ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΑΘΗΝΩΝ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟΥΠΟΛΗ ΑΘΗΝΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

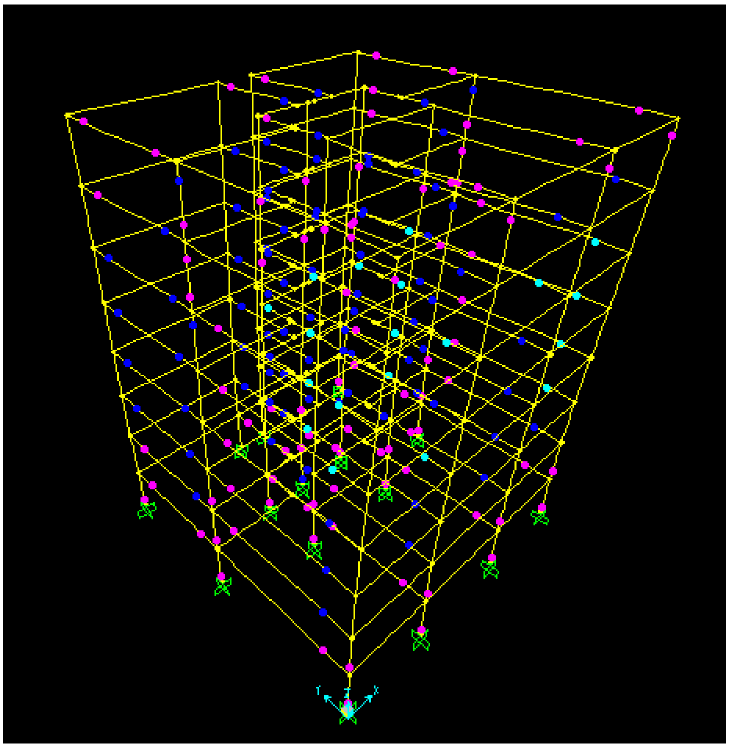
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

15700 Ζωγράφου, τηλ 210-7721180 , 210-7721181, fax 210-7721182

Προπτυχιακή

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Διερεύνηση της αξιοπιστίας της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover-μέθοδος Ν2) για την εκτίμηση της απόκρισης πλαισιακού κτιρίου από Ο.Σ. σε σεισμούς κοντινού πεδίου.



Κουτρώνας Απόστολος

Επιβλέπων καθηγητής: **ΙΩΑΝΝΗΣ ΨΥΧΑΡΗΣ**, Αν. καθηγητής Ε.Μ.Π.
Συνεργάτης καθηγητής: **ΙΩΑΝΝΗΣ ΤΑΦΛΑΜΠΑΣ**, Ε.Τ.Ε.Π. Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Νοέμβριος 2009

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Διερεύνηση της αξιοπιστίας της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover-μέθοδος Ν2) για την εκτίμηση της απόκρισης πλαισιακού κτιρίου από Ο.Σ. σε σεισμούς κοντινού πεδίου.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Βασικός στόχος της εργασίας αυτής είναι ο έλεγχος της εγκυρότητας της μεθόδου Ν2 για σεισμούς κοντινού πεδίου, καθώς και η σύγκριση των αποτελεσμάτων με τα αναμενόμενα από τους ήδη υπάρχοντες κανονισμούς.

Για το σκοπό αυτό στην παρούσα διπλωματική εργασία φορτίζεται ένα υπάρχων κτίριο με ένα πλήθος 22 σεισμών που εμφανίζουν αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας για περιόδους κοντά στην ιδιοπερίοδο του κτιρίου που μελετάται.
Η ανάλυση γίνεται με τη χρήση του προγράμματος SAP2000 v12.0.0.

Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά του κτιρίου. Αναλύονται τα στοιχεία από τα οποία αποτελείται και αναφέρονται όλα τα δεδομένα που χρειάζονται για να ορίσουμε το κτίριο στο πρόγραμμα.

Στο τρίτο κεφάλαιο αναφέρονται οι παραδοχές της ανάλυσης και παρουσιάζεται ο τρόπος που έγινε η προσομοίωση του κτιρίου ώστε να δημιουργηθεί το μοντέλο που χρησιμοποιείται για την ανάλυση. Ακολούθως αναπτύσσεται η διαδικασία με την οποία ορίστηκαν τα στοιχεία του κτιρίου στο πρόγραμμα καθώς και οι τιμές των στατικών φορτίων που ασκούνται σε αυτά.

Στο τέταρτο κεφάλαιο γίνεται μια σύντομη περιγραφή της μεθόδου Pushover analysis Παρουσιάζεται η διαδικασία που ακολουθήθηκε για την εφαρμογή της μεθόδου στο κτίριο που μελετάται και δίνονται τα αποτελέσματα της εφαρμογής αυτής.

Στο πέμπτο κεφάλαιο γίνεται η εφαρμογή της μεθόδου Ν2. Αρχικά γίνεται μία σύντομη αναφορά στη μέθοδο Ν2, έπειτα παρουσιάζονται τα βήματα της μεθόδου Ν2 και τέλος εφαρμόζεται στο υπό μελέτη κτίριο.

Στο έκτο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι σεισμοί με τους οποίους φορτίζεται το μοντέλο. Για τον κάθε σεισμό παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά που χρησιμοποιήθηκαν για την ανάλυση της παρούσας εργασίας δηλαδή: το επιταχυνσιογράφημα, το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων και το ελαστικό φάσμα μετακινήσεων. Για την εξαγωγή των παραπάνω στοιχείων χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SismoSignal.

Στο έβδομο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης. Αρχικά παρουσιάζεται η χρονοϊ'στορία της απόκρισης της κορυφής του κτιρίου για κάθε σεισμό, ενώ μετά συγκεντρώνονται τα αποτελέσματα από κάθε κεφάλαιο και παρουσιάζονται με πινακοποιημένη μορφή για να γίνουν οι συγκρίσεις των αποτελεσμάτων και να προκύψουν τα τελικά συμπεράσματα.

ABSTRACT

The main objective of this work is to check the validity of N2 method for near-field earthquakes, and compare the results with those expected from the existing regulations.

In order to get these results we apply on an existing building 18 earthquakes which have increased demands for ductility in periods close to the building's, being studied, period. For this analysis we use the program SAP2000 v12.0.0.

The second chapter presents the characteristics of the building. It includes the data which consists the building and all the data needed to define the model.

The third chapter lists the assumptions of the analysis and presents the way that the simulation of the building is done, in order to create the model used for the analysis. Then, building's data definition is developed, including the static forces that applied to the building.

The fourth chapter is a brief description of Pushover analysis method. It presents: the procedure which is followed in order to apply the method to the model and the results of this analysis.

The fifth chapter presents the method N2. Firstly there is a brief reference at N2 method. Then the steps of N2 method are presented and finally the method is applied on the building which's being studied.

The sixth chapter presents the earthquakes which load the model. For each earthquake is shown the characteristics which are used for this study's analysis. These are: the accelogram, the elastic acceleration range and the elastic displacement range. To export these results the SismoSignal program is used.

The seventh chapter presents the results of the analysis. Firstly is shown the time history response at the top of the building for each earthquake and then compiled the results from each chapter and presented in tabular form in order to compare the results and get the final conclusions.

Διερεύνηση της αξιοπιστίας της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover-μέθοδος N2) για την εκτίμηση της απόκρισης πλαισιακού κτιρίου από Ο.Σ. σε σεισμούς κοντινού πεδίου.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Οι σύγχρονοι κανονισμοί, για τον υπολογισμό των ανελαστικών φασμάτων σχεδιασμού, στηρίζονται στη θεώρηση των Newmark and Hall (1982), η οποία βασίστηκε στις σχέσεις R_y-μ-T, όπου $R_y = q_d$ κατά ΕΑΚ, που είχαν προταθεί στην εργασία των Veletsos and Newmark (1960) και δίνονται από τις εξισώσεις:

$$R_y = \begin{cases} 1 & \text{για } T_n<T_a \\ (2\mu-1)^{0,5} & \text{για } T_b<T_n<T_{c'} \\ \mu & \text{για } T_n>T_c \end{cases} \quad (1)$$

όπου Tn η ιδιοπερίοδος της κατασκευής, η περίοδος Tc' δίνεται από τη σχέση:

$$T_{c'}=[(2\mu-1)^{0,5}/\mu]\cdot T_c \quad (2)$$

και οι χαρακτηριστικές περίοδοι T_a, T_b και T_c λαμβάνουν τις τιμές: T_a=0.03 sec, T_b=0.125 sec και T_c=0.50 sec. Οι περίοδοι T_b και T_c ορίζουν την περιοχή της σταθερής φασματικής επιτάχυνσης στο ελαστικό φάσμα απόκρισης. Στην περιοχή T_b- $T_{c'}$, όπου $Ry=(2\mu-1)^{0,5}$ σύμφωνα με τις σχέσεις (1), γίνεται η θεώρηση ίσης απορροφούμενης ενέργειας μεταξύ ελαστικού και το ανελαστικού συστήματος, με αποτέλεσμα η ανελαστική μετακίνηση να παρουσιάζεται αυξημένη σε σχέση με την ελαστική. Αντίθετα, στην περιοχή $T_n > T_{c'}$ οι Newmark and Hall θεωρούν ότι ισχύει η συνήθης παραδοχή των ίσων μετακινήσεων που οδηγεί στη σχέση $R_y=\mu$.
Οι προαναφερθείσες σχέσεις βασίζονται στην τιμή της ελαστικής ιδιοπεριόδου του εξεταζόμενου συστήματος και είναι ανεξάρτητες από το συχνοτικό περιεχόμενο της εδαφικής κίνησης. Οι Chopra and Chintanapakdee (2001) επισημαίνουν τα διαφορετικά χαρακτηριστικά μεταξύ σεισμικών καταγραφών σε μεγάλες αποστάσεις από την πηγή και καταγραφών κοντινού πεδίου και προτείνουν διαφορετικές χαρακτηριστικές περιόδους T_a, T_b και T_c για κάθε περίπτωση. Με βάση τη στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων για τις καταγραφές που χρησιμοποίησαν, δίνουν τις τιμές: T_a=0.025 sec, T_b=0.22 sec και T_c=0.42 sec για συνήθεις καταγραφές μακρινών σεισμών και T_a=0.04 sec, T_b=0.35 sec και T_c=0.79 sec για την περίπτωση καταγραφών κοντινού πεδίου. Οι εδαφικές κινήσεις κοντινού πεδίου που χρησιμοποίησαν είχαν καταγραφεί σε διεύθυνση περίπου κάθετη στο ίχνος του ρήγματος, με έντονο το φαινόμενο της πρόσω κατευθυντικότητας (forward directivity). Σε αυτές τις περιπτώσεις, τα αντίστοιχα φάσματα εμφανίζουν ευρεία περιοχή σταθερής φασματικής επιτάχυνσης και περιορισμένη περιοχή σταθερής φασματικής ταχύτητας. Η περίοδος T_c ορίζεται ως το όριο μεταξύ των δύο αυτών περιοχών και, σύμφωνα με την εργασία, συνήθως είναι μικρότερη του 1 sec.

Παρότι οι σχέσεις των Chopra and Chintanapakdee διαφοροποιούν τις χαρακτηριστικές περιόδους που καθορίζουν τα όρια ισχύος των σχέσεων R_y-μ για κοντινούς σεισμούς από τις αντίστοιχες τιμές για μακρινούς, δεν λαμβάνουν υπόψη τους τη σχέση μεταξύ της περιόδου της κατασκευής και της δεσπόζουσας περιόδου του παλμού που συνήθως περιέχουν οι σεισμοί κοντινού πεδίου. Γι' αυτό μπορεί να οδηγήσουν σε σημαντική υποτίμηση της απαίτησης πλαστιμότητας στην περιοχή των μεγάλων περιόδων. Μία πιθανή αιτία του σφάλματος αποτελεί η χρήση μέσων τιμών για το δείγμα των σεισμών που εξετάζονται, οι

οποίες εξαλείφουν τις ιδιαιτερότητες κάθε καταγραφής. Δεδομένου ότι η περίοδος του παλμού κατευθυντικότητας των καταγραφών κοντινού πεδίου είναι άμεσα συναρτημένη με το μέγεθος και το μηχανισμό γένεσης του σεισμικού γεγονότος, φαίνεται ότι και το συμπέρασμα, στο οποίο κατέληξαν οι Garcia and Miranda (2006) ακολουθώντας ανάλογη στατιστική επεξεργασία, ότι δηλαδή οι απαιτήσεις πλαστιμότητας δεν επηρεάζονται από το μέγεθος του σεισμού, μπορεί να μην ισχύει σε ορισμένες περιπτώσεις.
Αντίθετα, οι Mavroeidis et al (2004), οι οποίοι μελετούν σεισμούς κοντινού πεδίου, εισαγάγουν στις σχέσεις R_y-μ-T και τη διάρκεια T_p του παλμού κατευθυντικότητας, η οποία ταυτίζεται με την περίοδο του παλμού. Οι μελετητές επεκτείνουν τη χρήση των σχέσεων των Veletsos and Newmark στην περίπτωση καταγραφών κοντινού πεδίου τροποποιώντας τα όρια ισχύος κάθε περιοχής, ώστε να ληφθεί υπόψη και η διάρκεια T_p, σύμφωνα με τις ακόλουθες σχέσεις:

$$R_y = \begin{cases} 1 & \text{για } (T_n/T_p) < (T_n/T_p)_a \\ (2\mu-1)^{0,5} & \text{για } (T_n/T_p)_b < (T_n/T_p) < (T_n/T_p)_{c'} \\ \mu & \text{για } (T_n/T_p) > (T_n/T_p)_c \end{cases} \quad (3)$$

όπου:

$$(T_n/T_p)_{c'} = (2\mu-1)^{0,5}/\mu \cdot (T_n/T_p)_c \quad (4)$$

Οι κανονικοποιημένες περίοδοι $(T_n/T_p)_a$, $(T_n/T_p)_b$, $(T_n/T_p)_c$ λαμβάνουν τιμές ανάλογα με το μέγεθος του σεισμού, συγκεκριμένα: $(T_n/T_p)_b$=0.35 για μεσαίου μεγέθους σεισμικά γεγονότα, $(T_n/T_p)_b$=0.20 για μεσαίους προς μεγάλους σεισμούς και $(T_n/T_p)_c$=0.75.

Για την εφαρμογή των παραπάνω σχέσεων απαιτείται η γνώση της περιόδου του παλμού T_p. Στη βιβλιογραφία υπάρχουν διάφορες εμπειρικές σχέσεις που εκτιμούν την T_p από το μέγεθος σεισμικής ροπής, M_w. Ενδεικτικά αναφέρεται η σχέση του Rodriquez-Marek (2000):

$$\ln T_p = -8.33 + 1.33 M_w \quad (5)$$

που έχει προκύψει από στατιστική επεξεργασία και παρουσιάζει τυπική απόκλιση 0.54.

2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

Το κτίριο είναι από Ο/Σ, έχει οκτώ ορόφους με ύψος ισογείου (pilotis) 2.55m και ύψος υπολοίπων ορόφων 2.75m. Τα σεισμικά φορτία εφαρμόζονται μόνο στην διεύθυνση y-y και παραλαμβάνονται μέσω πλαισιακής λειτουργίας. Η μελέτη του κτιρίου έγινε το 2004 και η ανάλυση στην παρούσα εργασία θα γίνει σύμφωνα με τους Ε.Κ.Ω.Σ. 2000 και Ε.Α.Κ. 2000.

Οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων και οι οπλισμοί παρουσιάζονται αναλυτικά στα Στοιχεία του κτιρίου και σχεδιάστηκαν όπως φαίνονται στο σχέδιο 2.1, ενώ για τις δοκούς χρησιμοποιήθηκαν πλακοδοκοί των οποίων το ενεργό πλάτος υπολογίστηκε σύμφωνα με τον Ε.Κ.Ω.Σ. 2000. Τα χαρακτηριστικά των δοκών παρουσιάζονται στην περιγραφή των στοιχείων του κτιρίου.

Για την παρούσα εργασία πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς έχουν οριστεί τα άκρα των δοκών, επομένως σε κάθε δοκό το ενεργό πλάτος είναι αυτό των άκρων της δοκού.

Παρακάτω περιγράφονται τα υλικά, τα φορτία και τα χαρακτηριστικά των στοιχείων.

Υλικά:

- Διαμήκεις οπλισμοί: S500
- Συνδετήρες: S500
- Σκυρόδεμα: C20/25
- E_c=29 GPa
- E_s=200 GPa

Ως χαρακτηριστική αντοχή του σκυροδέματος θεωρήθηκε η τιμή f_c=20 MPa. Το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος λήφθηκε από τον Ε.Κ.Ω.Σ. 2000. Τα παραμορφωσιακά χαρακτηριστικά για το απερίσφικτο σκυρόδεμα θεωρήθηκαν όπως αυτά ορίζονται από τον Ε.Κ.Ω.Σ. 2000, δηλαδή ως ομοιόμορφη βράχυνση διαρροής του σκυροδέματος ε_{c0}=0.002 και ως ομοιόμορφη βράχυνση αστοχίας ε_{cu}=0.0035. Για τον χάλυβα η χαρακτηριστική τιμή του ορίου διαρροής που χρησιμοποιήθηκε είναι η f_y=500 MPa.

Οι συντελεστές σχεδιασμού που χρησιμοποιήθηκαν είναι σύμφωνα με τον Ε.Κ.Ω.Σ. 2000 γ_c=1.5 για το σκυρόδεμα (άρα η αντοχή που ορίστηκε στο πρόγραμμα είναι $f_{cd}=f_c/\gamma_c$=20/1.5=13333 MPa) και γ_s=1.15 για τον χάλυβα (άρα η αντοχή που ορίστηκε στο πρόγραμμα είναι $f_{yd}=f_y/\gamma_s$=500/1.15=434782 MPa).

Η επικάλυψη του οπλισμού σε κάθε στοιχείο είναι 3.5cm.

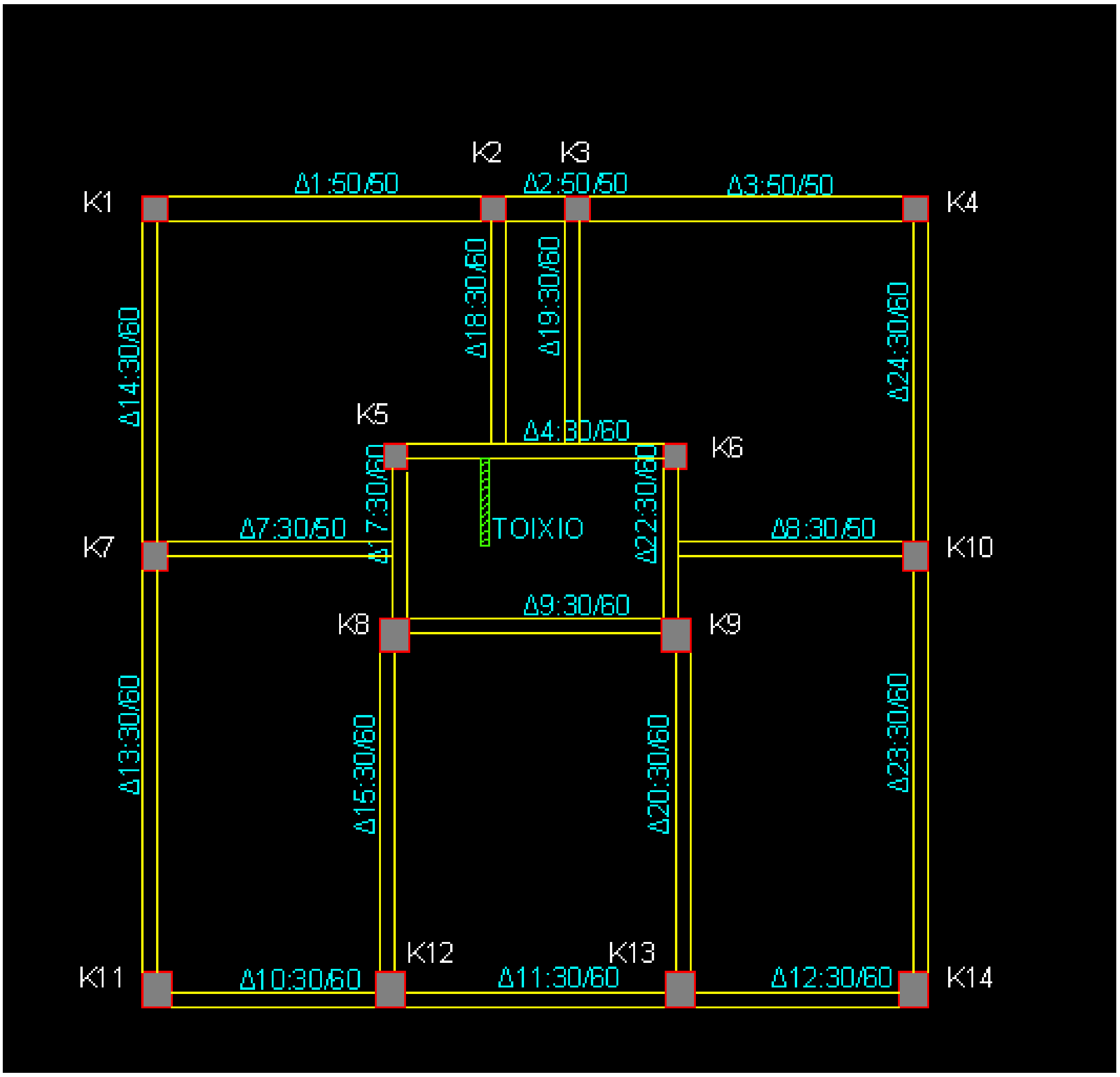
Φορτία:

Ίδιο βάρος σκυροδέματος …25.0 kN/m^3
Τοίχοι μπατικοί ……………..9.0 kN/m
Τοίχοι δρομικοί ……………..5.0 kN/m
Επιστρώσεις γενικώς ……….2.0 kN/m^2
Κινητά φορτία πλακών ……...2.0 kN/m^2
Κινητά φορτία εξωστών …….5.0 kN/m^2
Κινητά φορτία κλιμάκων ……3.5 kN/m^2

<u>Στοιχεία:</u>

Στο σχέδιο 2.4 που ακολουθεί παρουσιάζεται μια κάτοψη στην οποία φαίνεται η ονοματολογία και η τοποθεσία των στοιχείων οι οποίες είναι ίδιες για όλους τους ορόφους και έπεται το όνομα του ξυλοτύπου του ορόφου. Για παράδειγμα η δοκός Δ1 του ξυλοτύπου του ισογείου ονομάζεται: D1 PIL. Αντίστοιχα η δοκός Δ1 του ξυλοτύπου του πρώτου ορόφου ονομάζεται D1 A’ OR. κλπ.

Η δοκός Δ2 υπάρχει μόνο στον ξυλότυπο Pilotis και όχι στους υπόλοιπους ορόφους.



Σχέδιο 2.4 Παρουσίαση ονοματολογίας των στοιχείων της κατασκευής

- Δοκοί: Στους πίνακες 2.1.1 έως 2.1.20 παρουσιάζονται οι διαστάσεις των δοκών (σε m) και οι οπλισμοί τους (σε m^2). Η θέση της κάθε δοκού φαίνεται στο σχέδιο 2.4.

Για την Δ1: $b_{eff}/h/t_w/t_f$=0.7028/0.5/0.5/0.2

		Αριστερά	Δεξιά
PIL.	Πάνω	2,448E-03	2,912E-03
	Κάτω	1,527E-03	1,527E-03
Α' ΟΡ.	Πάνω	2,448E-03	2,912E-03
	Κάτω	1,527E-03	1,527E-03
Β'-Γ' ΟΡ.	Πάνω	3,297E-03	3,376E-03
	Κάτω	1,884E-03	1,884E-03
Δ' ΟΡ.	Πάνω	3,297E-03	3,376E-03
	Κάτω	1,884E-03	1,884E-03
Ε'-ΣΤ' ΟΡ.	Πάνω	2,669E-03	2,748E-03
	Κάτω	1,570E-03	1,570E-03
Ζ' ΟΡ.	Πάνω	1,727E-03	1,806E-03
	Κάτω	1,570E-03	1,570E-03

Πίνακας 2.1.1 Χαρακτηριστικά δοκού Δ1

Για την Δ2: $b_{eff}/h/t_w/t_f$=0.554/0.5/0.5/0.2

		Αριστερά	Δεξιά
PIL.	Πάνω	1,256E-03	1,256E-03
	Κάτω	6,160E-04	6,160E-04

Πίνακας 2.1.2 Χαρακτηριστικά δοκού Δ2

Για την Δ3: $b_{eff}/h/t_w/t_f$=0.7028/0.5/0.5/0.2

		Αριστερά	Δεξιά
PIL.	Πάνω	2,940E-03	2,369E-03
	Κάτω	1,527E-03	1,527E-03
Α’ ΟΡ.	Πάνω	2,940E-03	2,369E-03
	Κάτω	1,527E-03	1,527E-03
Β’-Γ’ ΟΡ.	Πάνω	3,376E-03	3,297E-03
	Κάτω	1,884E-03	1,884E-03
Δ’ ΟΡ.	Πάνω	3,376E-03	3,297E-03
	Κάτω	1,884E-03	1,884E-03
Ε’-ΣΤ’ ΟΡ.	Πάνω	2,748E-03	2,669E-03
	Κάτω	1,570E-03	1,570E-03
Ζ’ ΟΡ.	Πάνω	1,806E-03	1,727E-03
	Κάτω	1,570E-03	1,570E-03

Πίνακας 2.1.3 Χαρακτηριστικά δοκού Δ3

Για την Δ4: αριστερά: $b_{eff}/h/t_w/t_f$=0.474/0.6/0.3/0.2
δεξιά: $b_{eff}/h/t_w/t_f$=0.648/0.6/0.3/0.2

		Αριστερά	Δεξιά
PIL.	Πάνω	1,351E-03	1,351E-03
	Κάτω	8,040E-04	8,040E-04
Α’ ΟΡ.	Πάνω	1,351E-03	1,351E-03
	Κάτω	8,040E-04	8,040E-04
Β’-Γ’ ΟΡ.	Πάνω	1,860E-03	1,860E-03
	Κάτω	8,040E-04	8,040E-04
Δ’ ΟΡ.	Πάνω	1,606E-03	1,606E-03
	Κάτω	7,700E-04	7,700E-04
Ε’-ΣΤ’ ΟΡ.	Πάνω	1,606E-03	1,606E-03
	Κάτω	7,700E-04	7,700E-04
Ζ’ ΟΡ.	Πάνω	6,945E-04	6,945E-04
	Κάτω	6,160E-04	6,160E-04

Πίνακας 2.1.4 Χαρακτηριστικά δοκού Δ4

Για την Δ7: $b_{eff}/h/t_w/t_f$=0.5856/0.5/0.3/0.2

		Αριστερά	Δεξιά
PIL.	Πάνω	1,172E-03	9,712E-04
	Κάτω	7,700E-04	7,700E-04
Α’ ΟΡ.	Πάνω	1,172E-03	9,712E-04
	Κάτω	7,700E-04	7,700E-04
Β’-Γ’ ΟΡ.	Πάνω	1,580E-03	8,172E-04
	Κάτω	6,160E-04	6,160E-04
Δ’ ΟΡ.	Πάνω	1,580E-03	8,172E-04
	Κάτω	6,160E-04	6,160E-04
Ε’-ΣΤ’ ΟΡ.	Πάνω	1,219E-03	8,172E-04
	Κάτω	6,160E-04	6,160E-04
Ζ’ ΟΡ.	Πάνω	8,172E-04	5,092E-04
	Κάτω	6,160E-04	6,160E-04

Πίνακας 2.1.5 Χαρακτηριστικά δοκού Δ7

Για την Δ8: $b_{eff}/h/t_w/t_f$=0.5856/0.5/0.3/0.2

		Αριστερά	Δεξιά
PIL.	Πάνω	9,712E-04	1,172E-03
	Κάτω	7,700E-04	7,700E-04
Α’ ΟΡ.	Πάνω	9,712E-04	1,172E-03
	Κάτω	7,700E-04	7,700E-04
Β’-Γ’ ΟΡ.	Πάνω	8,172E-04	1,480E-03
	Κάτω	6,160E-04	6,160E-04
Δ’ ΟΡ.	Πάνω	8,172E-04	1,480E-03
	Κάτω	6,160E-04	6,160E-04
Ε’-ΣΤ’ ΟΡ.	Πάνω	8,172E-04	1,025E-03
	Κάτω	6,160E-04	6,160E-04
Ζ’ ΟΡ.	Πάνω	5,092E-04	7,166E-04
	Κάτω	6,160E-04	6,160E-04

Πίνακας 2.1.6 Χαρακτηριστικά δοκού Δ8

Για την Δ9: $b_{eff}/h/t_w/t_f$=0.6378/0.6/0.3/0.2

		Αριστερά	Δεξιά
PIL.	Πάνω	1,646E-03	1,646E-03
	Κάτω	8,040E-04	8,040E-04
A' OP.	Πάνω	1,646E-03	1,646E-03
	Κάτω	8,040E-04	8,040E-04
B'-Γ' OP.	Πάνω	2,061E-03	2,061E-03
	Κάτω	1,256E-03	1,256E-03
Δ' OP.	Πάνω	1,593E-03	1,593E-03
	Κάτω	8,040E-04	8,040E-04
E'-ΣT' OP.	Πάνω	1,298E-03	1,298E-03
	Κάτω	6,160E-04	6,160E-04
Z' OP.	Πάνω	7,417E-04	7,417E-04
	Κάτω	6,160E-04	6,160E-04

Πίνακας 2.1.7 Χαρακτηριστικά δοκού Δ9

Για την Δ10: $b_{eff}/h/t_w/t_f$=0.4437/0.6/0.3/0.2

		Αριστερά	Δεξιά
PIL.	Πάνω	2,121E-03	1,806E-03
	Κάτω	1,018E-03	1,018E-03
A' OP.	Πάνω	2,121E-03	1,806E-03
	Κάτω	1,018E-03	1,018E-03
B'-Γ' OP.	Πάνω	2,375E-03	1,882E-03
	Κάτω	1,018E-03	1,018E-03
Δ' OP.	Πάνω	1,806E-03	1,373E-03
	Κάτω	8,040E-04	8,040E-04
E'-ΣT' OP.	Πάνω	1,508E-03	1,213E-03
	Κάτω	6,160E-04	6,160E-04
Z' OP.	Πάνω	6,096E-04	8,106E-04
	Κάτω	6,160E-04	6,160E-04

Πίνακας 2.1.8 Χαρακτηριστικά δοκού Δ10

Για την Δ11: $b_{eff}/h/t_w/t_f$=0.4749/0.6/0.3/0.2

		Αριστερά	Δεξιά
PIL.	Πάνω	2,451E-03	2,451E-03
	Κάτω	1,005E-03	1,005E-03
Α' ΟΡ.	Πάνω	2,451E-03	2,451E-03
	Κάτω	1,005E-03	1,005E-03
Β'-Γ' ΟΡ.	Πάνω	2,272E-03	2,272E-03
	Κάτω	1,005E-03	1,005E-03
Δ' ΟΡ.	Πάνω	1,763E-03	1,763E-03
	Κάτω	1,005E-03	1,005E-03
Ε'-ΣΤ' ΟΡ.	Πάνω	1,549E-03	1,549E-03
	Κάτω	8,040E-04	8,040E-04
Ζ' ΟΡ.	Πάνω	9,455E-04	9,455E-04
	Κάτω	6,160E-04	6,160E-04

Πίνακας 2.1.9 Χαρακτηριστικά δοκού Δ11

Για την Δ12: $b_{eff}/h/t_w/t_f$=0.4437/0.6/0.3/0.2

		Αριστερά	Δεξιά
PIL.	Πάνω	1,806E-03	2,121E-03
	Κάτω	1,018E-03	1,018E-03
Α' ΟΡ.	Πάνω	1,806E-03	2,121E-03
	Κάτω	1,018E-03	1,018E-03
Β'-Γ' ΟΡ.	Πάνω	1,882E-03	2,375E-03
	Κάτω	1,018E-03	1,018E-03
Δ' ΟΡ.	Πάνω	1,373E-03	1,806E-03
	Κάτω	8,040E-04	8,040E-04
Ε'-ΣΤ' ΟΡ.	Πάνω	1,213E-03	1,508E-03
	Κάτω	6,160E-04	6,160E-04
Ζ' ΟΡ.	Πάνω	8,106E-04	6,096E-04
	Κάτω	6,160E-04	6,160E-04

Πίνακας 2.1.10 Χαρακτηριστικά δοκού Δ12

Για την Δ13: $b_{eff}/h/t_w/t_f$=0.5670/0.6/0.3/0.2

		Αριστερά	Δεξιά
PIL.	Πάνω	2,137E-03	2,237E-03
	Κάτω	1,570E-03	1,570E-03
Α’ ΟΡ.	Πάνω	2,137E-03	2,237E-03
	Κάτω	1,570E-03	1,570E-03
Β’-Γ’ ΟΡ.	Πάνω	2,613E-03	2,536E-03
	Κάτω	1,570E-03	1,570E-03
Δ’ ΟΡ.	Πάνω	1,806E-03	1,474E-03
	Κάτω	1,256E-03	1,256E-03
Ε’-ΣΤ’ ΟΡ.	Πάνω	1,568E-03	1,474E-03
	Κάτω	1,256E-03	1,256E-03
Ζ’ ΟΡ.	Πάνω	1,106E-03	1,367E-03
	Κάτω	1,011E-03	1,011E-03

Πίνακας 2.1.11 Χαρακτηριστικά δοκού Δ13

Για την Δ14: $b_{eff}/h/t_w/t_f$=0.5130/0.6/0.3/0.2

		Αριστερά	Δεξιά
PIL.	Πάνω	2,237E-03	2,193E-03
	Κάτω	1,273E-03	1,273E-03
Α’ ΟΡ.	Πάνω	2,237E-03	2,193E-03
	Κάτω	1,273E-03	1,273E-03
Β’-Γ’ ΟΡ.	Πάνω	2,536E-03	2,669E-03
	Κάτω	1,005E-03	1,005E-03
Δ’ ΟΡ.	Πάνω	1,474E-03	1,523E-03
	Κάτω	8,040E-04	8,040E-04
Ε’-ΣΤ’ ΟΡ.	Πάνω	1,474E-03	1,228E-03
	Κάτω	7,700E-04	7,700E-04
Ζ’ ΟΡ.	Πάνω	1,474E-03	6,680E-04
	Κάτω	7,700E-04	7,700E-04

Πίνακας 2.1.12 Χαρακτηριστικά δοκού Δ14

Για την Δ15: $b_{eff}/h/t_w/t_f$=0.7380/0.6/0.3/0.2

		Αριστερά	Δεξιά
PIL.	Πάνω	2,473E-03	2,551E-03
	Κάτω	1,570E-03	1,570E-03
Α' ΟΡ.	Πάνω	2,473E-03	2,551E-03
	Κάτω	1,570E-03	1,570E-03
Β'-Γ' ΟΡ.	Πάνω	2,770E-03	2,848E-03
	Κάτω	1,570E-03	1,570E-03
Δ' ΟΡ.	Πάνω	2,770E-03	2,848E-03
	Κάτω	1,570E-03	1,570E-03
Ε'-ΣΤ' ΟΡ.	Πάνω	2,218E-03	2,296E-03
	Κάτω	1,570E-03	1,570E-03
Ζ' ΟΡ.	Πάνω	1,395E-03	2,101E-03
	Κάτω	1,570E-03	1,570E-03

Πίνακας 2.1.13 Χαρακτηριστικά δοκού Δ15

Για την Δ17:

αριστερά: $b_{eff}/h/t_w/t_f$=0.5190/0.6/0.3/0.2

δεξιά: $b_{eff}/h/t_w/t_f$=0.4095/0.6/0.3/0.2

		Αριστερά	Δεξιά
PIL.	Πάνω	1,972E-03	1,815E-03
	Κάτω	1,018E-03	1,018E-03
Α' ΟΡ.	Πάνω	1,972E-03	1,815E-03
	Κάτω	1,018E-03	1,018E-03
Β'-Γ' ΟΡ.	Πάνω	1,344E-03	1,815E-03
	Κάτω	1,273E-03	1,273E-03
Δ' ΟΡ.	Πάνω	1,551E-03	1,394E-03
	Κάτω	8,040E-04	8,040E-04
Ε'-ΣΤ' ΟΡ.	Πάνω	1,551E-03	1,394E-03
	Κάτω	8,040E-04	8,040E-04
Ζ' ΟΡ.	Πάνω	6,693E-04	5,123E-04
	Κάτω	6,160E-04	6,160E-04

Πίνακας 2.1.14 Χαρακτηριστικά δοκού Δ17

Για την Δ18: $b_{eff}/h/t_w/t_f$=0.4440/0.6/0.3/0.2 εκτός Pilotis

		Αριστερά	Δεξιά
Α' ΟΡ.	Πάνω	7,730E-04	1,175E-03
	Κάτω	6,160E-04	6,160E-04
Β'-Γ' ΟΡ.	Πάνω	7,730E-04	1,081E-03
	Κάτω	6,160E-04	6,160E-04
Δ' ΟΡ.	Πάνω	6,190E-04	1,021E-03
	Κάτω	6,160E-04	6,160E-04
Ε'-ΣΤ' ΟΡ.	Πάνω	6,190E-04	8,730E-04
	Κάτω	6,160E-04	6,160E-04
Ζ' ΟΡ.	Πάνω	4,650E-04	6,190E-04
	Κάτω	6,160E-04	6,160E-04

Για την Δ18: $b_{eff}/h/t_w/t_f$=0.5880/0.6/0.3/0.2 μόνο Pilotis

		Αριστερά	Δεξιά
PIL.	Πάνω	7,730E-04	1,175E-03
	Κάτω	6,160E-04	6,160E-04

Πίνακας 2.1.15 Χαρακτηριστικά δοκού Δ18

Για την Δ19: $b_{eff}/h/t_w/t_f$=0.4440/0.6/0.3/0.2 εκτός Pilotis

		Αριστερά	Δεξιά
Α' ΟΡ.	Πάνω	7,730E-04	1,175E-03
	Κάτω	6,160E-04	6,160E-04
Β'-Γ' ΟΡ.	Πάνω	7,730E-04	1,081E-03
	Κάτω	6,160E-04	6,160E-04
Δ' ΟΡ.	Πάνω	6,190E-04	1,021E-03
	Κάτω	6,160E-04	6,160E-04
Ε'-ΣΤ' ΟΡ.	Πάνω	6,190E-04	8,730E-04
	Κάτω	6,160E-04	6,160E-04
Ζ' ΟΡ.	Πάνω	4,650E-04	6,190E-04
	Κάτω	6,160E-04	6,160E-04

Για την Δ19: $b_{eff}/h/t_w/t_f$=0.5880/0.6/0.3/0.2 μόνο Pilotis

		Αριστερά	Δεξιά
PIL.	Πάνω	7,730E-04	1,175E-03
	Κάτω	6,160E-04	6,160E-04

Πίνακας 2.1.16 Χαρακτηριστικά δοκού Δ19

Για την Δ20: $b_{eff}/h/t_w/t_f$=0.7380/0.6/0.3/0.2

		Αριστερά	Δεξιά
PIL.	Πάνω	2,548E-03	2,548E-03
	Κάτω	1,570E-03	1,570E-03
Α' ΟΡ.	Πάνω	2,548E-03	2,548E-03
	Κάτω	1,570E-03	1,570E-03
Β'-Γ' ΟΡ.	Πάνω	3,084E-03	3,084E-03
	Κάτω	1,570E-03	1,570E-03
Δ' ΟΡ.	Πάνω	2,770E-03	2,770E-03
	Κάτω	1,570E-03	1,570E-03
Ε'-ΣΤ' ΟΡ.	Πάνω	2,218E-03	2,218E-03
	Κάτω	1,570E-03	1,570E-03
Ζ' ΟΡ.	Πάνω	1,395E-03	2,023E-03
	Κάτω	1,570E-03	1,570E-03

Πίνακας 2.1.17 Χαρακτηριστικά δοκού Δ20

Για την Δ22: αριστερά: $b_{eff}/h/t_w/t_f$=0.5190/0.6/0.3/0.2
δεξιά: $b_{eff}/h/t_w/t_f$=0.4095/0.6/0.3/0.2

		Αριστερά	Δεξιά
PIL.	Πάνω	1,935E-03	1,671E-03
	Κάτω	1,018E-03	1,018E-03
Α’ ΟΡ.	Πάνω	1,935E-03	1,671E-03
	Κάτω	1,018E-03	1,018E-03
Β’-Γ’ ΟΡ.	Πάνω	1,972E-03	1,815E-03
	Κάτω	1,273E-03	1,273E-03
Δ’ ΟΡ.	Πάνω	1,551E-03	1,394E-03
	Κάτω	8,040E-04	8,040E-04
Ε’-ΣΤ’ ΟΡ.	Πάνω	1,551E-03	1,394E-03
	Κάτω	8,040E-04	8,040E-04
Ζ’ ΟΡ.	Πάνω	6,693E-04	5,123E-04
	Κάτω	6,160E-04	6,160E-04

Πίνακας 2.1.18 Χαρακτηριστικά δοκού Δ22

Για την Δ23: $b_{eff}/h/t_w/t_f$=0.5670/0.6/0.3/0.2

		Αριστερά	Δεξιά
PIL.	Πάνω	2,137E-03	2,237E-03
	Κάτω	1,570E-03	1,570E-03
Α’ ΟΡ.	Πάνω	2,137E-03	2,237E-03
	Κάτω	1,570E-03	1,570E-03
Β’-Γ’ ΟΡ.	Πάνω	2,061E-03	1,983E-03
	Κάτω	1,273E-03	1,273E-03
Δ’ ΟΡ.	Πάνω	1,806E-03	1,474E-03
	Κάτω	1,256E-03	1,256E-03
Ε’-ΣΤ’ ΟΡ.	Πάνω	1,568E-03	1,474E-03
	Κάτω	1,256E-03	1,256E-03
Ζ’ ΟΡ.	Πάνω	1,395E-03	2,023E-03
	Κάτω	1,570E-03	1,570E-03

Πίνακας 2.1.19 Χαρακτηριστικά δοκού Δ23

Για την Δ24: $b_{eff}/h/t_w/t_f$=0.5130/0.6/0.3/0.2

		Αριστερά	Δεξιά
PIL.	Πάνω	2,237E-03	2,193E-03
	Κάτω	1,273E-03	1,273E-03
Α' ΟΡ.	Πάνω	2,237E-03	2,193E-03
	Κάτω	1,273E-03	1,273E-03
Β'-Γ' ΟΡ.	Πάνω	1,983E-03	1,939E-03
	Κάτω	1,005E-03	1,005E-03
Δ' ΟΡ.	Πάνω	1,474E-03	1,523E-03
	Κάτω	8,040E-04	8,040E-04
Ε'-ΣΤ' ΟΡ.	Πάνω	1,474E-03	1,228E-03
	Κάτω	7,700E-04	7,700E-04
Ζ' ΟΡ.	Πάνω	1,395E-03	2,023E-03
	Κάτω	1,570E-03	1,570E-03

Πίνακας 2.1.20 Χαρακτηριστικά δοκού Δ24

- Υποστυλώματα: Στους πίνακες 2.2 και 2.3 παρουσιάζονται οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων και οι οπλισμοί των υποστυλωμάτων αντίστοιχα.

ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ								
	Pilotis	Α' ΟΡ.	Β' ΟΡ.	Γ' ΟΡ.	Δ' ΟΡ.	Ε' ΟΡ.	ΣΤ' ΟΡ.	Ζ' ΟΡ.
Κ1	70x70	70x70	60x60	60x60	50x50	50x50	50x50	50x50
Κ2	60x60	50x50	50x50	50x50	50x50	50x50	50x50	50x50
Κ3	60x60	50x50	50x50	50x50	50x50	50x50	50x50	50x50
Κ4	70x70	70x70	60x60	60x60	50x50	50x50	50x50	50x50
Κ5	60x60	50x50	50x50	50x50	50x50	50x50	50x50	50x50
Κ6	60x60	50x50	50x50	50x50	50x50	50x50	50x50	50x50
Κ7	70x70	70x70	60x70	60x70	50x60	50x50	50x50	50x50
Κ8	70x70	70x70	70x70	70x70	60x70	60x60	60x60	60x60
Κ9	70x70	70x70	70x70	70x70	60x70	60x60	60x60	60x60
Κ10	70x70	70x70	60x70	60x70	50x60	50x50	50x50	50x50
Κ11	60x70	60x70	60x70	60x70	60x70	60x60	60x60	50x50
Κ12	70x70	70x70	70x70	70x70	60x70	60x60	60x60	50x50
Κ13	70x70	70x70	70x70	70x70	60x70	60x60	60x60	50x50
Κ14	60x70	60x70	60x70	60x70	60x70	60x60	60x60	50x50

Πίνακας 2.2 Διαστάσεις των υποστυλωμάτων

ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ								
	Pilotis	Α’ ΟΡ.	Β’ ΟΡ.	Γ’ ΟΡ.	Δ’ ΟΡ.	Ε’ ΟΡ.	ΣΤ’ ΟΡ.	Ζ’ ΟΡ.
Κ1	32Φ20	24Φ20	24Φ20	24Φ20	12Φ20	10Φ20	10Φ20	10Φ20
Κ2	28Φ20	16Φ20	12Φ20	12Φ20	10Φ20	10Φ20	10Φ20	10Φ20
Κ3	28Φ20	16Φ20	12Φ20	12Φ20	10Φ20	10Φ20	10Φ20	10Φ20
Κ4	32Φ20	24Φ20	24Φ20	24Φ20	12Φ20	10Φ20	10Φ20	10Φ20
Κ5	22Φ20	16Φ20	12Φ20	12Φ20	8Φ20	4Φ20+ 4Φ16	4Φ20+ 4Φ16	4Φ20+ 4Φ16
Κ6	22Φ20	16Φ20	12Φ20	12Φ20	8Φ20	4Φ20+ 4Φ16	4Φ20+ 4Φ16	4Φ20+ 4Φ16
Κ7	28Φ20	22Φ20	18Φ20	18Φ20	12Φ20	8Φ20	8Φ20	8Φ20
Κ8	24Φ20	24Φ20	22Φ20	22Φ20	18Φ20	18Φ20	18Φ20	18Φ20
Κ9	24Φ20	24Φ20	22Φ20	22Φ20	18Φ20	18Φ20	18Φ20	18Φ20
Κ10	28Φ20	22Φ20	18Φ20	18Φ20	12Φ20	8Φ20	8Φ20	8Φ20
Κ11	22Φ20	16Φ20	12Φ20	12Φ20	12Φ20	4Φ20+ 8Φ18	4Φ20+ 8Φ18	10Φ20
Κ12	32Φ20	22Φ20	18Φ20	18Φ20	18Φ20	18Φ20	18Φ20	4Φ20+ 8Φ18
Κ13	32Φ20	22Φ20	18Φ20	18Φ20	18Φ20	18Φ20	18Φ20	4Φ20+ 8Φ18
Κ14	22Φ20	16Φ20	12Φ20	12Φ20	12Φ20	4Φ20+ 8Φ18	4Φ20+ 8Φ18	10Φ20

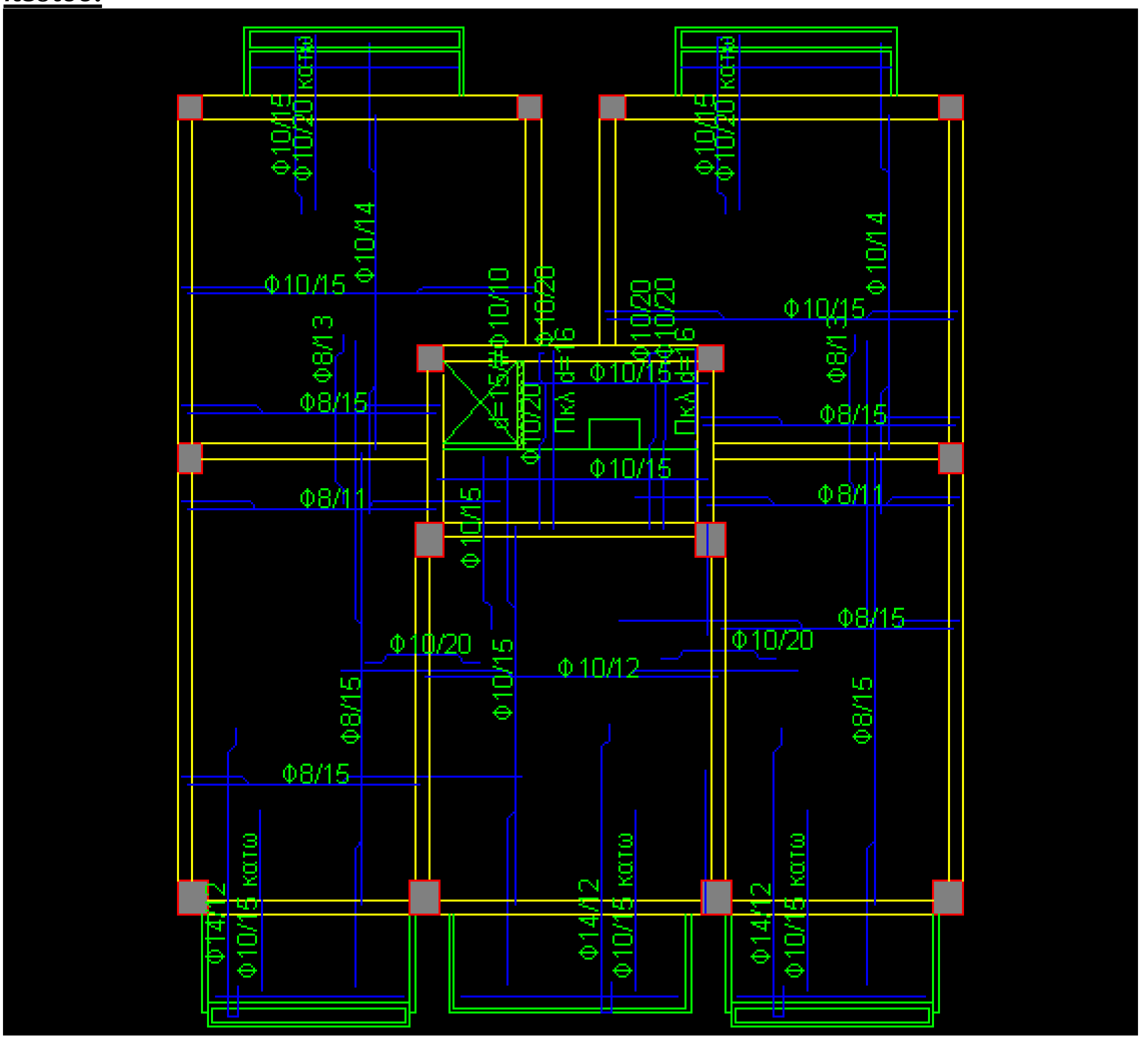
Πίνακας 2.3 Οπλισμός των υποστυλωμάτων

- Πλάκα: Η πλάκα έχει πάχος 20cm και ο οπλισμός της παρουσιάζεται στο σχέδιο 2.5.
- Τοιχίο: Το τοιχίο έχει διαστάσεις 0.15 x 1.80 και περιμετρικό οπλισμό Φ10/10 (με μορφή εσχάρας).

Στο σχέδιο 2.5 που ακολουθεί παρουσιάζεται η κάτοψη του ξυλοτύπου του πρώτου ορόφου (Α’ OR.) προκειμένου να γίνει μια γενική περιγραφή των χώρων του κτιρίου, να παρουσιαστεί ο οπλισμός της πλάκας (κοινός για κάθε όροφο) και να δοθεί μια εικόνα του τρόπου που δόθηκαν τα χαρακτηριστικά των στοιχείων της κατασκευής, τα οποία παρουσιάστηκαν αναλυτικά παραπάνω.

Οι διαφορές, στις κατόψεις των ξυλοτύπων, από όροφο σε όροφο αφορούν:

- στις διαστάσεις και τον οπλισμό των υποστυλωμάτων
- στον οπλισμό των δοκών
- στις διαφορετικές διαστάσεις, όπλιση και φορτίσεις των δοκών Δ18 και Δ19 στον ξυλότυπο Pilotis σε σχέση με τους υπόλοιπους ορόφους, όπως φαίνεται και στην περιγραφή των στοιχείων που έγινε παραπάνω και όπως παρουσιάζεται παρακάτω στους πίνακες 3.2.1 και 3.2.2 αντίστοιχα.



Σχέδιο 2.5 Χαρακτηριστική κάτοψη ξυλοτύπου του πρώτου ορόφου (Α’ OR.) όπου παρουσιάζονται μόνο τα κοινά, με τους άλλους ορόφους, χαρακτηριστικά.

3. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ-ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

3.1 Παραδοχές ανάλυσης

- Η πλάκα κάθε ορόφου προσομειώθηκε με διαφραγματική λειτουργία στην στάθμη του κάθε ορόφου και τα φορτία της πλάκας μεταφέρθηκαν στις δοκούς ανάλογα με τις συνθήκες στήριξης σε κάθε πλευρά της πλάκας (γωνίες 30º,45º,60º που σχηματίζουν αντίστοιχες επιφάνειες φόρτισης).
- Η μάζα του κτιρίου έχει ορισθεί ως η μάζα που αντιστοιχεί στο φορτίο 1G+0,3Q (mass source: from loads: 1xDEAD+0.3xLIVE) και λαμβάνεται αντίστοιχα όπως έχει κατανεμηθεί το φορτίο 1G+0,3Q. Στο σχέδιο φόρτισης (load pattern) DEAD έχει συμπεριληφθεί το ίδιο βάρος των υλικών με συντελεστή: 1.0.
- Θεωρήθηκε ότι οι συνδετήρες δεν προσφέρουν τις απαιτούμενες συνθήκες περίσφιγξης.
- Οι ροπές αδρανείας των στοιχείων έχουν ληφθεί (προς απλοποίηση) από την αρχή της ανάλυσης μειωμένες προκειμένου να ληφθεί υπόψη η ρηγμάτωση των διατομών. Συγκεκριμένα οι ροπές αδρανείας των δοκών και του τοιχίου πολλαπλασιάζονται με τον μειωτικό συντελεστή: 0,25 και οι διατομές των υποστυλωμάτων με τον μειωτικό συντελεστή: 0,40.

3.2 Προσομοίωση κτιρίου και χαρακτηριστικά των στοιχείων

Οι δοκοί, τα υποστυλώματα και το τοιχίο προσομοιωθήκαν με οριζόντια και κατακόρυφα γραμμικά στοιχεία. Τα ανελαστικά διαγράμματα ροπής-πλαστικής γωνίας στροφής υπολογίστηκαν αυτόματα από το πρόγραμμα από τους πίνακες της FEMA 356 (αναλυτικότερα στο κεφάλαιο 2. STATIC PUSHOVER ANALYSIS).

Τα μήκη των περιοχών των άκρων των δοκών οι οποίες μπαίνουν μέσα στα υποστυλώματα (κόμβοι), υπολογίστηκαν αυτόματα από το πρόγραμμα (end length offsets: automatic from connectivity) και θεωρήθηκαν πλήρως δύσκαμπτα (rigid zone factor=1,0).

Το ίδιο βάρος των δοκών πολλαπλασιάστηκε με τον μειωτικό συντελεστή: 0,88 (property modifiers: weight: 0.88) για να μην ληφθεί υπόψη δύο φορές το ίδιο βάρος της πλάκας από την διατομή της πλακοδοκού και από την επιφάνεια φόρτισης της δοκού (της οποίας μέρος είναι ένα τμήμα της πλακοδοκού). Αυτή η αλλαγή επηρεάζει και την μάζα του κτιρίου αφού η μάζα έχει οριστεί μέσω του βάρους του κτιρίου όπως αναφέρθηκε παραπάνω.

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα έχουν σαν σημείο αναφοράς το κέντρο βάρους της διατομής τους (insertion point: centroid).

3.3 Σχεδίαση του κτιρίου

Έχοντας ορίσει τις ιδιότητες των υλικών (σκυρόδεμα και χάλυβα) και αφού ορίσουμε τις διατομές όλων των μελών της κατασκευής σχεδιάζουμε το μοντέλο στο SAP2000. Οι συντεταγμένες του κανάβου που χρησιμοποιήθηκε για την σχεδίαση του μοντέλου φαίνονται στον πίνακα 3.3 ενώ στον πίνακα 3.4 φαίνονται οι συντεταγμένες των κέντρων βάρους των υποστυλωμάτων (κοινές για κάθε όροφο). Αφού σχεδιαστούν τα υποστυλώματα σχεδιάζονται οι δοκοί όπως φαίνεται στο σχέδιο 3.1 (απλοποιητικά τα άκρα των δοκών συμπίπτουν με το κέντρο βάρους της ακραίας διατομής των υποστυλωμάτων).

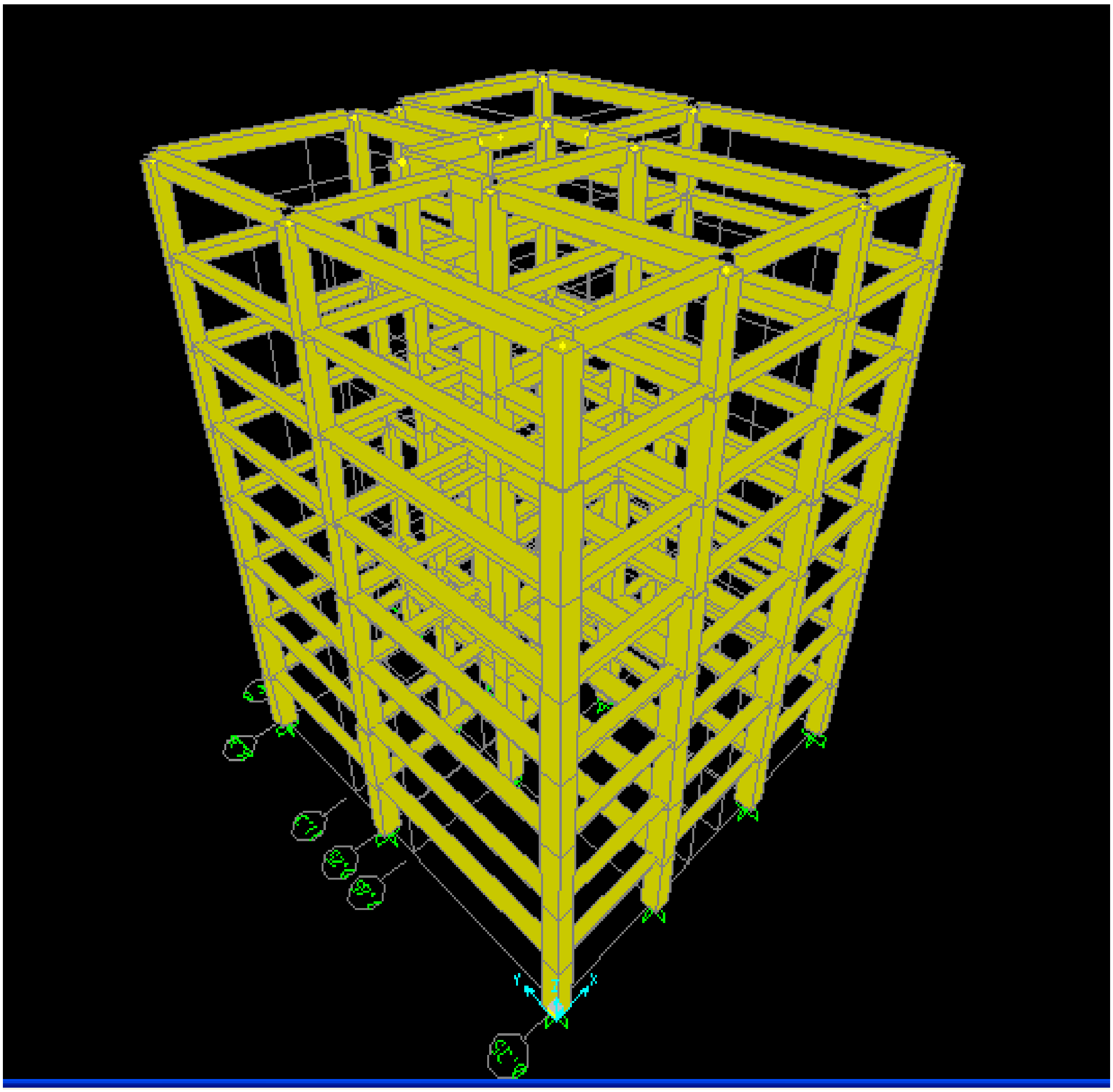
X	Y	Z
0,35	0,35	0
5,19	7,65	2,55
7,11	9,25	5,3
8,91	9,5	8,05
10,82	11,3	10,8
15,67	16,35	13,55
		16,3
		19,05
		21,8

Πίνακας 3.3 Συντεταγμένες κανάβου για την σχεδίαση του μοντέλου της κατασκευής

	X	Y
K1	0,35	16,35
K2	7,11	16,35
K3	8,91	16,35
K4	15,67	16,35
K5	5,19	11,3
K6	10,82	11,3
K7	0,35	9,25
K8	15,67	9,25
K9	5,19	7,65
K10	10,82	7,65
K11	0,35	0,35
K12	5,19	0,35
K13	10,82	0,35
K14	15,67	0,35

Πίνακας 3.4 Συντεταγμένες υποστυλωμάτων

Στο σχήμα 3.3 που ακολουθεί φαίνεται το υπό εξέταση κτίριο (με την μορφή μοντέλου) όπως αυτό έχει ορισθεί στο πρόγραμμα SAP2000.



Σχήμα 3.3 Υπό μελέτη κτίριο

3.4 Καθορισμός στατικών φορτίσεων (ίδια βάρη, μόνιμα και κινητά φορτία)

Αφού ορίσουμε δύο σχέδια φόρτισης (load pattern), ένα για τα μόνιμα (στο οποίο θα συμπεριληφθεί αυτόματα από το πρόγραμμα το ίδιο βάρος των στοιχείων) και ένα για τα κινητά φορτία, DEAD και LIVE αντίστοιχα, φορτίζουμε την κατασκευή με τις τιμές των φορτίων όπως αυτές παρουσιάζονται στο κεφάλαιο 3. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ και με τον τρόπο που αναφέρθηκε στο υποκεφάλαιο 4.1 Παραδοχές ανάλυσης του παρόντος κεφαλαίου.

Οι τιμές των φορτίων που προκύπτουν από τους υπολογισμούς και εφαρμόζονται στις δοκούς παρουσιάζονται στους πίνακες 4.4.1 και 4.4.2, ενώ στα υποστυλώματα ασκείται μόνο το ίδιο βάρος το οποίο υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα και συμπεριλαμβάνεται στο σχέδιο φόρτισης (load pattern) DEAD.

Πιλοτή				
	μήκος (m)	ίδιο βάρος (kN/m)	Μόνιμα (kN/m)	Κινητά (kN/m)
Δ1,Δ3	6,76	6,25	26,15	7,72
Δ2	1,8	6,25	9,82	0,24
Δ4	5,63	4,5	23,82	6,17
Δ7,Δ8	4,84	3,75	30,44	7,27
Δ9	5,63	4,5	22,3	4,95
Δ10,Δ12	4,84	4,5	29,14	11,85
Δ11	5,63	4,5	26,72	10,17
Δ13,Δ23	8,9	4,5	17,76	2,5
Δ14,Δ24	7,1	4,5	16,58	2,17
Δ15,Δ20	7,3	4,5	30,96	7,42
Δ17	3,65	4,5	23,83	5,38
Δ18,Δ19	5,05	4,5	21,34	3,53
Δ22	3,65	4,5	26,95	10

Πίνακας 3.2.1 Φορτία που ασκούνται στις δοκούς του ξυλοτύπου Pilotis

υπόλοιποι όροφοι				
	μήκος (m)	ίδιο βάρος (kN/m)	Μόνιμα (kN/m)	Κινητά (kN/m)
Δ1,Δ3	6,76	6,25	26,15	7,72
Δ4	5,63	4,5	23,57	6,09
Δ7,Δ8	4,84	3,75	30,44	7,27
Δ9	5,63	4,5	22,3	4,95
Δ10,Δ12	4,84	4,5	29,14	11,85
Δ11	5,63	4,5	26,72	10,17
Δ13,Δ23	8,9	4,5	17,76	2,5
Δ14,Δ24	7,1	4,5	16,58	2,17
Δ15,Δ20	7,3	4,5	30,96	7,42
Δ17	3,65	4,5	23,83	5,38
Δ18,Δ19	5,05	4,5	17,33	2,38
Δ22	3,65	4,5	26,95	10

Πίνακας 3.2.2 Φορτία που ασκούνται στις δοκούς των ξυλοτύπων όλων των ορόφων (εκτός της Pilotis).

Η στατική ανάλυση έγινε σύμφωνα με τις διατάξεις του Ε.Κ.Ω.Σ. 2000, με συνδυασμό φόρτισης 1.35G+1.5Q για τα κατακόρυφα φορτία. Γι’αυτό χρειάστηκε να ορίσουμε ένα σενάριο φόρτισης (load case), το οποίο ονομάζουμε 1.35G+1.50Q, στατικής, μη-γραμμικής συμπεριφοράς (για να μπορέσουμε να ελέγξουμε αν αντέχει το κτίριο τα κατακόρυφα φορτία), στο οποίο τα φορτία που ασκούνται (load applied) είναι τα μόνιμα πολλαπλασιασμένα με τον αυξητικό συντελεστή 1.35 και τα κινητά πολλαπλασιασμένα με τον αυξητικό συντελεστή 1.50. Στο σενάριο φόρτισης 1.35G+1.50Q λάβαμε υπόψη τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως (geometric nonlinearity parameters: P-Delta) για να έχουμε μεγαλύτερη ακρίβεια στα αποτελέσματα της ανάλυσης.

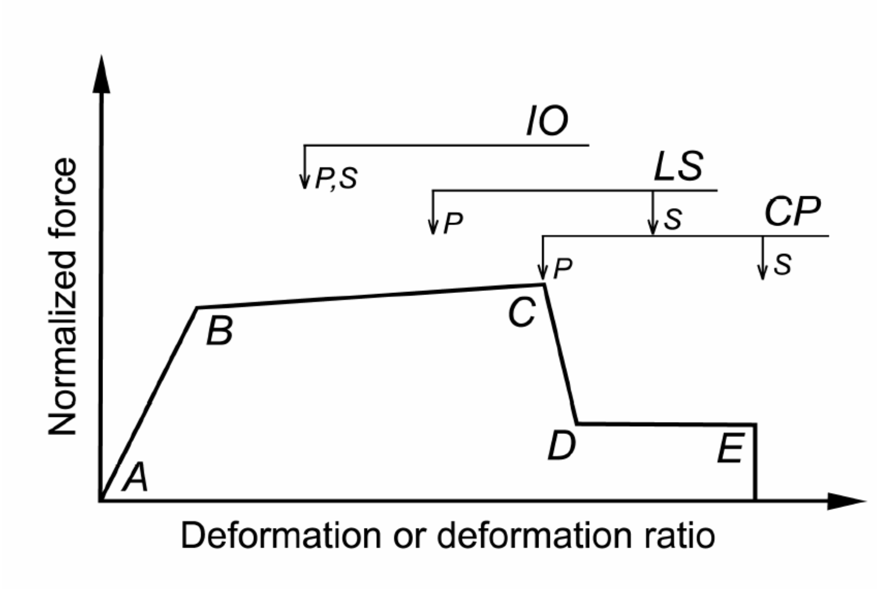
Ο υπολογισμός των ιδιομορφών του κτιρίου γίνεται μέσω ενός σεναρίου φόρτισης (load case) που ονομάζεται MODAL και δημιουργείται αυτόματα από το πρόγραμμα. Τα αποτελέσματα του σεναρίου φόρτισης MODAL θα χρησιμοποιηθούν στην pushover ανάλυση (για να φορτίσουμε την κατασκευή με πλευρικά φορτία τα οποία θα έχουν ιδιομορφική κατανομή) και στην εφαρμογή της μεθόδου N2.

4. STATIC PUSHOVER ANALYSIS

4.1 Περιγραφή της μεθόδου Static pushover analysis

Η μη γραμμική στατική ανάλυση Πλευρικής Οριακής Ώθησης (Non-linear static push-over analysis) είναι μια διαδικασία η οποία χρησιμοποιείται στο σχεδιασμό-έλεγχο των κατασκευών για επάρκεια σε σεισμικά φορτία. Η ανάλυση αυτή χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα εργασία και εφαρμόστηκε στο στατικό πρόγραμμα SAP2000. Κατά την ανάλυση αυτή, θεωρούμε πλευρική φόρτιση η οποία εφαρμόζεται με αυξανόμενη ένταση στον φορέα χωρίς όμως να μεταβάλλεται η κατανομή της φόρτισης. Η ανάλυση τερματίζεται από το πρόγραμμα όταν δημιουργείται τέτοιος αριθμός πλαστικών αρθρώσεων ώστε να υπάρξει μηχανισμός. Για την παρούσα εργασία η ανάλυση τερματίζεται στην μέγιστη μετακίνηση (ελαστική) για τον σεισμό σχεδιασμού αυξημένη (για να υπάρχει ένα περιθώριο) κατά περίπου 5cm. Η κατανομή της φόρτισης επιλέχθηκε να είναι σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή.

Στην push-over ανάλυση τα μέλη του φορέα δεν συμπεριφέρονται ελαστικά αλλά υπακούν σε συγκεκριμένα μοντέλα πλαστικής παραμόρφωσης. Ο μελετητής μηχανικός μπορεί να επιλέξει συγκεκριμένα σημεία στον φορέα, τα “hinges” (πλαστικές αρθρώσεις), όπου μέσω της συμπεριφοράς των σημείων αυτών, θα καθορίζεται και η αντοχή του μέλους στο οποίο ανήκουν (κατά συνέπεια και ολόκληρης της κατασκευής), ελέγχοντας την συμπεριφορά των υλικών στις καταπονήσεις. Τα μοντέλα πλαστικής παραμόρφωσης περιγράφονται μέσα από διαγράμματα συμπεριφοράς υλικών όπως αυτό στο σχήμα 4.1 (FEMA 356).



Σχήμα 4.1 Διάγραμμα συμπεριφοράς υλικών

Ο κάθετος άξονας είναι η δύναμη (αξονική, διατμητική ή ροπή) και ο οριζόντιος η παραμόρφωση (μετατόπιση ή στροφή). Η ΑΒ είναι η περιοχή όπου το υλικό συμπεριφέρεται ελαστικά. Το Β είναι το σημείο διαρροής του υλικού, δηλαδή μετά το σημείο Β το υλικό συμπεριφέρεται πλαστικά μέχρι το σημείο C όπου το υλικό έχει φτάσει την μέγιστη αντοχή του όπου και επέρχεται θραύση. Ακολουθεί απότομη μείωση της αντοχής μέχρι το σημείο D και τέλος το υλικό φτάνει μέχρι το σημείο Ε που είναι το σημείο μέγιστης παραμόρφωσης χωρίς όμως ουσιαστικά το υλικό να έχει ικανότητα να παραλάβει φορτίο.

Μέσα από το διάγραμμα γίνεται έλεγχος για το αν παραβιάζονται οι απαιτούμενες στάθμες επιτελεστικότητας. Συγκεκριμένα: IO (Immediate Occupancy) είναι η στάθμη «Α.Χ. Άμεση Χρήση μετά τον σεισμό», LS (Life Safety) είναι η στάθμη «Π.Ζ. Προστασία Ζωής των ενοίκων» και CP (Collapse Prevention) είναι η στάθμη «Ο.Κ. αποφυγή Οιωνεί Κατάρρευσης».

Για τον προσδιορισμό των πλαστικών αρθρώσεων (hinges) στα στοιχεία χρησιμοποιήθηκαν τα default hinges που παρέχονται από το πρόγραμμα και βασίζονται στα FEMA-356 κριτήρια. Μας ενδιαφέρουν τα άκρα των στοιχείων της κατασκευής αφού αυτά αποτελούν πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων (αφού στο μέσον τους έχει εξασφαλισθεί η αντοχή τους για σεισμικά φορτία). Έτσι τα σημεία ελέγχου της πλαστικής παραμόρφωσης επιλέχθηκαν ως εξής:

α) Στα υποστυλώματα, αφού έχουμε φόρτιση μόνο στη διεύθυνση y-y και η ανάλυση περιλαμβάνει μετακινήσεις κατά y, μετακινήσεις κατά z και στροφή κατά x, επιλέχθηκε hinge P-M (αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης με ροπή ως προς άξονα εγκάρσιο στην μετακίνηση) στα δυο άκρα του υποστυλώματος, ακριβώς κάτω από την άνω δοκό και ακριβώς πάνω από την κάτω δοκό.

β) Στα δοκάρια επιλέχθηκε hinge M_3 στα δυο άκρα, ακριβώς πριν και μετά από τις παρειές των υποστυλωμάτων (με τις οποίες συνδέονται τα δοκάρια).

4.2 Καθορισμός φορτίσεων για την ανάλυση Push-over.

Οι τιμές των φορτίων που χρησιμοποιήθηκαν έχουν ορισθεί στο κεφάλαιο: 2. Περιγραφή κτιρίου.

Όπως αναφέρθηκε η στατική ανάλυση έγινε σύμφωνα με τις διατάξεις του Ε.Κ.Ω.Σ.2000, με συνδυασμό φόρτισης 1.35G+1.5Q για τα κατακόρυφα φορτία. Η φόρτιση για την ανάλυση push-over περιλαμβάνει μόνιμα φορτία χωρίς αυξητικό συντελεστή, κινητά με συντελεστή συμμετοχής 0.3 και πλευρική φόρτιση σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή. Η push-over ανάλυση έχει σαν αρχικές συνθήκες την κατάσταση 1.00G+0.30Q και φορτίζουμε (σταδιακά) με πλευρικά φορτία κατανεμημένα σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή παρατηρώντας σε κάθε βήμα τις πλαστικές αρθρώσεις που δημιουργούνται.

Έχοντας ορίσει στην push-over να μας δείχνει την μετακίνηση ενός από τους κόμβους που βρίσκονται στην κορυφή του κτιρίου (δηλαδή της κορυφής του κτιρίου αφού έχουμε διαφραγματική λειτουργία σε κάθε όροφο), μπορούμε να πάρουμε την καμπύλη αντίστασης της κατασκευής, όπου φαίνεται για τις διάφορες τιμές της τέμνουσας βάσης πια είναι η οριζόντια μετακίνηση κορυφής (την οποία έχουμε ρυθμίσει να φτάσει μέχρι μια μετακίνηση λίγο μεγαλύτερη από την ελαστική μετακίνηση του σεισμού σχεδιασμού του Ε.Α.Κ.). Έτσι μπορούμε να δούμε πως μεταβάλλεται η δυσκαμψία της κατασκευής σε κάθε βήμα της Push-over ανάλυσης.

4.2.1 Βήματα ανάλυσης Push-over

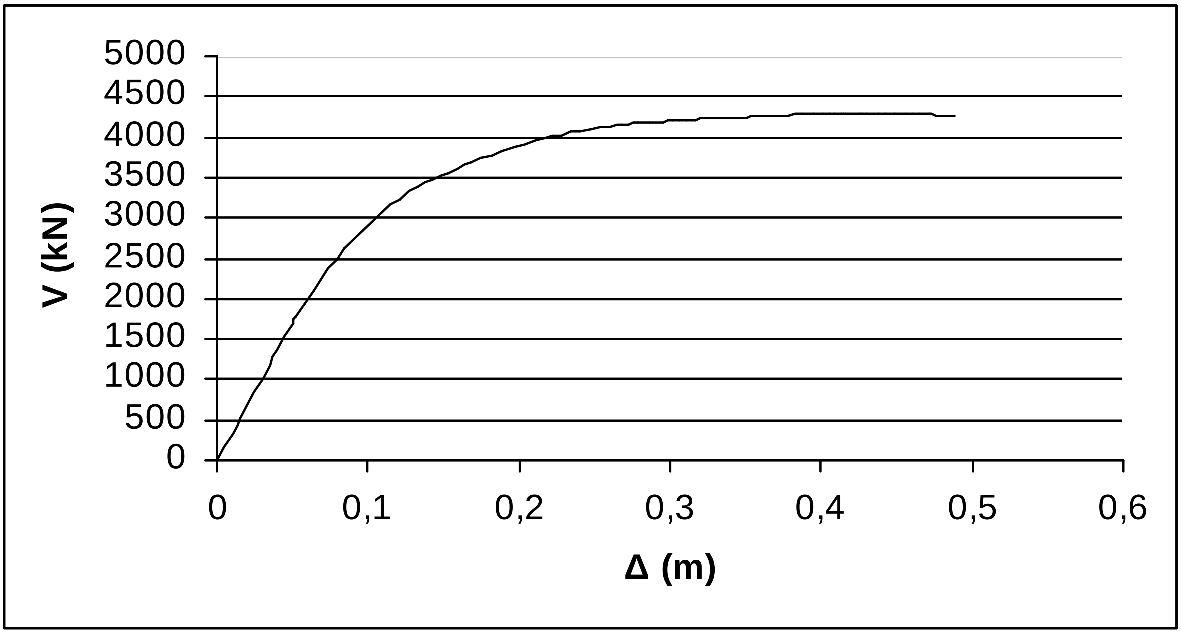
Έχοντας σχεδιάσει το μοντέλο και αφού ορίσαμε τα σχέδια φόρτισης (load pattern) της κατασκευής και τα σενάρια φόρτισης (load case) για τα μόνιμα και τα κινητά φορτία, ρυθμίζουμε τις παραμέτρους για την ανάλυση push-over:

- Ορίζουμε ένα σενάριο φόρτισης (load case) μη-γραμμικής συμπεριφοράς (non-linear analysis type) στο οποίο να λαμβάνονται υπόψη τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως (geometric nonlinearity parameters: P-Delta) και τα φορτία που θα ασκούνται θα είναι τα μόνιμα (χωρίς αυξητικό ή μειωτικό συντελεστή) και τα κινητά πολλαπλασιασμένα με τον μειωτικό συντελεστή 0.3. Δηλαδή η φόρτιση θα είναι 1G+0.3Q όπου G, Q έχουν οριστεί στα σχέδια φόρτισης (load pattern). Αυτό το σενάριο φόρτισης ονομάζεται: 1G+0.3Q.

- Ορίζουμε ένα σενάριο φόρτισης το οποίο το ονομάζουμε: PUSHOVER ID.K. Το σενάριο αυτό έχει μη-γραμμική συμπεριφορά (non-linear analysis type), και επίσης λαμβάνονται υπόψη τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως (geometric nonlinearity parameters: P-Delta). Τα φορτία θα κατανέμονται σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή (load type: mode, load name: 1) και οι αρχικές συνθήκες του σεναρίου αυτού θα είναι οι τελικές συνθήκες του σεναρίου: 1G+0.3Q. Ρυθμίζουμε η φόρτιση να είναι αυξανόμενη μέχρι η μετακίνηση κορυφής (στη διεύθυνση y-y') να φτάσει τα 0.5m (ανεξάρτητα από το γεγονός ότι στην παρούσα εργασία θα χρησιμοποιηθεί πιο μικρή μετατόπιση). Η μέθοδος αποφόρτισης πλαστικών αρθρώσεων όταν αυτές φτάσουν το σημείο θραύσης 'Ε' θα είναι να γίνει τοπική ανακατανομή της έντασης (hinge unloading method: apply local redistribution).
- Κάνουμε κάποιες αλλαγές (οι οποίες οριστικοποιούνται μετά από δοκιμές) στις παραμέτρους μη-γραμμικής συμπεριφοράς (nonlinear parameters) ώστε η ανάλυση να έχει καλή ακρίβεια (π.χ. αυξάνουμε τον αριθμό των βημάτων για να είναι πιο λεπτομερής η ανάλυση).
- Ορίζουμε τις πλαστικές αρθρώσεις (hinges) στα άκρα κάθε στοιχείου, όπως παρουσιάστηκε παραπάνω.

Εδώ ολοκληρώνεται η διαδικασία ορισμού της ανάλυσης Push-over.

Στο σχήμα 4.2 που ακολουθεί φαίνεται η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής όπως αυτή προέκυψε από την ανάλυση pushover. Στον οριζόντιο άξονα είναι η μετακίνηση (κατά την διεύθυνση y-y', όπου ορίσαμε να φτάσει μέχρι 0.5m και στον κατακόρυφο άξονα η τέμνουσα βάσης της κατασκευής κατά την διεύθυνση y-y').



Σχήμα 4.2 Καμπύλη αντίστασης της κατασκευής για πλευρική φόρτιση σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή

5. ΜΕΘΟΔΟΣ Ν2

5.1 Περιγραφή της μεθόδου Ν2

Η μέθοδος Ν2 προτάθηκε από τον Fajfar (1996, 1999) και βασίζεται σε εμπειρικές σχέσεις που συνδέουν το συντελεστή συμπεριφοράς με την πλαστιμότητα. Έτσι μπορεί να υπολογιστεί απευθείας η ανελαστική φασματική επιτάχυνση, $S_α$, η οποία συνδέεται με την αντίστοιχη ελαστική, $S_{αe}$, με την σχέση:

$$S_α= S_{αe}/R_μ \tag{5.1}$$

όπου $R_μ$ είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς (reduction factor) λόγω της ανελαστικής απόκρισης (αντίστοιχος του όρου q_d, δηλαδή του παράγοντα πλαστιμότητας, κατά ΕΑΚ).

Αντίστοιχα, η ανελαστική φασματική μετακίνηση, S_d, συνδέεται με τη μετακίνηση διαρροής, S_{dy}, με τη σχέση:

$$S_d=μ\cdot S_{dy} \tag{5.2}$$

Για ένα ελαστικό-τελείως πλαστικό σύστημα, δηλαδή χωρίς κράτυνση, ισχύει $S_α=S_{αy}$, όπου $S_{αy}$ είναι η επιτάχυνση διαρροής. Μέσω των σχέσεων: $S_{αe}=ω^2\cdot S_{de}$ και $S_{αy}=ω^2\cdot S_{dy}$, όπου ω είναι η ιδιοπερίοδος του ελαστικού συστήματος, οι εξισώσεις (5.1) και (5.2) συνδυάζονται και προκύπτει η σχέση:

$$S_d=S_{de}\cdot μ/R_μ \tag{5.3}$$

η οποία συνδέει την ελαστική με την ανελαστική μετακίνηση.

Στις εργασίες του Fajfar η πλαστιμότητα, μ, συνδέεται με τον συντελεστή συμπεριφοράς, Rμ, μέσω των παρακάτω σχέσεων:

$$R_μ=(μ-1)\cdot T/T0+1 \quad \text{για } T\leq T_0 \tag{5.4α}$$

$$R_μ=μ \quad \text{για } T\geq T_0 \tag{5.4β}$$

όπου

$$T_0=0.65\cdot μ^{0.3}\cdot T_c\leq T_c \tag{5.5}$$

Στην παραπάνω σχέση, Τ είναι η ιδιοπερίοδος του μονοβάθμιου ταλαντωτή και T_c η χαρακτηριστική περίοδος της εδαφικής κίνησης. Για φάσματα σχεδιασμού της μορφής του ΕΑΚ ή του EC8, η περίοδος T_c ορίζεται συνήθως από το σημείο τομής του τμήματος που αντιστοιχεί σε σταθερή επιτάχυνση (οριζόντιο τμήμα) με αυτό που αντιστοιχεί σε σταθερή ταχύτητα (φθίνων κλάδος), δηλαδή $T_c=T_2$ κατά ΕΑΚ και $T_c=T_C$ κατάEC8.

Επειδή η εξάρτηση της περιόδου T_0 από την πλαστιμότητα απαιτεί επαναληπτική διαδικασία για τον υπολογισμό του σημείου επιτελεστικότητας, προτείνεται η απλοποίηση:

$$T_0 =T_c \tag{5.6}$$

η οποία είναι μία συντηρητική παραδοχή που δεν επηρεάζει σημαντικά τα αποτελέσματα.

Διερεύνηση της αξιοπιστίας της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover-μέθοδος N2) για την εκτίμηση της απόκρισης πλαισιακού κτιρίου από Ο.Σ. σε σεισμούς κοντινού πεδίου.

Παρακάτω περιγράφεται η μέθοδος σε βήματα, των οποίων η εφαρμογή θα γίνει στο υποκεφάλαιο 5.2.

Βήμα 1: Κατασκευή της καμπύλης αντίστασης (V-Δ) της κατασκευής (capacity curve) και του αντίστοιχου φάσματος αντίστασης (Sα-Sd) του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος (capacity spectrum) σε μορφή ADRS.

Η κατασκευή της καμπύλης αντίστασης γίνεται με υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής (Δ) για διάφορες τιμές της τέμνουσας βάσης (V) θεωρώντας κατανομή των φορτίων καθ' ύψος συμβατή με την αναμενόμενη μορφή μετακινήσεων (στην παρούσα εργασία σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή). Στη συνέχεια, η καμπύλη αυτή μετατρέπεται σε φάσμα αντίστασης (Sα-Sd) του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος μέσω των σχέσεων:

$$S_\alpha = V/(m^* \cdot \Gamma) \quad (5.7)$$

$$S_d = \Delta/\Gamma \qquad (\text{ή} \quad S_d = \Delta/(\Gamma \cdot \varphi_{top}) \ \text{ εάν } \ \varphi_{top} \neq 1) \quad (5.8)$$

όπου:
Δ=μετακίνηση κορυφής του πολυβάθμιου συστήματος
V=τέμνουσα βάσης του πολυβάθμιου συστήματος
m*=μάζα του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος που δίνεται από την σχέση:

$$m^* = \Sigma m_i \cdot \varphi_i \quad (5.9)$$

όπου:
mi=η μάζα του i ορόφου του πολυβαθμίου
φi=η μετακίνηση του i ορόφου, στην παρούσα εργασία, για ταλάντωση σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή.

Γ=συντελεστής συμμετοχής που δίνεται από την σχέση:

$$\Gamma = (\Sigma m_i \cdot \varphi_i)/(\Sigma m_i \cdot \varphi_i^2) \quad (5.10)$$

Βήμα 2: Κατασκευή του αντίστοιχου ιδεατού, χωρίς κράτυνση, διγραμμικού διαγράμματος.

Το διάγραμμα συνήθως κατασκευάζεται με κλίση ελαστικού κλάδου ίση με την τέμνουσα
δυσκαμψία που αντιστοιχεί 60% της επιτάχυνσης διαρροής και έτσι ώστε τα εμβαδά που αποκόπτονται πάνω και κάτω από την αρχική καμπύλη να είναι ίσα. Από το διγραμμικό διάγραμμα αντίστασης καθορίζονται η επιτάχυνση διαρροής, Say και η μετακίνηση διαρροής, Sdy. Έτσι, για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα η δύναμη διαρροής είναι $Fy^* = m^* \cdot Say$ και η μετακίνηση διαρροής $δy = Sdy$.

Στη συνέχεια μπορεί να υπολογιστεί η ιδιοπερίοδος του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος από τη σχέση:

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot (S_{dy}/S_{ay})^{0.5} \quad (5.11)$$

Βήμα 3: Υπολογισμός της ανελαστικής μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

Για την περίοδο Τ* , υπολογίζονται η ελαστική επιτάχυνση, Sae και η ελαστική μετακίνηση, Sde, από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού. Ο απαιτούμενος συντελεστής συμπεριφοράς ισούται με: $R_\mu = S_{ae}/S_{\alpha y}$.

Διακρίνουμε δύο περιπτώσεις:
(α) Εάν $T^* \geq T_0$, η ανελαστική μετακίνηση ισούται με την ελαστική και επομένως:

$$\delta^*=S_d=S_{de} \quad (5.12)$$

Η χαρακτηριστική περίοδος, T0, υπολογίζεται από την σχέση (5.5) ή την απλοποιημένη (5.6). Σε αυτήν την περίπτωση, $\mu=R_\mu$.

(β) Εάν $T^*<T_0$, η πλαστιμότητα, μ, υπολογίζεται από το συντελεστή συμπεριφοράς, R_μ, από την σχέση (5.4α), η οποία δίνει:

$$\mu=(R_\mu-1)\cdot T_0/T^*+1 \quad (5.13)$$

Εάν για τον υπολογισμό της T_0 χρησιμοποιηθεί η σχέση (5.18), απαιτείται επαναληπτική διαδικασία, ενώ εάν ο υπολογισμός γίνει σύμφωνα με την απλοποιημένη σχέση (5.19), ο υπολογισμός του μ είναι άμεσος, χωρίς να απαιτούνται επαναλήψεις. Μετά τον υπολογισμό της πλαστιμότητας, η ανελαστική μετακίνηση προκύπτει από τη σχέση:

$$\delta^*=S_d=\mu\cdot S_{dy} \quad (5.14)$$

Και στις δύο περιπτώσεις, η ανελαστική μετακίνηση αντιστοιχεί στο σημείο τομής του διγραμμικού φάσματος αντίστασης με το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα μ.

<u>Βήμα 4:</u> Στοχευόμενη μετακίνηση κατασκευής
Η μετακίνηση της κορυφής του πολυβάθμιου συστήματος, Δ, που αντιστοιχεί στη μετακίνηση δ* του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος, υπολογίζεται χρησιμοποιώντας τη σχέση (5.8), με αντικατάσταση της S_d με τη δ*.

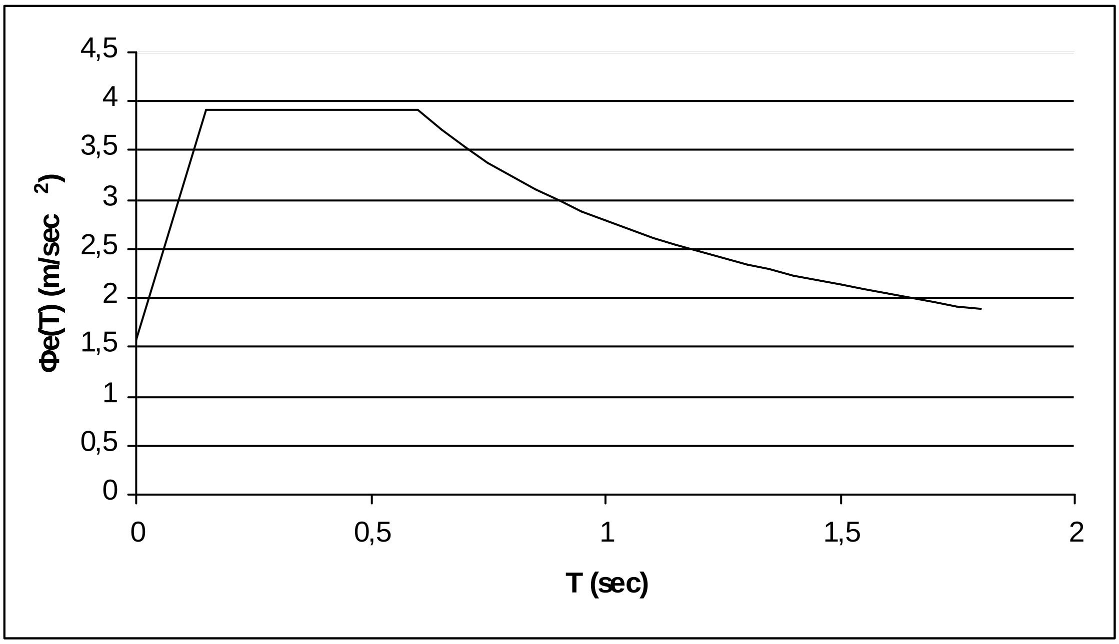
5.2 Εφαρμογή της μεθόδου Ν2

Στο παρών κεφάλαιο θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα της εφαρμογής της μεθόδου Ν2, όπως αυτή παρουσιάστηκε στο υποκεφάλαιο 5.1.

<u>Βήμα 1:</u>
Υπολογίζουμε την μέγιστη (ελαστική) μετακίνηση, Sae, που δίνει ο σεισμός για τον οποίο διαστασιολογήθηκε το κτίριο και σε αυτή την μετακίνηση θα προσθέσουμε περίπου 5cm προκειμένου να δούμε πού θα σταματήσουμε την καμπύλη αντίστασης της κατασκευής (τουλάχιστον 15-20cm).
Η σεισμικότητα χαρακτηρίζεται από τα παρακάτω:

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητος: Ι => Α=0.16g
- Σπουδαιότητα κτιρίου: Σ2 => γ=1
- Κατηγορία εδάφους: Β => T_1=0.15sec., T_2=0.60sec.
- Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς: q=3.5
- Ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης: ζ=5%
- Πολλαπλασιαστικός συντελεστής φάσματος: n=1

Με βάση τα παραπάνω δεδομένα, σχεδιάζεται το φάσμα του σεισμού του Ε.Α.Κ. το οποίο παρουσιάζεται στο σχήμα 5.1 που ακολουθεί.



Σχήμα 5.1 Φάσμα του Ε.Α.Κ. για την σεισμικότητα που περιγράφηκε στο βήμα 1 του παρόντος υποκεφαλαίου.

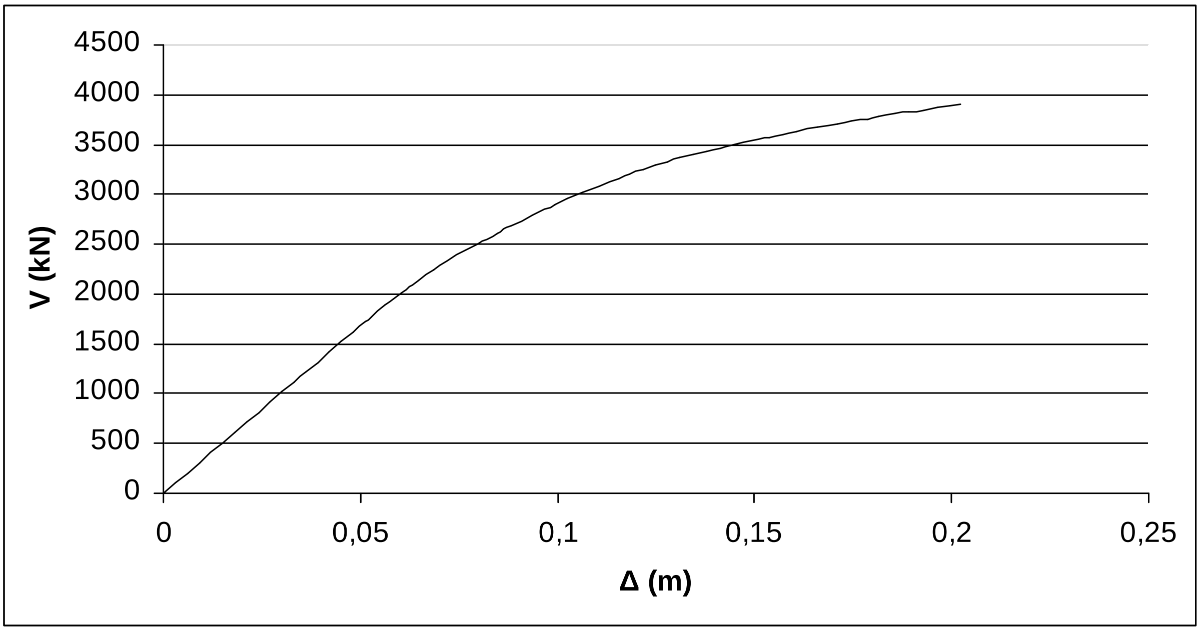
Λαμβάνοντας υπόψη τις δύο πρώτες ιδιομορφές ταλάντωσης με περιόδους $T_1 \approx 1.431$sec. και $T_2 \approx 0.448$sec. και με βάση τους συντελεστές συμμετοχής των ιδιομορφών, προκύπτει μέσω της σχέσης:

$$S_{dmax} = S_{\alpha el}/\omega^2 \qquad (5.15)$$

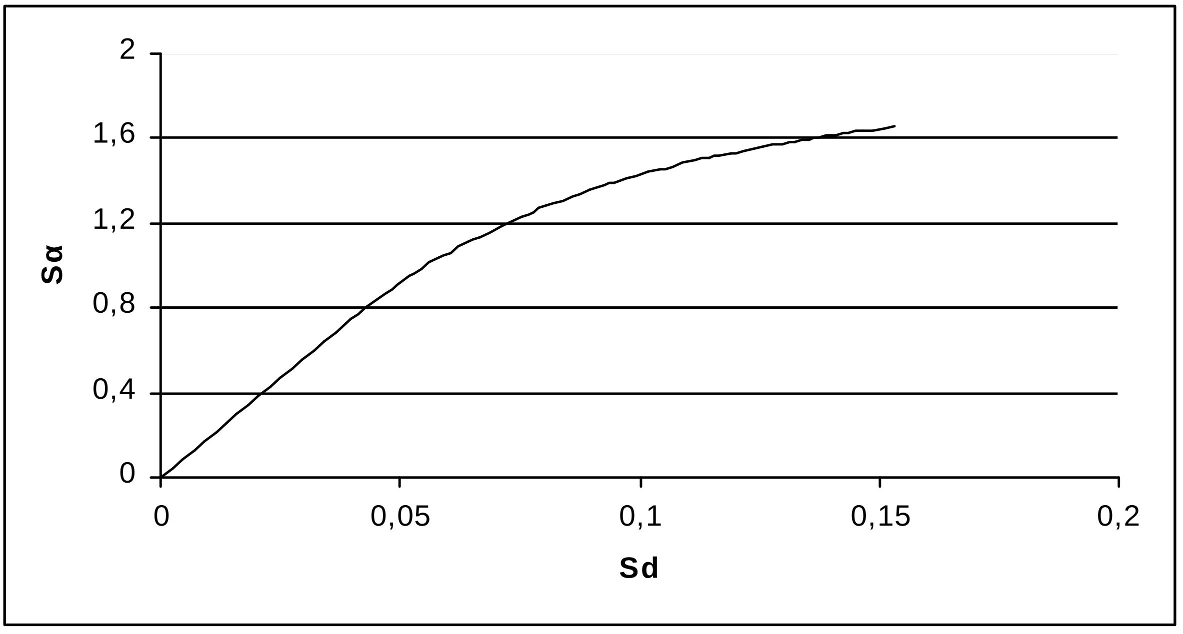
όπου $S_{\alpha el} = \Phi_e(T)$ η τιμή που διαβάζουμε από το φάσμα του σχήματος 5.1,
η μέγιστη μετακίνηση για κάθε ιδιομορφή, όπου απλοποιητικά θεωρήσαμε ότι ισχύει η παραδοχή ίσων μετακινήσεων και στις δύο περιπτώσεις, παρ'ότι η περίοδος της δεύτερης ιδιομορφής είναι μικρότερη από την T_2=0.60sec, κάτι που λαμβάνεται υπόψη με το περιθώριο των 5cm που θα προστεθεί στο τελικό αποτέλεσμα. Με εφαρμογή του ορθογωνικού κανόνα, προκύπτει η συνολική μετακίνηση, έχοντας λάβει υπόψη και τις δύο ιδιομορφές, $S_{dmax} \approx 0.151$m. Άρα η καμπύλη αντίστασης, για την εφαρμογή της μεθόδου N2, θα σταματήσει στα 0.20m.

Η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής που θα χρησιμοποιηθεί για την εφαρμογή της μεθόδου N2, παρουσιάζεται στο σχήμα 5.2 που ακολουθεί και προκύπτει από το σχήμα 4.2 για μετακίνηση περίπου μέχρι 0.20m.

Στη συνέχεια η καμπύλη αντίστασης μετατρέπεται στο αντίστοιχο φάσμα αντίστασης (S_α-S_d) του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος (capacity spectrum) σε μορφή ADRS και παρουσιάζεται στο σχήμα 5.3.



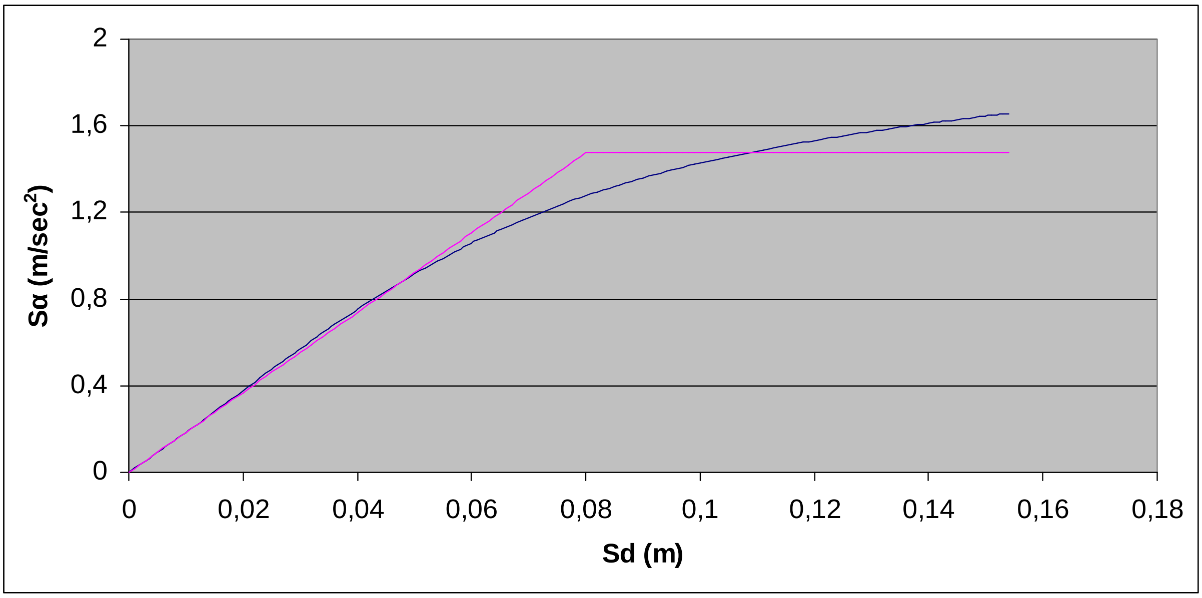
Σχήμα 5.2 Καμπύλη αντίστασης της κατασκευής για την εφαρμογή της μεθόδου N2



Σχήμα 5.3 Φάσμα αντίστασης του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος σε μορφή ADRS

<u>Βήμα 2:</u>

Στο σχήμα 5.4 που ακολουθεί φαίνεται το φάσμα αντίστασης του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος σε μορφή ADRS και το αντίστοιχο ιδεατό διγραμμικό διάγραμμα, με οριζόντιο μετελαστικό κλάδο.



Σχήμα 5.4 Φάσμα αντίστασης και αντίστοιχο ιδεατό διγραμμικό διάγραμμα του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος

Από το σχήμα 5.4 προκύπτουν για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα οι τιμές:
Επιτάχυνση διαρροής: $S_{\alpha y} \approx 1.475$ m/sec^2
Μετακίνηση διαρροής: $S_{dy} \approx 0.080$ m
Περίοδος: $T^* \approx 1.463$ sec

<u>Βήμα 3:</u>

Αφού $T^* \approx 1.463 > T_c = 0.60$ => (μέσω της σχέσης 5.5) $T^* > T_0$

Άρα: $\delta^* = S_d = S_{de} = \Phi e(T^*)/(\omega^*)^2 \approx 0.117$m

$\mu = R_\mu = \Phi e(T^*)/S_{\alpha y} \approx 1.468$

<u>Βήμα 4:</u>

Η μέγιστη μετακίνηση της κορυφής, Δ, του πολυβαθμίου συστήματος είναι: $\Delta \approx 0.155$m.

6. ΣΕΙΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΗΣ

6.1 Χαρακτηριστικά των σεισμών φόρτισης

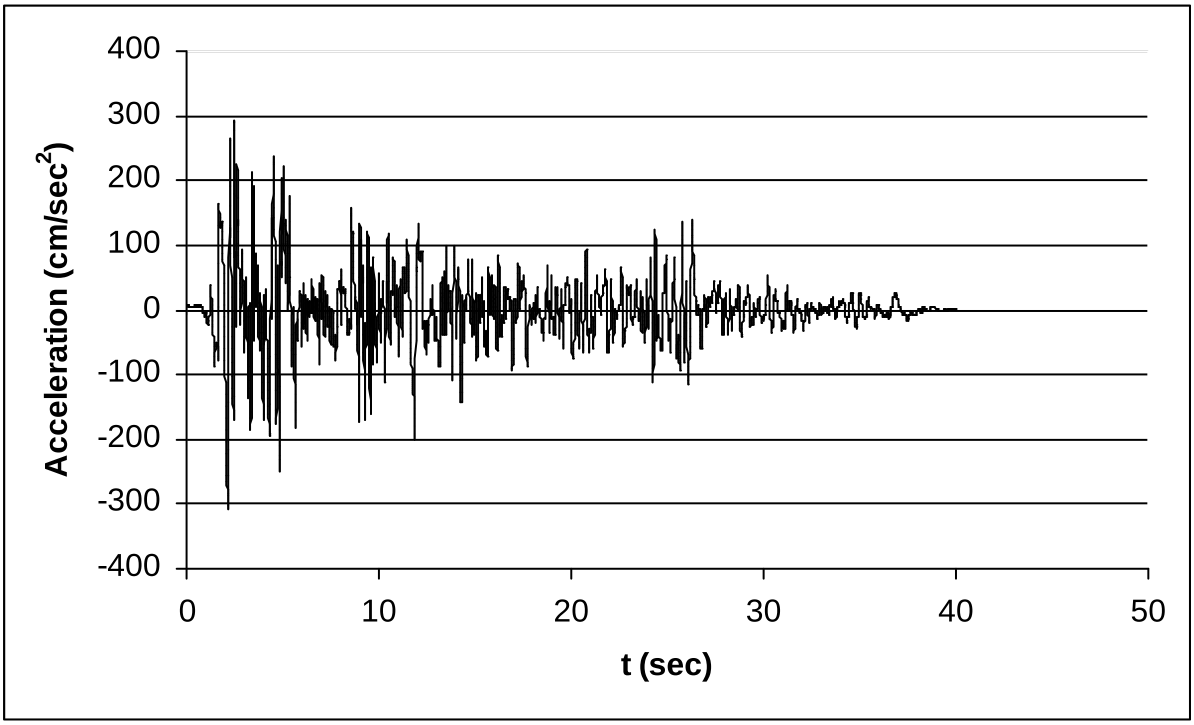
Φορτίζουμε την κατασκευή με 22 σεισμούς οι οποίοι εμφανίζουν αυξημένη πλαστιμότητα κοντά στην πρώτη ιδιοπερίοδο της κατασκευής.

Παρακάτω παρουσιάζονται τα κυριότερα χαρακτηριστικά των σεισμών αυτών, δηλαδή τα επιταγχυνσιογραφήματα (Acceleration-t), τα ελαστικά φάσματα επιταγχύνσεων ($S_{\alpha el}$-T) και τα ελαστικά φάσματα μετακινήσεων ($S_{del.}$-T).

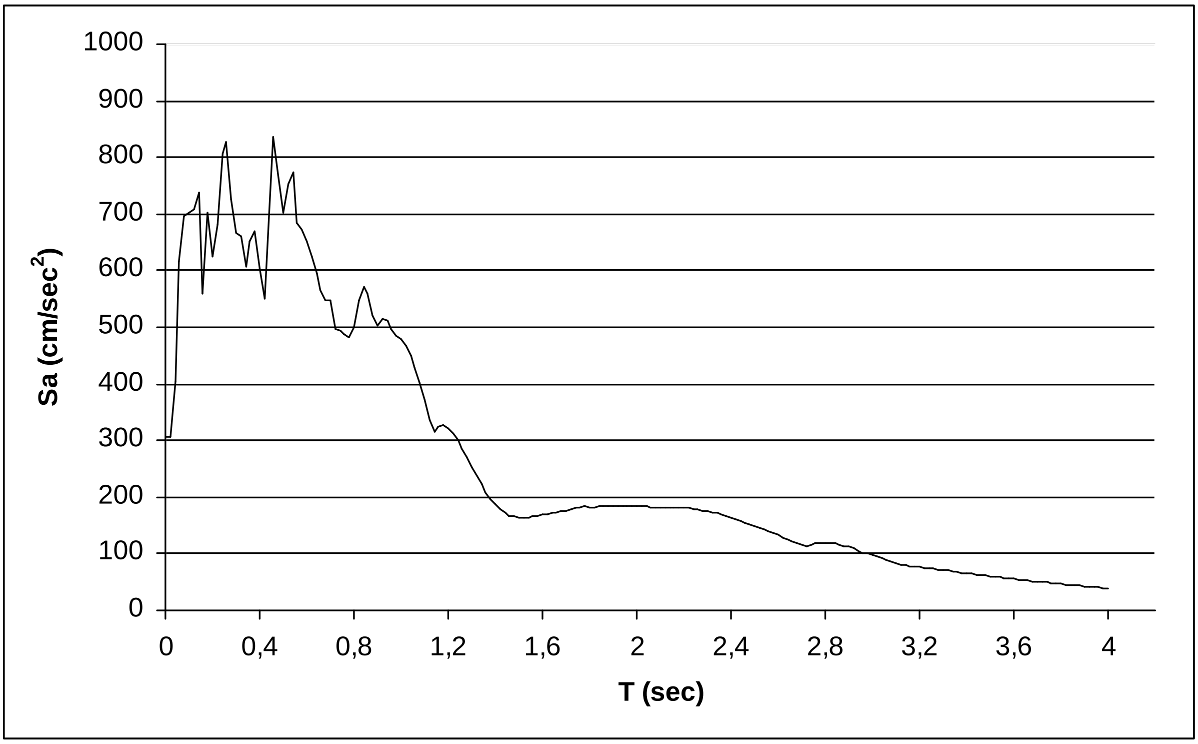
Για τους σεισμούς KAR-090, KJM-090, SCH-011, TAB-074 γίνεται απομείωση με τους συντελεστές: 0.80, 0.75, 0.60, 0.65 αντίστοιχα.

Σεισμοί:

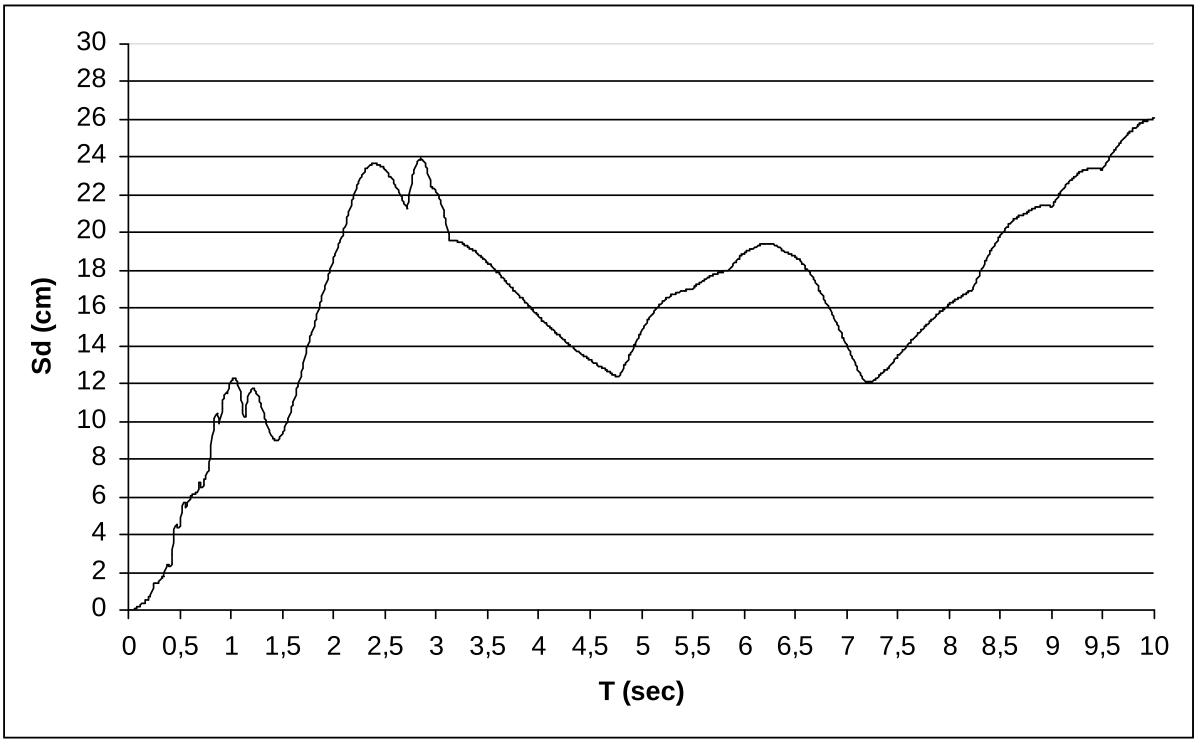
1. El Centro (ELC-180) M_w=6.2-6.4



Σχήμα 6.1.1 Επιταγχυνσιογράφημα του σεισμού ELC-180

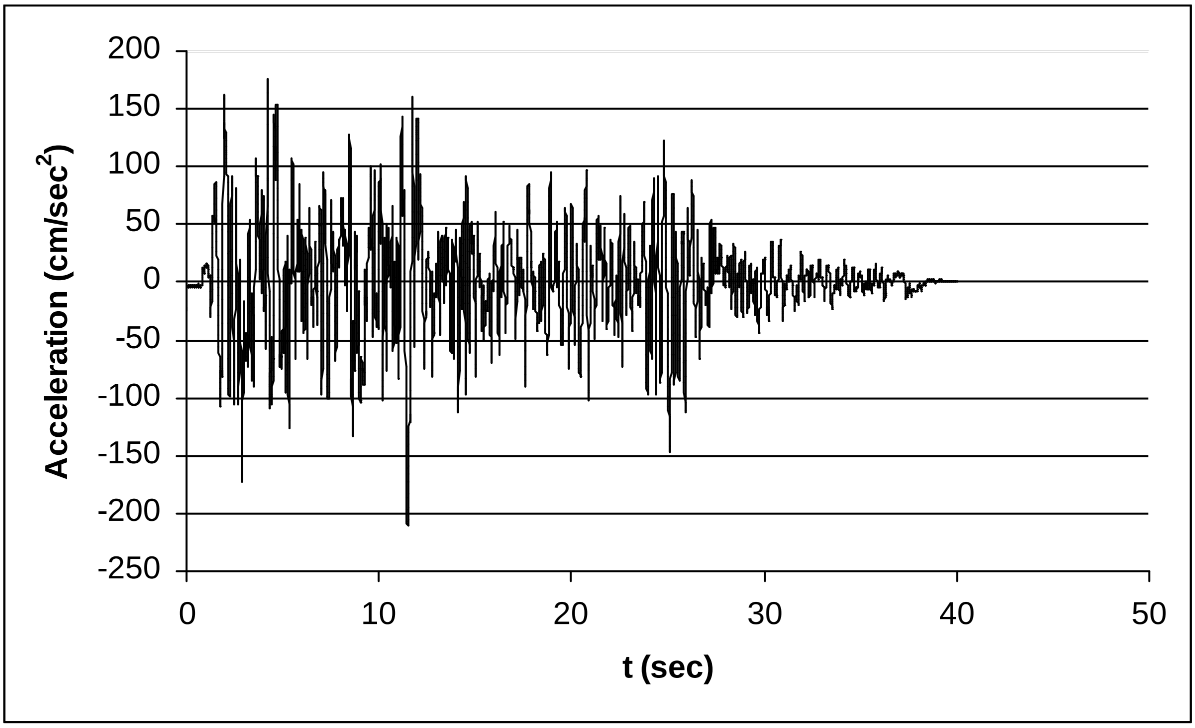


Σχήμα 6.1.2 Ελαστικό φάσμα επιταγχύνσεων του σεισμού ELC-180

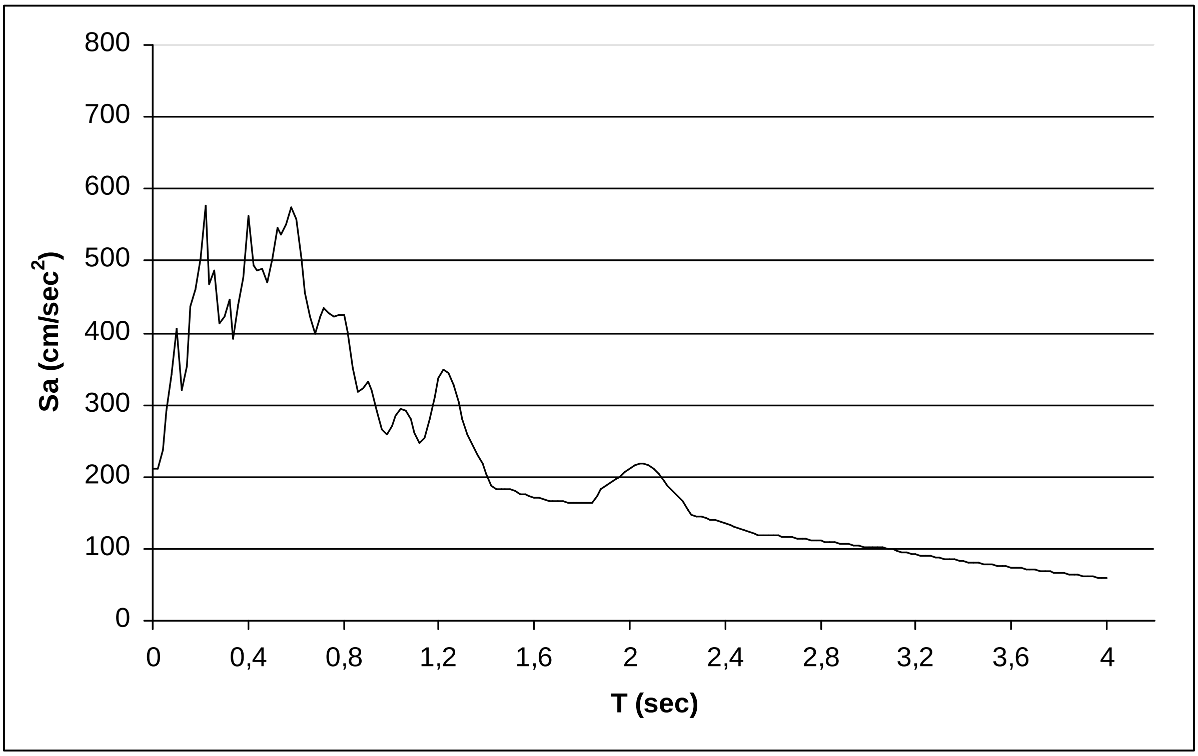


Σχήμα 6.1.3 Ελαστικό φάσμα μετακινήσεων του σεισμού ELC-180

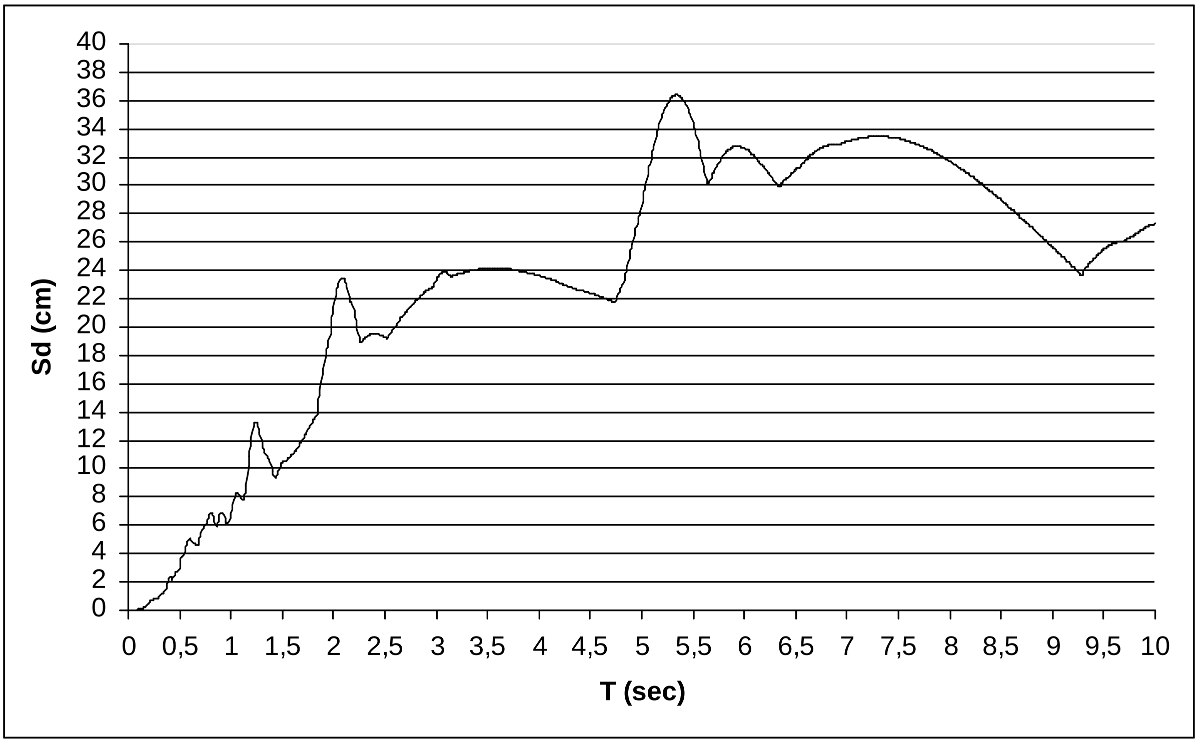
2. El Centro (ELC-270) M_w=6.2-6.4



Σχήμα 6.2.1 Επιταγχυνσιογράφημα του σεισμού ELC-270

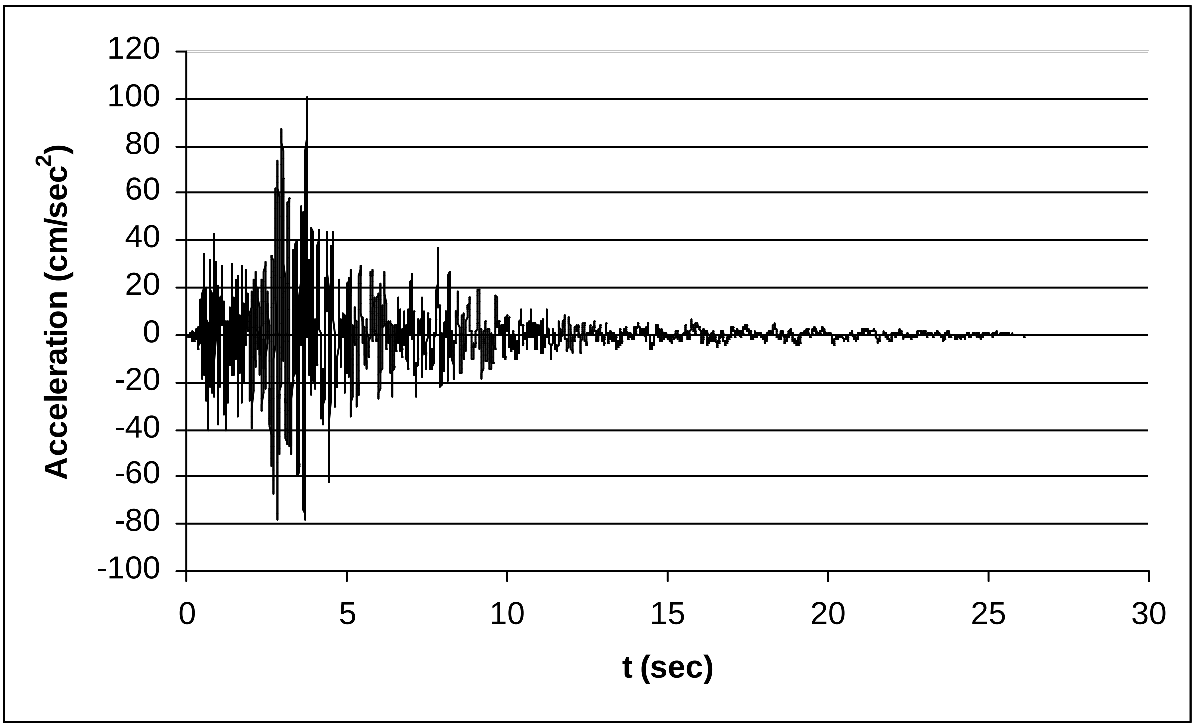


Σχήμα 6.2.2 Ελαστικό φάσμα επιταγχύνσεων του σεισμού ELC-270

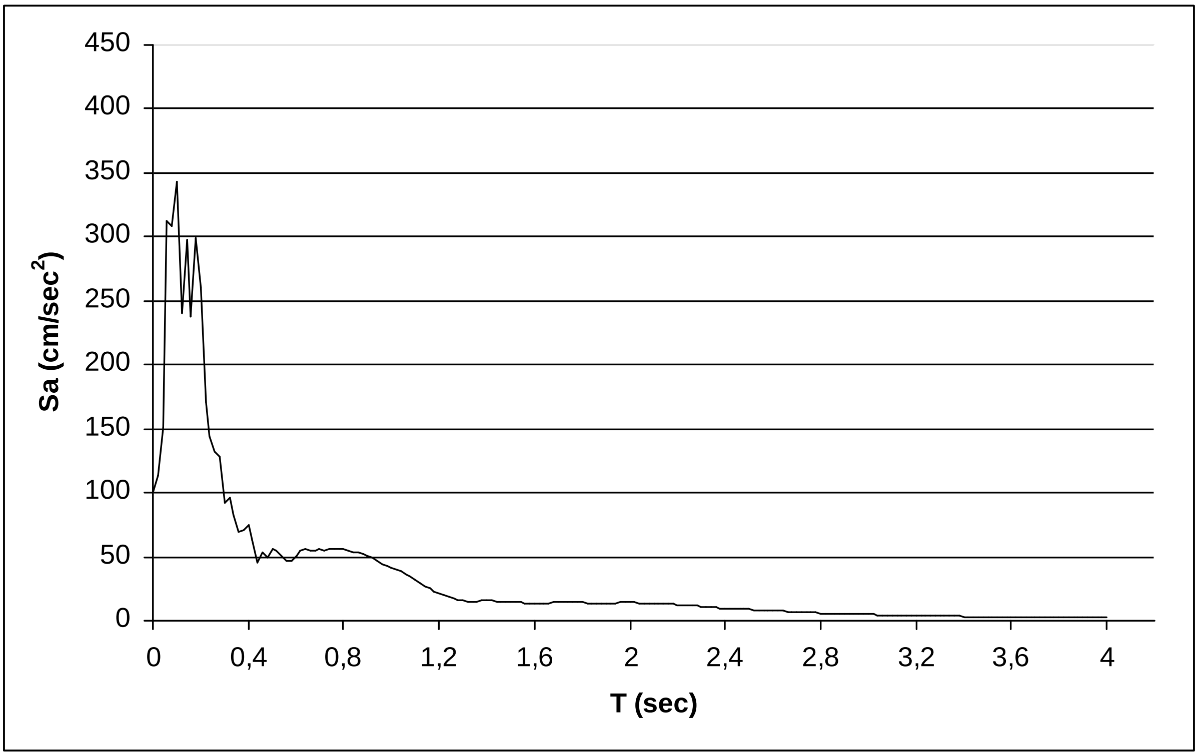


Σχήμα 6.2.3 Ελαστικό φάσμα μετακινήσεων του σεισμού ELC-270

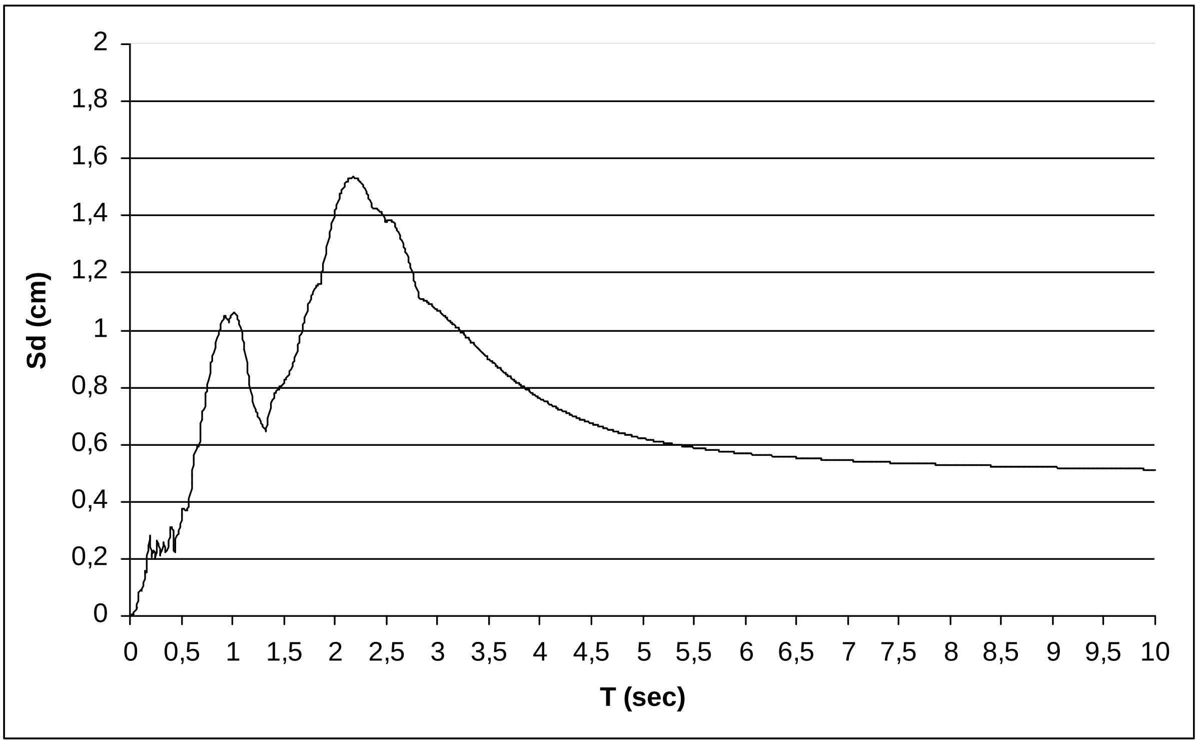
3. Gilroy Array 1 (GA1-230) Mw=5.6



Σχήμα 6.3.1 Επιταγχυνσιογράφημα του σεισμού GA1-230

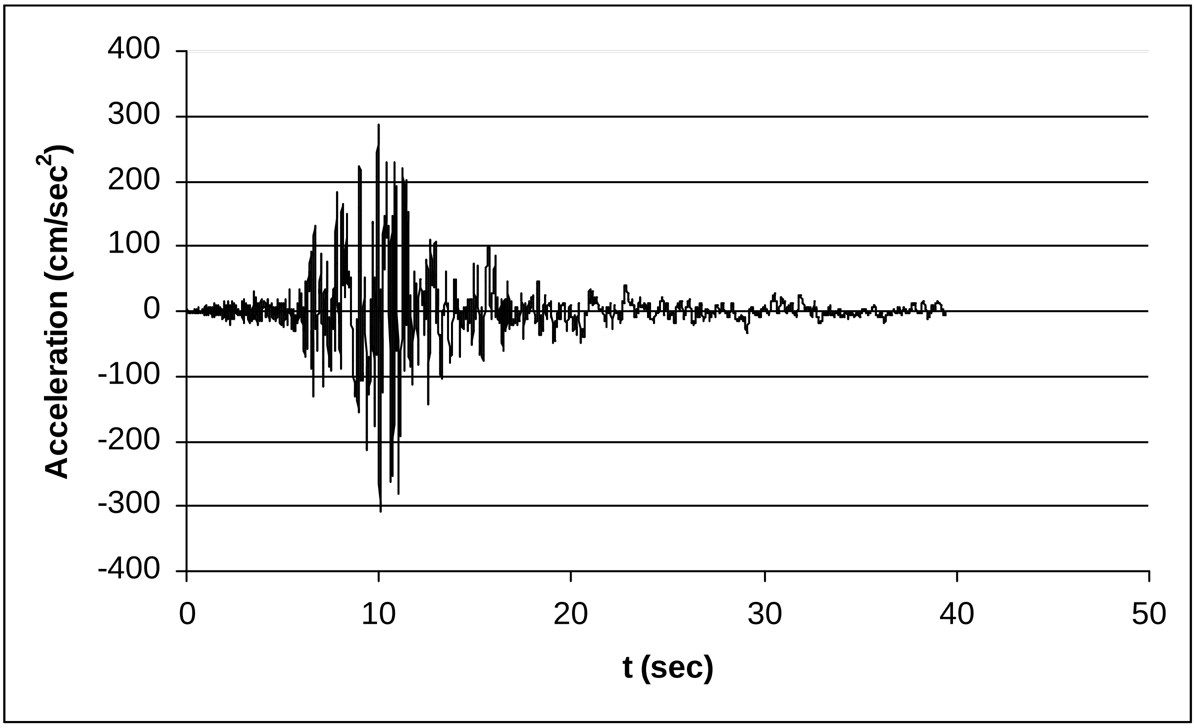


Σχήμα 6.3.2 Ελαστικό φάσμα επιταγχύνσεων του σεισμού GA1-230

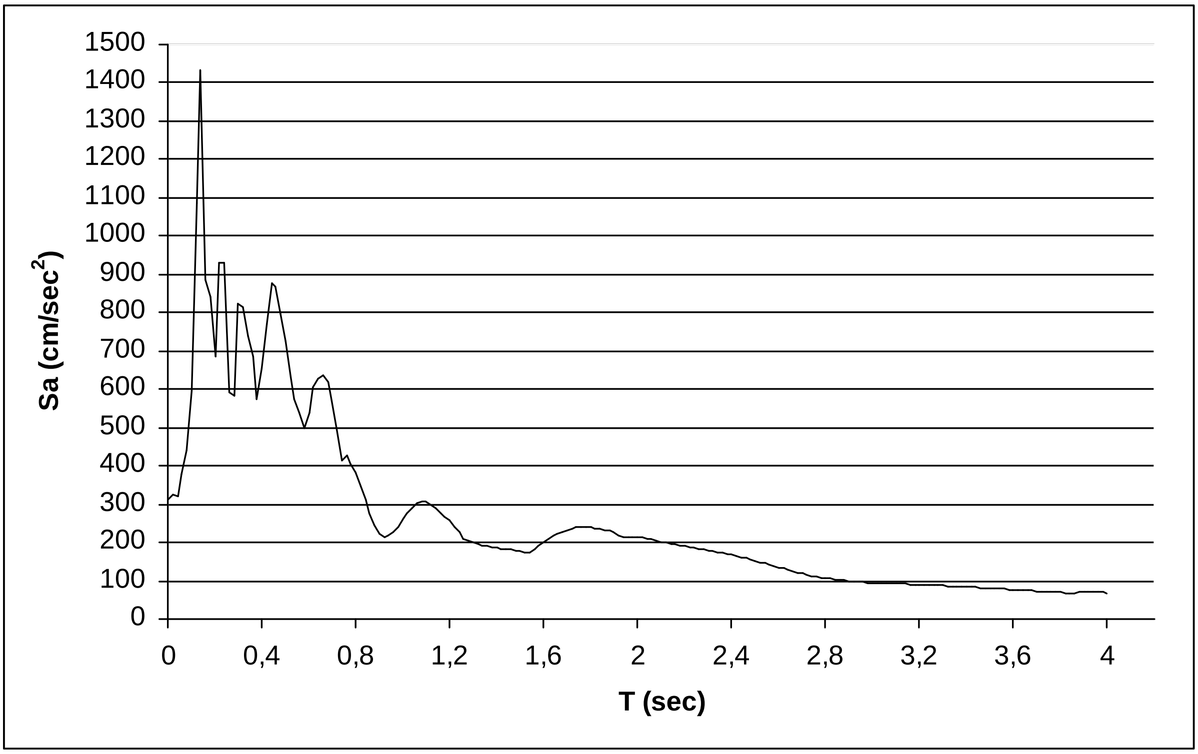


Σχήμα 6.3.3 Ελαστικό φάσμα μετακινήσεων του σεισμού GA1-230

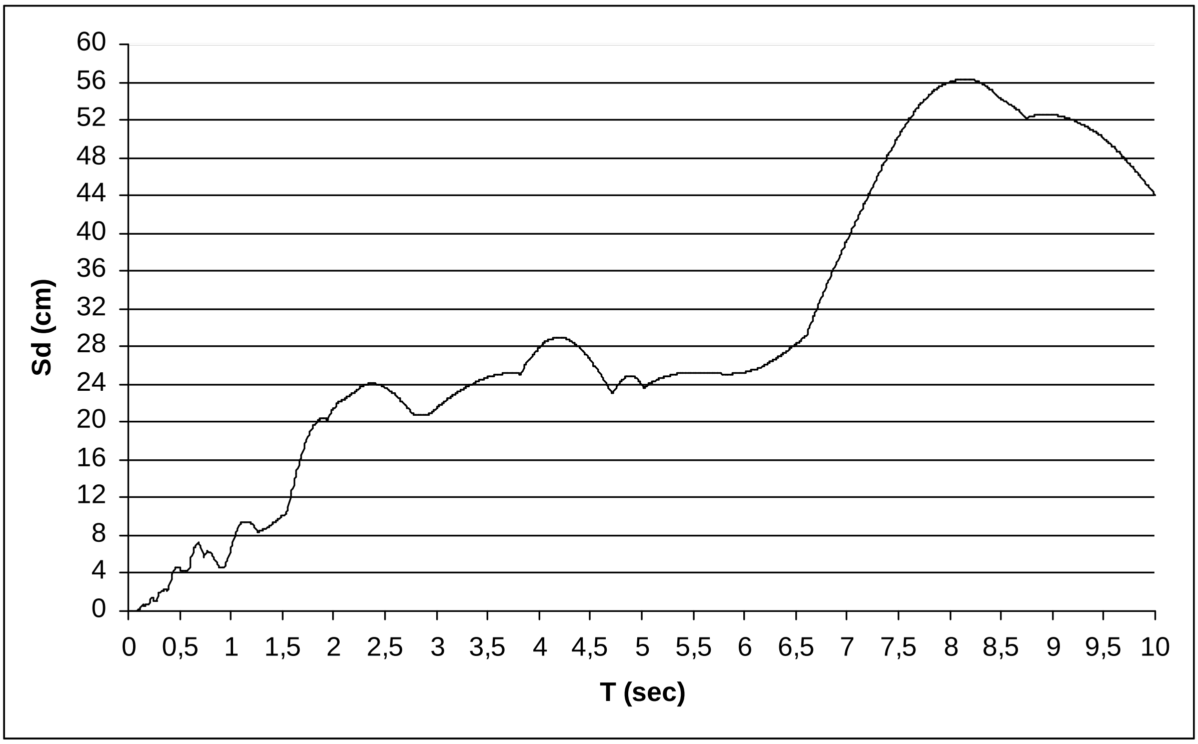
4. El Centro Array 2 (E02-140) M_w=6.4-6.6



Σχήμα 6.4.1 Επιταγχυνσιογράφημα του σεισμού E02-140

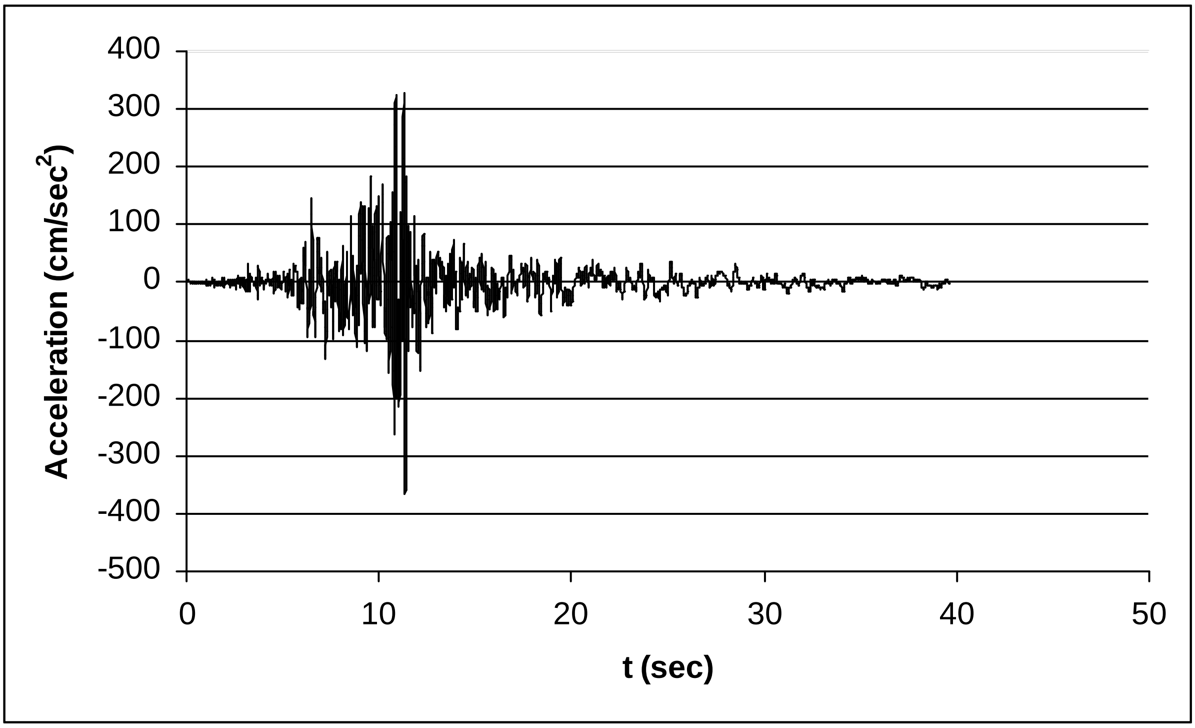


Σχήμα 6.4.2 Ελαστικό φάσμα επιταγχύνσεων του σεισμού E02-140

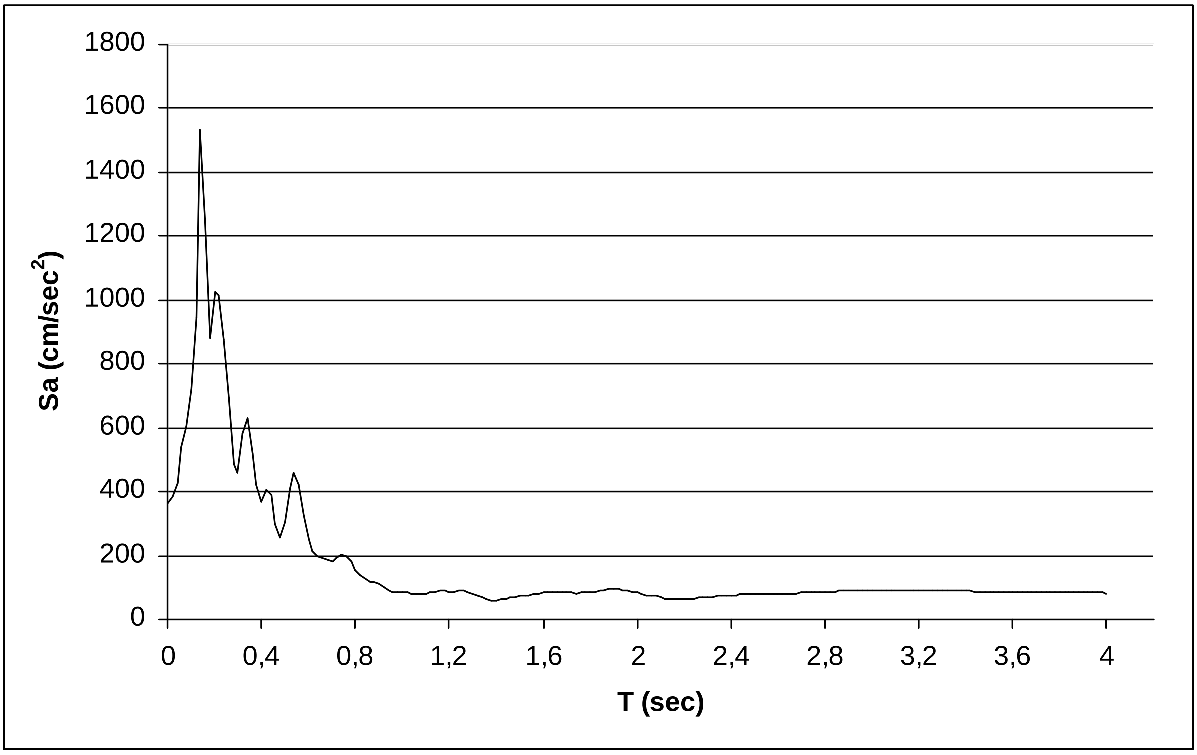


Σχήμα 6.4.3 Ελαστικό φάσμα μετακινήσεων του σεισμού Ε02-140

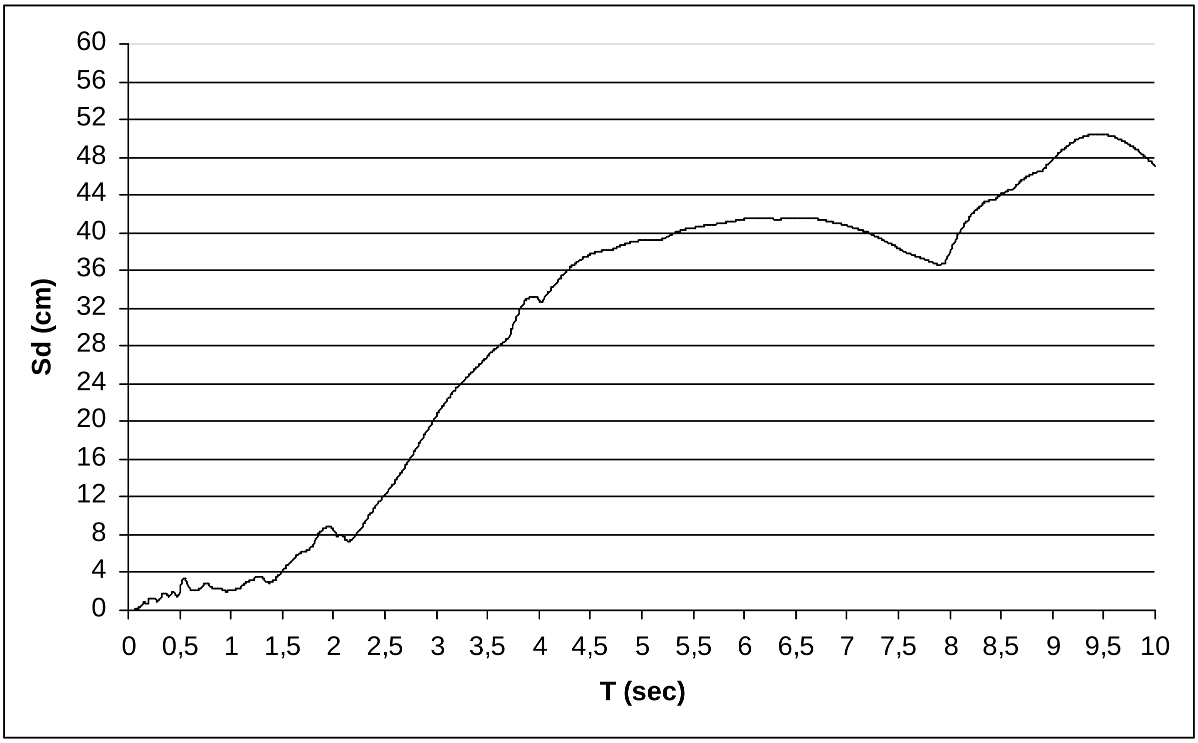
5. El Centro Array 2 (E02-230) M_w=6.4-6.6



Σχήμα 6.5.1 Επιταγχυνσιογράφημα του σεισμού Ε02-230

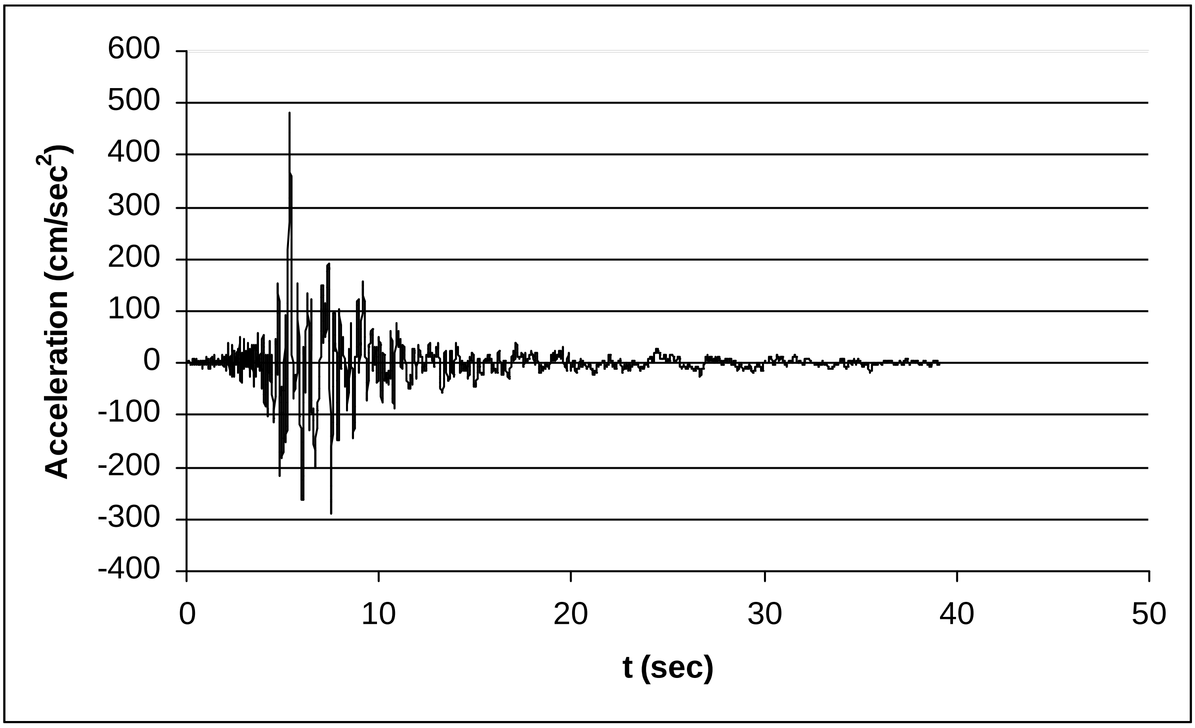


Σχήμα 6.5.2 Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων του σεισμού E02-230

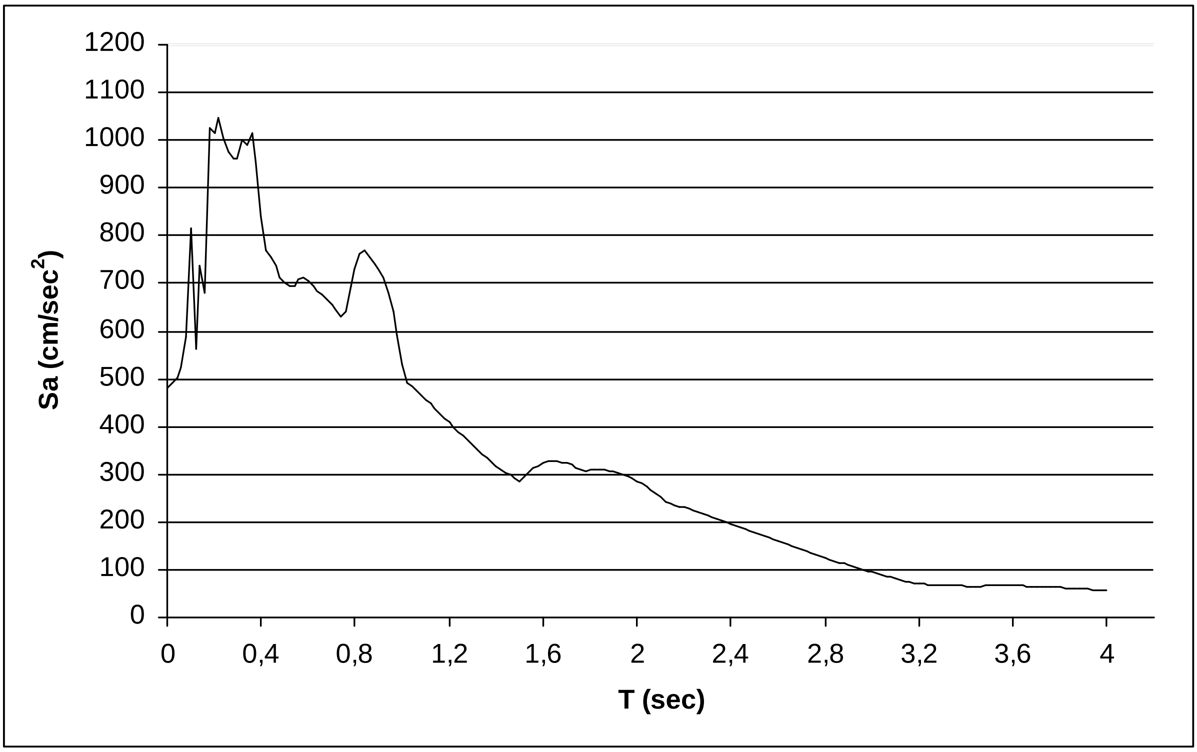


Σχήμα 6.5.3 Ελαστικό φάσμα μετακινήσεων του σεισμού E02-230

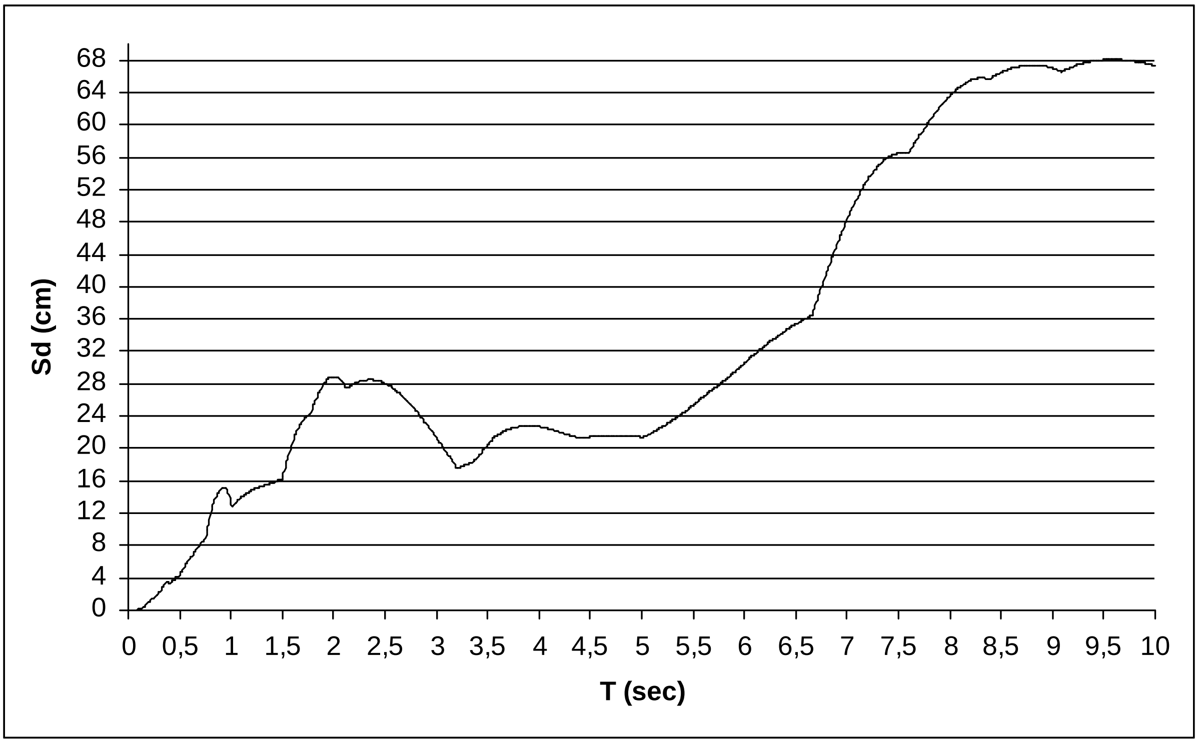
6. El Centro Array 4 (E04-140) M_w=6.4-6.6



Σχήμα 6.6.1 Επιταγχυνσιογράφημα του σεισμού E04-140

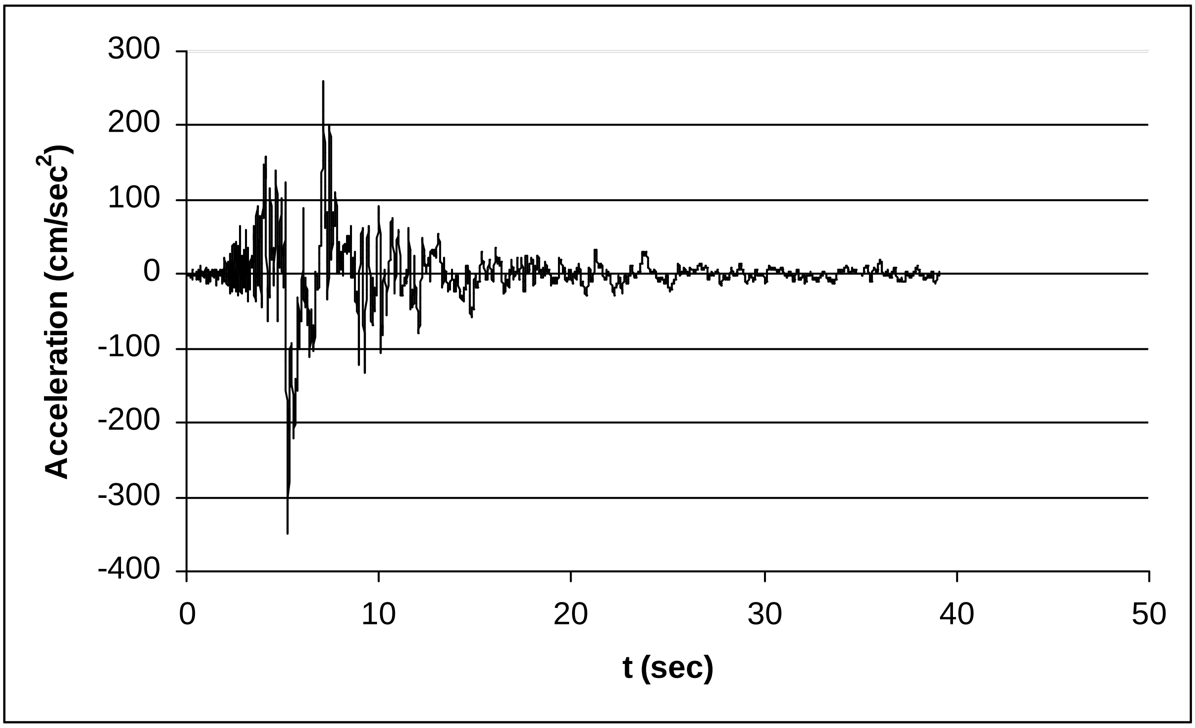


Σχήμα 6.6.2 Ελαστικό φάσμα επιταγχύνσεων του σεισμού E04-140

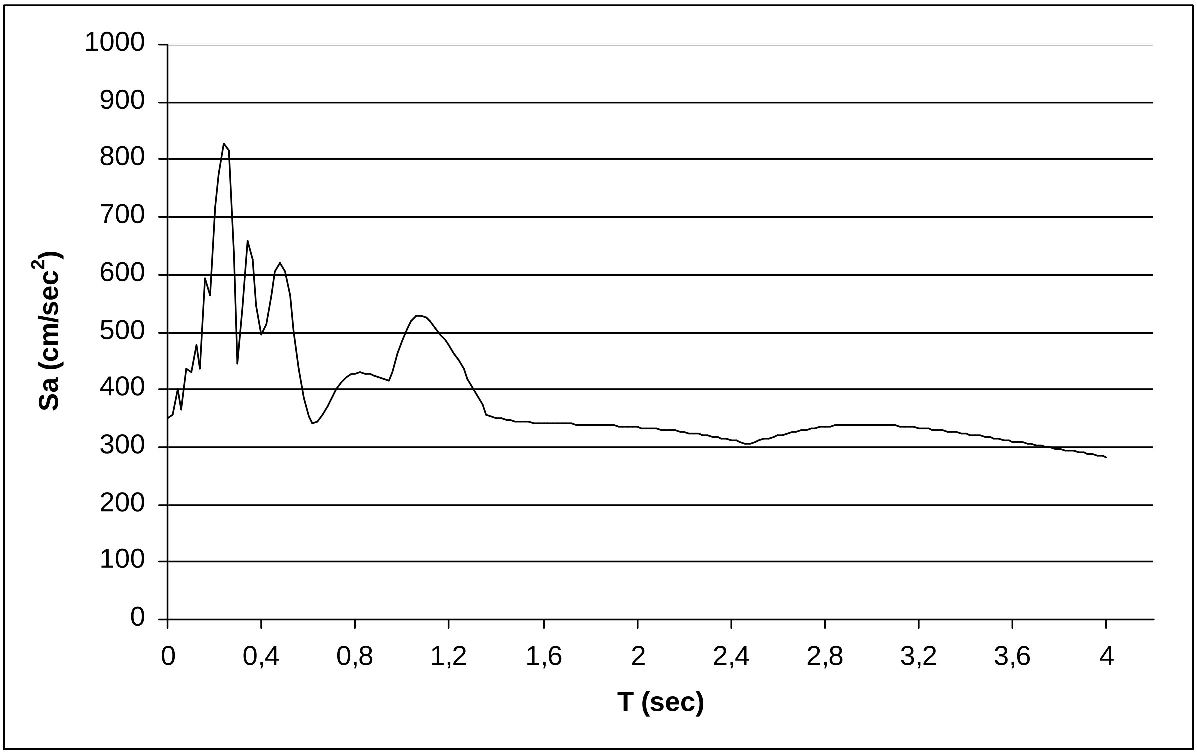


Σχήμα 6.6.3 Ελαστικό φάσμα μετακινήσεων του σεισμού E04-140

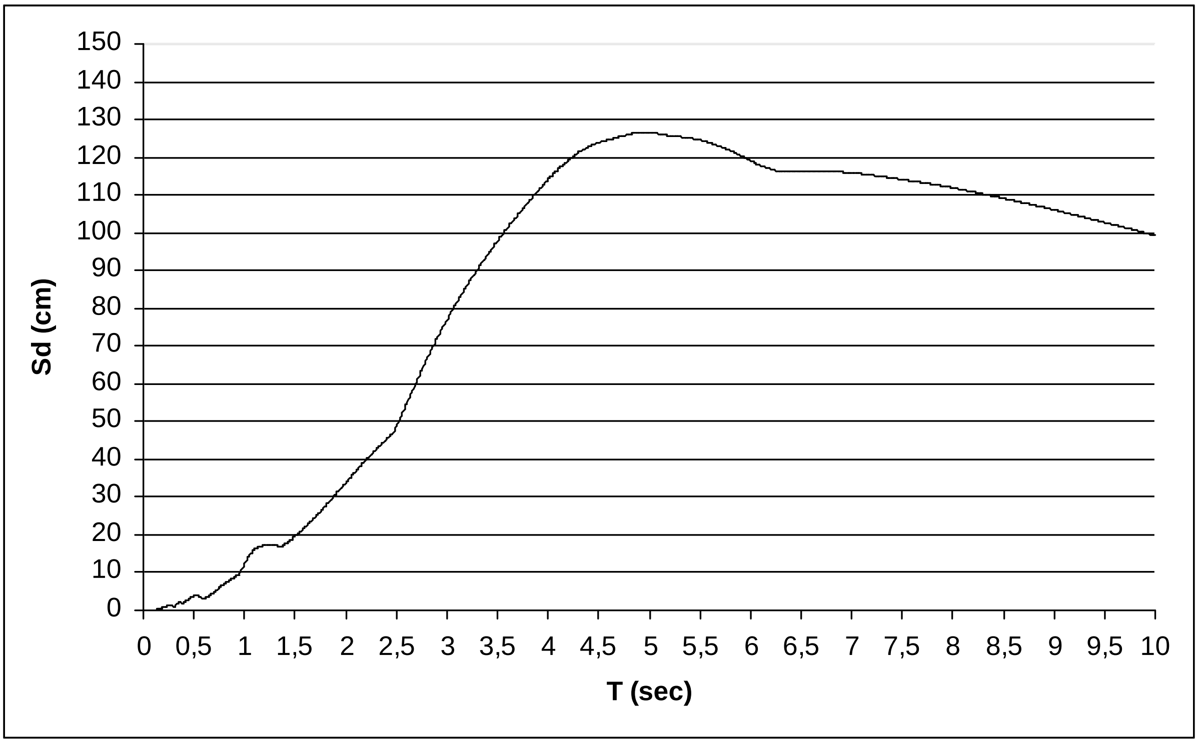
7. El Centro Array 4 (E04-230) M_w=6.4-6.6



Σχήμα 6.7.1 Επιταγχυνσιογράφημα του σεισμού E04-230

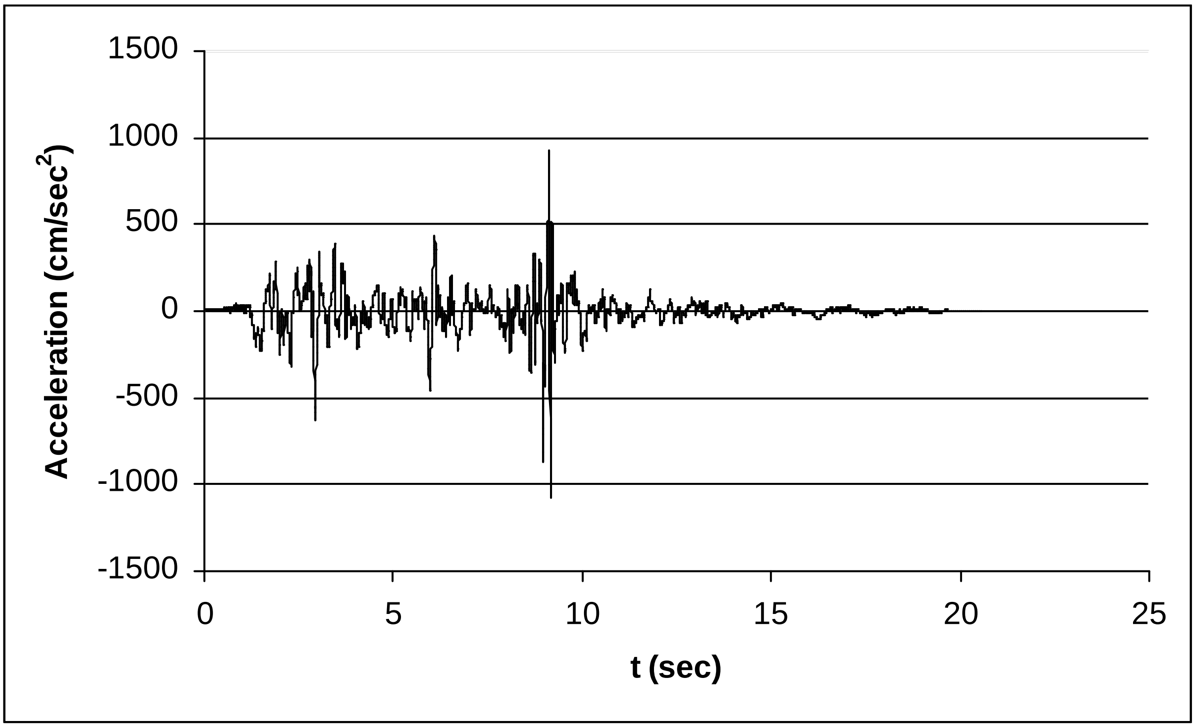


Σχήμα 6.7.2 Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων του σεισμού Ε04-230

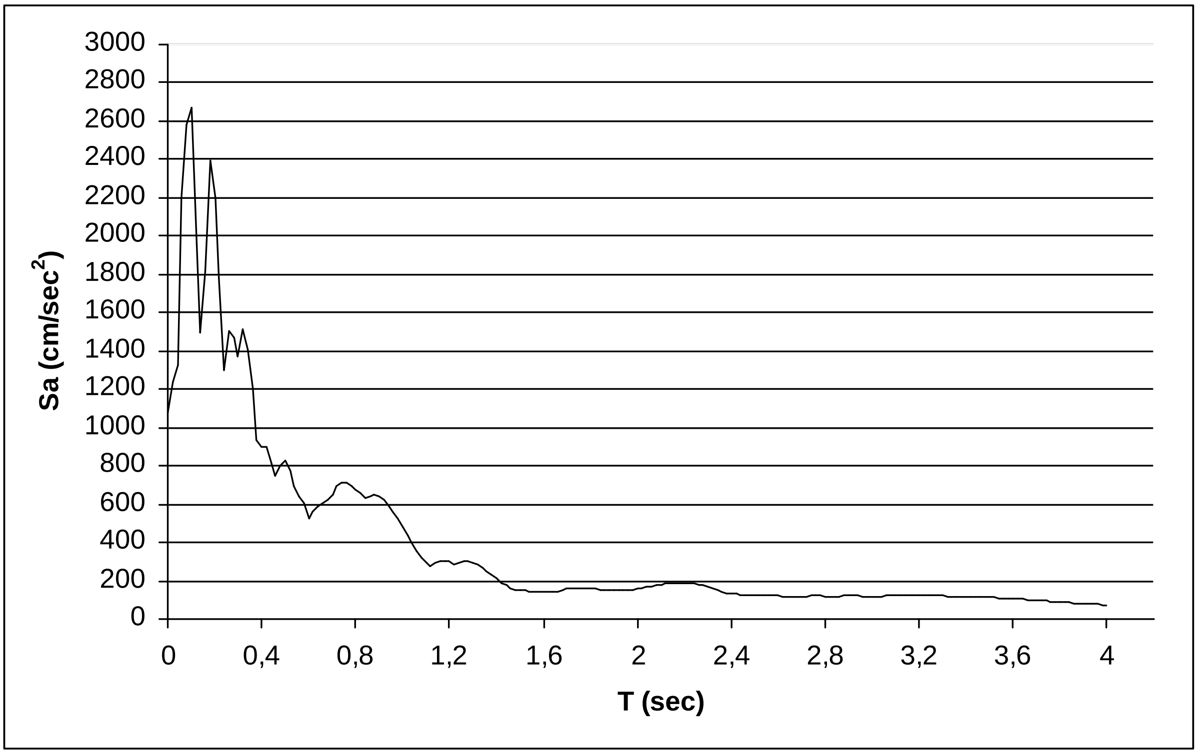


Σχήμα 6.7.3 Ελαστικό φάσμα μετακινήσεων του σεισμού Ε04-230

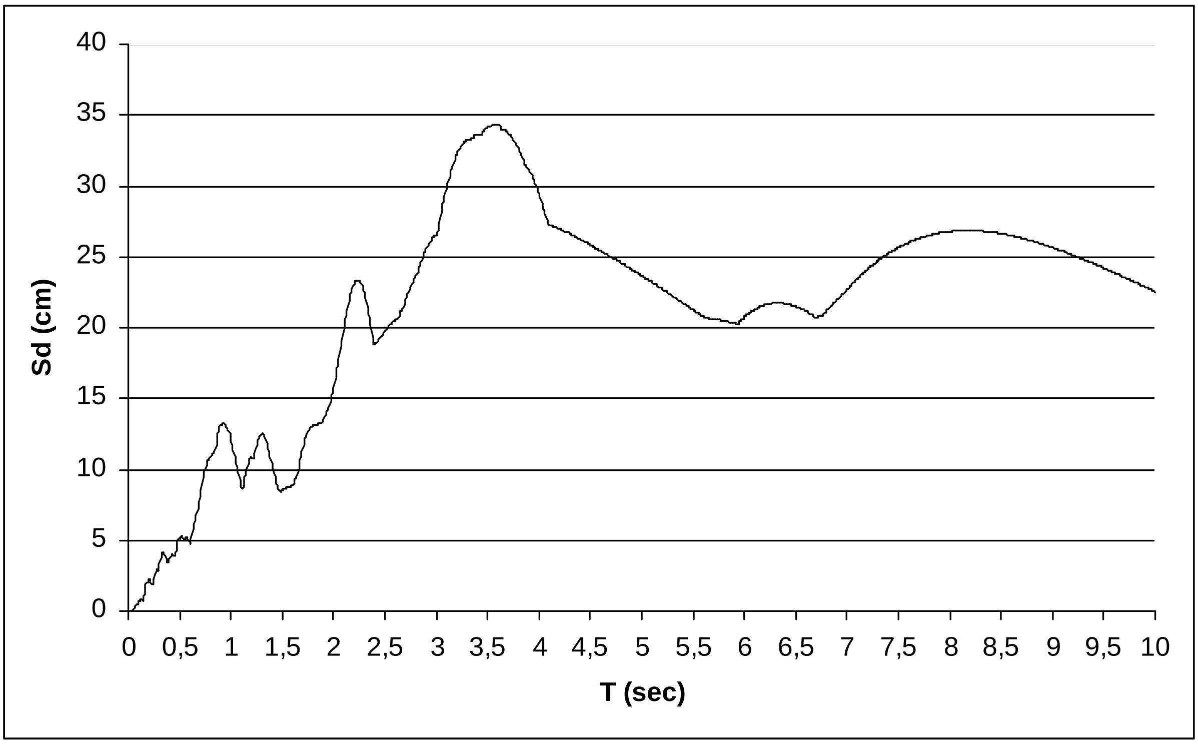
8. Iverson (SITE1-280) M_w=6.7



Σχήμα 6.8.1 Επιταγχυνσιογράφημα του σεισμού SITE1-280

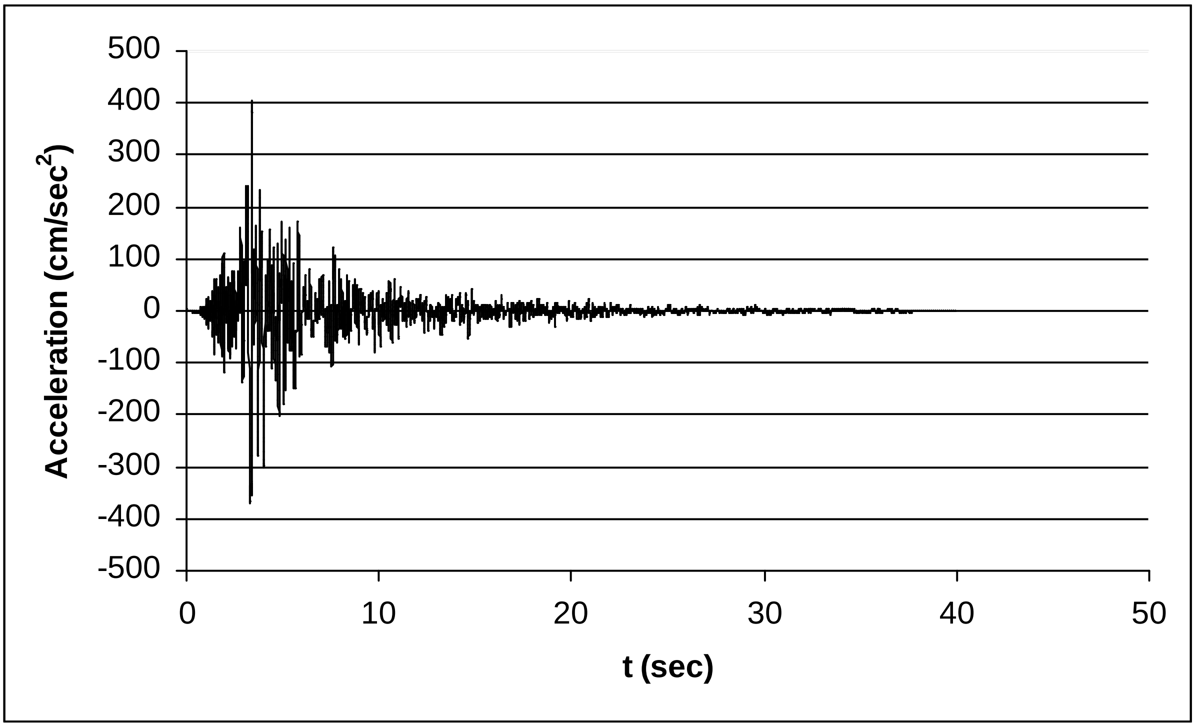


Σχήμα 6.8.2 Ελαστικό φάσμα επιταγχύνσεων του σεισμού SITE1-280

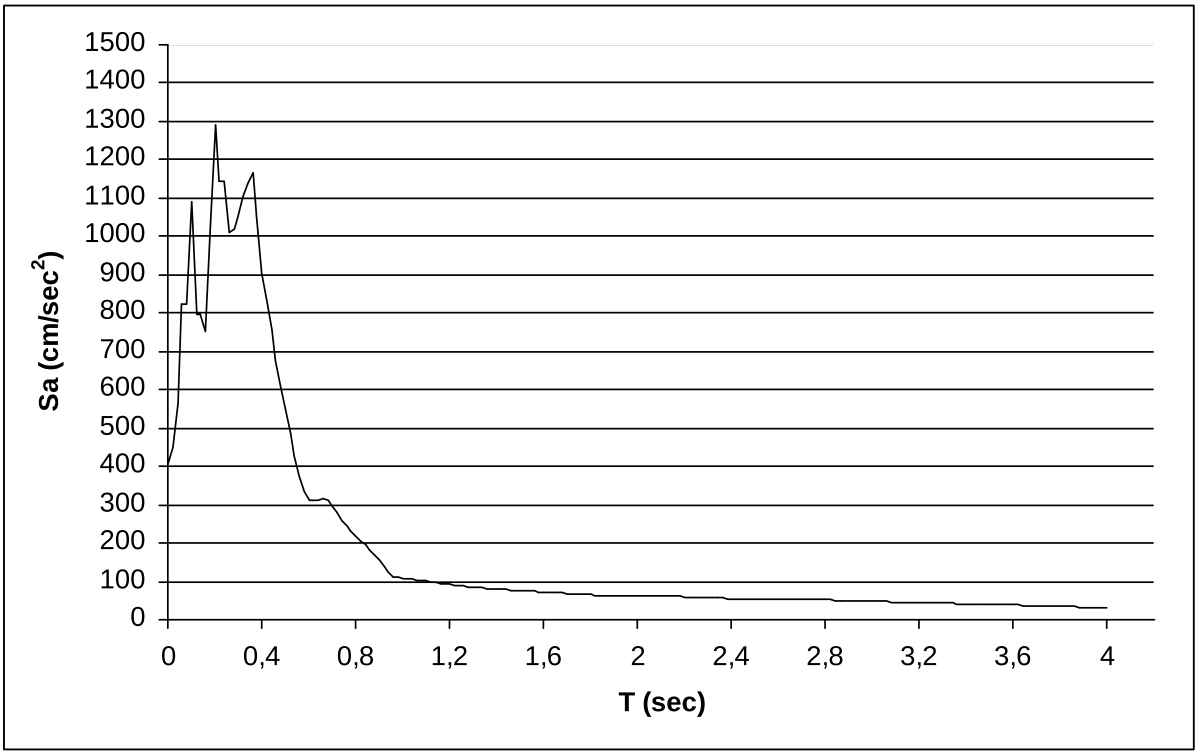


Σχήμα 6.8.3 Ελαστικό φάσμα μετακινήσεων του σεισμού SITE1-280

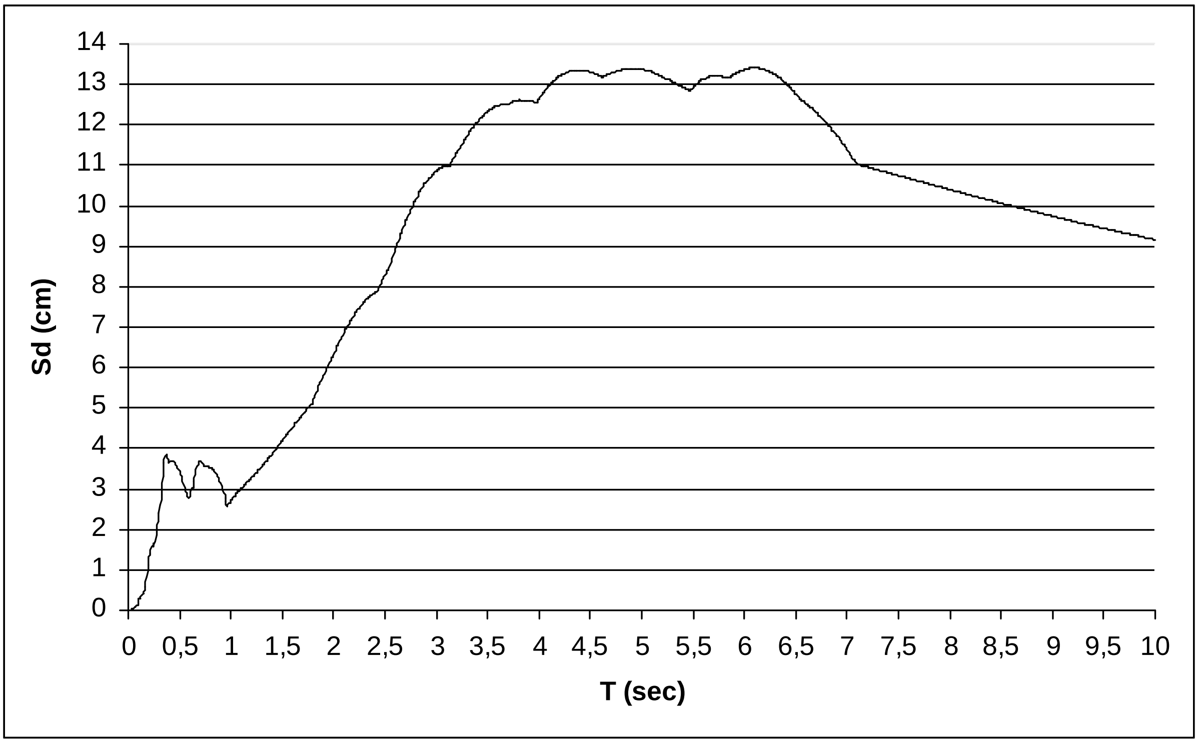
9. Gilroy Array 1 (G01-000) M_w=6.8-7.0



Σχήμα 6.9.1 Επιταγχυνσιογράφημα του σεισμού G01-000

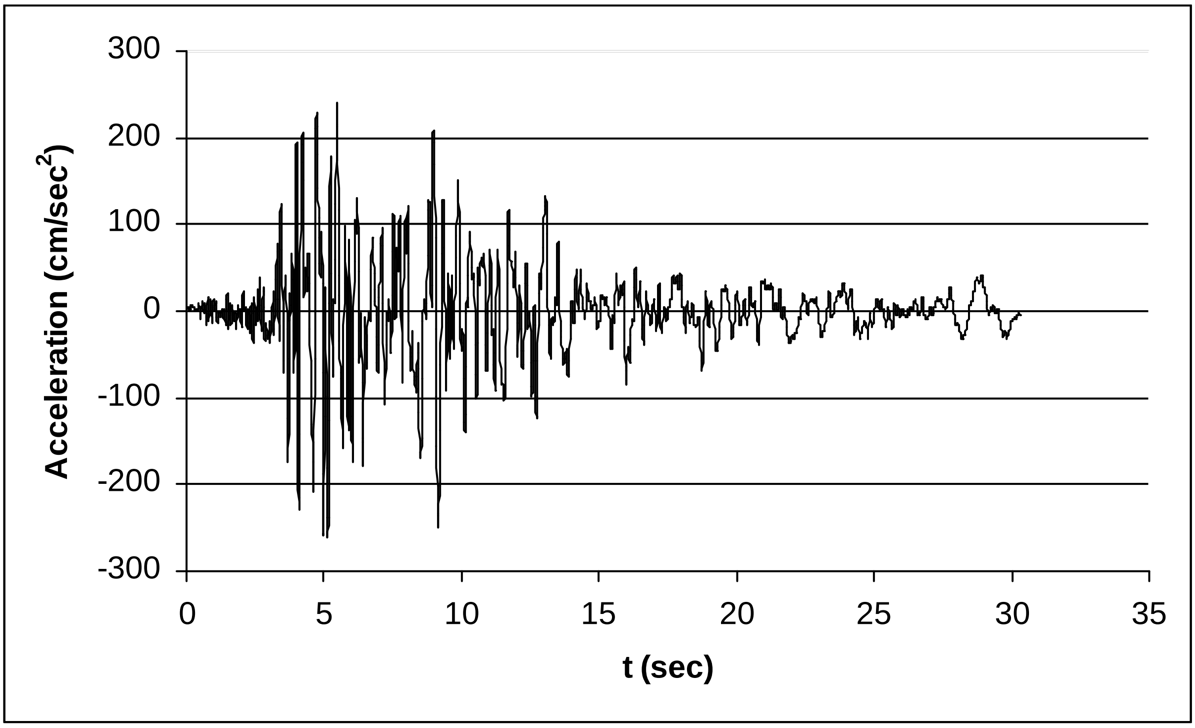


Σχήμα 6.9.2 Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων του σεισμού G01-000

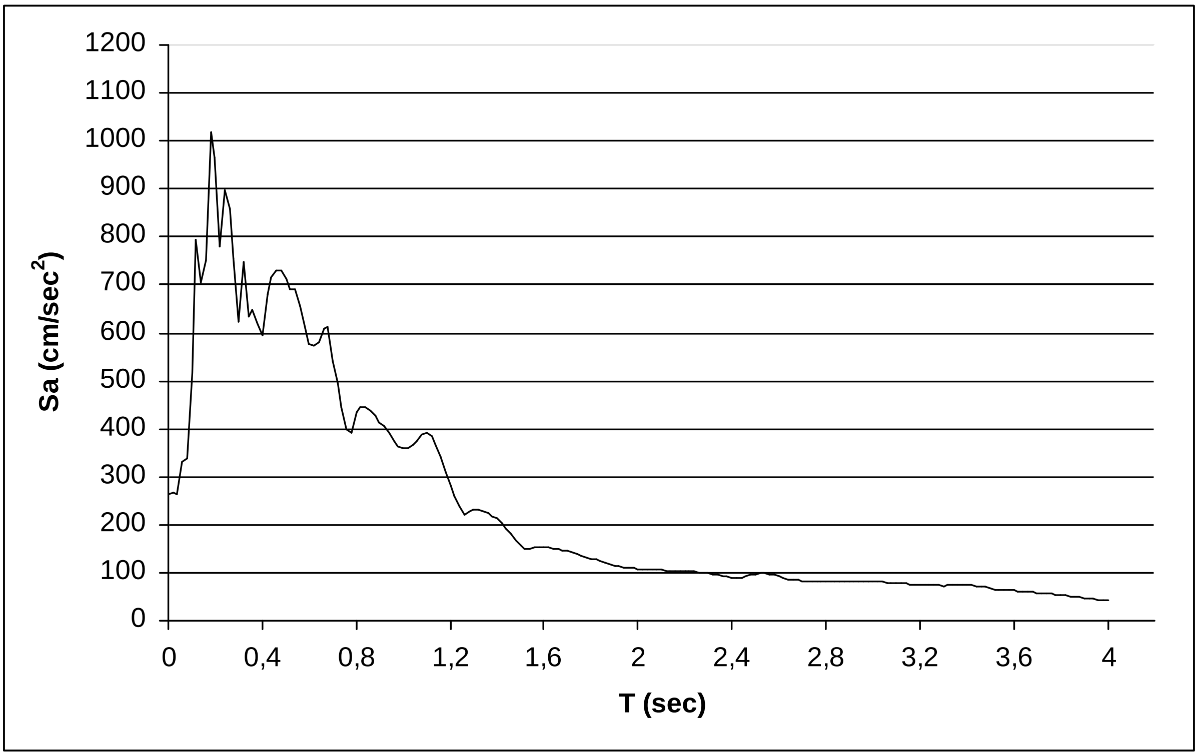


Σχήμα 6.9.3 Ελαστικό φάσμα μετακινήσεων του σεισμού G01-000

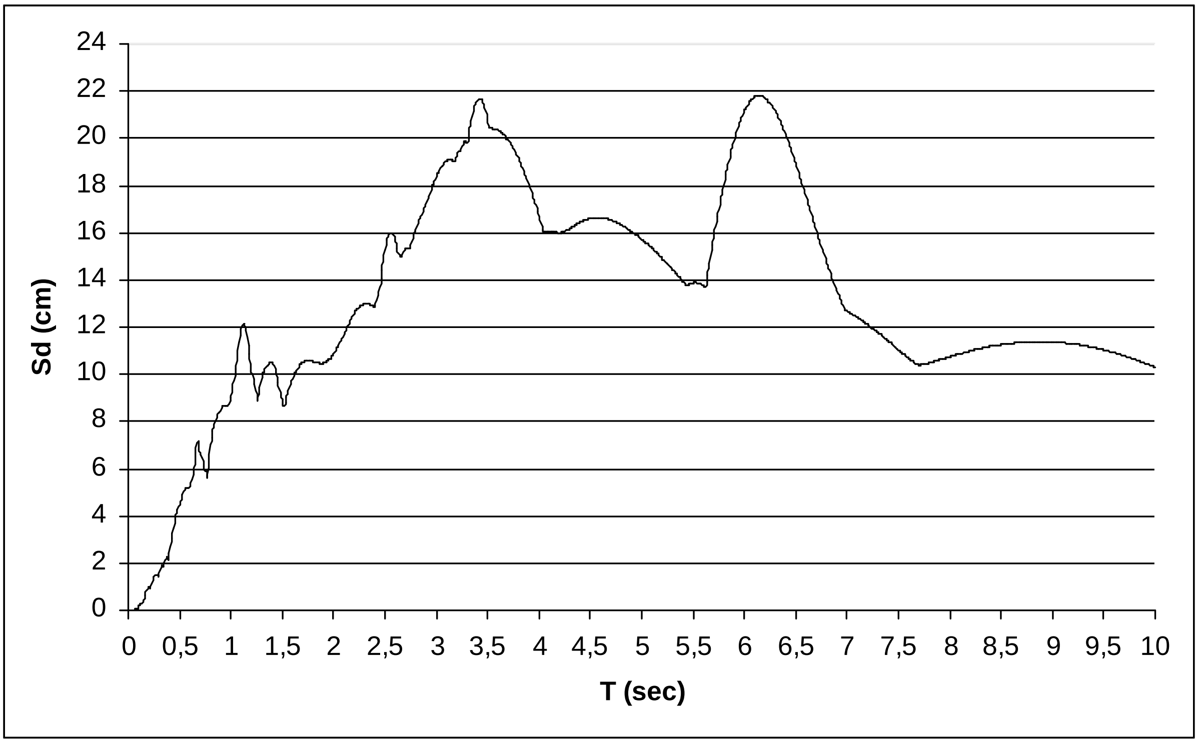
10. Sun Valley Grace Church (SVG-000) M_w=6.7-6.8



Σχήμα 6.10.1 Επιταγχυνσιογράφημα του σεισμού SVG-000

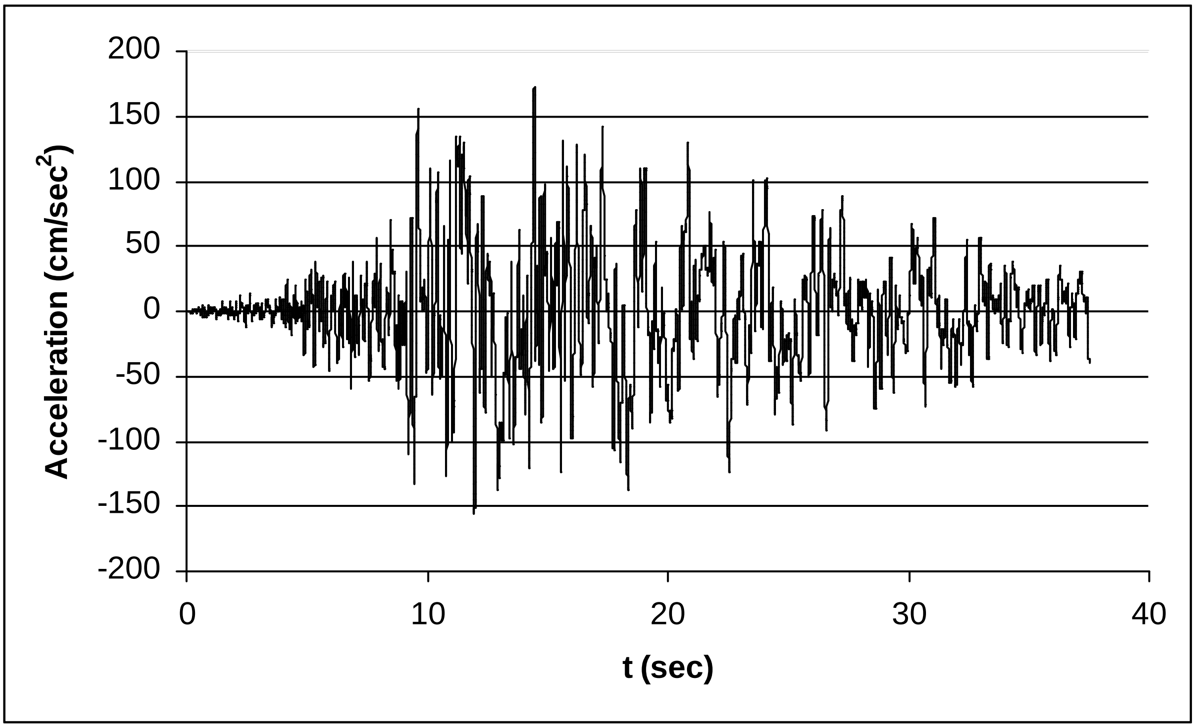


Σχήμα 6.10.2 Ελαστικό φάσμα επιταγχύνσεων του σεισμού SVG-000

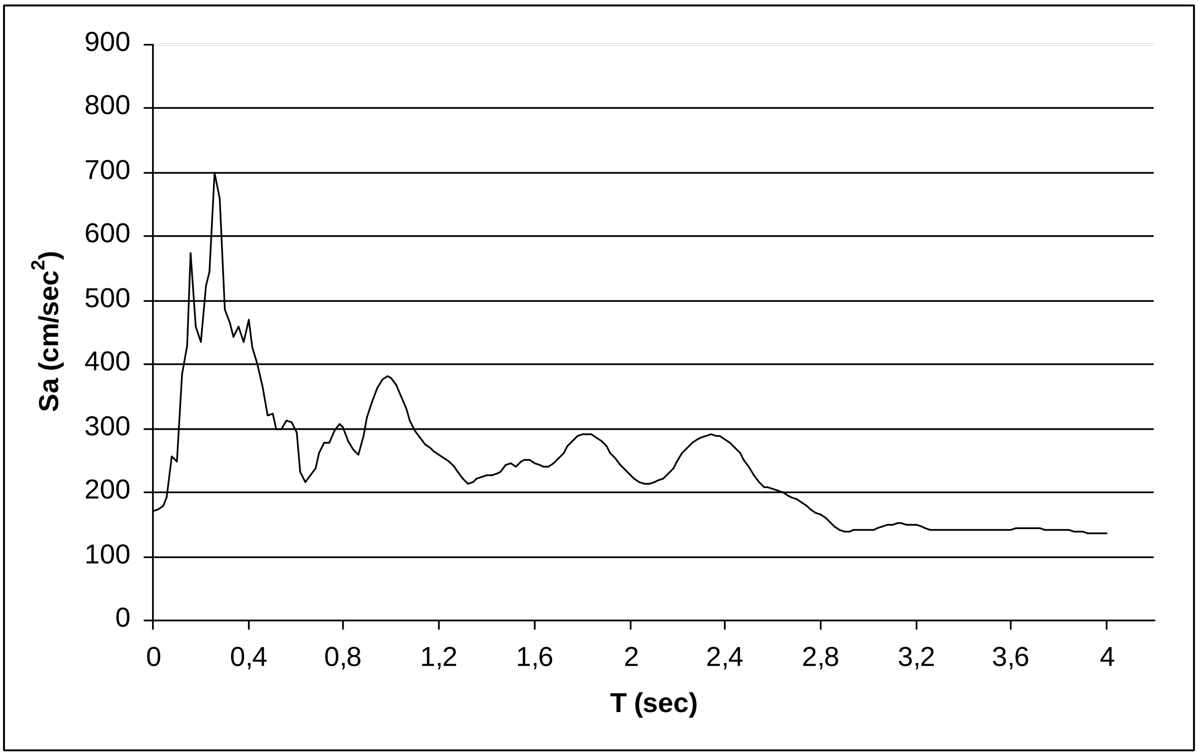


Σχήμα 6.10.3 Ελαστικό φάσμα μετακινήσεων του σεισμού SVG-000

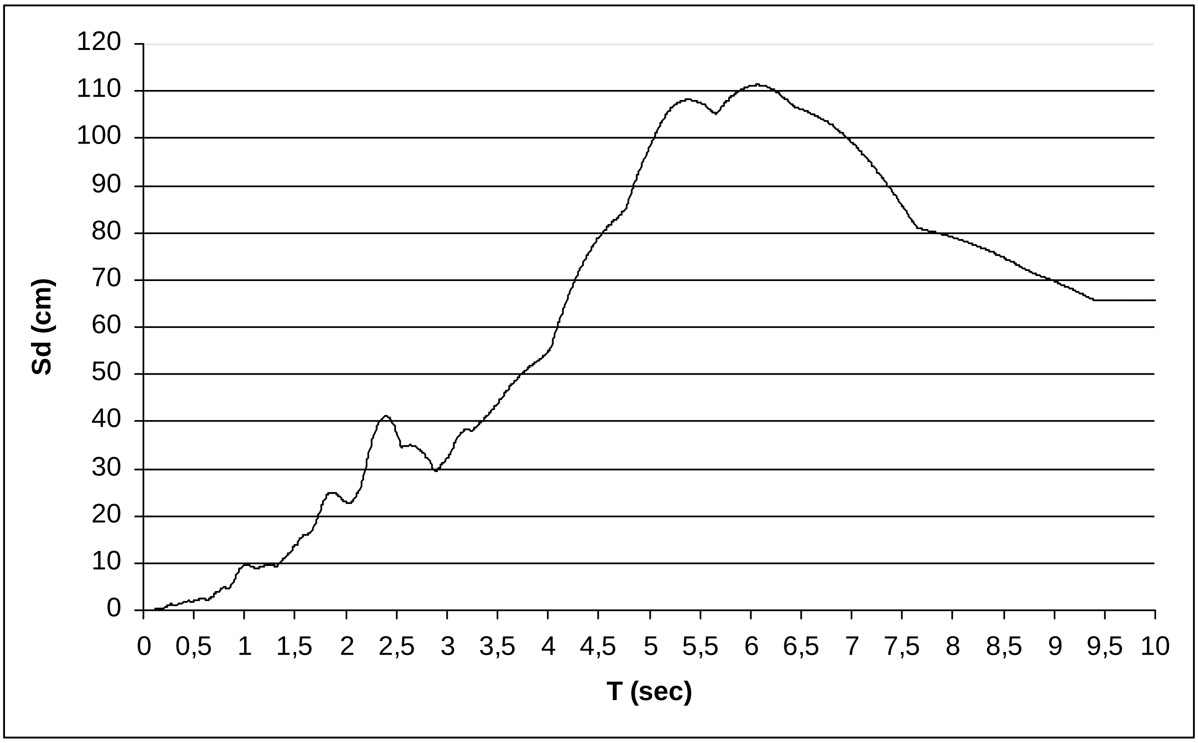
11. CHY024-000 M_w=7.5-7.8



Σχήμα 6.11.1 Επιταγχυνσιογράφημα του σεισμού CHY024-000

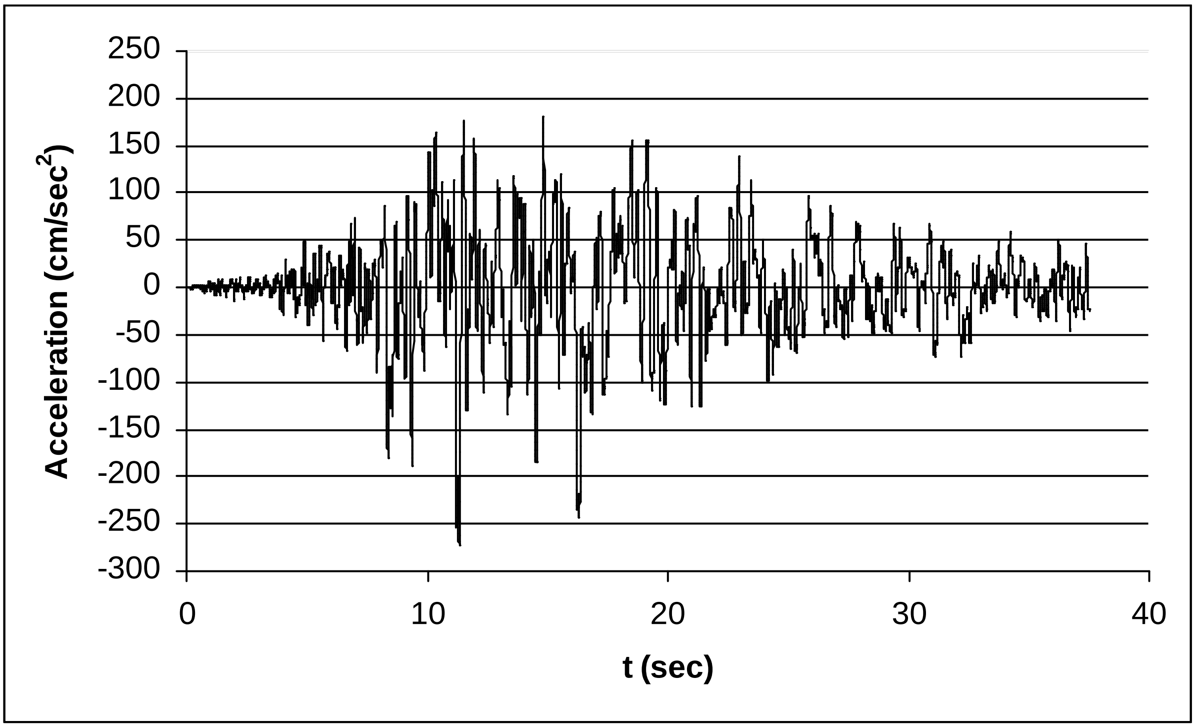


Σχήμα 6.11.2 Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων του σεισμού CHY024-000

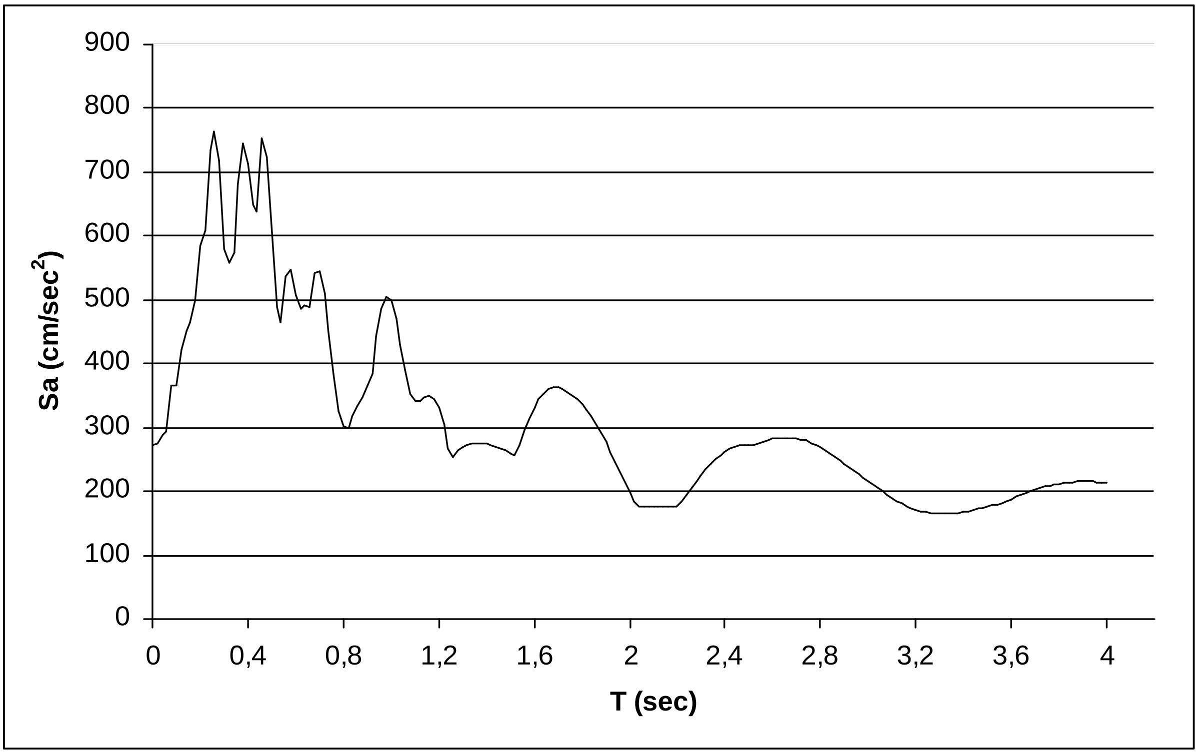


Σχήμα 6.11.3 Ελαστικό φάσμα μετακινήσεων του σεισμού CHY024-000

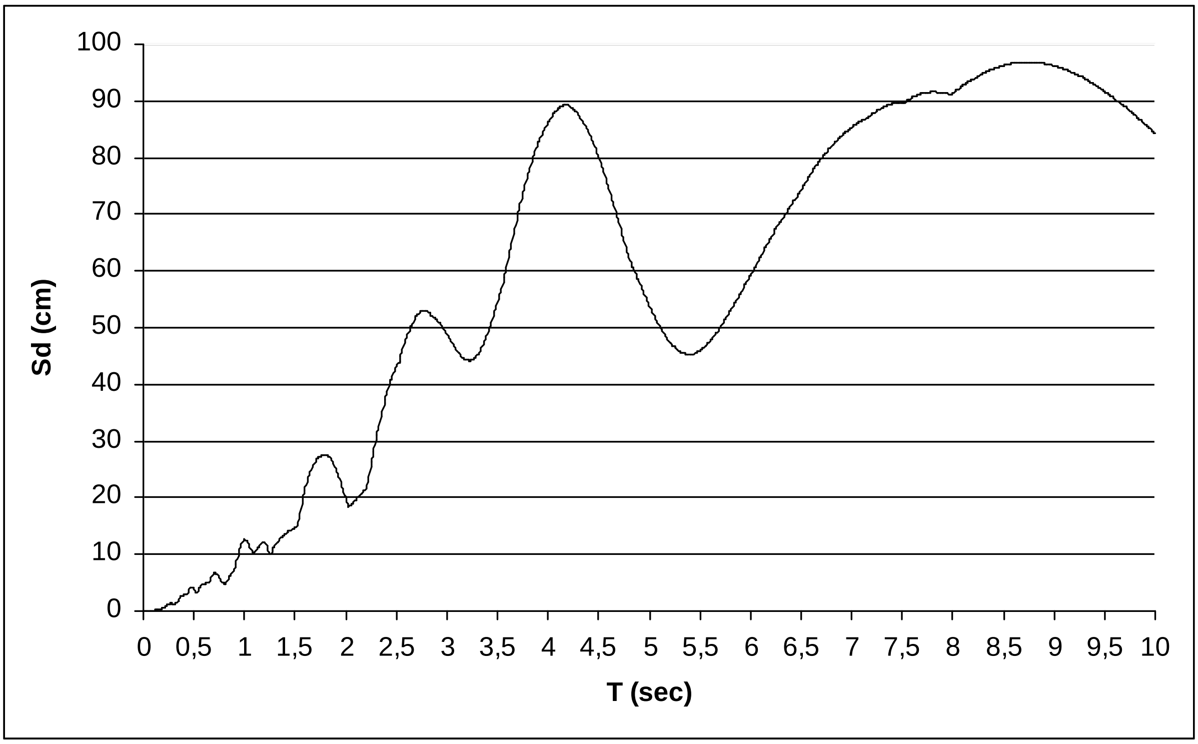
12. CHY024-090 M_w=7.5-7.8



Σχήμα 6.12.1 Επιταγχυνσιογράφημα του σεισμού CHY024-090

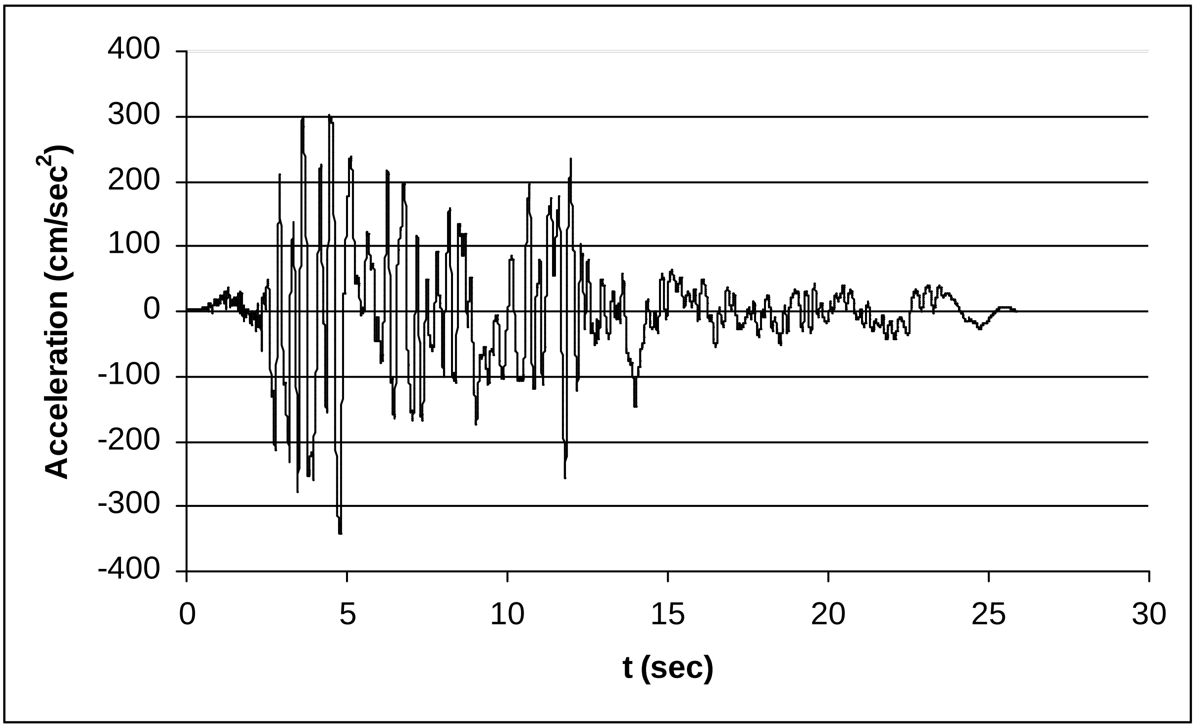


Σχήμα 6.12.2 Ελαστικό φάσμα επιταγχύνσεων του σεισμού CHY024-090

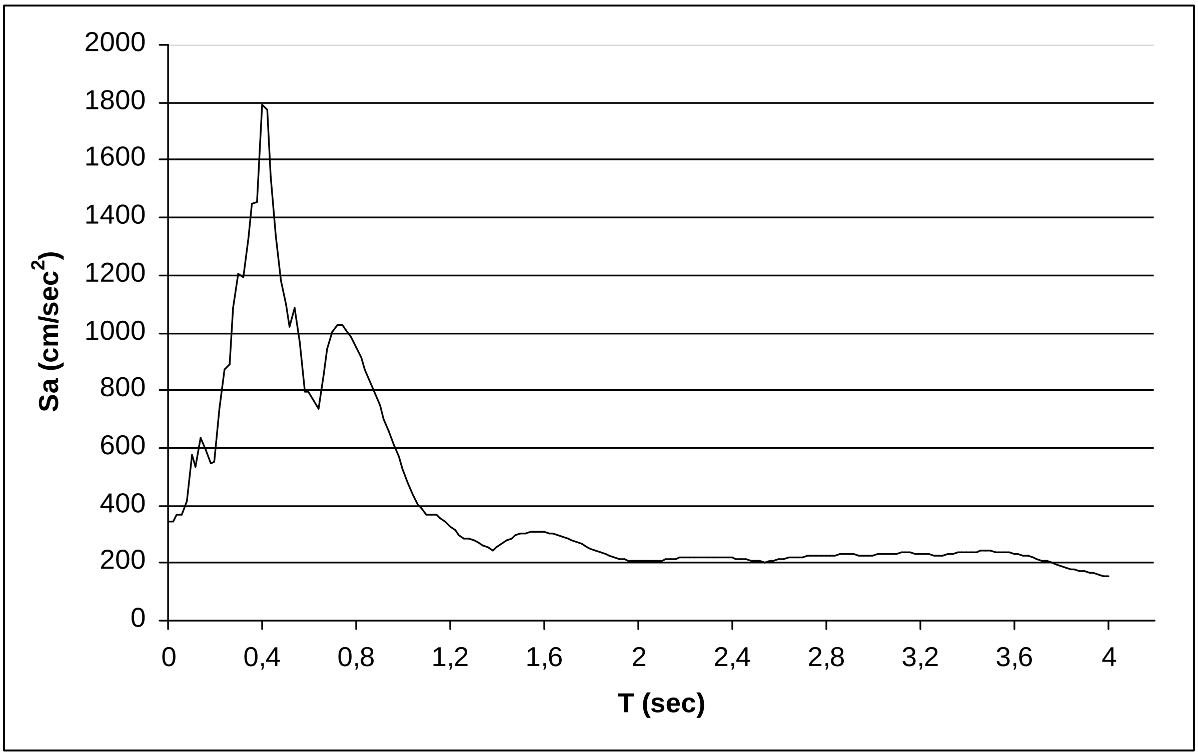


Σχήμα 6.12.3 Ελαστικό φάσμα μετακινήσεων του σεισμού CHY024-090

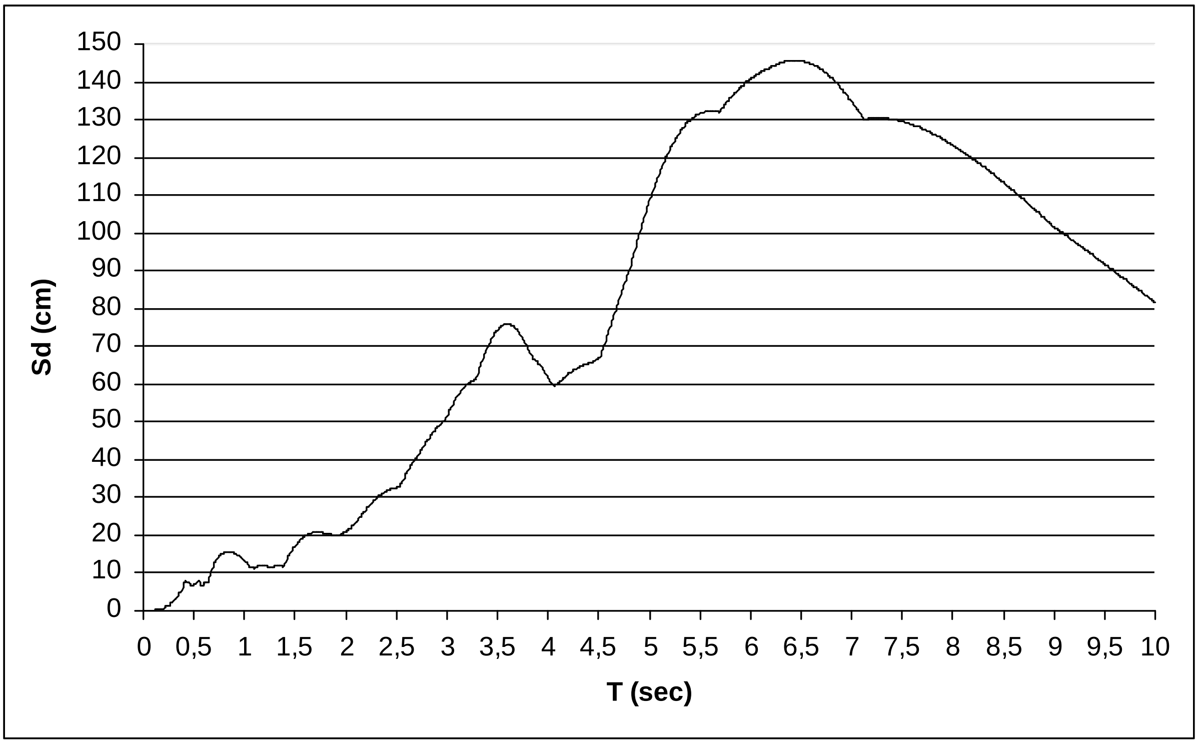
13. Duzce (DZC-180) M_w=7.1



Σχήμα 6.13.1 Επιταγχυνσιογράφημα του σεισμού DZC-180

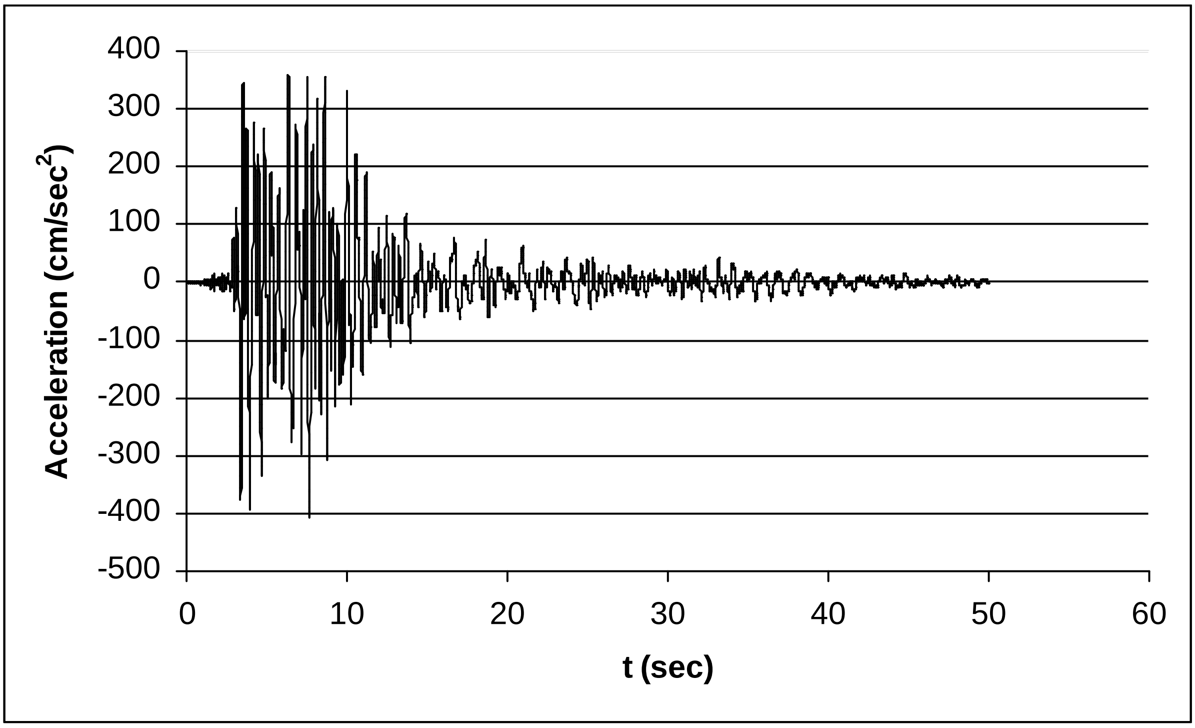


Σχήμα 6.13.2 Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων του σεισμού DZC-180

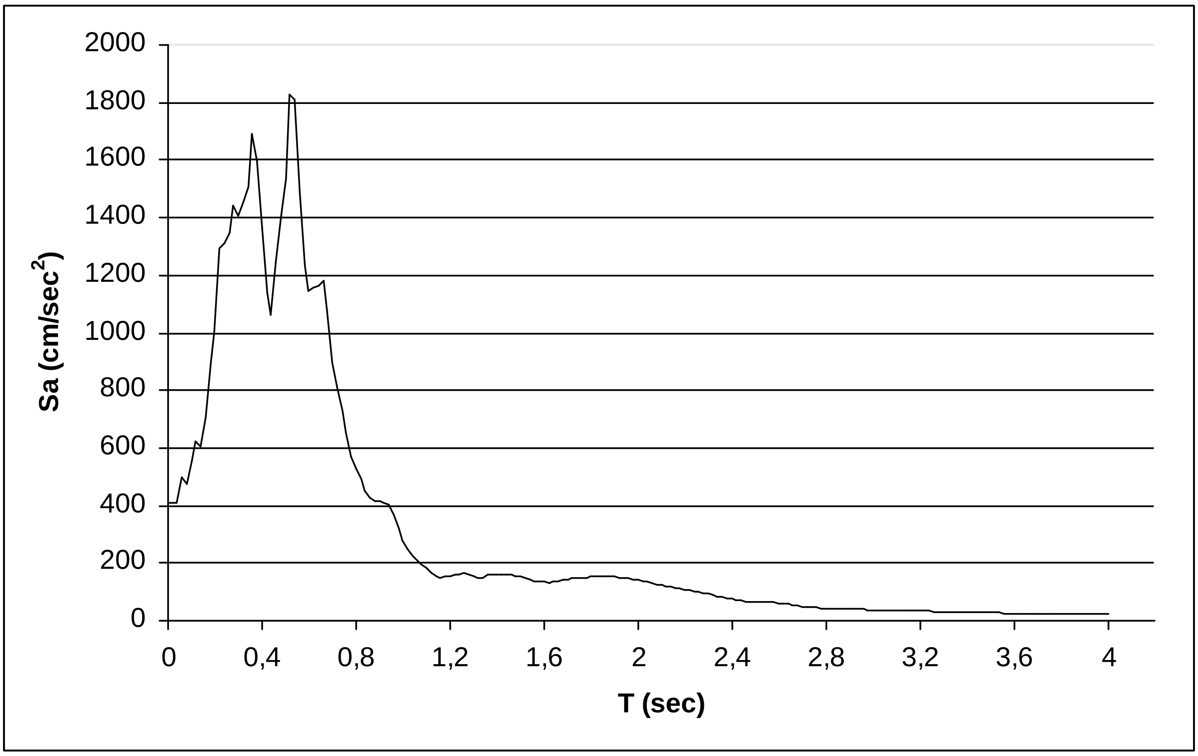


Σχήμα 6.13.3 Ελαστικό φάσμα μετακινήσεων του σεισμού DZC-180

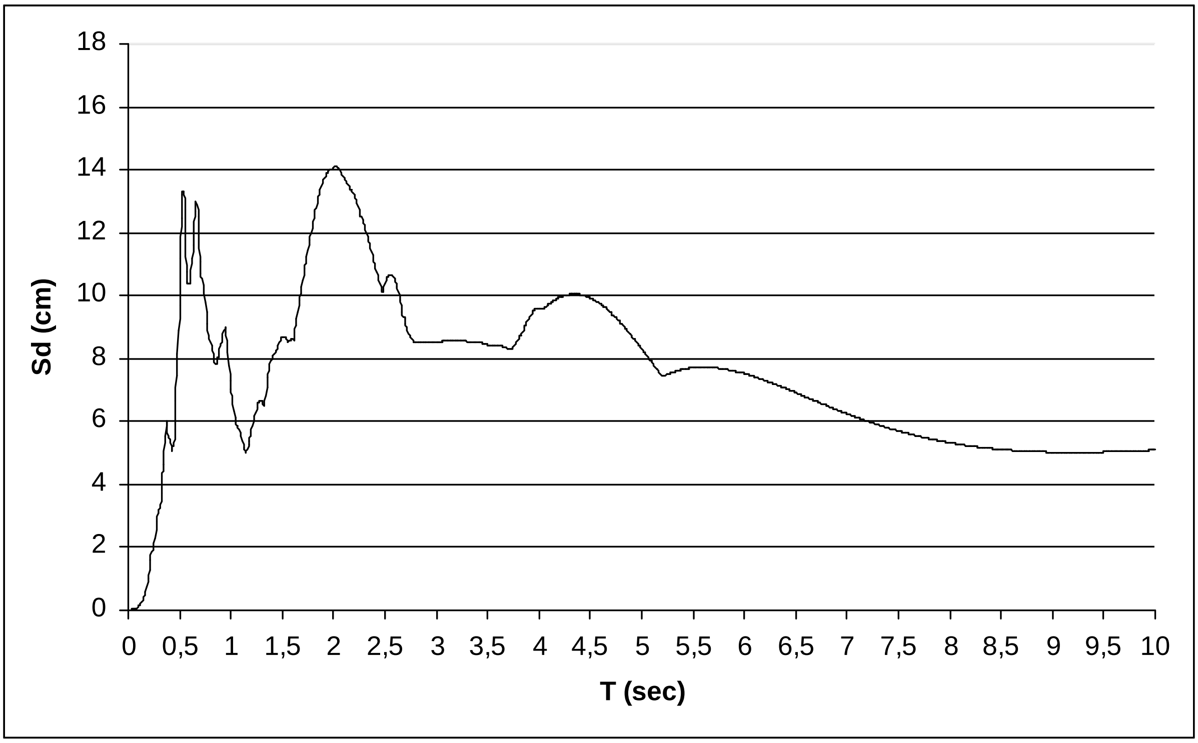
14. City of Lefkas (LEF1-TR) M_w=6.2-6.4



Σχήμα 6.14.1 Επιταγχυνσιογράφημα του σεισμού LEF1-TR

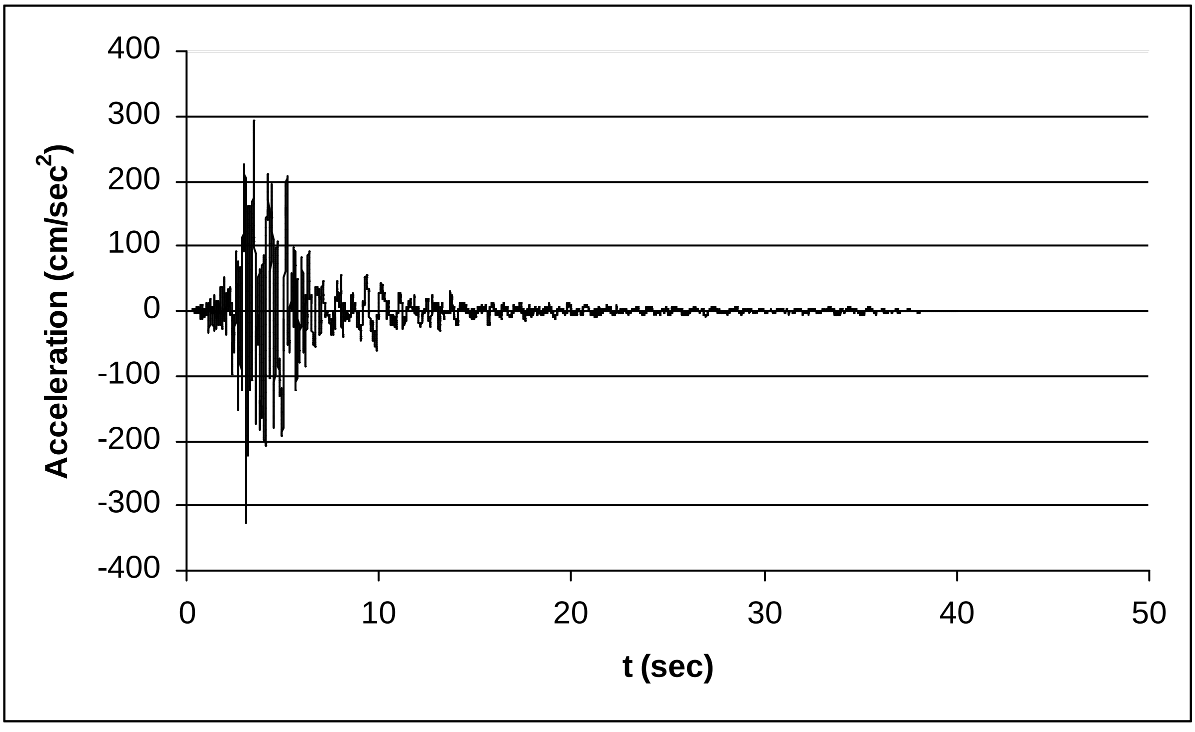


Σχήμα 6.14.2 Ελαστικό φάσμα επιταγχύνσεων του σεισμού LEF1-TR

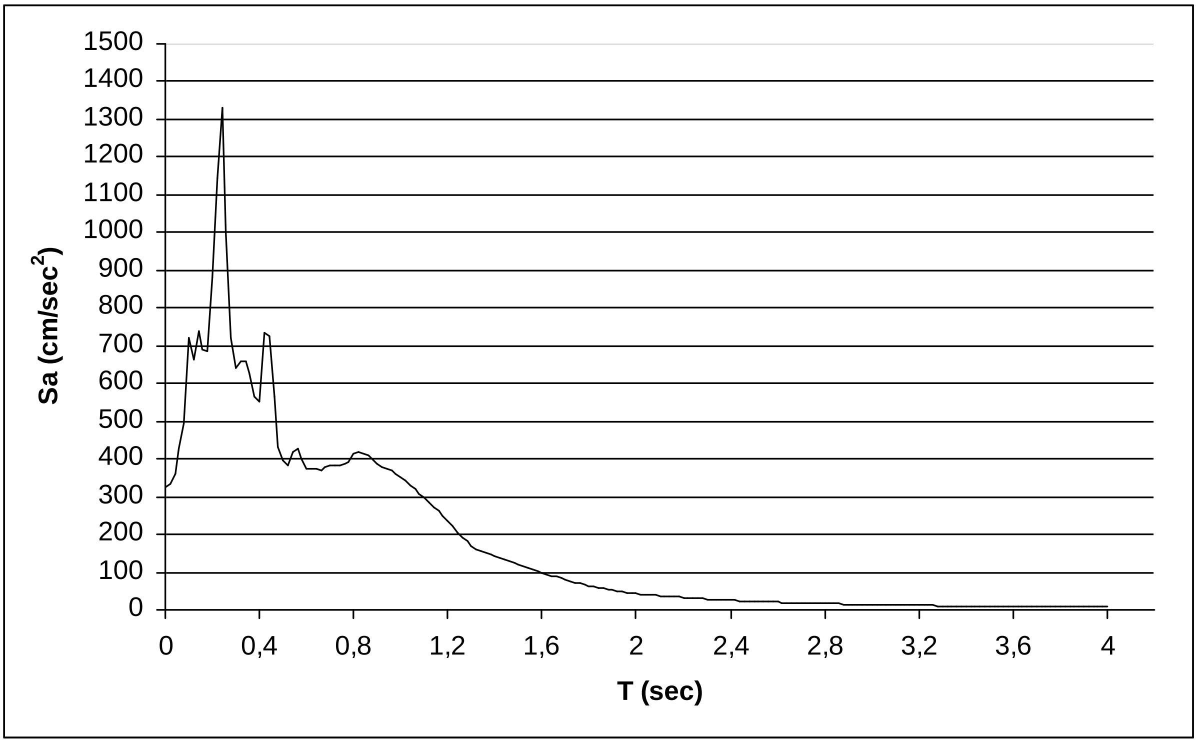


Σχήμα 6.14.3 Ελαστικό φάσμα μετακινήσεων του σεισμού LEF1-TR

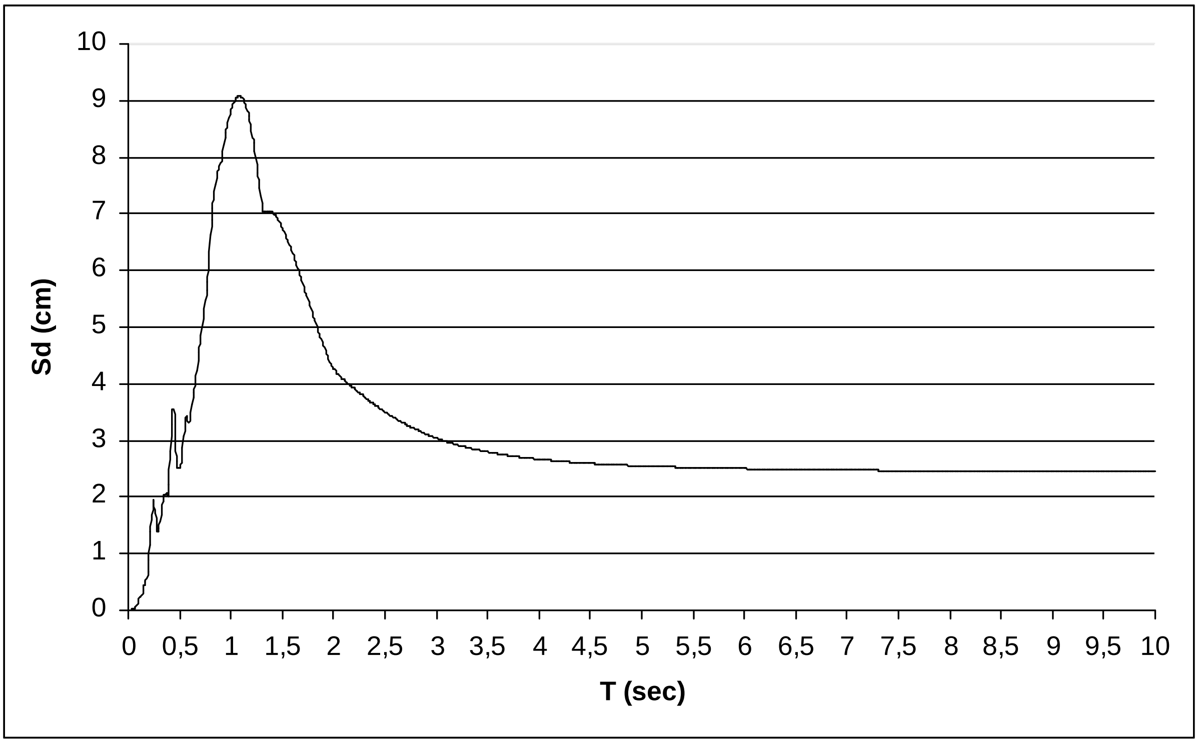
15. Alhambra, Fremont Sc. (ALF-180-1) M_w=6.0



Σχήμα 6.15.1 Επιταγχυνσιογράφημα του σεισμού ALF-180-1

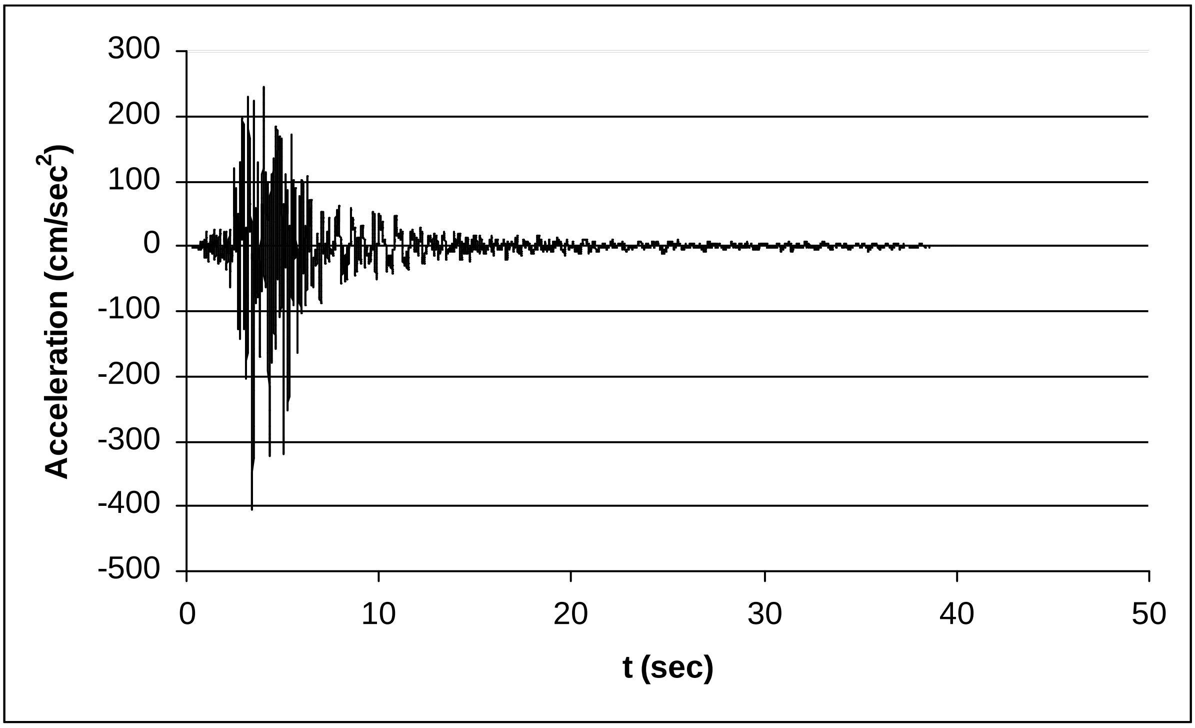


Σχήμα 6.15.2 Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων του σεισμού ALF-180-1

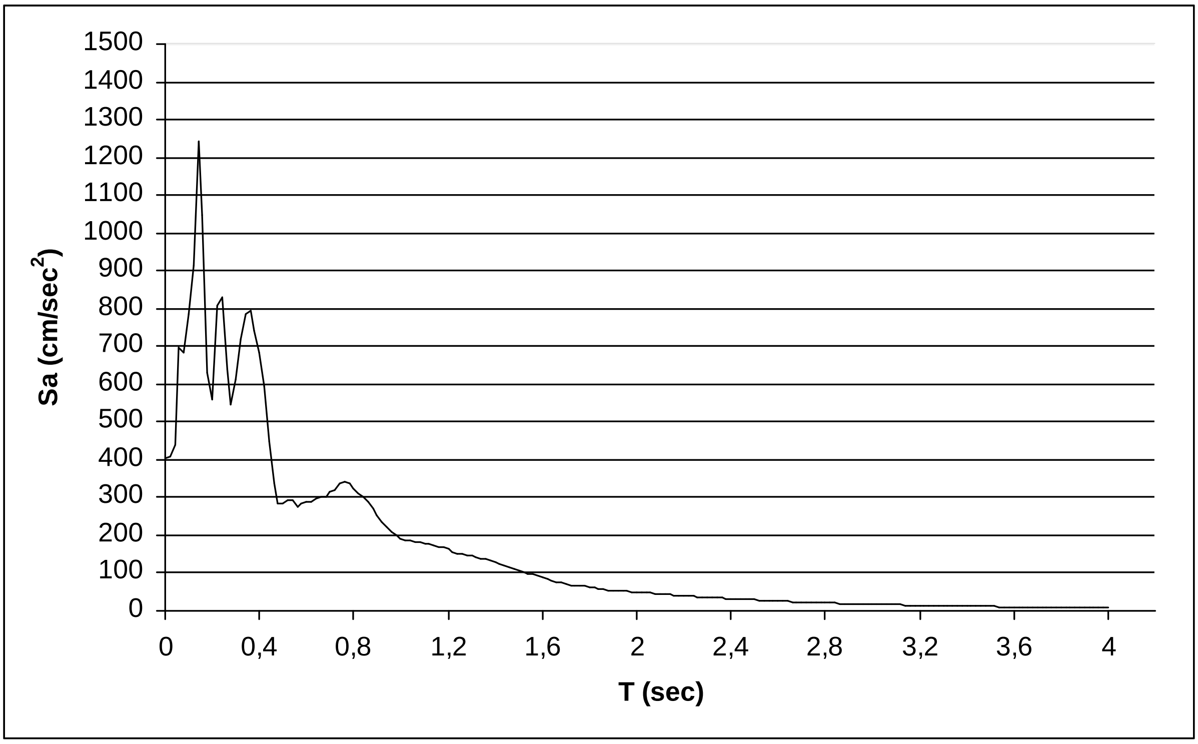


Σχήμα 6.15.3 Ελαστικό φάσμα μετακινήσεων του σεισμού ALF-180-1

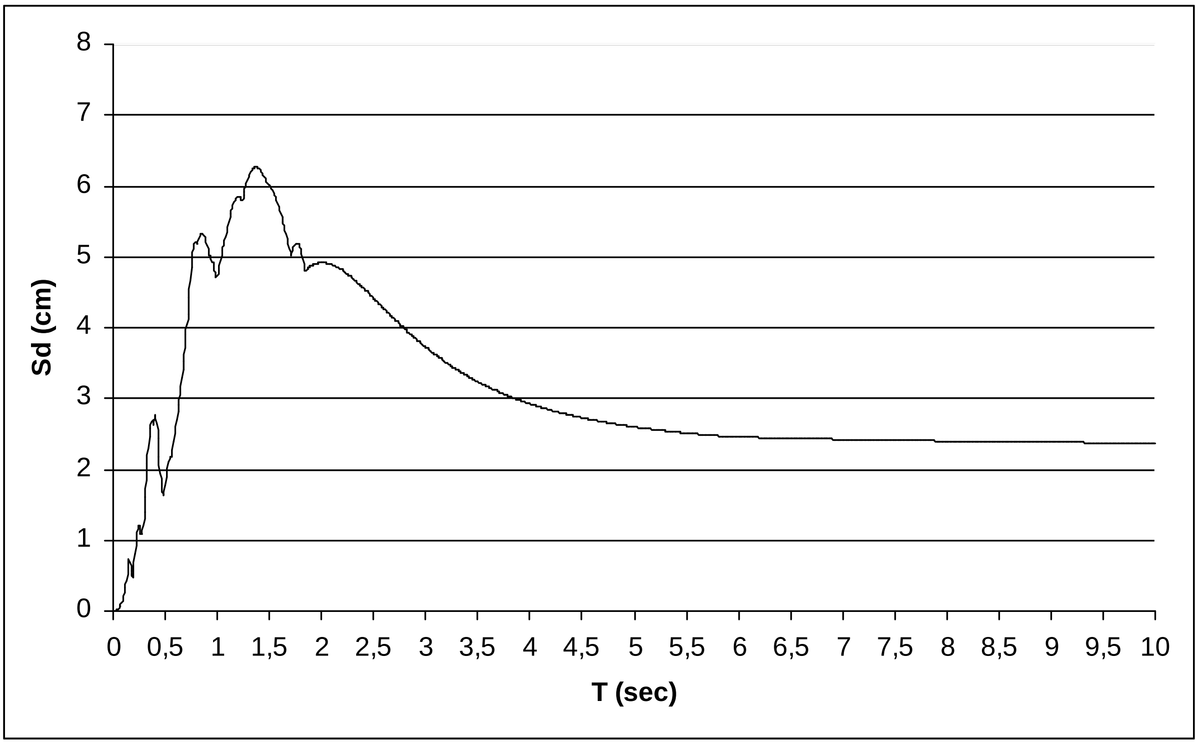
16. Alhambra, Fremont Sc. (ALF-270-1) M_w=6.0



Σχήμα 6.16.1 Επιταγχυνσιογράφημα του σεισμού ALF-270-1

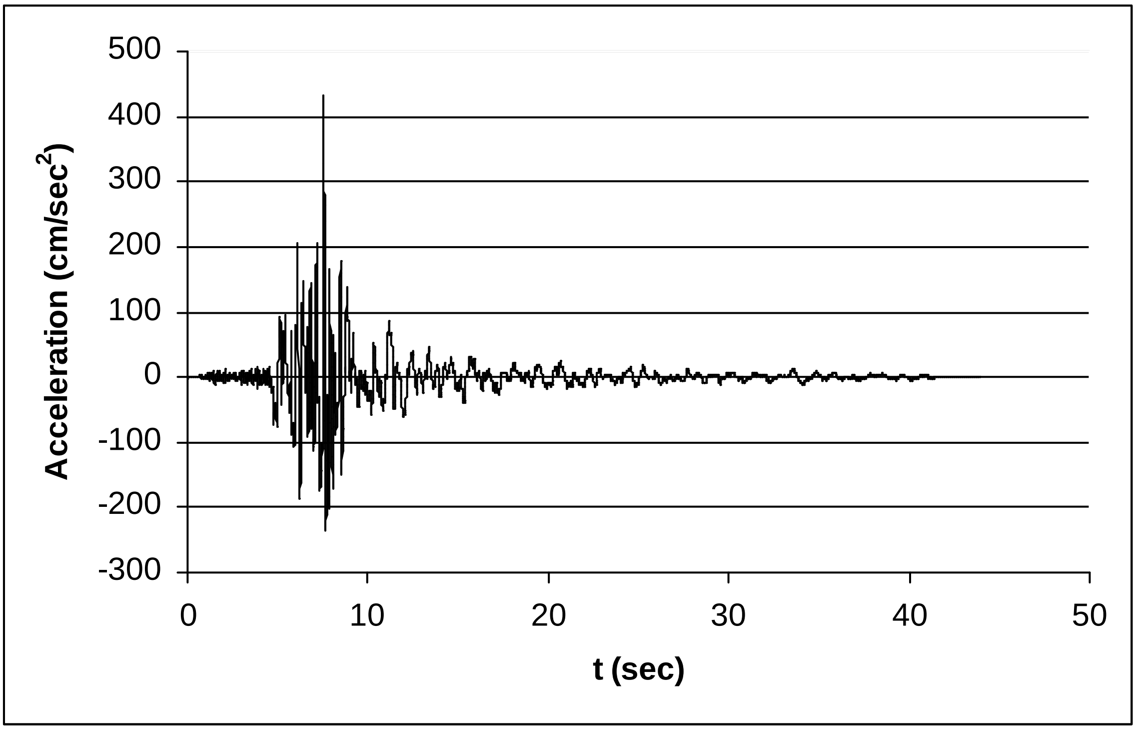


Σχήμα 6.16.2 Ελαστικό φάσμα επιταγχύνσεων του σεισμού ALF-270-1

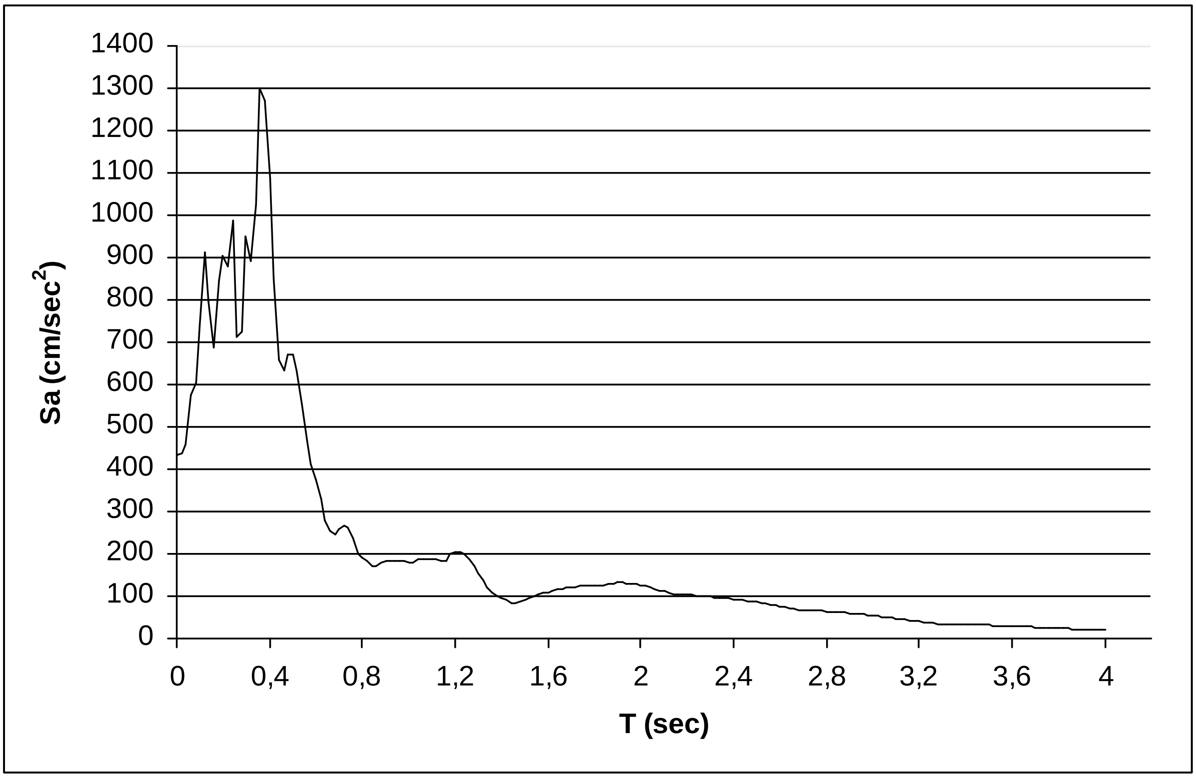


Σχήμα 6.16.3 Ελαστικό φάσμα μετακινήσεων του σεισμού ALF-270-1

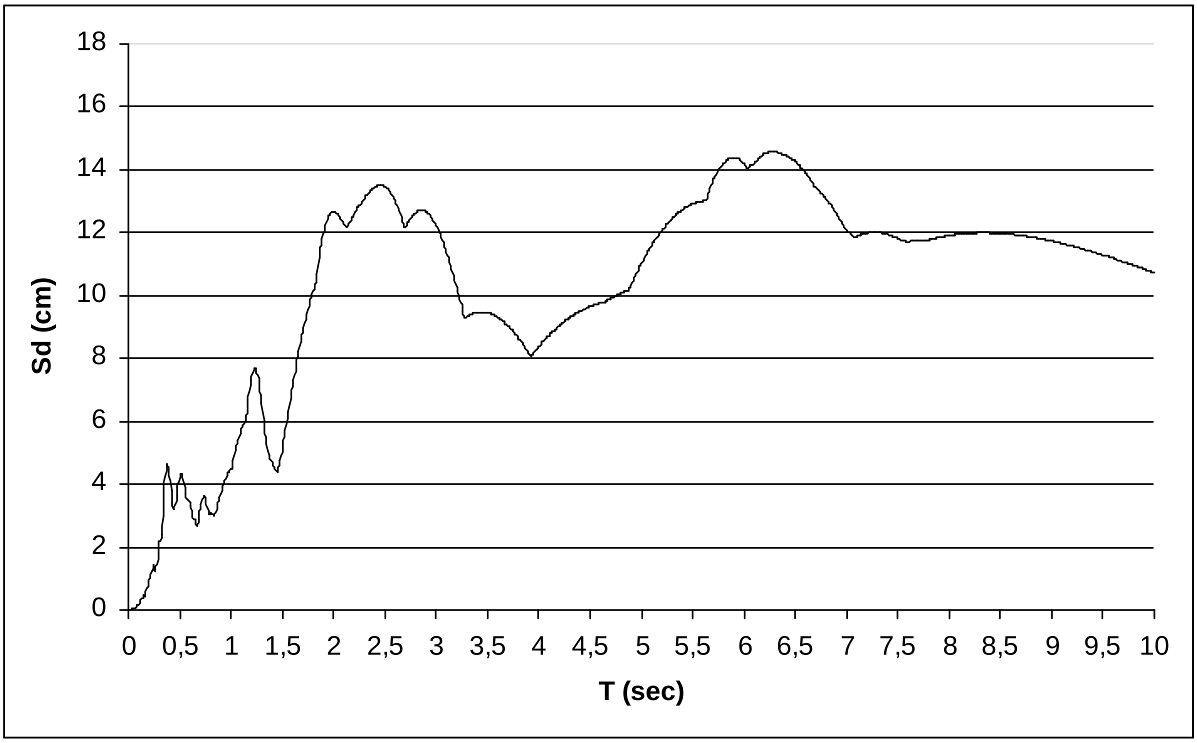
17. Cholame Array 5 (C05-085-1) M_w=6.4



Σχήμα 6.17.1 Επιταγχυνσιογράφημα του σεισμού C05-085-1

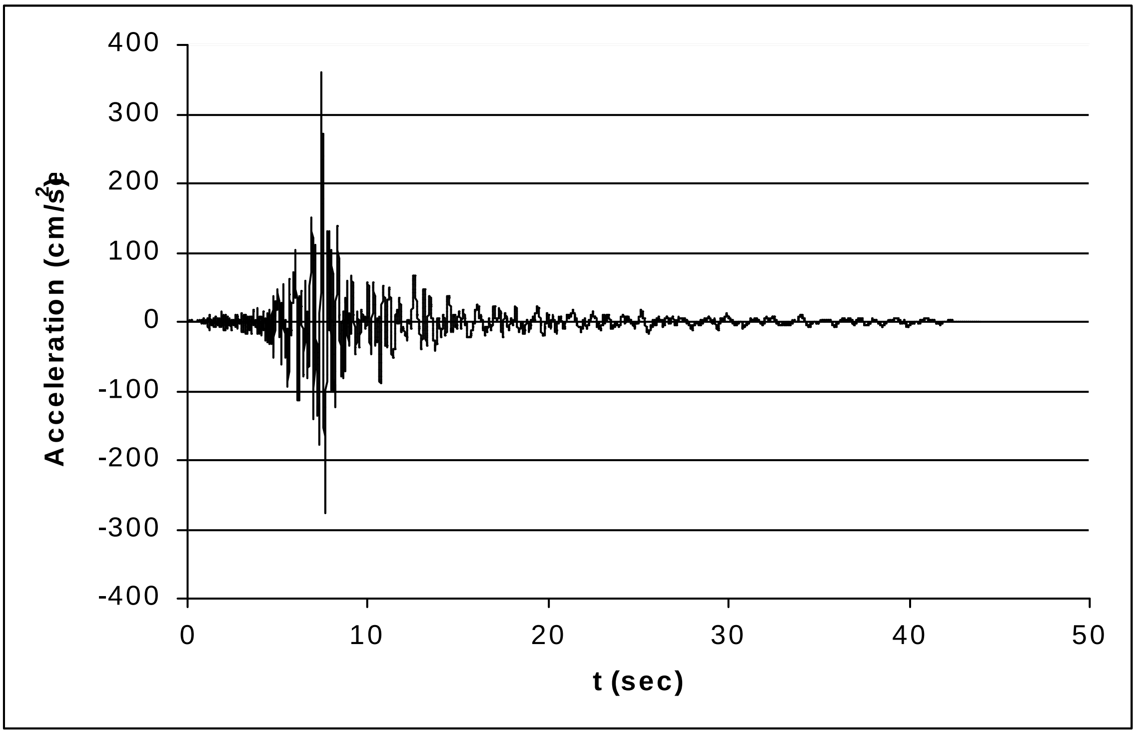


Σχήμα 6.17.2 Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων του σεισμού C05-085-1

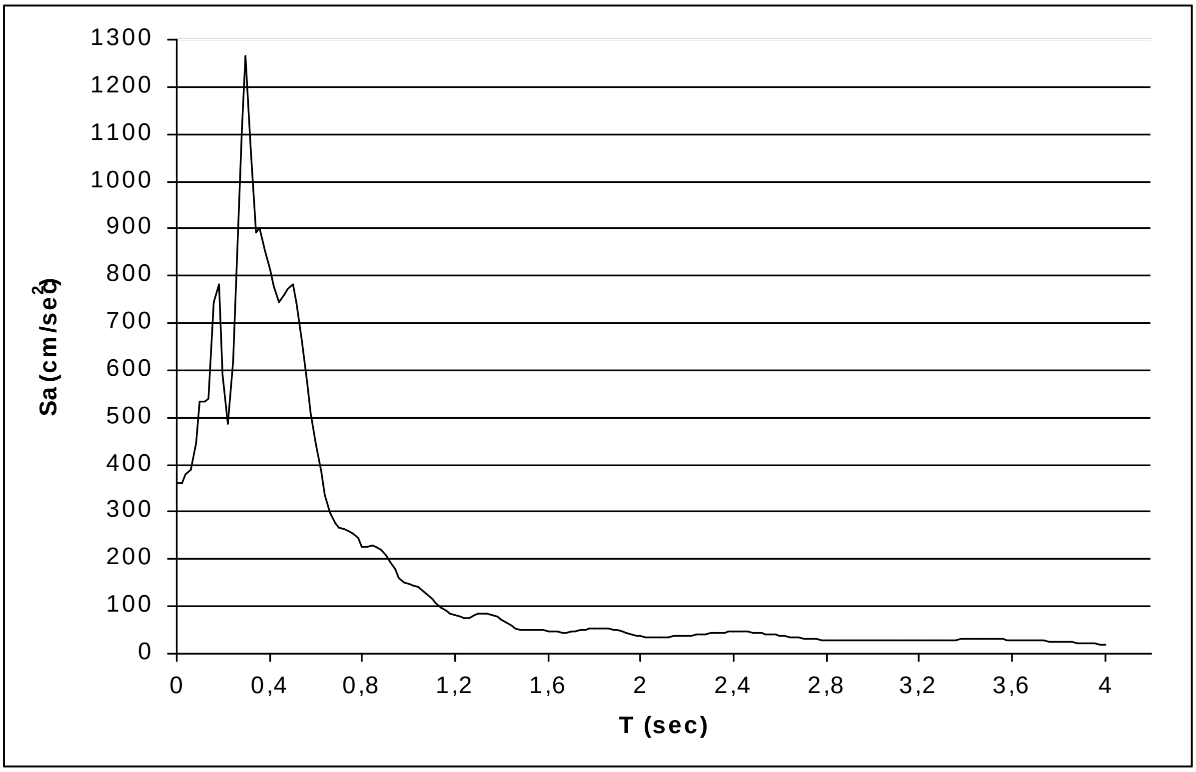


Σχήμα 6.17.3 Ελαστικό φάσμα μετακινήσεων του σεισμού C05-085-1

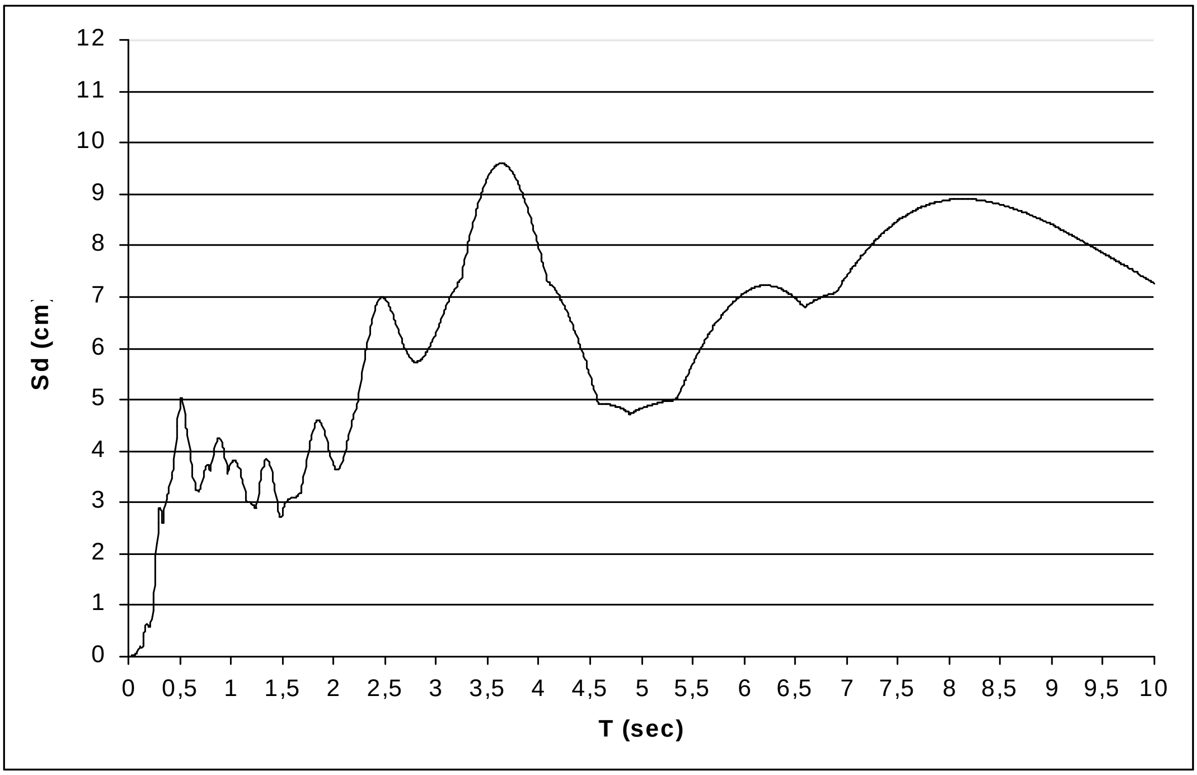
18. Cholame Array 5 (C05-355-1) M_w=6.4



Σχήμα 6.18.1 Επιταγχυνσιογράφημα του σεισμού C05-355-1

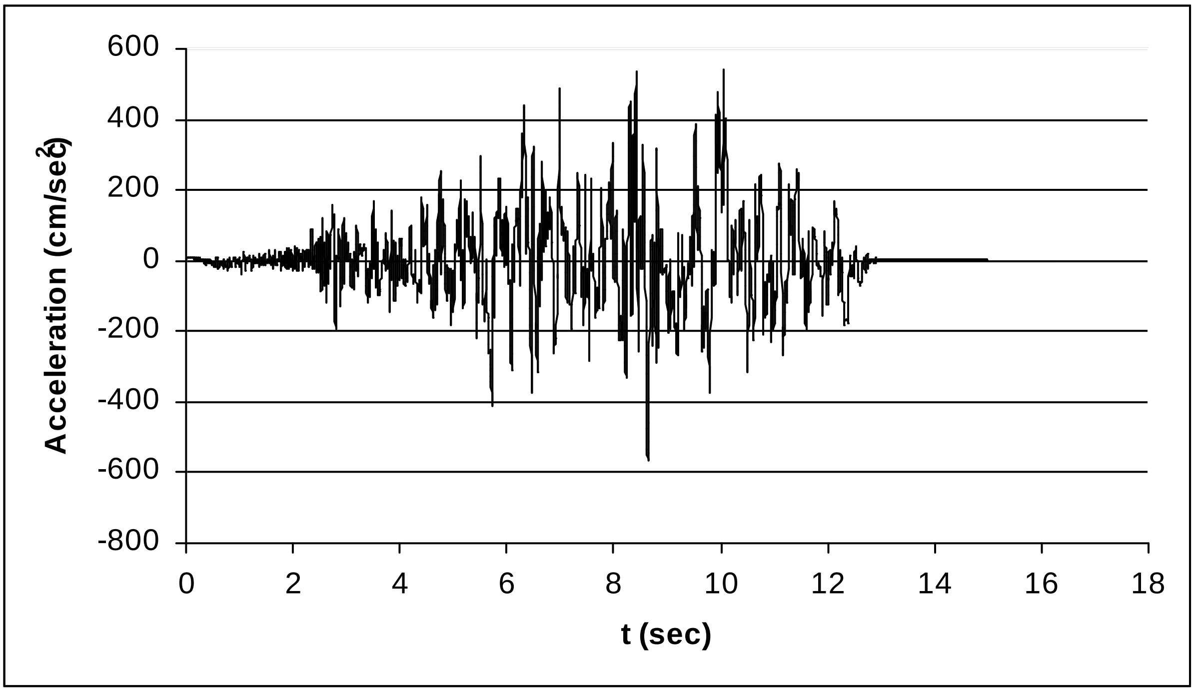


Σχήμα 6.18.2 Ελαστικό φάσμα επιταγχύνσεων του σεισμού C05-355-1

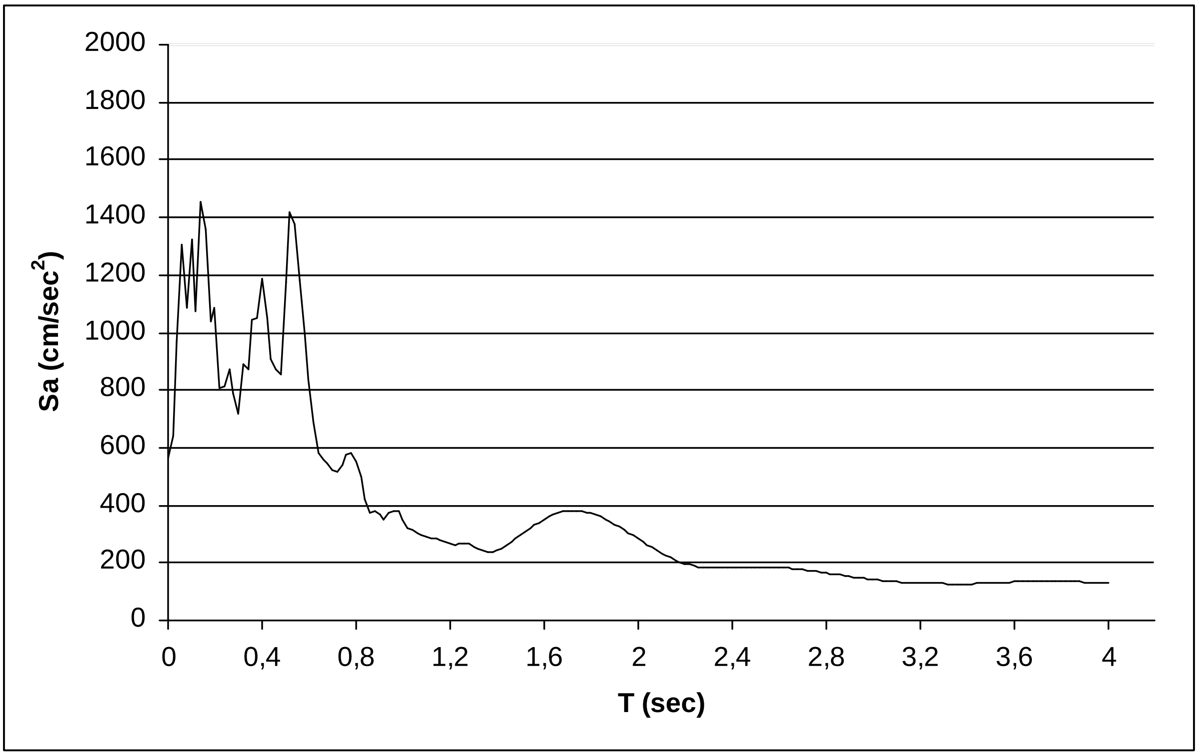


Σχήμα 6.18.3 Ελαστικό φάσμα μετακινήσεων του σεισμού C05-355-1

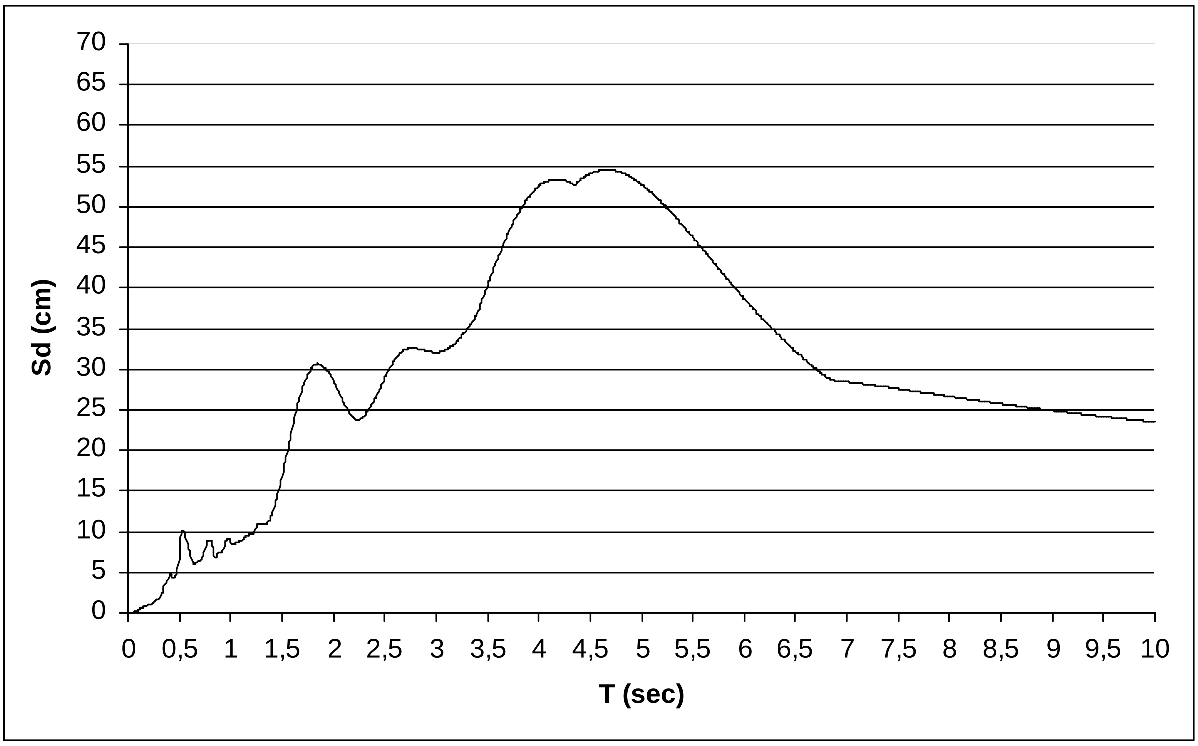
19. [Karakyr Point (KAR-090) M_w=6.7-6.9] x 0.80



Σχήμα 6.19.1 Επιταγχυνσιογράφημα του σεισμού (KAR-090) x 0.80

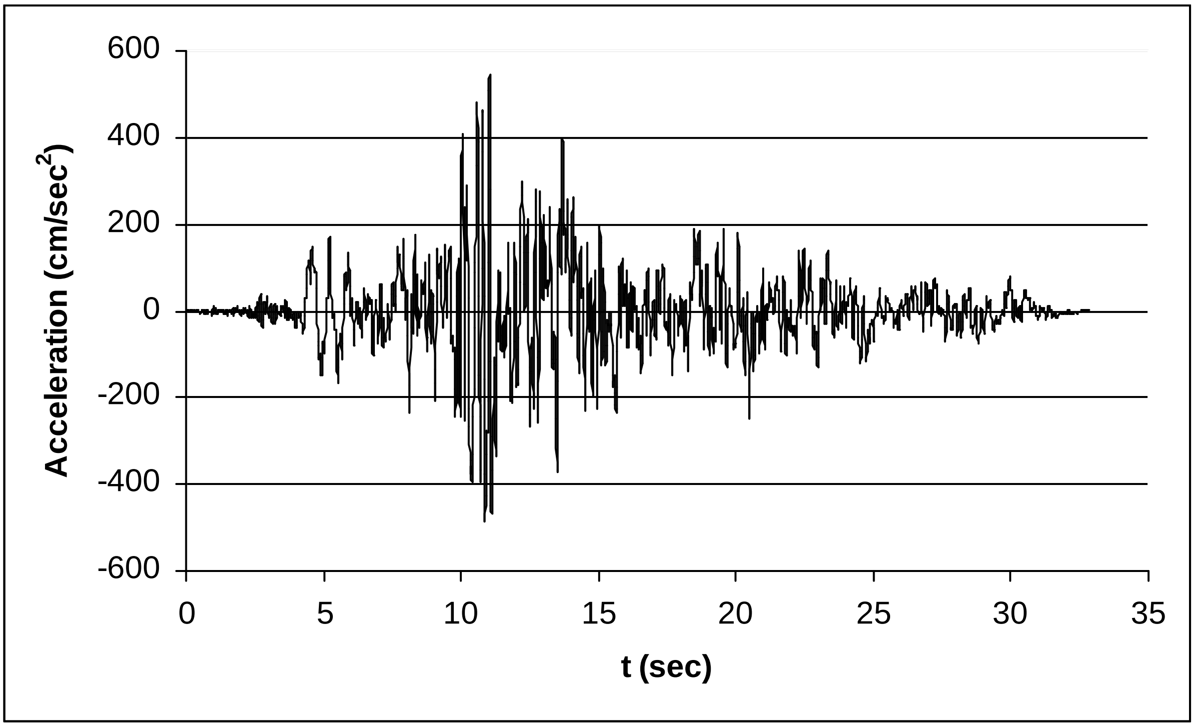


Σχήμα 6.19.2 Ελαστικό φάσμα επιταγχύνσεων του σεισμού (KAR-090) x 0.80

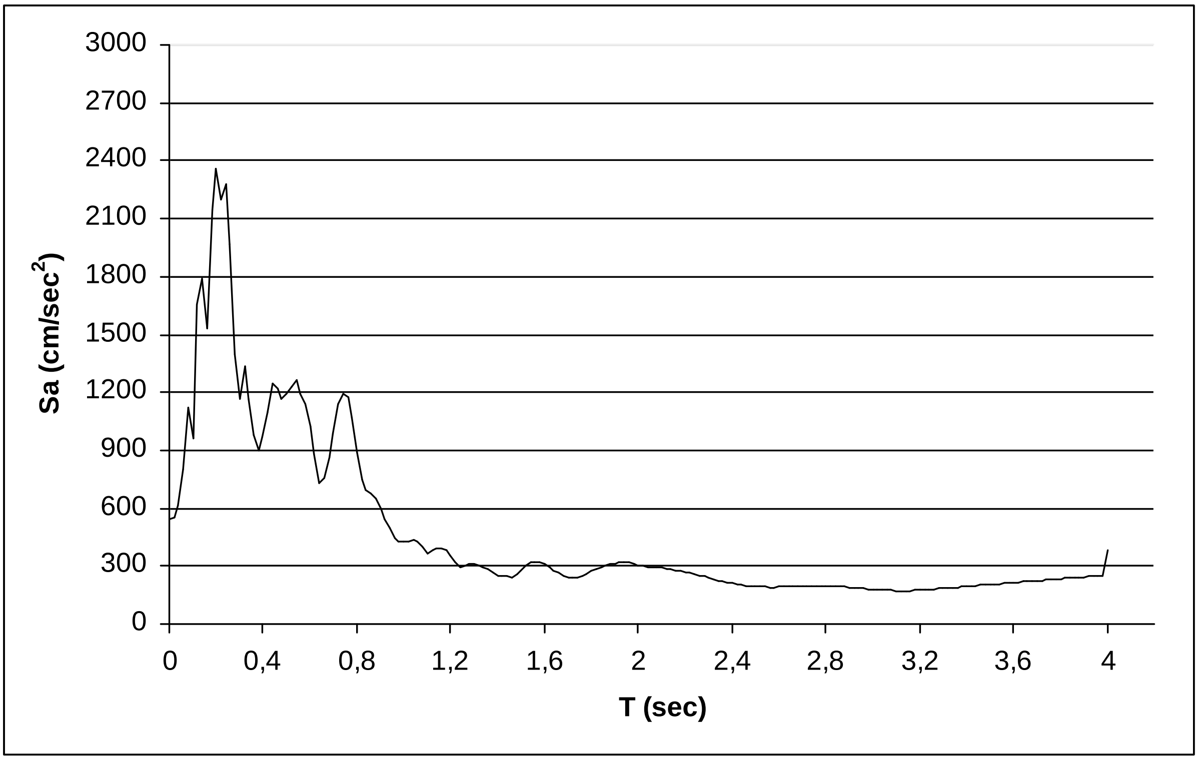


Σχήμα 6.19.3 Ελαστικό φάσμα μετακινήσεων του σεισμού (KAR-090) x 0.80

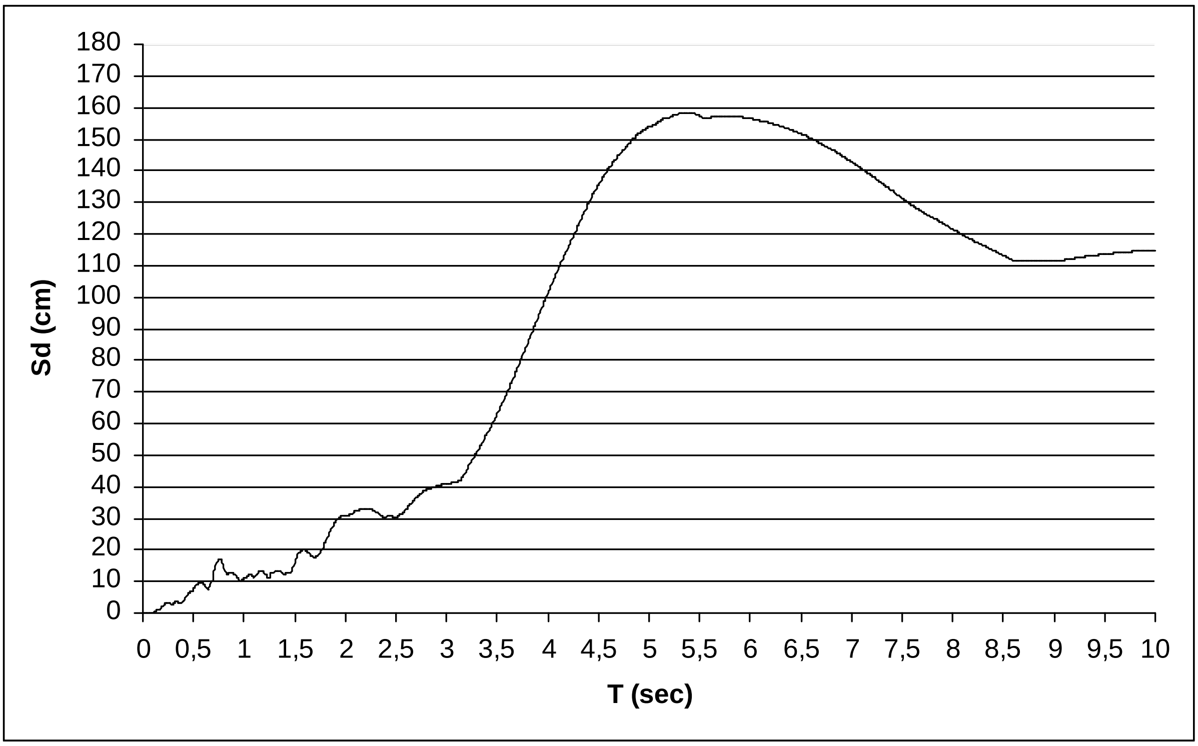
20. [Tabas (TAB-074) M_w=7.1] x 0.65



Σχήμα 6.20.1 Επιταγχυνσιογράφημα του σεισμού (TAB-074) x 0.65

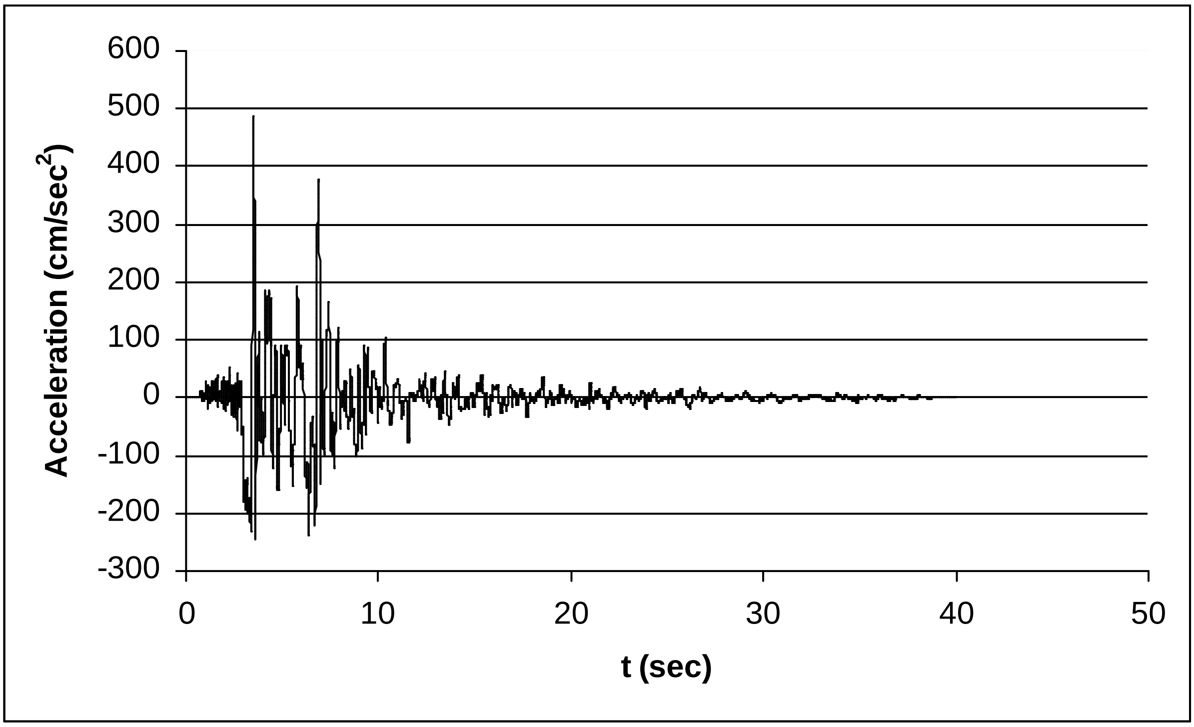


Σχήμα 6.20.2 Ελαστικό φάσμα επιταγχύνσεων του σεισμού (TAB-074) x 0.65

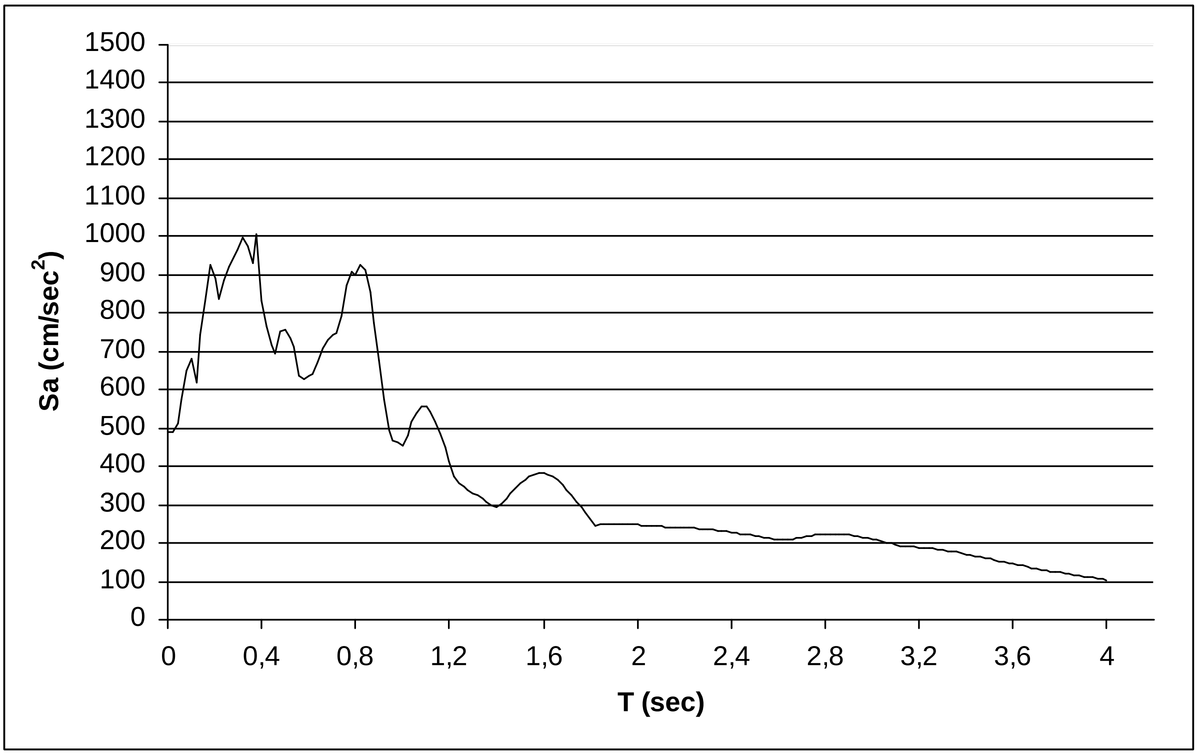


Σχήμα 6.20.3 Ελαστικό φάσμα μετακινήσεων του σεισμού (TAB-074) x 0.65

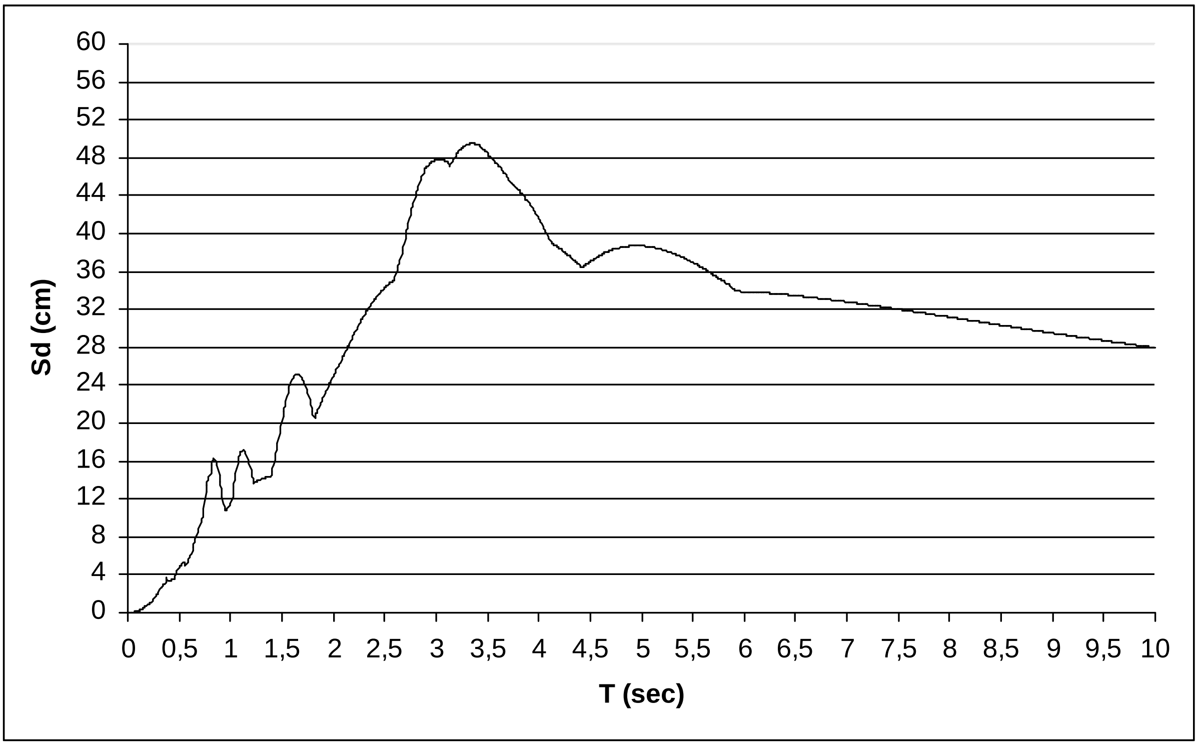
21. [Sylmar Converter Station (SCH-011) M_w=6.7-6.8] x 0.60



Σχήμα 6.21.1 Επιταγχυνσιογράφημα του σεισμού (SCH-011) x 0.60

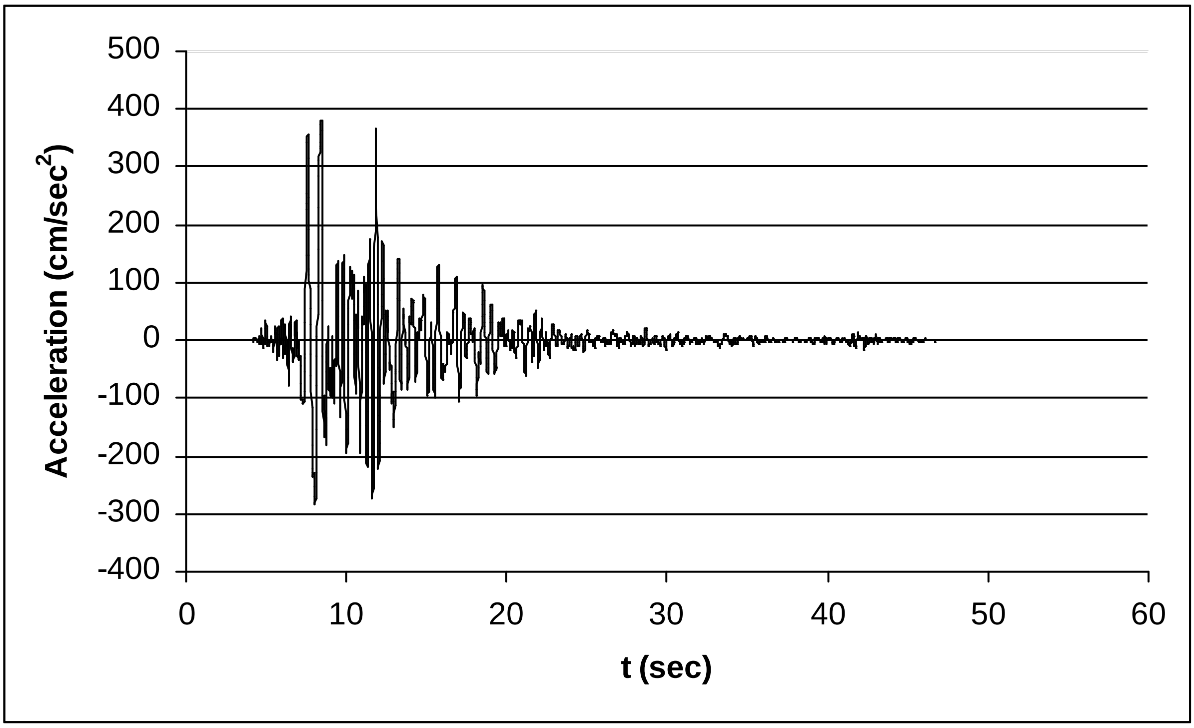


Σχήμα 6.21.2 Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων του σεισμού (SCH-011) x 0.60

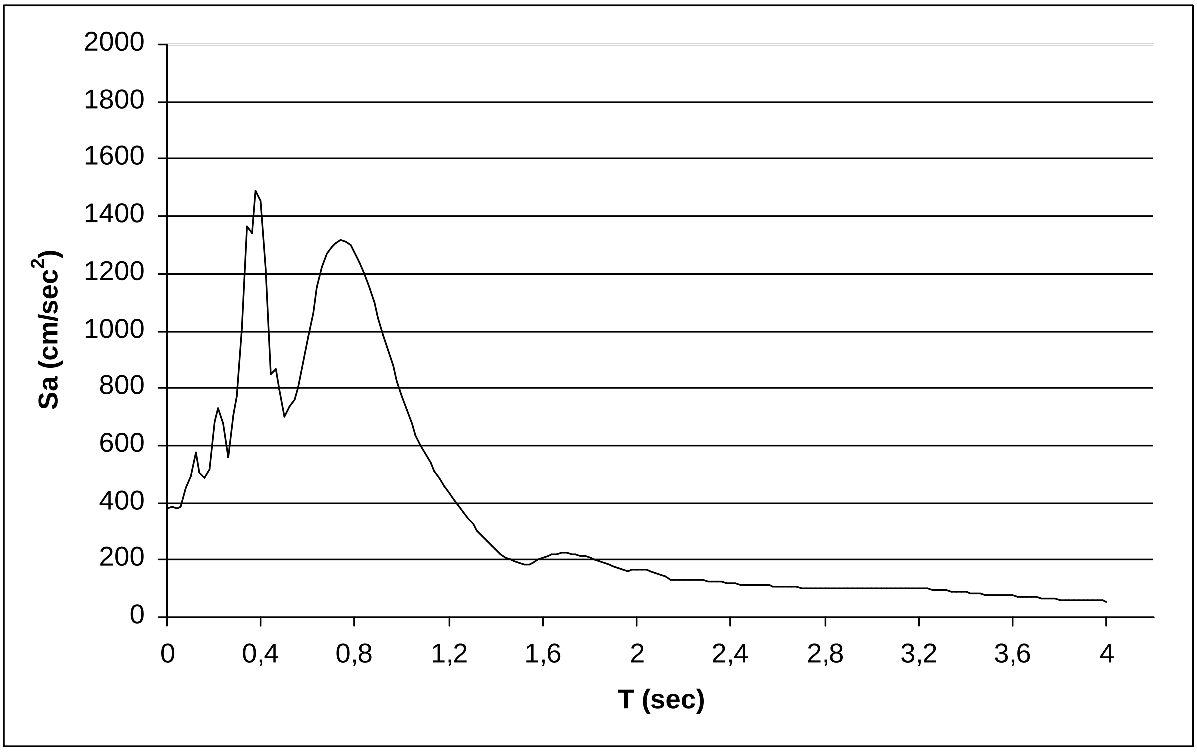


Σχήμα 6.21.3 Ελαστικό φάσμα μετακινήσεων του σεισμού (SCH-011) x 0.60

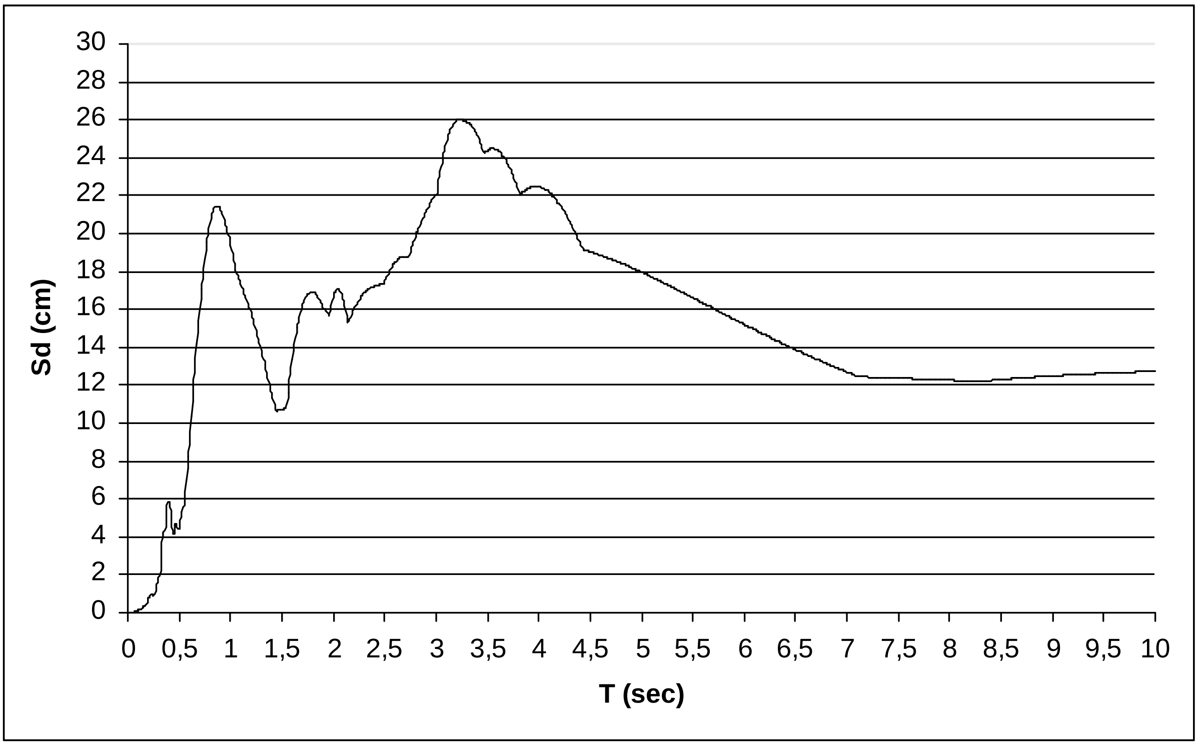
22. [Japanese Meteorological Ajency (KJM-090) M_w=6.8-6.9] x 0.75



Σχήμα 6.22.1 Επιταγχυνσιογράφημα του σεισμού (KJM-090) x 0.75



Σχήμα 6.22.2 Ελαστικό φάσμα επιταγχύνσεων του σεισμού (KJM-090) x 0.75



Σχήμα 6.22.3 Ελαστικό φάσμα μετακινήσεων του σεισμού (KJM-090) x 0.75

7. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

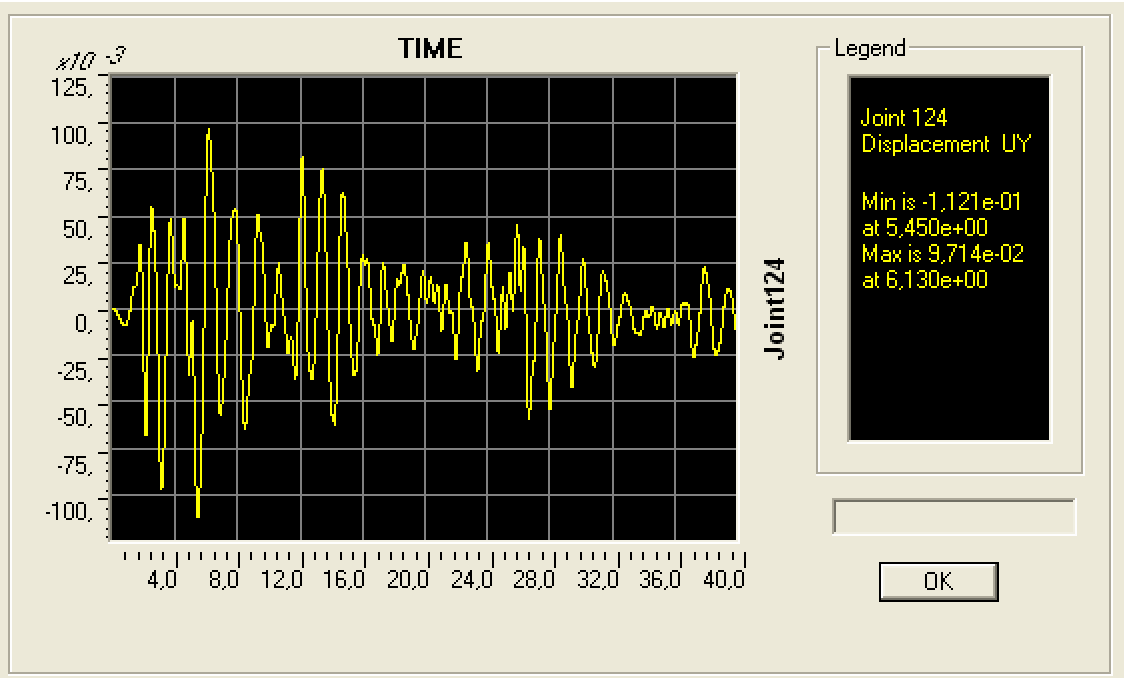
7.1 Χρονο'ι'στορίες μετακίνησης της κορυφής του πολυβαθμίου συστήματος.

Στο παρών κεφάλαιο θα δοθούν τα γραφήματα των χρονο'ι'στοριών μετακίνησης κορυφής του πολυβαθμίου συστήματος για κάθε σεισμό όπως προέκυψαν από την ανάλυση στο πρόγραμμα SAP2000.

Για την επίλυση των σεισμικών φορτίσεων, αφού εισήχθη κάθε σεισμός σαν συνάρτηση χρονοϊστορίας (function -> time history), ορίσαμε για κάθε σεισμό μια συνάρτηση τύπου χρονοϊστορίας (load case type: time history), μη γραμμικής συμπεριφοράς (analysis type: non linear), με φορτία επιτάχυνσης (load type: acceleration) κατά την διεύθυνση που μελετάμε την συμπεριφορά του κτιρίου (κατά y-y δηλαδή U2). Στην συνάρτηση αυτή λάβαμε υπόψη τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως συμπεριλαμβανομένου και του ελέγχου μεγάλων μετακινήσεων, (geometric nonlinearity parameters: P-Delta plus large displacements). Η μέθοδος που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση είναι των Hilber-Hughes-Taylor.

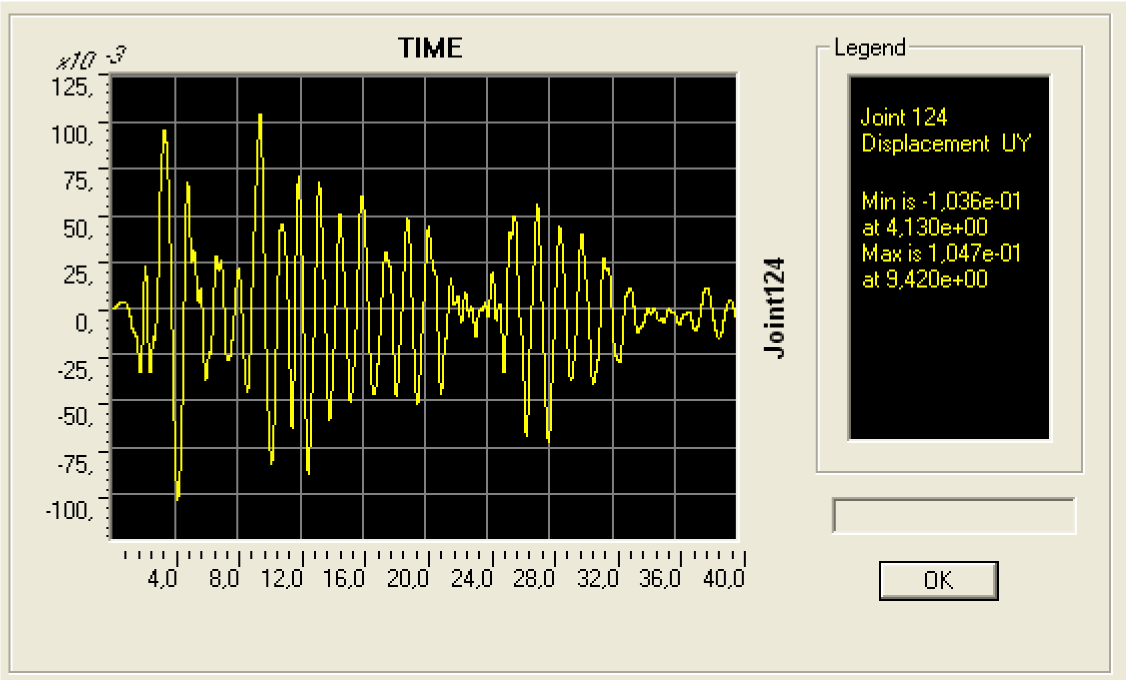
Στα σχεδιαγράμματα που ακολουθούν στον οριζόντιο άξονα παρουσιάζεται ο χρόνος (time) σε δευτερόλεπτα (sec.), ενώ στον κατακόρυφο η μετατατόπιση της κορυφής του πολυβαθμίου συστήματος (joint 124) σε μέτρα (m).

1. ELC-180



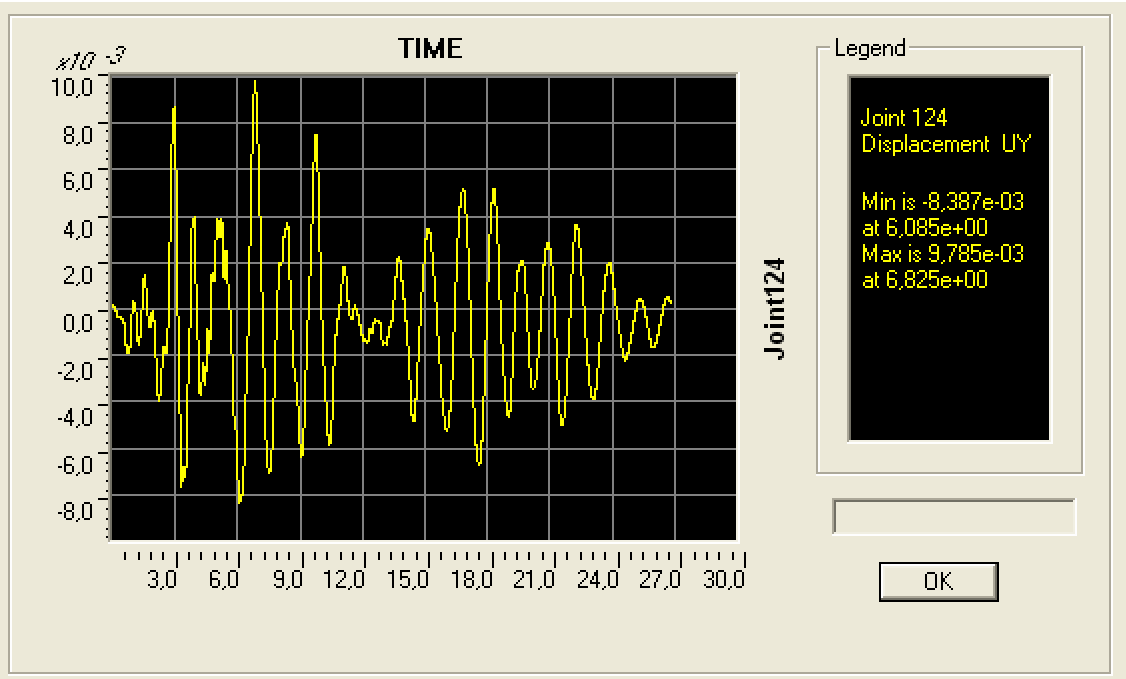
Σχέδιο 7.1.1 Χρονο'ι'στορία μετακίνησης κορυφής του πολυβαθμίου για τον σεισμό ELC-180

2. ELC-270



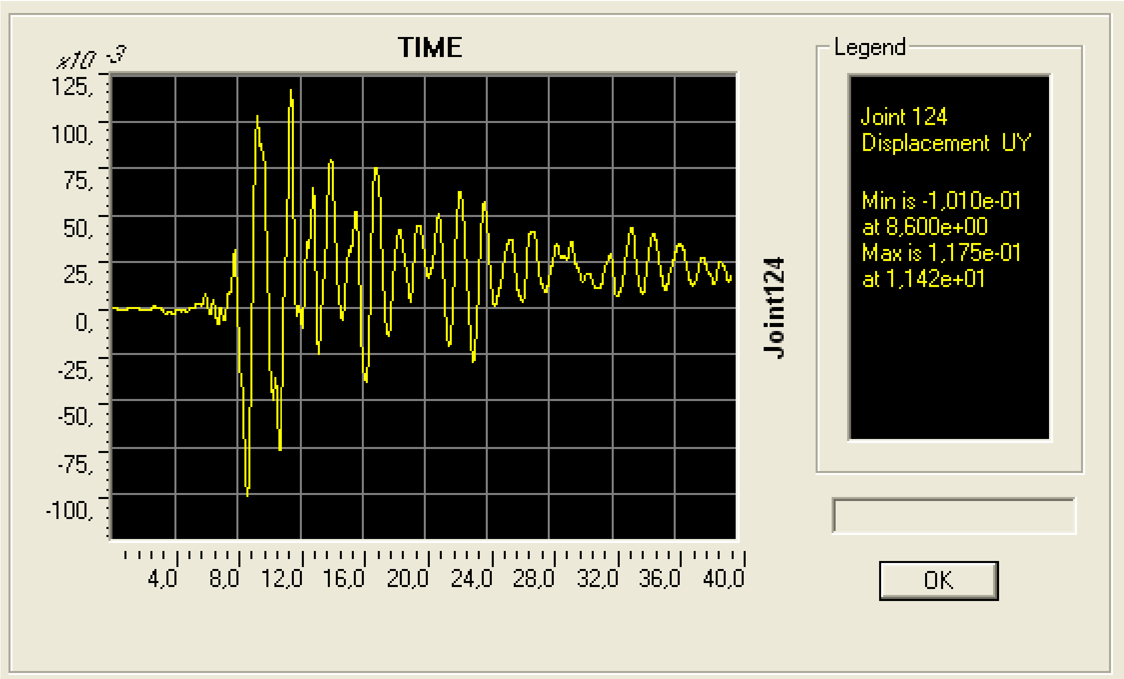
Σχέδιο 7.1.2 Χρονο'ι'στορία μετακίνησης κορυφής του πολυβαθμίου για τον σεισμό ELC-270

3. GA1-230



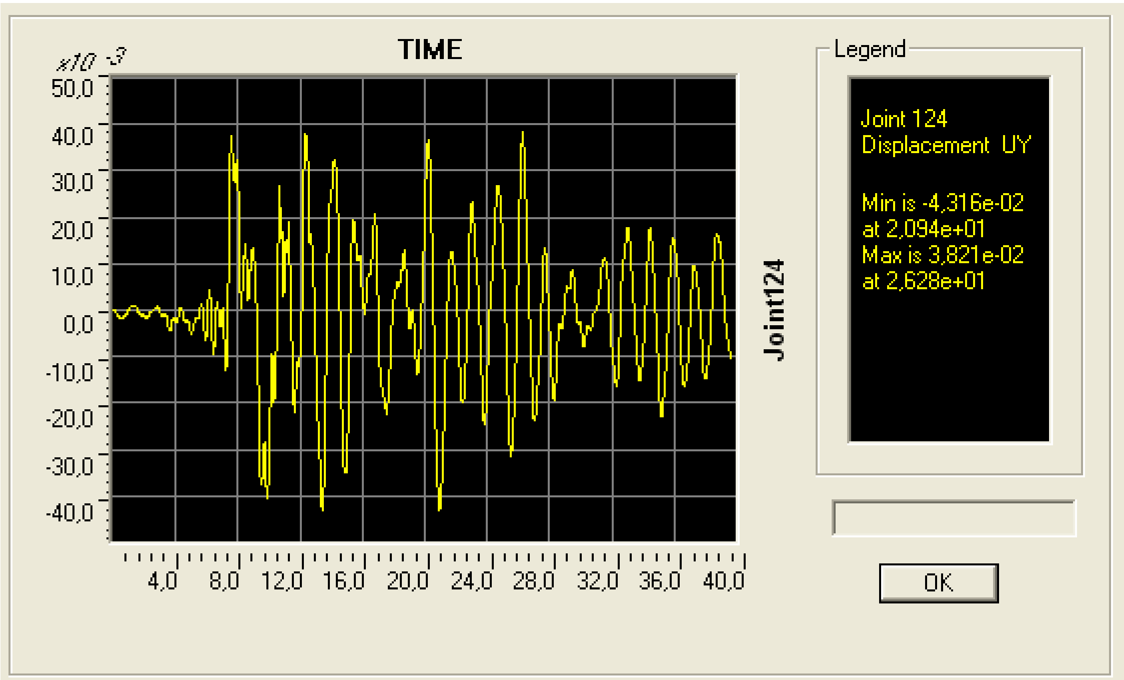
Σχέδιο 7.1.3 Χρονο'ι'στορία μετακίνησης κορυφής του πολυβαθμίου για τον σεισμό GA1-230

4. E02-140



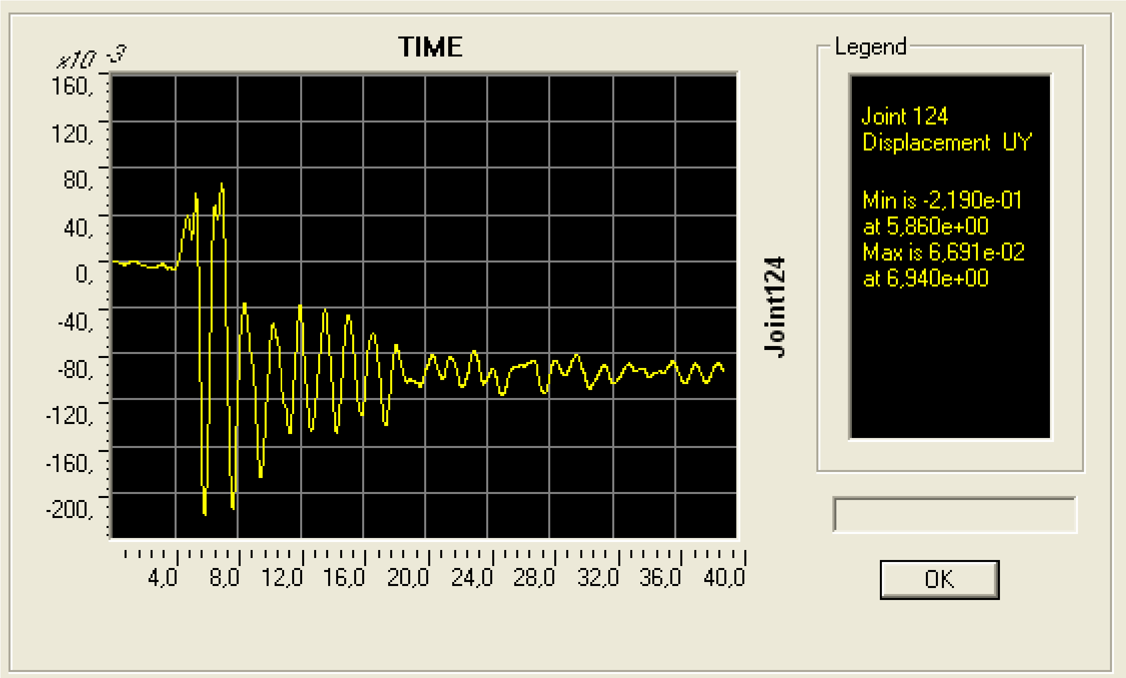
Σχέδιο 7.1.4 Χρονο'ι'στορία μετακίνησης κορυφής του πολυβαθμίου για τον σεισμό E02-140

5. E02-230



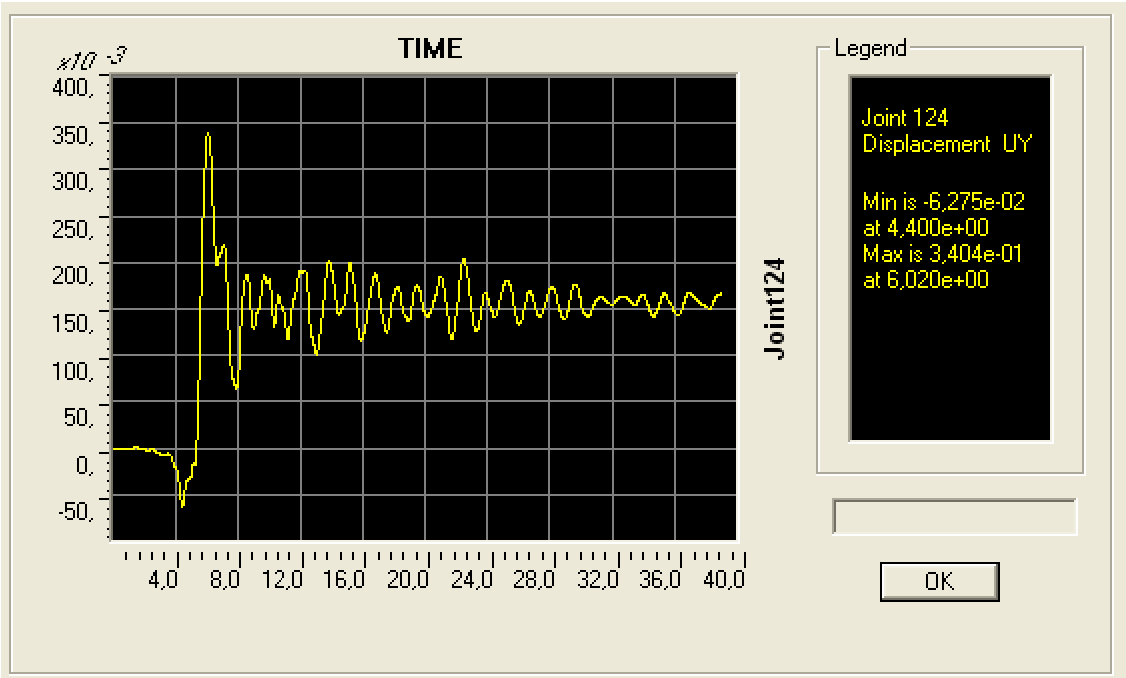
Σχέδιο 7.1.5 Χρονο'ι'στορία μετακίνησης κορυφής του πολυβαθμίου για τον σεισμό E02-230

6. E04-140



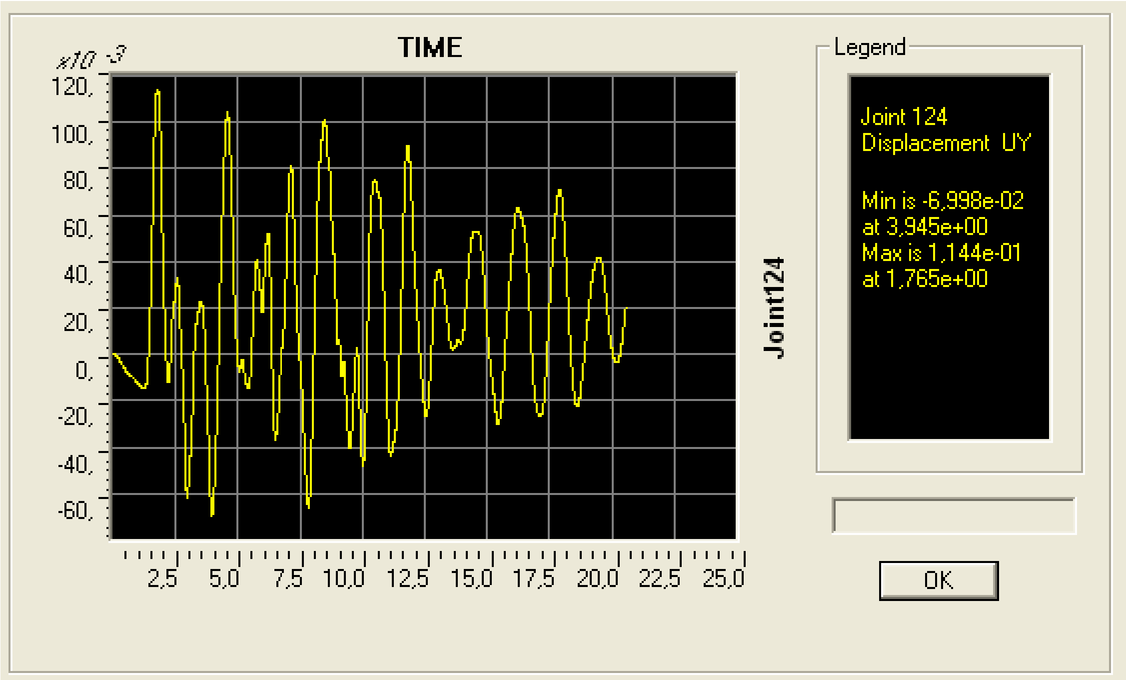
Σχέδιο 7.1.6 Χρονο'ι'στορία μετακίνησης κορυφής του πολυβαθμίου για τον σεισμό E04-140

7. E04-230



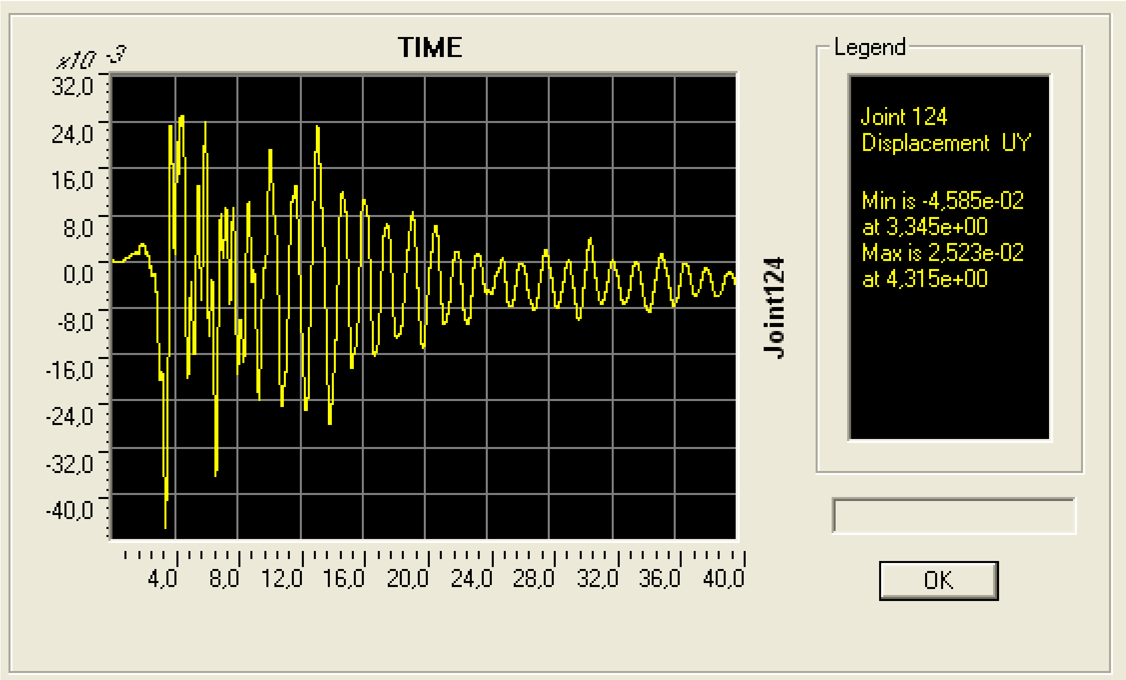
Σχέδιο 7.1.7 Χρονο'ι'στορία μετακίνησης κορυφής του πολυβαθμίου για τον σεισμό E04-230

8. SITE1-280



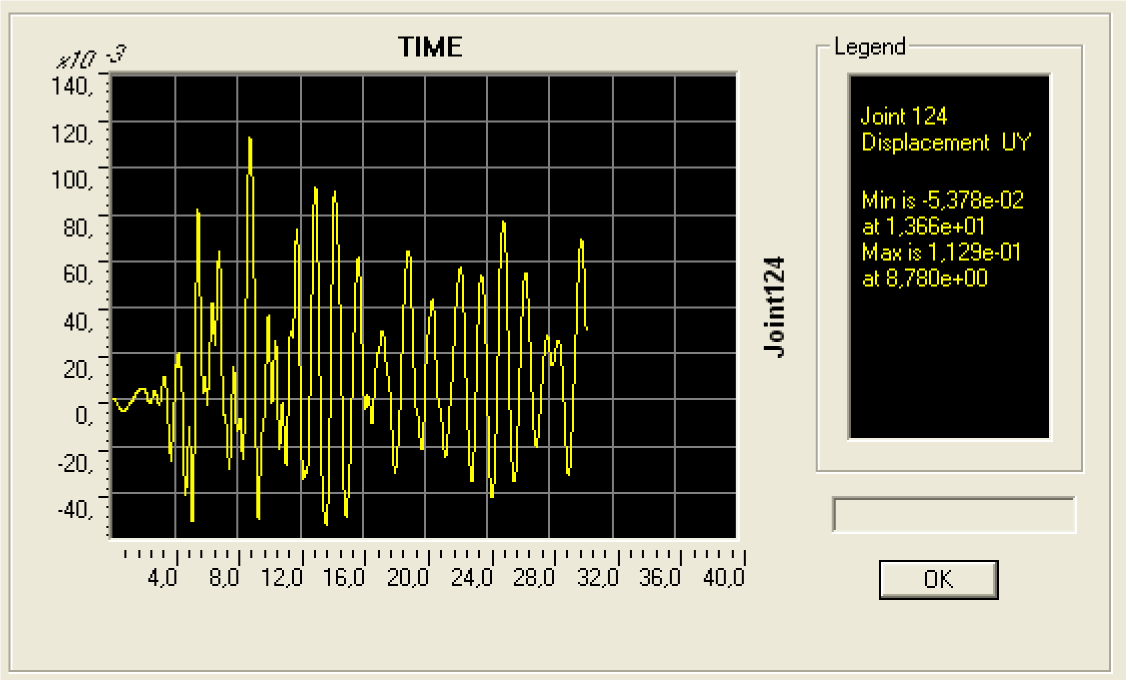
Σχέδιο 7.1.8 Χρονο'ι'στορία μετακίνησης κορυφής του πολυβαθμίου για τον σεισμό SITE1-280

9. G01-000



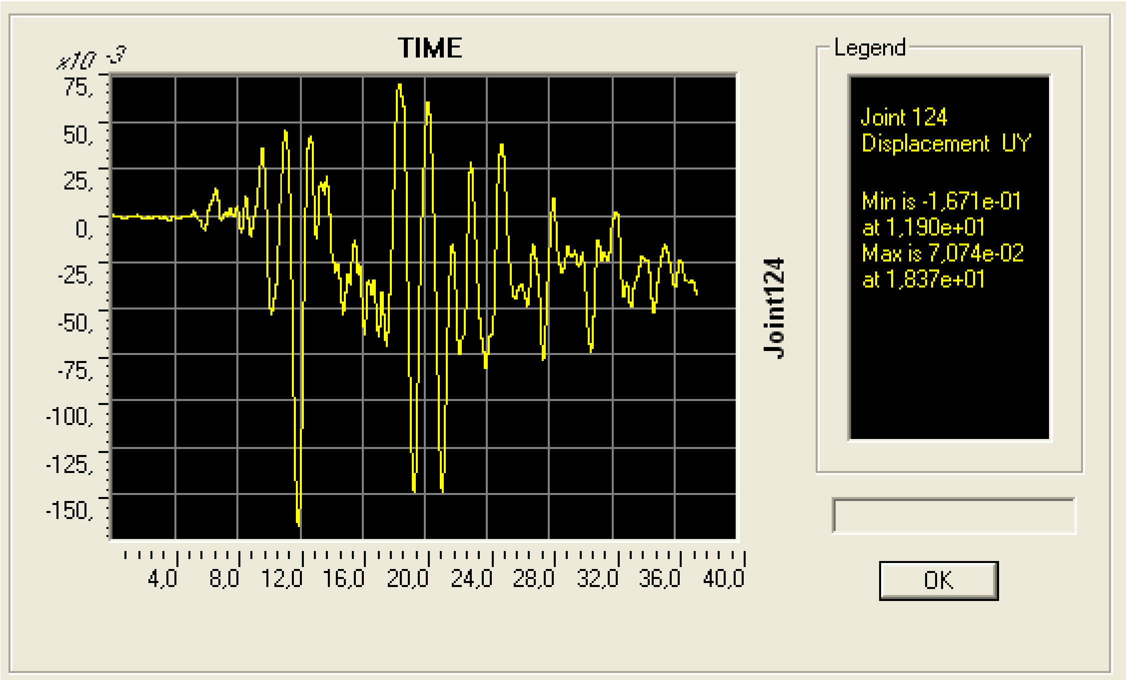
Σχέδιο 7.1.9 Χρονο'ι'στορία μετακίνησης κορυφής του πολυβαθμίου για τον σεισμό G01-000

10. SVG-000



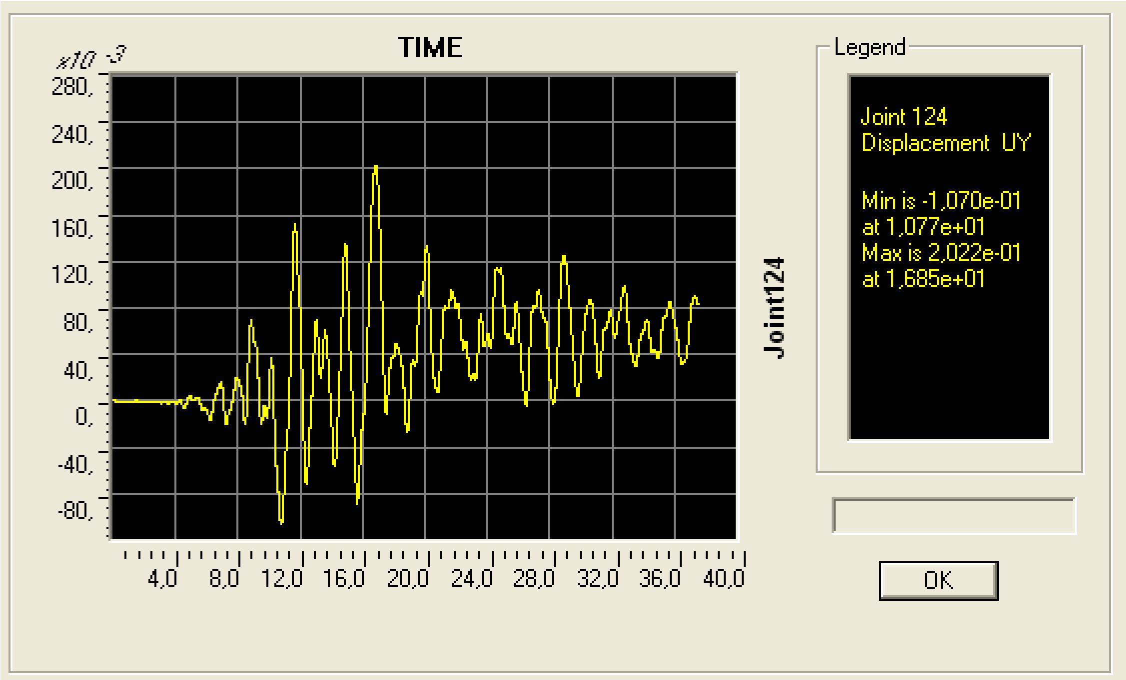
Σχέδιο 7.1.10 Χρονο'ι'στορία μετακίνησης κορυφής του πολυβαθμίου για τον σεισμό SVG-000

11. CHY024-000



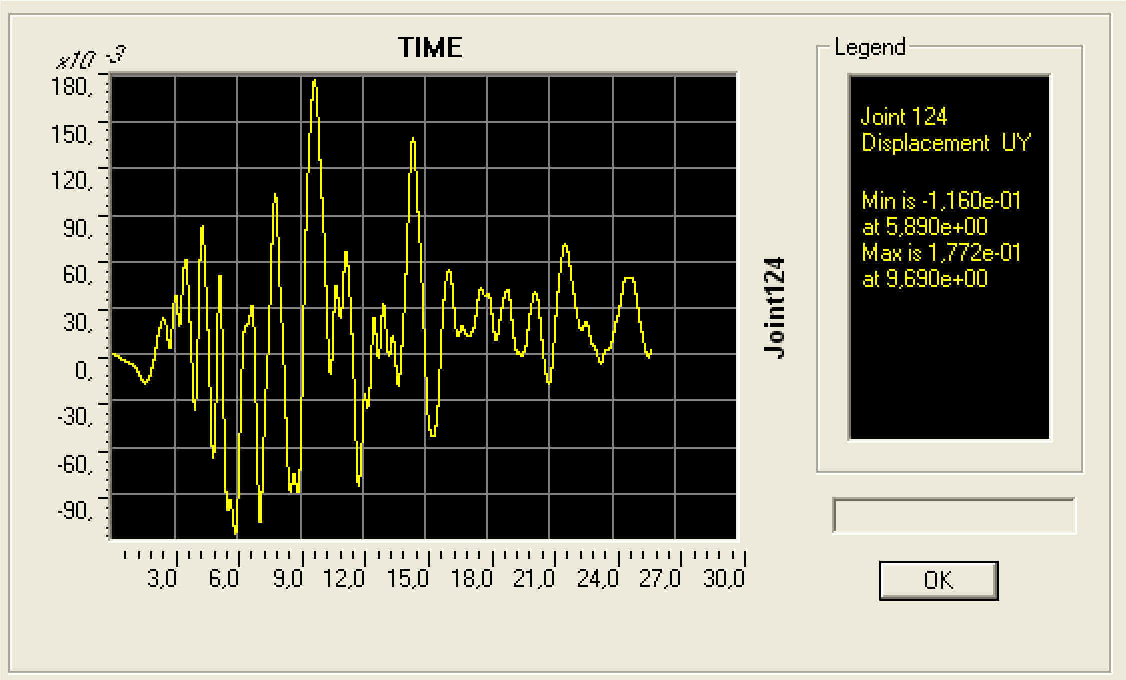
Σχέδιο 7.1.11 Χρονο'ι'στορία μετακίνησης κορυφής του πολυβαθμίου για τον σεισμό CHY024-000

12. CHY024-090



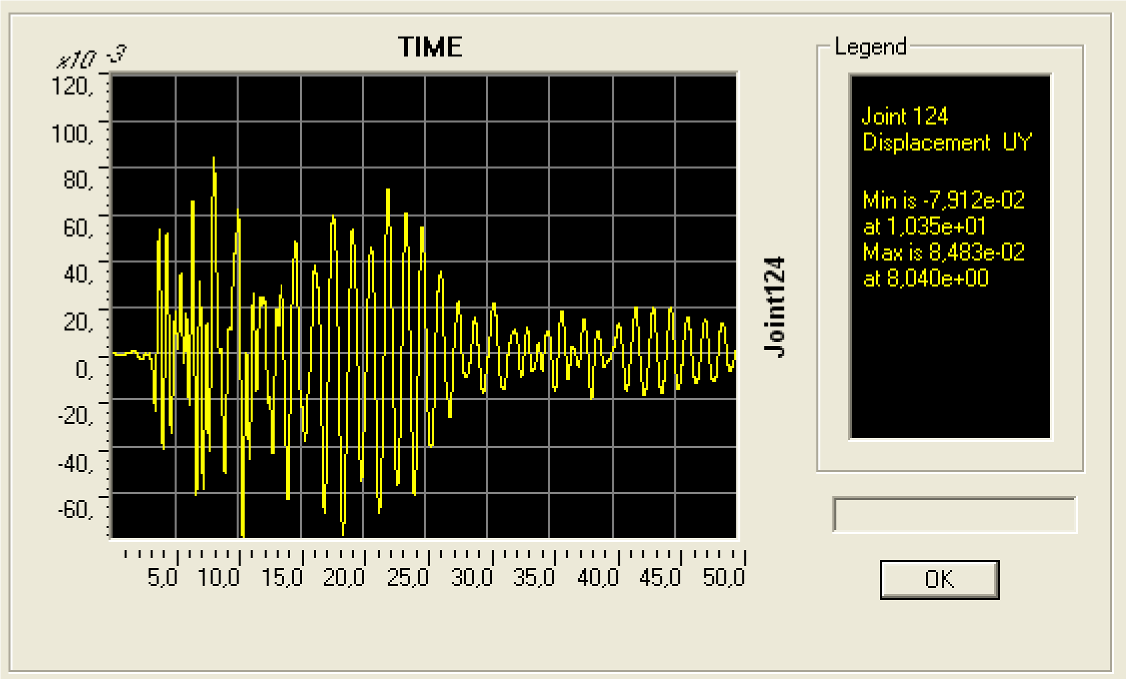
Σχέδιο 7.1.12 Χρονο'ι'στορία μετακίνησης κορυφής του πολυβαθμίου για τον σεισμό CHY-024-090

13. DZC-180



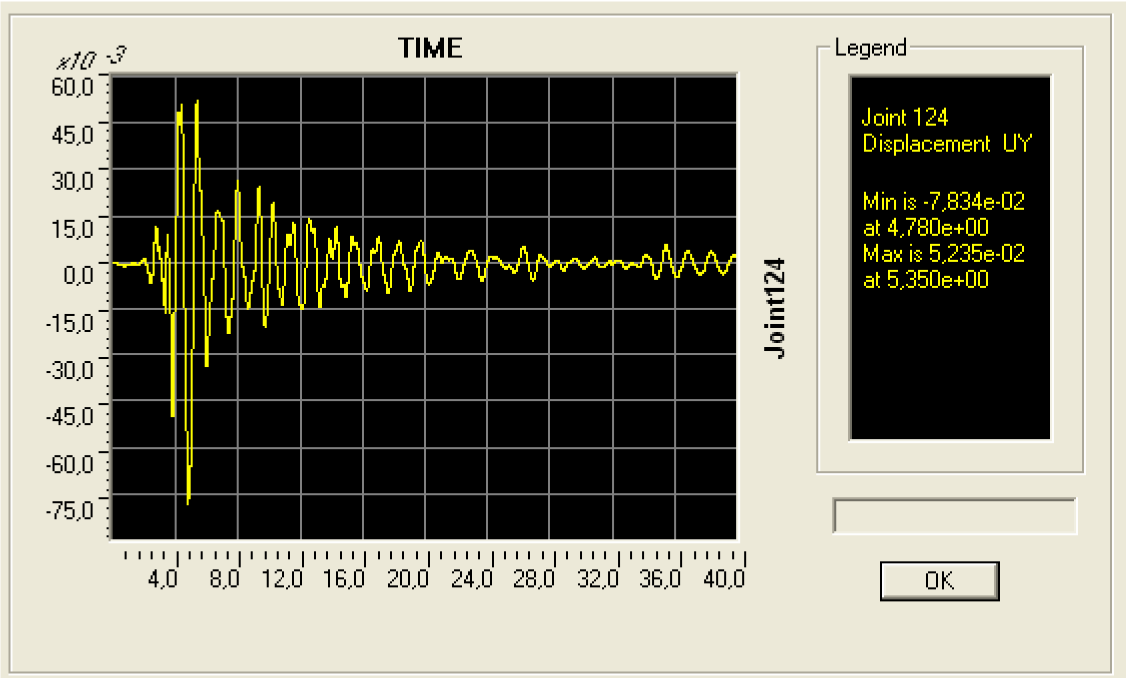
Σχέδιο 7.1.13 Χρονο'ι'στορία μετακίνησης κορυφής του πολυβαθμίου για τον σεισμό DZC-180

14. LEF1-TR



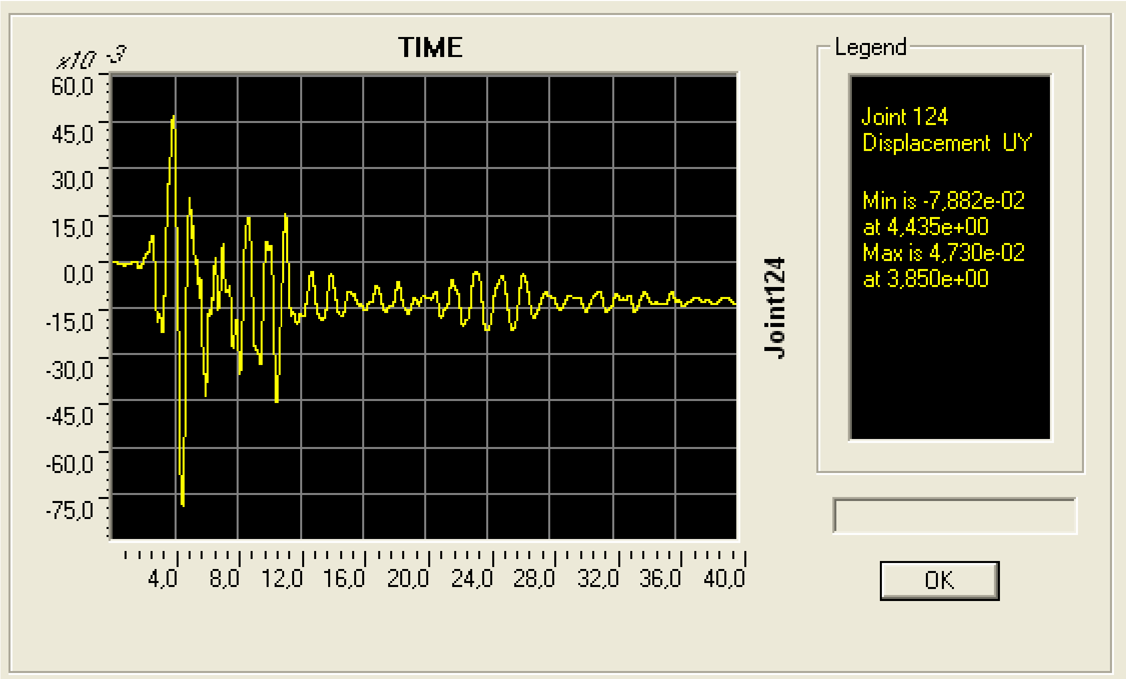
Σχέδιο 7.1.14 Χρονο'ι'στορία μετακίνησης κορυφής του πολυβαθμίου για τον σεισμό LEF1-TR

15. ALF-180-1



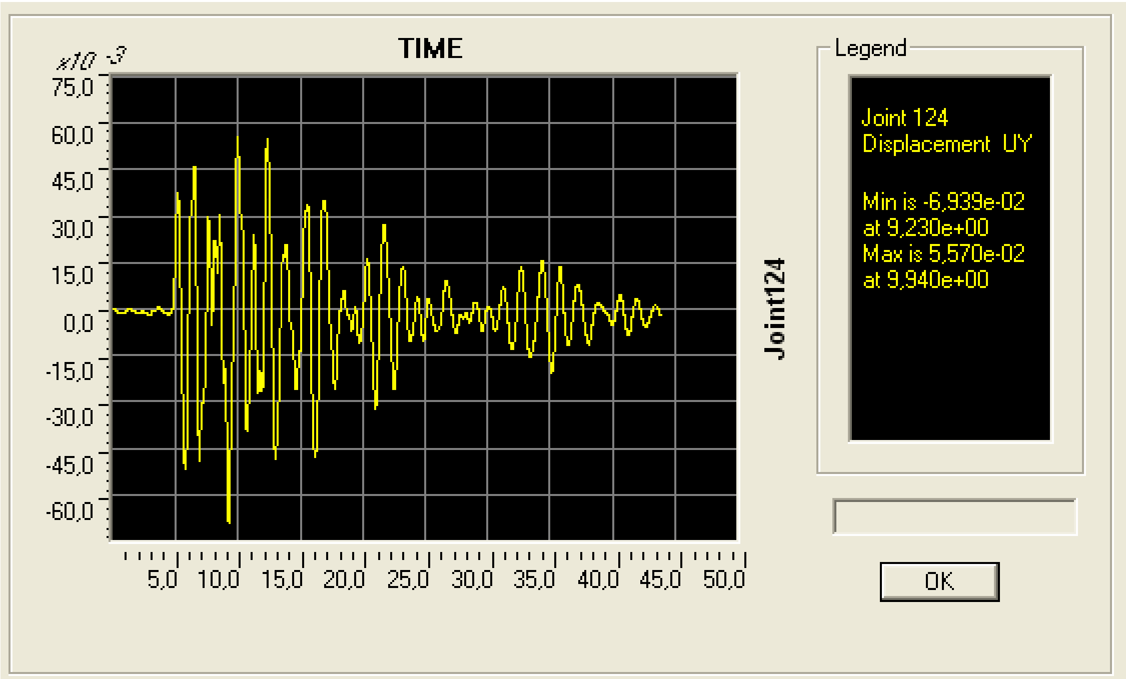
Σχέδιο 7.1.15 Χρονο'ι'στορία μετακίνησης κορυφής του πολυβαθμίου για τον σεισμό ALF-180-1

16. ALF-270-1



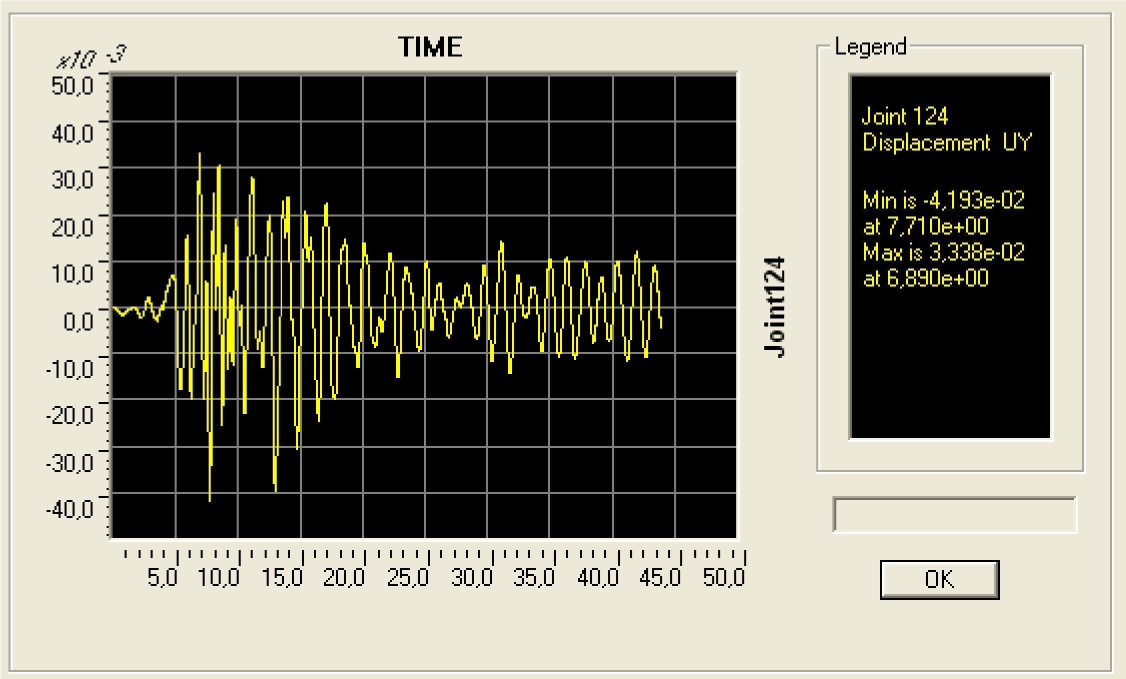
Σχέδιο 7.1.16 Χρονο'ι'στορία μετακίνησης κορυφής του πολυβαθμίου για τον σεισμό ALF-270-1

17. C05-085-1



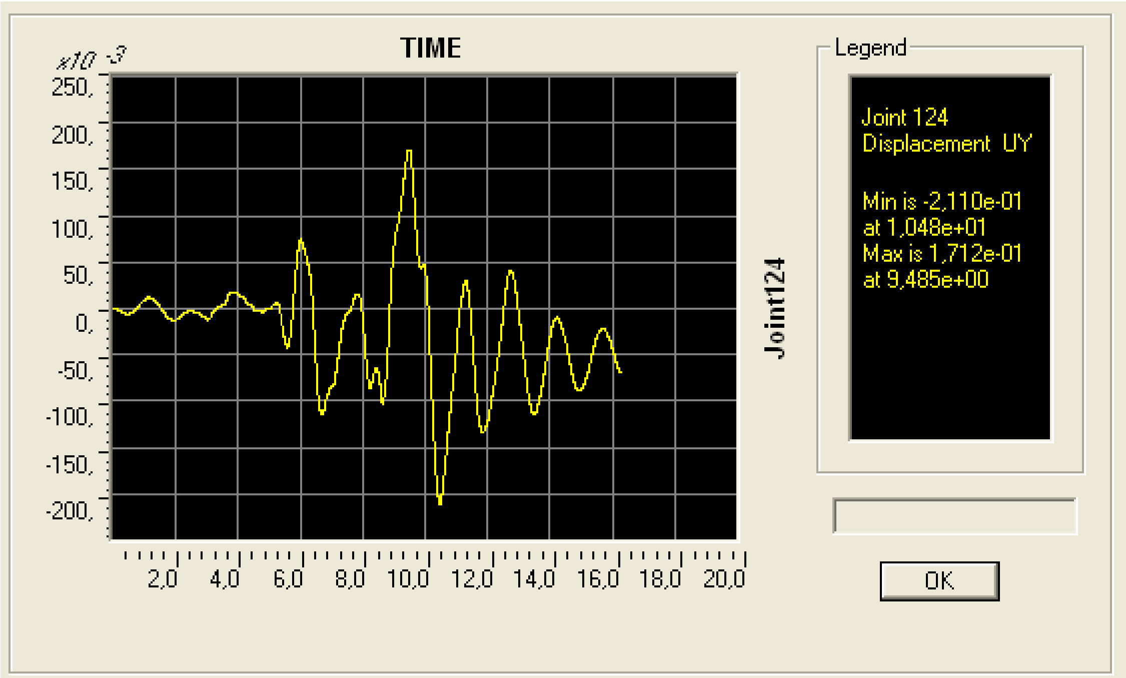
Σχέδιο 7.1.17 Χρονο'ι'στορία μετακίνησης κορυφής του πολυβαθμίου για τον σεισμό C05-085-1

18. C05-355-1



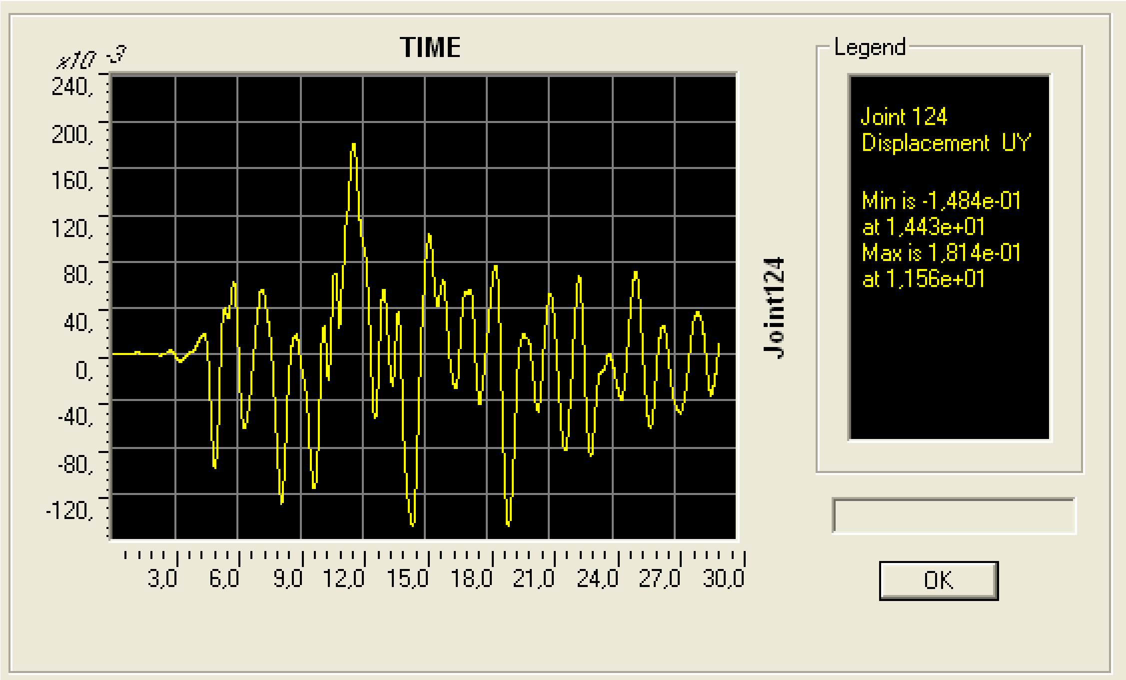
Σχέδιο 7.1.18 Χρονο'ι'στορία μετακίνησης κορυφής του πολυβαθμίου για τον σεισμό C05-355-1

19. (KAR-090) x 0.80



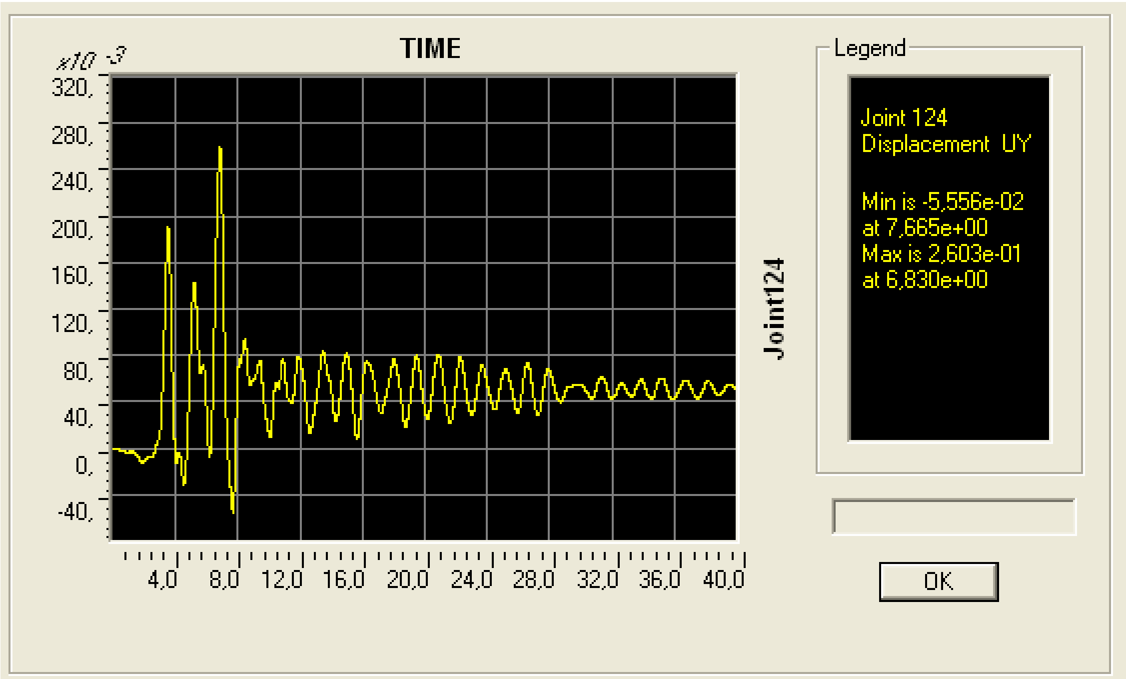
Σχέδιο 7.1.19 Χρονο'ι'στορία μετακίνησης κορυφής του πολυβαθμίου για τον σεισμό (KAR-090) x 0.80

20. (TAB-074) x 0.65



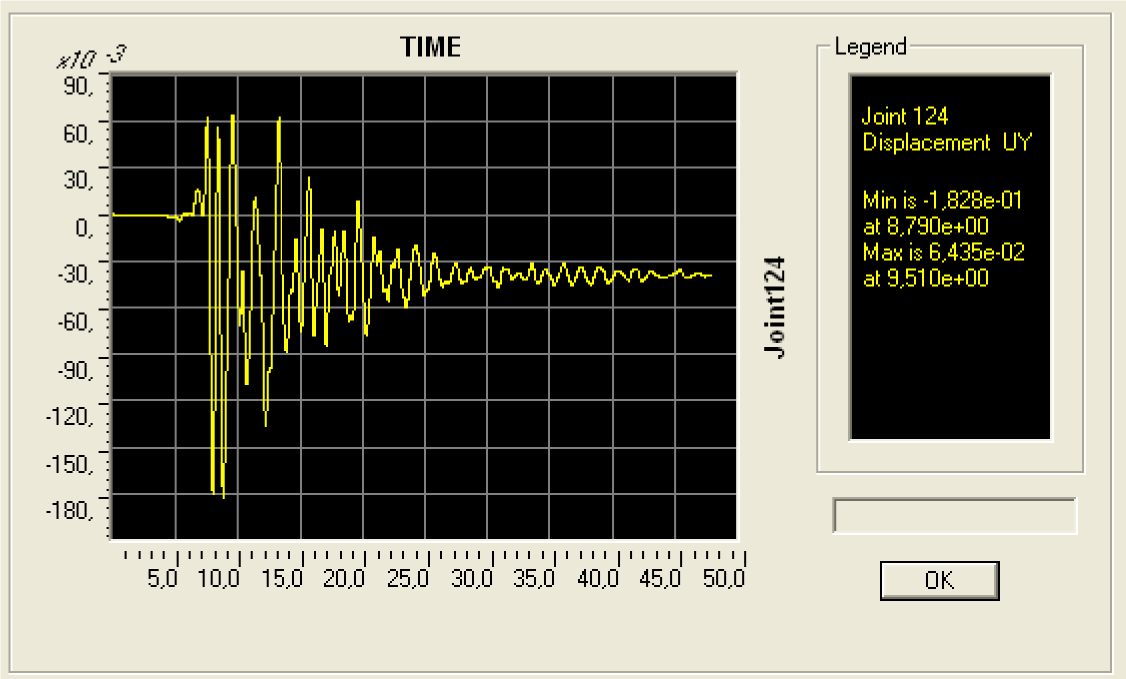
Σχέδιο 7.1.20 Χρονο'ι'στορία μετακίνησης κορυφής του πολυβαθμίου για τον σεισμό (TAB-074) x 0.65

21. (SCH-011) x 0.60



Σχέδιο 7.1.21 Χρονο'ι'στορία μετακίνησης κορυφής του πολυβαθμίου για τον σεισμό (SCH-011) x 0.60

22. (KJM-090) x 0.75

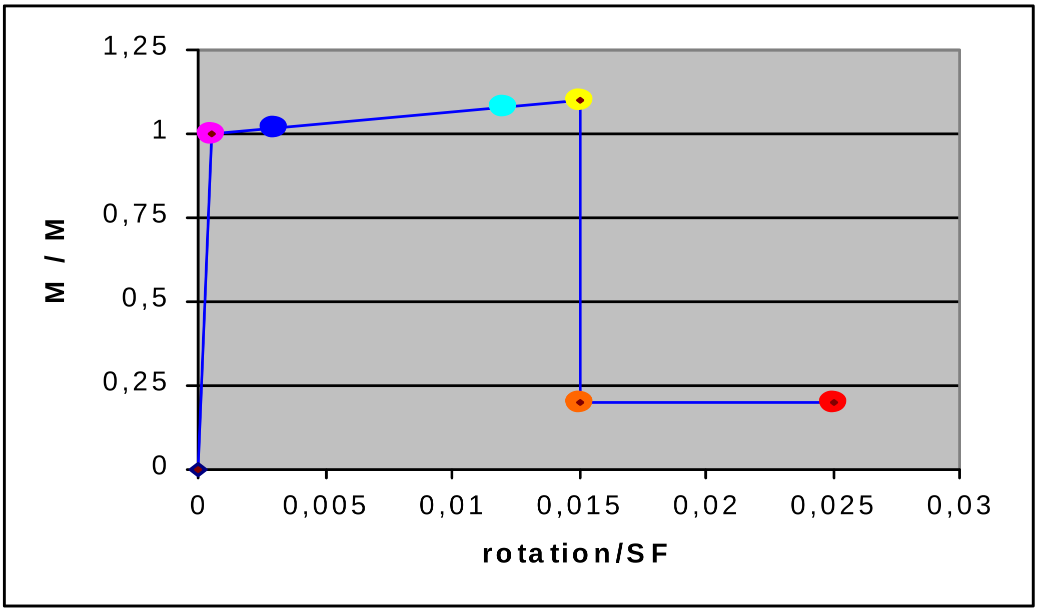


Σχέδιο 7.1.22 Χρονο'ι'στορία μετακίνησης κορυφής του πολυβαθμίου για τον σεισμό (KJM-090) x 0.75

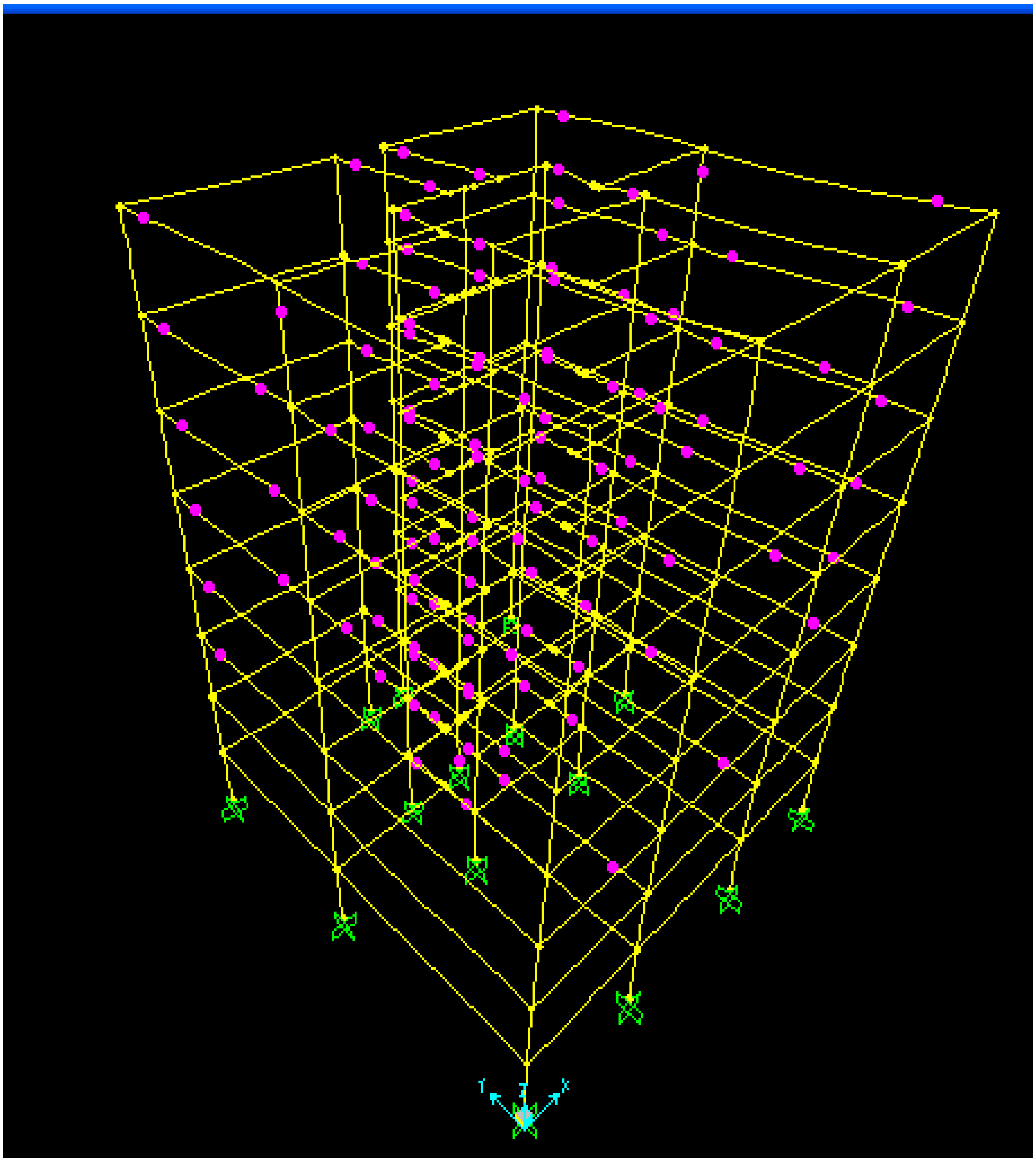
7.2 Παρουσίαση της κατάστασης του κτιρίου στο τέλος των σεισμικών φορτίσεων

Στα σχέδια που ακολουθούν παρουσιάζεται η τελική κατάσταση του κτιρίου (όσον αφορά στις πλαστικές αρθρώσεις που έχουν ανοίξει) μετά από κάθε σεισμική φόρτιση.

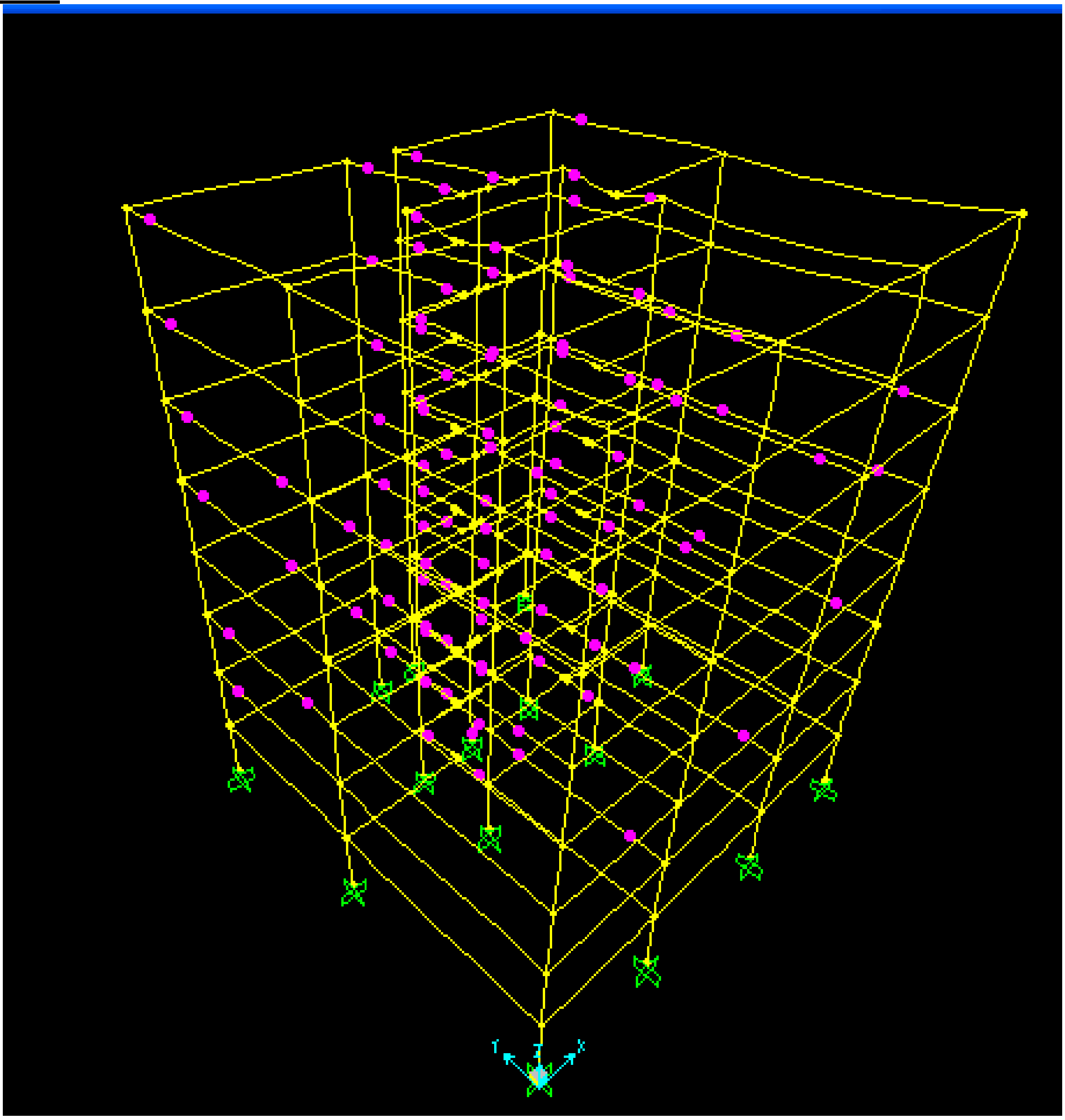
Στο σχέδιο 7.2 φαίνεται με ένα παράδειγμα πιο σημείο της καμπύλης αντίστασης της διατομής αντιπροσωπεύει κάθε πλαστική άρθρωση ανάλογα με το χρώμα που έχει.



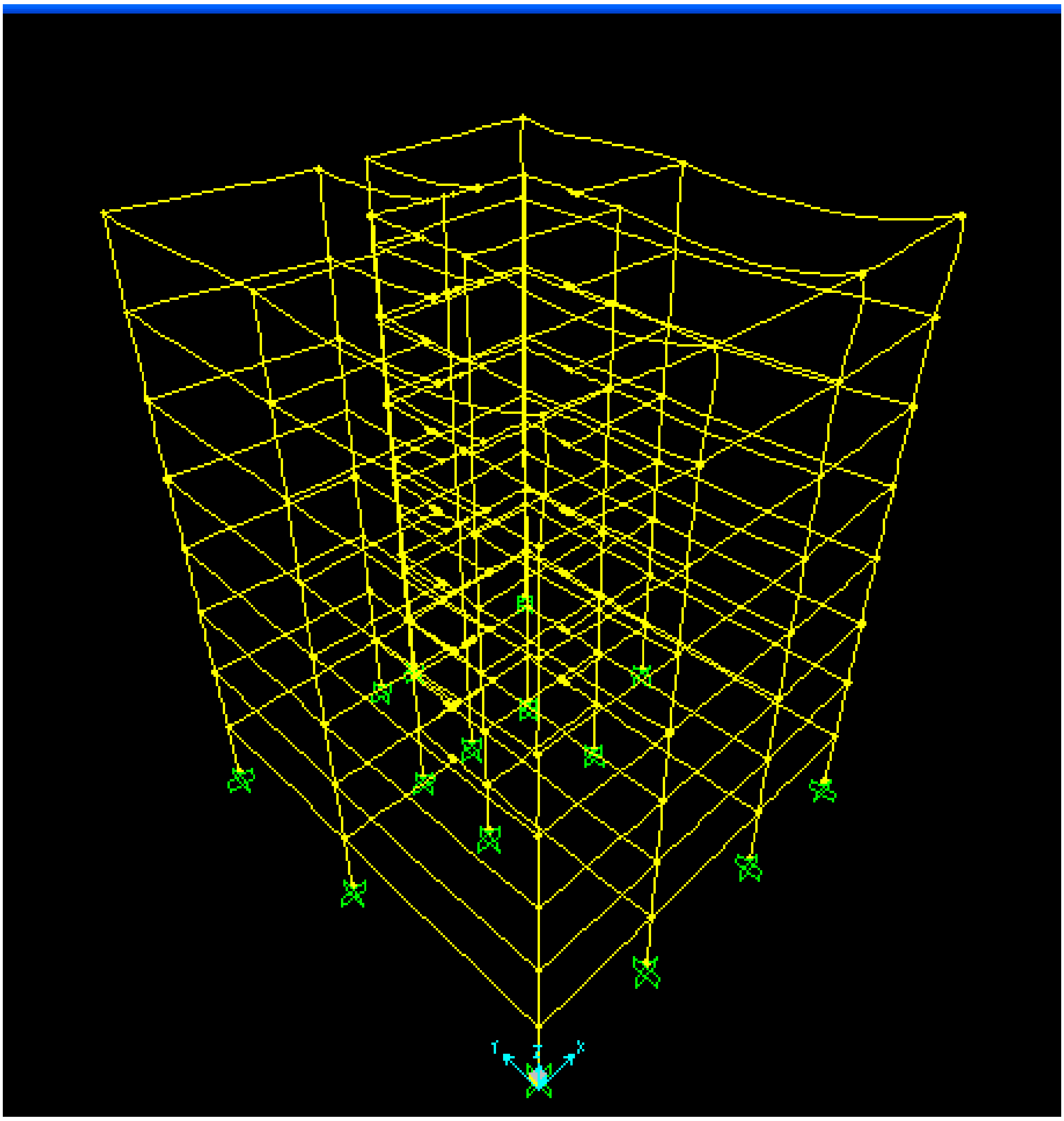
Σχέδιο 7.2 Παράδειγμα χρωματικού χαρακτηρισμού της κατάστασης πλαστικών αρθρώσεων



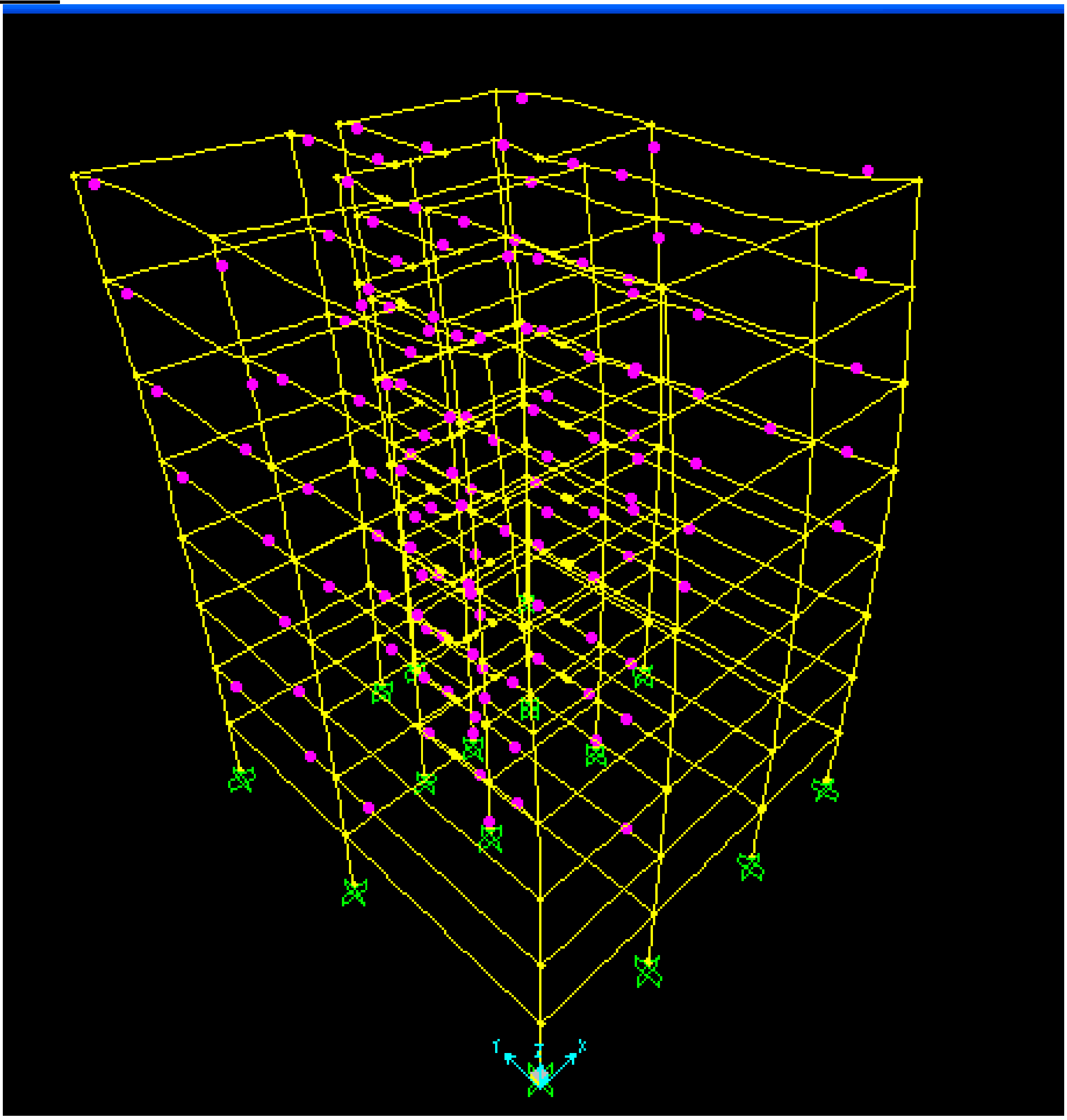
Σχέδιο 7.3.1 Κατάσταση του κτιρίου στο τέλος του σεισμού ELC-180



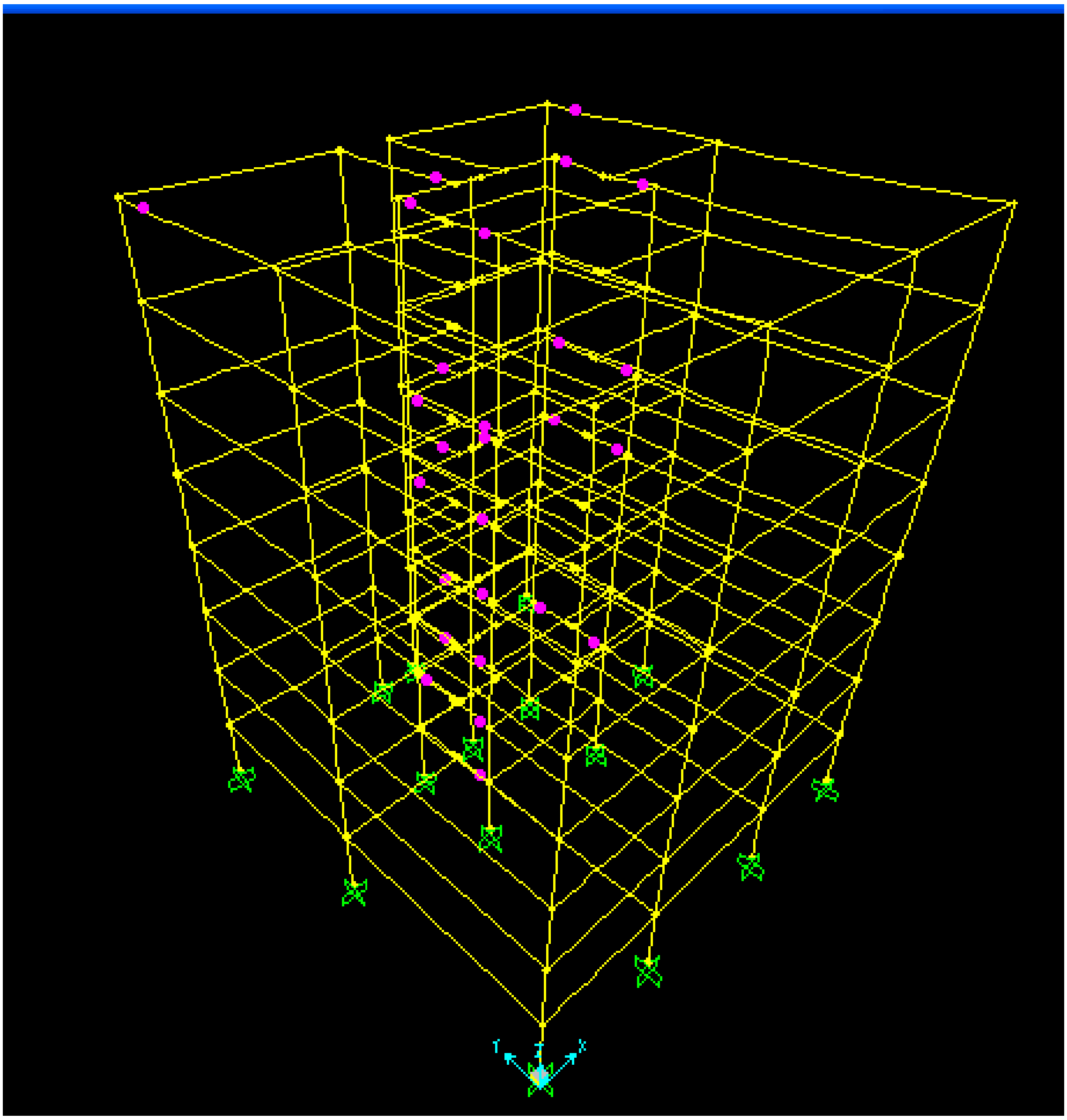
Σχέδιο 7. 3.2 Κατάσταση του κτιρίου στο τέλος του σεισμού ELC-270



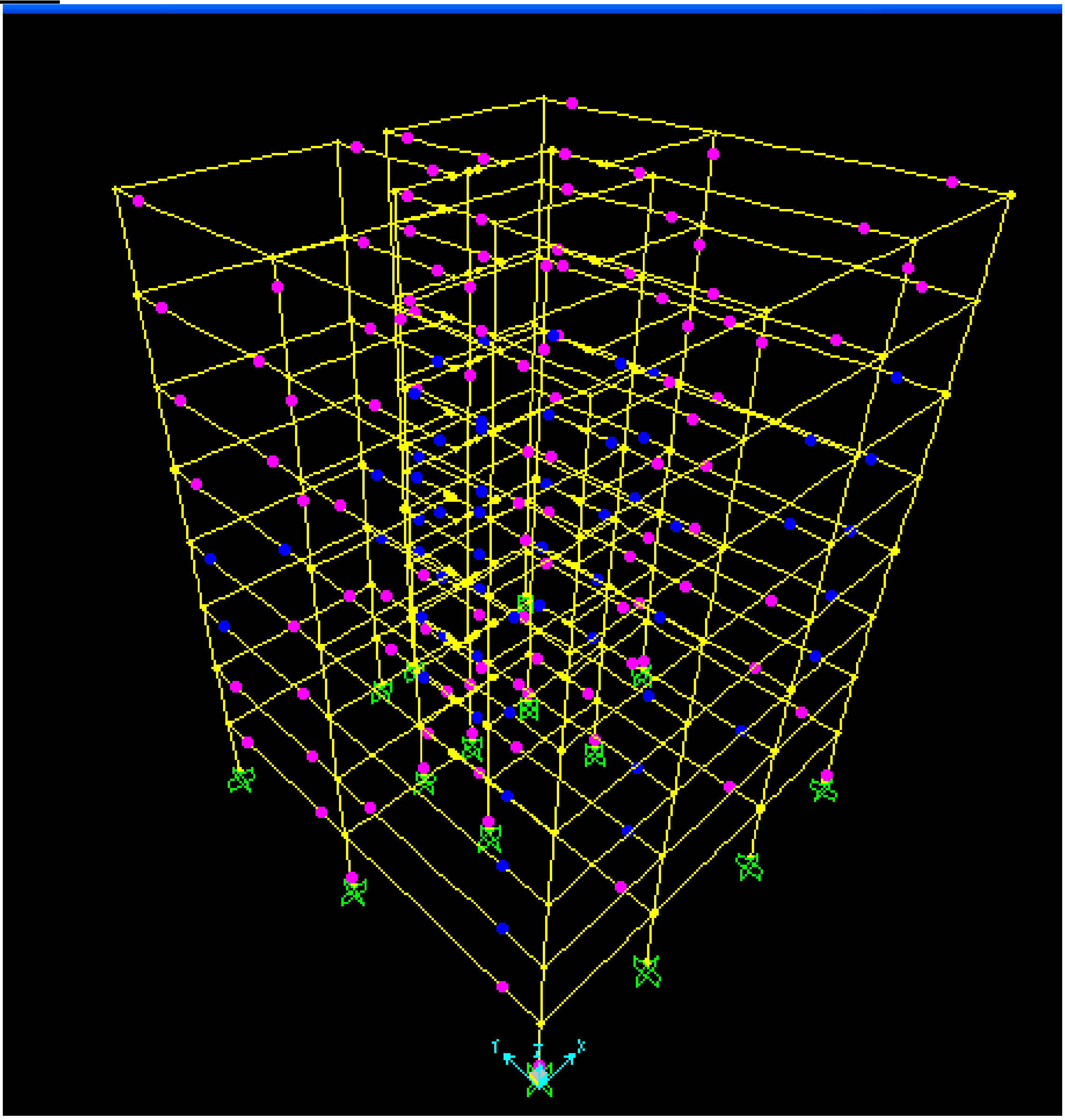
Σχέδιο 7. 3.3 Κατάσταση του κτιρίου στο τέλος του σεισμού GA1-230



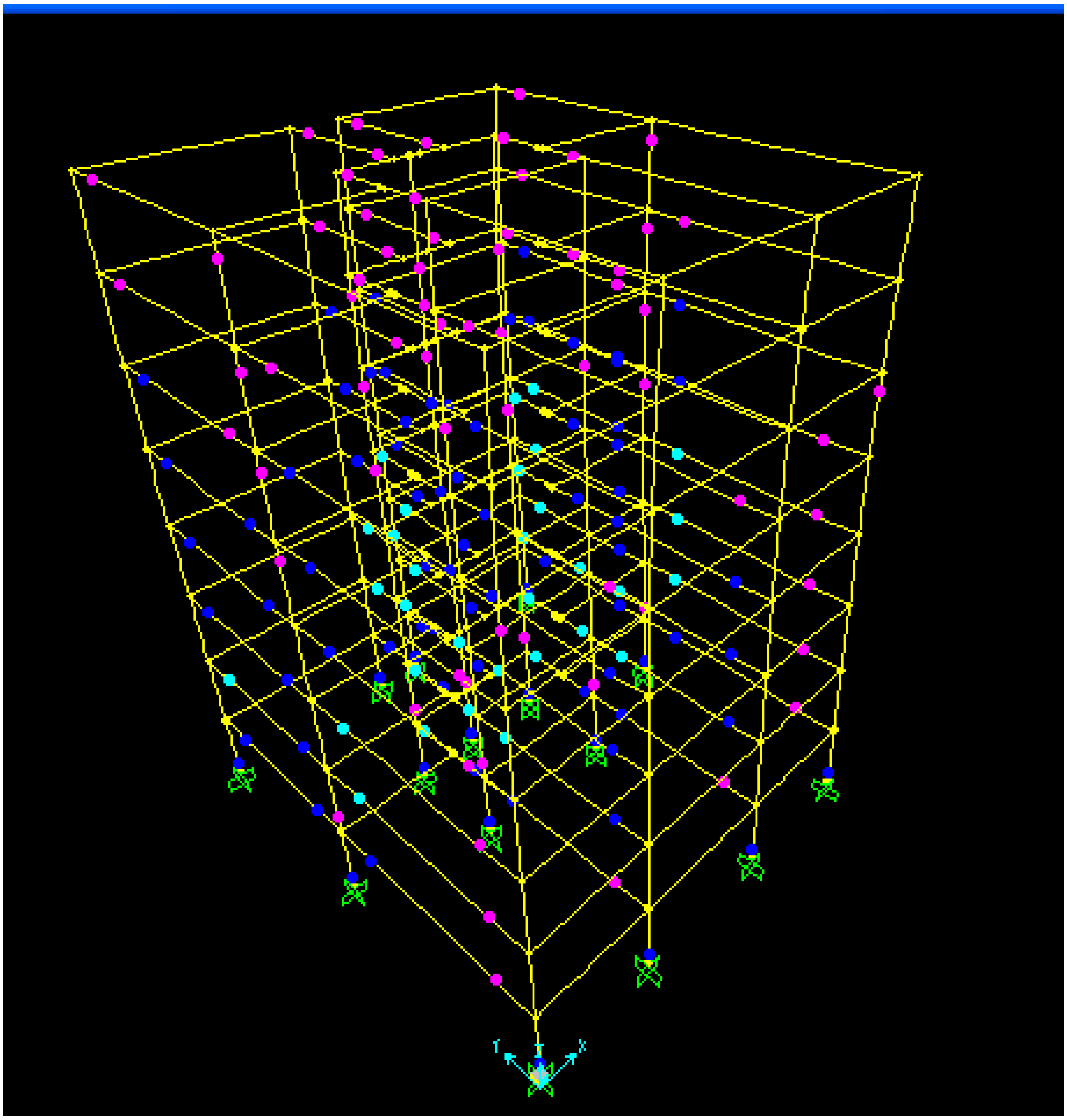
Σχέδιο 7. 3.4 Κατάσταση του κτιρίου στο τέλος του σεισμού E02-140



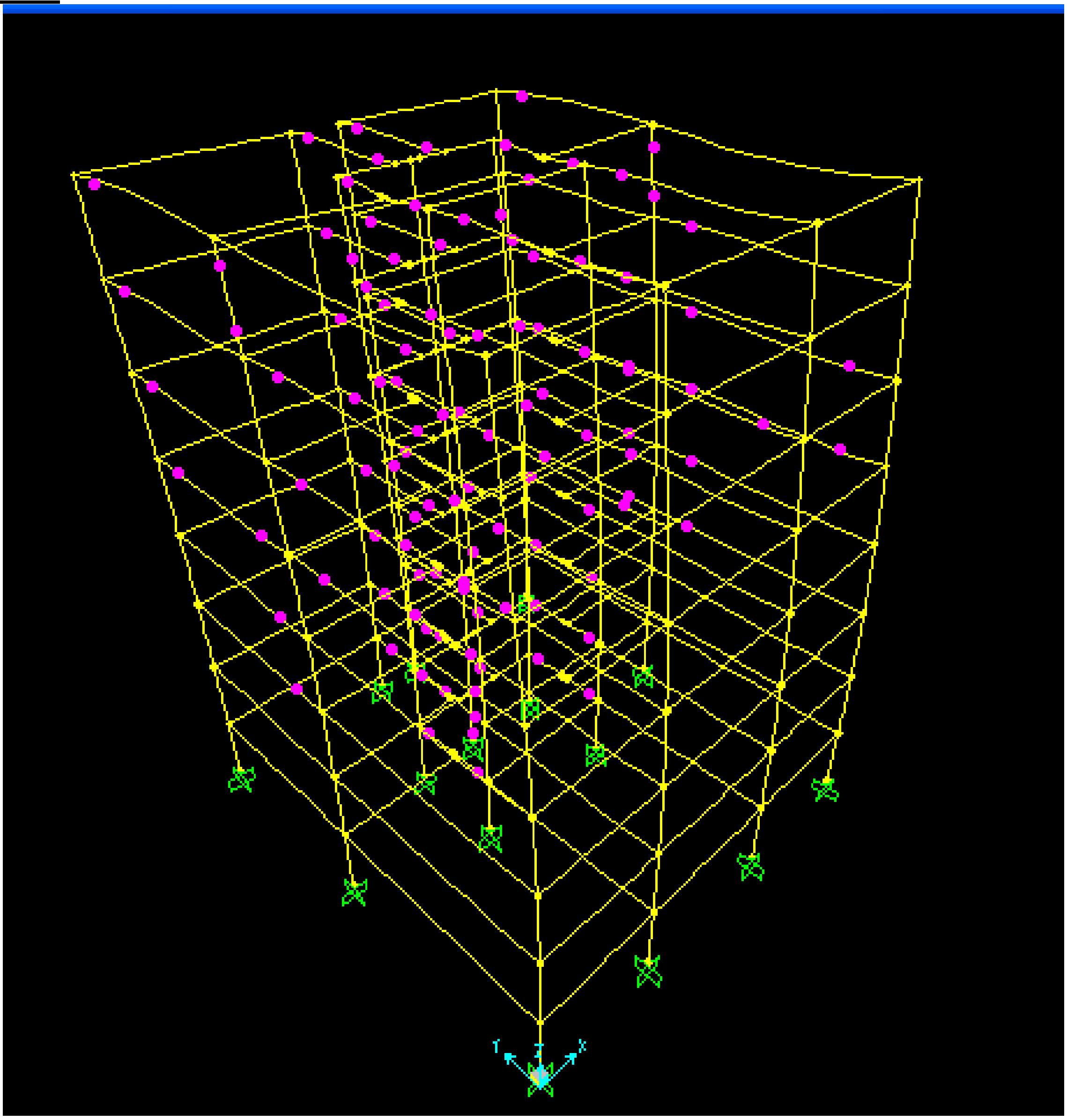
Σχέδιο 7. 3.5 Κατάσταση του κτιρίου στο τέλος του σεισμού Ε02-230



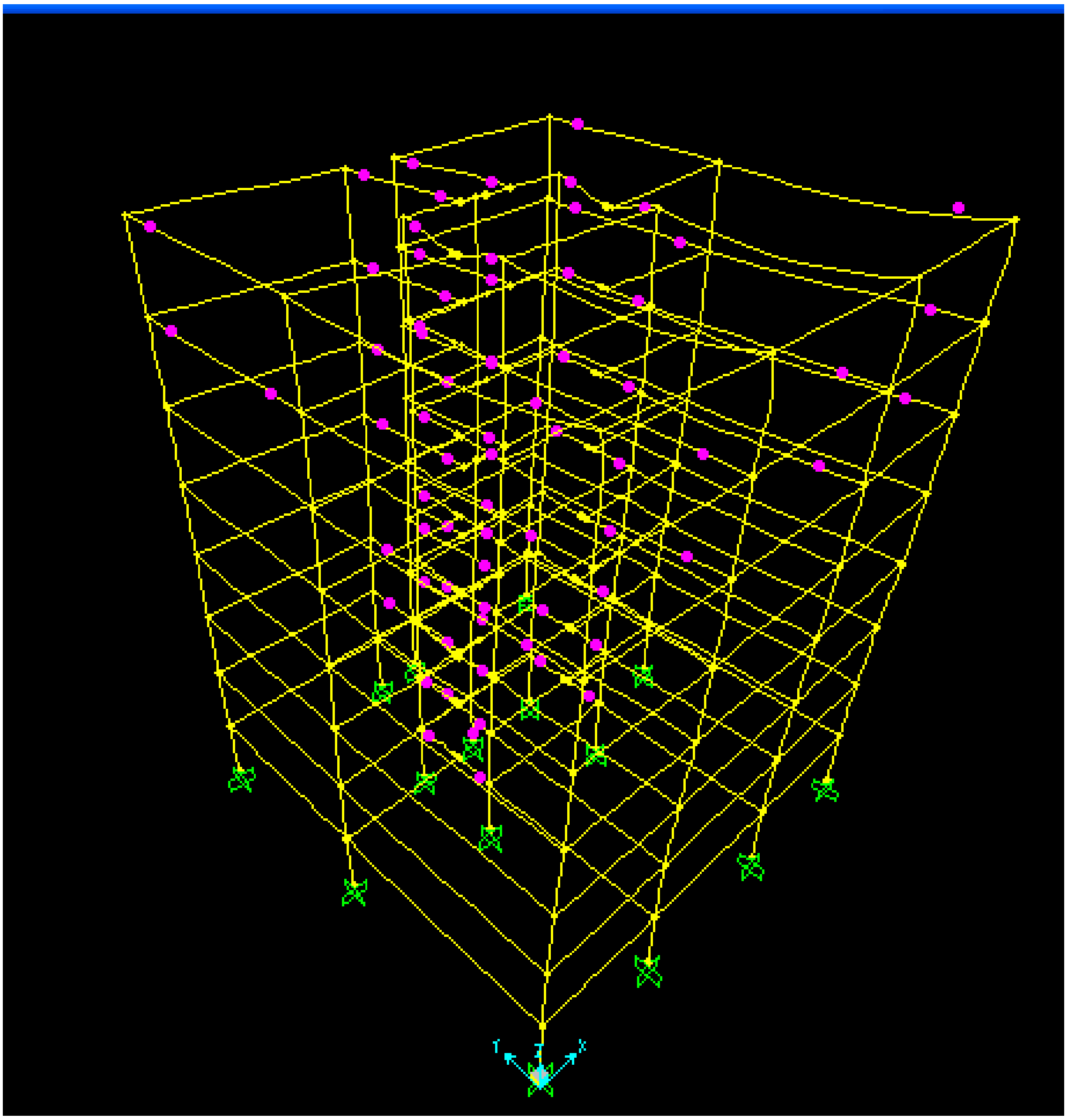
Σχέδιο 7. 3.6 Κατάσταση του κτιρίου στο τέλος του σεισμού E04-140



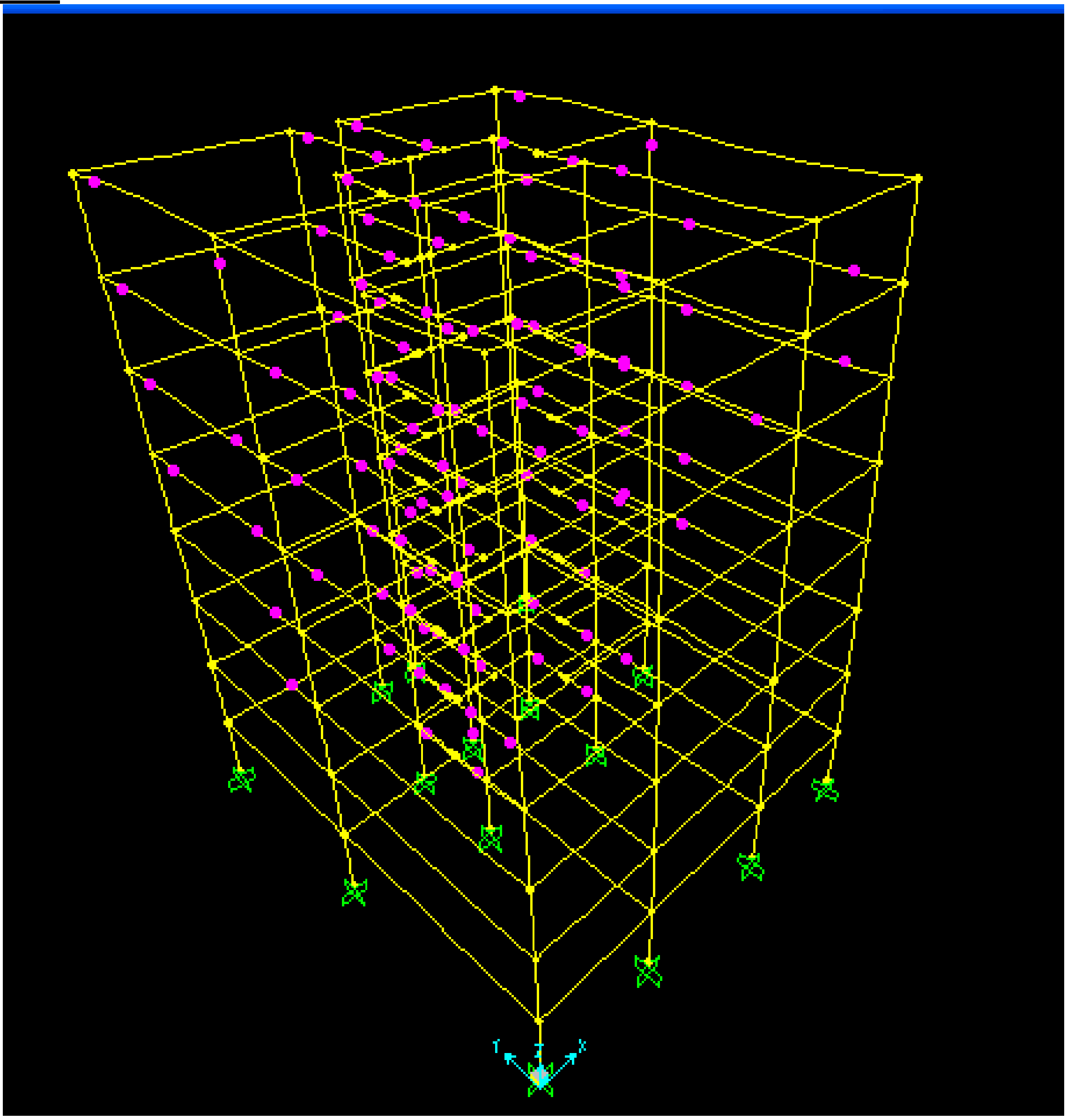
Σχέδιο 7. 3.7 Κατάσταση του κτιρίου στο τέλος του σεισμού E04-230



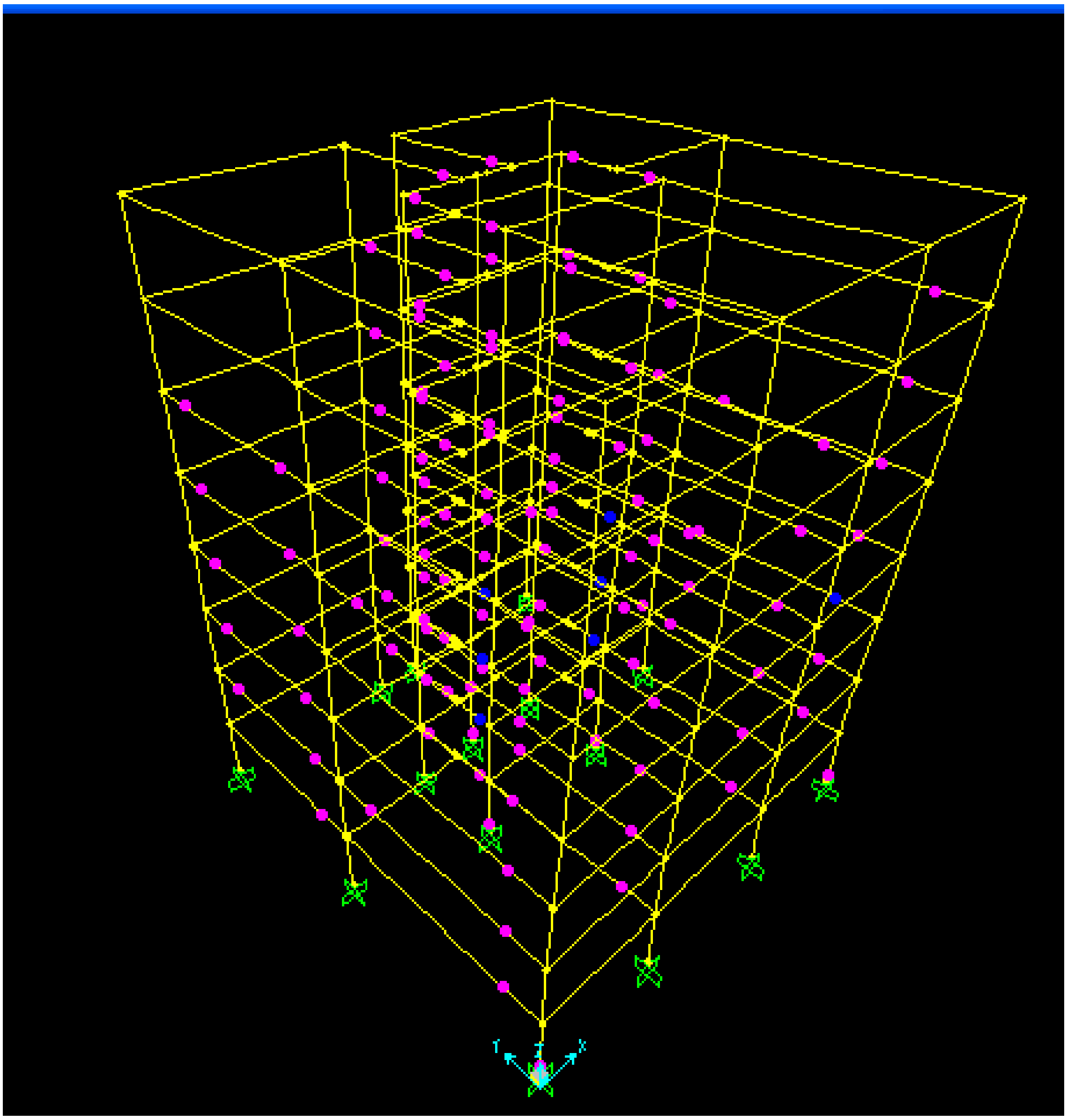
Σχέδιο 7. 3.8 Κατάσταση του κτιρίου στο τέλος του σεισμού SITE1-280



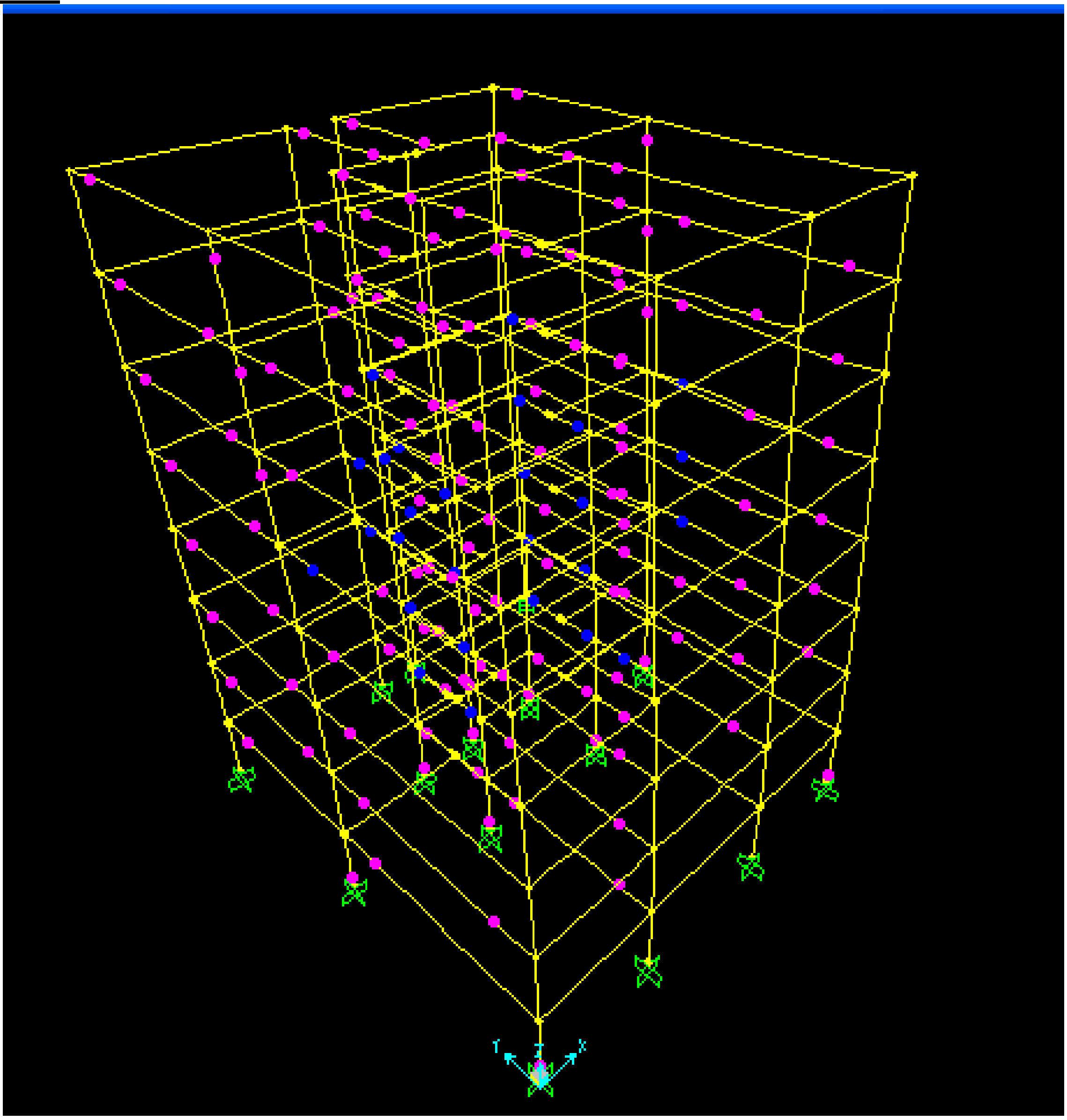
Σχέδιο 7. 3.9 Κατάσταση του κτιρίου στο τέλος του σεισμού G01-000



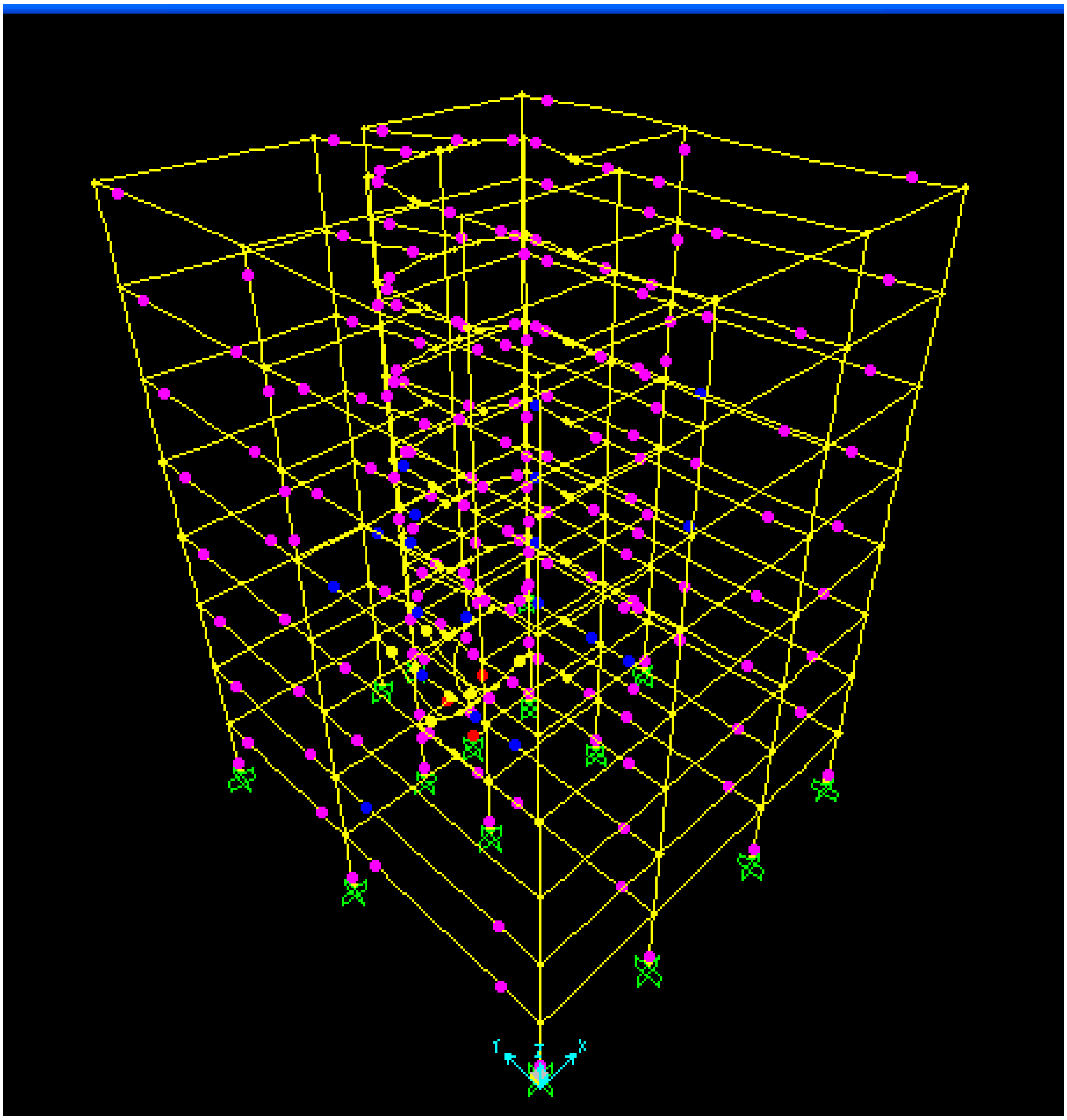
Σχέδιο 7. 3.10 Κατάσταση του κτιρίου στο τέλος του σεισμού SVG-000



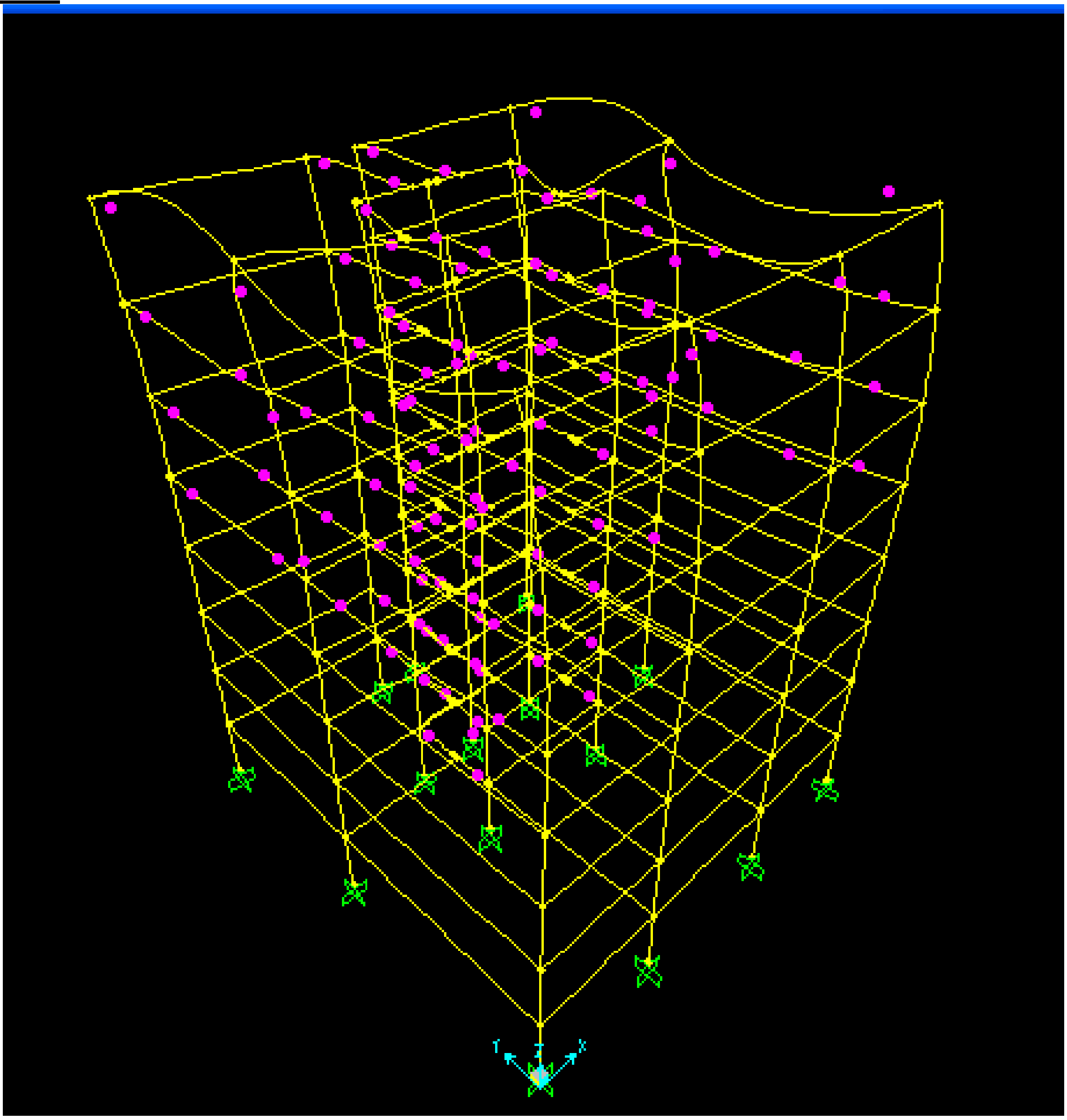
Σχέδιο 7. 3.11 Κατάσταση του κτιρίου στο τέλος του σεισμού CHY024-000



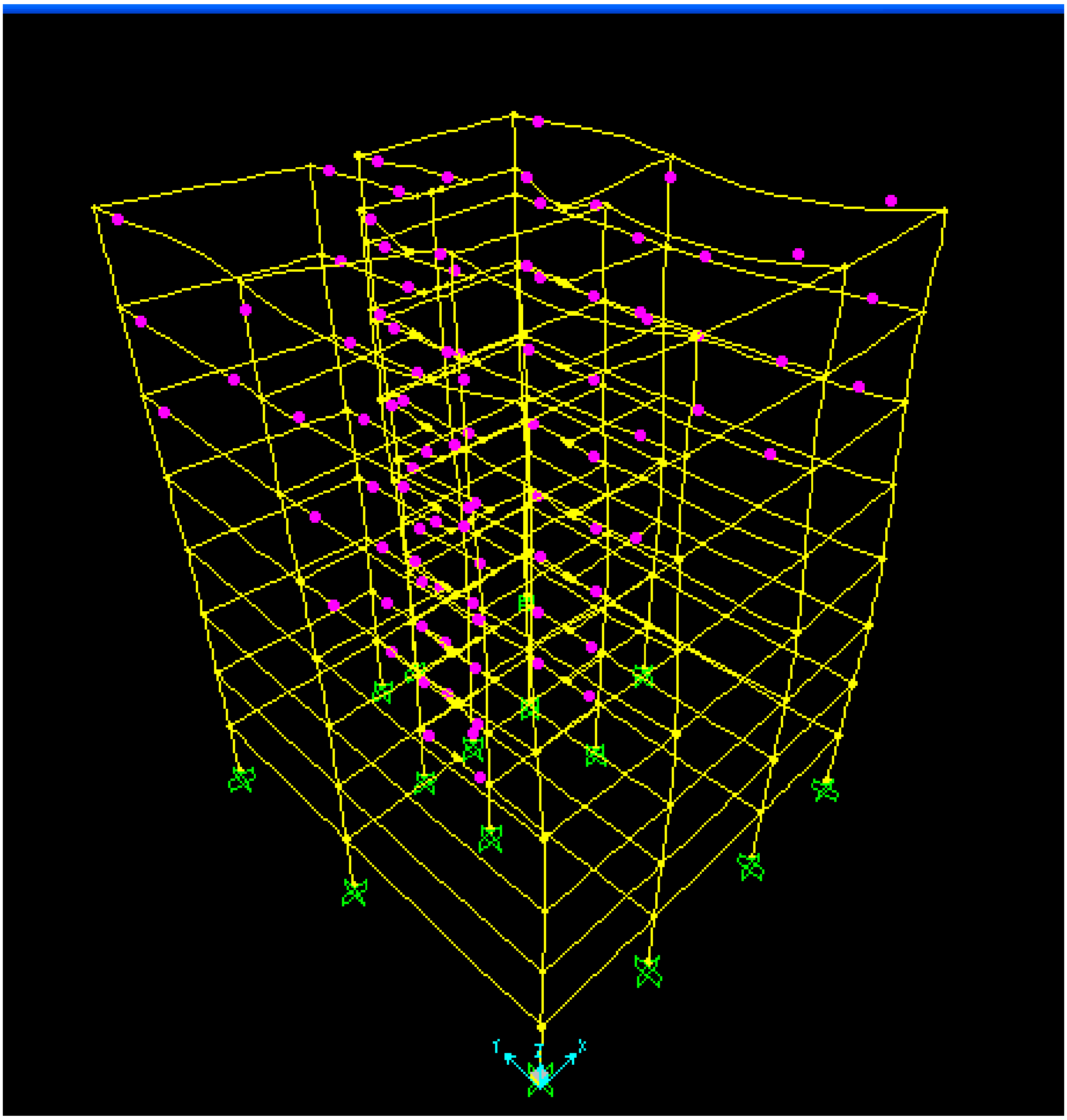
Σχέδιο 7. 3.12 Κατάσταση του κτιρίου στο τέλος του σεισμού CHY024-090



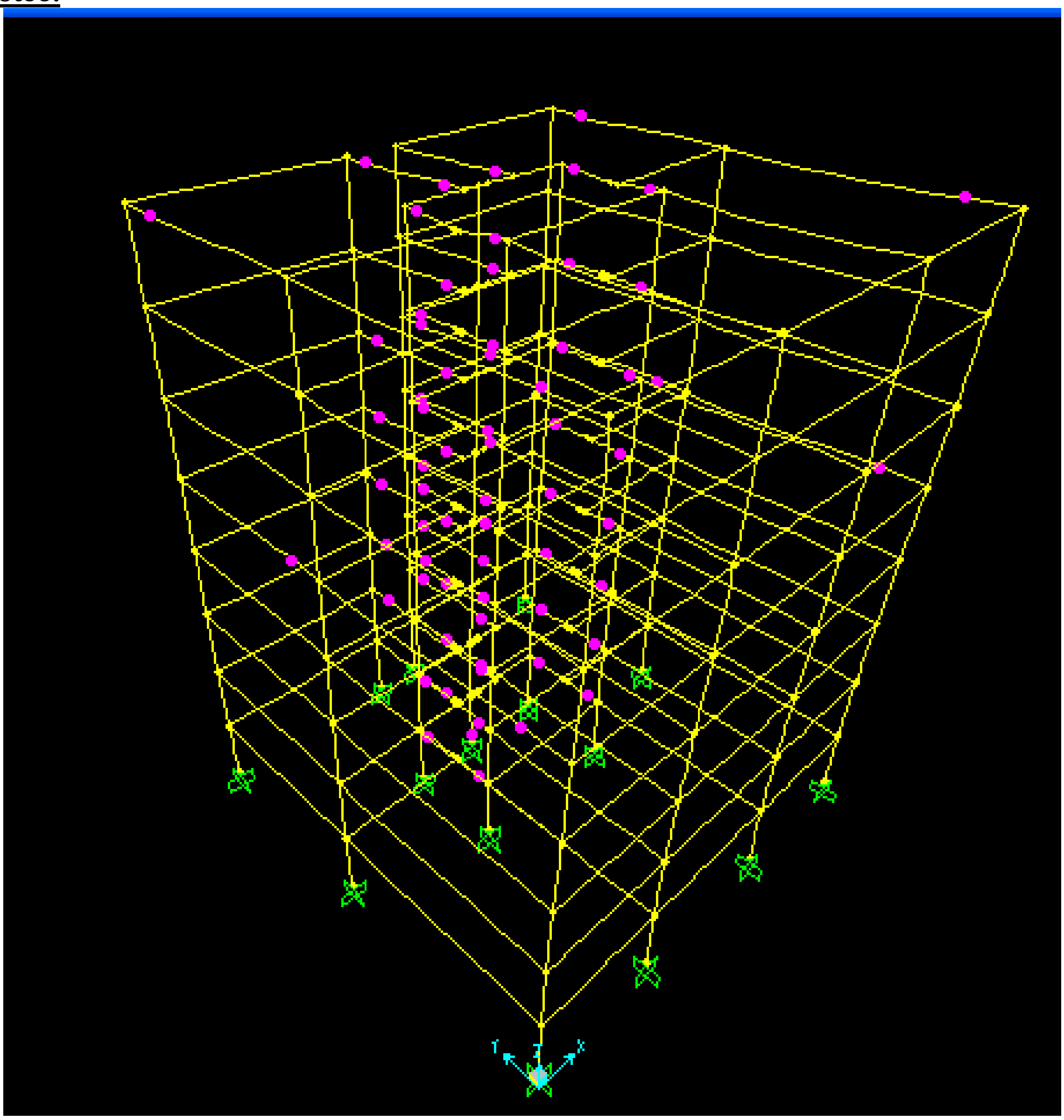
Σχέδιο 7. 3.13 Κατάσταση του κτιρίου στο τέλος του σεισμού DZC-180



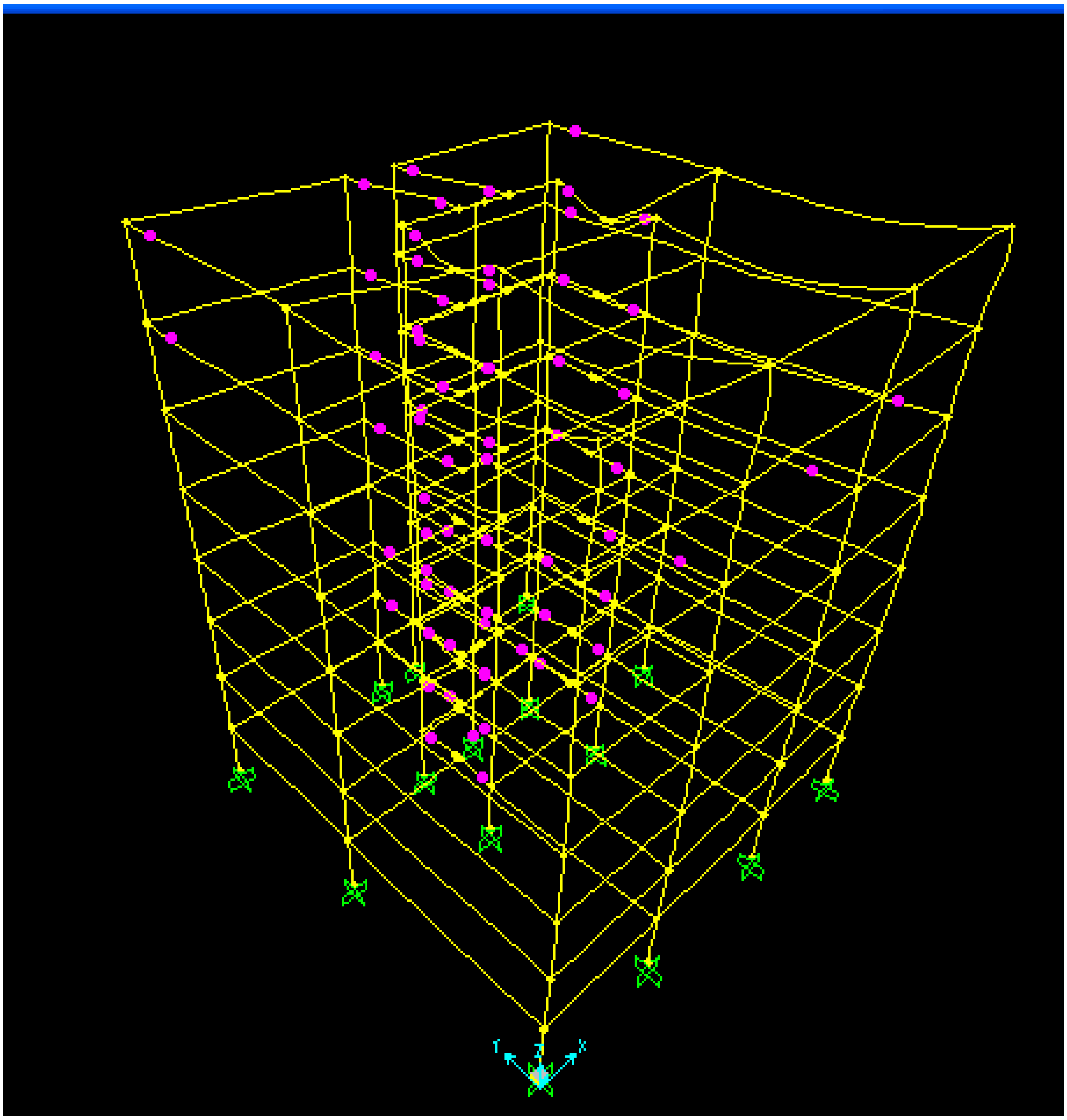
Σχέδιο 7. 3.14 Κατάσταση του κτιρίου στο τέλος του σεισμού LEF1-TR



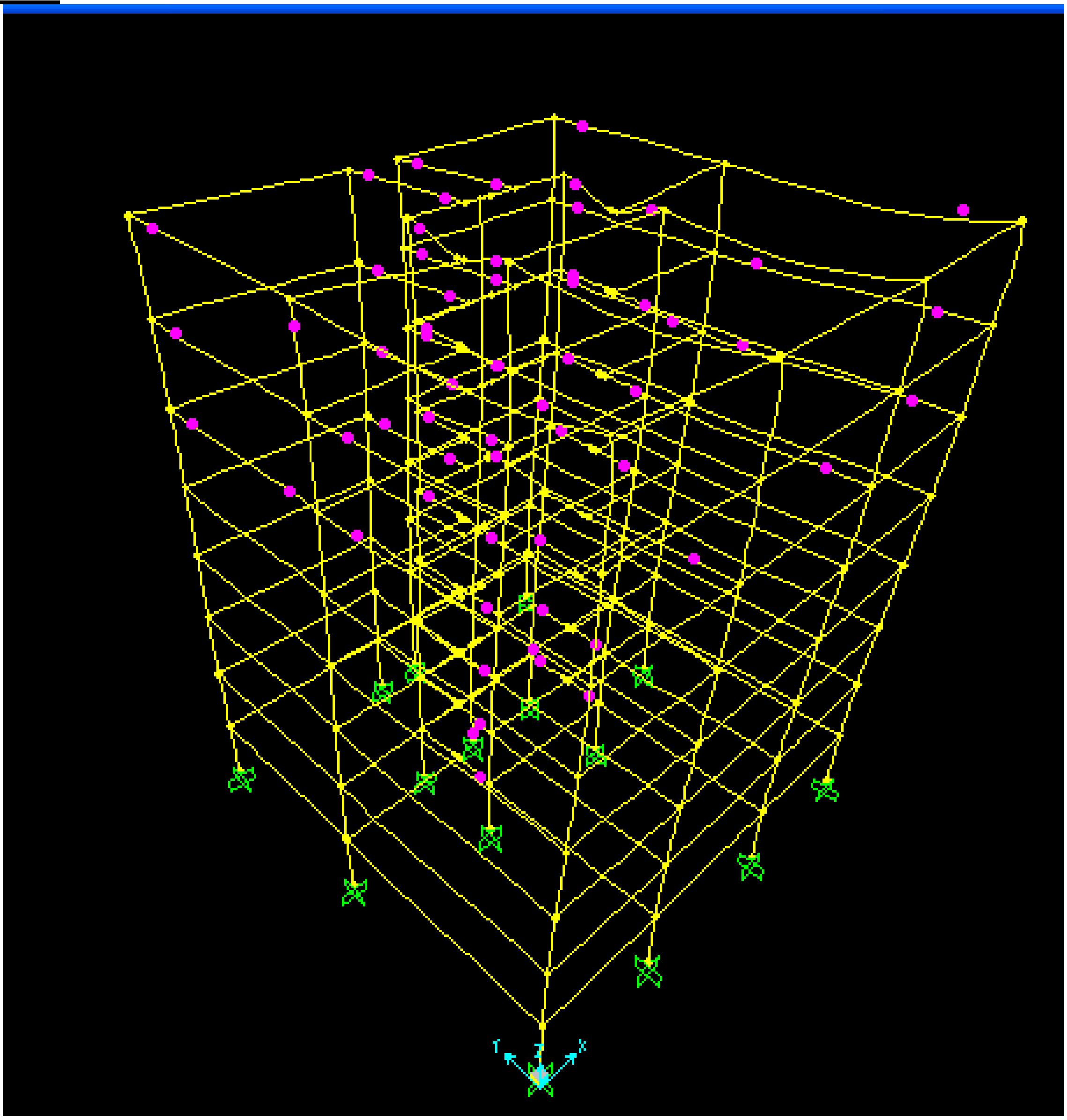
Σχέδιο 7. 3.15 Κατάσταση του κτιρίου στο τέλος του σεισμού ALF-180



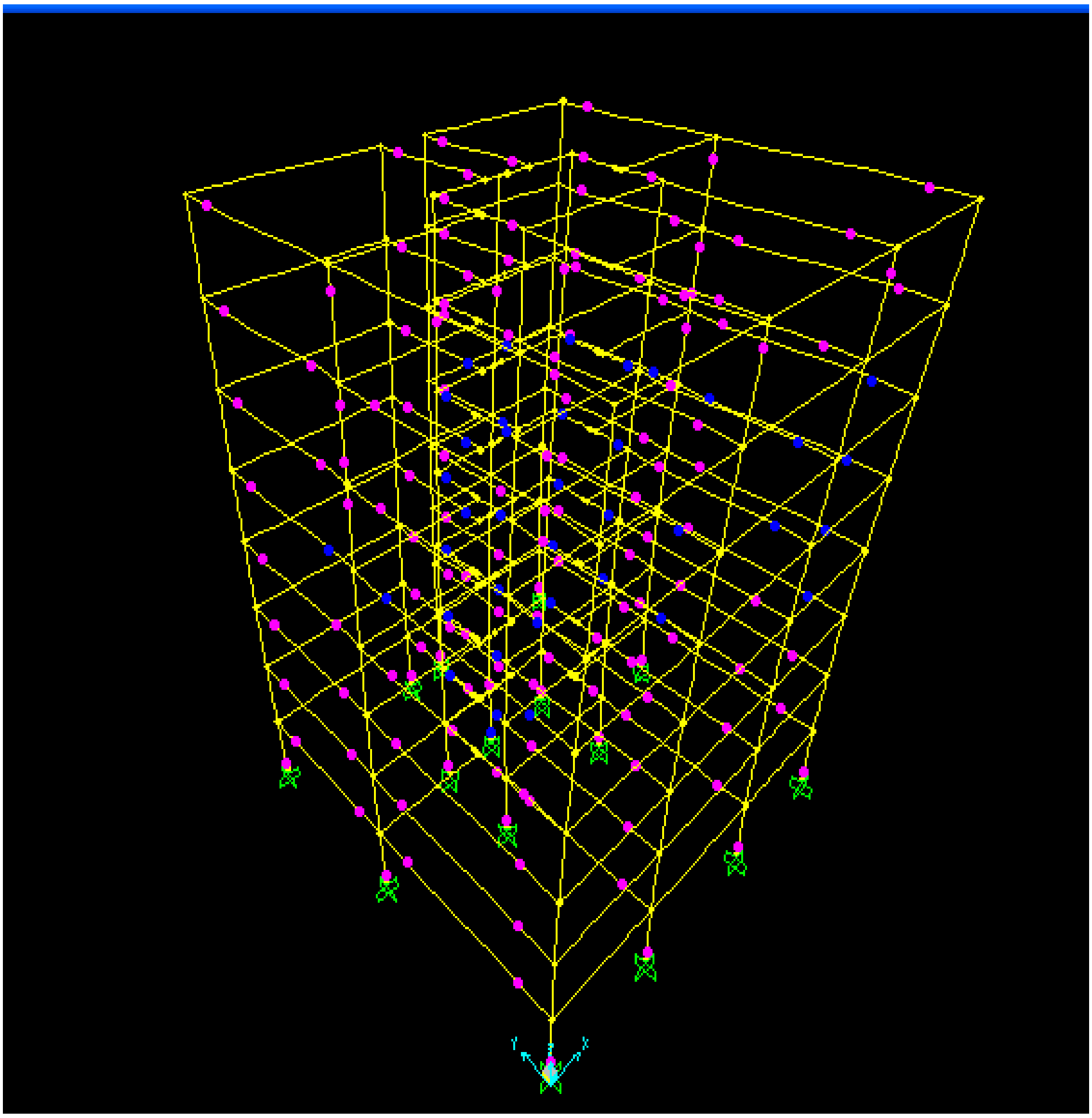
Σχέδιο 7. 3.16 Κατάσταση του κτιρίου στο τέλος του σεισμού ALF-270



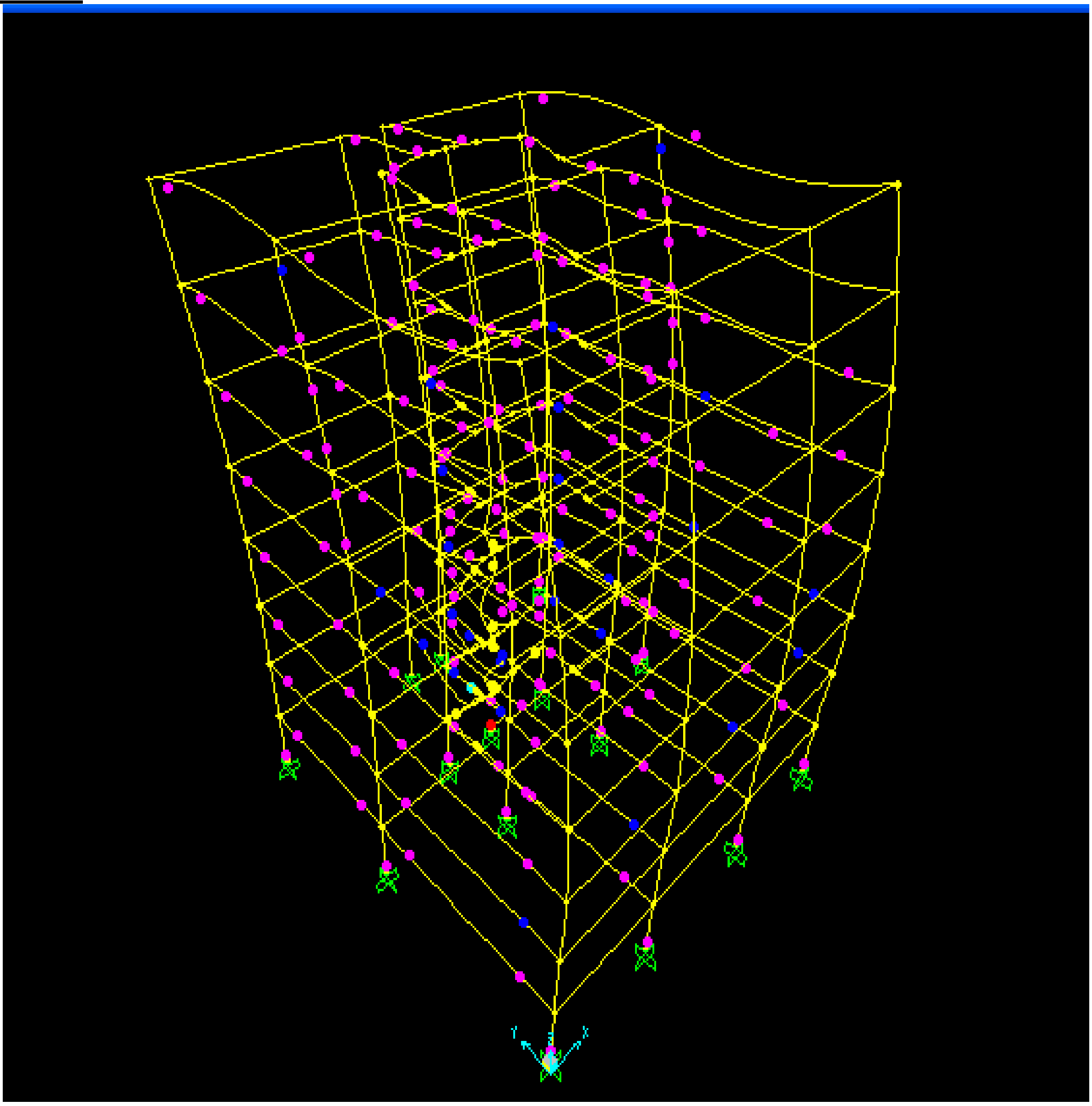
Σχέδιο 7. 3.17 Κατάσταση του κτιρίου στο τέλος του σεισμού C05-085



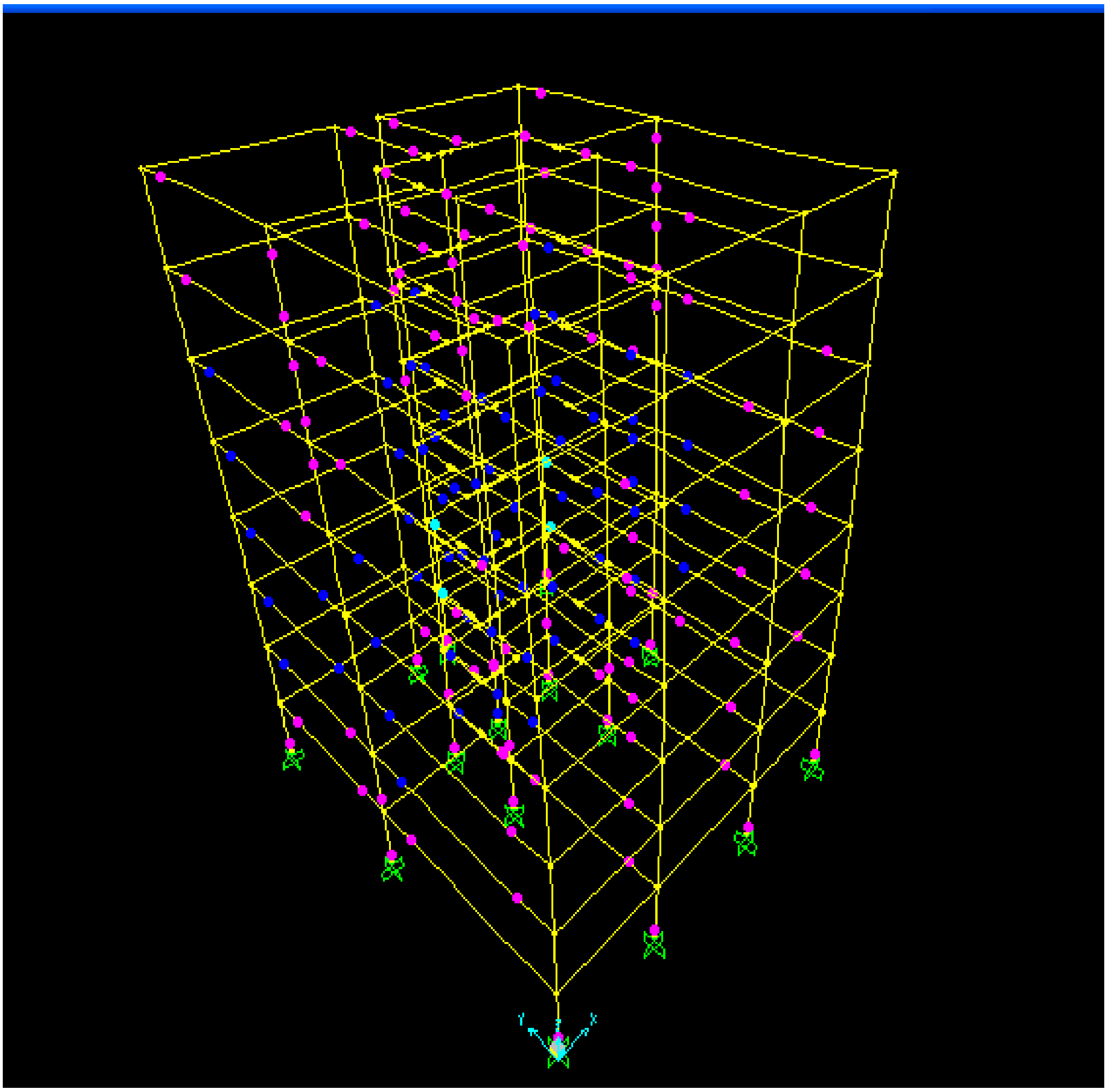
Σχέδιο 7. 3.18 Κατάσταση του κτιρίου στο τέλος του σεισμού C05-355



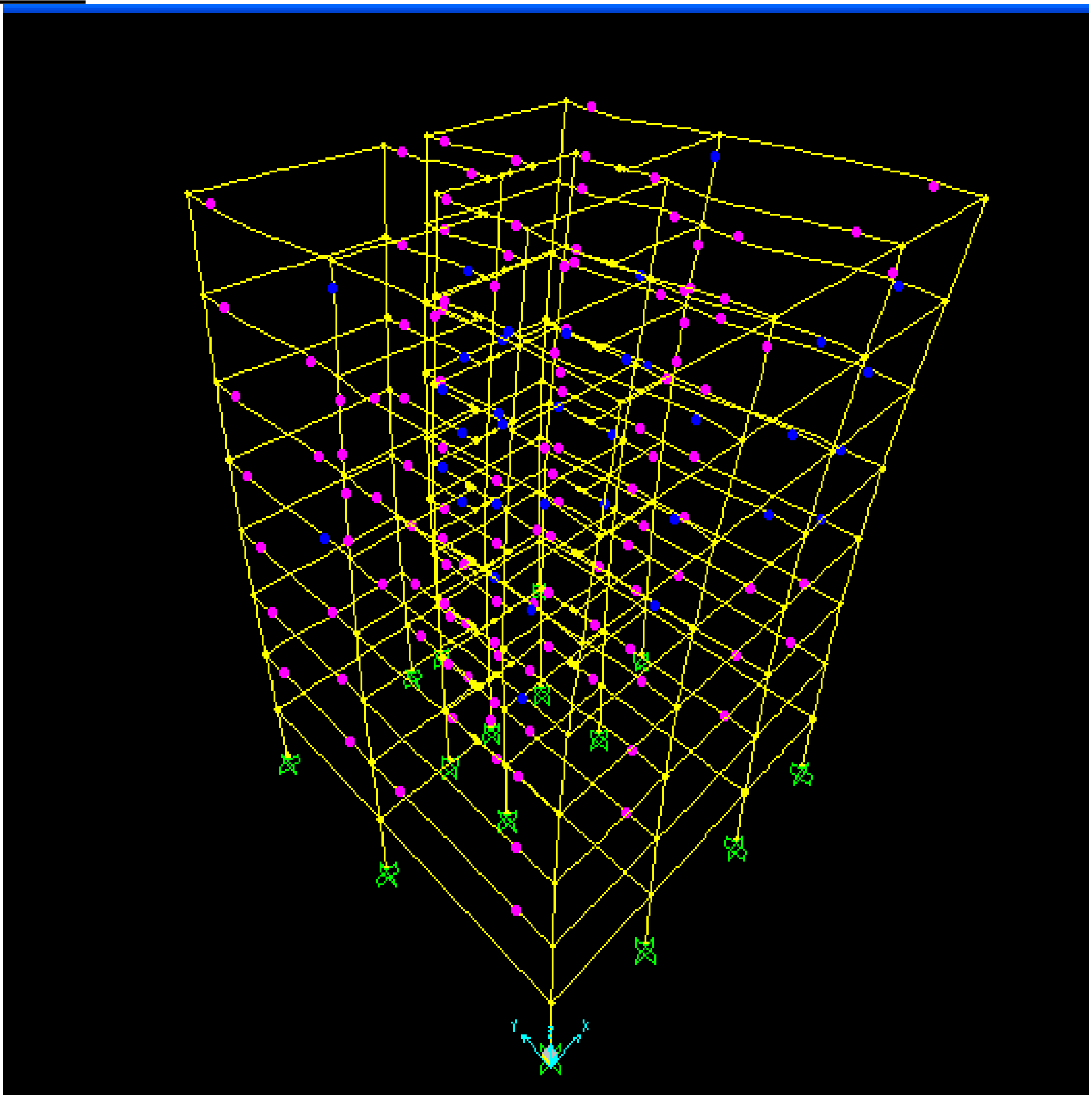
Σχέδιο 7. 3.19 Κατάσταση του κτιρίου στο τέλος του σεισμού (KAR-090) x 0.80



Σχέδιο 7. 3.20 Κατάσταση του κτιρίου στο τέλος του σεισμού (TAB-074) x 0.65



Σχέδιο 7. 3.21 Κατάσταση του κτιρίου στο τέλος του σεισμού (SCH-011) x 0.60



Σχέδιο 7. 3.22 Κατάσταση του κτιρίου στο τέλος του σεισμού (KJM-090) x 0.75

7.3 Απαιτούμενοι και υπάρχοντες συντελεστές σεισμικών φορτίσεων

7.3.1 Συντελεστές για σεισμικές φορτίσεις χωρίς προσαύξηση (με μοναδιαίο συντελεστή)

Στον πίνακα 7.4 που ακολουθεί, παρουσιάζονται με πινακοποιημένη μορφή, για τον κάθε σεισμό, τα στοιχεία :

- $S\alpha_{el}$*.= ελαστική επιτάγχυνση για την ιδιοπερίοδο του ισοδύναμου μονοβαθμίου
- qd= ($S\alpha_{el}$*)/($S\alpha_{y}$*)=συντελεστής συμπεριφοράς
- $u_{max.}$= μέγιστη μετακίνηση οροφής του πολυβαθμίου συστήματος (όπως προκύπτει από την ανάλυση στο πρ'ογραμμα SAP2000)
- $Sd_{max.}$*= $u_{max.}$/Γ1= αναγωγή της μέγιστης μετακίνησης του πολυβαθμίου σε μέγιστη μετακίνηση του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος.
- μ= ($Sd_{max.}$*)/(Sd_{y}*)=απαιτούμενη πλαστιμότητα
- Tp= δεσπόζουσα περίοδος μετακινήσεων

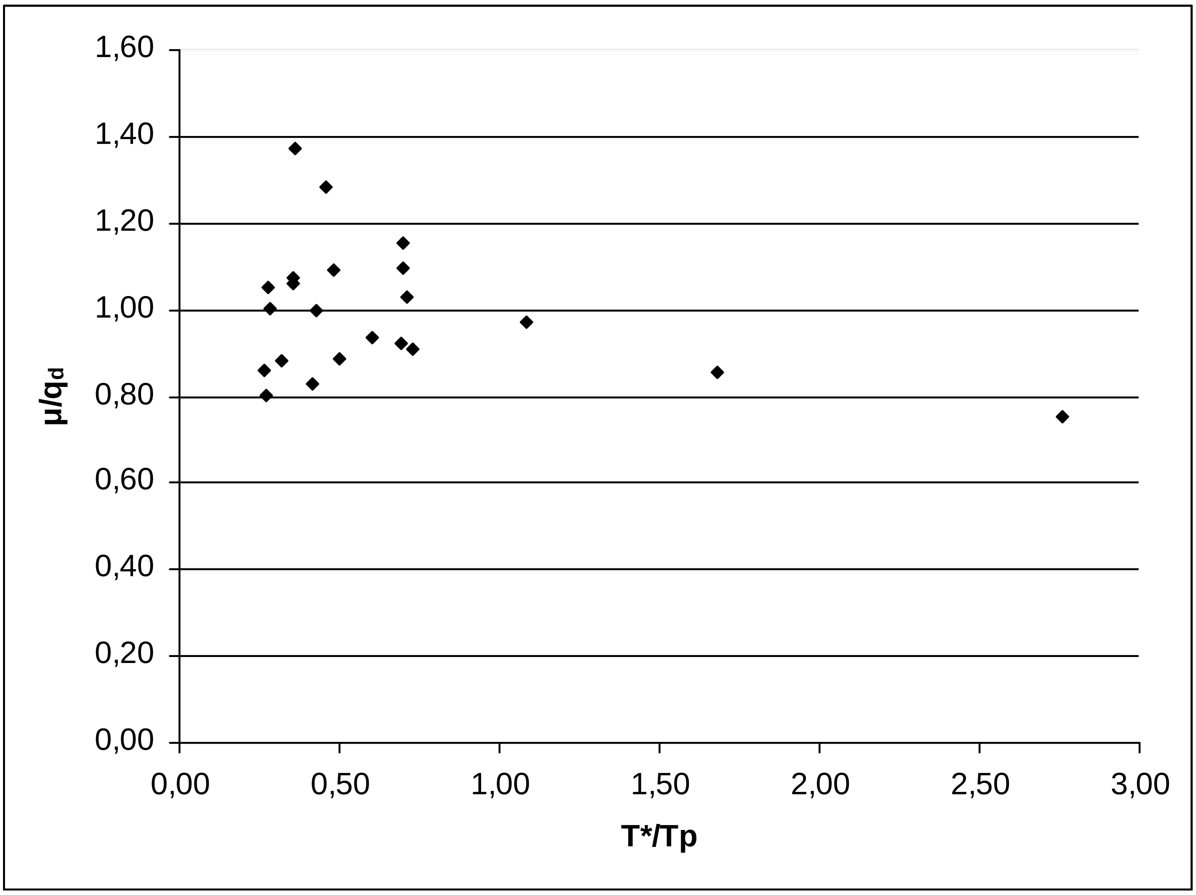
Γνωρίζουμε ότι:

- T*= 1.463 sec.= περίοδος του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος
- Sa_{y}*= 147.50 cm/sec^2= επιτάγχυνση διαρροής του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος
- Γ1= 1.32= συντελεστής συμμετοχής της πρώτης ιδιομορφής
- Sd_{y}*=u_{y}*= 8.00 cm= μετακίνηση διαρροής του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος.

Στο σχέδιο 7.5 φαίνονται με μορφή διαγράμματος τα στοιχεία των δύο τελευταίων στηλών του πίνακα 7.4, δηλαδή παρουσιάζεται η σχέση του λόγου T/Tp με τον λόγο μ/qd για κάθε σεισμό με μοναδιαίο συντελεστή φόρτισης (εκτός από τους KAR-090, TAB-074, SCH-011, KJM-090 που έχουν μειωτικούς συντελεστές: 0.80, 0.65, 0.60, 0.75 αντίστοιχα).

Συντελεστής / Σεισμός	$Sa_{el.}(T^*)$ (cm/sec^2)	q_d	umax. (cm)	$Sd_{max.}^*$ (cm)	μ	Tp (sec)	(T*)/(Tp)	μ/qd
ELC-180	167,64	1,14	11,21	8,49	1,062	2,42	0,605	0,934
ELC-270	181,98	1,23	10,47	7,93	0,991	5,34	0,274	0,804
GA1-230	14,81	0,10	0,98	0,74	0,093	2,12	0,690	0,923
E02-140	180,39	1,22	11,75	8,90	1,113	2,00	0,732	0,910
E02-230	68,19	0,46	4,32	3,27	0,409	4,60	0,318	0,884
E04-140	297,38	2,02	21,90	16,59	2,074	2,06	0,710	1,029
E04-230	346,21	2,35	34,04	25,79	3,223	4,06	0,360	1,373
SITE1-280	159,78	1,08	11,44	8,67	1,083	3,43	0,427	1,000
G01-000	77,29	0,52	4,59	3,47	0,434	3,53	0,414	0,829
SVG-000	178,24	1,21	11,29	8,55	1,069	2,91	0,503	0,885
CHY024-000	232,96	1,58	16,71	12,66	1,582	5,17	0,283	1,002
CHY024-090	266,70	1,81	20,22	15,32	1,915	4,13	0,354	1,059
DZC-180	288,06	1,95	17,72	13,42	1,678	5,53	0,265	0,859
LEF1-TR	157,44	1,07	8,48	6,43	0,803	0,53	2,760	0,753
ALF-180-1	128,11	0,87	7,83	5,93	0,742	0,87	1,682	0,854
ALF-270-1	113,19	0,77	7,88	5,97	0,746	1,35	1,084	0,973
C05-085-1	83,94	0,57	6,94	5,26	0,657	2,10	0,697	1,155
C05-355-1	53,34	0,36	4,19	3,18	0,397	2,10	0,697	1,098
KAR-090 X0,8	274,29	1,86	21,10	15,98	2,00	4,1	0,357	1,074
KJM-090 X0,75	198,82	1,35	18,28	13,85	1,73	3,21	0,456	1,284
SCH-011 X0,6	332,54	2,25	26,03	19,72	2,46	3,03	0,483	1,093
TAB-074 X0,65	241,00	1,63	18,14	13,74	1,72	5,29	0,277	1,051

Πίνακας 7.4 Χαρακτηριστικά στοιχεία-συντελεστές των σεισμών (χωρίς προσαύξηση)



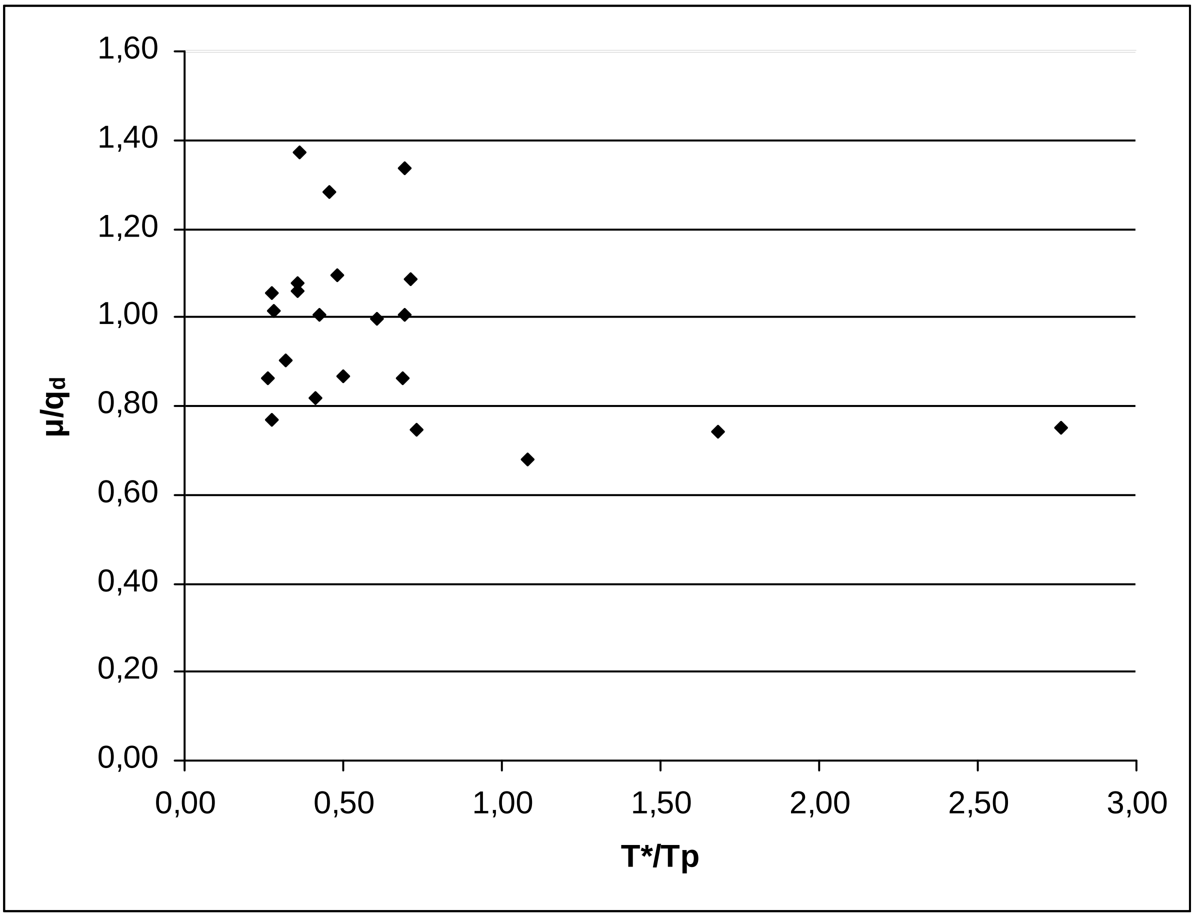
Σχέδιο 7.5 Σύγκριση των λόγων μ/q_d με T*/Tp για κάθε σεισμό (χωρίς προσαύξηση)

7.3.2 Συντελεστές για σεισμικές φορτίσεις με προσαύξηση

Στον πίνακα 7.6 και στο σχέδιο 7.7 παρουσιάζονται τα ίδια στοιχεία-συντελεστές που παρουσιάστηκαν στον πίνακα 7.4 και στο σχέδιο 7.5, για τις ίδιες σεισμικές φορτίσεις αλλά προσαυξημένες. Ο προσαυξητικός συντελεστής της κάθε σεισμικής φόρτισης φαίνεται στην στήλη των σεισμών του πίνακα 7.6.

Συντελεστής / Σεισμός (προσαυξ.)	$Sa_{el.}(T^*)$ (cm/sec^2)	q_d	umax. (cm)	$Sd_{max.}^*$ (cm)	μ	Tp (sec)	(T*)/(Tp)	μ/qd
ELC-180 x1,76	295,00	2,00	21,07	15,96	1,995	2,42	0,605	0,998
ELC-270 x1,46	265,50	1,80	14,65	11,10	1,387	5,34	0,274	0,771
GA1-230 x15,94	236,00	1,60	14,54	11,02	1,377	2,12	0,690	0,861
E02-140 x1,39	250,75	1,70	13,43	10,17	1,272	2,00	0,732	0,748
E02-230 x2,81	191,75	1,30	12,38	9,38	1,172	4,60	0,318	0,902
E04-140 x1,49	442,50	3,00	34,36	26,03	3,254	2,06	0,710	1,085
E04-230 x1,00	346,63	2,35	34,04	25,79	3,223	4,06	0,360	1,372
SITE1-280 x1,29	206,50	1,40	14,87	11,27	1,408	3,43	0,427	1,006
G01-000 x1,91	147,50	1,00	8,64	6,54	0,818	3,53	0,414	0,818
SVG-000 x1,99	354,00	2,40	21,95	16,63	2,079	2,91	0,503	0,866
CHY024-000 x1,20	280,25	1,90	20,39	15,45	1,931	5,17	0,283	1,016
CHY024-090 x1,00	266,98	1,81	20,22	15,32	1,915	4,13	0,354	1,058
DZC-180 x1,00	287,63	1,95	17,72	13,42	1,678	5,53	0,265	0,861
LEF1-TR x1,00	157,83	1,07	8,48	6,42	0,803	0,53	2,760	0,750
ALF-180-1 x1,84	236,00	1,60	12,51	9,48	1,185	0,87	1,682	0,740
ALF-270-1 x3,13	354,00	2,40	17,26	13,08	1,634	1,35	1,084	0,681
C05-085-1 x1,93	162,25	1,10	11,67	8,84	1,105	2,10	0,697	1,005
C05-355-1 x1,94	103,25	0,70	9,87	7,48	0,935	2,10	0,697	1,336
KAR-090 x0,8	274,35	1,86	21,10	15,98	1,998	4,10	0,357	1,074
KJM-090 x0,75	199,13	1,35	18,28	13,85	1,731	3,21	0,456	1,282
SCH-011 x0,6	331,88	2,25	26,03	19,72	2,465	3,03	0,483	1,096
TAB-074 x0,65	240,43	1,63	18,14	13,74	1,718	5,29	0,277	1,054

Πίνακας 7.6 Χαρακτηριστικά στοιχεία-συντελεστές των σεισμών (με προσαύξηση)



Σχέδιο 7.7 Σύγκριση των λόγων μ/q_d με T*/Tp για κάθε σεισμό (με προσαύξηση)

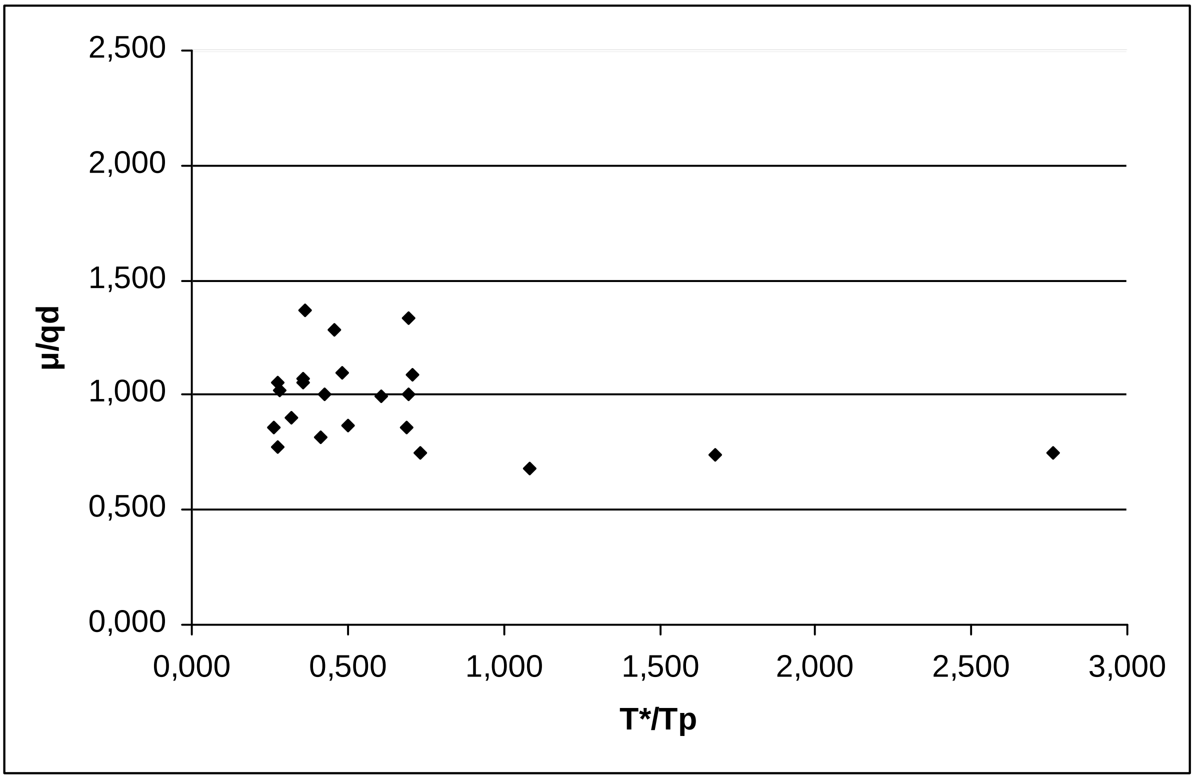
7.3.3 Σύγκριση της σχέσης μεταξύ των λόγων μ/qd με T/Tp για κάθε μέθοδο εκτίμησης.

Στον πίνακα 7.8 που ακολουθεί συγκρίνουμε (για τους προσαυξημένους σεισμούς) τη σχέση μεταξύ των λόγων μ/qd με T/Tp, για:

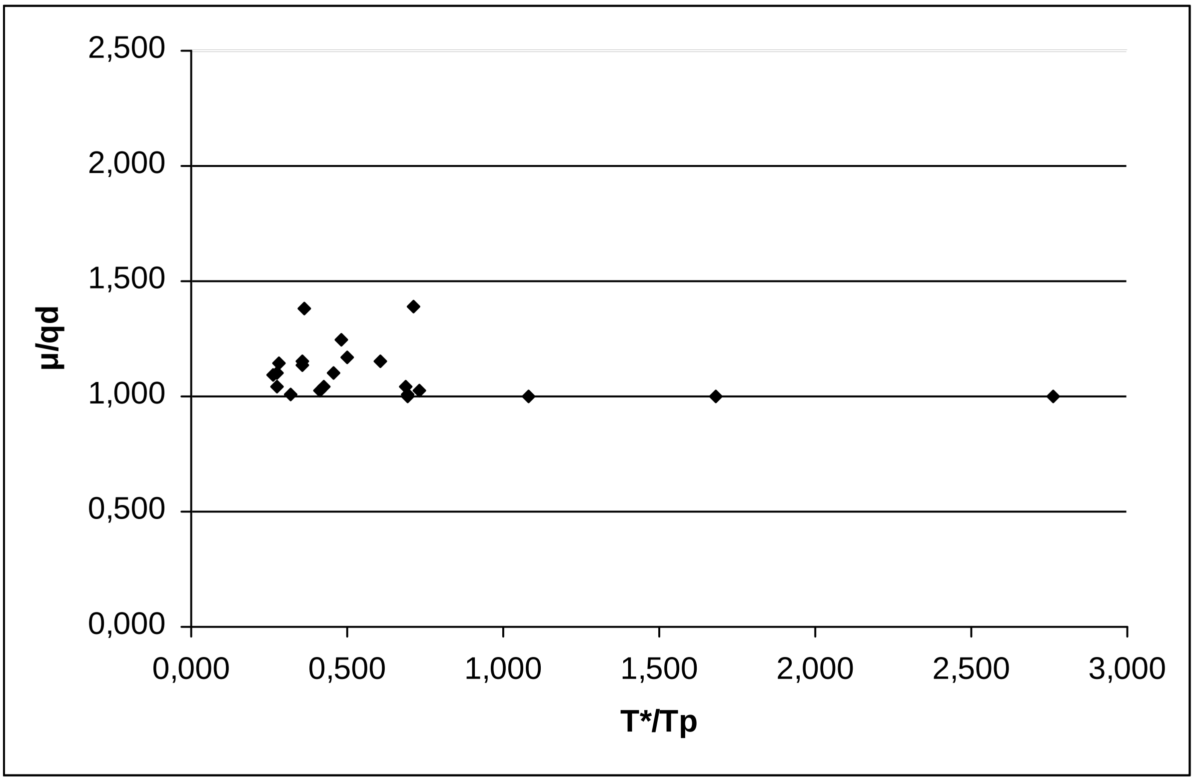
1) $q_d = Sa_{el}(T^*)/Sa_y^*$ και $\mu = Sd_{max.}^*/u_y^*$, όπου $Sd_{max.}^* = u_{max.}/\Gamma_1$ με u_{max} όπως προκύπτει από το SAP2000.
2) $q_d = (2\mu-1)^{0,5}$ για 0.20<T/Tp<0.75 και qd=μ για T/Tp>0.75, όπου $\mu = Sd_{max.}^*/u_y^*$ με $Sd_{max.}^* = u_{max.}/\Gamma_1$ με u_{max} όπως προκύπτει από το SAP2000.
3) $q_d = Sa_{el}(T^*)/Sa_y^*$ και ΄μ΄ προκύπτει από τη σχέση της μεθόδου N2: $(q_d-1)/(\mu-1)=T/Tp$.

Λόγος / Σεισμός (προσαυξ.)	(T*)/(Tp)	μ/qd 1η μεθ.	μ/qd 2η μεθ.	μ/qd 3η μεθ.
ELC-180 x1,76	0,605	0,998	1,154	1,327
ELC-270 x1,46	0,274	0,771	1,041	2,178
GA1-230 x15,94	0,690	0,861	1,040	1,168
E02-140 x1,39	0,732	0,748	1,024	1,151
E02-230 x2,81	0,318	0,902	1,011	1,495
E04-140 x1,49	0,710	1,085	1,386	1,272
E04-230 x1,00	0,360	1,372	1,381	2,020
SITE1-280 x1,29	0,427	1,006	1,045	1,384
G01-000 x1,91	0,414	0,818	1,026	1,000
SVG-000 x1,99	0,503	0,866	1,170	1,577
CHY024-000 x1,20	0,283	1,016	1,141	2,200
CHY024-090 x1,00	0,354	1,058	1,138	1,816
DZC-180 x1,00	0,265	0,861	1,093	2,354
LEF1-TR x1,00	2,760	0,750	1,000	0,958
ALF-180-1 x1,84	1,682	0,740	1,000	0,848
ALF-270-1 x3,13	1,084	0,681	1,000	0,955
C05-085-1 x1,93	0,697	1,005	1,005	1,040
C05-355-1 x1,94	0,697	1,336	1,002	0,813
KAR-090 x0,8	0,357	1,074	1,155	1,833
KJM-090 x0,75	0,456	1,282	1,103	1,310
SCH-011 x0,6	0,483	1,096	1,242	1,595
TAB-074 x0,65	0,277	1,054	1,101	2,011

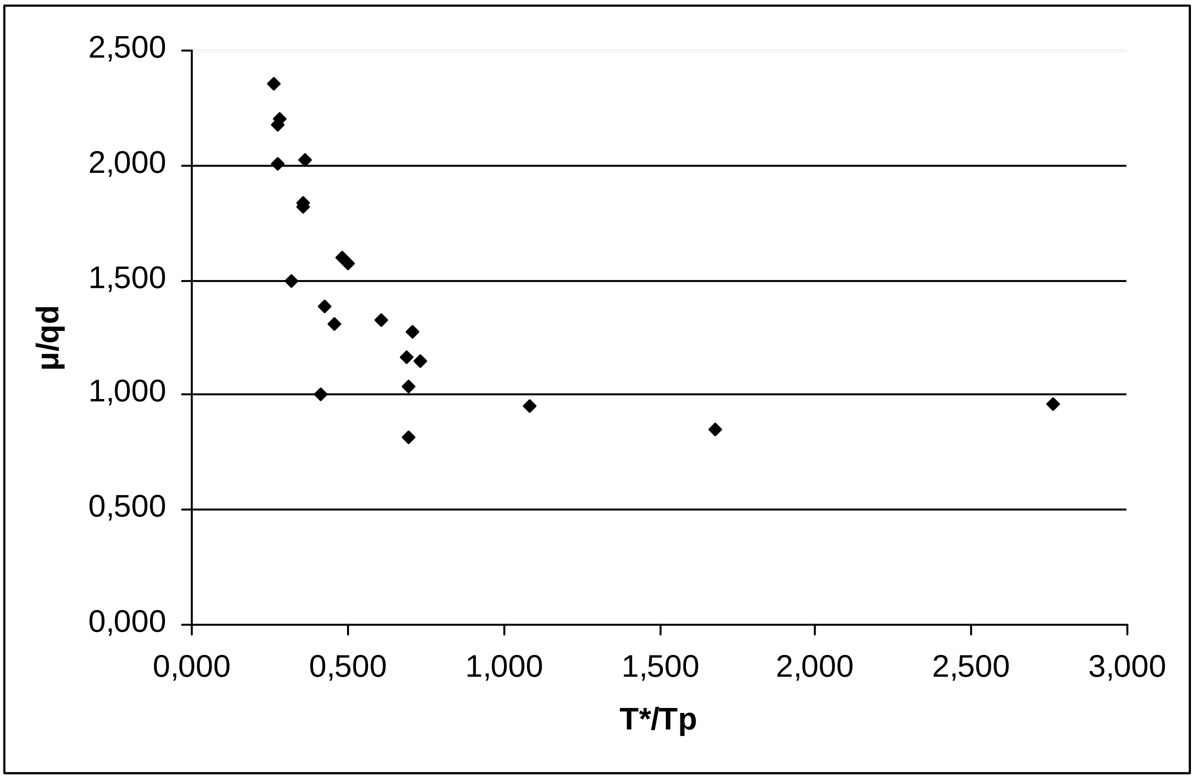
Πίνακας 7.8 Σύγκριση των λόγων μ/qd (για τους προσαυξημένους σεισμούς) για κάθε μία από τις μεθόδους που περιγράφονται στο υποκεφάλαιο 7.3.3



Σχέδιο 7.9.1 Διαγραμματική απεικόνιση των αποτελεσμάτων του πίνακα 7.8 σύμφωνα με την πρώτη μέθοδο



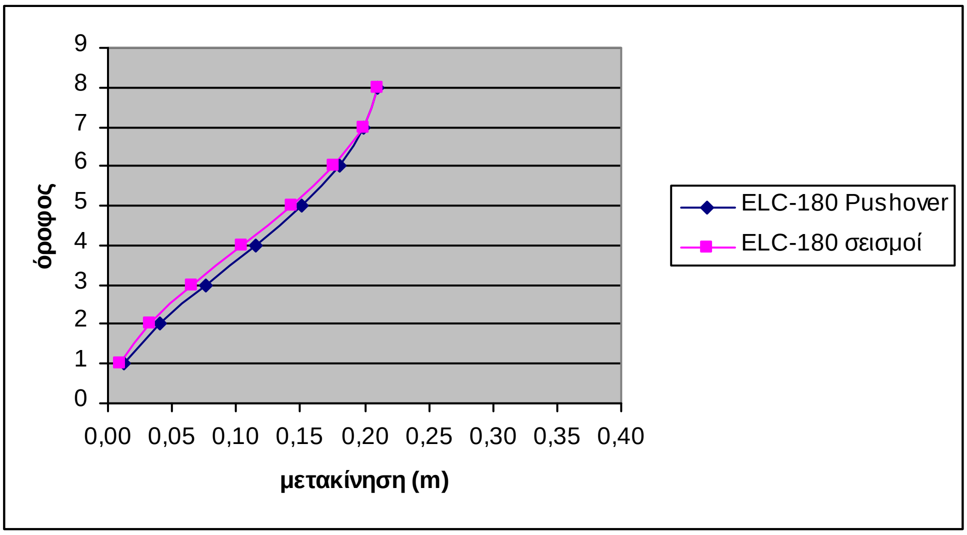
Σχέδιο 7.9.2 Διαγραμματική απεικόνιση των αποτελεσμάτων του πίνακα 7.8 σύμφωνα με την δεύτερη μέθοδο



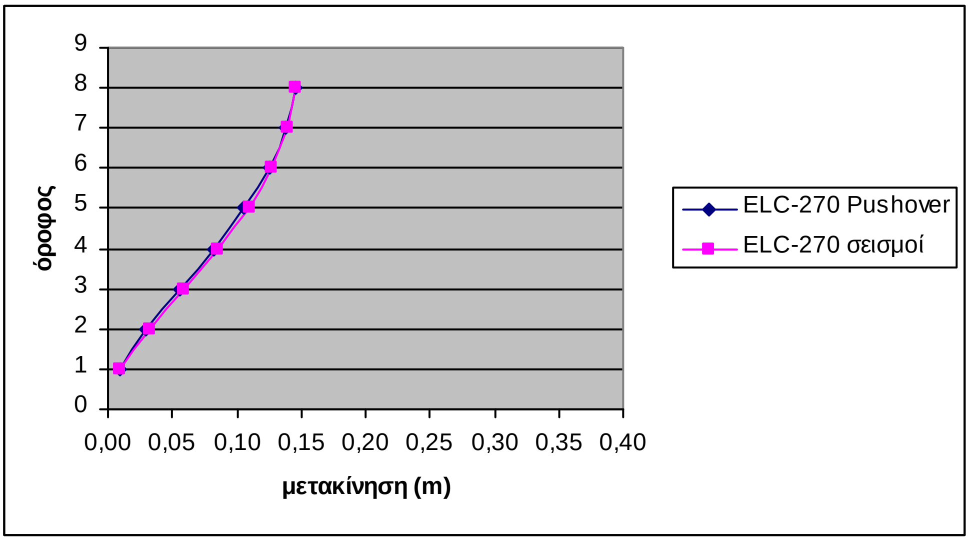
Σχέδιο 7.9.3 Διαγραμματική απεικόνιση των αποτελεσμάτων του πίνακα 7.8 σύμφωνα με την τρίτη μέθοδο

7.4 Σύγκριση των μετακινήσεων και των Drifts των ορόφων

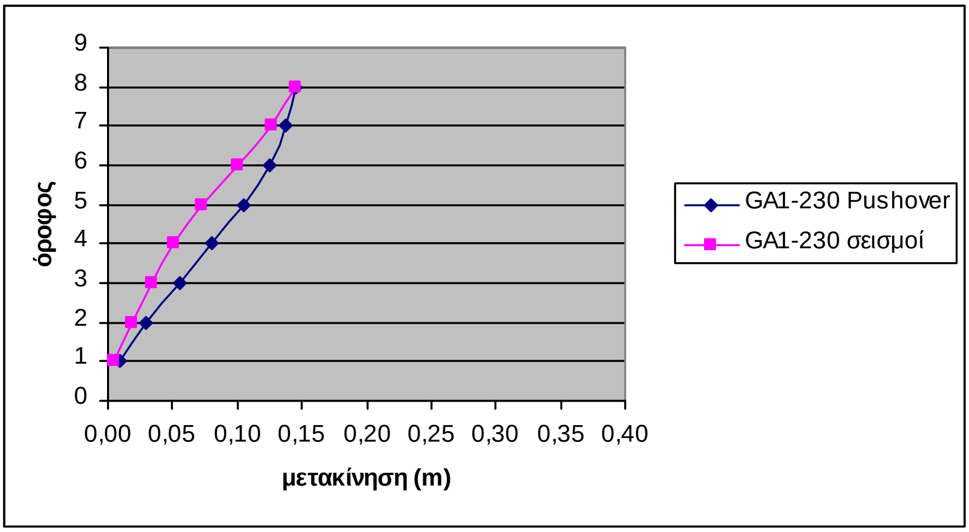
Στα σχέδια 7.10.1 έως 7.10.22 παρουσιάζονται για τους προσαυξημένους σεισμούς, οι μετακινήσεις των ορόφων τη στιγμή που η κορυφή του πολυβαθμίου συστήματος έχει την μέγιστη μετακίνηση, σύμφωνα με την Pushover, η οποία έχει προκύψει για φόρτιση ανάλογη της πρώτης ιδιομορφής και σύμφωνα με την ανάλυση του προγράμματος SAP2000 από τη φόρτιση της κατασκευής με τους σεισμούς.



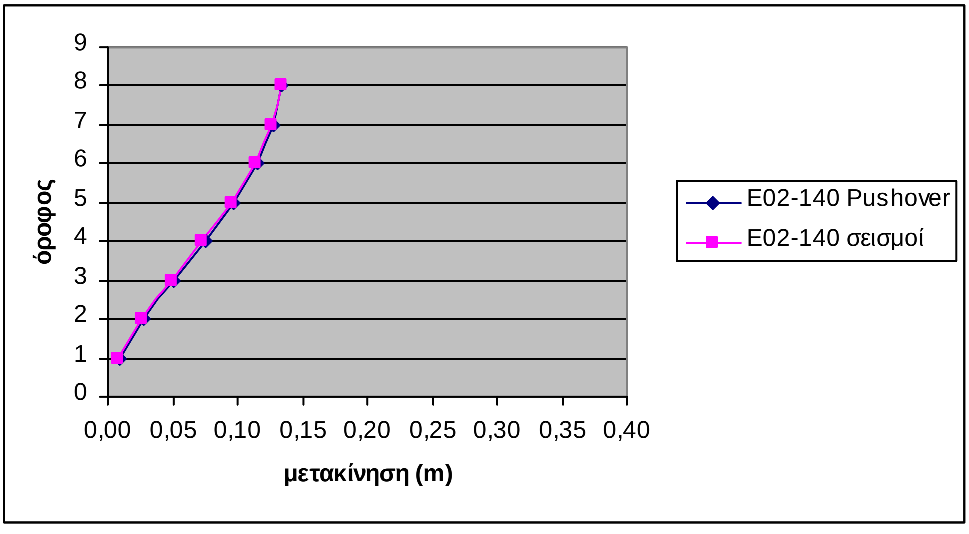
Σχέδιο 7.10.1 Σύγκριση των μετακινήσεων για τον σεισμό ELC-180 μ=1,995 T*/Tp=0,605



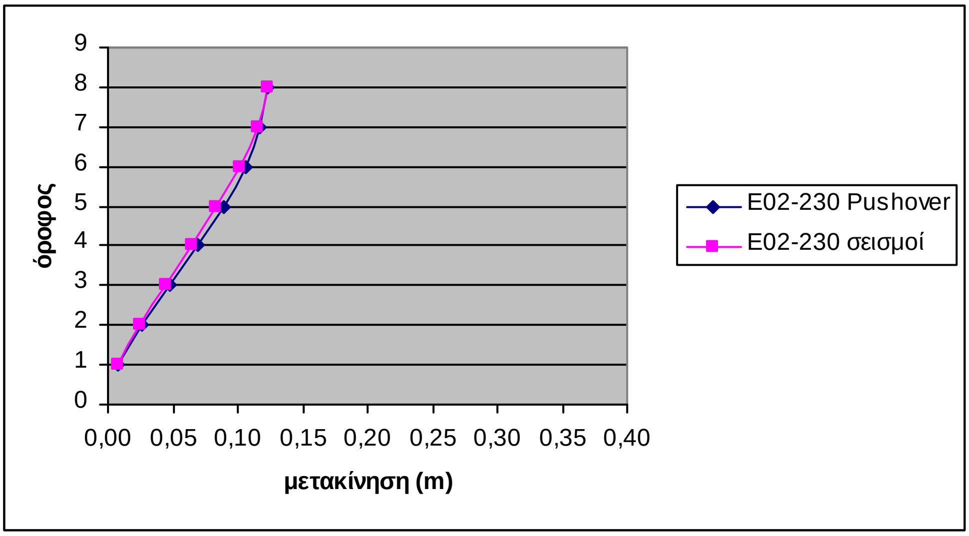
Σχέδιο 7.10.2 Σύγκριση των μετακινήσεων για τον σεισμό ELC-270 μ=1,387 T*/Tp=0,274



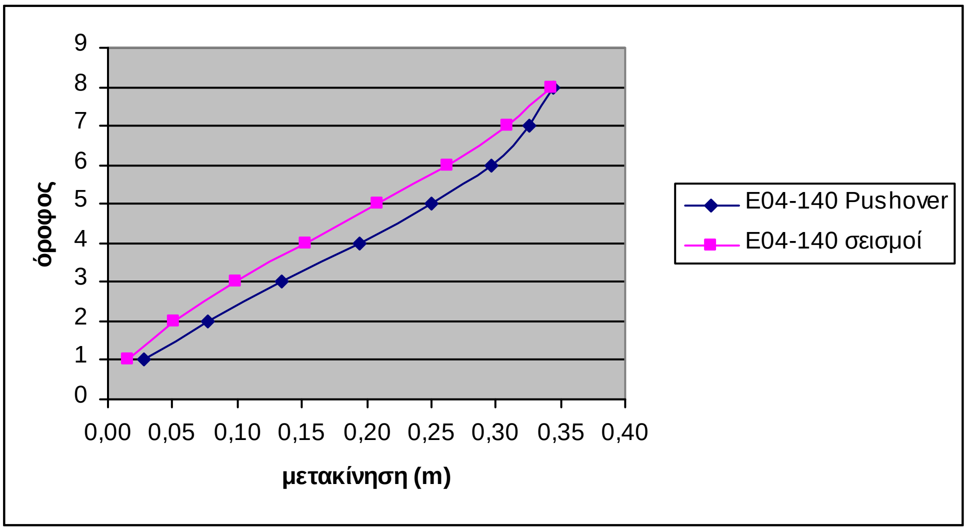
Σχέδιο 7.10.3 Σύγκριση των μετακινήσεων για τον σεισμό GA1-230 μ=1,377 T*/Tp=0,690



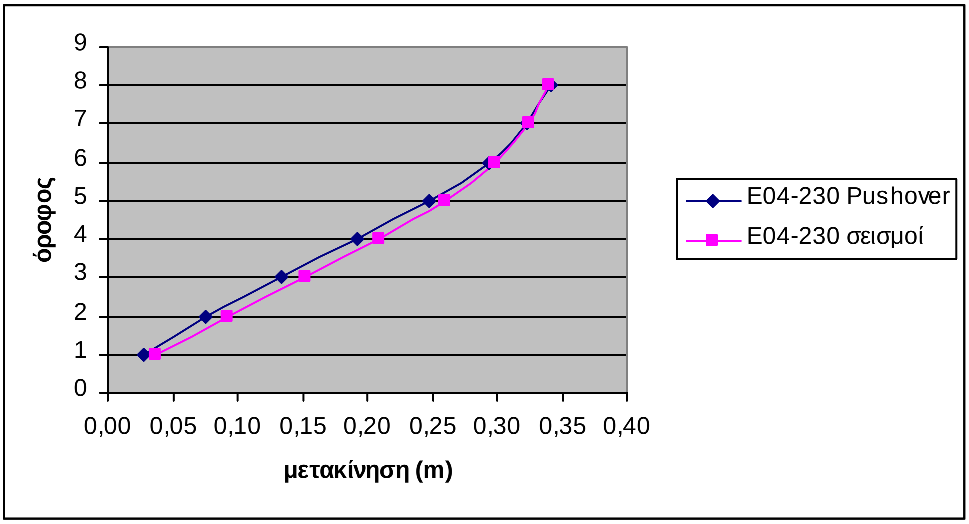
Σχέδιο 7.10.4 Σύγκριση των μετακινήσεων για τον σεισμό E02-140 μ=1,272 T*/Tp=0,732



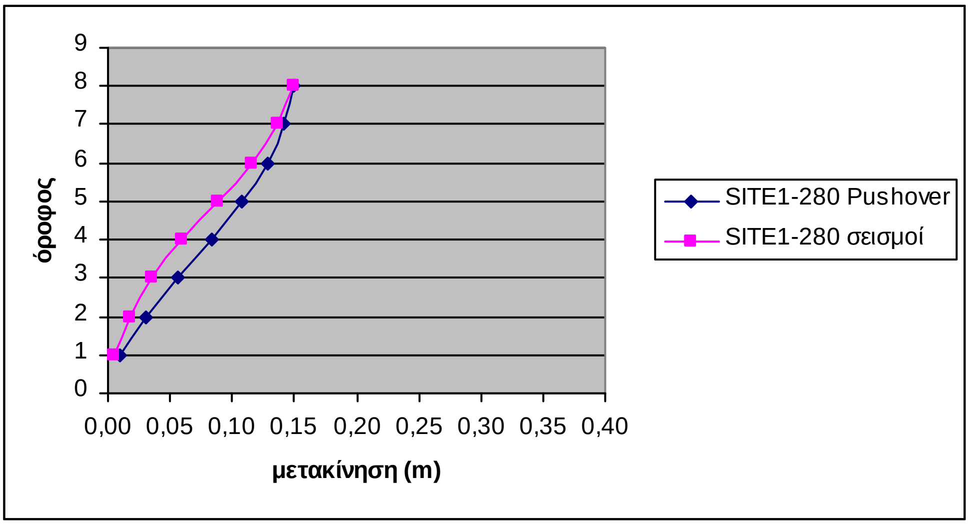
Σχέδιο 7.10.5 Σύγκριση των μετακινήσεων για τον σεισμό E02-230 μ=1,172 T*/Tp=0,318



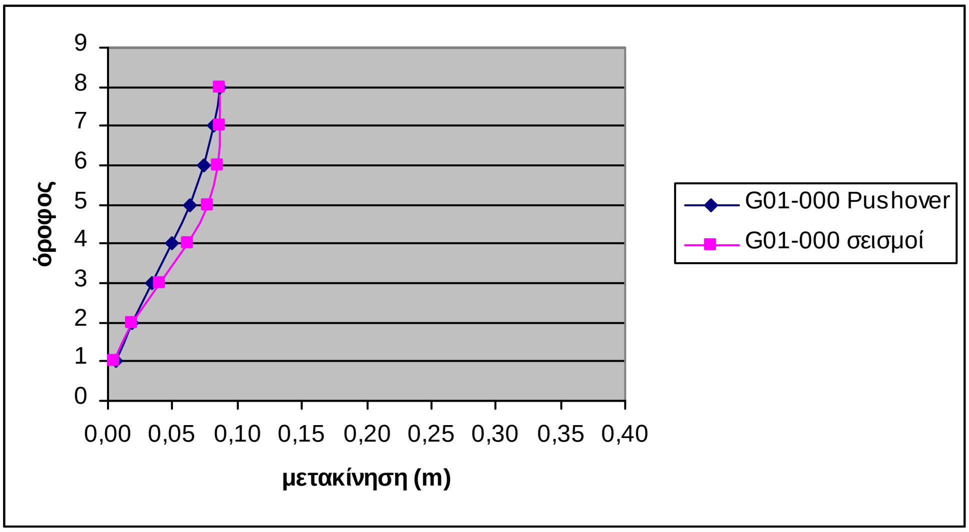
Σχέδιο 7.10.6 Σύγκριση των μετακινήσεων για τον σεισμό E04-140 μ=3,254 T*/Tp=0,710



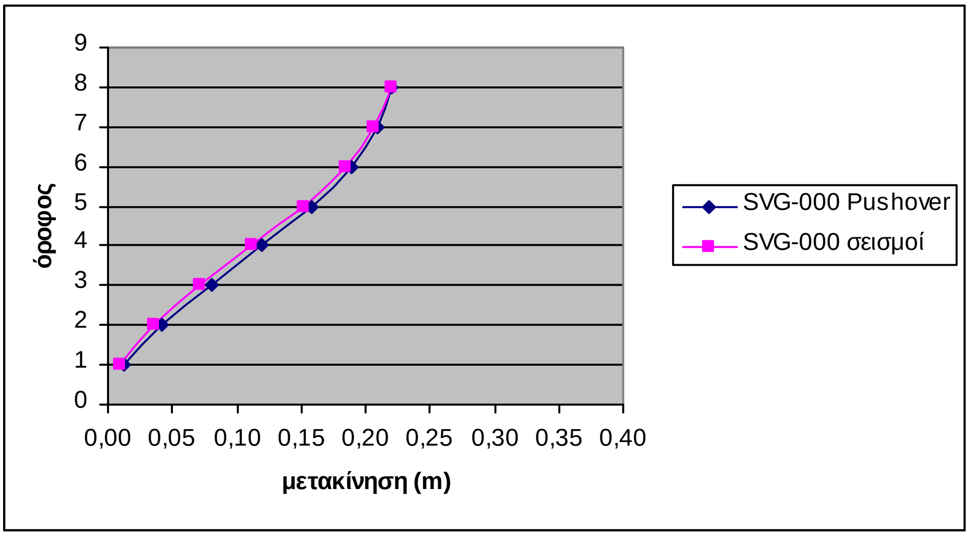
Σχέδιο 7.10.7 Σύγκριση των μετακινήσεων για τον σεισμό E04-230 μ=3,223 T*/Tp=0,360



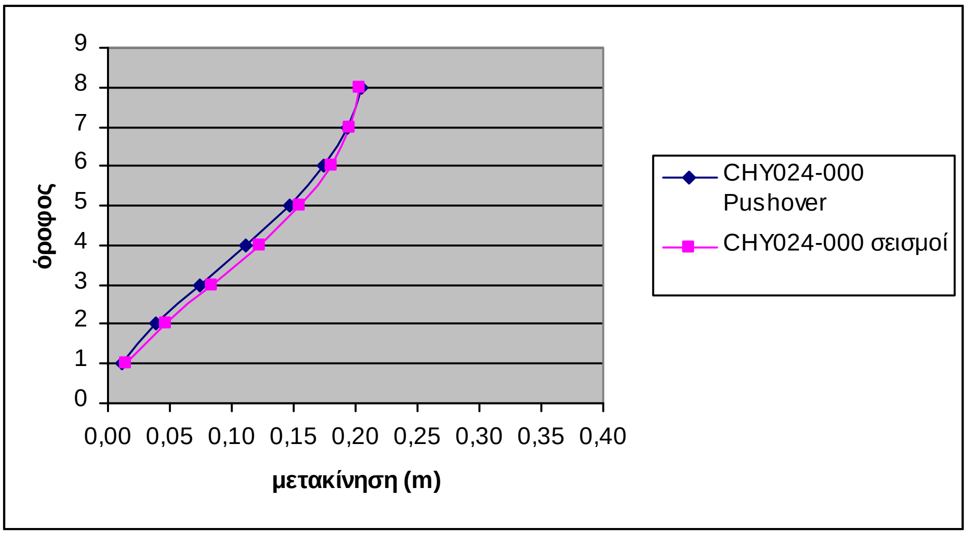
Σχέδιο 7.10.8 Σύγκριση των μετακινήσεων για τον σεισμό SITE1-280 μ=1,408 T*/Tp=0,427



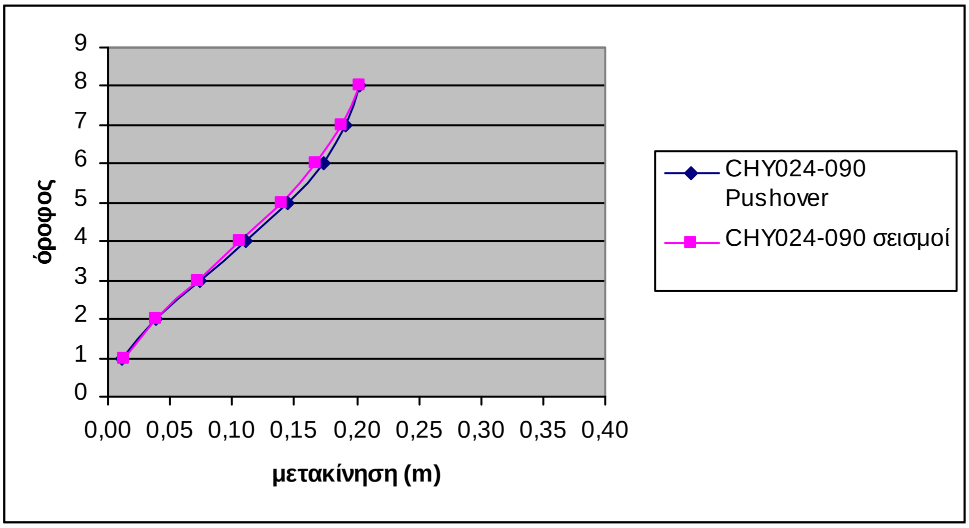
Σχέδιο 7.10.9 Σύγκριση των μετακινήσεων για τον σεισμό G01-000 μ=0,818 T*/Tp=0,414



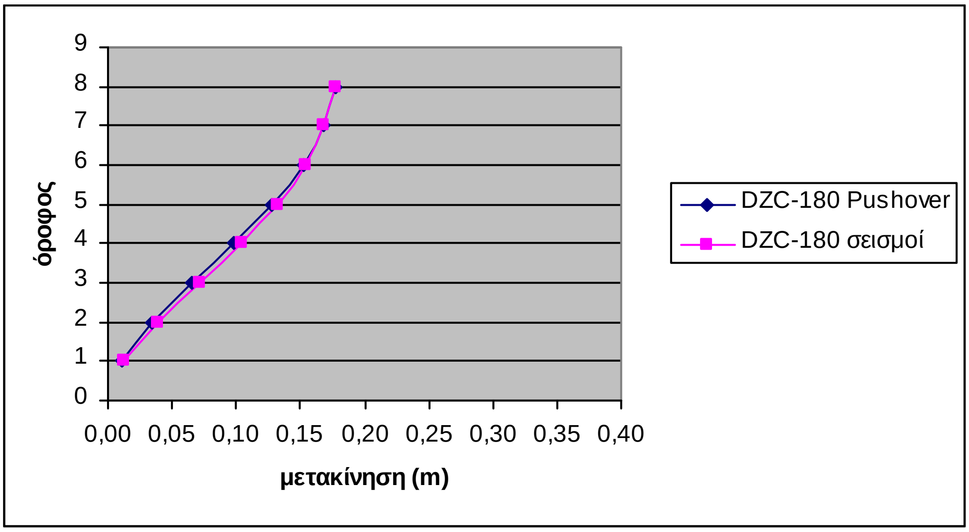
Σχέδιο 7.10.10 Σύγκριση των μετακινήσεων για τον σεισμό SVG-000 μ=2,079 T*/Tp=0,503



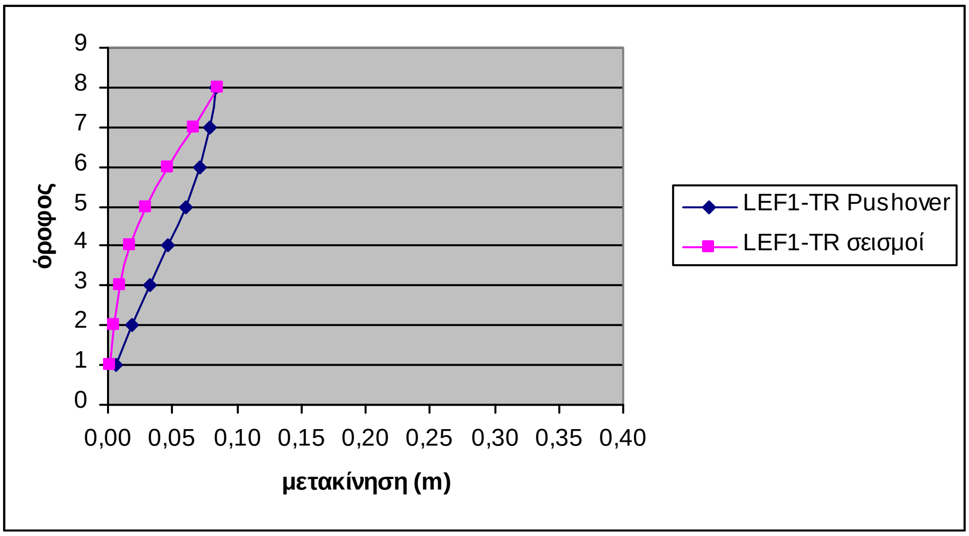
Σχέδιο 7.10.11 Σύγκριση των μετακινήσεων για τον σεισμό CHY024-000 μ=1,931 T*/Tp=0,283



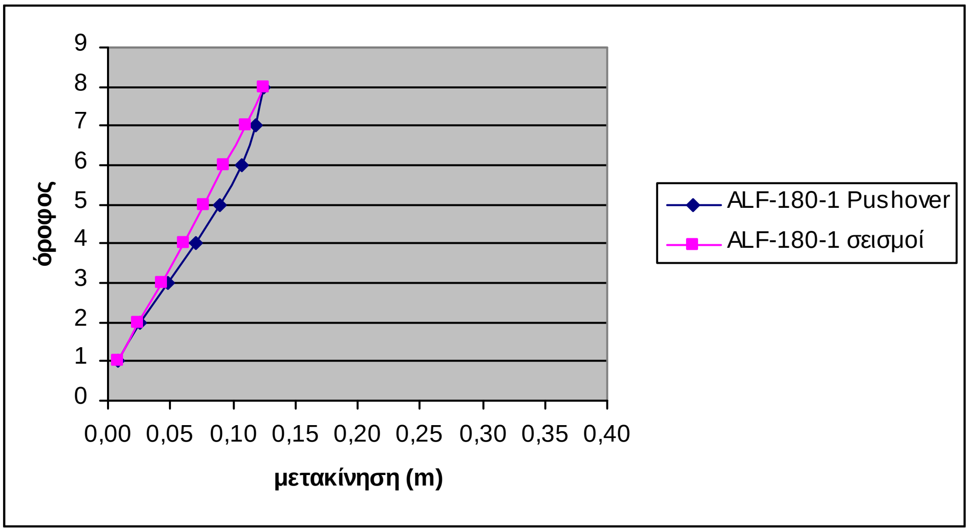
Σχέδιο 7.10.12 Σύγκριση των μετακινήσεων για τον σεισμό CHY024-090 μ=1,915 T*/Tp=0,354



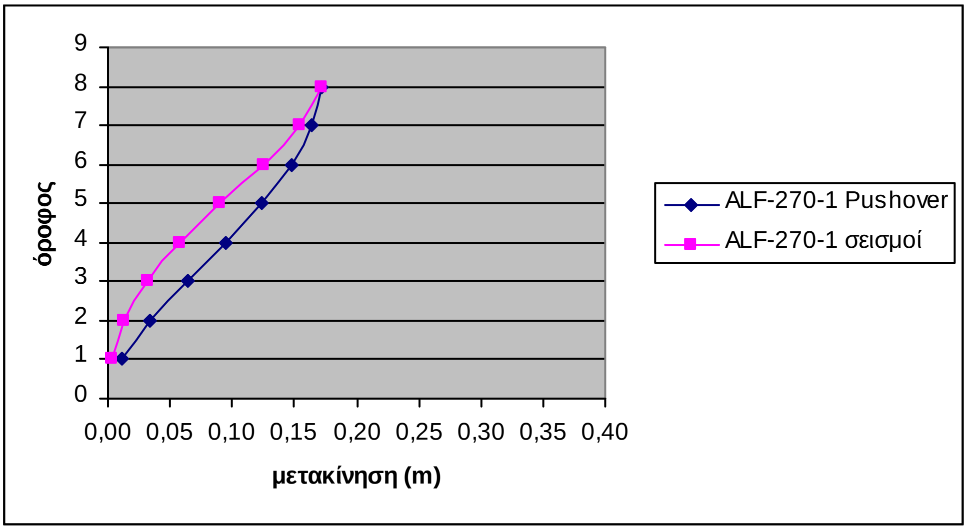
Σχέδιο 7.10.13 Σύγκριση των μετακινήσεων για τον σεισμό DZC-180 μ=1,678 T*/Tp=0,265



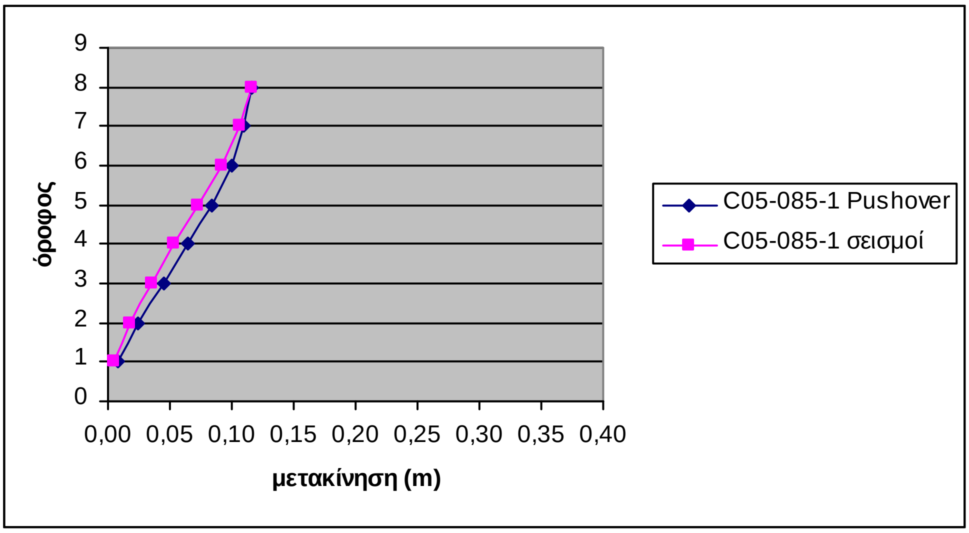
Σχέδιο 7.10.14 Σύγκριση των μετακινήσεων για τον σεισμό LEF1-TR μ=0,803 T*/Tp=2,760



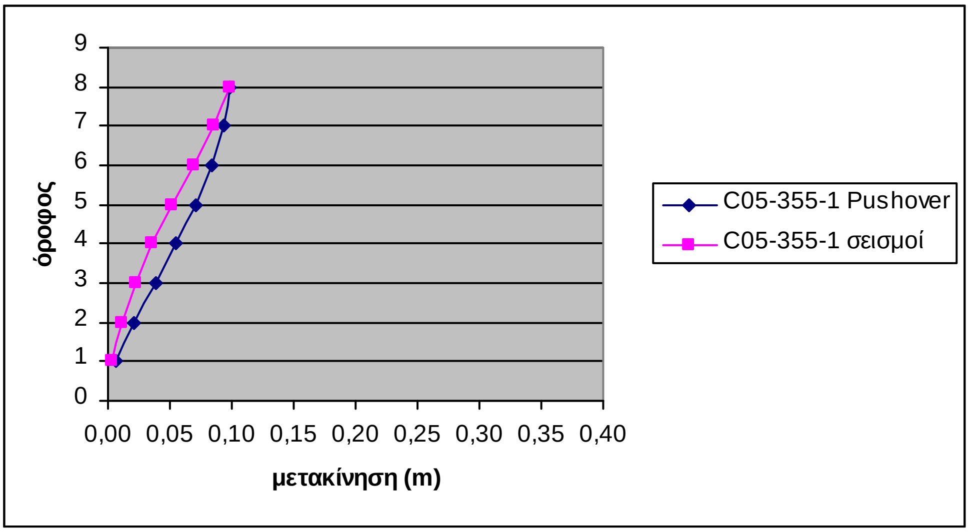
Σχέδιο 7.10.15 Σύγκριση των μετακινήσεων για τον σεισμό ALF-180-1 μ=1,185 T*/Tp=1,682



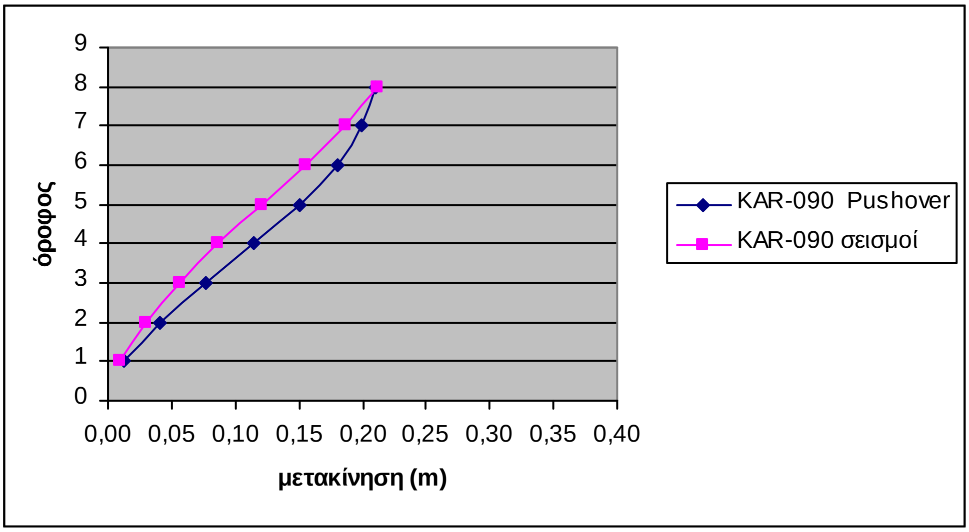
Σχέδιο 7.10.16 Σύγκριση των μετακινήσεων για τον σεισμό ALF-270-1 μ=1,634 T*/Tp=1,084



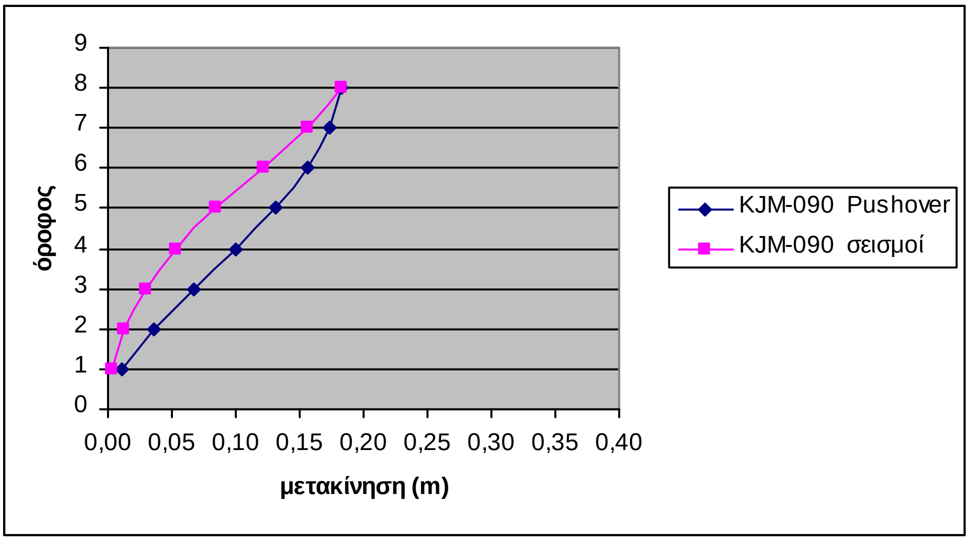
Σχέδιο 7.10.17 Σύγκριση των μετακινήσεων για τον σεισμό C05-085-1 μ=1,105 T*/Tp=0,697



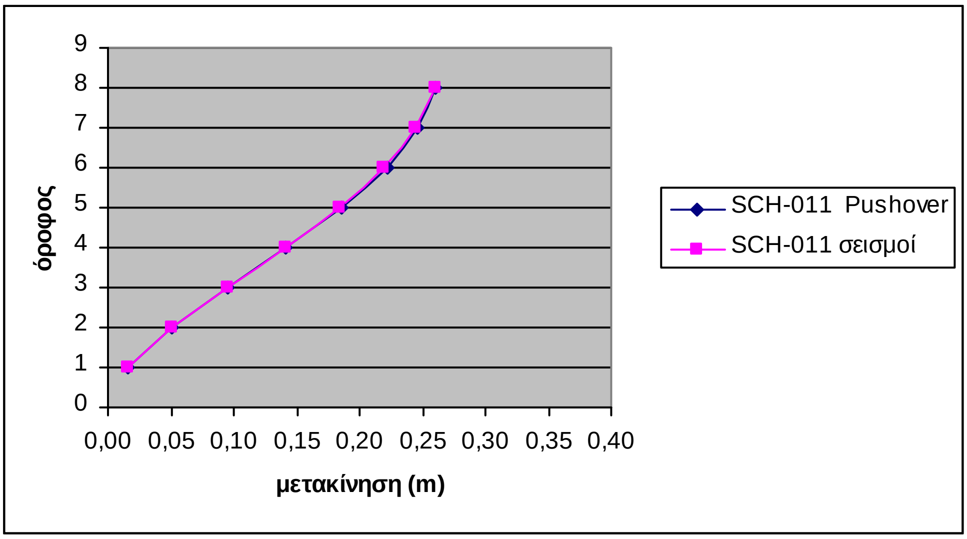
Σχέδιο 7.10.18 Σύγκριση των μετακινήσεων για τον σεισμό C05-355-1 μ=0,935 T*/Tp=0,697



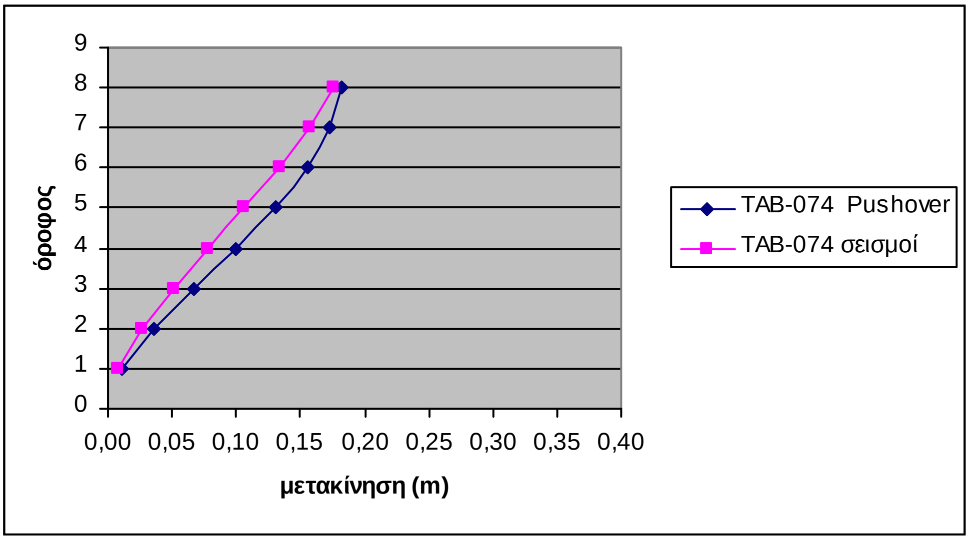
Σχέδιο 7.10.19 Σύγκριση των μετακινήσεων για τον σεισμό KAR-090 μ=1,998 T*/Tp=0,357



Σχέδιο 7.10.20 Σύγκριση των μετακινήσεων για τον σεισμό KJM-090 μ=1,731 T*/Tp=0,456

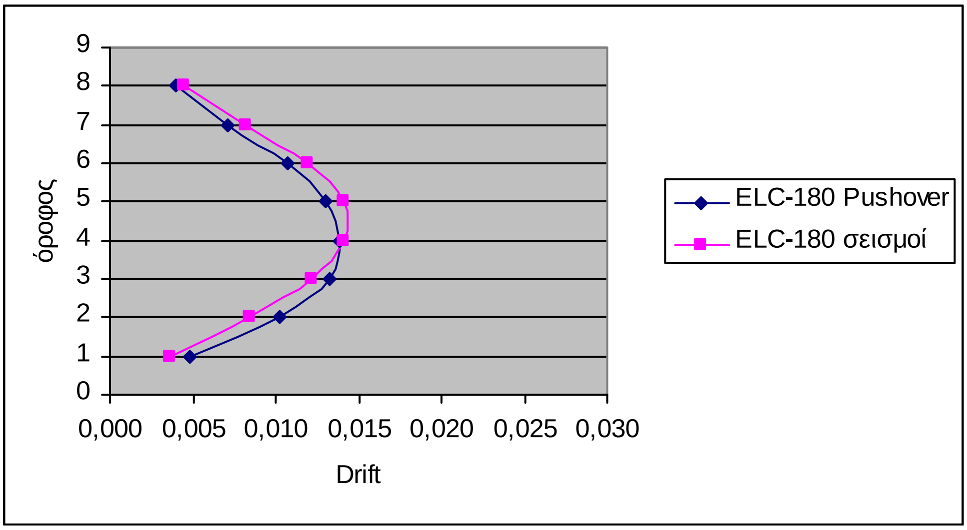


Σχέδιο 7.10.21 Σύγκριση των μετακινήσεων για τον σεισμό SCH-011 μ=2,465 T*/Tp=0,483

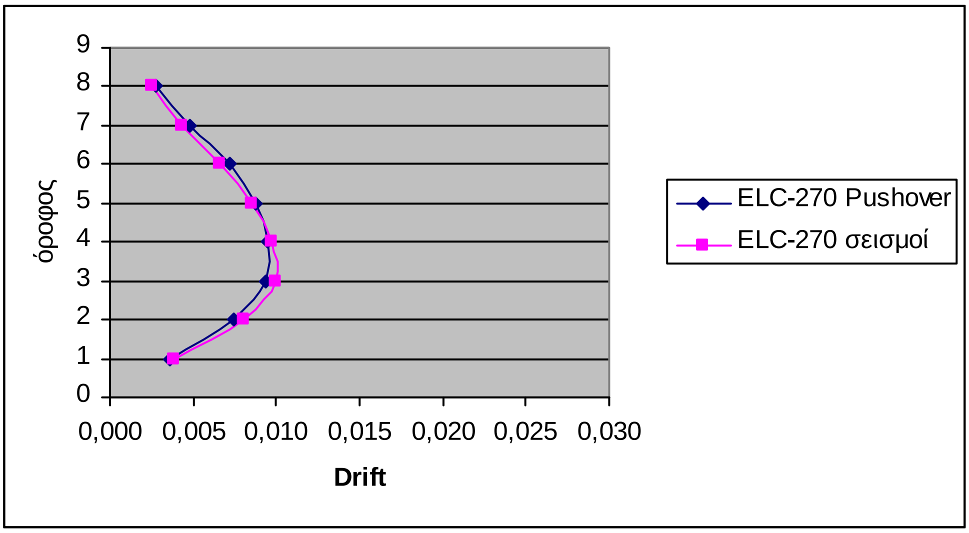


Σχέδιο 7.10.22 Σύγκριση των μετακινήσεων για τον σεισμό TAB-074 μ=1,718 T*/Tp=0,277

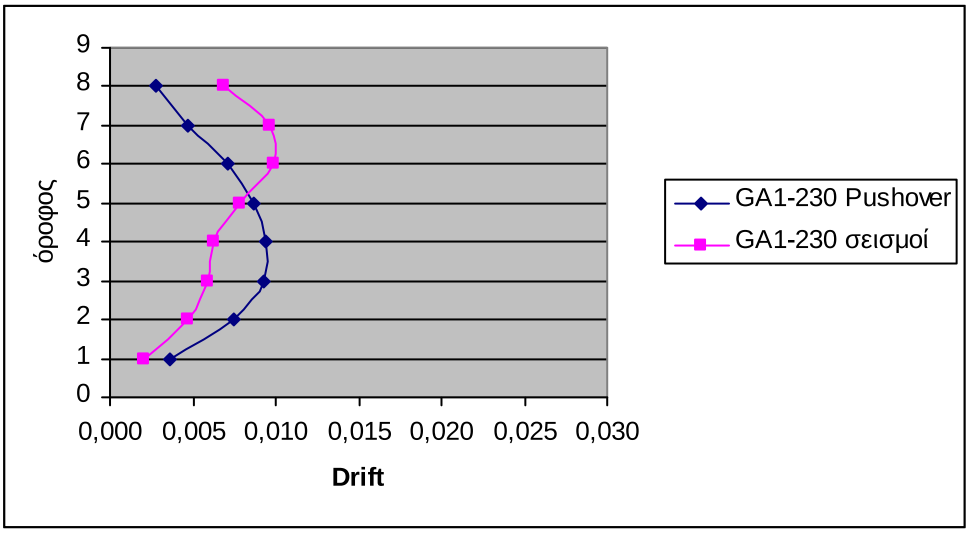
Στα σχέδια 7.11.1 έως 7.11.22 παρουσιάζονται τα Drifts (σχετικές μετακινήσεις των ορόφων προς το ύψος του ορόφου), για τους προσαυξημένους σεισμούς, για τις μετακινήσεις των ορόφων τη στιγμή που η κορυφή του πολυβαθμίου συστήματος έχει την μέγιστη μετακίνηση, σύμφωνα με την Pushover, η οποία έχει προκύψει για φόρτιση σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή και σύμφωνα με την ανάλυση από τη φόρτιση της κατασκευής με τους σεισμούς.



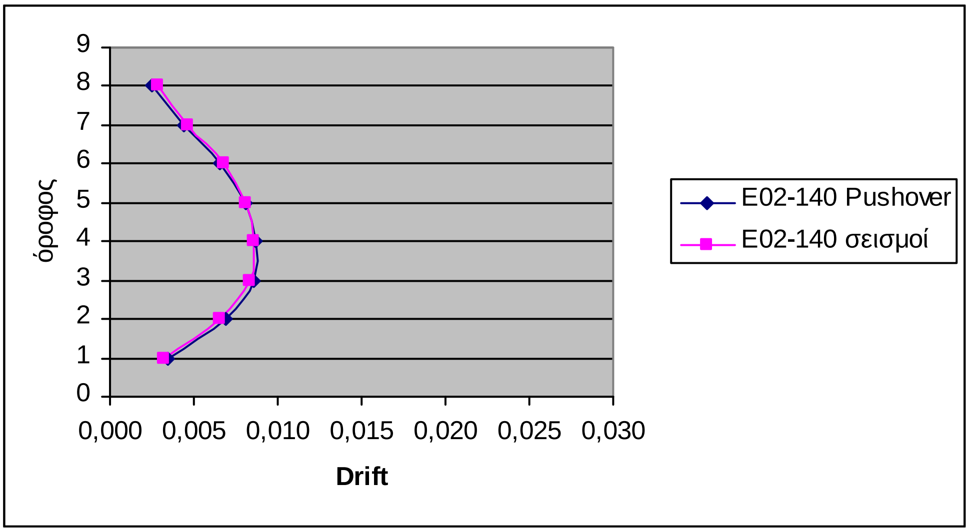
Σχέδιο 7.11.1 Σύγκριση των Drift για τον σεισμό ELC-180 μ=1,995 T*/Tp=0,605



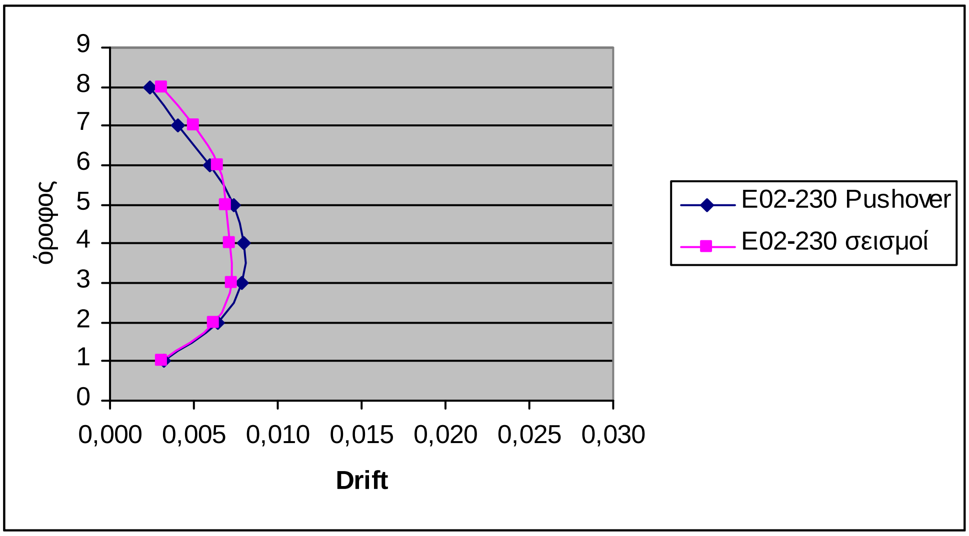
Σχέδιο 7.11.2 Σύγκριση των Drift για τον σεισμό ELC-270 μ=1,387 T*/Tp=0,274



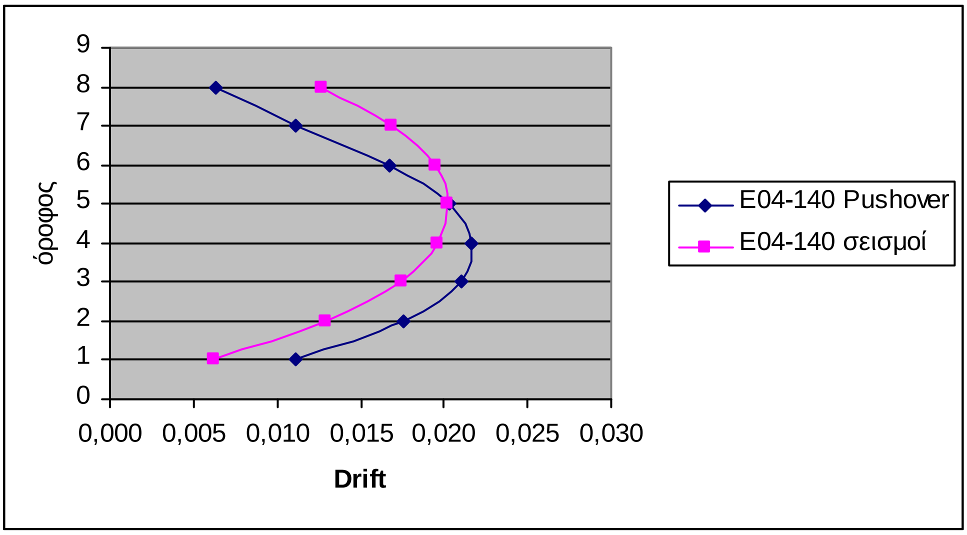
Σχέδιο 7.11.3 Σύγκριση των Drift για τον σεισμό GA1-230 μ=1,377 T*/Tp=0,690



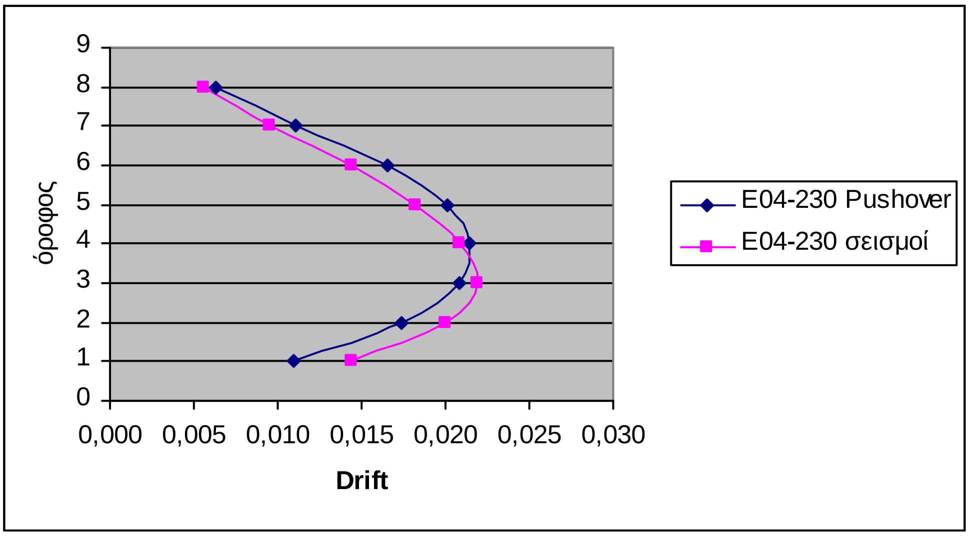
Σχέδιο 7.11.4 Σύγκριση των Drift για τον σεισμό E02-140 μ=1,272 T*/Tp=0,732



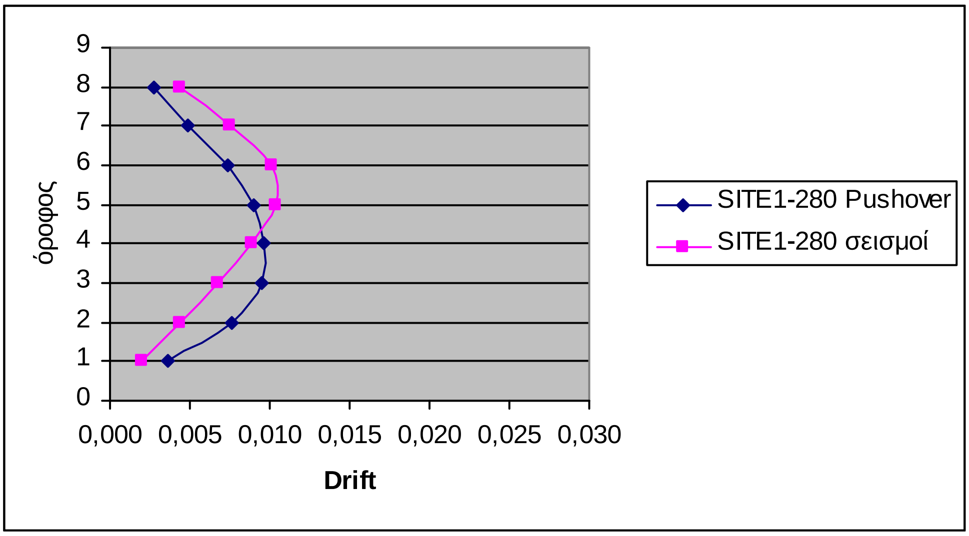
Σχέδιο 7.11.5 Σύγκριση των Drift για τον σεισμό E02-230 μ=1,172 T*/Tp=0,318



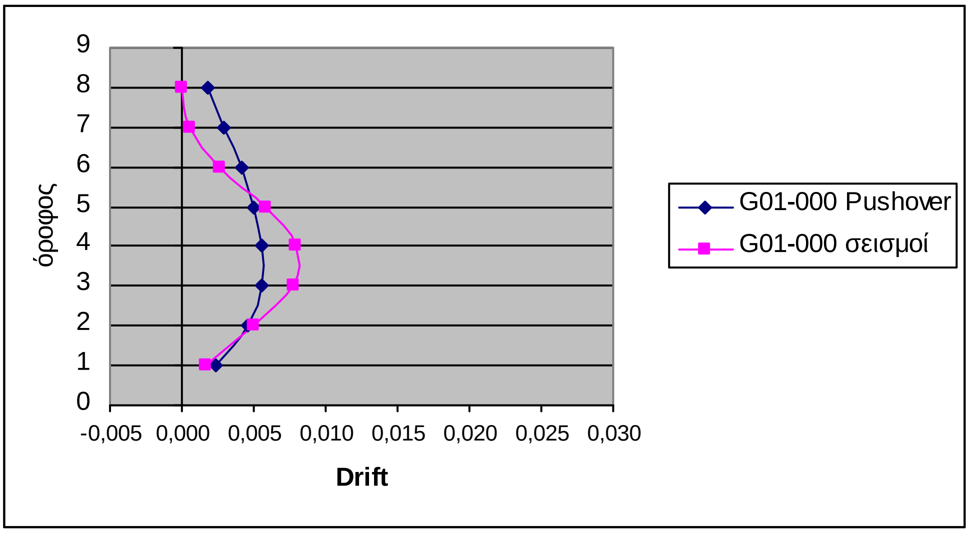
Σχέδιο 7.11.6 Σύγκριση των Drift για τον σεισμό E04-140 μ=3,254 T*/Tp=0,710



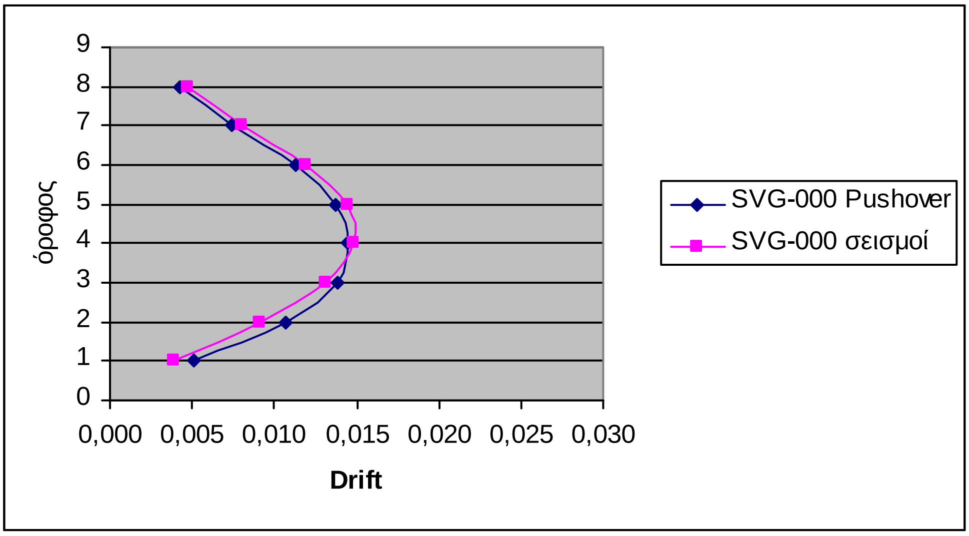
Σχέδιο 7.11.7 Σύγκριση των Drift για τον σεισμό E04-230 μ=3,223 T*/Tp=0,360



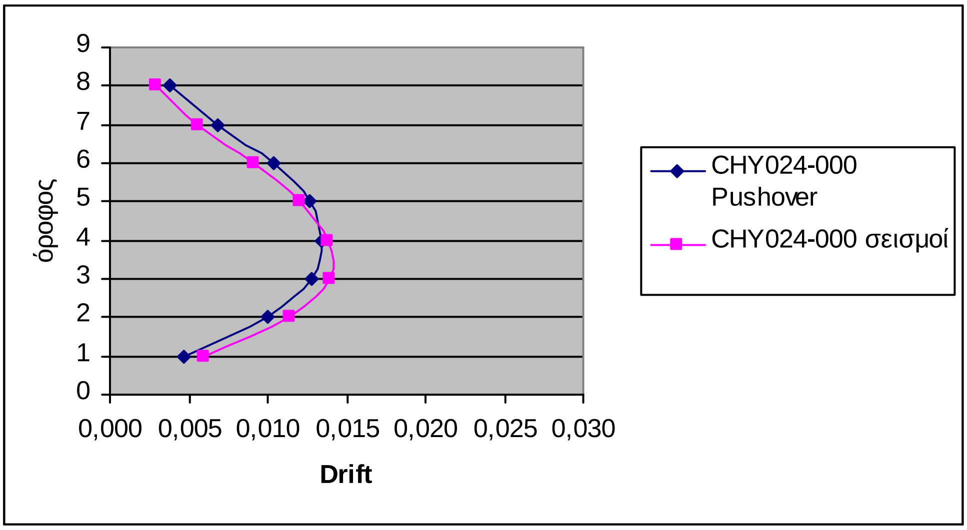
Σχέδιο 7.11.8 Σύγκριση των Drift για τον σεισμό SITE1-280 μ=1,408 T*/Tp=0,427



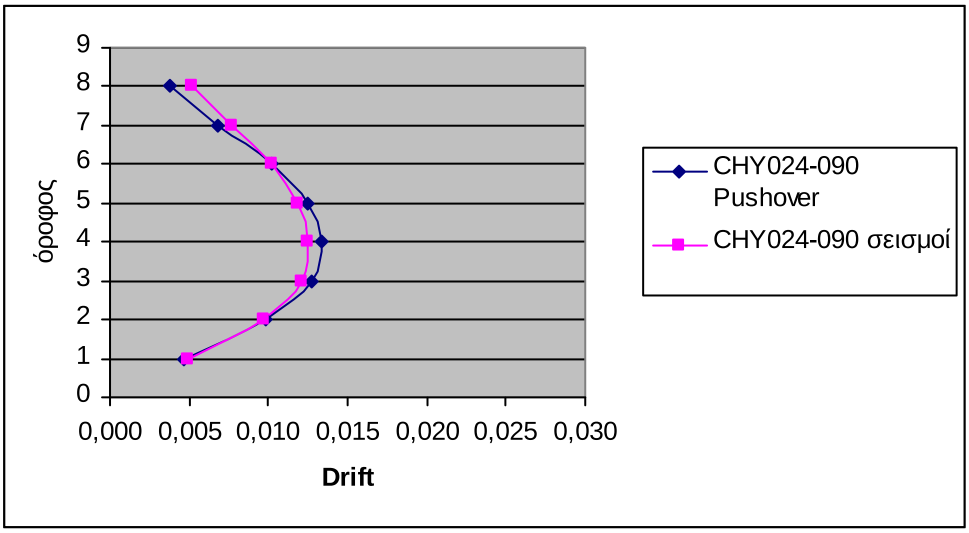
Σχέδιο 7.11.9 Σύγκριση των Drift για τον σεισμό G01-000 μ=0,818 T*/Tp=0,414



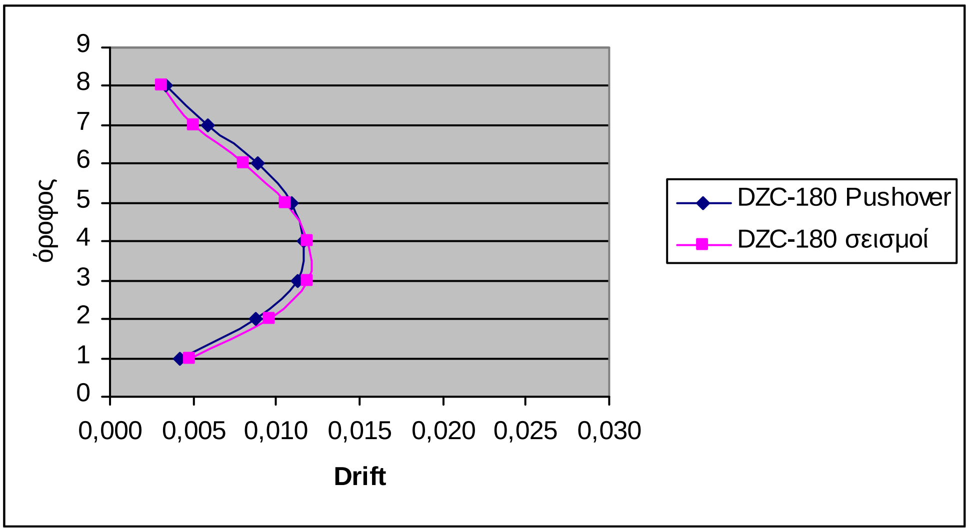
Σχέδιο 7.11.10 Σύγκριση των Drift για τον σεισμό SVG-000 μ=2,079 T*/Tp=0,503



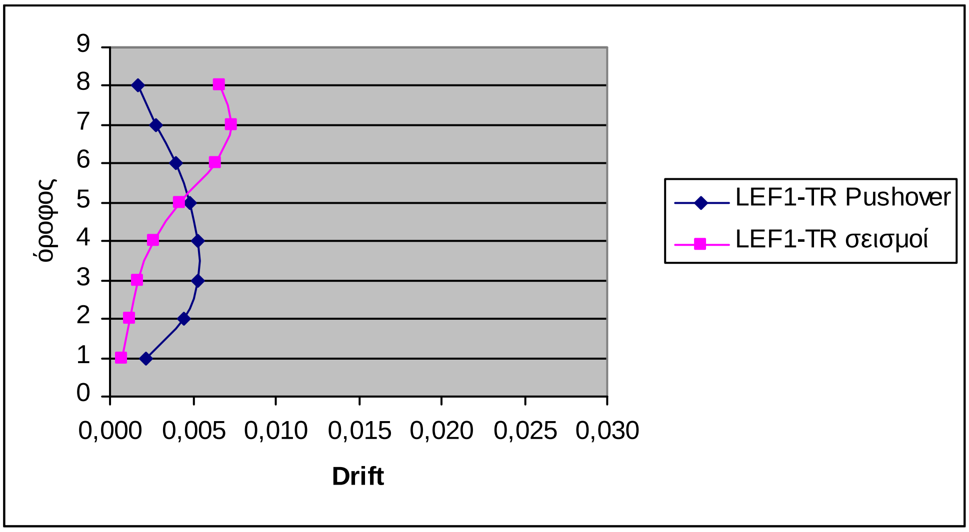
Σχέδιο 7.11.11 Σύγκριση των Drift για τον σεισμό CHY024-000 μ=1,931 T*/Tp=0,283



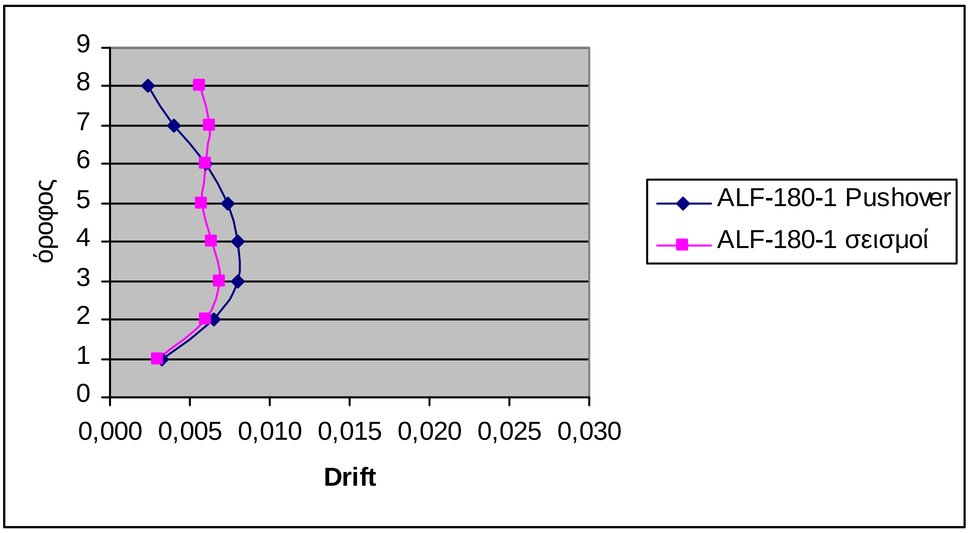
Σχέδιο 7.11.12 Σύγκριση των Drift για τον σεισμό CHY024-090 μ=1,915 T*/Tp=0,354



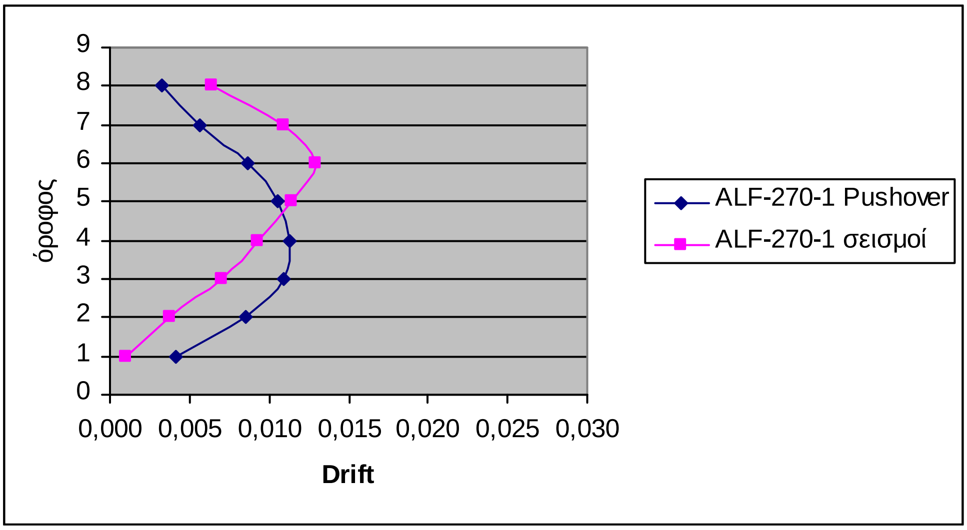
Σχέδιο 7.11.13 Σύγκριση των Drift για τον σεισμό DZC-180 μ=1,678 T*/Tp=0,265



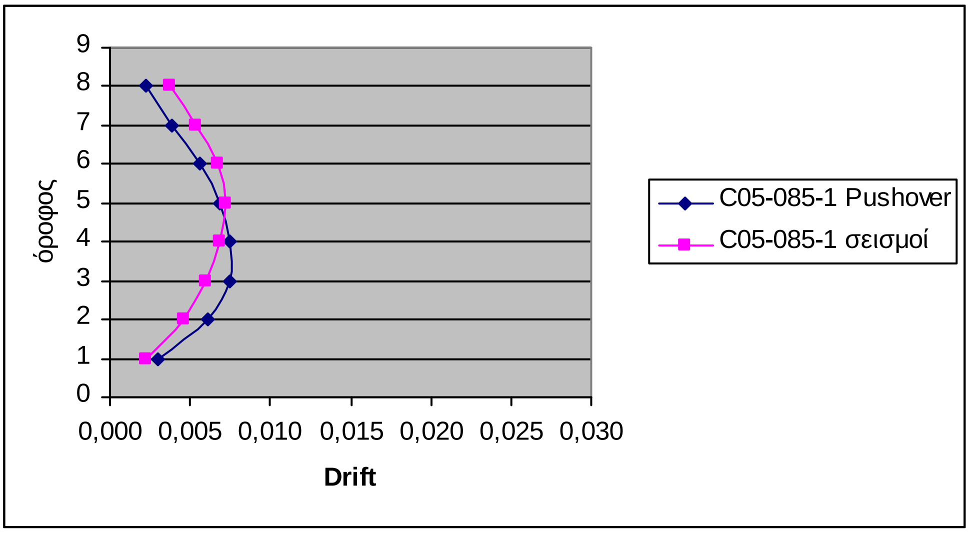
Σχέδιο 7.11.14 Σύγκριση των Drift για τον σεισμό LEF1-TR μ=0,803 T*/Tp=2,760



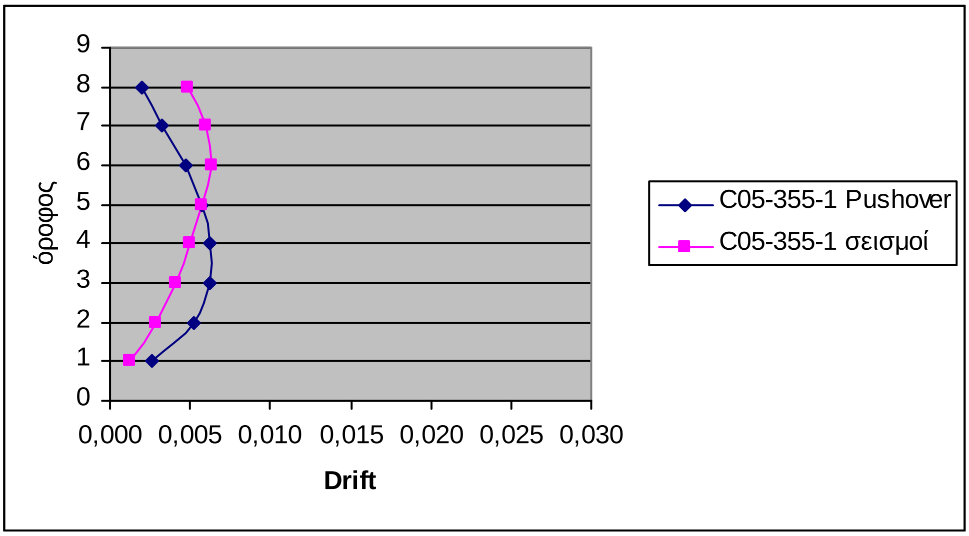
Σχέδιο 7.11.15 Σύγκριση των Drift για τον σεισμό ALF-180-1 μ=1,185 T*/Tp=1,682



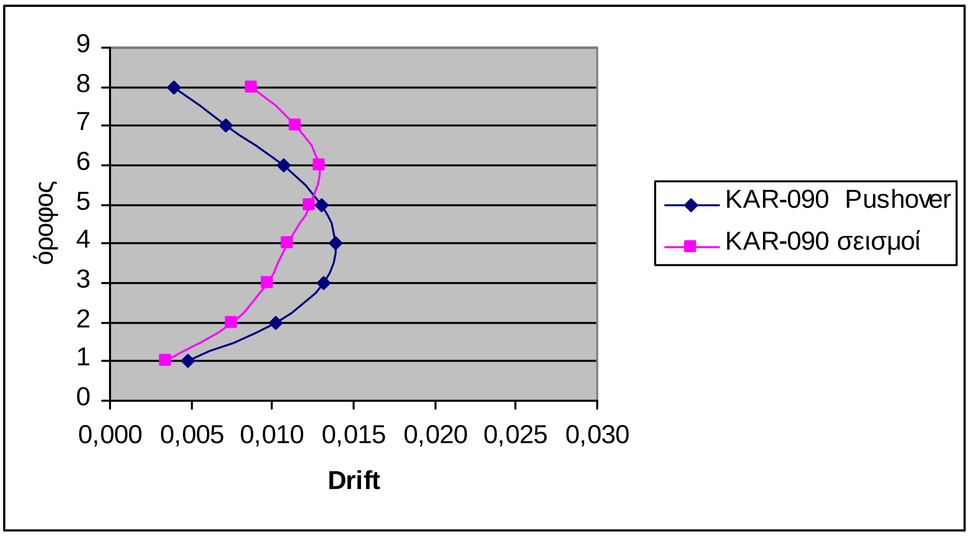
Σχέδιο 7.11.16 Σύγκριση των Drift για τον σεισμό ALF-270-1 μ=1,634 T*/Tp=1,084



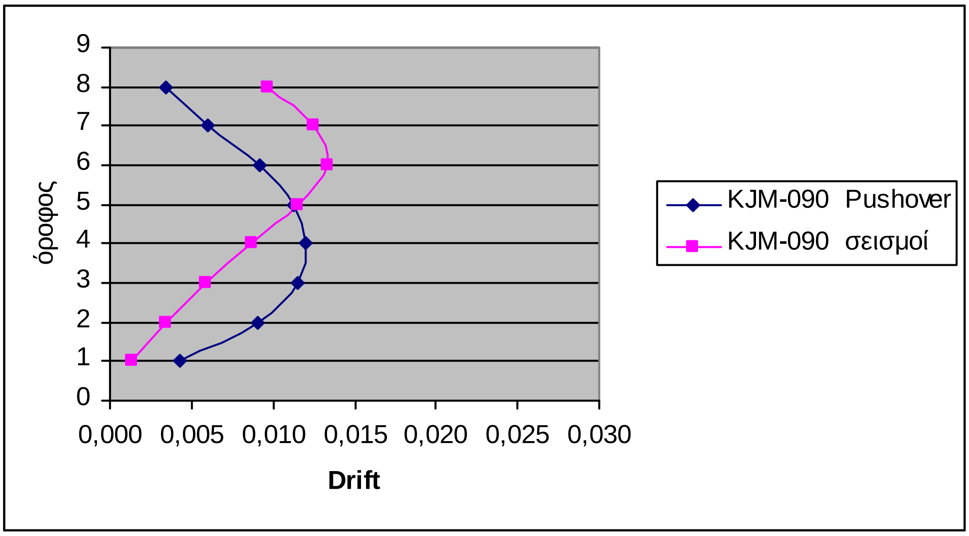
Σχέδιο 7.11.17 Σύγκριση των Drift για τον σεισμό C05-085-1 μ=1,105 T*/Tp=0,697



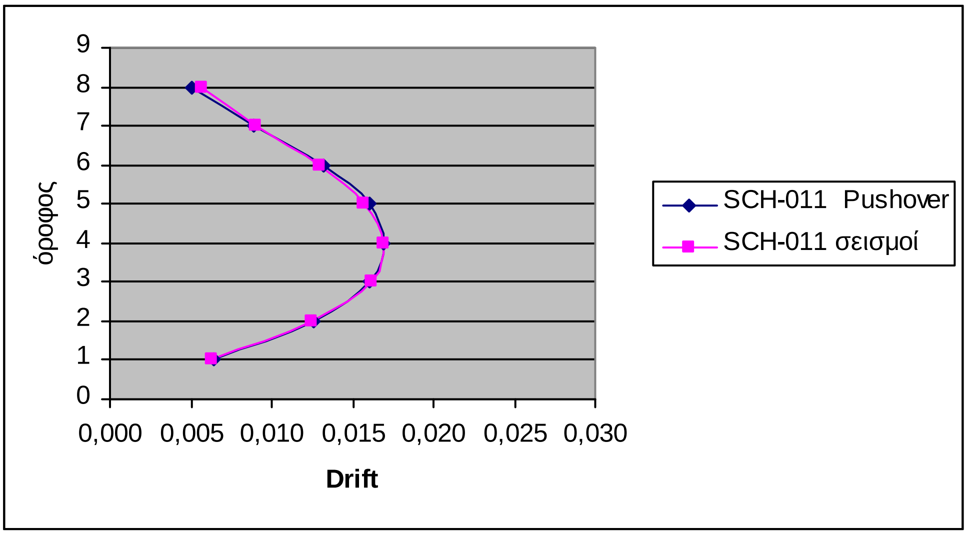
Σχέδιο 7.11.18 Σύγκριση των Drift για τον σεισμό C05-355-1 μ=0,935 T*/Tp=0,697



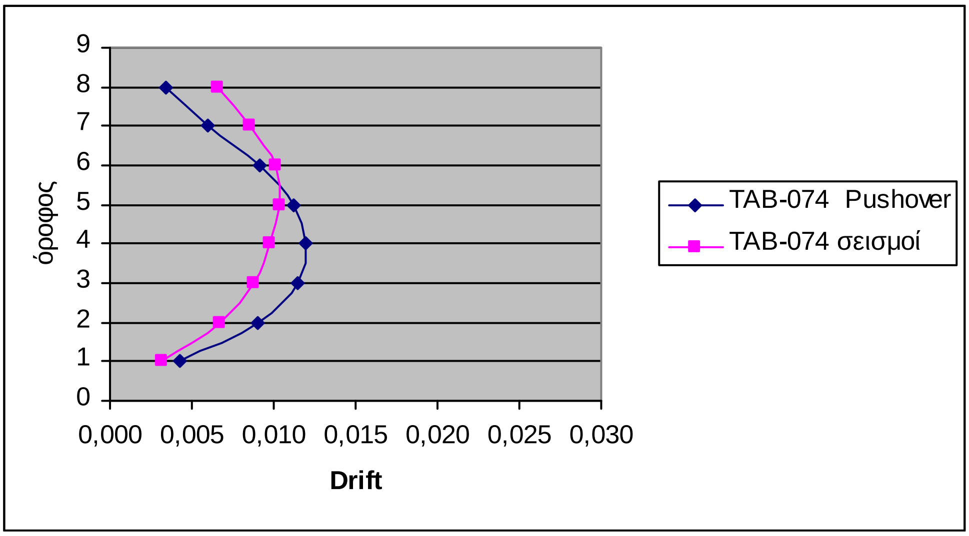
Σχέδιο 7.11.19 Σύγκριση των Drift για τον σεισμό KAR-090 μ=1,998 T*/Tp=0,357



Σχέδιο 7.11.20 Σύγκριση των Drift για τον σεισμό KJM-090 μ=1,731 T*/Tp=0,456

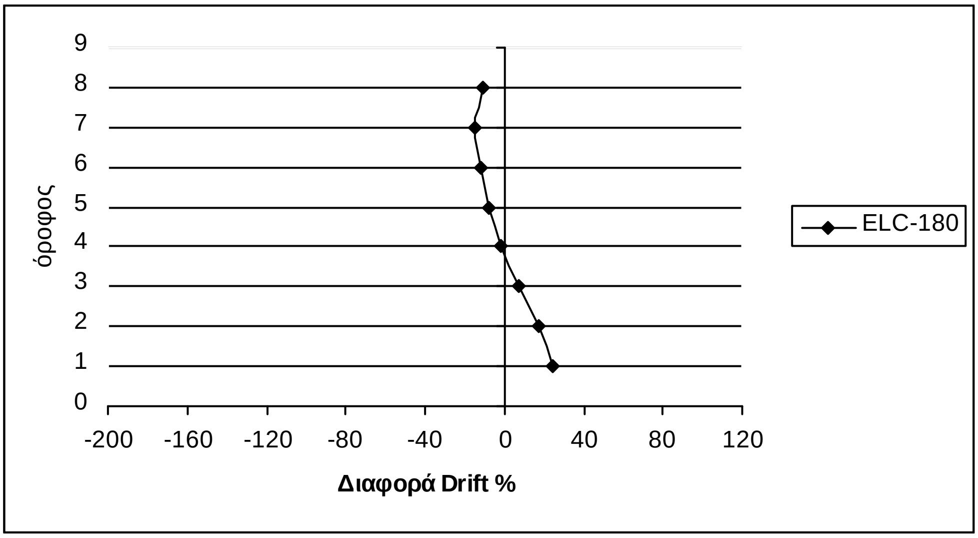


Σχέδιο 7.11.21 Σύγκριση των Drift για τον σεισμό SCH-011 μ=2,465 T*/Tp=0,483

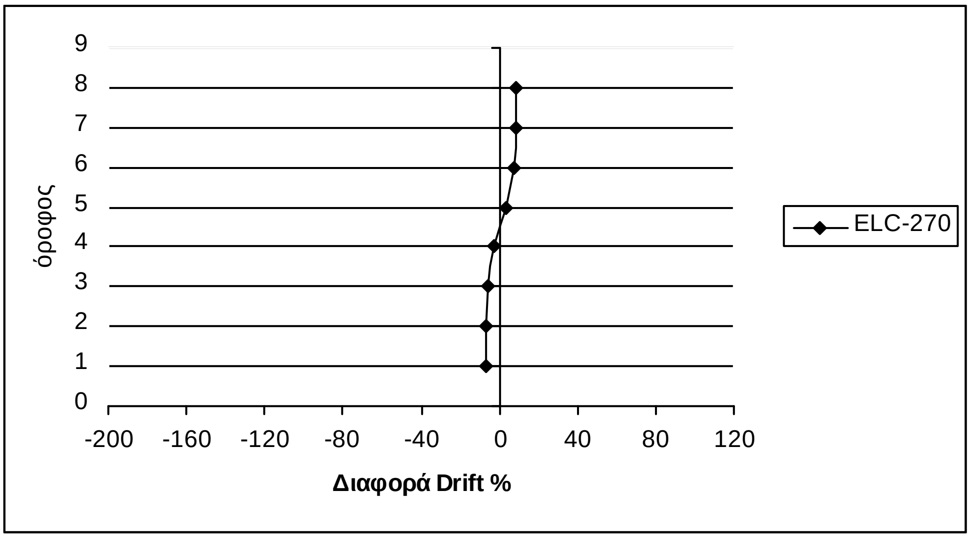


Σχέδιο 7.11.22 Σύγκριση των Drift για τον σεισμό TAB-074 μ=1,718 T*/Tp=0,277

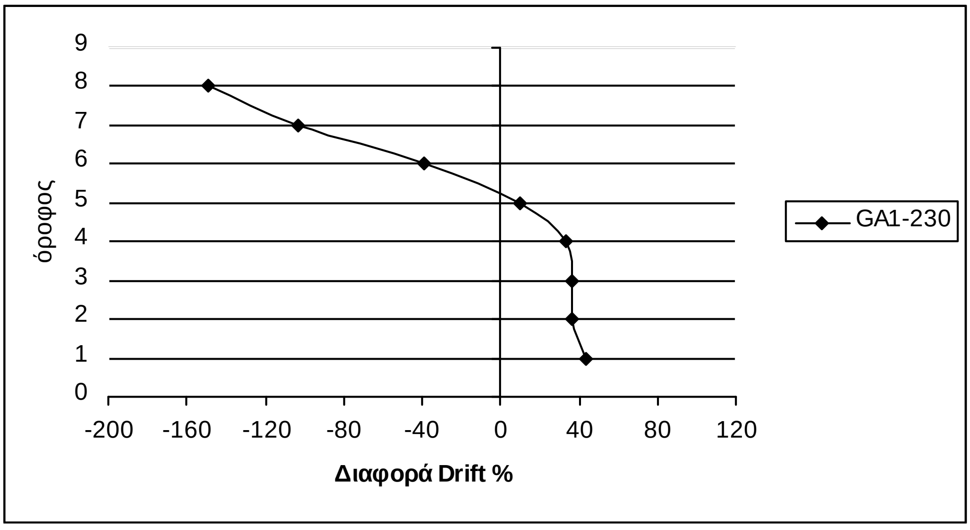
Στα σχέδια 7.12.1 έως 7.12.22 παρουσιάζονται σε ποσοστό οι διαφορές των δύο καμπύλων των σχεδίων 7.11.1 έως 7.11.22 έχοντας ως βάση την καμπύλη Pushover.



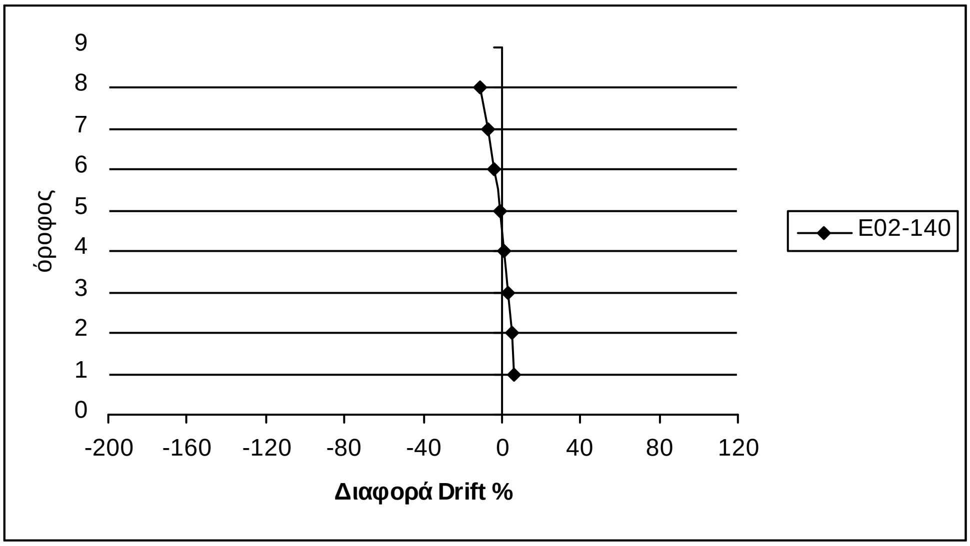
Σχέδιο 7.12.1 Ποσοστιαία διαφορά των Drift για τον σεισμό ELC-180 μ=1,995 T*/Tp=0,605



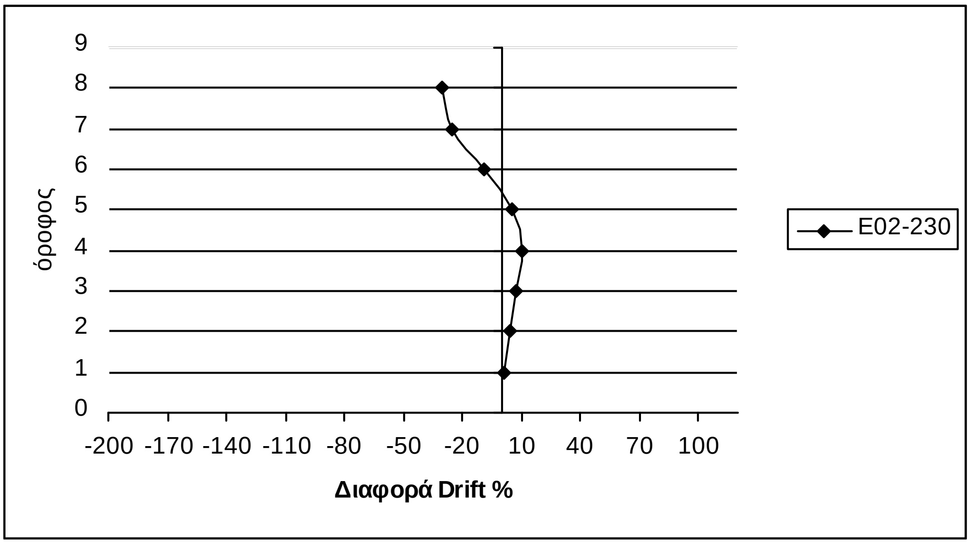
Σχέδιο 7.12.2 Ποσοστιαία διαφορά των Drift για τον σεισμό ELC-270 μ=1,387 T*/Tp=0,274



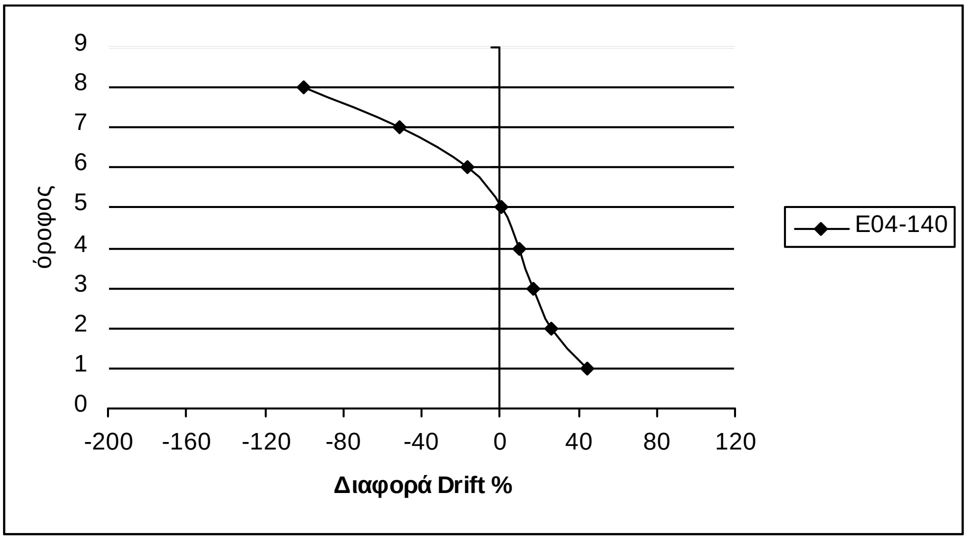
Σχέδιο 7.12.3 Ποσοστιαία διαφορά των Drift για τον σεισμό GA1-230 μ=1,377 T*/Tp=0,690



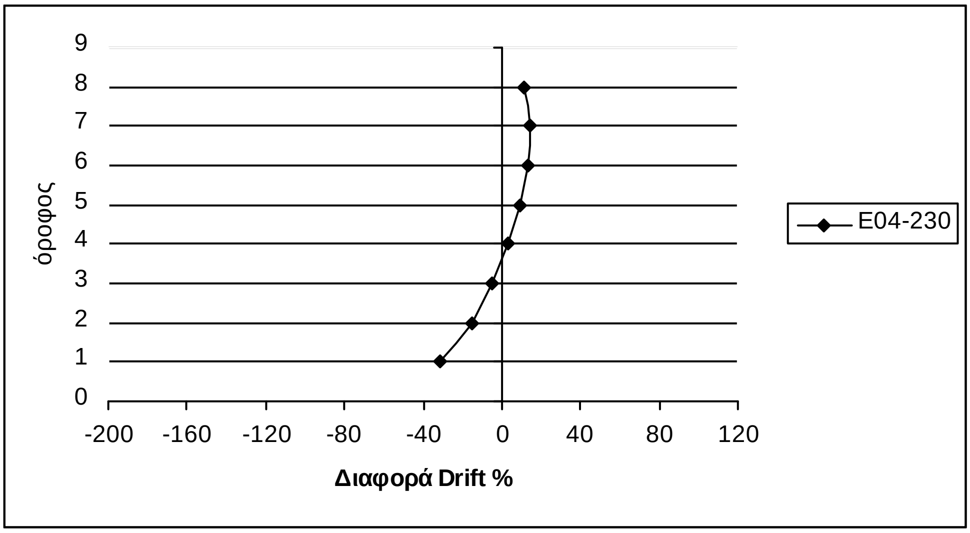
Σχέδιο 7.12.4 Ποσοστιαία διαφορά των Drift για τον σεισμό E02-140 μ=1,272 T*/Tp=0,732



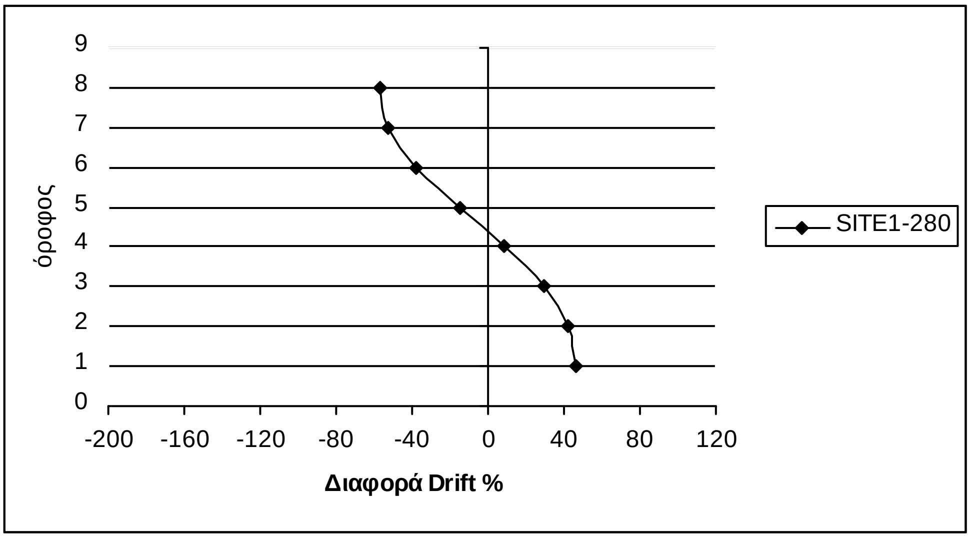
Σχέδιο 7.12.5 Ποσοστιαία διαφορά των Drift για τον σεισμό E02-230 μ=1,172 T*/Tp=0,318



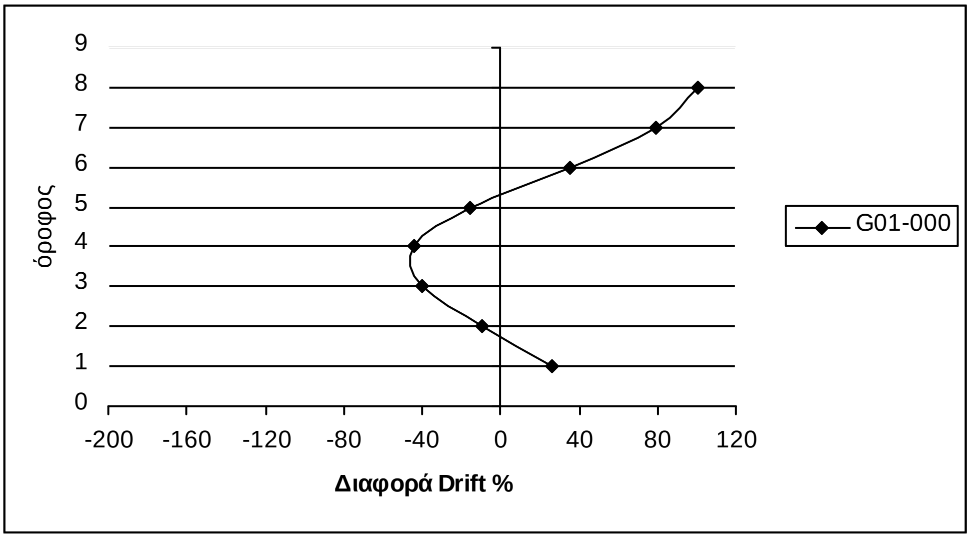
Σχέδιο 7.12.6 Ποσοστιαία διαφορά των Drift για τον σεισμό E04-140 μ=3,254 T*/Tp=0,710



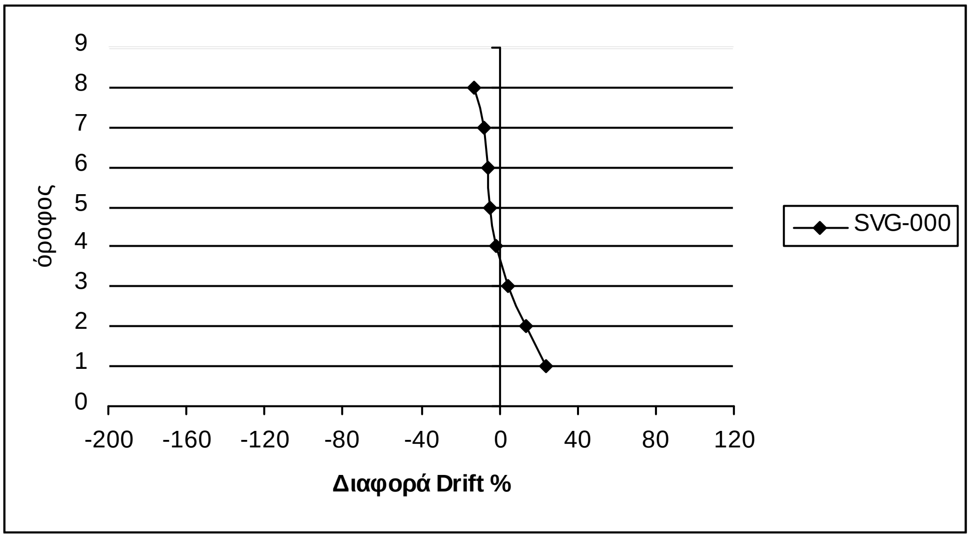
Σχέδιο 7.12.7 Ποσοστιαία διαφορά των Drift για τον σεισμό E04-230 μ=3,223 T*/Tp=0,360



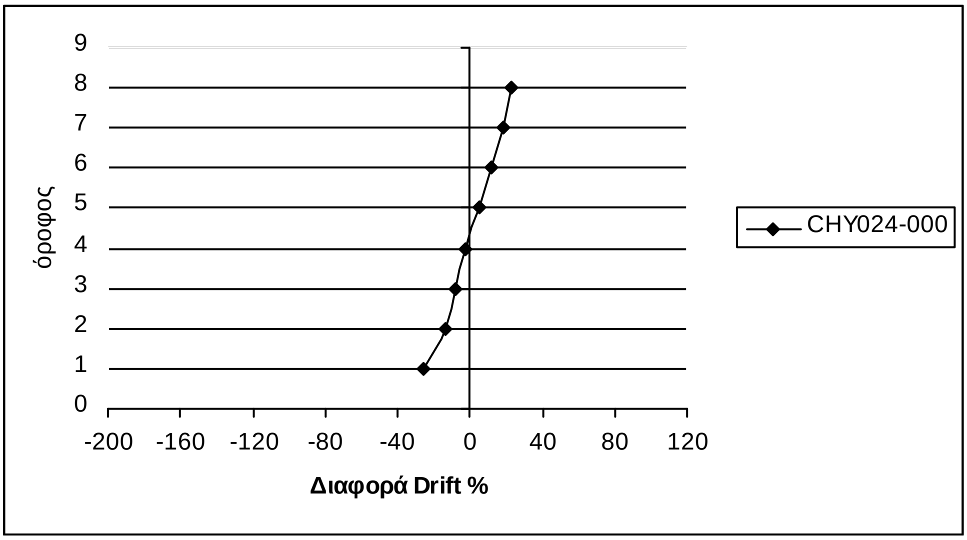
Σχέδιο 7.12.8 Ποσοστιαία διαφορά των Drift για τον σεισμό SITE1-280 μ=1,408 T*/Tp=0,427



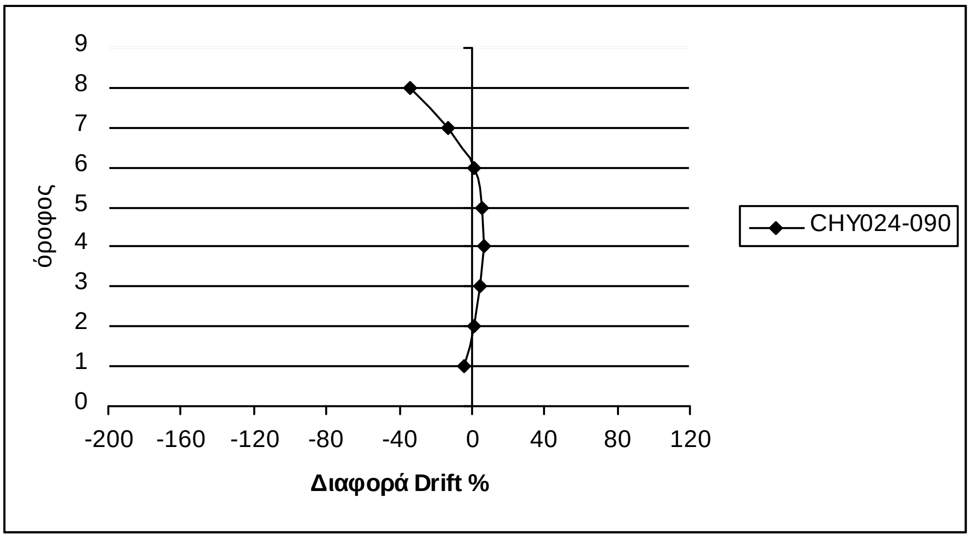
Σχέδιο 7.12.9 Ποσοστιαία διαφορά των Drift για τον σεισμό G01-000 μ=0,818 T*/Tp=0,414



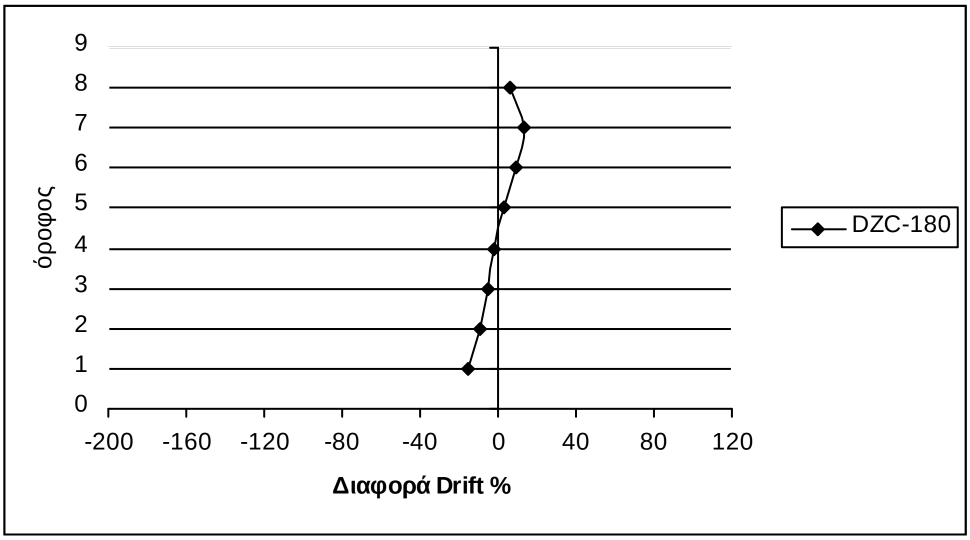
Σχέδιο 7.12.10 Ποσοστιαία διαφορά των Drift για τον σεισμό SVG-000 μ=2,079 T*/Tp=0,503



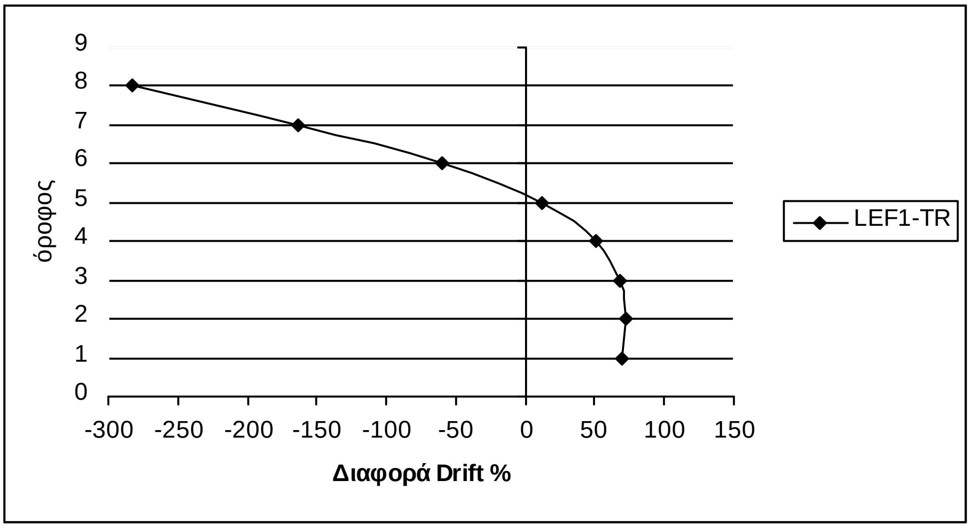
Σχέδιο 7.12.11 Ποσοστιαία διαφορά των Drift για τον σεισμό CHY024-000 μ=1,931 T*/Tp=0,283



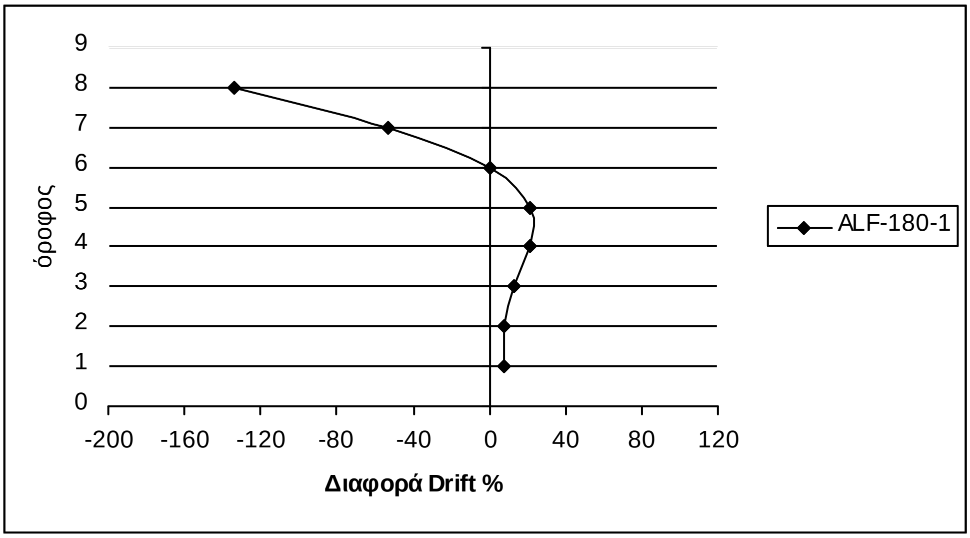
Σχέδιο 7.12.12 Ποσοστιαία διαφορά των Drift για τον σεισμό CHY024-090 μ=1,915 T*/Tp=0,354



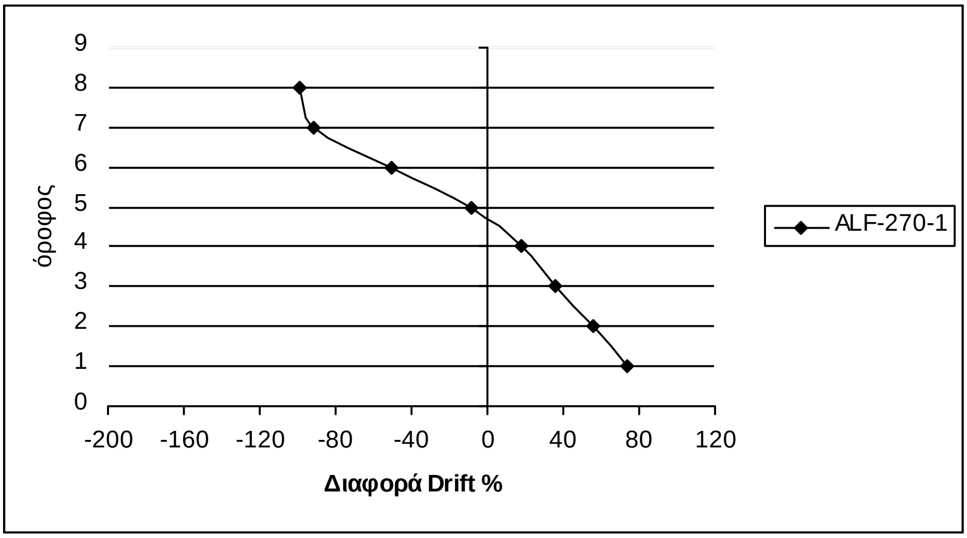
Σχέδιο 7.12.13 Ποσοστιαία διαφορά των Drift για τον σεισμό DZC-180 μ=1,678 T*/Tp=0,265



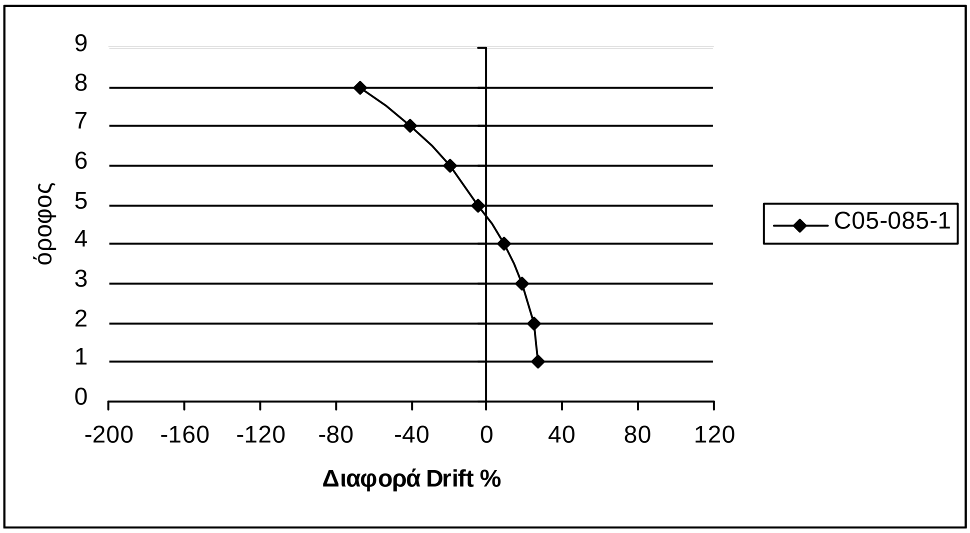
Σχέδιο 7.12.14 Ποσοστιαία διαφορά των Drift για τον σεισμό LEF1-TR μ=0,803 T*/Tp=2,760



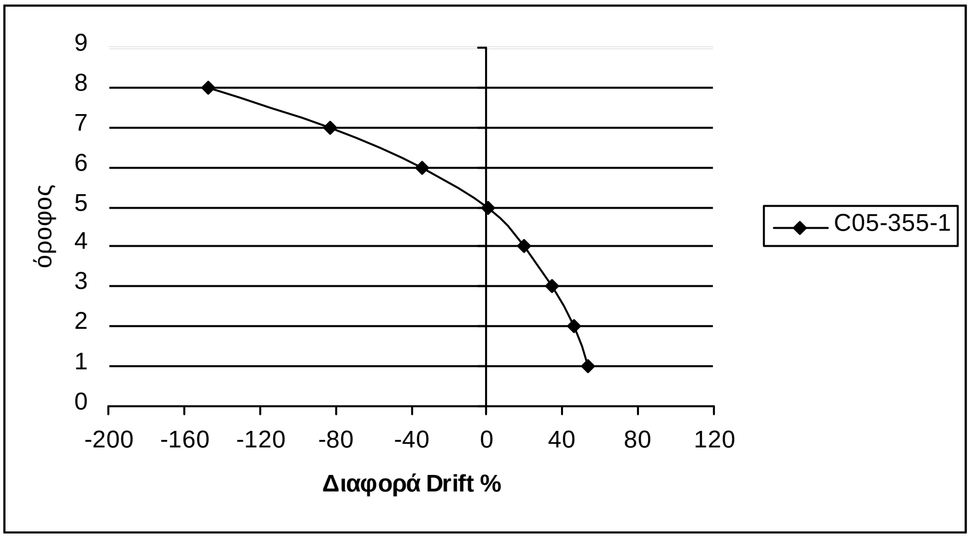
Σχέδιο 7.12.15 Ποσοστιαία διαφορά των Drift για τον σεισμό ALF-180-1 μ=1,185 T*/Tp=1,682



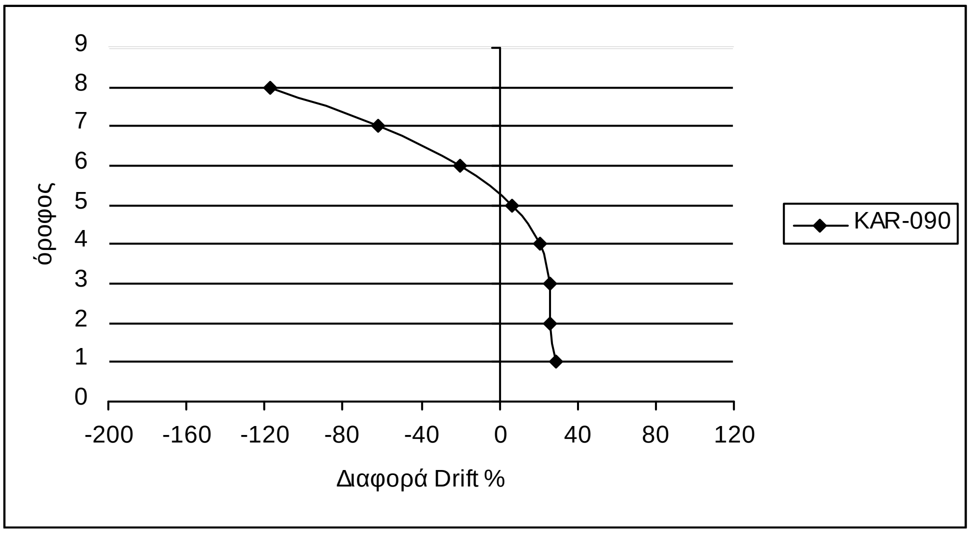
Σχέδιο 7.12.16 Ποσοστιαία διαφορά των Drift για τον σεισμό ALF-270-1 μ=1,634 T*/Tp=1,084



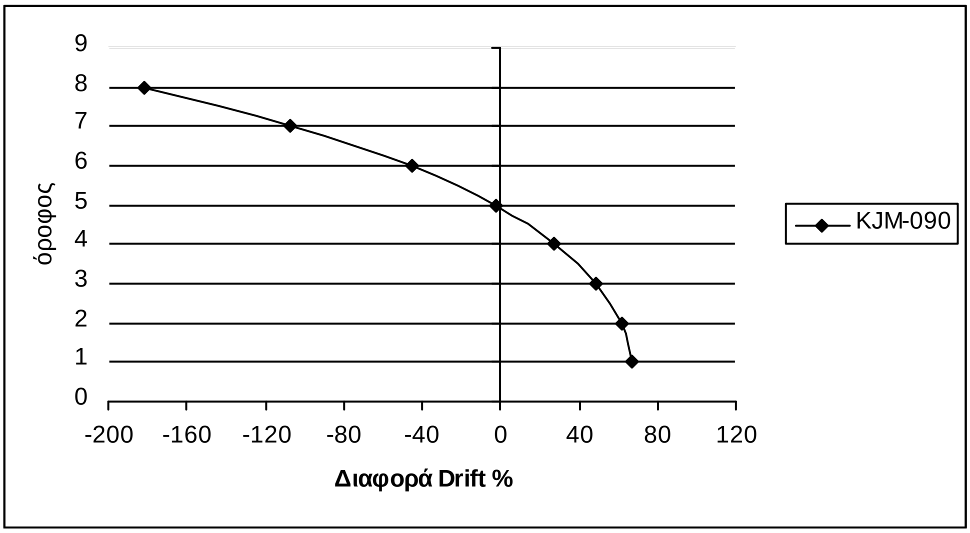
Σχέδιο 7.12.17 Ποσοστιαία διαφορά των Drift για τον σεισμό C05-085-1 μ=1,105 T*/Tp=0,697



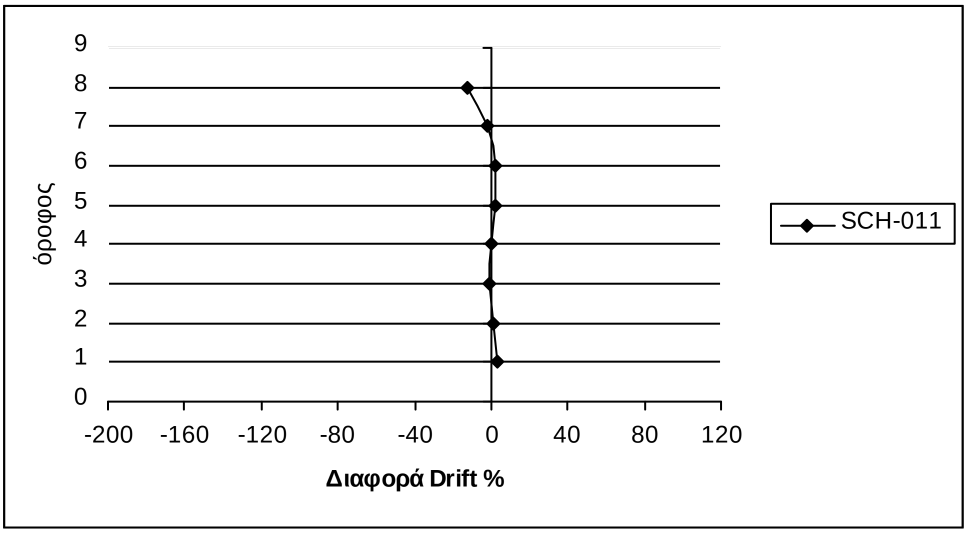
Σχέδιο 7.12.18 Ποσοστιαία διαφορά των Drift για τον σεισμό C05-355-1 μ=0,935 T*/Tp=0,697



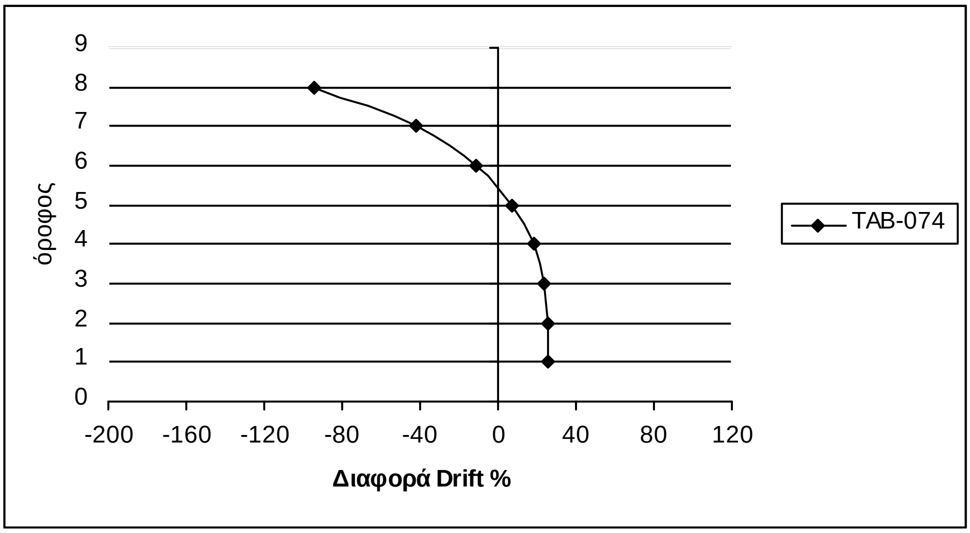
Σχέδιο 7.12.19 Ποσοστιαία διαφορά των Drift για τον σεισμό KAR-090 μ=1,998 T*/Tp=0,357



Σχέδιο 7.12.20 Ποσοστιαία διαφορά των Drift για τον σεισμό KJM-090 μ=1,731 T*/Tp=0,456



Σχέδιο 7.12.21 Ποσοστιαία διαφορά των Drift για τον σεισμό SCH-011 μ=2,465 T*/Tp=0,483



Σχέδιο 7.12.22 Ποσοστιαία διαφορά των Drift για τον σεισμό TAB-074 μ=1,718 T*/Tp=0,277

8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Όπως φαίνεται στα διαγράμματα σύγκρισης των λόγων μ/qd και T/Tp, αρχικά για τους σεισμούς με μοναδιαίο συντελεστή και έπειτα για τους προσαυξημένους σεισμούς (σχέδια 7.5 σελ. 105 και 7.7 σελ. 107 αντίστοιχα), η νοητή καμπύλη που σχηματίζουν τα σημεία των προσαυξημένων σεισμών πλησιάζει περισσότερο στην αναμενόμενη μορφή, η οποία φαίνεται στα σχέδια 7.9.2 σελ. 109 και 7.9.3 σελ. 110 (σχέση $q_d = (2\cdot\mu - 1)^{0.5}$ και ‘μ’ μέσω της μεθόδου Ν2 αντίστοιχα). Αυτό τονίζει τον ρόλο που παίζει η πλαστιμότητα που αναπτύσσεται σε κάθε σεισμό (όσο μεγαλύτερη η πλαστιμότητα τόσο πιο καλή σύγκλιση έχουμε), για την εγκυρότητα των αποτελεσμάτων που αναμένονται από τη μέθοδο Ν2 και από τις σχέσεις που συνδέουν την πλαστιμότητα ‘μ’ με τον συντελεστή συμπεριφοράς qd ανάλογα με τον λόγο T/Tp. Χαρακτηριστικά αναφέρουμε τους σεισμούς E04-140 και ELC-180 οι οποίοι παρουσιάζουν σημαντικά αυξημένη πλαστιμότητα, άρα και λόγο μ/qd πιο κοντά στον αναμενόμενο, όταν προσαυξηθούν (βλ. πίνακα 7.4 σελ. 104, 7.6 σελ. 106 και 7.8 σελ. 108).

Με βάση τα παραπάνω αναμένουμε σε σεισμούς που παρουσιάζουν μικρή πλαστιμότητα να υπάρχει μεγάλη διαφορά των αποτελεσμάτων. Αυτό επιβεβαιώνεται στις περισσότερες περιπτώσεις, χαρακτηριστικότερες των οποίων είναι οι σεισμοί: E02-140 και ALF-270 οι οποίοι παρουσιάζουν μικρή πλαστιμότητα και τα αποτελέσματά τους απέχουν αρκετά από τα αναμενόμενα (βλ. πίνακα 7.4 σελ. 104, 7.6 σελ. 106 και 7.8 σελ. 108).

Παρόλα αυτά, ενδιαφέρον παρουσιάζουν κάποιες περιπτώσεις οι οποίες αναιρούν την παραπάνω πρόταση, δηλαδή υπάρχουν σεισμοί οι οποίοι εμφανίζουν αυξημένη (συγκριτικά με άλλους) πλαστιμότητα αλλά τα αποτελέσματά τους διαφέρουν αρκετά από τα αναμενόμενα και συγκεκριμένα από αυτά της μεθόδου Ν2. Οι περισσότερες από αυτές τις περιπτώσεις εμφανίζουν συμμετοχή της 2ης ιδιομορφής στην ταλάντωση κάτι που φαίνεται από τα διαγράμματα σύγκρισης των μετακινήσεων, για τους σεισμούς και για την Pushover (η οποία έχει προκύψει για φόρτιση σύμφωνα με την πρώτη κανονική μορφή ταλάντωσης). Αντιπροσωπευτικά παραδείγματα της παραπάνω πρότασης είναι οι σεισμοί: ALF-270, KAR-090 και TAB-074 (βλ. σχέδια 7.10.16 σελ. 116, 7.10.19 σελ. 117, 7.10.22 σελ. 118).

Η συμμετοχή της 2ης ιδιομορφής είναι έντονη σε σεισμούς των οποίων, ο παλμός δεν είναι καθαρός και εμφανίζουν στο ελαστικό φάσμα μετακινήσεων τοπικά μέγιστα για περιόδους κοντά στην περίοδο της 2ης κανονικής μορφής ταλάντωσης ($T_2 \approx 0.448$ sec.). Παραδείγματα τέτοιων σεισμών είναι: ALF-180, ALF-270, KAR-090 (βλ. σχέδια 6.15.3 σελ. 57, 6.16.3 σελ. 59, 6.19.3 σελ. 63).

Χαρακτηριστική περίπτωση της παραπάνω πρότασης είναι σεισμοί οι οποίοι έχουν περίοδο παλμού κοντά στην περίοδο της δεύτερης κανονικής μορφής ταλάντωσης, οπότε και οι αποκλίσεις των μετακινήσεων των ορόφων κατά την σεισμική διέγερση, σε σύγκριση με αυτές της Pushover, είναι μεγάλες. Οι σεισμοί που εμφανίζουν τις δύο μικρότερες περιόδους παλμού είναι οι: LEF1-TR και ALF-180 με Tp=0.53 sec. και Tp=0.87 sec. αντίστοιχα (κοντά στην $T_2 \approx 0.448$ sec.). Η συμμετοχή της 2ης γίνεται αντιληπτή μέσω των διαγραμμάτων 7.10.14 σελ. 115 και 7.10.15 σελ. 115.

Αξίζει να αναφερθεί ότι παρότι ο σεισμός ALF-180 έχει λίγο μεγαλύτερη πλαστιμότητα από τον σεισμό LEF1-TR (βλ. σχέδια 7.10.14 σελ. 115 και 7.10.15 σελ. 115), οι αποκλίσεις των μετακινήσεων είναι σημαντικά μεγαλύτερες στην περίπτωση του σεισμού LEF1-TR κάτι που επιβεβεώνει την σπουδαιότητα της εμφάνισης περιόδου παλμού κοντά στην περίοδο της 2ης ιδιομορφής.

Συμπέρασμα όλων των παραπάνω είναι ότι προκειμένου η μέθοδος Ν2 να δώσει αξιόπιστα αποτελέσματα σε σεισμούς κοντινού πεδίου, απαιτούνται αυξημένες τιμές πλαστιμότητας (3.00 και άνω), κάτι που αποτελεί αναγκαία αλλά όχι ικανή συνθήκη. Εκτός της αυξημένης πλαστιμότητας απαιτείται ο παλμός να είναι καθαρός, δηλαδή το ελαστικό φάσμα μετακινήσεων να μην παρουσιάζει (σημαντικά) τοπικά μέγιστα σε περιόδους μακριά από την δεσπόζουσα περίοδο του φάσματος μετακινήσεων, (περίοδος του παλμού) και ειδικά κοντά στην περίοδο της 2ης ιδιομορφής (αφού τότε στην ταλάντωση θα συμμετέχει και η δεύτερη ιδιομορφή). Ακραία περίπτωση της παραπάνω πρότασης αποτελεί το ενδεχόμενο η ίδια η περίοδος του παλμού να είναι πολύ κοντά στην περίοδο της δεύτερης ιδιομορφής, οπότε τα αποτελέσματα διαφέρουν σημαντικά από τα αναμενόμενα.

9. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. **Ιωάννης Ψυχάρης**, "Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας ΄Σημειώσεις για το μάθημα 9ου εξαμήνου Αντισειμική τεχνολογία 2΄".
2. **Ιωάννης Ταφλαμπάς** και **Ιωάννης Ψυχάρης**, "Διερεύνηση της επιρροής των χαρακτηριστικών της σεισμικής δόνησης στην ανελαστική συμπεριφορά μονοβάθμιων ταλαντωτών".
3. **Π.Γ. Καρύδης**, **Ι.Μ. Ταφλαμπάς**, "Ε.Μ.Π. Τεχνική σεισμολογία ΄Παραδόσεις 2006-2007΄".
4. **Matjaz Dolsek** and **Peter Fajfar,** ''Inelastic spectra for infilled reinforced concrete frames''.
5. **Peter Fajfar** and **Peter Gaspersic, ''**The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings''.
6. **Αλεξάκης Χαράλαμπος** "Ενίσχυση φορέων οπλισμένου σκυροδέματος με μεταλλικούς δικτυωτούς συνδέσμους. Εφαρμογή Pushover ανάλυσης (Η/Υ) για την περιγραφή της συμπεριφοράς τους σε σεισμό".
7. FEMA 356 chapter 2
8. SAP2000 manual