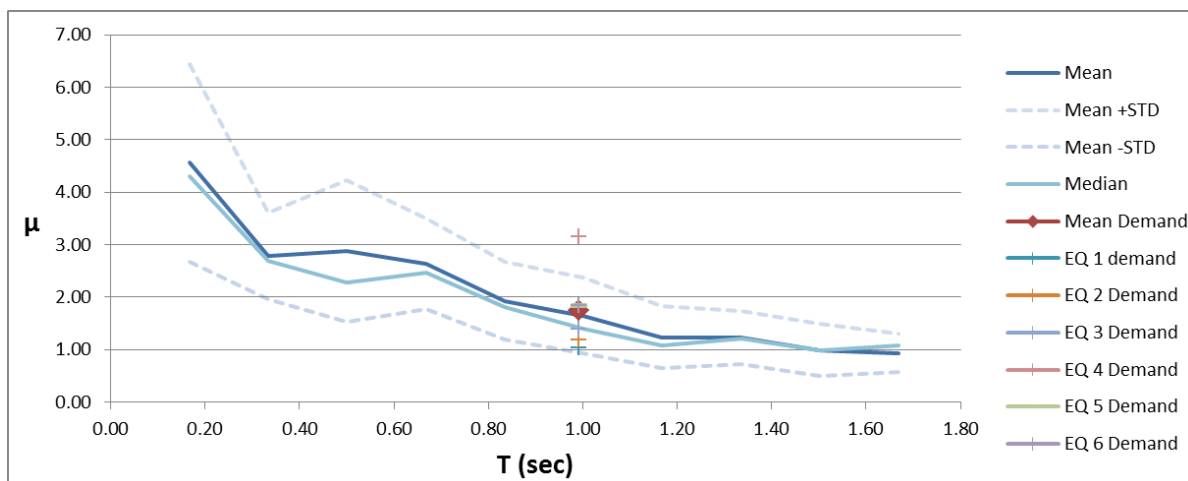
Η μέθοδος σύνδεσης προκατασκευασμένων μελών σκυροδέματος, με την χρήση προεντεταμένων τενόντων χωρίς συνάφεια, που εξετάζεται στην παρούσα εργασία, αποτελεί μια σχετικά ακριβή μέθοδο, η οποία δεν προορίζεται για συμβατικές κατασκευές. Για αυτό τον λόγο θεωρούμε συντελεστή σπουδαιότητας της κατασκευής $\gamma=1.4$. Η κατηγορία εδάφους είναι C, όπως φαίνεται και από τις καταγραφές των σεισμών που επιλέχθηκαν και θεωρούμε ότι η κατασκευή βρίσκεται στην σεισμική ζώνη 3. Τέλος για το προεντεταμένο σκυρόδεμα ορίζεται συντελεστής απόσβεσης $\xi=3\%$. Για περίοδο κατασκευής $T=0.99s$ με $T_c=0.60s$ και $T_D=2.50s$, η ελαστική επιτάχυνση σχεδιασμού δίνεται από την σχέση:

$$S_e(T)=a_g S \eta 2.5 \frac{T_c}{T} \quad (5.4)$$

Με την ελαστική επιτάχυνση σχεδιασμού, προχωράμε στην εκ νέου επίλυση του πολυβάθμιου συστήματος με τα υπό κλίμακα επιταχυνσιογραφήματα. Ο συντελεστής ανηγμένης αντοχής η της κατασκευής, με την ελαστική επιτάχυνση, υπολογίσθηκε ίσος με 0.83. Έτσι στην συνέχεια, συντάσσουμε με τον μονοβάθμιο ταλαντωτή και τα νέα φάσματα απαίτησης πλαστιμότητας για κάθε καταγραφή. Στον Πίνακα 5.5 αναγράφονται οι παράμετροι υπολογισμού της ελαστικής επιτάχυνσης σχεδιασμού καθώς και των δυναμικών αναλύσεων του μονοβάθμιου και του πολυβάθμιου.

Πίνακας 5.5 Χαρακτηριστικά δυναμικής ανάλυσης και κλίμακας σεισμικών γεγονότων και σύγκριση απαιτούμενης πλαστιμότητας από φάσμα με αυτή που αναπτύχθηκε.

Παράμετροι Ελαστικού Φάσματος Σχεδιασμού			Σεισμική Καταγραφή	1	2	3	4	5	6
γ	1.400		Scale factor	4.11	1.33	0.90	0.73	1.35	1.78
S	1.4		$a_{g,max}$ (g)	0.4768	0.4768	0.4768	0.4768	0.4768	0.4768
a_g	0.36	g	η	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83
T_c	0.60	sec	max disp (m)	0.098	0.115	0.135	0.306	0.178	0.177
η (απόσβ)	1.12		μ demand	1.01	1.19	1.40	3.16	1.83	1.83
S_e	0.477	g	μ φάσματος ($T=0.99s$)	0.99	1.09	1.23	2.99	1.55	2.04



Εικόνα 5.18 Σύγκριση αποτελεσμάτων μέσου όρου φασμάτων με τις αναπτυσσόμενες πλαστιμότητες κάθε καταγραφής.

Από τα αποτελέσματα των φασμάτων, υπολογίσαμε τον μέσο όρο απαιτούμενης πλαστιμότητας για κάθε τιμή της περιόδου, καθώς και την τυπική απόκλιση της που παρουσιάζονται στο διάγραμμα της Εικόνας 5.18. Στο διάγραμμα αυτό, παρουσιάζονται επίσης και οι αντίστοιχες απαιτήσεις πλαστιμότητας που υπολογίστηκαν. Εξάιρεση στην προκειμένη περίπτωση αποτελεί η σεισμική καταγραφή του Northridge, καταγεγραμμένη από τον σταθμό Rinaldi Receiving Station. Παρόλα που η τιμή της πλαστιμότητας που υπολογίστηκε για την καταγραφή αυτή, έρχεται σε συμφωνία με την αντίστοιχη τιμή του φάσματός της όπως φαίνεται και στον Πίνακα 5.5, αποκλίνει σημαντικά από τις υπόλοιπες. Για αυτό τον λόγο και η τυπική απόκλιση του δείγματος είναι σχετικά μεγάλη. Παρόλα αυτά όμως βλέπουμε ότι ο μέσος όρος των φασμάτων περιγράφει ικανοποιητικά τις υπόλοιπες καταγραφές και έρχεται και σε συμφωνία και με τον μέσο όρο των υπολογισμένων πλαστιμοτήτων. Επιπροσθέτως, με την σχεδίαση της διαμέσου του δείγματος, η οποία επηρεάζεται λιγότερο από τις ακραίες τιμές, υπάρχει ακόμα καλύτερη προσέγγιση.

Με αυτό τον τρόπο λοιπόν, συλλέγοντας αντιπροσωπευτικό δείγμα σεισμικών καταγραφών και ύστερα από στατιστική επεξεργασία, μπορούμε να εξάγουμε φάσματα απαίτησης πλαστιμότητας ικανά να περιγράψουν την πραγματική απαίτηση με πολύ καλή προσέγγιση. Σαφώς στατιστικό σφάλμα δεν μπορεί να εξαλείφει όπως επίσης, αποκλίσεις που οφείλονται στις διαφορές μεταξύ συμπεριφοράς πολυβάθμιου και μονοβάθμιου ταλαντωτή. Στο παραπάνω διάγραμμα, όπου υποθέσαμε κατηγορία εδάφους C και χρησιμοποιήσαμε μόνο έξι

συνολικά σεισμικές καταγραφές, δεν μπορούμε να θεωρήσουμε ότι το δείγμα είναι επαρκώς αντιπροσωπευτικό. Παρόλα αυτά όμως, είδαμε ότι τα εξαγόμενα συμπεράσματα είναι πολύ κοντά στα πραγματικά και πως αν συνδυαστούν αναλύσεις πολυβάθμιου περισσότερες της μίας, υπάρχει ακόμα καλύτερη προσέγγιση.

5.5 Εναλλακτική Προσομοίωση Κατασκευής με Μονοβάθμιο Σύστημα

Όπως είδαμε στην παράγραφο 5.3, η προσέγγιση του πολυβάθμιου συστήματος μέσω ενός μονοβάθμιου όχι μόνο είναι δύσκολη διαδικασία αλλά δεν υπάρχει πάντα τέλεια προσέγγιση. Η αποκλίσεις αυτές οφείλονται στο γεγονός ότι, ως ένα σημείο, μας περιορίζουν οι παράμετροι του μονοβαθμίου.

Η κατασκευή αποτελείται από τρία βασικά μέρη: το τοίχωμα, την ικανότητα επαναφοράς λόγω των τενόντων και του ιδίου βάρους της κατασκευής και την απορρόφησης ενέργειας από χάλυβα και συμπεριφορά σκυροδέματος. Στο μονοβάθμιο σύστημα όμως έχουμε μόνο δύο μέρη: ικανότητα επαναφοράς και απορρόφηση ενέργειας.

Εμείς καλούμαστε λοιπόν να περιγράψουμε την συνολική συμπεριφορά της κατασκευής, τόσο σε ότι αφορά τη διαρροή και τον υστερητικό βρόχο όσο και στις παραμένουσες παραμορφώσεις, έχοντας στην διάθεσή μας δύο μόνο στοιχεία. Το ένα στοιχείο περιγράφει την επαναφορά και τις παραμένουσες παραμορφώσεις και το άλλο την διαρροή και την απορρόφηση ενέργειας. Στο προηγούμενο παράδειγμα, τα διαγράμματα ροπών σχεδιάστηκαν ως προς την μετακίνηση κορυφής της κατασκευής, για να υπάρχει αντιστοιχία με τα μετακινησιακά ελατήρια του μονοβαθμίου. Αν τα σχεδιάζαμε ως προς την στροφή, μετατρέποντας τις δυνάμεις και τις μετατοπίσεις του ελατηρίου σε ροπές μια στροφές σύμφωνα με το ύψος της κατασκευής, θα βλέπαμε ότι ο μαλακός χάλυβας διαρρέει για μικρότερες τιμές από ότι το ελαστοπλαστικό ελατήριο. Είμαστε όμως αναγκασμένοι να δώσουμε στο ελατήριο αυτή την τιμή της διαρροής για να ‘πιάσουμε’ την διαρροή της κατασκευής. Ακριβώς για το λόγο αυτό, παρατηρείται και η απόκλιση στην αποφόρτιση του μονοβαθμίου όμως. Λόγο της μικρής δυσκαμψίας διαρροής του ελαστοπλαστικού, ο πρώτος κλάδος αποφόρτισης του συστήματος έχει επίσης μικρή δυσκαμψία, αντίθετα με το πραγματικό που έχει μεγαλύτερη. Έτσι προκύπτει και η διαφορά στον βρόχο υστέρησης.

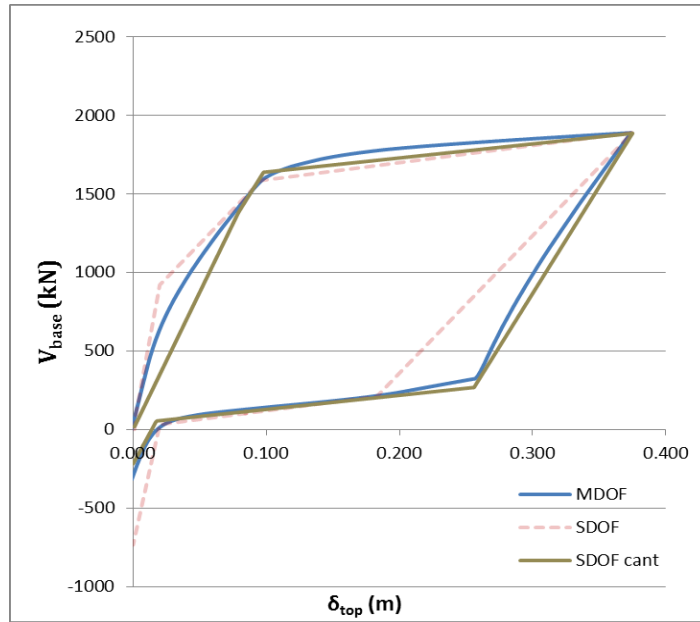
Για να ξεπεράσουμε τον περιορισμό αυτό, αντικαθιστούμε το απλό μονοβάθμιο σύστημα μιας μάζας και δύο μετακινησιακών ελατηρίων, με ένα μονοβάθμιο πρόβολο με δύο στροφικά ελατήρια στην βάση του (μοντέλο SDOF cant). Τα ελατήρια θα είναι πάλι ένα ελαστικό με δύο κλάδους δυσκαμψίας και ένα ελαστοπλαστικό, για να προσομοιάσουν ικανότητα επαναφοράς και απορρόφησης ενέργειας του συστήματος. Με την προσθήκη της ράβδου που ταλαντεύει την μάζα, μεταβάλλοντας την δυσκαμψία της, μπορούμε να ελέγξουμε την μετατόπιση διαρροής του συστήματος.

Η ράβδος του προβόλου θεωρείται ότι συμπεριφέρεται ελαστικά και κάθε φορά ανατίθεται σε αυτή τέτοια δυσκαμψία ώστε το μονοβάθμιο σύστημα να διαρρέει για την διαρροή του πολυβαθμίου. Έτσι ο ρόλος του ελαστοπλαστικού ελατηρίου είναι μόνο να αποδώσει απόσβεση στο σύστημα, ίση με αυτή του μαλακού χάλυβα. Για τον υπολογισμό της δυσκαμψίας του προβόλου, εκτελούμε επαναληπτική διαδικασία μέχρις ότου έχουμε την επιθυμητή μετακίνηση, κάνοντας στατική συμπύκνωση στον στροφικό βαθμό ελευθερίας του προβόλου.

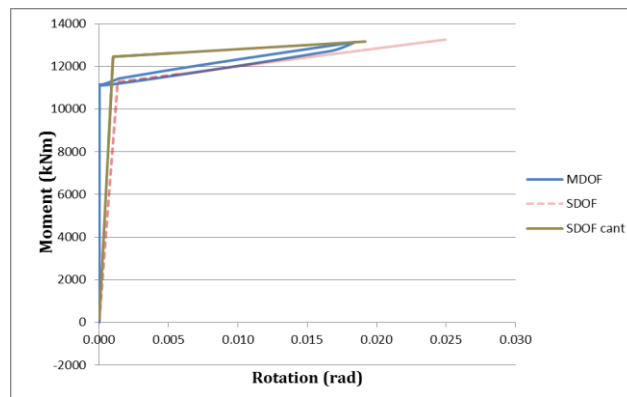
Πίνακας 5.6 Παράμετροι στροφικών ελατηρίων ισοδύναμου μονοβάθμιου προβόλου(SDOF cant).

Παράμετροι Μονοβάθμιου Προβόλου											
Self-centering spring	$\theta_{y,rec}$	0.001	rad	Dissipative spring	$\theta_{y,diss}$	0.0015	rad	Σύστημα	u_y	0.096	m
	$M_{y,rec}$	12453.9	kNm		$M_{y,diss}$	12076.1	kNm		F_y	1583.93	kN
	$M_{ult,rec}$	13172.1	kNm		$M_{ult,diss}$	15103.0	kNm		F_{ult}	1885.01	kN
	$ratio_{rec}$	0.93			$ratio_{diss}$	0.75			ξ	18.3	%

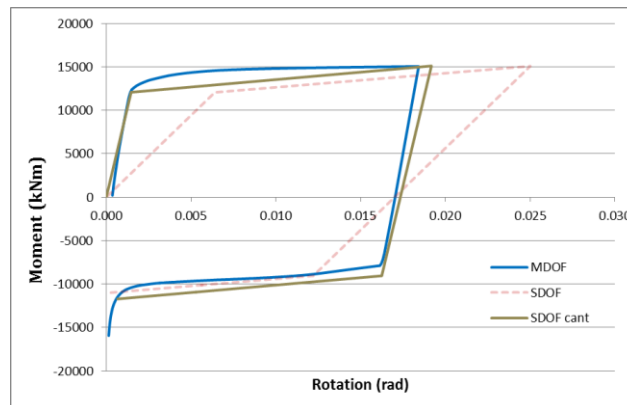
Στον Πίνακα 5.6 παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά των στροφικών ελατηρίων που χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση. Δίνοντας στον πρόβολο αρχική δυσκαμψία ίση με $K=21555.55$ kN/m, η οποία μετά την στατική συμπύκνωση και λόγω των δυσκαμψιών των δύο ελατηρίων γίνεται $K_{\text{συστήματος}}=16720.6$ kN/m, προκύπτει τελικά διαρροή για μετατόπιση κορυφής 0.096m. Το σύστημα έχει ισοδύναμη απόσβεση $\xi=18.3\%$, πολύ πιο κοντά σε αυτή του πολυβαθμίου σε σχέση με το πρώτο μονοβάθμιο. Στις εικόνες 5.19, 5.20 και 5.21 παρουσιάζονται τα διαγράμματα αντίστασης του πολυβάθμιου (μοντέλο MDOF) και του μονοβάθμιου προβόλου (μοντέλο SDOF cant). Για συγκριτικούς λόγους, παραθέτουμε και το προηγούμενο μονοβάθμιο σύστημα (μοντέλο SDOF).



Εικόνα 5.19 Σύγκριση απόκρισης πολυβάθμιου συστήματος με ισοδύναμα μονοβάθμια.



Εικόνα 5.20 Σύγκριση ροπής από τένοντες και ίδιο βάρος με ελαστικό στροφικό ελατήριο.



Εικόνα 5.21 Σύγκριση ροπής από μαλακό χάλυβα με ελαστοπλαστικό ελατήριο.

Με την προσομοίωση της κατασκευής με τον μονοβάθμιο πρόβολο, καταλήγουμε σε μια πολύ καλύτερη προσέγγιση της συμπεριφοράς της κατασκευής. Όπως βλέπουμε, ο βρόχος υστέρησης σε αυτή την περίπτωση είναι πιο κοντά στον ζητούμενο, σε σχέση με την προηγούμενη προσομοίωση. Αυτό συμβαίνει γιατί πλέον δεν χρησιμοποιούμε την διαρροή του ελαστοπλαστικού για να ορίσουμε την διαρροή του συστήματος, αλλά το επιτυγχάνουμε μέσα από την μεταβολή της δυσκαμψίας του προβόλου.

Πίνακας 5.7 Πλαστιμότητα που αναπτύσσεται για κάθε καταγραφή και η αντίστοιχη απαίτηση από τα φάσματα των μονοβαθμίων.

Σεισμική Καταγραφή	1	2	3	4	5	6
ag,max (g)	0.3558	0.3579	0.5285	0.6517	0.3529	0.2677
η	1.11	1.11	0.75	0.61	0.41	1.48
max disp (m)	0.100	0.102	0.135	0.479	0.228	0.113
μ demand	1.03	1.05	1.39	4.94	2.35	1.17
μ φάσματος (T=0.99s)	0.98	0.72	1.23	4.42	2.30	1.43
μ φάσματος προβόλου (T=0.99s)	1.01	0.68	1.18	4.62	2.29	1.31

Στον Πίνακα 5.7 γίνεται η σύγκριση των αποτελεσμάτων από τα φάσματα που προέκυψαν από κάθε μονοβάθμιο. Παρά την καλύτερη προσομοίωση του πολυβάθμιου συστήματος, η ακρίβεια στα αποτελέσματα δεν παρουσιάζει σημαντική βελτίωση. Όπως αναφέραμε και στην παράγραφο 4.5, τα δύο αυτά συστήματα παράγουν τα ίδια αποτελέσματα, αν η συμπεριφορά τους είναι όμοια. Εδώ, όπου έχουν παραπλήσια συμπεριφορά, δεν παρατηρούμε ιδιαίτερη διαφορά στα αποτελέσματα. Αυτή την προσομοίωση γενικά δεν θα την προτιμήσουμε γιατί πέρα από την αύξηση στον υπολογιστικό χρόνο που απαιτείται, σκοπός μας είναι η σύνταξη φασμάτων ικανών να βοηθήσουν στον σχεδιασμό τέτοιων κατασκευών. Με την προσθήκη του προβόλου στην προσομοίωση είναι πρακτικά αδύνατη τέτοια προσπάθεια γιατί αυξάνει τις παραμέτρους που πρέπει να ληφθούν υπόψη. Έτσι σαν απλούστερη προσέγγιση, θα προτιμήσουμε την χρήση του απλού μονοβαθμίου.

5.6 Σύνταξη Φασμάτων Απαίτησης Πλαστιμότητας

5.6.1 Σεισμικές Καταγραφές

Η εδαφική κίνηση ενός σεισμικού γεγονότος εξαρτάται και από ένα μεγάλο αριθμό παραγόντων που αφορούν τα χαρακτηριστικά του σεισμού και τις ιδιότητες του μέσου διάδοσης των κυμάτων. Είναι λοιπόν επόμενο να παρουσιάζει τεράστια ποικιλία, δυσκολεύοντας τον μηχανικό τόσο στο σχεδιασμό όσο και στην αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς. Προκειμένου λοιπόν να συνταχθούν διαγράμματα $\eta-\mu-T$, ικανά να δώσουν ακριβέστερη εικόνα για την συμπεριφορά των κατασκευών, κατηγοριοποιούμε εδαφικές καταγραφές ώστε να προσεγγίσουμε όσο το δυνατόν περισσότερες περιπτώσεις. Στα πλαίσια της διπλωματικής εργασίας εξετάζονται σεισμικά γεγονότα τα οποία κατηγοριοποιούνται σε δύο μεγάλες ομάδες:

α) Η πρώτη ομάδα κατηγοριοποιεί τις εδαφικές κινήσεις με βάση τις ιδιότητες του εδάφους. Πιο συγκεκριμένα ο χαρακτηρισμός γίνεται με βάση την ταχύτητας διάδοσης διατμητικών κυμάτων $v_{s,30}$, και γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΚ8[2004]. Εξετάζονται οι εξής κατηγορίες εδάφους: A, B, C και D, εξαιρώντας την κατηγορία εδάφους E γιατί εμπίπτει σε ειδικές περιπτώσεις κατάταξης και δεν υπήρχαν τα απαραίτητα δεδομένα. Για να καλύψουμε ένα ευρύ φάσμα πιθανών διεγέρσεων, συλλέχθηκαν 10 καταγραφές ισχυρών ιστορικών σεισμικών γεγονότων για κάθε κατηγορία εδάφους με μέγεθος ροπής από 6.0 μέχρι 7.7. Δόθηκε ιδιαίτερη προσοχή στην επιλογή των καταγραφών ώστε να περιλαμβάνουν όλους τους πιθανούς μηχανισμούς διάρρηξης του ρήγματος, περιπτώσεις όπως επίσης και καταγραφές που να περιλαμβάνουν παλμό ταχύτητας από φαινόμενα κατευθυντικότητας. Αναλυτικά, οι καταγραφές κάθε κατηγορίας αναφέρεται στο παράρτημα Β.

β) Η δεύτερη κατηγορία αναφέρεται στο εάν η καταγραφή πρόκειται για σεισμό κοντινού πεδίου ή όχι. Η πρώτη ομάδα περιλαμβάνει 20 καταγραφές ισχυρών ιστορικών εδαφικών διεγέρσεων κοντινού πεδίου. Κριτήριο για την επιλογή αποτέλεσε η απόσταση από το ρήγμα να είναι μικρότερη των δέκα χιλιομέτρων και η ύπαρξη παλμού ταχύτητας λόγω κατευθυντικότητας. Στην δεύτερη κατηγορία εξετάσαμε καταγραφές με απόσταση από το ρήγμα να είναι από δεκαπέντε μέχρι τριάντα χιλιόμετρα. Όπως και στην παραπάνω κατηγορία, προκειμένου να μπορούμε να θεωρήσουμε ότι το δείγμα είναι αντιπροσωπευτικό,

χρησιμοποιήθηκαν καταγραφές μεγέθους ροπής μεγαλύτερες από 6.5, που να συμπεριλαμβάνουν όλους τους μηχανισμούς διάρρηξης του ρήγματος και όλες τις κατηγορίες εδάφους. Αναλυτικά αναφέρονται όλες οι καταγραφές στο παράρτημα Β.

Σημειώνεται ότι οι παραπάνω σεισμικές καταγραφές προέρχονται από τον διαδικτυακό ιστότοπο του PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) από την ηλεκτρονική βάση δεδομένων εδαφικών κινήσεων PEER – NGA. Η βάση αυτή, περιέχει πάνω από 3000 καταγραφές σεισμικών γεγονότων τριών συνιστωσών (δύο οριζόντιες και μια κατακόρυφη) από όλο τον κόσμο (αν και η πλειοψηφία προέρχεται από την ιδιαίτερα σεισμογενή περιοχή της Καλιφόρνιας που διαθέτει πολύ πυκνό δίκτυο από ψηφιακού επιταχυνσιογράφους). Για κάθε καταγραφή παρέχονται πληροφορίες, που σχετίζονται με την σεισμική πηγή των καταγραφών, όπως η ακριβής θέση του υπόκεντρου, ο μηχανισμός διάρρηξης, ο τύπος και η έκταση του ρήγματος και άλλα χαρακτηριστικά στοιχεία της

5.6.2 Ανάλυση και Αποτελέσματα

Έγινε εκτέλεση παραμετρικής ανάλυσης, και κατάστρωσης διαγραμμάτων η - μ - T για διάφορους μονοβάθμιους ταλαντωτές, οι οποίοι ορίζονται όπως περιγράφηκε στην προηγούμενη ενότητα. Σκοπός μας είναι η εκτέλεση ικανού δείγματος σεισμικών καταγραφών σε κάθε κατηγορία, ώστε να μπορεί να θεωρηθεί αντιπροσωπευτικό. Έτσι χρησιμοποιούνται οι ομάδες σεισμικών καταγραφών που περιγράψαμε στην προηγούμενη παράγραφο.

Όπως είδαμε και στην προσομοίωση του πολυβάθμιου συστήματος με ένα μονοβάθμιο ταλαντωτή στην παράγραφο 5.4, για να οριστεί ένας τέτοιος ταλαντωτής απαιτείται πληθώρα συντελεστών. Προκειμένου να θεωρήσουμε ότι συμπεριλάβαμε όσο το δυνατόν περισσότερες περιπτώσεις ισοδύναμου μονοβάθμιου, διακρίναμε, στην παρούσα εργασία, ότι τρεις βασικοί παράμετροι για την περιγραφή της flag-shape συμπεριφοράς είναι ο συντελεστής λ_1 , οι παραμένουσες παραμορφώσεις του και η μετακίνηση διαρροής του συστήματος. Με την χρήση αυτών των τριών παραμέτρων μπορούμε να προσεγγίσουμε ικανοποιητικά μεγάλο αριθμό περιπτώσεων. Για τον ακριβή προσδιορισμό σίγουρα απαιτούνται περισσότερα στοιχεία, για τις ανάγκες της εργασίας όμως θα περιοριστούμε σε αυτές. Με την προσθήκη επιπλέον παραμέτρων, ο αριθμός των φασμάτων θα αυξανόταν πάρα πολύ, πράγμα που δεν

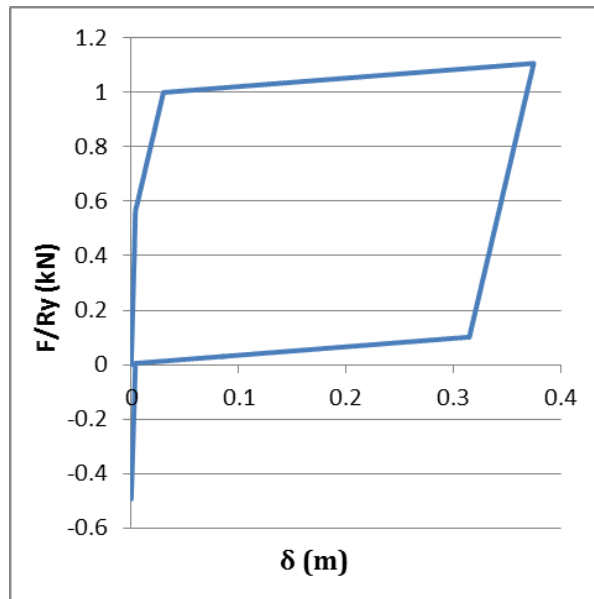
αποτελεί αντικείμενο, της εργασίας. Επειδή θα ήταν αδύνατο να παρουσιαστούν όλα σε ένα διάγραμμα, τα αποτελέσματα παρουσιάζονται χωρισμένα κατά περίπτωση.

Διακρίνουμε λοιπόν συνδυασμούς αντιπροσωπευτικών τιμών των παραμέτρων αυτών και δημιουργούμε έξι περιπτώσεις. Σε κάθε περίπτωση μορφώνουμε το αντίστοιχο φάσμα απαίτησης πλαστιμότητας για συντελεστή ανηγμένης αντοχής της κατασκευής, η , 0.2, 0.4 και 0.6. Στον Πίνακα 5.8 παρουσιάζουμε τις περιπτώσεις που διακρίναμε. Οι αναλύσεις εκτελούνται για όλες τις ομάδες των σεισμικών καταγραφών και τα φάσματα που συντάσσονται διαχωρίζονται και ανά κατάταξη σεισμικής διέγερσης. Σημειώνεται ότι για να μην υπάρχει πρόβλημα με τις παρανοήσεις του συντελεστή λ_1 , όπως αυτές έχουν διατυπωθεί, γίνεται επιπλέον αναφορά στον συντελεστή β που περιγράψαμε στην παράγραφο 4.4.4.

Πίνακας 5.8 Παράμετροι μονοβάθμιων για την σύνταξη φασμάτων απαίτησης πλαστιμότητας.

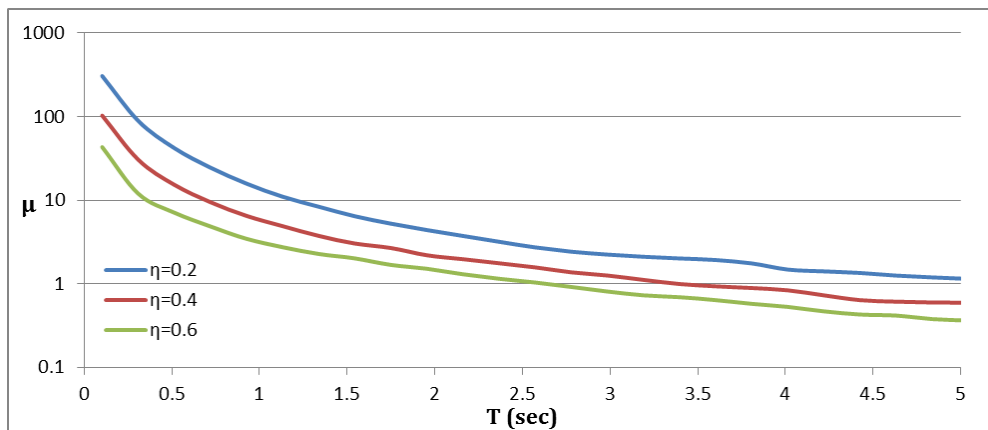
α/α	λ_1	β	u_y	u_{residual}
1	1.00	1.00	0.03	0.00375
2	2.00	0.70	0.03	0.00375
3	1.00	0.99	0.075	0.00375
4	2.00	0.69	0.075	0.00375
5	1.00	0.99	0.075	0.01875
6	2.00	0.69	0.075	0.01875

Αρχικά παραθέτουμε, αποτελέσματα αναλύσεων για μονοβάθμια συστήματα τα οποία εμφανίζουν πλήρη επαναφορά (συντελεστής $\lambda_1=1.00$ και $\beta=0,995$), παραμένουσες παραμορφώσεις ίσες με 0.00375m και διαρροή για μετατόπιση ίση με 0.03m. Στην Εικόνα 5.22, παρουσιάζουμε το διάγραμμα σχήματος της συμπεριφοράς του μονοβαθμίου ταλαντωτή όπου η αντίδρασή του αναγράφεται ως ποσοστό της δύναμης διαρροής. Το διάγραμμα αυτό έχει σχεδιαστεί για μέγιστη μετατόπιση ίση με 0.375m, που αντιστοιχεί σε drift 2.5% για ύψος 15m. Παρόλα αυτά όμως μπορεί να χρησιμοποιηθεί ανεξάρτητα του ύψους της κατασκευής και της μέγιστη μετακίνησης. Σε όλες τις αναλύσεις, ως απλούστευση, θεωρήθηκε ότι τόσο ο τένοντας όσο και ο μαλακός χάλυβας, στο σημείο αλλαγής της αναπτύσσουν αντίσταση ίση με το 90% της μέγιστης και ίση μέγιστη αντίδραση (λόγω του $\lambda_1=1.00$)

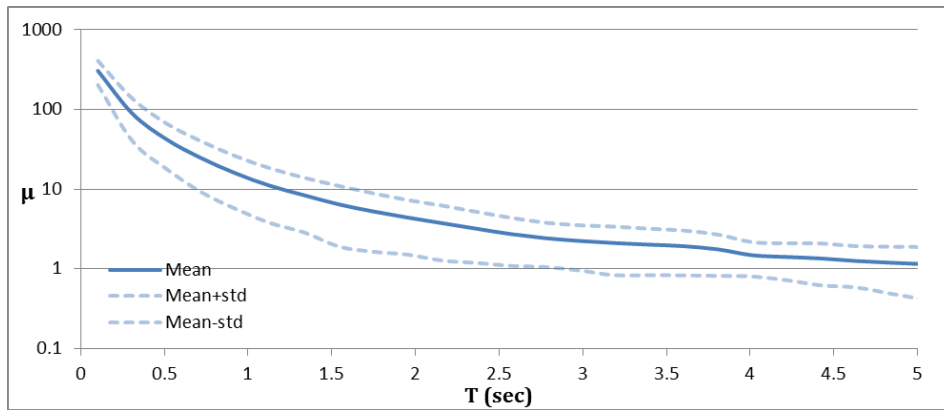


Εικόνα 5.22 Διάγραμμα σχήματος του υπό εξέταση μονοβαθμίου.

Με τις παραμέτρους του μονοβαθμίου που αναφέρθηκαν παραπάνω εκτελούμε δυναμικές αναλύσεις για περιόδους από 0.2 έως 5.0s και για όλες τις σεισμικές κατατάξεις. Από τις αποκρίσεις για κάθε τιμή της περιόδου υπολογίζουμε την αντίστοιχη απαίτηση σε πλαστιμότητα του συστήματος και για κάθε ομάδα σεισμικών καταγραφών υπολογίζουμε τον μέσο όρο κάθε περίπτωσης.



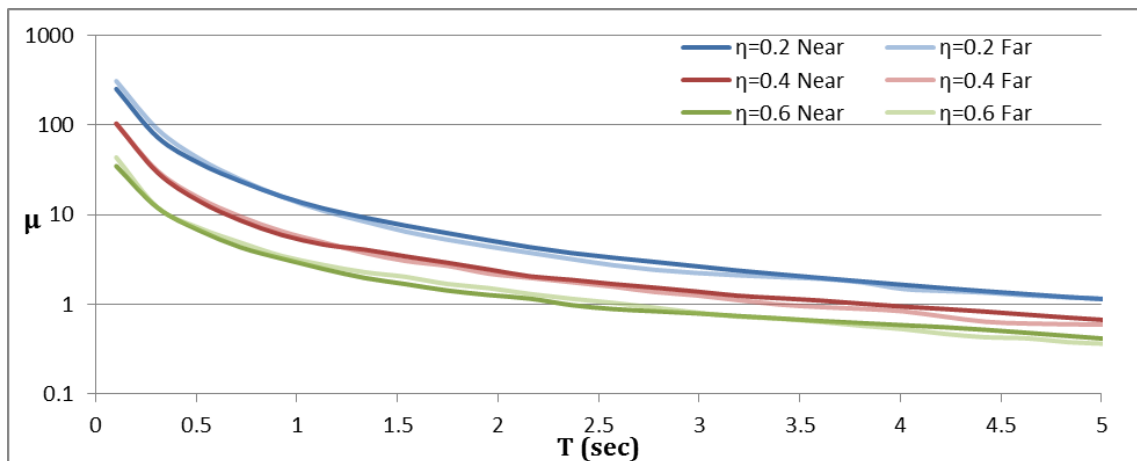
Εικόνα 5.23 Διάγραμμα απαίτησης πλαστιμότητας σεισμικής κατηγορίας 'Far field' για $\eta=0.2, 0.4$ και 0.6



Εικόνα 5.24 Διάγραμμα απαίτησης πλαστιμότητας σεισμικής κατηγορίας 'Far field' για $\eta=0.2$ και +/- μια τυπική απόκλιση.

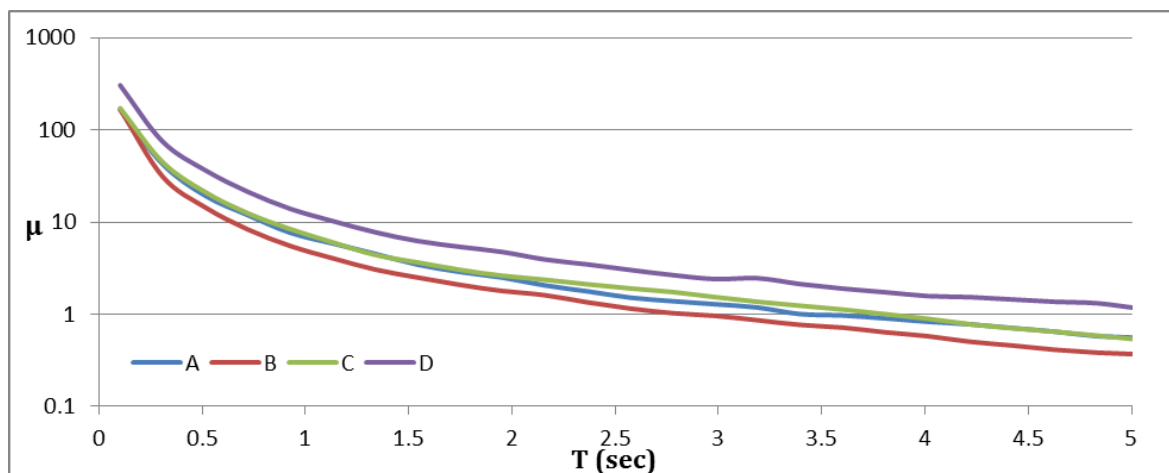
Στις εικόνες 5.23 και 5.24 παρουσιάζεται το φάσμα απαίτησης πλαστιμότητας, για σεισμούς μακρινού πεδίου και για συντελεστές ανηγμένης αντοχής $\eta=0.2, 0.4$ και 0.6 όπως επίσης και η τυπική απόκλιση για τον συντελεστή 0.2 . Σε κάθε περίπτωση είναι εμφανής η μείωση της απαιτούμενης πλαστιμότητας με την αύξηση της αντοχής του συστήματος. Για τον υπολογισμό της απαιτούμενης πλαστιμότητας για ενδιάμεσες τιμές μπορεί να χρησιμοποιηθεί γραμμική παρεμβολή. Από τα φάσματα αυτά μπορούμε να εξάγουμε πληροφορίες τόσο για την συμπεριφορά υφιστάμενης κατασκευής όσο και για τον σχεδιασμό για την συγκεκριμένη κατηγορία σεισμών.

Στην συνέχεια συγκρίνουμε τα αποτελέσματα που προέκυψαν για το συγκεκριμένο μονοβάθμιο, για κάθε κατηγορία σεισμικών γεγονότων που έχουμε ορίσει. Αρχικά κάνουμε την σύγκριση μεταξύ εδαφικών κινήσεων κοντινού και μακρινού πεδίου. Στην Εικόνα 5.25, παρουσιάζουμε τα φάσματα απαίτησης πλαστιμότητας για τις δύο αυτές κατηγορίες για συντελεστή ανηγμένης αντοχής κατασκευής $\eta, 0.2, 0.4$ και 0.6 αντίστοιχα. Όπως φαίνεται και στο διάγραμμα αυτό, και για τις δύο κατηγορίες η απαιτούμενη πλαστιμότητα παρουσιάζει παραπλήσιες τιμές. Για δύσκαμπτες κατασκευές οι σεισμοί κοντινού πεδίου απαιτούν μικρότερη πλαστιμότητα ενώ για μεσαίες και εύκαμπτες κατασκευές μεγαλύτερη.



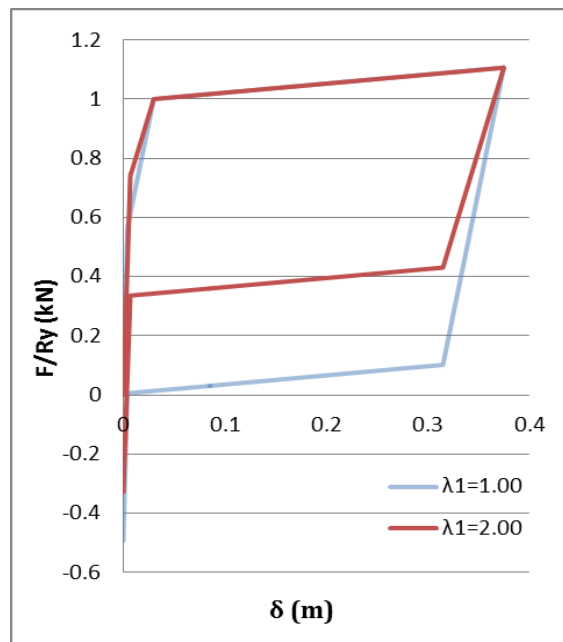
Εικόνα 5.25 Σύγκριση φασμάτων απαίτησης πλαστιμότητας κοντινού και μακρινού πεδίου 1^{ου} μοντέλου

Αντίστοιχη σύγκριση μπορεί να γίνει και στα αποτελέσματα με βάση την κατηγορία του εδάφους. Για το ίδιο μονοβάθμιο και για συντελεστή ανηγμένης αντοχής $\eta = 0.2$, παρουσιάζουμε τα διαγράμματα απαίτησης πλαστιμότητας για κάθε κατηγορία εδάφους στην Εικόνα 5.26. Στην περίπτωση αυτή παρατηρούμε πολύ πιο έντονη αύξηση της απαιτούμενης πλαστιμότητας σε κάθε κατηγορία, με τα μαλακά εδάφη να έχουν μεγαλύτερη απαίτηση. Παρόλα αυτά όμως, παρατηρούμε ότι ακραίες τιμές απαίτησης λαμβάνουμε από τις κατηγορίες B και D, ενώ από τις A και C προκύπτουν παραπλήσιες τιμές. Σε κάθε μια από αυτές τις κατηγορίες θεωρήσαμε δείγμα 10 εδαφικών κινήσεων. Το δείγμα ενδέχεται να μην είναι το πλέον αντιπροσωπευτικό για την κάθε κατηγορία και να χρειάζεται περεταίρω διερεύνηση.

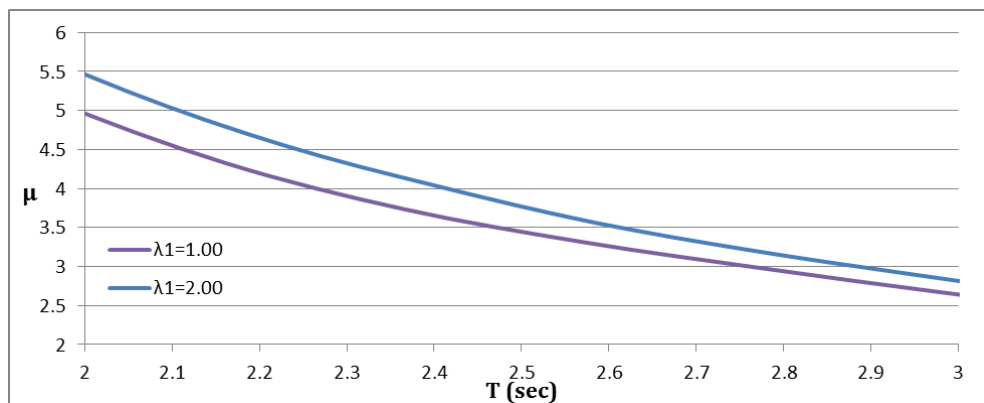


Εικόνα 5.26 Σύγκριση φασμάτων απαίτησης πλαστιμότητας κάθε κατηγορίας εδάφους 1^{ου} μοντέλου.

Στην συνέχεια χρησιμοποιούμε τον δεύτερο μονοβάθμιο ταλαντωτή, ο οποίος είναι αντίστοιχος με τον πρώτο, για την σύνταξη φασμάτων απαίτησης πλαστιμότητας, προκειμένου να γίνει σύγκριση μεταξύ των δύο συστημάτων. Το δεύτερο μονοβάθμιο σύστημα παρουσιάζει διαρροή για μετακίνηση κορυφής ίση με 0.03m και παραμένουσες παραμορφώσεις ίσες με 0.00375m, όπως και στο πρώτο. Αυτή την φορά όμως το σύστημα σχεδιάζεται για λόγο $\lambda_1=2.00$ ($\beta=0.69$). Στην Εικόνα 5.27 γίνεται σύγκριση μεταξύ των διαγραμμάτων σχήματος των δύο συστημάτων.



Εικόνα 5.27 Σύγκριση διαγράμματος σχήματος 1^{ου} και 2^{ου} μοντέλου.



Εικόνα 5.28 Σύγκριση φάσματος απαίτησης πλαστιμότητας 1^{ου} και 2^{ου} μοντέλου για εδαφική κίνηση κοντινού πεδίου.

Με την αύξηση του λόγου λ_1 , παρατηρείται και αύξηση της αντίστοιχης απαιτούμενης πλαστιμότητας. Αυτό είναι λογικό λόγω της μείωσης του υστερητικού βρόχου του συστήματος. Στην Εικόνα 5.28 γίνεται η σύγκριση της απαίτησης για σεισμούς κοντινού πεδίου. Για εποπτικούς λόγους παρουσιάζεται το διάγραμμα μόνο για συντελεστή ανηγμένης αντοχής $\eta = 0.2$ και για περιόδους από 2 έως 3s.

Με την λογική αυτή συντάσσουμε τα φάσματα απαίτησης πλαστιμότητας για όλους τους μονοβάθμιους ταλαντωτές που ορίσαμε. Με τις περιπτώσεις αυτές μπορούμε να καταλήξουμε σε ακριβέστερα κατά περίπτωση συμπεράσματα και να εξάγουμε χρήσιμες πληροφορίες για την συμπεριφορά της κατασκευής. Προκειμένου να συμπεριλάβουμε περισσότερες περιπτώσεις θα χρειαζόμασταν και την ανάλυση περισσότερων μοντέλων. Στα πλαίσια της εργασίας αυτής όμως ο αριθμός αυτός κρίνεται αρκετός. Στο παράρτημα Β παρουσιάζουμε αναλυτικά τα φάσματα που προέκυψαν.

6 Συμπεράσματα

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι να διερευνηθεί η προτεινόμενη συνδεσμολογία προκατασκευασμένων μελών σκυροδέματος. Στόχος μας είναι τόσο η δημιουργία ενός μοντέλου προσομοίωσης, ικανό να προσομοιάσει με μεγάλη ακρίβεια την συμπεριφορά της κατασκευής, όσο και η σύνταξη φασμάτων απαίτησης πλαστιμότητας με την χρήση ισοδύναμων μονοβάθμιων ταλαντωτών. Η εργασία αποτελείται από τρεις μεγάλες θεματικές ενότητες: το μονοβάθμιο σύστημα, το πολυβάθμιο και τα αποτελέσματα τα δυναμικών αναλύσεων των δύο συστημάτων. Έτσι και τα συμπεράσματα θα παρουσιαστούν για κάθε μια από αυτές τις θεματικές ενότητες.

6.1 Μονοβάθμιος Ταλαντωτής

- Η ιδεατή ‘flag – shape’ συμπεριφορά μπορεί να προσομοιωθεί με ένα μονοβάθμιο ταλαντωτή, δύο ελατηρίων, όπου το κάθε ένα από αυτά θα περιγράφει την ικανότητά του για επαναφορά στην αρχική του θέση και την απορρόφηση ενέργειας. Η ικανότητα επαναφοράς περιγράφεται με την χρήση ενός ελαστικού ελατηρίου με δύο κλάδους δυσκαμψίας, ενώ η απορρόφηση ενέργειας με ένα ελαστοπλαστικό ελατήριο.
- Σύμφωνα και με την βιβλιογραφία, βασική παράμετρος ορισμού της ‘flag – shape’ συμπεριφοράς ενός συστήματος είναι ο λόγος λ_1 . Ο λόγος αυτός περιγράφει την σχέση μεταξύ της ροπής που προσδίδεται στο σύστημα από μηχανισμούς επαναφοράς του στην αρχική του θέση (τένοντας και ίδιο βάρος) και την ροπή από τους μηχανισμούς απορρόφησης ενέργειας (μαλακός χάλυβας, σκυρόδεμα, rocking). Για $\lambda_1=1.00$, σημαίνει ότι το σύστημα επανέρχεται πλήρως στην αρχική του θέση και ότι η επαναφορά αυτή ολοκληρώνεται στην αρχή των αξόνων. Όσο μεγαλύτερη η τιμή του λ_1 , τόσο νωρίτερα ολοκληρώνεται και η επαναφορά του. Παρόλα αυτά όμως ο λόγος αυτός δεν πάντα αντιπροσωπευτικός της πραγματικής συμπεριφοράς του συστήματος. Μπορεί για τιμές $\lambda_1>1.00$ να μην παρουσιάζεται επαναφορά του συστήματος, ενώ αντίθετα για $\lambda_1<1.00$ να παρουσιάζεται. Επιπλέον εξετάζεται και η σχέση μεταξύ του λόγου λ_1 και της ισοδύναμης ιξώδης απόσβεσης, όπου παρατηρούμε την μείωσή της για αύξηση της τιμής του λόγου λ_1 .

- Συνθέτοντας το ιδεατό ‘flag – shape’ με την χρήση των δύο ελατηρίων που περιγράφηκαν παραπάνω, καταλήγουμε σε ένα σύστημα με τριγραμμικό κλάδο φόρτισης και αποφόρτισης. Περιγράφοντας τον κάθε κλάδο του συστήματος ως προς τα χαρακτηριστικά των ελατηρίων, καταλήγουμε σε σχέσεις με τις οποίες μπορούμε να περιγράψουμε και να προβλέψουμε την συμπεριφορά του συστήματος. Έτσι, για το διγραμμικό ελαστικό ελατήριο, καταλήγουμε ότι μεταβάλλοντας το σημείο καμπής της δυσκαμψίας του μπορούμε να ελέγξουμε τις παραμένουσες παραμορφώσεις του συστήματος όπως επίσης και το πρώτο σημείο καμπής του κλάδου φόρτισης του συστήματος. Για το ελαστοπλαστικό ελατήριο παρατηρούμε ότι το σημείο διαρροής του, ορίζει και το σημείο διαρροής της κατασκευής όπως επίσης η συνολική του απορρόφηση ενέργειας σε κάθε βρόχο υστέρησης, την απορρόφηση ενέργειας του συστήματος. Τέλος καταλήγουμε σε έκφραση της ροπής M_A και του συντελεστή β που μπορούν να μας δώσουν ακριβέστερες πληροφορίες για την επαναφορά του συστήματος.
- Για την εξαγωγή πληροφοριών για την συμπεριφορά μιας κατασκευής από προκατασκευασμένο σκυρόδεμα με την χρήση προεντεταμένου τένοντα χωρίς συνάφεια, συντάσσουμε φάσματα απαίτησης πλαστιμότητας, χρησιμοποιώντας ισοδύναμους μονοβάθμιους ταλαντωτές. Κατά την σύνταξη φασμάτων απαίτησης πλαστιμότητας, έγινε σύγκριση μεταξύ δύο προτεινόμενων μονοβάθμιων ταλαντωτών: ο πρώτος είναι ένα σύστημα μάζας – ελατηρίων και ο δεύτερος ένας μονοβάθμιος πρόβολος. Αποδίδοντας κοινές παραμέτρους και όμοια συμπεριφορά στα δύο συστήματα, το φάσμα απαίτησης πλαστιμότητας στο οποίο καταλήγουμε είναι όμοιο.

6.2 Πολυβάθμιο Μοντέλο

- Το πρώτο πολυβάθμιο μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε αποτελείται από ένα τοίχωμα που συνδέεται με άκαμπτη ράβδο στην βάση του, η οποία στηρίζεται πάνω σε δύο θλιπτικά ακλόνητες στηρίξεις. Οι τένοντες προσομοιάζονται με δύο ελκυστήρες που συνδέονται στην κορυφή του τοιχώματος και στο έδαφος. Ο εξωτερικός οπλισμός για απόδοση απορρόφηση ενέργειας προσομοιάζεται με μετακινησιακά ελατήρια μηδενικού μήκους μεταξύ της άκαμπτης και του εδάφους. Με τον τρόπο αυτό μπορούμε να προσομοιάσουμε την στροφή στην βάση του τοιχώματος και το άνοιγμα του κενού στην διεπιφάνεια και κατ’επέκταση την απόδοση ροπής επαναφοράς στο σύστημα από τένοντες και ίδιο βάρος. Παρόλα αυτά όμως το μοντέλο αυτό, αν και παραλλαγές του έχουν χρησιμοποιηθεί στην βιβλιογραφία, δεν συμπεριλαμβάνει την

συμπεριφορά του σκυροδέματος. Η στροφή του τοιχώματος γίνεται γύρω από προκαθορισμένο σημείο και όχι ως προς τον ουδέτερο άξονα της διατομής. Υπερεκτιμάται με αυτόν τον τρόπο το άνοιγμα του κενού στην διεπιφάνεια και ο αντίστοιχος μοχλοβραχίονας, οι ροπές που συσχετίζονται με τον μαλακό χάλυβα, τους τένοντες και το ίδιο βάρος και την συνολική απόκριση της κατασκευής.

- Με την χρήση της μεθόδου επίλυσης διατομής με την θεώρηση στροφής στερεού σώματος, προσδιορίζουμε τις δυνάμεις και τις αντίστοιχες μετακινήσεις του σκυροδέματος και υπολογίζουμε τον ουδέτερο άξονα της διατομής για την κατάσταση μέγιστης φόρτισης. Εμπλουτίζοντας το πρώτο μοντέλο προσομοίωσης με τα αποτελέσματα της ανάλυσης αυτής καταλήγουμε στο δεύτερο προτεινόμενο μοντέλο, το οποίο συνυπολογίζει την συμπεριφορά του σκυροδέματος. Από την σύγκριση των αποτελεσμάτων των δύο μοντέλων παρατηρούμε μια πιο συντηρητική πρόβλεψη της συμπεριφοράς της κατασκευής και μετατόπιση του σημείου στροφής του συστήματος σύμφωνα με τον ουδέτερο άξονα της διατομής. Η μέθοδος αυτή και οι περιορισμοί που συσχετίζονται με την μέγιστη ικανή στροφή του μέλους, έχουν προκύψει από πειραματικά αποτελέσματα κάμψης δοκών. Η εφαρμογή της στην περίπτωση μας, άρει όλους τους περιορισμούς που θέτει και απαιτείται διερεύνηση προκειμένου να γίνει σωστή εφαρμογή της.
- Μεταβάλλοντας το μήκος του μαλακού χάλυβα που τοποθετείται εξωτερικά της κατασκευής, επηρεάζουμε την μετατόπιση διαρροής της και την απόσβεση ενέργειας του συστήματος. Αντίστοιχες μεταβολές στην συμπεριφορά του συστήματος προκύπτουν με την τοποθέτηση του οπλισμού σε διαφορετικές θέσεις. Τοποθετώντας τον μαλακό χάλυβα σε ακραίες θέσεις για παράδειγμα, αυξάνει την μέγιστη αντίσταση του συστήματος και τον βρόχο υστέρησής του. Ταυτόχρονα όμως αυξάνονται και οι παραμένουσες παραμορφώσεις του συστήματος. Η τοποθέτηση του χάλυβα κοντά στο κέντρο βάρους της διατομής από την άλλη, μειώνει τις παραμένουσες παραμορφώσεις αλλά και τον βρόχο υστέρησης της.
- Αυξάνοντας την αρχική δύναμη τανύσεως του τένοντα, παρατηρούμε μια κατακόρυφη μετακίνηση του διαγράμματος αντίστασης της κατασκευής. Εφόσον οι τένοντες παραμένουν ελαστικοί με την αύξηση αυτή, η μετακίνηση διαρροής, οι παραμένουσες παραμορφώσεις και η συνολική απορρόφηση ενέργειας του συστήματος δεν μεταβάλλονται. Αυξάνοντας όμως την αρχική δύναμη τανύσεως, αυξάνεται η ροπή διαρροής του συστήματος και η μέγιστη αντίστασή του όπως και η

ροπή M_A που περιγράφηκε στην διερεύνηση του μονοβαθμίου και έτσι το σύστημα επανέρχεται στην αρχική του θέση νωρίτερα. Αντίθετα διατηρώντας την αρχική δύναμη τανύσεως σταθερή αλλά μεταβάλλοντας την διατομή των τενόντων, επηρεάζουμε τον δεύτερο κλάδο δυσκαμψίας της συμπεριφοράς των τενόντων. Σε αυτή την περίπτωση τόσο η μετατόπιση διαρροής όσο και η δύναμη διαρροής παραμένουν αμετάβλητες αλλά μεταβάλλεται η μέγιστη δύναμη αντίστασης. Και σε αυτή την περίπτωση όμως η απορρόφηση ενέργειας του συστήματος και οι παραμένουσες παραμορφώσεις παραμένουν αμετάβλητες. Μεταβάλλοντας την απόσταση τοποθέτησης των τενόντων από το κέντρο βάρους της κατασκευής, μεταβάλλεται η αντίστοιχη επιμήκυνση των τενόντων για δεδομένη στροφή όπως επίσης και ο μοχλοβραχίονάς του. Παράλληλα όμως, ο αρχικός κλάδος της συμβολής σε ροπή του τένοντα παραμένει σταθερός. Έτσι καταλήγουμε στο ίδιο αποτέλεσμα με την μεταβολή της διαμέτρου του τένοντα.

6.3 Αποτελέσματα Δυναμικών Αναλύσεων

- Για την προσομοίωση ενός πολυβάθμιου συστήματος, μέσο ενός μονοβάθμιου μάζας – ελατηρίων που περιγράφηκε και παραπάνω, χρησιμοποιούμε την μετακίνηση διαρροής του ελαστοπλαστικού ελατηρίου για να ορίσουμε την διαρροή του συστήματος, την μετακίνηση αλλαγής δυσκαμψίας για να ορίσουμε τις παραμένουσες παραμορφώσεις και τις δυσκαμψίες των ελατηρίων για να προσομοιάσουμε την δυσκαμψία του συστήματος. Με αυτό τον τρόπο, αν και δεν πετυχαίνουμε πάντα παραπλήσια συμπεριφορά στα επιμέρους στοιχεία (τένοντες και ίδιο βάρος με ελαστικό ελατήριο και μαλακός χάλυβας και σκυρόδεμα με ελαστοπλαστικό), μπορούμε να καταλήξουμε σε καλή προσέγγιση της απόκρισης του πολυβάθμιου. Στο σημείο αυτό γίνεται αντιληπτή και η συνεισφορά στο σύστημα από το σκυρόδεμα, σε περίπτωση που χρησιμοποιούσαμε το πρώτο μοντέλο προσομοίωσης την συνεισφορά αυτή θα την αμελούσαμε.
- Με την προσέγγιση αυτή, η πλαστιμότητα που υπολογίστηκε στο πολυβάθμιο σύστημα προσεγγίζεται με ικανοποιητική ακρίβεια από το φάσμα που συντάχθηκε από το ισοδύναμο μονοβάθμιο, για δεδομένη εδαφική κίνηση. Περιπτώσεις απόκλισης όμως υπάρχουν λόγω των διαφορών που υπάρχουν μεταξύ μονοβάθμιου και πολυβάθμιου συστήματος. Την προσέγγιση της συμπεριφοράς του πολυβαθμίου μπορούμε να την βελτιώσουμε υιοθετώντας μονοβάθμιο σύστημα τύπου προβόλου. Με αυτόν τον τρόπο, παρατηρείται μικρή αύξηση στην ακρίβεια μεταξύ φάσματος

απαίτησης και πλαστιμότητας που αναπτύσσεται, και πάλι όμως αποκλίσεις υπάρχουν. Στην περίπτωση μας όμως, θέλουμε να συντάξουμε απλά φάσματα και με την εισαγωγή του προβόλου αυξάνουμε τις παραμέτρους κατά μια. Λόγω απλότητας λοιπόν δουλεύουμε με το απλό μοντέλο μάζας – ελατηρίου.

- Οι βασικοί παράμετροι για τον ορισμό του μονοβαθμίου είναι η μετακίνηση διαρροής, οι παραμένουσες παραμορφώσεις και η επαναφορά του συστήματος (λόγος λ_1). Θεωρούμε έξι μονοβάθμια μοντέλα τα οποία τα επιλύουμε για συντελεστή ανηγμένης αντοχής της κατασκευής, η , ίσον προς 0.20, 0.40 και 0.60, για κάθε ομάδα εδαφικών κινήσεων. Με τον τρόπο αυτό συμπεριλαμβάνουμε ένα ευρύ φάσμα περιπτώσεων κατασκευών. Οι παράμετροι που υπεισέρχονται για τον ορισμό μιας κατασκευής είναι πάρα πολλές και θα ήταν αδύνατο να συντάξουμε διαγράμματα ικανά να περιλαμβάνουν όλες τις πιθανές περιπτώσεις. Στα φάσματα αυτά μπορούμε να συμπεριλάβουμε ένα εύρος μιας τυπικής απόκλισης προκειμένου να ορίσουμε και ένα εύρος πιθανής απαιτούμενης πλαστιμότητας για κάθε περίπτωση. Απαιτείται επίσης, επιπλέον διερεύνηση και μεγαλύτερο δείγμα σεισμικών καταγραφών ώστε να καταλήξουμε σε αντιπροσωπευτικό φάσμα για κάθε περίπτωση.

Βιβλιογραφικές Αναφορές

Ελισάβετ Βιτζηλαίου, Ζέρης Χρήστος, Μωρέττη Μαρίνα (2005) Σημειώσεις για το μάθημα ειδικά κεφάλαια ωπλισμένου σκυροδέματος. Εκδ. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.

Παπαδρακάκης Μ., Κατσικαδέλης Ι.Θ., Σαπουντζάκης Ε.Ι., Νεραντζάκη Μ.Ν. (2008), Σύγχρονες μέθοδοι αναλύσεως φορέων. Εκδ. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.

ACI T1.2-03 Special Hybrid Moment Frames Composed of Discretely Jointed Precast and Post-Tensioned Concrete Members.

Amaris, A., Pampanin, S., Bull, D., and Carr, A. (2008). Experimental Investigation on a Hybrid Jointed Precast Frame with Non-tearing Floor Connections.

Arcy, T. J., Nasser, G. D., and Ghosh, S. K. (2003). Building Code Provisions For Precast/Prestressed Concrete: A Brief History. *PCI Journal*, 48(6), 116-124.

Baker, A. Lemprière L. (1956). The Ultimate Load Theory Applied To The Design Of Reinforced & Prestressed Concrete Frames. *Concrete Publ. Lmd.*

Christopoulos, C., Filiatrault, A., and Folz, B. (2002a). Seismic response of self-centring hysteretic SDOF systems. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 31, 1131–1150.

Christopoulos, C., Filiatrault, A., Uang, C., and Folz, B. (2002b). Posttensioned Energy Dissipating Connections for Moment-Resisting Steel Frames. *J. Struct. Eng.* 128, 1111–1120.

Daniell, J.E., Oehlers, D.J., Griffith, M.C., Mohamed Ali, M.S., and Ozbakkaloglu, T. (2008). The softening rotation of reinforced concrete members. *Eng. Struct.* 30, 3159–3166.

fib Fédération internationale du béton (2002). Seismic Design of Precast Concrete Building Structures: State-of-the-art Report.

Gardone, D., Dolce, M., Ponzio, F.C., and Coelho, E. (2004). Experimental Behaviour of R/C Frames Retrofitted with Dissipating and Re-Centring Braces. *J. Earthq. Eng.* 8, 361–396.

Giuffre, A., and P. Pinto. (1970). Reinforced Concrete Behavior Under Strong Repeated Loadings. *Giornale Del Genio Civile* 5: 391-408.

Grant, D.N., Blandon, C.A., and Priestley, M.J.N. (2005). Modelling inelastic response in direct displacement-based design (Pavia, Italy: IUSS Press).

- Hanks, T.C., and Kanamori, H. (1979). A moment magnitude scale. *J. Geophys. Res. Solid Earth* 84, 2348–2350.
- Haskett, M., Oehlers, D.J., Mohamed Ali, M.S., and Wu, C. (2009a). Rigid body moment–rotation mechanism for reinforced concrete beam hinges. *Eng. Struct.* 31, 1032–1041.
- Haskett, M., Oehlers, D., Mohamed Ali, M., and Wu, C. (2009b). Yield Penetration Hinge Rotation in Reinforced Concrete Beams. *J. Struct. Eng.* 135, 130–138.
- Hognestad, E., Hanson, N.W., and McHenry (1955). Concrete stress distribution in ultimate strength design (Skokie, Ill.: Portland Cement Association, Research and Development Laboratories).
- Jacobsen, L. S. (1960). Damping In Composite Structures. In *Proceedings Of The 2nd World Conference On Earthquake Engineering*. Vol. 2, 1029-1044.
- Kam, W.Y., Pampanin, S., Palermo, A., and Carr, A.J. (2010). Self-centering structural systems with combination of hysteretic and viscous energy dissipations. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 39, 1083–1108
- Kam, W.Y., Pampanin, S., Palermo, A., and Carr, A. (2006). Advanced Flag-Shaped Systems For High Seismic Performance.
- Karsan, I.D., and Jirsa, J.O. (1969). Behavior Of Concrete Under Compressive Loadings. *J. Struct. Div.*
- Kent, D.C., and Park, R. (1971). Flexural Members with Confined Concrete. *J. Struct. Div.* 97, 1969–1990.
- Kurama, Y., Pessiki, S., Sause, R., and Lu, L.-W. (1999). Seismic behavior and design of unbonded post-tensioned precast concrete walls. *PCI J.* 44, 72–89.
- Makris, N., and Chang, S.-P. (2000). Effect of viscous, viscoplastic and friction damping on the response of seismic isolated structures. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 29, 85–107.
- Mander, J., Priestley, M., and Park, R. (1988). Theoretical Stress Strain Model for Confined Concrete. *J. Struct. Eng.* 114, 1804–1826.
- Mattock, A. H. (1988). Influence Of Concrete Strength And Load History On The Shear Friction Capacity Of Concrete Members-Comments. *Journal Prestressed Concrete Institute*, 33(1), 165-166.
- Mattock, A. H. (1967). Discussion Of Rotational Capacity Of Reinforced Concrete Beams. By WG Corley. *Journal Of The Structural Division*, 93, 519-522.
- Mckenna, F., Fenves, G. L., Scott, M. H., And Jeremic, B., (2000). Open System For Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). Pacific Earthquake Engineering Research Center, University Of California, Berkeley, CA

Nakaki, S.D., Stanton, J.F., and Sritharan, S. (1999). An overview of the PRESSSS five-story precast test building. *PCI J.* 44, 26–39.

NZS3101 Appendix B: Special provisions for the seismic design of ductile jointed precast concrete structural systems.

Oehlers, D., Ali, M.S.M., and Griffith, M. (2008). Concrete Component of the Rotational Ductility of Reinforced Concrete Flexural Members. *Adv. Struct. Eng.* 11, 281–291.

Oehlers, D.J., Ali, M.M., Griffith, M.C., and Ozbakkaloglu, T. (2007). Fundamental issues that govern the rotation of FRP retrofitted RC columns and beams: the intractable plastic hinge ductility problem. In *Proceedings of the First Asia-Pacific Conference on FRP in Structures (APFIS 2007)*,.

Oehlers, D.J., Haskett, M., Mohamed, A., Lucas, W., and Muhamad, R. (2011). FRP Design Using Structural Mechanics Models. In *Advances in FRP Composites in Civil Engineering*, L. Ye, P. Feng, and Q. Yue, eds. (Springer Berlin Heidelberg), pp. 37–44.

Palermo, A., Pampanin, S., And Calvi, G.M. (2005). Concept and Development of Hybrid Solutions for Seismic Resistant Bridge Systems. *J. Earthq. Eng.* 9, 899–921.

Pampanin, S., D. Marriott and A. Palermo (2010). PRESSSS design handbook. Auckland, N.Z., NewZealand Concrete Society.

Pampanin, S. (2005). Emerging Solutions for High Seismic Performance of Precast/Prestressed Concrete Buildings. *J. Adv. Concr. Technol.* 3, 207–223.

Panagiotakos, T.B., and Fardis, M.N. (2001). A displacement-based seismic design procedure for RC buildings and comparison with EC8. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 30, 1439–1462.

Priestley, M.J.N., Calvi, G.M., and Kowalsky, M.J. (2007). *Displacement-based Seismic Design of Structures* (IUSS Press).

Priestley, M.J.N., Sritharan, S., Conley, J.R., and Pampanin, S. (1999a). Preliminary results and conclusions from the PRESSSS five-story precast concrete test Building. *PCI J.* 44, 42–67.

Priestly, N. (1991). Overview Of Press Research Program. *PCI J.* 36.

Reid H., (1933). The Mechanics Of Earthquakes; The Elastic Rebound Theory; Regional Strain, In *Bulletin Of The National Research Council Washington*, 90 87-103

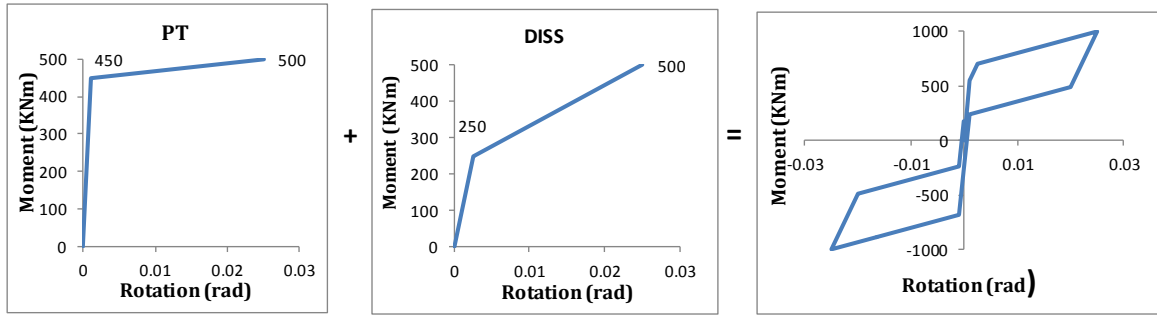
Richter, C.F. (1935). An instrumental earthquake magnitude scale. *Bull. Seismol. Soc. Am.* 25, 1–32.

(2000). Seismic Design of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Walls with Supplemental Viscous Damping. *ACI Struct. J.* 97.

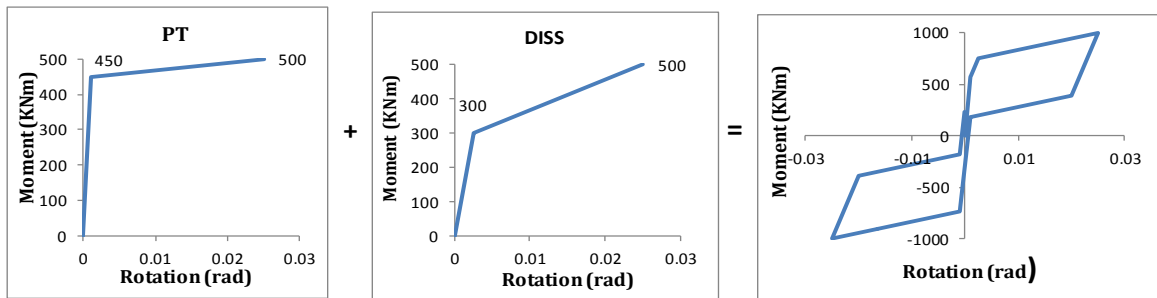
Wood, R. H. (1968). Some Controversial And Curious Developments In The Plastic Theory Of Structures

Παράρτημα Α

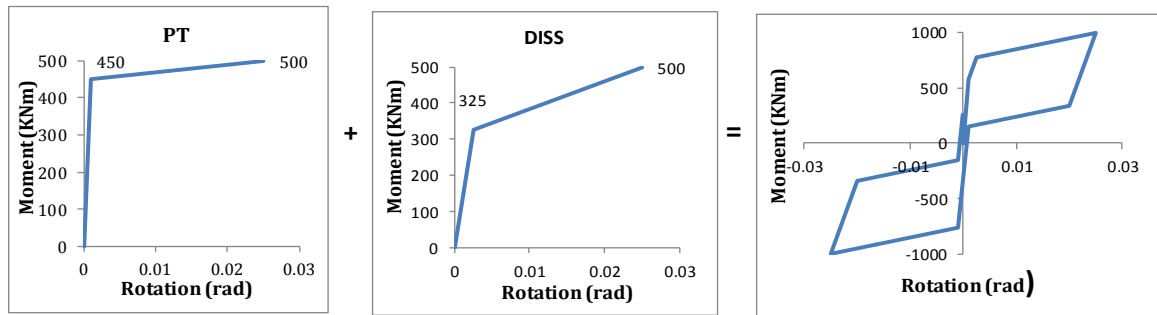
Στο παράρτημα αυτό παραθέτουμε συνολικά 12 περιπτώσεις συνδυασμού ελαστικού ελατηρίου και ελαστοπλαστικού για την σύνθεση ιδεατού flag – shape. Όλες οι περιπτώσεις είναι σχεδιασμένες ώστε αν αναπτύσσεται λόγος $\lambda_1=1.00$ ώστε να δείξουμε ότι ανεξάρτητα με την συμπεριφορά που υποδηλώνει η τιμή του λόγου, το σύστημα μπορεί να αναπτύσσει τελείως διαφορετική συμπεριφορά. Στα πρώτα έξι παραδείγματα αυξάνουμε την συνεισφορά του ελαστοπλαστικού ελατηρίου διατηρώντας σταθερή την συνεισφορά του ελαστικού και στα επόμενα έξι μειώνουμε την συνεισφορά του ελαστικού διατηρώντας την συνεισφορά του ελαστοπλαστικού σταθερή. Παρόλο που ο λόγος λ_1 υποδηλώνει πλήρη επαναφορά του συστήματος στην αρχή των αξόνων, παρατηρούμε ότι υπάρχουν περιπτώσεις όπου το σύστημα επανέρχεται πολύ νωρίτερα μέχρι και περιπτώσεις όπου δεν παρατηρούμε καθόλου επαναφορά. Στα διαγράμματα αναφέρουμε ως PT την ικανότητα επαναφοράς του συστήματος και με DISS την απόσβεση ενέργειάς του. Για κάθε ελατήριο αναγράφεται η δύναμη διαρροής του και η μέγιστη που αναπτύσσεται, χωρίζοντας τις με /.



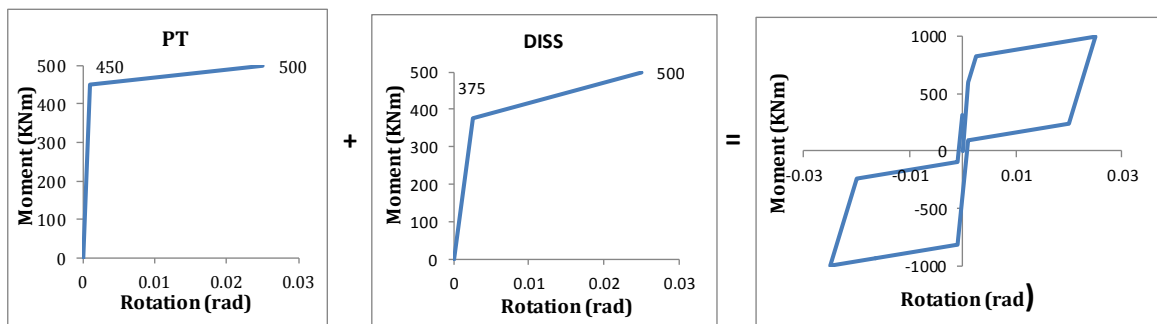
Εικόνα Α1 Ιδεατό flag – shape με PT 450/500 και DISS 250/500



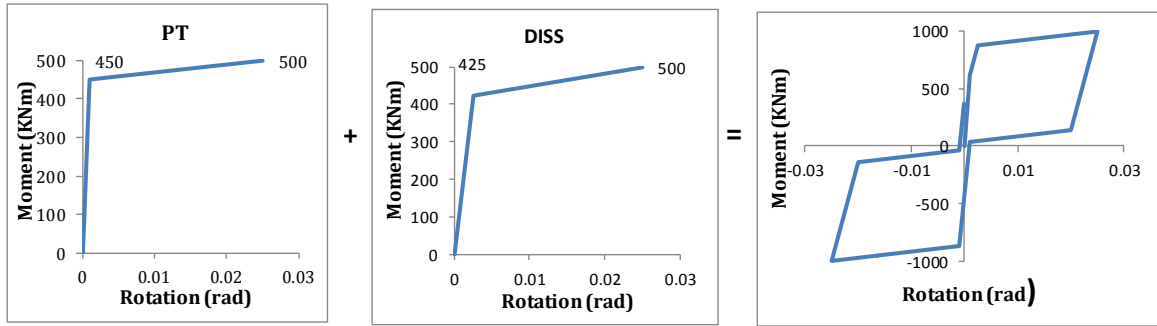
Εικόνα Α2 Ιδεατό flag – shape με PT 450/500 και DISS 300/500



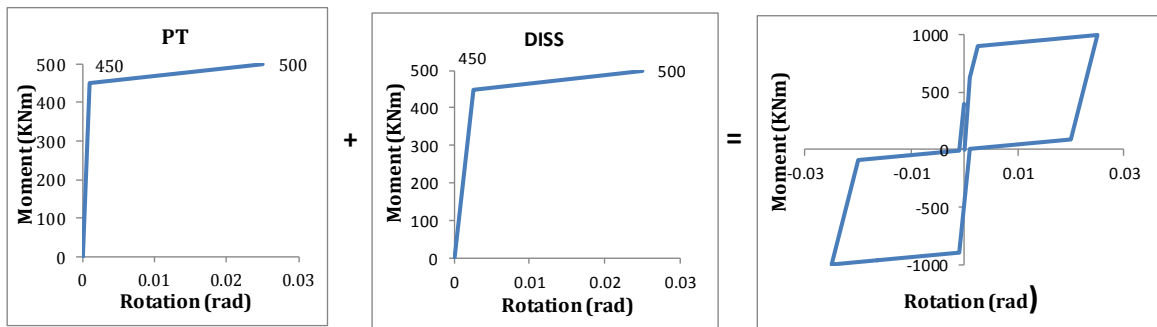
Εικόνα Α3 Ιδεατό flag – shape με PT 450/500 και DISS 325/500



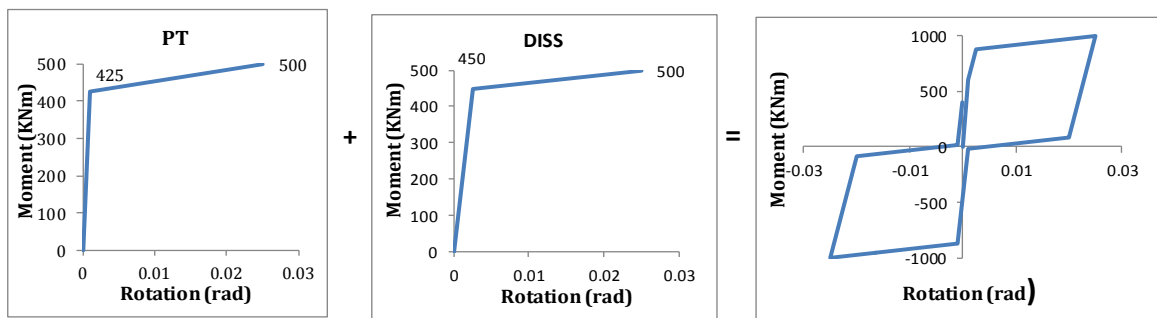
Εικόνα Α4 Ιδεατό flag – shape με PT 450/500 και DISS 375/500



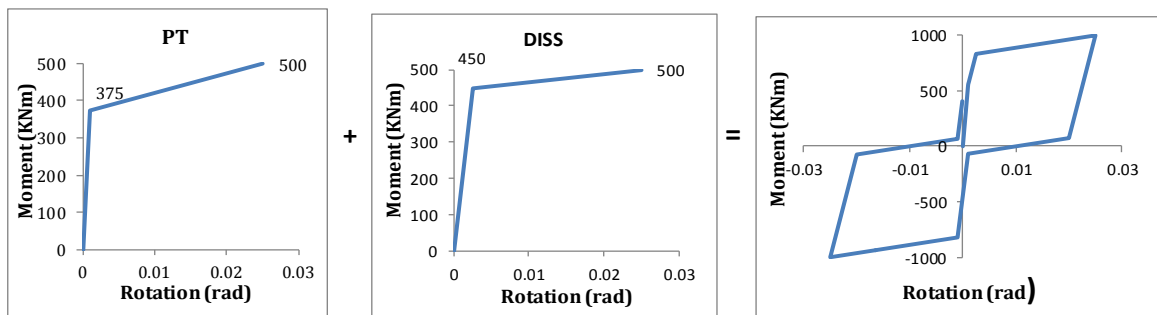
Εικόνα Α5 Ιδεατό flag – shape με PT 450/500 και DISS 425/500



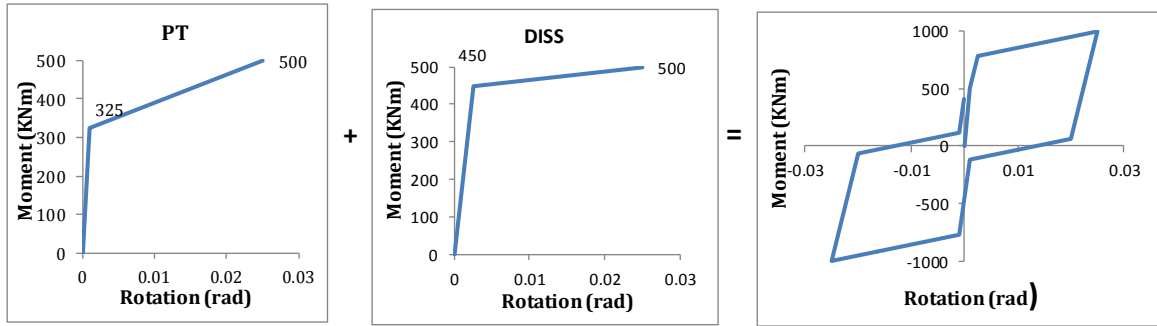
Εικόνα Α6 Ιδεατό flag – shape με PT 450/500 και DISS 450/500



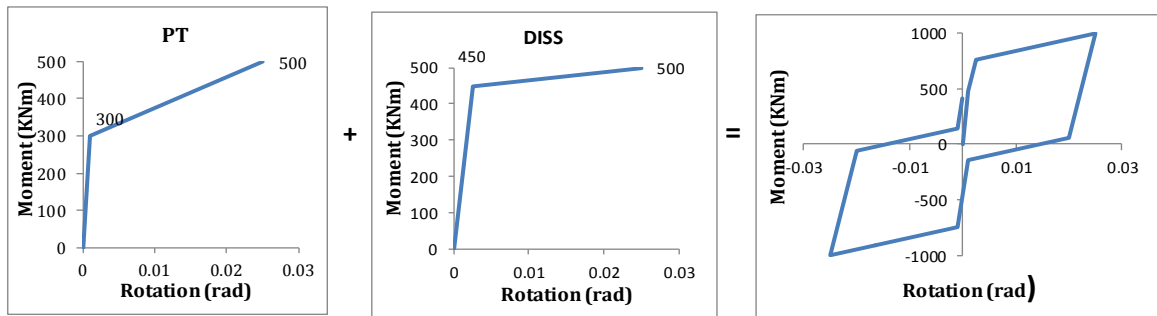
Εικόνα Α7 Ιδεατό flag – shape με PT 425/500 και DISS 450/500



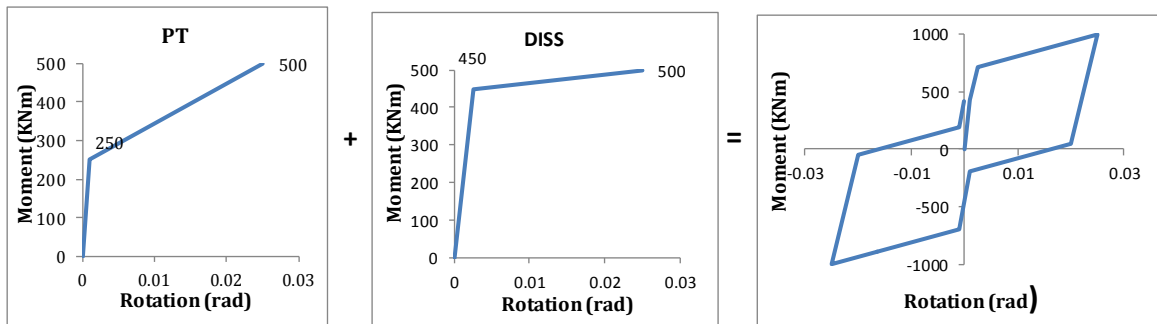
Εικόνα Α8 Ιδεατό flag – shape με PT 375/500 και DISS 450/500



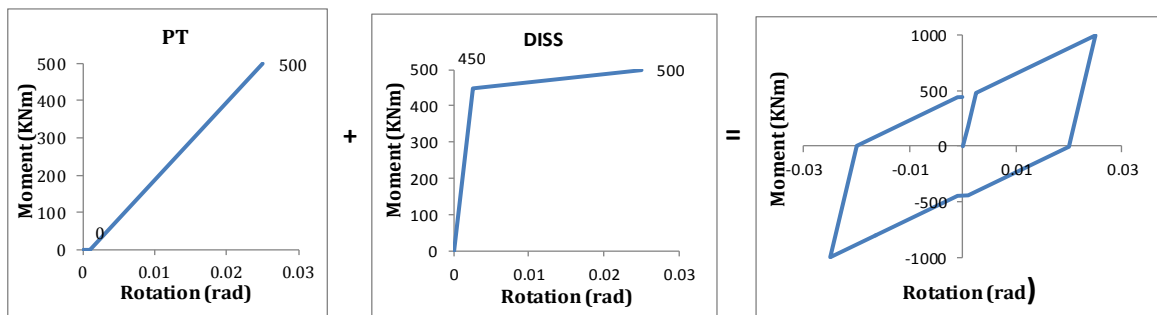
Εικόνα A9 Ιδεατό flag – shape με PT 325/500 και DISS 450/500



Εικόνα A10 Ιδεατό flag – shape με PT 300/500 και DISS 450/500



Εικόνα A11 Ιδεατό flag – shape με PT 250/500 και DISS 450/500



Εικόνα A12 Ιδεατό flag – shape με PT 0/500 και DISS 450/500

Παράρτημα Β

Σε αυτό το παράρτημα παραθέτουμε όλα τα φάσματα απαίτησης πλαστιμότητας τα οποία συντάχθηκαν σύμφωνα με όσα αναφέρονται στο κεφάλαιο πέντε και αναφέρονται στον μέσο όρο της απαίτησης πλαστιμότητας για κάθε ομάδα σεισμικών καταγραφών. Αρχικά παραθέτουμε τις σεισμικές καταγραφές που χρησιμοποιήθηκαν σε κάθε κατηγορία. Στην συνέχεια αναγράφονται σε πίνακα τα χαρακτηριστικά του κάθε μονοβαθμίου που εξετάζεται και μετά για κάθε μονοβάθμιο παραθέτουμε το διάγραμμα σχήματός του και τα φάσματα που προέκυψαν για κάθε κατηγορία εδαφικής κίνησης.

Πίνακας Β.1 Χαρακτηρίστηκα μονοβάθμιων για την σύνταξη των φασμάτων.

α/α	λ_1	β	u_y	$u_{residual}$
1	1.00	1.00	0.03	0.00375
2	2.00	0.70	0.03	0.00375
3	1.00	0.99	0.075	0.00375
4	2.00	0.69	0.075	0.00375
5	1.00	0.99	0.075	0.01875
6	2.00	0.69	0.075	0.01875

Πίνακας Β.2 Χαρακτηρίστηκα εδαφικών κινήσεων για την κατηγορία Far field

Name	Earthquake Event	Station	Mag	Year	Mechanism	R-closest (km)	Pulse	Vs30 (m/s)	Soil type EC8	ü _g max (g)	NPTS	Dt
1	Superstition Hills	Brawley Airport	6.54	1987	Strike-Slip	17	0	208.7	C	0.116	2197	0.01
2	Superstition Hills	El Centro Imp. Co. Cent	6.54	1987	Strike-Slip	18.2	0	192.1	C	0.3579	8000	0.005
3	Superstition Hills	Plaster City	6.7	1987	Strike-Slip	21	0	354.4	C	0.1858	2223	0.01
4	Northridge	Beverly Hills 14145 Mulhol	6.7	1994	Reverse	19.6	0	355.8	C	0.4158	2999	0.01
5	Northridge	Canoga Park-Topanga Clan	6.7	1994	Reverse	14.7	0	267.5	C	0.3558	2499	0.01
6	Northridge	Glandale Las Palmas	6.7	1994	Reverse	22.2	0	446	B	0.3572	2999	0.01
7	Northridge	LA Hollywood	6.7	1994	Reverse	25.5	0	316.5	C	0.2314	2000	0.02
8	Northridge	LA N Faring Rd	6.7	1994	Reverse	23.9	0	405.2	B	0.2734	2999	0.01
9	Northridge	N Hollywood - Coldwater Canyon	6.7	1994	Reverse	14.6	0	446	B	0.2707	2192	0.01
10	Northridge	Sunland - Mt Gleason Ave	6.7	1994	Reverse	17.7	0	446	B	0.1572	2999	0.01
11	Loma Prieta	Capitola	6.93	1989	Reverse-Oblique	15.2	0	288.6	C	0.5285	7991	0.005
12	Loma Prieta	Giroy Array 03	6.93	1989	Reverse-Oblique	14.4	0	349.9	C	0.3674	7989	0.005
13	Loma Prieta	Giroy Array 04	6.93	1989	Reverse-Oblique	16.1	0	221.8	C	0.2123	7990	0.005
14	Loma Prieta	Giroy Array 07	6.93	1989	Reverse-Oblique	24.2	0	333.9	C	0.2255	7990	0.005
15	Loma Prieta	Hollister Diff. Array	6.93	1989	Reverse-Oblique	25.8	0	215.5	C	0.2789	7928	0.005
16	Loma Prieta	Anderson Dam	6.93	1989	Reverse-Oblique	20.3	0	488.8	B	0.0637	7798	0.005
17	Cape Mendocino	Fortuna Blvd	7.1	1992	Reverse	23.6	0	457.1	B	0.1161	2200	0.02
18	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass - FF	7.1	1992	Reverse	18.5	0	311.8	C	0.3854	1800	0.02
19	Landes	Desert Hot Springs	7.3	1992	Strike-Slip	23.2	0	345.4	C	0.154	2500	0.02
20	Landes	Yermo Fire Station	7.3	1992	Strike-Slip	24.9	0	353.6	C	0.1515	2200	0.02

Πίνακας Β.3 Χαρακτηριστικά εδαφικών κινήσεων για την κατηγορία Near fault

Name	Earthquake Event	Station	Mag	Year	Mechanism	R-closest (km)	Pulse	Vs30 (m/s)	Soil type EC8	\ddot{u}_g max (g)	NPTS	Dt
1	Northridge	Rinaldi Receiving Station	6.69	1994	Reverse	6.5	1	282.2	C	0.6517	1991	0.01
2	Northridge	Newhall Fire Station	6.69	1995	Reverse	5.9	1	269.1	C	0.583	2000	0.02
3	Northridge	Sylmar - Olive vie Med Cntr	6.69	1994	Reverse	5.3	1	440.5	B	0.6045	2000	0.02
4	Northridge	Los Angeles Dam	6.69	1994	Reverse	5.9	1	629	B	0.3493	5135	0.005
5	Northridge	Jensen Filter Plant Generator	6.69	1994	Reverse	5.4	1	525.8	B	0.5706	5723	0.005
6	Imperial Valley	El Centro Array #5	6.53	1979	Strike-Slip	4	1	205.6	C	0.5191	7857	0.005
7	Imperial Valley	El Centro Array #7	6.53	1979	Strike-Slip	0.6	1	210.5	C	0.3375	7364	0.005
8	Kobe	KJMA	6.9	1995	Strike-Slip	1	1	312	C	0.8213	2400	0.02
9	Kobe	Takatori	6.9	1995	Strike-Slip	1.5	1	256	C	0.6114	4096	0.01
10	Kobe	Takarazuka	6.9	1995	Strike-Slip	0.3	1	312	C	0.6934	4096	0.01
11	Loma Prieta	Saratoga - W Valley Coll.	6.93	1989	Reverse - Oblique	9.3	1	370.8	C	0.2551	7990	0.005
12	Loma Prieta	LGPC	6.93	1989	Reverse - Oblique	3.9	1	477.7	B	0.9663	5001	0.005
13	Chi Chi	TCU068	7.62	1999	Reverse - Oblique	0.3	1	487.3	B	0.566	18000	0.005
14	Chi Chi	CHY101	7.62	1999	Reverse - Oblique	10	1	258.9	C	0.3529	18000	0.005
15	Kocaeli	Yarmica	7.51	1999	Strike-Slip	4.8	1	297	B	0.2677	7000	0.005
16	Tabas, Iran	Tabas	7.35	1978	Reverse	2	1	766.8	B	0.8358	1642	0.02
17	Morgan Hill	Coyote Lake Dam (SW Abut)	6.19	1984	Strike-Slip	0.5	1	597.1	B	0.7109	5991	0.005
18	San Fernando	Pacoima Dam Abutment	6.61	1971	Reverse	1.8	1	2016.1	A	1.2259	4164	0.01
19	Landers	Lucerne	7.28	1992	Strike-Slip	2.2	1	684.9	B	0.7268	9625	0.005
20	Irpinia, Italy	Sturno	6.90	1980	Normal	10.8	1	1000.1	A	0.2506	16392	0.0024

Πίνακας Β.3 Χαρακτηρίστηκα εδαφικών κινήσεων για κατηγορία εδάφους D.

Name	Earthquake Event	Station	Mag	Year	Mechanism	R-closest (km)	Pulse	Vs30 (m/s)	Soil type EC8	\ddot{u}_g max (g)	NPTS	Dt
1	Imperial Valley	El Centro Array #3	6.53	1979	Strike-Slip	12.8	1	162.9	D	0.2663	7909	0.005
2	Whittier Narrows	Carson - Water St	5.99	1987	Reverse-Oblique	30	0	160.6	D	0.1403	1445	0.02
3	Northridge	Carson - Water St	6.69	1994	Reverse	49.8	0	160.6	D	0.0891	3999	0.01
4	Loma Prieta	Foster City - APEEL 1	6.93	1989	Reverse-Oblique	43.9	0	116.3	D	0.2676	11999	0.005
5	Loma Prieta	APEEL 2 - Redwood City	6.93	1989	Reverse-Oblique	4.2	0	133.1	D	0.2735	7165	0.005
6	Kocaeli, Turkey	Ambarli	7.51	1999	Strike-Slip	69.6	0	175	D	0.2487	30081	0.005
7	Chi-Chi, Taiwan	KAU045	6.2	1999	Strike-Slip	119.2	0	150.2	D	0.0106	11800	0.005
8	Chi-Chi, Taiwan	KAU011	7.62	1999	Reverse-Oblique	101.8	0	155.3	D	0.0562	18000	0.005
9	Chi-Chi, Taiwan	CHY078	6.2	1999	Reverse	116.4	0	160.7	D	0.0255	14999	0.005
10	Chi-Chi, Taiwan	CHY054	7.62	1999	Reverse-Oblique	48.5	0	172.1	D	0.0942	18000	0.005

Πίνακας Β.4 Χαρακτηρίστηκα εδαφικών κινήσεων για κατηγορία εδάφους C.

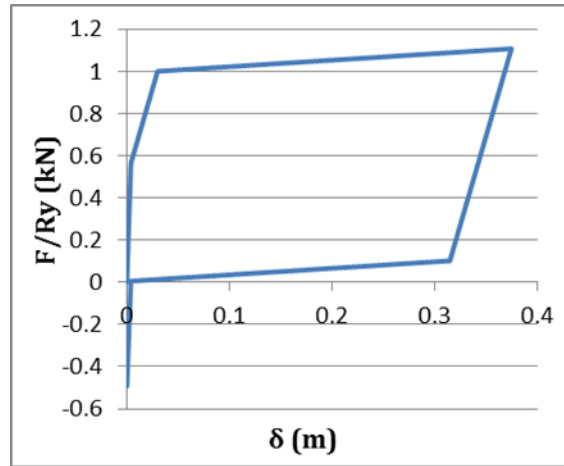
Name	Earthquake Event	Station	Mag	Year	Mechanism	R-closest (km)	Pulse	Vs30 (m/s)	Soil type EC8	\ddot{u}_g max (g)	NPTS	Dt
1	Mammoth Lakes	Long Valley Dam (Upr L Abut)	6.06	1980	Normal-Oblique	15.5	0	345.4	C	0.4295	5991	0.005
2	Imperial Valley	Brawley Airport	6.53	1979	Strike-Slip	10.4	1	208.7	C	0.1601	7564	0.005
3	Imperial Valley	Compuertas	6.53	1979	Strike-Slip	15.3	0	274.5	C	0.1862	3600	0.01
4	Morgan Hill	Gilroy Array #3	6.19	1984	Strike-Slip	13	0	349.9	C	0.1943	7996	0.005
5	Loma Prieta	Capitola	6.93	1989	Reverse-Oblique	15.2	0	288.6	C	0.5285	7991	0.005
6	Loma Prieta	Gilroy Array #3	6.93	1989	Reverse-Oblique	12.8	1	349.9	C	0.555	7989	0.005
7	Northridge	Tarzana - Cedar Hill A	6.69	1994	Reverse	15.6	0	257.2	C	1.7794	2000	0.02
8	Northridge	Northridge - 17645 Saticoy St	6.69	1994	Reverse	12.1	0	280.9	C	0.3683	2999	0.01
9	Kobe, Japan	Shin-Osaka	6.9	1995	Strike-Slip	19.1	0	256	C	0.2432	4096	0.01
10	Duzce, Turkey	Bolu	7.14	1999	Strike-Slip	12	1	326	C	0.8224	5590	0.01

Πίνακας Β.5 Χαρακτηρίστηκα εδαφικών κινήσεων για κατηγορία εδάφους Β

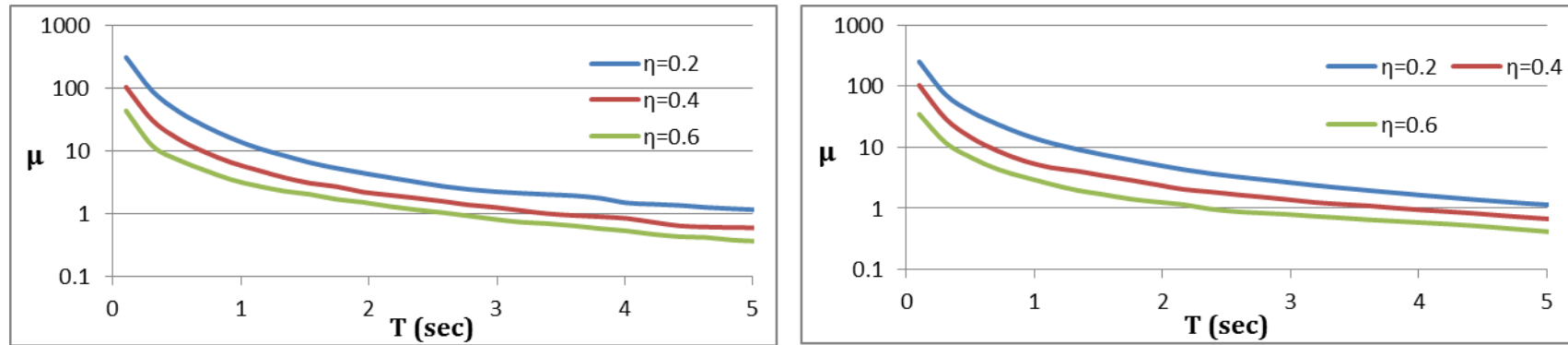
Name	Earthquake Event	Station	Mag	Year	Mechanism	R-closest (km)	Pulse	Vs30 (m/s)	Soil type EC8	ügmax (g)	NPTS	Dt
1	Mammoth Lakes	Mammoth Lakes H. S.	6.06	1980	Normal - Oblique	4.7	0	370.8	B	0.3211	5991	0.005
2	Tabas, Iran	Dayhook	7.35	1978	Reverse	13.9	0	659.6	B	0.3279	1192	0.02
3	Tabas, Iran	Tabas	7.35	1978	Reverse	2	0	766.8	B	0.8358	1642	0.02
4	Chi-Chi, Taiwan-03	CHY080	6.2	1999	Reverse	22.4	1	680	B	0.4732	15000	0.005
5	Northridge-01	Simi Valley - Katherine Rd	6.69	1994	Reverse	13.4	0	557.4	B	0.0371	2499	0.01
6	Kobe, Japan	Nishi - Akashi	6.9	1995	Strike-Slip	7.1	0	609	B	0.5093	4096	0.01
7	Duzce, Turkey	Lamont 1061	7.14	1999	Strike-Slip	11.5	0	481	B	0.1336	4233	0.01
8	Morgan Hill	Gilroy - Gavilan Coll.	6.19	1984	Strike-Slip	14.8	0	729.6	B	0.1144	5996	0.005
9	Irpinia, Italy	Briezna	6.9	1980	Normal	22.6	0	500	B	0.2175	12064	0.0029
10	Irpinia, Italy	Calitri	6.9	1980	Normal	17.6	0	600	B	0.1324	14672	0.0024

Πίνακας Β.6 Χαρακτηρίστηκα εδαφικών κινήσεων για κατηγορία εδάφους Α.

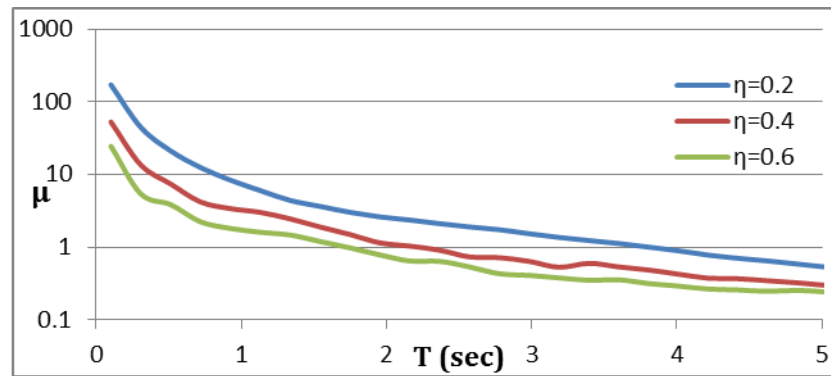
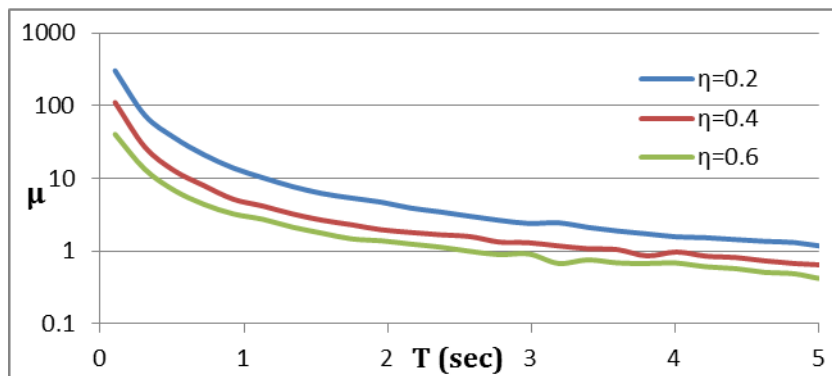
Name	Earthquake Event	Station	Mag	Year	Mechanism	R-closest (km)	Pulse	Vs30 (m/s)	Soil type EC8	ügmax (g)	NPTS	Dt
1	Morgan Hill	Gilroy Array #1	6.19	1984	Strike-Slip	14.9	0	1428	A	0.0688	5996	0.005
2	Irpinia, Italy	Sturno	6.9	1980	Normal	10.8	0	1000	A	0.2506	16392	0.0024
3	Irpinia, Italy	Bisaccia	6.9	1980	Normal	21.3	0	1000	A	0.1002	13192	0.0029
4	Irpinia, Italy	Auletta	6.9	1980	Normal	9.6	0	1000	A	0.0576	11824	0.0029
5	Northridge	LA - Griffith Park Observatory	6.69	1994	Reverse	23.8	0	1015.9	A	0.2892	9387	0.005
6	Northridge	LA - Wonderland Ave	6.69	1994	Reverse	20.3	0	1222.5	A	0.1123	2999	0.01
7	Northridge	Pacoima Dam (downstr)	6.69	1994	Reverse	7	0	2016.1	A	0.4153	1000	0.02
8	Chi-Chi, Taiwan	HWA003	6.2	1999	Reverse	50.4	0	1525.8	A	0.0251	7000	0.004
9	Loma Prieta	Gilroy Array #1	6.93	1989	Reverse-Oblique	9.6	0	1428	A	0.4109	7989	0.005
10	Loma Prieta	So. San Francisco, Sierra Pt.	6.93	1989	Reverse-Oblique	63.6	0	1020.6	A	0.056	7998	0.005



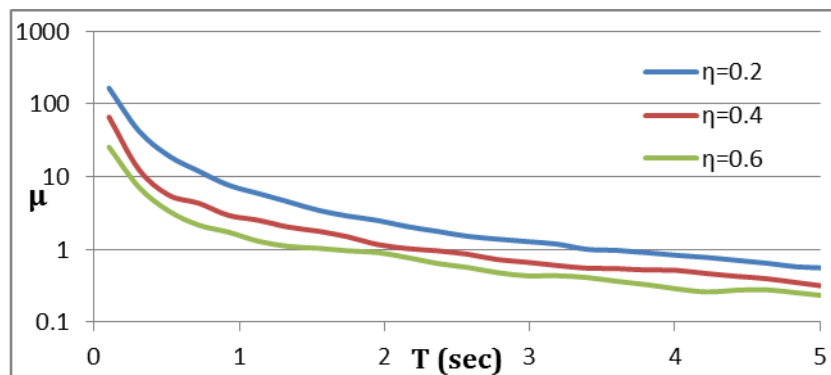
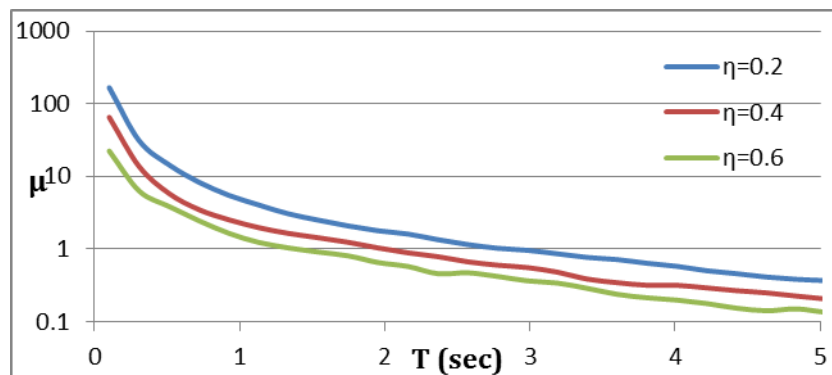
Εικόνα Β.1 Διάγραμμα σχήματος 1^{ου} μονοβάθμιου.



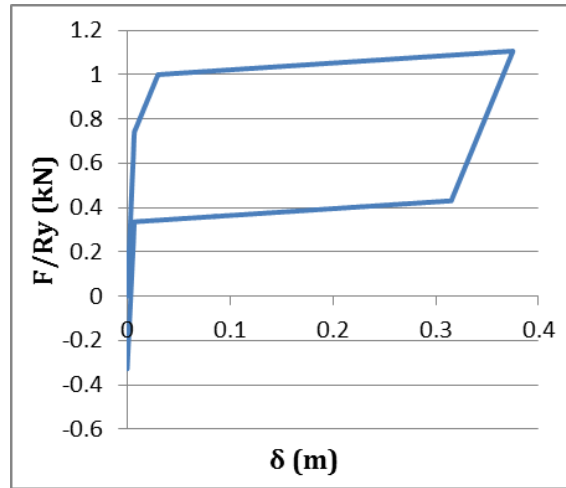
Εικόνα Β.2 Μέσος όρος φασμάτων απαίτησης πλαστιμότητας για κατηγορίες εδαφικών κινήσεων far field (αριστερά) και near fault (δεξιά).



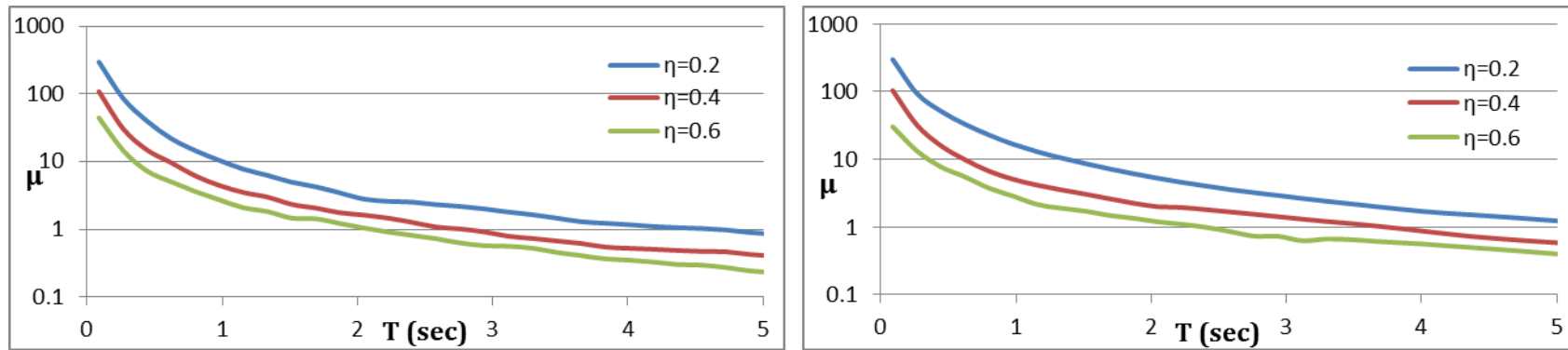
Εικόνα Β.3 Μέσος όρος φασμάτων απαίτησης πλαστιμότητας για κατηγορίες εδάφους D (αριστερά) και C (δεξιά).



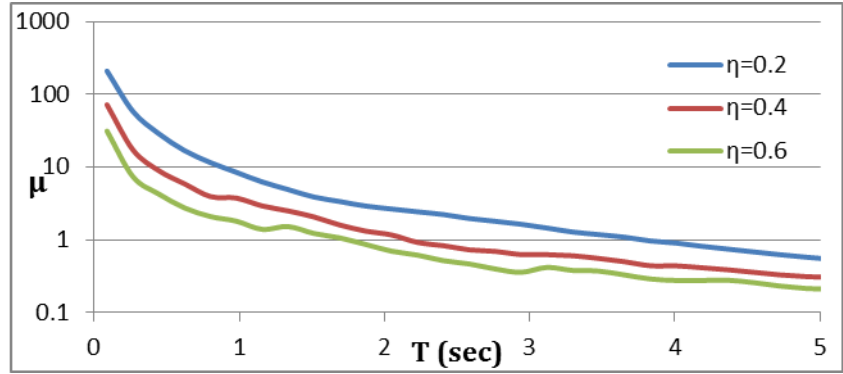
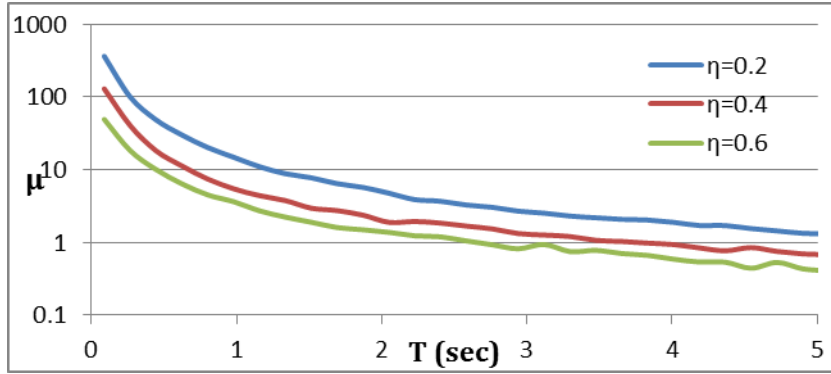
Εικόνα Β.4 Μέσος όρος φασμάτων απαίτησης πλαστιμότητας για κατηγορίες εδάφους B (αριστερά) και A (δεξιά).



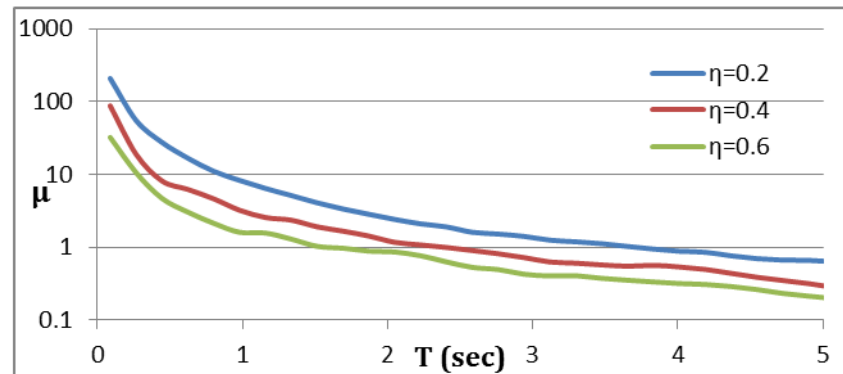
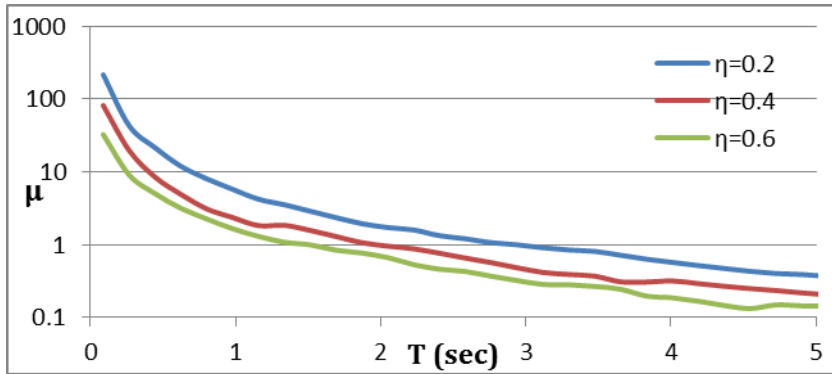
Εικόνα Β.5 Διάγραμμα σχήματος 2^{ου} μονοβάθμιου.



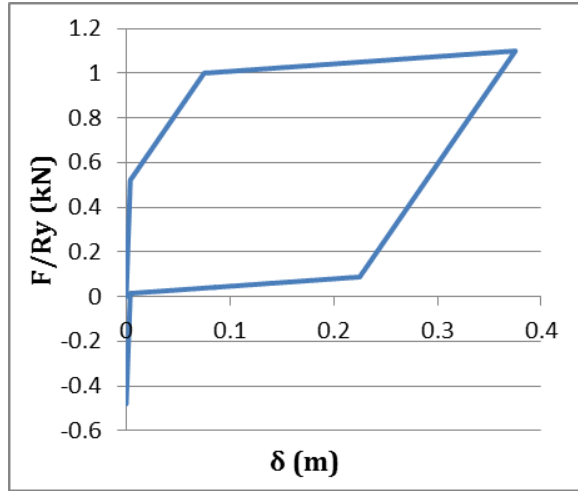
Εικόνα Β.6 Μέσος όρος φασμάτων απαίτησης πλαστιμότητας για κατηγορίες εδαφικών κινήσεων far field (αριστερά) και near fault (δεξιά).



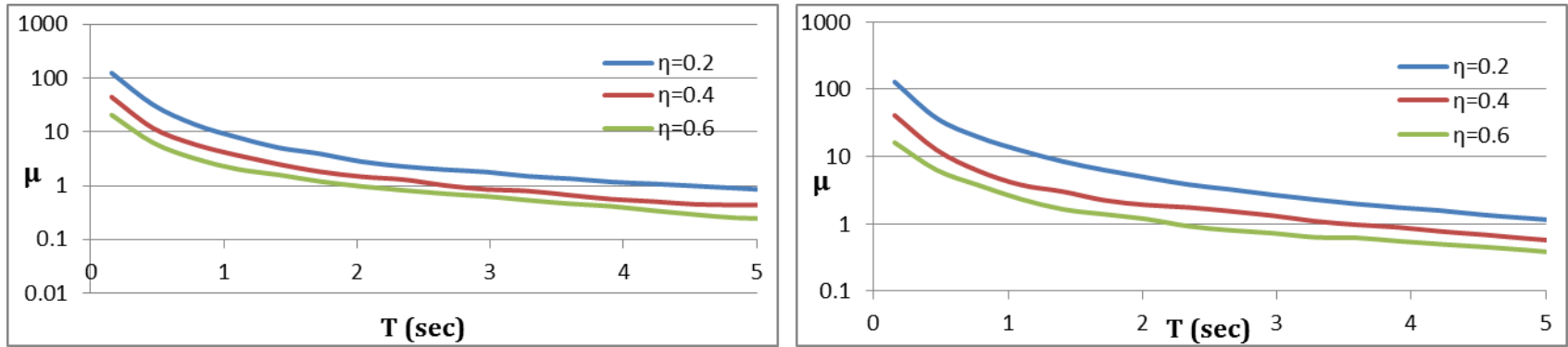
Εικόνα Β.7 Μέσος όρος φασμάτων απαίτησης πλαστιμότητας για κατηγορίες εδάφους D (αριστερά) και C (δεξιά).



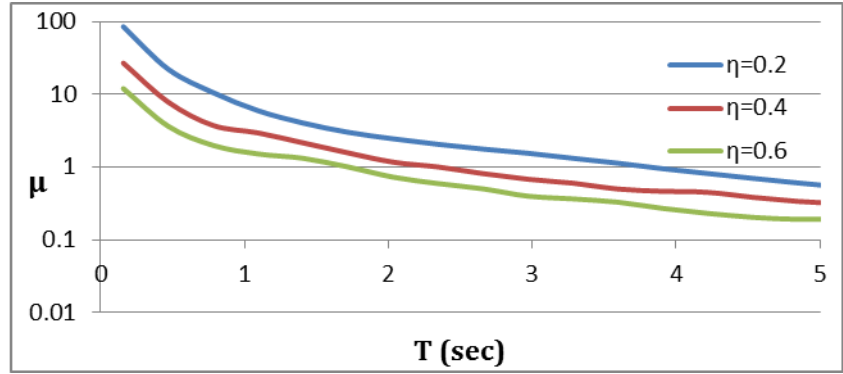
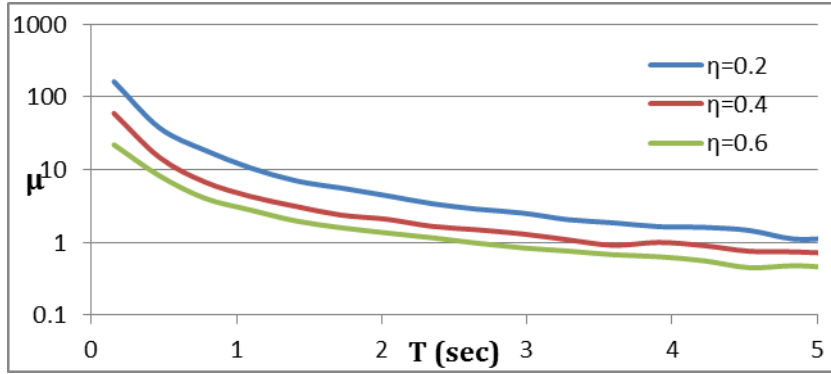
Εικόνα Β.8 Μέσος όρος φασμάτων απαίτησης πλαστιμότητας για κατηγορίες εδάφους B (αριστερά) και A (δεξιά).



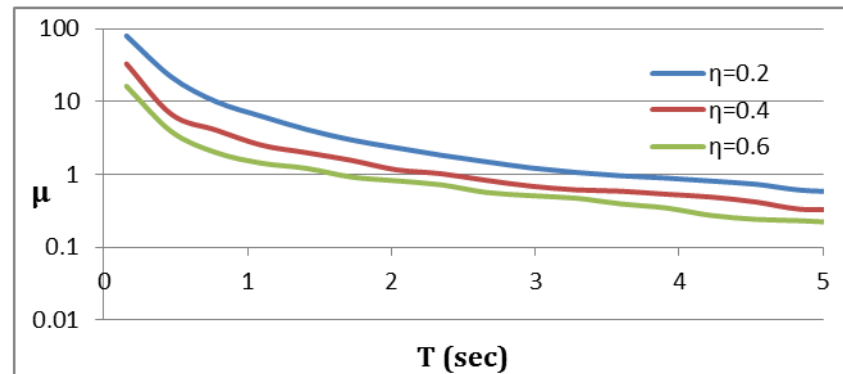
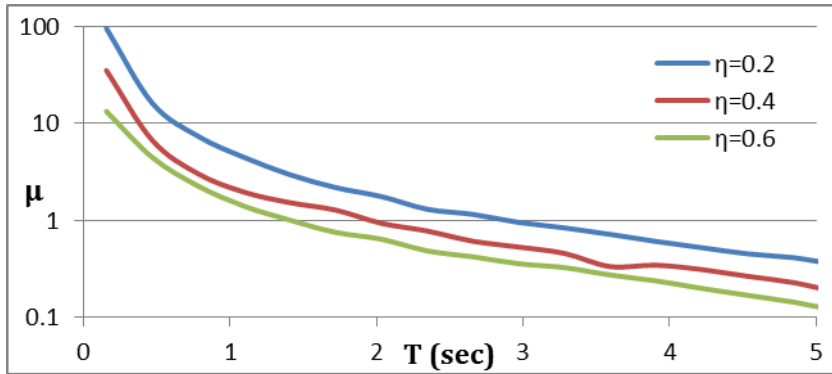
Εικόνα Β.9 Διάγραμμα σχήματος 3^{ου} μονοβάθμιου.



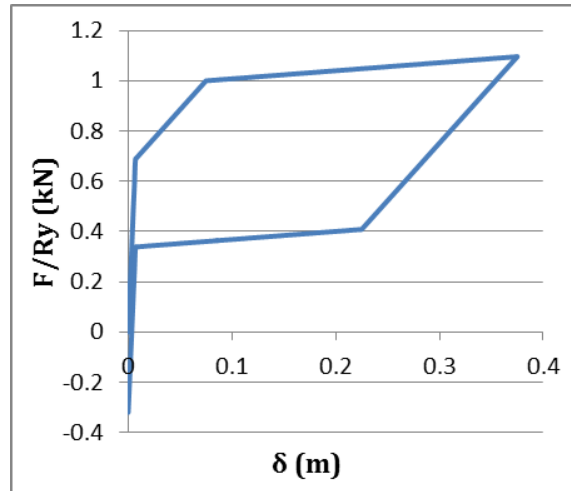
Εικόνα Β.10 Μέσος όρος φασμάτων απαίτησης πλαστιμότητας για κατηγορίες εδαφικών κινήσεων far field (αριστερά) και near fault (δεξιά).



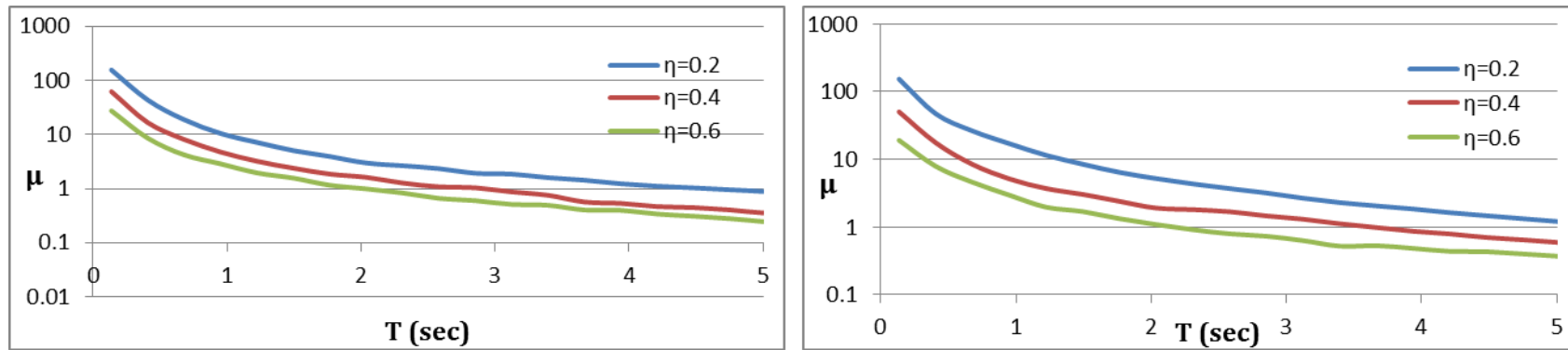
Εικόνα Β.11 Μέσος όρος φασμάτων απαίτησης πλαστιμότητας για κατηγορίες εδάφους D (αριστερά) και C (δεξιά).



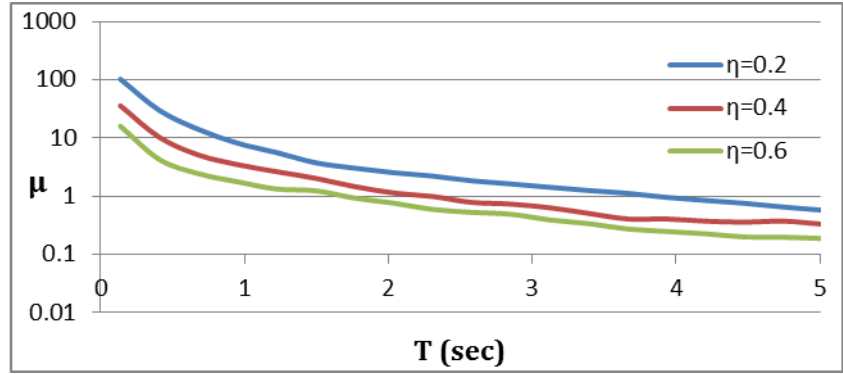
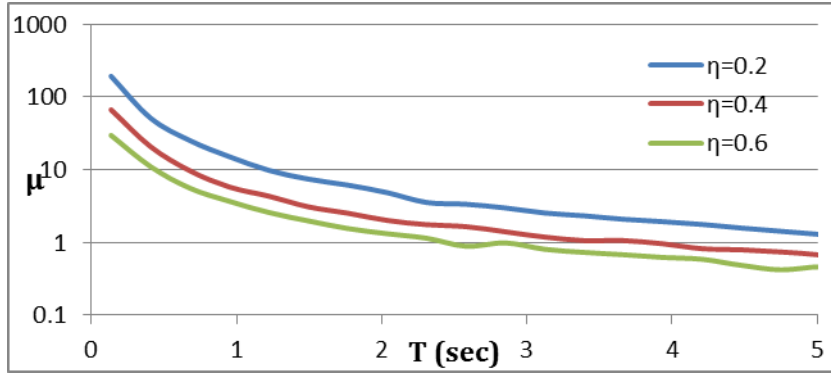
Εικόνα Β.12 Μέσος όρος φασμάτων απαίτησης πλαστιμότητας για κατηγορίες εδάφους B (αριστερά) και A (δεξιά).



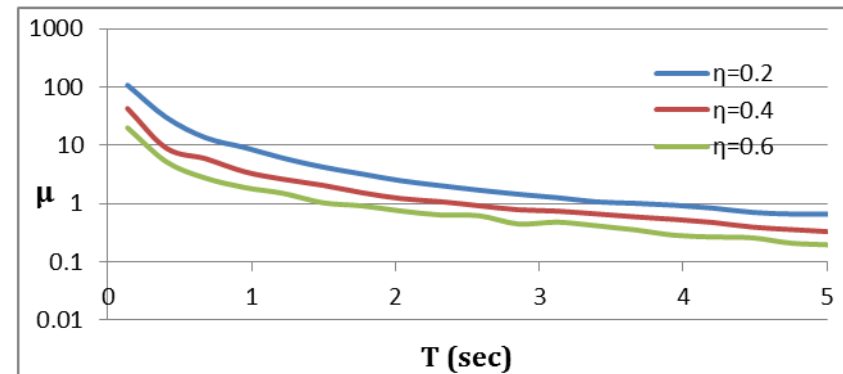
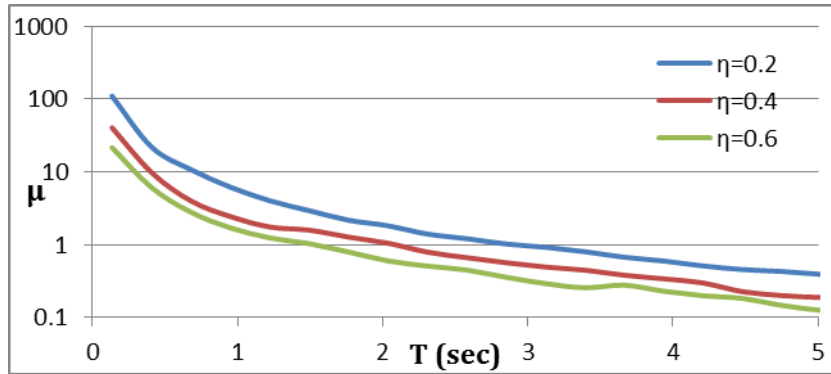
Εικόνα Β.13 Διάγραμμα σχήματος 4^{ου} μονοβάθμιου.



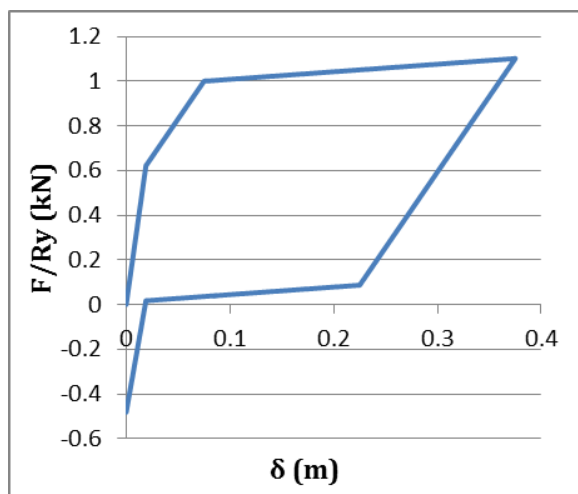
Εικόνα Β.14 Μέσος όρος φασμάτων απαίτησης πλαστιμότητας για κατηγορίες εδαφικών κινήσεων far field (αριστερά) και near fault (δεξιά).



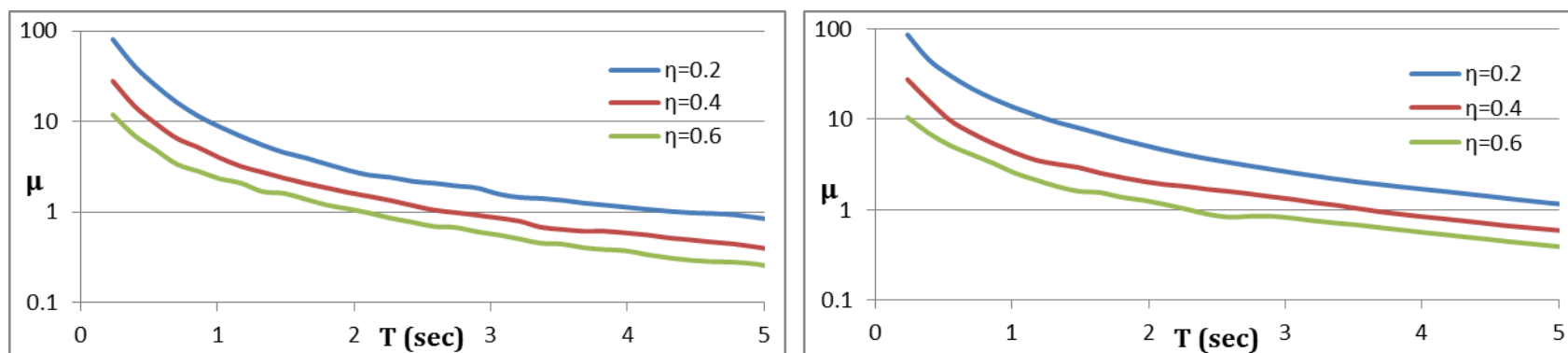
Εικόνα Β.15 Μέσος όρος φασμάτων απαίτησης πλαστιμότητας για κατηγορίες εδάφους D (αριστερά) και C (δεξιά).



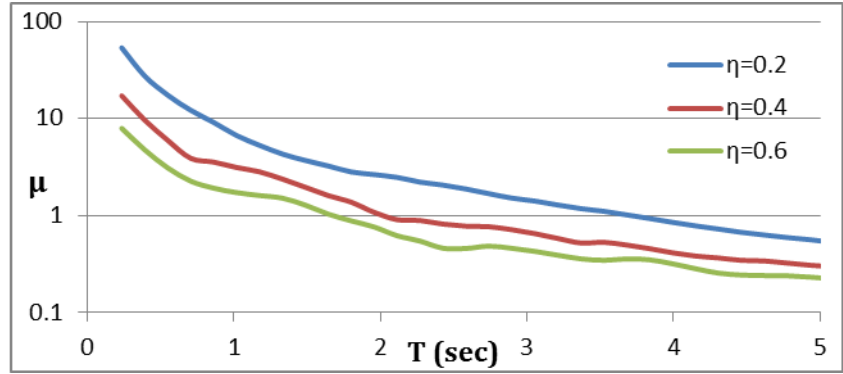
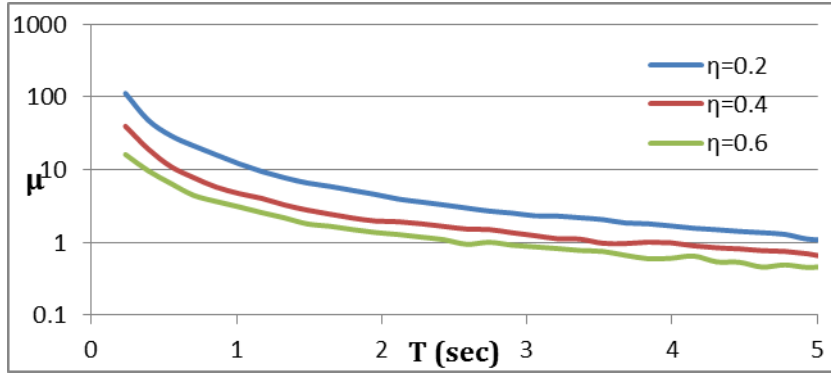
Εικόνα Β.16 Μέσος όρος φασμάτων απαίτησης πλαστιμότητας για κατηγορίες εδάφους B (αριστερά) και A (δεξιά).



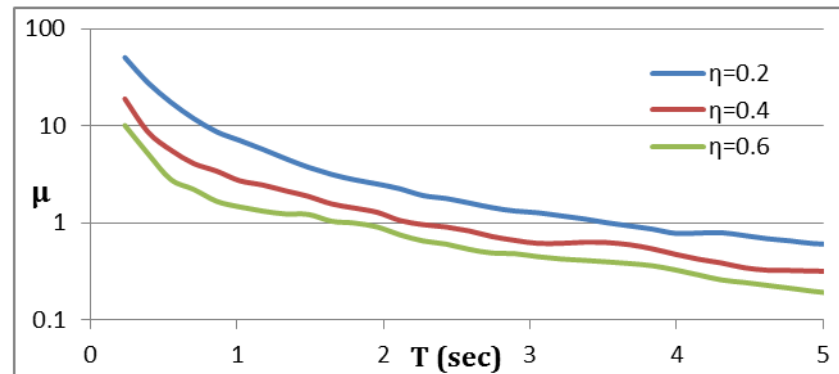
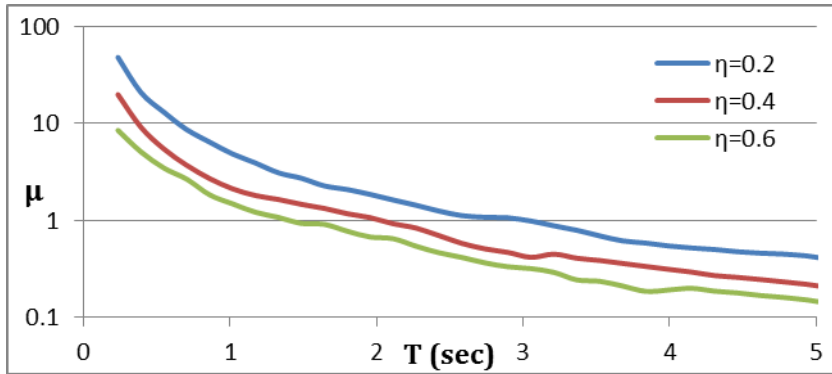
Εικόνα Β.17 Διάγραμμα σχήματος 5^{ου} μονοβάθμιου.



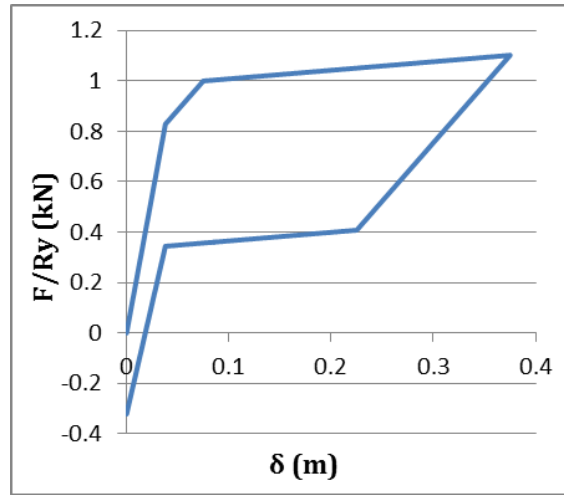
Εικόνα Β.18 Μέσος όρος φασμάτων απαίτησης πλαστιμότητας για κατηγορίες εδαφικών κινήσεων far field (αριστερά) και near fault (δεξιά).



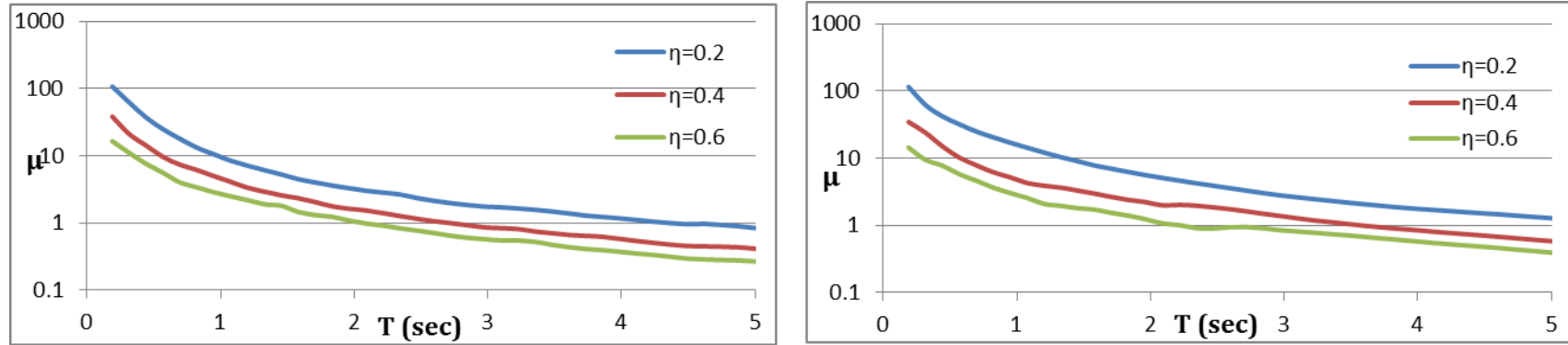
Εικόνα Β.19 Μέσος όρος φασμάτων απαίτησης πλαστιμότητας για κατηγορίες εδάφους D (αριστερά) και C (δεξιά).



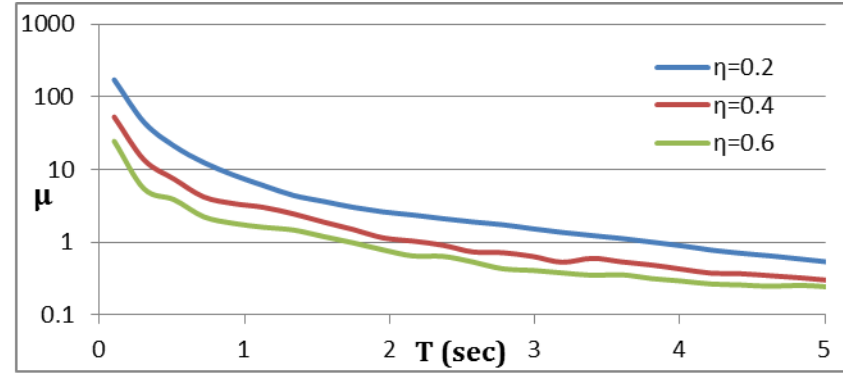
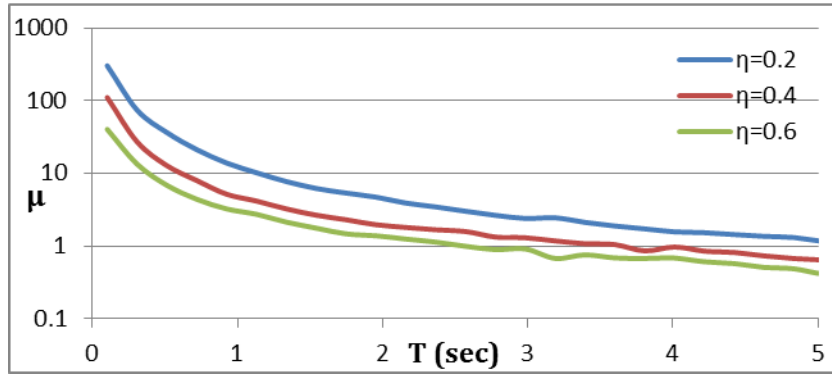
Εικόνα Β.20 Μέσος όρος φασμάτων απαίτησης πλαστιμότητας για κατηγορίες εδάφους B (αριστερά) και A (δεξιά).



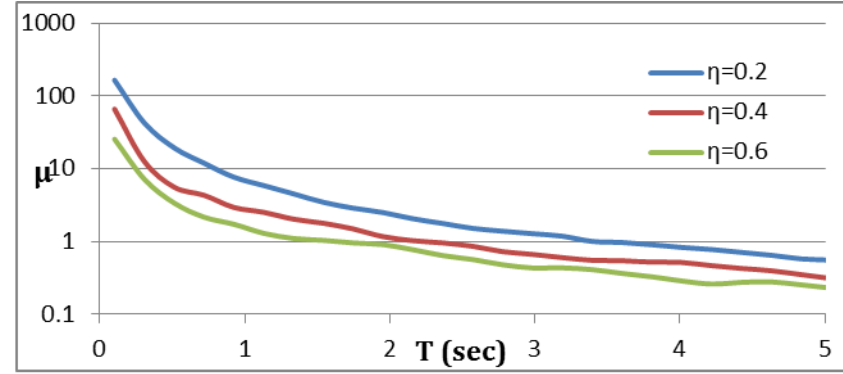
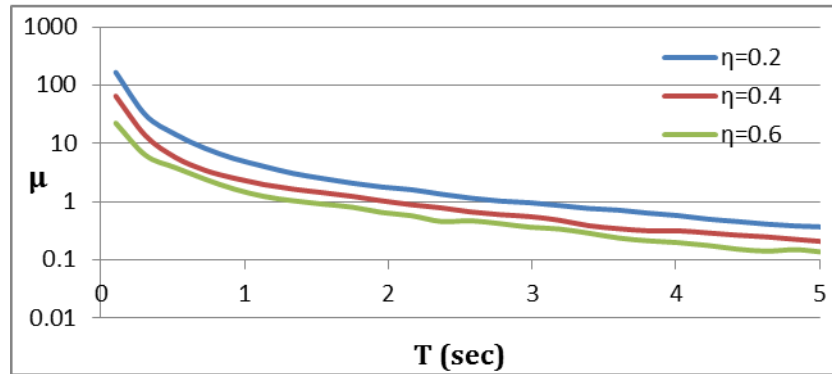
Εικόνα Β.21 Διάγραμμα σχήματος 6^{ου} μονοβάθμιου.



Εικόνα Β.22 Μέσος όρος φασμάτων απαίτησης πλαστιμότητας για κατηγορίες εδαφικών κινήσεων far field (αριστερά) και near fault (δεξιά).



Εικόνα Β.23 Μέσος όρος φασμάτων απαίτησης πλαστιμότητας για κατηγορίες εδάφους D (αριστερά) και C (δεξιά).



Εικόνα Β.24 Μέσος όρος φασμάτων απαίτησης πλαστιμότητας για κατηγορίες εδάφους B (αριστερά) και A (δεξιά).

Παράρτημα C

Στο παράρτημα αυτό παραθέτουμε τον κώδικα με τον οποίο γίνεται επίλυση του τοιχώματος με την προτεινόμενη σύνδεση μελών. Όπως αναφέραμε, η επίλυση του τοιχώματος γίνεται με χρήση του ελεύθερου λογισμικού OpenSEES και του λογισμικού Matlab. Αρχικά γίνεται ορισμός του μοντέλου στο OpenSEES και γράφει τα δεδομένα σε αρχεία. Στην συνέχεια καλείται η Matlab η οποία επιλύει την διατομή του τοιχώματος με την μέθοδο Στροφής Στερεού Σώματος, που περιγράψαμε στην ενότητα 5.2.1, για τα δεδομένα που εισάγαμε και για δεδομένη στροφή βάσης. Στην συνέχεια το OpenSEES ορίζει τα ελατήρια της βάσης του τοιχώματος με τα αποτελέσματα της Matlab και εκτελεί μια απλή προσανζητική ανάλυση. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται μέχρις ότου η στροφή που επιλύει η Matlab την διατομή είναι ίση με αυτή που προκύπτει από την προσανζητική ανάλυση του OpenSEES. Αρχικά παραθέτουμε τον κώδικα γραμμένο σε OpenSEES και στην συνέχεια της Matlab. Αυτός ο κώδικας εκτελεί απλή προσανζητική ανάλυση στην κατασκευή, με μικρές τροποποιήσεις η επίλυση γίνεται δυναμική.

Κώδικας OpenSEES:

```
# Wall RB1
# KN KN/M M
wipe
set step_nodes 0.01
set dir wall_RB1
set fileName RB1.m
# -----
# ---- DEDOMENA ----
# -----
# Genika
# -----
set Hw 15.00
set Lw 4.00
set Lb 0.40
set fc 30000
set epk 0.002
set R 0.01875
set Nw 4905

set epic 0.05
# Tenontes
# -----
set lub_pt $Hw
set Dpt0.05
set Tptini 2000
set Fypt 1550000
set npt 2
set d_pt 0.4

set Ept 200000000
set Apt (expr $Dpt*$Dpt*3.14/4)
set fptini (expr $Tptini/$Apt)

# Mild steel
# -----
set lubs 1.00
set dbl 0.035
```

```

set r 0.000
set ns      2
set nsi 8
set ds1 0.50
set ds2 0.10
set Es  200000000
set Fy500000
set ey 0.0025
set As (expr $dbl*$dbl*3.14/4*$ns)
set fy_ms (expr $As*$Fy)
set dy_ms (expr $ey*$slubs)

# Reinforcing Steel
# -----
set dbl_rs 0.030
set r_rs 0.000
set step_rs 0.20
set epik 0.05
#
# Eyresh antoxis perisfygmenou
skyrodematos
# -----
# Antoxi perisfygmenoy skyrodematos stin
krufokolona
#
set fyh 500000
set dl 0.012
set s 0.100

set nx 4
set ny 2
set Ashx (expr ($nx*$dl*$dl*3.14/4))
set Ashy (expr ($ny*$dl*$dl*3.14/4))
set hcy 0.23
set hcx 0.53

set pax (expr ($Ashx/$hcy/$s))
set pay (expr ($Ashy/$hcx/$s))
set pv (expr ($pax+$pay))

set Ce 0.50
set fl_kruf (expr (0.5*$Ce*$pv*$fyh))
set a (expr (1+7.94*$fl_kruf/$fc))

```

```

set b (expr ($a**0.5))
set c (expr (2.254*$b-2*$fl_kruf/$fc-1.254))
set fcc_kruf (expr ($fc*$c))
set ecc_kruf (expr (0.002*(1+5*($fcc_kruf/$fc-1))))

#Epanalipsi gia ton swsto upologismo tou
gap opening
set fail -10;#Gia na bei stin prwti
epanalipsi
set check_R 0
while {$check_R<0.98 || $fail<0} {
wipe
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3
set transfTag 1
geomTransf Linear 1

# Eksagogi dedomenwn gia tin Matlab
# -----
file mkdir $dir/output

set fileID (open $dir/output/Genika w)
puts $fileID "$Lw"
puts $fileID "$Lb"
puts $fileID "$fc"
puts $fileID "$epk"
puts $fileID "$R"
puts $fileID "$fl_kruf"
puts $fileID "$fcc_kruf"
puts $fileID "$ecc_kruf"
puts $fileID "$step_nodes"
puts $fileID "$Nw"
close $fileID

set fileID (open $dir/output/Tenonta w)
puts $fileID "$slub_pt"
puts $fileID "$Dpt"
puts $fileID "$Tptini"
puts $fileID "$Fypt"
puts $fileID "$npt"
puts $fileID "$d_pt"
close $fileID

set fileID (open $dir/output/Mildsteel w)
puts $fileID "$slubs"

```

```

puts $fileID "$dbl"
puts $fileID "$r"
puts $fileID "$ns"
puts $fileID "$nsi"
puts $fileID "$ds1"
puts $fileID "$ds2"
close $fileID

set fileID (open $dir/output/Reinforcing w)
puts $fileID "$dbl_rs"
puts $fileID "$r_rs"
puts $fileID "$step_rs"
puts $fileID "$sepik"
close $fileID

# Ektelesi Matlab
# -----
set run "run
C:/Users/iliasgiann/Desktop/ilias/diplomati
ki/opensees/$dir/$fileName"
exec matlab -nosplash -nodesktop -r "$run;
quit"
puts "Enarksi Rigid body analysis matlab"

set check (file exists $dir/Matlab_done)
if {$check==1} {
puts "Matlab done already exists"
}

while {$check==0} {
set check (file exists $dir/Matlab_done)
}
puts "Telos Rigid body analysis matlab"
file delete -force $dir/Matlab_done

#
# -----
# ----  NODES  ----
# -----
#

file mkdir $dir/nodes
node 1000.0 $Hw
node 1010.00.0
node 200 -$d_pt $Hw
node 201 -$d_pt0.0

node 300 $d_pt$Hw
node 301 $d_pt0.0
fix 101 1 0 0
fix 201 1 1 1
fix 301 1 1 1

set fileID (open
$dir/nodes/nodes_akamptou w)
set i 1
set Lw_cm (expr int($Lw*100))
set x_start (expr -$Lw/2)

while {$i<=(expr $Lw_cm+1)} {
if {$x_start!=0.0} {
node (expr 1000+$i) $x_start 0.00
node (expr 2000+$i) $x_start 0.00
fix (expr 2000+$i) 1 1 1
puts $fileID "node (expr 1000+$i) $x_start
0.00"
}
incr i
set x_start (expr (format "%.3f" (expr
round((expr
($x_start+$step_nodes)*1000))))/1000)
}
close $fileID

set fileID (open
$dir/nodes/nodes_akamptou r)
set nodes_akamptou (read $fileID)
close $fileID

#
# -----
# ----  MATERIALS  ----
# -----
#
file mkdir $dir/materials

#uniaxialMaterial Concrete unconfined
#uniaxialMaterial Concrete01 $matTag
$fpc $sepsc0 $fpcu $sepsU
uniaxialMaterial Concrete01 1 -$fc -
$sepk 0 -0.005

```

```

#uniaxialMaterial Concrete confined ---
KRUFOKOLONA---
#uniaxialMaterial Concrete01 $matTag
$fpc $epsc0 $fpcu $epsU
uniaxialMaterial Concrete01 2 -
$fcc_kruf -$ecc_kruf 0 -0.014

#uniaxialMaterial Steel reinforcing
#uniaxialMaterial Steel01 $matTag $Fy
$E0 $b
uniaxialMaterial Steel01 3 $Fy
$Es $r

#uniaxialMaterial Steel self-centering
#uniaxialMaterial Steel02 $matTag $Fy
$E $b $R0 $cR1 $cR2 <$a1 $a2 $a3 $a4
$SIGINI>
uniaxialMaterial Steel02 4 $Fypt $Ept
0.0 20 0.925 0.15 0.0 1.0 0.0 1.0 $fptini

#Material for mild steel
set E_PP (expr $fy_ms/$dy_ms)
#uniaxialMaterial ElasticPP $matTag $E
$sepsP <$sepsN $seps0>
uniaxialMaterial ElasticPP 5 $E_PP
$dy_ms

set fileID (open $dir/materials/material_ms
w)
puts $fileID "uniaxialMaterial ElasticPP 5
$E_PP $dy_ms"
close $fileID
#
# -----
# ---- SECTION ----
# -----
#
set fileID (open $dir/input/perisf r)
set temp1 (read $fileID)
close $fileID

set fileID (open $dir/input/n_rs r)
set temp2 (read $fileID)
close $fileID

set a $Lw

```

```

set b $Lb
set ce $epic
set d (lindex $temp1 0)
set n_rs (expr int((lindex $temp2 0)))
puts "n_rs$n_rs"
#section Fiber $secTag
section Fiber 1 {
patch quad 1 2 10 (expr -
$a/2) (expr -$b/2) (expr -$a/2-$ce)
(expr -$b/2) (expr -$a/2-$ce) (expr
$b/2) (expr -$a/2) (expr $b/2)
patch quad 1 10 2 (expr -
$a/2+$ce) (expr $b/2-$ce) (expr -$a/2-
$ce+$d) (expr $b/2-$ce) (expr -$a/2-
$ce+$d) (expr $b/2) (expr -$a/2+$ce)
(expr $b/2)
patch quad 2 10 10 (expr -
$a/2+$ce) (expr -$b/2+$ce) (expr -$a/2-
$ce+$d) (expr -$b/2+$ce) (expr -$a/2-
$ce+$d) (expr $b/2-$ce) (expr -
$a/2+$ce) (expr $b/2-$ce)
patch quad 1 10 2 (expr -
$a/2+$ce) (expr -$b/2) (expr -$a/2-
$ce+$d) (expr -$b/2) (expr -$a/2-$ce+$d)
(expr -$b/2+$ce) (expr -$a/2+$ce) (expr
-$b/2+$ce)
patch quad 1 2 10 (expr -
$a/2-$ce+$d) (expr -$b/2) (expr -
$a/2+$d) (expr -$b/2) (expr -$a/2+$d)
(expr $b/2) (expr -$a/2-$ce+$d) (expr
$b/2)
patch quad 1 10 10 (expr -
$a/2+$d) (expr -$b/2) (expr $a/2-$d)
(expr -$b/2) (expr $a/2-$d) (expr
$b/2) (expr -$a/2+$d) (expr $b/2)
patch quad 1 2 10 (expr
$a/2-$ce) (expr -$b/2) (expr $a/2)
(expr -$b/2) (expr $a/2) (expr
$b/2) (expr $a/2-$ce) (expr $b/2)
patch quad 1 10 2 (expr
$a/2+$ce-$d) (expr $b/2-$ce) (expr
$a/2-$ce) (expr $b/2-$ce) (expr $a/2-
$ce) (expr $b/2) (expr $a/2+$ce-$d)
(expr $b/2)
patch quad 2 10 10 (expr
$a/2+$ce-$d) (expr -$b/2+$ce) (expr

```

```

$a/2-$ce) (expr -$b/2+$ce) (expr $a/2-
$ce) (expr $b/2-$ce) (expr $a/2+$ce-$d)
(expr -$b/2+$ce)
patch quad 1 10 2 (expr
$a/2+$ce-$d) (expr -$b/2) (expr $a/2-
$ce) (expr -$b/2) (expr $a/2-$ce)
(expr -$b/2+$ce) (expr $a/2+$ce-$d)
(expr -$b/2+$ce)
patch quad 1 2 10 (expr
$a/2-$d) (expr -$b/2) (expr $a/2+$ce-
$d) (expr -$b/2) (expr $a/2+$ce-$d)
(expr $b/2) (expr $a/2-$d) (expr
$b/2)
set dbv1 $dbl_rs
set Asv1 (expr (3.14*$dbv1*$dbv1/4))

#layer straight $matTag $numFiber
$areaFiber $yStart $zStart
$yEnd $zEnd
#
layer straight 3 $n_rs $Asv1
(expr -$a/2+$ce) (expr $b/2-$ce) (expr
$a/2-$ce) (expr $b/2-$ce) ;#
anw
layer straight 3 $n_rs $Asv1
(expr -$a/2+$ce) (expr -$b/2+$ce) (expr
$a/2-$ce) (expr -$b/2+$ce)

}
#
# -----
# ---- ELEMENTS ----
# -----
#
file mkdir $dir/elements

set k 120000000000
set E1 (expr $k*15*15*15/3)
#WALL
#element forceBeamColumn $eleTag
$iNode $jNode $numIntgrPts $secTag
$transfTag
element forceBeamColumn 1 100
101 7 1 $transfTag

```

```

#element elasticBeamColumn 1 100
101 10 $E1 1 $transfTag

#TENONTES
# element truss $eleTag $iNode $jNode
$A $matTag
element truss 2 200 201 $Apt 4
element truss 3 300 301 $Apt 4

# ZERO LENGTH
# -----
# Mild Steel
set fileID (open
$dir/elements/Zero_length.ms w)
set i 1
set k 0

set j 2
set eleTag 101
while {$i<=$nsi} {

if {$i<=$nsi/2} {
set d_zero (expr (format "%.3f" (expr
round((expr (-
$Lw/2+$ds1+$k*$ds2)*1000)))/1000)
) else {
set d_zero (expr (format "%.3f" (expr
round((expr ($Lw/2-$ds1-($nsi-1-
$k)*$ds2)*1000)))/1000)
)
}

set d_akamptou (lindex $nodes_akamptou
$j)

if {$d_zero==$d_akamptou} {
set iNode (lindex $nodes_akamptou (expr
$j-1))
set jNode (expr $iNode+1000)
element zeroLength $eleTag $iNode
$jNode -mat 5 -dir 2
puts $fileID "element zeroLength $eleTag
$iNode $jNode -mat 6 -dir 2 Position
$d_zero"
incr eleTag
incr i
incr k
}
}

```

```

}
incr j 4
}
close $fileID

# Concrete
#Softening (aristera)
#Eisagogi apotelesmatwn apo Matlab gia
softening
set fileID (open $dir/input/Fsoft r)
set Fsoft (read $fileID)
set Fsoft (format "%.5f" $Fsoft)
close $fileID

set fileID (open $dir/input/s_slide r)
set s_slide (read $fileID)
set s_slide (format "%.5f" $s_slide)
close $fileID

set fileID (open $dir/input/dsoft_teliko r)
set dsoft_teliko (read $fileID)
close $fileID

set fileID (open $dir/input/i_soft r)
set i_soft (read $fileID)
close $fileID
set i_soft (expr int((format %f $i_soft)))

set fileID1 (open
$dir/elements/zero_length_conc w)
set fileID2 (open
$dir/materials/material_con w)

set Ec (expr $Fsoft/$s_slide)
set gap -0.0
#uniaxialMaterial ElasticPPGap $matTag
$E $Fy $gap <$eta> <damage>
uniaxialMaterial ElasticPPGap 1000
$Ec -$Fsoft $gap
puts $fileID2 "uniaxialMaterial
ElasticPPGap 1000 $Ec -$Fsoft $gap"

set i 0
set j 2
set eleTag 1001
while {$i<=(expr $i_soft-1)} {

set d_con (expr -1*(lindex $dsoft_teliko
$i))
set d_akamptou (lindex $nodes_akamptou
$j)
if {$d_con==$d_akamptou} {
set iNode (lindex $nodes_akamptou (expr
$j-1))
set jNode (expr $iNode+1000)
element zeroLength $eleTag $jNode
$iNode -mat 1000 -dir 2
puts $fileID1 "element zeroLength $eleTag
$jNode $iNode -mat 1000 -dir 2 position
$d_con"
incr eleTag
incr i
incr j 4
} else {
puts "Problem concrete soft zero length
aristera"
}
}
#
# Ascending confined(aristera)
#Eisagogi apotelesmatwn apo Matlab gia
ascending confined
set fileID (open $dir/input/dy_asc_conf r)
set dy_asc_conf (read $fileID)
close $fileID

set fileID (open $dir/input/Fasc_conf r)
set Fasc_conf (read $fileID)
close $fileID

set fileID (open
$dir/input/dasc_conf_teliko r)
set dasc_conf_teliko (read $fileID)
close $fileID

set fileID (open $dir/input/i_asc_conf r)
set i_asc_conf (read $fileID)
close $fileID
set i_asc_conf (expr int((format %f
$i_asc_conf)))
# Edw se kathe zero length antistoixei kai
diaforetiko material
set i 0

```

```

set j 2

while {$i<=(expr $i_asc_conf-1)} {
set d_con (expr -1*(lindex
$dasc_conf_teliko $i))
set d_akamptou (lindex $nodes_akamptou
$j)
if {$d_con==$d_akamptou} {
set matTag (lindex $nodes_akamptou (expr
$j-1))
set dyi (format "%.5f" (lindex
$dy_asc_conf $i))
set fyi (format "%.5f" (lindex $Fasc_conf
$i))
set Eci (expr $fyi/$dyi)
uniaxialMaterial ElasticPPGap $matTag
$Eci -$fyi $gap
puts $fileID2 "uniaxialMaterial
ElasticPPGap $matTag $Eci -$fyi $gap"

set iNode (lindex $nodes_akamptou (expr
$j-1))
set jNode (expr $iNode+1000)
element zeroLength $eleTag $jNode
$iNode -mat $matTag -dir 2
puts $fileID1 "element zeroLength $eleTag
$jNode $iNode -mat $matTag -dir 2
position $d_con"
incr i
incr eleTag
}
incr j 4
}
#
# Ascending un-confined(aristera)
#Eisagogi apotelesmatwn apo Matlab gia
ascending un-confined
set fileID (open $dir/input/dy_asc_uncon r)
set dy_asc_uncon (read $fileID)
close $fileID

set fileID (open $dir/input/Fasc_uncon r)
set Fasc_uncon (read $fileID)
close $fileID

```

```

set fileID (open
$dir/input/dasc_uncon_teliko r)
set dasc_uncon_teliko (read $fileID)
close $fileID

set fileID (open $dir/input/i_asc_uncon r)
set i_asc_uncon (read $fileID)
close $fileID
set i_asc_uncon (expr int((format %f
$i_asc_uncon)))
# Edw se kathe zero length antistoixei kai
diaforetiko material
set i 0
set j 2
while {$i<=(expr $i_asc_uncon-1)} {
set d_akamptou (lindex $nodes_akamptou
$j)
if {$d_con==$d_akamptou} {
set matTag (lindex $nodes_akamptou (expr
$j-1))
set dyi (format "%.10f" (lindex
$dy_asc_uncon $i))
set fyi (format "%.10f" (lindex
$Fasc_uncon $i))
set Eci (expr $fyi/$dyi)
uniaxialMaterial ElasticPPGap $matTag
$Eci -$fyi $gap
puts $fileID2 "uniaxialMaterial
ElasticPPGap $matTag $Eci -$fyi $gap"

set iNode (lindex $nodes_akamptou (expr
$j-1))
set jNode (expr $iNode+1000)
element zeroLength $eleTag $jNode
$iNode -mat $matTag -dir 2
puts $fileID1 "element zeroLength $eleTag
$jNode $iNode -mat $matTag -dir 2
position $d_con"
incr i
incr eleTag
}
incr j 4
}
#
set Ntot(expr $Nw+$Tptini*$npt)
set N_zero(expr $Ntot/400)

```



```

set bithisi0.0001
set matTag 10000
set dyi $bithisi
set fyi $N_zero
set Eci (expr $fyi/$dyi)
uniaxialMaterial ElasticPPGap $matTag
$Eci -$fyi $gap
puts $fileID2 "uniaxialMaterial
ElasticPPGap $matTag $Eci -$fyi $gap"

set i (expr $i_asc_uncon-1)
set temp1
set j (format "%.5f" (expr -1*(lindex
$dasc_uncon_teliko
$i)+$temp*$step_nodes) )
set k2
while {$j<(lindex $dasc_uncon_teliko $i)}
{
set d_con (expr $j)
set d_akamptou (lindex $nodes_akamptou
$k)
if {$d_con==$d_akamptou} {

set iNode (lindex $nodes_akamptou (expr
$k-1))
set jNode (expr $iNode+1000)
element zeroLength $eleTag $jNode
$iNode -mat $matTag -dir 2
puts $fileID1 "element zeroLength $eleTag
$jNode $iNode -mat $matTag -dir 2
position $d_con"
incr temp
set j (format "%.2f" (expr -1*(lindex
$dasc_uncon_teliko
$i)+$temp*$step_nodes))
if {$j==0.00} {
incr eleTag
incr temp
set j (format "%.2f" (expr -1*(lindex
$dasc_uncon_teliko
$i)+$temp*$step_nodes))
}
incr eleTag
}
incr k 4
}

```

```

# Ascending unconfined(deksia)
set i (expr $i_asc_uncon-1)
set j 2
while {$i>=0} {
set d_con (expr 1*(lindex
$dasc_uncon_teliko $i))
set d_akamptou (lindex $nodes_akamptou
$j)
if {$d_con==$d_akamptou} {
set matTag (lindex $nodes_akamptou (expr
$j-1))
set dyi (format "%.10f" (lindex
$dy_asc_uncon $i))
set fyi (format "%.10f" (lindex
$Fasc_uncon $i))
set Eci (expr $fyi/$dyi)
uniaxialMaterial ElasticPPGap $matTag
$Eci -$fyi $gap
puts $fileID2 "uniaxialMaterial
ElasticPPGap $matTag $Eci -$fyi $gap"

set iNode (lindex $nodes_akamptou (expr
$j-1))
set jNode (expr $iNode+1000)
element zeroLength $eleTag $jNode
$iNode -mat $matTag -dir 2
puts $fileID1 "element zeroLength $eleTag
$jNode $iNode -mat $matTag -dir 2
position $d_con"
incr i -1
incr eleTag
}
incr j 4
}
# Ascending confined(deksia)
set i (expr $i_asc_conf-1)
set j 2
while {$i>=0} {
set d_con (expr 1*(lindex
$dasc_conf_teliko $i))
set d_akamptou (lindex $nodes_akamptou
$j)
if {$d_con==$d_akamptou} {
set matTag (lindex $nodes_akamptou (expr
$j-1))

```

```

set dyi (format "%.10f" (lindex
$dy_asc_conf $i))
set fyi (format "%.10f" (lindex $Fasc_conf
$i))
set Eci (expr $fyi/$dyi)
uniaxialMaterial ElasticPPGap $matTag
$Eci -$fyi $gap
puts $fileID2 "uniaxialMaterial
ElasticPPGap $matTag $Eci -$fyi $gap"

set iNode (lindex $nodes_akamptou (expr
$j-1))
set jNode (expr $iNode+1000)
element zeroLength $eleTag $jNode
$iNode -mat $matTag -dir 2
puts $fileID1 "element zeroLength $eleTag
$jNode $iNode -mat $matTag -dir 2
position $d_con"
incr i -1
incr eleTag
}
incr j 4
}
#
# Softening (deksia)
set i (expr $i_soft-1)
set j 2
while {$i>=0} {
set d_con (expr 1*(lindex $dsoft_teliko
$i))
set d_akamptou (lindex $nodes_akamptou
$j)
if {$d_con==$d_akamptou} {
set iNode (lindex $nodes_akamptou (expr
$j-1))
set jNode (expr $iNode+1000)
element zeroLength $eleTag $jNode
$iNode -mat 1000 -dir 2
puts $fileID1 "element zeroLength $eleTag
$jNode $iNode -mat 1000 -dir 2 position
$d_con"
incr eleTag
incr i -1
}
incr j 4
}

```

```

close $fileID1
close $fileID2
# Reinforcing Steel
# -----
set fileID (open $dir/input/di_rs_teliko r)
set di_rs_teliko (read $fileID)
close $fileID

set fileID (open $dir/input/n_rs r)
set n_rs (read $fileID)
close $fileID

set fileID (open $dir/input/dy_rs r)
set dy_rs (read $fileID)
close $fileID

set Frs(expr
2*pow($dbl_rs,2)*3.14/4*$Fy)
set Ers (expr $Frs/$dy_rs)
set fileID (open $dir/materials/material_rs
w)
uniaxialMaterial ElasticPPGap 6 $Ers -
$Frs -0.0
puts $fileID "uniaxialMaterial
ElasticPPGap 6 $Ers -$Frs -0.0 "
close $fileID

set fileID (open
$dir/elements/zero_length_rs w)
set i 0
set j 2
set eleTag 201
while {$i<=(expr $n_rs-1)} {
set d_rs (lindex $di_rs_teliko $i)
set d_akamptou (lindex $nodes_akamptou
$j)
if {$d_rs==$d_akamptou} {
set iNode (lindex $nodes_akamptou (expr
$j-1))
set jNode (expr $iNode+1000)
element zeroLength $eleTag $jNode
$iNode -mat 6 -dir 2
puts $fileID "element zeroLength $eleTag
$jNode $iNode -mat 6 -dir 2 position
$d_rs"

```

```

incr eleTag
incr i
}
incr j 4
}
close $fileID
# AKAMPTES SYNDESEIS
# -----
# Apaitw ola ta elastic na exoun to idio K
#target stiffness
set K 2000000000000000000000
set A 1
set Iz 1
#Syndesi tenontwn
set E_gia_pt (expr
$K*$d_pt*$d_pt*$d_pt/12)
#element elasticBeamColumn $eleTag
$iNode $jNode $A $E $Iz $transfTag
<-mass $massDens>
element elasticBeamColumn 20 100
200 $A $E_gia_pt $Iz $transfTag
element elasticBeamColumn 21 100
300 $A $E_gia_pt $Iz $transfTag
set E_akamptou (expr
$K*$step_nodes*$step_nodes*$step_node
s/12)
set fileID (open $dir/elements/akampta w)
set i 1
set temp (expr $Lw/$step_nodes)
set eleTag 10001
while {$i<=$temp} {
if {$i==(expr $temp/2)} {
set iNode (expr $i+1000)
element elasticBeamColumn $eleTag
$iNode 101 $A $E_akamptou $Iz
$transfTag
puts $fileID "element elasticBeamColumn
$eleTag $iNode 101 $A $E_akamptou $Iz
$transfTag"
incr eleTag
set i (expr $i+2)
set jNode (expr $i+1000)
element elasticBeamColumn $eleTag 101
$jNode $A $E_akamptou $Iz $transfTag

```

```

puts $fileID "element elasticBeamColumn
$eleTag 101 $jNode $A $E_akamptou $Iz
$transfTag"
incr eleTag
} else {
set iNode (expr $i+1000)
set jNode (expr $i+1001)
element elasticBeamColumn $eleTag
$iNode $jNode $A $E_akamptou $Iz
$transfTag
puts $fileID "element elasticBeamColumn
$eleTag $iNode $jNode $A $E_akamptou
$Iz $transfTag"
incr i
incr eleTag
}
}
close $fileID
#
# -----
# ---- RECORDERS ----
# -----
#
file mkdir $dir/recorders/nodes
file mkdir $dir/recorders/elements
file mkdir $dir/recorders/zero_length
#NODES
recorder Node -file
$dir/recorders/nodes/node100dispY.out -
node 100 -dof 2 disp
recorder Node -file
$dir/recorders/nodes/node100dispX.out -
node 100 -dof 1 disp
recorder Node -file
$dir/recorders/nodes/node101_reaction_X.
out -node 101 -dof 1 reaction
recorder Node -file
$dir/recorders/nodes/node101_dispY.out -
node 101 -dof 2 disp
recorder Node -file
$dir/recorders/nodes/node201_reaction_y.o
ut -node 201 -dof 2 reaction
recorder Node -file
$dir/recorders/nodes/node1401_rot.out -
node 1401 -dof 3 disp

```

```

recorder Node -file
$dir/recorders/nodes/node1001_rot.out -
node 1001 -dof 3 disp
recorder Node -file
$dir/recorders/nodes/nodes_bottom_disp.o
ut -nodeRange 1001 1401 -dof 2 disp
recorder Node -file
$dir/recorders/nodes/nodes_bottom_reac.o
ut -nodeRange 2001 2401 -dof 2 reaction
#ELEMENTS
recorder Element -file
$dir/recorders/elements/tenontas_aristera_
axial.out -ele 2 axialForce
recorder Element -file
$dir/recorders/elements/tenontas_aristera_
def.out -ele 2 deformations
recorder Element -file
$dir/recorders/elements/tenontas_deksia_a
xial.out -ele 3 axialForce
recorder Element -file
$dir/recorders/elements/tenontas_deksia_d
ef.out -ele 3 deformations
recorder Element -file
$dir/recorders/elements/wall_def.out -ele
1 basicDeformation
recorder Element -file
$dir/recorders/elements/wall_forces.out -
ele 1 forces
#Zero length
recorder Element -file
$dir/recorders/zero_length/mild_steel.out -
eleRange 101 108 force
recorder Element -file
$dir/recorders/zero_length/mild_steel_def.
out -eleRange 101 108 deformations
recorder Element -file
$dir/recorders/zero_length/concrete_f.out -
eleRange 1001 1401 force
recorder Element -file
$dir/recorders/zero_length/concrete_def.ou
t -eleRange 1001 1401 deformations
recorder Element -file
$dir/recorders/zero_length/Reinf_f.out -
eleRange 201 250 force
#
# -----

```

```

# ----  Analysi  ----
# -----
#   LOADS 1
# -----
timeSeries Linear 1
pattern Plain 1 1 {
load 100 0.0 -$Nw 0.0
}
#
#
#   ANALISH
# -----
constraints Transformation
numberer RCM
system UmfPack
set tol 1.0e-9
test NormDispIncr $tol 100
algorithm Newton
integrator LoadControl 1
analysis Static
analyze 1
set N (expr {$Apt*$fptini})
puts "N= $N"
puts "fptini= $fptini"
puts "axial analysis complete"
loadConst -time 0.0
#   LOADS 2
# -----
pattern Plain 2 1 {
load 100 1.0 0.0 0.0
}
#   ANALISH
# -----
constraints Transformation
numberer RCM
system UmfPack
set tol 1.0e-9
test NormDispIncr $tol 100
algorithm Newton
set fail 1
foreach y { 0.001 -0.001 } {      ;# loupa
fortisis apofortisis
integrator DisplacementControl 100 1 $y
analysis Static
set ok (analyze 375)
if {$ok<0} {

```

```

set fail -1
}
}
wipe
puts "ok"
puts "$fail"
# Oudeteros aksonas apo Matlab kai apo
OpenSees
set fileID (open $dir/input/c r)
set c_matlab (read $fileID)
close $fileID
puts "c_matlab=$c_matlab"
set fileID (open
$dir/recorders/nodes/nodes_bottom_disp.o
ut r)
set disp (read $fileID)
close $fileID
set index (expr $Lw_cm*375)
set disp_aristera (lindex $disp $index)
#puts "$disp_aristera"
set index2 (expr $index+$Lw_cm-1)
set disp_deksia (lindex $disp $index2)
#puts "$disp_deksia"
if {$disp_aristera<0.0} {
set a1 (expr $disp_aristera*-1)
} else {
set a1 $disp_aristera
}
if {$disp_deksia<0.0} {
set a2 (expr $disp_deksia*-1)
} else {
set a2 $disp_deksia
}
set c_opensees (expr $Lw-
$Lw*$a1/($a1+$a2))
puts "c_opensees=$c_opensees"

set check_c(expr 1-(abs($c_matlab-
$c_opensees))/c_matlab)
puts "$check_c"

set R_tel(expr $a2/$c_opensees)
puts "R=$R"
puts "R_tel=$R_tel "
set check_R (expr 1-(abs($R-$R_tel))/R)
puts "check_R=$check_R"

```

Κώδικας Matlab:

```
% RIGID BODY ROTATION
clc
clear
format short g
% Eisagogi dedomenwn apo
Opensees wall_RB.tcl
%Genika
G=importdata('output/Genika');
Lw=G(1,1);
Lb=G(2,1);
fc=G(3,1);
epk=G(4,1);
R=G(5,1);
flat=G(6,1);
fcc=G(7,1);
ecc=G(8,1);
step=G(9,1);
Nw=G(10,1);
Ec=5000*(fc/1000)^0.5;
Esec=fcc/1000/ecc;
r_concrete=Ec/(Ec-Esec);
clear G
m=0.80;
cc=0.17*fc;
a=atan(-1*m+sqrt(m^2+1));
%Tenontas
T=importdata('output/Tenonta');
Ept=200000000;
lub=T(1,1);
Dpt=T(2,1);
Apt=Dpt^2*pi/4;
Tptini=T(3,1);
npt=1;
fypt=T(4,1);
fptini=Tptini/Apt;
%thesi tenonta
npti=T(5,1);
d_pt=T(6,1);
dpt1=Lw/2-d_pt;
dpt2=Lw/2+d_pt;
dpti=zeros(npti,1);
dpti(1,1)=dpt1;
dpti(2,1)=dpt2;

Mpti=zeros(npti,1);
clear T

%Mild steel
```

```
Ms=importdata('output/Mildsteel
');
lubs=Ms(1,1);
fy=500000;
dbl=Ms(2,1);
lsp=0.022*fy*dbl/1000;
r=Ms(3,1);
Es=200000000;
ey=fy/Es;
As=dbl^2*pi/4;
ns=Ms(4,1);
%theseis mild steel
nsi=Ms(5,1);
ds1=Ms(6,1);
ds2=Ms(7,1);
dsi=zeros(nsi,1);
i=1;
k=0;
while i<=nsi/2
    dsi(i,1)=ds1+k*ds2;
    k=k+1;
    i=i+1;
end
i=nsi;
k=0;
while i>nsi/2
    dsi(i,1)=Lw-ds1-k*ds2;
    k=k+1;
    i=i-1;
end
clear k
clear Ms
fsi=zeros(nsi,1);
Msi=zeros(nsi,1);
%Reinforcing Steel(leitourgoun
mono stin thlipsi)
RS=importdata('output/Reinforci
ng');
db_rs=RS(1,1);
r_rs=RS(2,1);
step_rs=RS(3,1);
epik=RS(4,1);
A_rs=2*db_rs^2*pi/4;
%Theseis Reinforcing steel
di_rs1=(epik:step_rs:Lw/2)';
di_rs2=(Lw-0.05:-
step_rs:Lw/2)';

n_rs=length(di_rs1)+length(di_r
s2);
di_rs=zeros(n_rs,1);
```

```

i=1;
k=length(di_rs2);
while i<=n_rs
    if i<=length(di_rs1)
        di_rs(i)=di_rs1(i);
    else
        di_rs(i)=di_rs2(k);
        k=k-1;
    end
    i=i+1;
end
clear di_rs1 di_rs2 i k

%Enarksi broxou me agnosto to
dsoft
equ=1001;
dsoft=0.00;
check_equ=20;
while abs(equ)>check_equ
dsoft=dsoft+0.001
Lsoft=dsoft/tan(a);
Fsoft_conf=Lb*dsoft*((cc+flat*c
os(a)*(sin(a)+m*cos(a)))/(sin(a)
)*(cos(a)-m*sin(a)));
fsoft_conf=((cc+flat*cos(a)*(si
n(a)+m*cos(a)))/(sin(a)*(cos(a)
-m*sin(a)));
a1=fcc/ecc^2;
a2=-2*fcc/ecc;
a3=fsoft_conf;
D=a2^2-4*a1*a3;
if D>0
    D1=(-a2+D^0.5)/2/a1;
    D2=(-a2-D^0.5)/2/a1;
    if D2<0
        temp=D1;
    elseif D1>epk
        temp=D2;
    else
        temp=D2;
    end
elseif D==0
    temp=-a2/2/a1;
else
    Error=impossible;
end
esoft=temp;
clear a1 a2 a3 D D1 D2 temp
s_slide=(ecc-esoft)*Lsoft;
dasc=s_slide/R;
c=dasc+dsoft;

%Diaxorismos asc skurodematos
se conf kai unconf
dasc_uncon=epk/ecc*dasc;
dasc_conf=dasc-dasc_uncon;
%Dynameis kai ropes apo
skurodema
%-----
---
%Dynameis sto aperifkto
Fasc_uncon=2/3*dasc_uncon*Lb*fc
;
dc_asc=(1-9/24)*dasc_uncon;
Masc_uncon=Fasc_uncon*dc_asc;
%Dynameis sto perifugmeno
if dasc_conf>step

di_asc_conf=(0:step:dasc_conf);

ei_asc_conf=zeros(length(di_asc
_conf),1);

xi_i=zeros(length(di_asc_conf),1
);

fi_asc_conf=zeros(length(di_asc
_conf),1);

Fi_asc_conf=zeros(length(di_asc
_conf),1);

Mi_asc_conf=zeros(length(di_asc
_conf),1);
    j=length(di_asc_conf);
    i=1;
    while
i<=length(di_asc_conf)

ei_asc_conf(i)=di_asc_conf(i)/d
i_asc_conf(j)*(ecc-epk)+epk;

xi_i(i)=ei_asc_conf(i)/ecc;

fi_asc_conf(i)=fcc*xi_i(i)*r_con
crete/(r_concrete-
1+xi_i(i)^r_concrete);

Fi_asc_conf(i)=fi_asc_conf(i)*L
b*0.01;

Mi_asc_conf(i)=Fi_asc_conf(i)*
(dasc_uncon+di_asc_conf(i));

```

```

        i=i+1;
    end
    Fasc_conf=sum(Fi_asc_conf);
    Masc_conf=sum(Mi_asc_conf);
else
    Fasc_conf=0;
    Masc_conf=0;
end
%soft con
Msoft_conf=Fsoft_conf*(dasc_unc
on+dasc_conf+dsoft/2);
% Dynameis ston Tenonta
Dpti=R*(dpti-c);
epti=npt*Dpti/lub;
DTpti=npt*epti*Ept*Apt;
Tpti=DTpti+Tptini;
fpt_check=0.9*fypt-Ept*epti;
if fptini>=fpt_check
    Error='Error Tenontas se
diaroi';
    break
end
i=1;
while i<=npti
    if dpti(i,1)>c
Mpti(i,1)=Tpti(i,1)*(dpti(i,1)-
c);
    else
        Mpti(i,1)=Tpti(i,1)*(c-
dpti(i,1));
    end
    i=i+1;
end
Tpt_tot=sum(Tpti);
Mpt_tot=sum(Mpti);
%Dynameis sto Mild steel
Dsi=R*(dsi-c);
esi=Dsi/lubs;
i=1;
while i<=nsi
    if esi(i,1)>=0
        if abs(esi(i,1))>ey
fsi(i,1)=fy*(1+r*(abs(esi(i,1))
/ey-1));
            else
fsi(i,1)=abs((esi(i,1))) *Es;
            end
        else
            if abs(esi(i,1))>ey
fsi(i,1)=fy*(1+r*(abs(esi(i,1))
/ey-1))*-1;
            else
fsi(i,1)=abs((esi(i,1))) *Es*-1;
            end
        end
        i=i+1;
    end
    Tsi=fsi*As*ns;
    i=1;
    while i<=nsi
        Msi(i,1)=Tsi(i,1)*(dsi(i,1)-c);
        i=i+1;
    end
    Ts_tot=sum(Tsi);
    Ms_tot=sum(Msi);
    %Dynameis apo reinforcing steel
    T_rs=zeros(n_rs,1);
    M_rs=zeros(n_rs,1);
    e_rs=zeros(n_rs,1);
    i=1;
    while i<=n_rs
        if di_rs(i)<=c
            if di_rs(i)<=dsoft
                e_rs(i)=ecc-esoft;
                if e_rs(i)>ey
f_rs=fy*(1+r_rs*(abs(e_rs(i))/e
y-1));
                    else
f_rs=e_rs(i)*Es;
                    end
                T_rs(i)=f_rs*A_rs;
                M_rs(i)=T_rs(i)*(c-
di_rs(i));
                    else
e_rs(i)=epk/dasc_uncon*(c-
di_rs(i));
                    if e_rs(i)>ey
f_rs=fy*(1+r_rs*(abs(e_rs(i))/e
y-1));
                    else
f_rs=e_rs(i)*Es;
                    end
                end
            end
        end
    end
end

```



```

        end
        T_rs(i)=f_rs*A_rs;
        M_rs(i)=T_rs(i)*(c-
di_rs(i));
        end
        end
        i=i+1;
end
T_rs_tot=sum(T_rs);
M_rs_tot=sum(M_rs);
M_Nw=Nw*(Lw/2-c);
equ=Nw+Tpt_tot+Ts_tot-
Fasc_uncon-Fsoft_conf-
Fasc_conf-T_rs_tot;
Mtot=Masc_conf+Msoft_conf+Masc_
uncon+Ms_tot+Mpt_tot+M_rs_tot+M_
_Nw;
if dsoft>Lw/2
    dsoft=0.0;
    check_equ=check_equ+10;
    equ=201;
end
end
l1=(Mpt_tot+M_Nw)/Ms_tot;
% Strogilopoiisi tw n arothmw n
sta ekatosta
temp=dasc_uncon;
temp=temp*100;
temp=round(temp);
dasc_uncon_round=temp/100;
temp=dsoft;
temp=round(temp*100);
dsoft_round=temp/100;
temp=dasc_conf;
temp=round(temp*100);
dasc_conf_round=temp/100;
c_round=dsoft_round+dasc_conf_r
ound+dasc_uncon_round;
perisf=dsoft_round+dasc_conf_ro
und;

%Eksagwgi dedomenvn gia
Opensees
%-----
--
mkdir('input')
%Dedomena sfinas.
dsoft_teliko=(Lw/2:-step:Lw/2-
dsoft_round)';
Fsoft=Fsoft_conf/length(dsoft_t
eliko);

```

```

i=length(dsoft_teliko);
save input/dsoft_teliko
'dsoft_teliko' -ASCII
save input/Fsoft 'Fsoft' -ASCII
save input/s_slide 's_slide' -
ASCII
save input/i_soft 'i' -ASCII
%Dedomena asc confined
%H dunami tha katenemeithe i me
basi ton nomo tou Mandler
start=Lw/2-dsoft_round-step;
finish=start-dasc_conf_round;
dasc_conf_teliko=(start:-
step:finish)';
help=(dasc_conf_round:-
step:0)';
i=length(dasc_conf_teliko);
%
e_asc_conf=zeros(i,1);
xi=zeros(i,1);
f_asc_conf=zeros(i,1);
F_asc_conf=zeros(i,1);
dy_asc_conf=zeros(i,1);
j=1;
while j<=i
    e_asc_conf(j)=(ecc-
epk)*help(j)/dasc_conf_round+ep
k;
    xi(j)=e_asc_conf(j)/ecc;

    f_asc_conf(j)=fcc*xi(j)*r_concr
ete/(r_concrete-
1+xi(j)^r_concrete);

    F_asc_conf(j)=f_asc_conf(j)*Lb*
step;
    dy_asc_conf(j)=s_slide-
R*(dasc_conf_round-help(j));
    j=j+1;
end
save input/dasc_conf_teliko
'dasc_conf_teliko' -ASCII
save input/Fasc_conf
'F_asc_conf' -ASCII
save input/dy_asc_conf
'dy_asc_conf' -ASCII
save input/i_asc_conf 'i' -
ASCII
start=Lw/2-dsoft_round-
dasc_conf_round-step*2;
finish=start-dasc_uncon_round;

```

```

dasc_uncon_teliko=(start:-
step:finish)';
help=(dasc_uncon_round:-
step:0)';
dy_start=dy_asc_conf(length(dasc_uncon_teliko));
i=length(dasc_uncon_teliko);
e_asc_uncon=zeros(i,1);
f_asc_uncon=zeros(i,1);
F_asc_uncon=zeros(i,1);
dy_asc_uncon=zeros(i,1);
j=1;
while j<=i

e_asc_uncon(j)=epk*help(j)/dasc_uncon_round;
    if
e_asc_uncon(j)<=0.0000001

e_asc_uncon(j)=0.0000001;
    end

f_asc_uncon(j)=fc*(2*e_asc_uncon(j)/epk-
(e_asc_uncon(j)/epk)^2);

F_asc_uncon(j)=f_asc_uncon(j)*L
b*step;
    dy_asc_uncon(j)=dy_start-
R*(dasc_uncon_round-help(j));
    if
dy_asc_uncon(j)<=0.0000001

dy_asc_uncon(j)=0.0000001;
    end
    j=j+1;
end
save input/dasc_uncon_teliko
'dasc_uncon_teliko' -ASCII
save input/Fasc_uncon
'F_asc_uncon' -ASCII
save input/dy_asc_uncon
'dy_asc_uncon' -ASCII
save input/i_asc_uncon 'i' -
ASCII
dy_rs=s_slide*ey/ecc;
di_rs_teliko=di_rs-Lw/2;
save input/dy_rs 'dy_rs' -ASCII
save input/di_rs_teliko
'di_rs_teliko' -ASCII
save input/n_rs 'n_rs' -ASCII
save input/c 'c_round' -ASCII
save input/perisf 'perisf' -
ASCII
save input/n_rs 'n_rs' -ASCII
save Matlab_done -ASCII

```