



Διπλωματική εργασία:

**Ρευστοποίηση εδάφους και δυναμική αλληλεπίδραση
εδάφους-κατασκευής**



Εκπόνηση:

Βαζούρας Πολυνίκης

Επιβλέπων Καθηγητής:

Ντακούλας Παναγιώτης

Επίκουρος Καθηγητής



**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ & ΚΕΝΤΡΟ ΠΛΗΡΟΦΟΡΗΣΗΣ
ΕΙΔΙΚΗ ΣΥΛΛΟΓΗ «ΓΚΡΙΖΑ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ»**

Αριθ. Εισ.: 3513/1
Ημερ. Εισ.: 28-09-2007
Δωρεά: Συγγραφέα
Ταξιθετικός Κωδικός: ΠΤ – ΠΜ
2005
ΒΑΖ



Διπλωματική εργασία:

**Ρευστοποίηση εδάφους και δυναμική αλληλεπίδραση
εδάφους-κατασκευής**

Εκπόνηση:

Βαζούρας Πολυνίκης

Επιβλέπων Καθηγητής:

Ντακούλας Παναγιώτης

Επίκουρος Καθηγητής

Συνεπιβλέποντες Καθηγητές:

Γιαννακόπουλος Αντώνης

Αναπληρωτής Καθηγητής

Κωμοδρόμος Αιμίλιος

Επίκουρος Καθηγητής

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Κρίνεται απαραίτητο να εκφραστούν ευχαριστίες σε όλους όσους συνέβαλαν στην ολοκλήρωση της μελέτης αυτής, προσφέροντας τον πολύτιμο χρόνο τους, την πείρα και την γνώση τους.

Ιδιαίτερα θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή μου κ. Παναγιώτη Ντακούλα επίκουρο καθηγητή του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας για την καθοδήγηση, επίβλεψη και αμέριστη βοήθεια που προσέφερε καθ' όλη την διάρκεια της εκπόνησης αυτής της διπλωματικής εργασίας καθώς επίσης τον αναπληρωτή καθηγητή κ. Αντώνη Γιαννακόπουλο και τον επίκουρο καθηγητή κ. Αιμίλιο Κωμοδρόμο για το ενδιαφέρον τους και τον χρόνο που διέθεσαν για την διόρθωση αυτής της εργασίας.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 Ρευστοποίηση

1.1 Το φαινόμενο της ρευστοποίησης	1
1.2 Που εμφανίζεται η ρευστοποίηση.....	7
1.3 Γιατί δημιουργείται η ρευστοποίηση... ..	10
1.4 Αξιολόγηση της δυνατότητας για ρευστοποίηση.. ..	20
1.5 Τρόποι αποφυγής ρευστοποίησης.....	22

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 Αξιολόγηση της δυνατότητας για ρευστοποίηση

2.1 Γενικά.....	25
2.2 Κριτήρια ρευστοποίησης	25
2.3 Μέθοδοι αξιολόγησης της δυνατότητας ρευστοποίησης.....	29
2.4 Μοντελοποίηση ρευστοποίησης με την μέθοδο των ενεργών τάσεων.....	51

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 Περιγραφή του υπεδάφους της Λάρισας

3.1 Γενικά.....	60
3.2 Τεκτονική δομή της ευρύτερης περιοχής.....	61
3.3 Γεωτεχνικά στοιχεία	63
3.4 Γεωσεισμικές ζώνες	71
3.5 Γεωτεχνικές γεωσεισμικές πληροφορίες στην ζώνη 6	73

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 Περιγραφή του υπεδάφους του Βόλου

4.1 Γεωλογία και σεισμικότητα της περιοχής.....	75
4.2 Γεωτεχνικές εργασίες υπαίθρου (κτίριο Πολ. Μηχανικών)	78
4.3 Αξιολόγηση γεωτεχνικής έρευνας	79
4.4 Δυναμικές ιδιότητες των εδαφών....	85

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 Έλεγχος κινδύνου ρευστοποίησης

5.1 Προκαταρκτικός έλεγχος κινδύνου ρευστοποίησης	95
5.2 Αναλυτικός έλεγχος κινδύνου ρευστοποίησης	95

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 Αριθμητική προσομοίωση

6.1 Μέθοδος ανάλυσης	108
6.2 Συνοπτική περιγραφή του κτιρίου	109
6.3 Μοντελοποίηση του φορέα.....	115
6.4 Μοντελοποίηση του εδάφους	117

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης

7.1 Γενικά.....	124
7.2 Σεισμική απόκριση στη Λάρισα	125
ζώνη 6 Γεώτρηση B6-40....	125
ζώνη 6 Γεώτρηση B6-43....	140

ζώνη 6 Γεώτρηση B139..	155
7.3 Σεισμική απόκριση στον Βόλο	169

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8 Παραμετρική ανάλυση

8.1 Εισαγωγή	185
8.2 Σεισμική απόκριση στην ζώνη 6.....	186
8.3 Αποτελέσματα.....	192

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9 Συμπεράσματα

208

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α Σεισμικές διεγέρσεις

211

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β Αναλύσεις δυναμικής αλληλεπίδρασης

<u>εδάφους-κατασκευής</u>	214
Γεώτρηση B10-77..	214
Γεώτρηση B10-53	224
Γεώτρηση B10-56..	234
Γεώτρηση B12-121.....	244
Γεώτρηση B12-131.....	254

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ Αποτελέσματα παραμετρικής ανάλυσης.....

265

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....

322

1. ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗ

1.1 ΤΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΤΗΣ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ

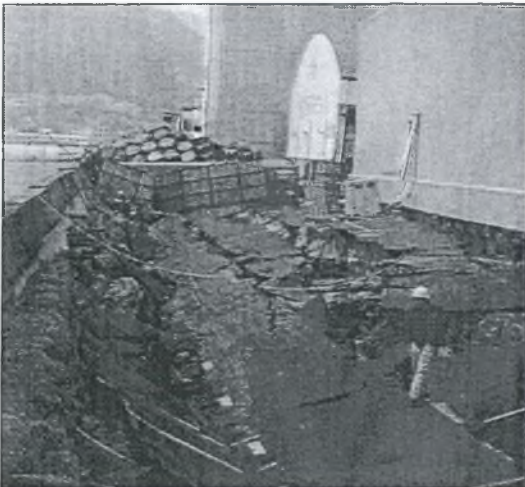
Η ρευστοποίηση είναι ένα φαινόμενο το οποίο εμφανίζεται σε κορεσμένα χαλαρά αμμώδη εδάφη και κατά το οποίο η αντοχή και η δυσκαμψία μειώνεται σημαντικά κατά την διάρκεια μιας σεισμικής δόνησης ή άλλης απότομης φόρτισης. Η ρευστοποίηση του εδάφους είναι υπεύθυνη για τεράστιες καταστροφές σε ιστορικούς σεισμούς που έγιναν σε διάφορα μέρη του κόσμου.

Το φαινόμενο της ρευστοποίησης προκαλείται όταν η πίεση του ύδατος των πόρων αυξάνει σημαντικά. Η αύξηση αυτή της πίεσης του ύδατος πόρων προκαλείται συχνά από σεισμική δόνηση, αλλά και από άλλες δραστηριότητες σχετικές με την κατασκευή ενός έργου, όπως π.χ η ανατίναξη. Όταν δημιουργείται ρευστοποίηση, η αντοχή του εδάφους μειώνεται σημαντικά ή μηδενίζεται με συνέπεια να μειώνεται η ικανότητα του εδάφους να στηρίζει τις θεμελιώσεις κατασκευών (λ.χ. κτιρίων), όπως φαίνεται στην ακόλουθη φωτογραφία των πολώροφων κτιρίων στη πόλη Νιγκάτα κατά τον καταστροφικό σεισμό του 1964.

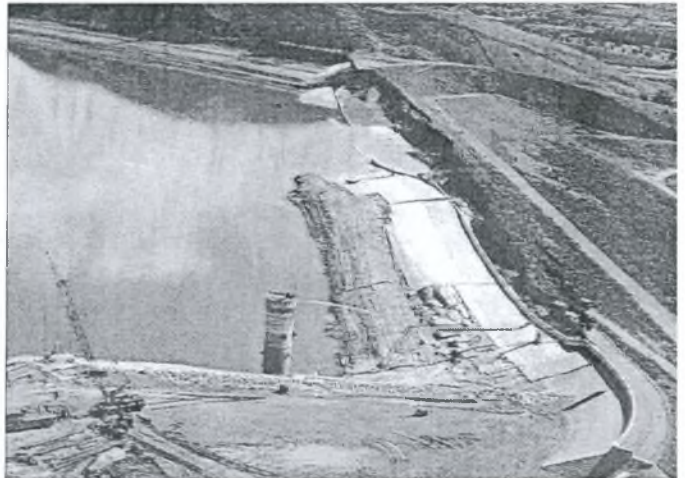


Εικόνα 1.1 Ρευστοποίηση του εδάφους στην πόλη Νιγκάτα από τον καταστροφικό σεισμό του 1964

Το ρευστοποιημένο έδαφος ασκεί επίσης σημαντικές πιέσεις σε τοίχους αντιστήριξης και είναι δυνατόν να τους οδηγήσει σε ολίσθηση και στροφή. Αυτή η μετακίνηση μπορεί να προκαλέσει την διαφορική καθίζηση και πιθανόν καταστροφή των αντιστηριζόμενων κατασκευών. Η αναπτυσσόμενη υπερπίεση μπορεί επίσης να προκαλέσει καθιζήσεις εδάφους και την κατάρρευση των φραγμάτων. Το φράγμα του San Fernando υπέστη κατάρρευση λόγω ρευστοποίησης του ανάντη πρανούς κατά τη διάρκεια του σεισμού του San Fernando, 1971 (Εικόνα 1.3). Ευτυχώς, η κατάντη πλευρά δεν κατέρρευσε, αποτρέποντας με αυτόν τον τρόπο μια βέβαιη καταστροφή των κατοικημένων περιοχών στην κατάντη περιοχή.



Εικόνα 1.2: Καταστροφή αποβάθρας σε λιμάνι της Ιαπωνίας λόγω ρευστοποίησης

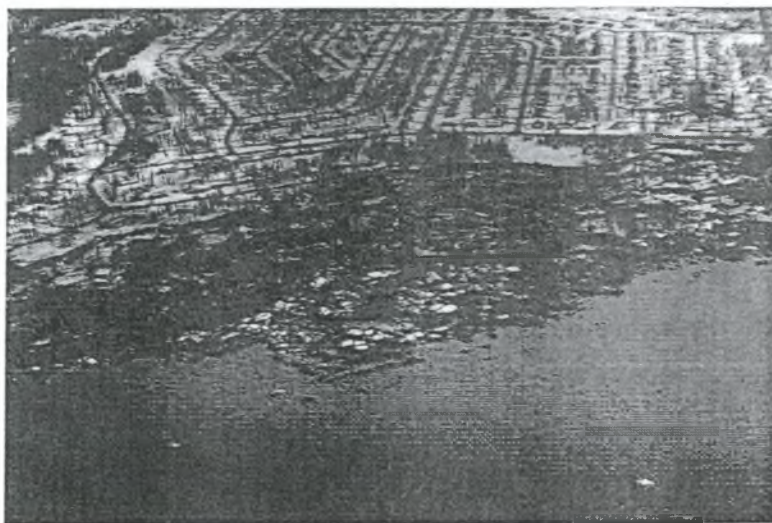


Εικόνα 1.3 : Καταστροφή του φράγματος San Fernando λόγω ρευστοποίησης κατά τον σεισμό του San Fernando, 1971

Στην πράξη, ο όρος ρευστοποίηση έχει χρησιμοποιηθεί για να περιγράψει δύο διαφορετικά αλλά σχετικά φαινόμενα. Επειδή τα φαινόμενα αυτά μπορεί να έχουν παρόμοια αποτελέσματα, είναι συχνά δύσκολο κανείς να τα ξεχωρίσει. Εντούτοις, οι μηχανισμοί που τα προκαλούν είναι διαφορετικοί. Τα φαινόμενα αυτά είναι: (α) ρευστοποίηση με ροή και (β) ρευστοποίηση υπό μορφή ανακυκλικής κινητικότητας (ή ανακυκλικής παραμορφωσιμότητας).

Ρευστοποίηση με ροή (flow liquefaction)

Η ρευστοποίηση με ροή είναι ένα φαινόμενο στο οποίο η ισορροπία καταστρέφεται από τα στατικά ή/και δυναμικά φορτία σε μια εδαφική απόθεση με χαμηλή εναπομένουσα αντοχή. Ως εναπομένουσα αντοχή ορίζεται η αντοχή ενός εδάφους που έχει ρευστοποιηθεί. Η στατική φόρτιση, παραδείγματος χάριν, μπορεί να εφαρμοστεί από οποιαδήποτε κτιριακή η εδαφική κατασκευή που ασκεί πρόσθετες διατμητικές δυνάμεις στο έδαφος. Οι σεισμοί, οι ανατινάξεις, η έμπηξη πασσάλων είναι παραδείγματα δυναμικών φορτίων που θα μπορούσαν να προκαλέσουν ρευστοποίηση με ροή. Οι αστοχίες που προκαλούνται από τη ρευστοποίηση με ροή χαρακτηρίζονται συχνά από μεγάλες και σχετικά απότομες μετακινήσεις και μπορούν να έχουν καταστροφικά αποτελέσματα όπως συνέβη με τα πολυώροφα κτίρια Kawagishi-cho, κατά τη διάρκεια του σεισμού του Νιγκάτα το 1964. Η ολίσθηση των πρανών Turnagain κατά τον σεισμό του 1964 της Αλάσκας, που θεωρείται ότι προκλήθηκε από τη ρευστοποίηση της άμμου σε μία περιοχή έκτασης περίπου 130 στρεμμάτων, είναι ένα ακόμη παράδειγμα ρευστοποίησης με ροή (Εικόνα 1.4).



Εικόνα 1.4: Καταστροφή των πρανών Turnagain (Αλάσκα Η.Π.Α, 1964)

Το φράγμα του Σέφιλντ υπέστη μια αστοχία που προκλήθηκε από τον σεισμό Santa Barbara το 1925 (Εικόνα 1.5). Ένα τμήμα 92 m (από τα 220 m του συνολικού μήκους φράγματος) μετακινήθηκε περίπου 30 m προς τα κάτω. Το φράγμα αποτελούνταν κυρίως από ιλύδεις άμμους και αμμώδεις ιλεις που ανασκάφθηκαν από τον ταμιευτήρα (Seed, 1968)



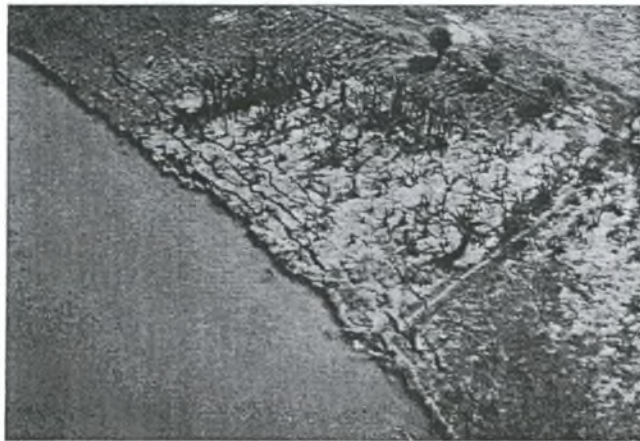
Εικόνα 1.5: Καταστροφή φράγματος του Σέφιλντ κατά τον σεισμό Santa Barbara το 1925

Όπως φαίνεται από τα παραπάνω ιστορικά περιστατικά, οι αστοχίες αυτού του είδους, μπορούν να εμφανιστούν σε αρκετά μεγάλους όγκους υλικού, το οποίο υποβάλλεται σε πολύ μεγάλες μετακινήσεις λόγω των αρχικών στατικών πιέσεων. Τέλος, η διαταραχή που απαιτείται για να προκληθεί η ρευστοποίηση με ροή μπορεί, σε μερικές περιπτώσεις, να είναι πολύ μικρή.

Ανακυκλική κινητικότητα (cyclic mobility)

Η ανακυκλική κινητικότητα είναι ένα είδος ρευστοποίησης, που προκαλείται από ανακυκλική φόρτιση και εμφανίζεται σε εδάφη στα οποία η διατμητική τάση είναι μικρότερη από την αντοχή σταθερής κατάστασης (critical state) του

εδάφους. Οι παραμορφώσεις λόγω της ανακυκλικής κινητικότητας αναπτύσσονται επαυξητικά λόγω των στατικών και δυναμικών τάσεων που επιβάλλονται κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Η πλευρική εξάπλωση (lateral spreading) είναι ένα αποτέλεσμα της ανακυκλικής κινητικότητας που μπορεί να εμφανιστεί σε πρανή με ήπια κλίση κοντά σε ποταμούς και λίμνες. Ο σεισμός της Γουατεμάλα του 1976 προκάλεσε την πλευρική εξάπλωση κατά μήκος του ποταμού Motagua (Εικόνα 1.6).



Εικόνα 1.6: Πλευρική εξάπλωση κατά μήκος του ποταμού Motagua από τον σεισμό της Γουατεμάλα 1976

Η υψηλή πίεση πόρων που προκαλείται από τη ρευστοποίηση (υπερπίεση), μπορεί να προκαλέσει την ροή ή εκτίναξη του νερού προς την επιφάνεια του εδάφους. Αυτή η ροή μπορεί να εμφανιστεί κατά τη διάρκεια, αλλά και μετά από ένα σεισμό. Εάν η ροή αυξάνεται αρκετά γρήγορα, μπορεί να φέρει τους κόκκους της άμμου μέσω των ρωγμών μέχρι την επιφάνεια, όπου εναποτίθενται υπό μορφή “ηφαιστειών” άμμου. Αυτού του είδους το φαινόμενο είναι δυνατόν να παρατηρηθεί σε περιοχές των οποίων τα εδάφη έχουν ρευστοποιηθεί, όπως π.χ στο τμήμα κατά μήκος του Αυτοκινητόδρομου 98 κατά τη διάρκεια του σεισμού El Centro του 1979 (Εικόνα 1.7)



Εικόνα 1.7: Δημιουργία κώνου αμμοιλύος κατά μήκος του Αυτοκινητόδρομου 98 από τον σεισμό του El Centro

1.2 ΠΟΥ ΕΜΦΑΝΙΖΕΤΑΙ Η ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗ

Επειδή η ρευστοποίηση εμφανίζεται μόνο στα κορεσμένα εδάφη, τα αποτελέσματά της παρατηρούνται σε περιοχές κοντά στις οποίες υπάρχει νερό. Η ρευστοποίηση μπορεί να οδηγήσει σε σημαντική ολίσθηση του εδάφους, ή μικρότερων μετακινήσεων στις οποίες εμφανίζεται η δημιουργία εφελκυστικών ρωγμών, όπως εκείνες στις όχθες του ποταμού Motagua μετά από το σεισμό της Γουατεμάλα του 1976.

Οι εγκαταστάσεις λιμένων και αποβαθρών βρίσκονται συχνά σε περιοχές ευαίσθητες στη ρευστοποίηση, και πολλές έχουν υποστεί ζημιές από τη ρευστοποίηση σε προηγούμενους σεισμούς. Οι λιμένες και οι αποβάθρες αποτελούνται από τοίχους αντιστήριξης. Όταν το έδαφος πίσω ή και κάτω από έναν τέτοιο τοίχο ρευστοποιηθεί, η πίεση που ασκείται στον τοίχο μπορεί να αυξηθεί πολύ, έτσι ώστε να αναγκάσει τον τοίχο να ολισθήσει ή και να στραφεί προς την άλλη πλευρά. Τέτοια αστοχία παρατηρήθηκε στις εγκαταστάσεις λιμένων του Kobe, Ιαπωνία στο σεισμό Hyogoken-Nanbu το 1995 προκαλώντας σημαντική ζημία. Οι κατωτέρω φωτογραφίες μαρτυρούν τις καταστροφικές επιπτώσεις της ρευστοποίησης σε τέτοιου είδους περιοχές.

Η ρευστοποίηση επίσης συχνά προκαλεί ζημιές στις γέφυρες που διασχίζουν τους ποταμούς και σε άλλα μέρη στα οποία υπάρχουν κορεσμένα χαλαρά εδάφη. Τέτοιου είδους ζημιές μπορεί να έχουν συνέπειες, με άμεσο αντίκτυπο στην ζωή των πολιτών τόσο βραχυπρόθεσμα (π.χ αδυναμία αντιμετώπισης περιστατικών έκτακτης ανάγκης), όσο και μακροπρόθεσμα προκαλώντας σημαντικές οικονομικές επιπτώσεις.



Εικόνα 1.7: Πλευρική μετατόπιση ενός τοίχου αντιστήριξης, Kobe 1995

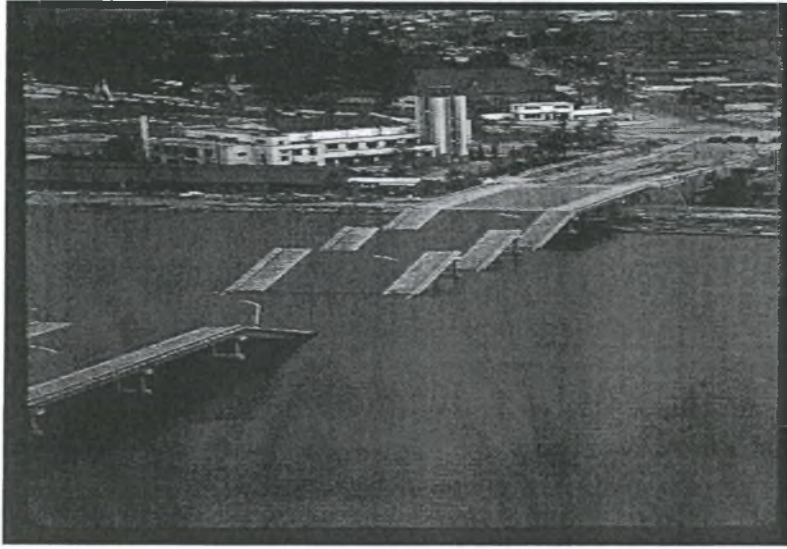


Εικόνα 1.8: Η πλευρική εξάπλωση προκάλεσε την καθίζηση 1,2-2 μέτρων της επιφάνειας με αποτέλεσμα την πλημμύρα αυτής, Kobe 1995

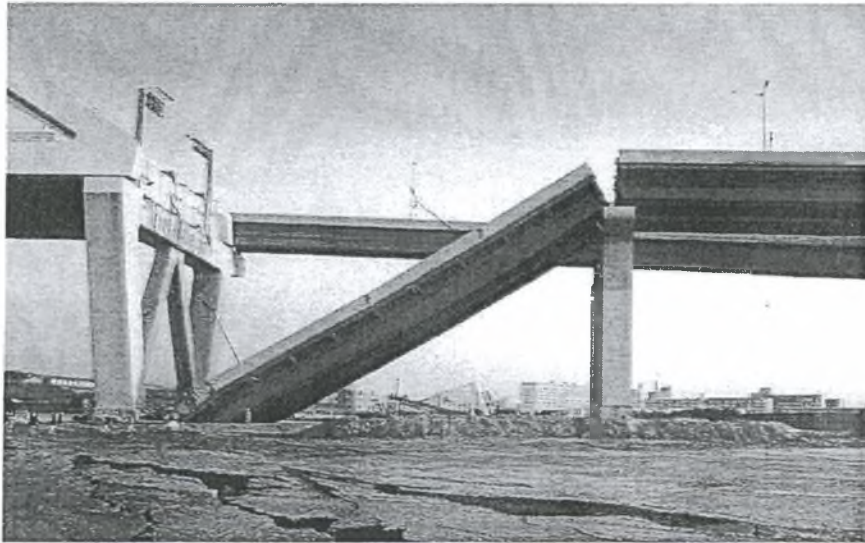


Εικόνα 1.9: Πλευρική εξάπλωση αποβαθρών στο Port island, Kobe 1995.

(α)



(β)



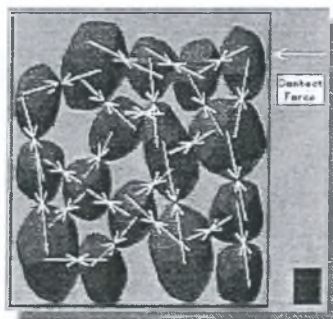
Εικόνα 1.10: (α),(β) Οι εδαφικές μετακινήσεις που προκαλούνται από την ρευστοποίηση μπορούν να ωθήσουν τα θεμέλια εκτός της θέσης τους στο σημείο όπου η γέφυρα να αστοχεί

1.3 ΓΙΑΤΙ ΔΗΜΙΟΥΡΓΕΙΤΑΙ Η ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗ

Για να καταλάβει κανείς τη ρευστοποίηση, είναι σημαντικό να κατανοηθούν οι συνθήκες που επικρατούν στο έδαφος πριν από έναν σεισμό. Το έδαφος αποτελείται από πολλούς μικρούς κόκκους που είναι σε επαφή με διάφορους γειτονικούς κόκκους (Σχήμα 1.1). Το βάρος των κόκκων και άλλα εξωτερικά φορτία προκαλούν τις δυνάμεις επαφής μεταξύ των κόκκων· αυτές οι δυνάμεις δημιουργούν δυνάμεις τριβής που δίνουν στο έδαφος την διατμητική αντοχή του.



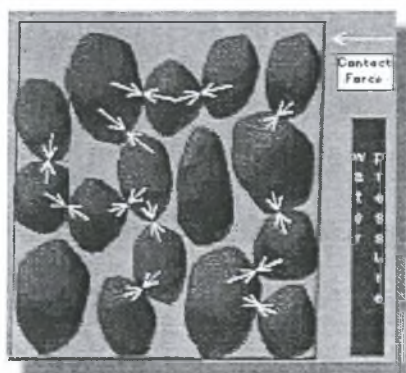
Σχήμα 1.1 Κόκκοι στο έδαφος. Το ύψος της στήλης δεξιά αντιπροσωπεύει το επίπεδο πίεσης πόρων στο έδαφος.



Σχήμα 1.2 Το μήκος των βελών αντιπροσωπεύει το μέγεθος των δυνάμεων επαφών μεταξύ των κόκκων. Οι δυνάμεις επαφών είναι μεγάλες όταν η πίεση πόρων είναι χαμηλή

Η ρευστοποίηση εμφανίζεται όταν μεταβάλλεται η δομή μιας χαλαρής, κορεσμένης άμμου λόγω κάποιας ανακυκλικής ή απότομα εφαρμοσμένης φόρτισης υπό αστράγγιστες συνθήκες. Δεδομένου ότι η δομή μεταβάλλεται, οι εδαφικοί κόκκοι προσπαθούν να κινηθούν σε μια πυκνότερη διάταξη. Σε έναν σεισμό δεν υπάρχει αρκετός χρόνος να διαφύγει το νερό των πόρων προς τα έξω. Έτσι, το μίγμα είναι πρακτικά ασυμπίεστο. Καθώς το χαλαρό έδαφος έχει τάση για συστολή του σκελετού, αυξάνεται η πίεση του νερού και απομειώνονται οι δυνάμεις επαφής των κόκκων.

Στο Σχήμα 1.3 φαίνεται πόσο μικρές είναι οι δυνάμεις επαφών λόγω της υψηλής πίεσης νερού. Στην οριακή περίπτωση, η πίεση πόρων μπορεί να γίνει τόσο υψηλή που πολλοί από τους εδαφικούς κόκκους να χάσουν την επαφή τους. Τότε το έδαφος έχει πολύ μικρή ή μηδενική αντοχή, και συμπεριφέρεται περισσότερο όπως ένα υγρό παρά ένα στερεό - ως εκ τούτου και το όνομα "ρευστοποίηση".

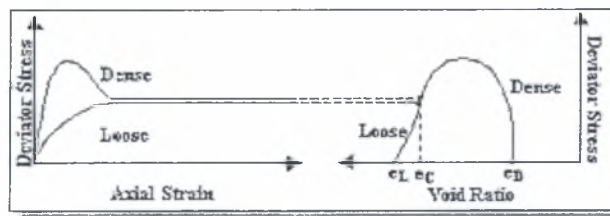


Σχήμα 1.3 Το μήκος των βελών αντιπροσωπεύει το μέγεθος των δυνάμεων επαφών μεταξύ των κόκκων. Οι δυνάμεις επαφών είναι χαμηλές όταν η πίεση πόρων είναι μεγάλη.

Για να γίνει κατανοητός ο μηχανισμός της ρευστοποίησης είναι χρήσιμο να δοθούν μερικές βασικές έννοιες.

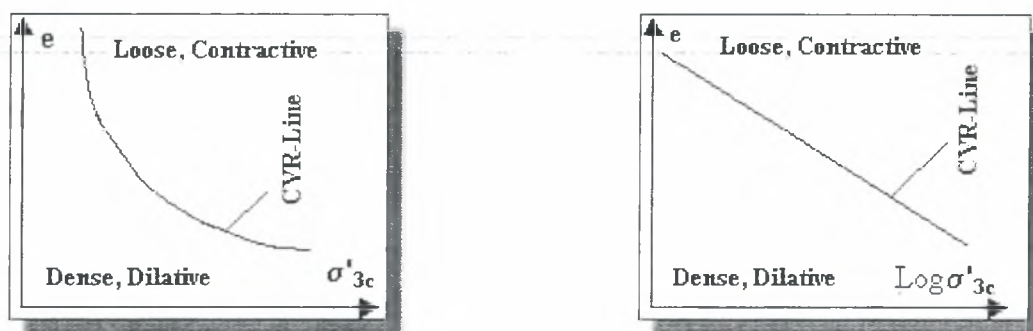
Κρίσιμος λόγος κενών

Το 1936, ο Δρ Gasagrande εκτέλεσε μια σειρά στραγγιζόμενων τριαξονικών δοκιμών ελεγχόμενης πίεσης και ανακάλυψε ότι τόσο τα χαλαρά όσο και τα πυκνά δείγματα, στην ίδια περιβάλλουσα τάση, πλησίασαν την ίδια πυκνότητα όταν υποβάλλονταν στις μεγάλες παραμορφώσεις (κρίσιμη κατάσταση). Ο λόγος κενών που αντιστοιχεί σε αυτήν την πυκνότητα ονομάστηκε κρίσιμος λόγος κενών (e_c).



Σχήμα 1.4 Η συμπεριφορά των πυκνών και χαλαρών εδαφών στη τριαξονική δοκιμή (Kramer, 1996).

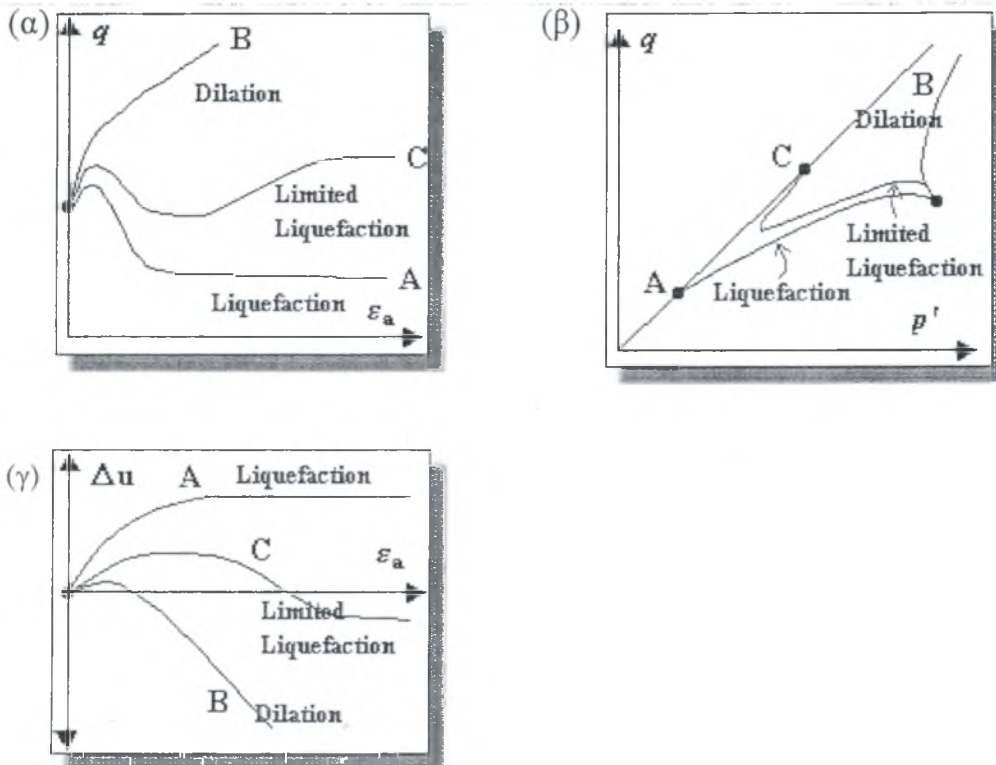
Εκτελώντας δοκιμές σε διάφορες ενεργές τάσεις, ο Casagrande διαπίστωσε ότι ο κρίσιμος λόγος κενών ποίκιλε ανάλογα με την περιβάλλουσα ενεργό τάση. Η γραφική παράσταση αυτών παρήγαγε μια καμπύλη που αναφέρεται ως γραμμή κρίσιμου λόγου κενών (CVR) Σχήμα 1.5. Η γραμμή CVR αποτέλεσε το όριο μεταξύ της διαστολικής και συστολικής συμπεριφοράς στην στραγγιζόμενη τριαξονική συμπίεση. Ένα έδαφος το οποίο τοποθετείται επάνω από τη γραμμή CVR παρουσιάζει συστολική συμπεριφορά ενώ ένα έδαφος κάτω από την γραμμή παρουσιάζει διαστολική. Η γραμμή CVR είναι παρόμοια στην γραμμή σταθερής κατάστασης (Steady-State Line) που προκύπτει από παρόμοιες δοκιμές αλλά υπό αστράγγιστες συνθήκες όπως αναφέρεται κατωτέρω.



Σχήμα 1.5 Κρίσιμος λόγος κενών ως προς την περιβάλλουσα ενεργό τάση (σε φυσική και λογαριθμική κλίμακα)

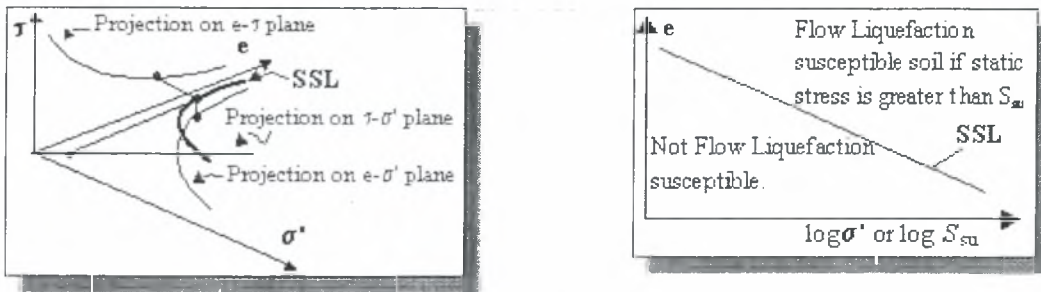
Σταθερή κατάσταση της παραμόρφωσης

Στα μέσα της δεκαετίας του '60, ο Castro, σπουδαστής του Casagrande, εκτέλεσε μια σημαντική σειρά, αστράγγιστων τριαξονικών δοκιμών. Ο Castro παρατήρησε τρεις διαφορετικούς τύπους συμπεριφορών τάσης-παραμόρφωσης ανάλογα με την εδαφική κατάσταση. Τα πυκνά δείγματα αυξάνοντας την ενεργό τάση και την διατμητική τάση συστάλθηκαν αρχικά αλλά έπειτα διαστάλθηκαν. Τα πολύ χαλαρά δείγματα αστόχησαν σε μικρό επίπεδο διατμητικής τάσης και υπήρχε ταχεία μείωση της τάσης με μεγάλες παραμορφώσεις. Ο Castro αποκάλεσε αυτήν την συμπεριφορά "ρευστοποίηση" - συνήθως αναφέρεται ως ρευστοποίηση με ροή. Τα μεσαίας πυκνότητας δείγματα παρουσίασαν αρχικά ίδια συμπεριφορά με τα χαλαρά δείγματα αλλά, μετά από κάποιο σημείο συστολικής συμπεριφοράς, το έδαφος "μετασχηματίστηκε" και άρχισε μια διασταλτική συμπεριφορά. Ο Castro αναφέρθηκε σε αυτόν τον τύπο συμπεριφοράς ως "περιορισμένη ρευστοποίηση" (Σχήμα 1.6).



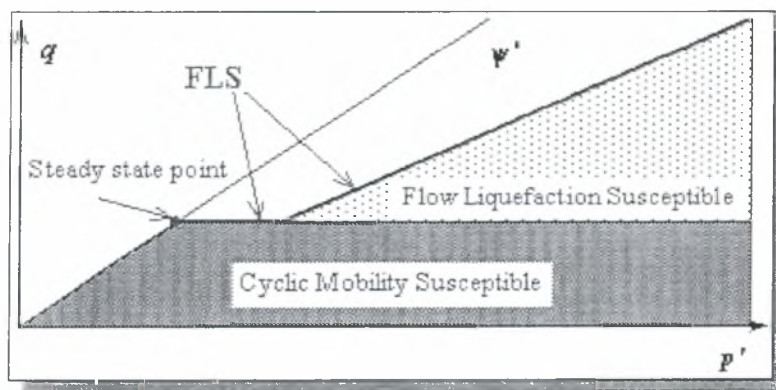
Σχήμα 1.6 (α) Διάγραμμα διατμητικής αντοχής ως προς την παραμόρφωση (β) Τριαξονική τασική όδευση για τρία δείγματα με διαφορετικές πυκνότητες (γ) Διάγραμμα υπερπίεσης ως προς την παραμόρφωση

Ο Castro σχεδίασε τη σχέση (Σχήμα 1.7) μεταξύ της ενεργού περιβάλλουσας τάσης και του λόγου κενών σε μεγάλες πιέσεις για αυτές τις αστράγγιστες δοκιμές. Ονόμασε την κυρτή καμπύλη που παρήχθηκε από αυτή την σχεδίαση, η οποία είναι παρόμοια με τη γραμμή CVR για την στραγγιζόμενη δοκιμή που εκτέλεσε ο Casagrande, ως γραμμή σταθερής κατάστασης (SSL). Η διαφορά μεταξύ του CVR και της SSL αποδόθηκε στην ύπαρξη αυτού που ο Casagrande κάλεσε "flow structure", στην οποία οι κόκκοι προσανατολίζονται έτσι ώστε να καταναλώνεται το λιγότερο ποσό ενέργειας από την αντίστασης τριβής κατά τη διάρκεια της ροής.



Σχήμα 1.7 Αριστερά: τρισδιάστατη γραμμή σταθερής κατάστασης (Steady-State Line). Δεξιά: 2-D προβολή της SSL που σχεδιάζεται στη γραφική παράσταση του λόγου κενών του λογαρίθμου της ενεργού τάσης.

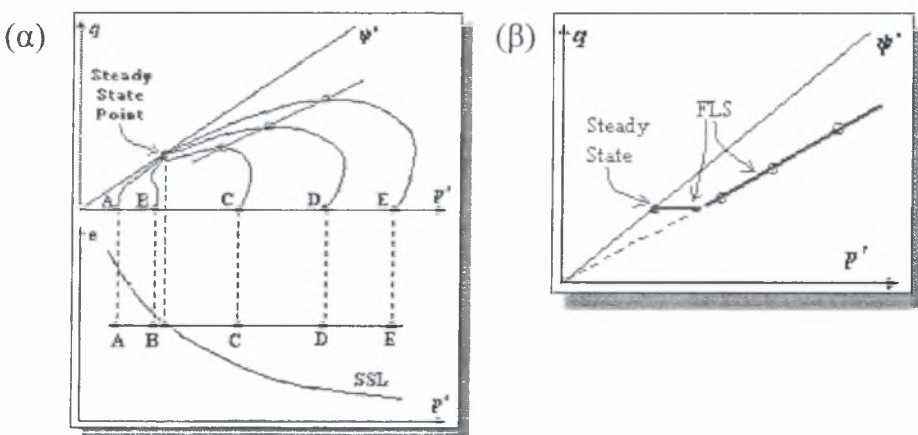
Όπως φαίνεται ανωτέρω, η SSL είναι πραγματικά μια 3-διάστατη καμπύλη στο επίπεδο $e - \sigma' - \tau$. Χρησιμοποιώντας τη δισδιάστατη προβολή στο $e - \sigma'$ μπορεί κανείς να καθορίσει εάν ένα έδαφος είναι ευαίσθητο στη ρευστοποίηση με ροή. Εδάφη τα οποία σχεδιάζονται κάτω από τη SSL δεν είναι ευαίσθητα στη ρευστοποίηση με ροή ενώ τα εδάφη που σχεδιάζουν επάνω από τη SSL είναι ευαίσθητα στη ρευστοποίηση με ροή, εάν και μόνο εάν η στατική διατμητική τάση υπερβαίνει την εναπομένουσα αντοχή του εδάφους. Η ανακυκλική κινητικότητα, ένα άλλο σχετικό με την ρευστοποίηση φαινόμενο, μπορεί να εμφανιστεί στα πυκνά καθώς επίσης και χαλαρά εδάφη



Σχήμα 1.8: Περιοχές ρευστοποίησης με ροή και ανακυκλικής κινητικότητας

Ρευστοποίηση με ροή

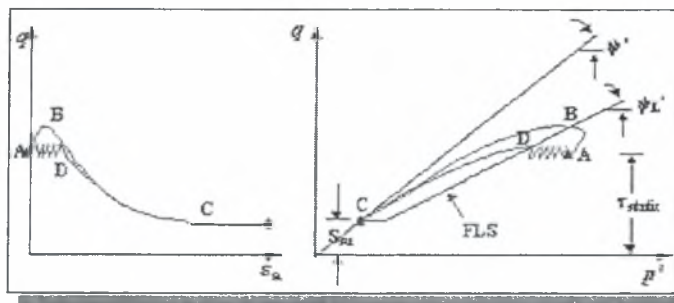
Στο Σχήμα 1.9(α) που παρατίθεται παρακάτω σχεδιάστηκαν οι τασικές οδεύσεις από πέντε αστράγγιστες διατμητικές δοκιμές. Τρία δείγματα δοκιμής (το C, το D, και E) υποβλήθηκαν σε φορτία μεγαλύτερα από την παραμένουσα αντοχή τους και ρευστοποιήθηκαν. Μια ευθεία γραμμή (που παρουσιάζεται με κόκκινο χρώμα στο σχήμα) περνάει από τα σημεία όπου η ρευστοποίηση με ροή εμφανίστηκε. Αυτή η γραμμή καλείται επιφάνεια ρευστοποίησης με ροή (FLS). Δεδομένου ότι η ρευστοποίηση με ροή δεν μπορεί να πραγματοποιηθεί εάν η στατική διατμητική τάση είναι χαμηλότερη από την αντοχή σταθερής κατάστασης, η FLS περικόπτεται από μια οριζόντια γραμμή μέχρι του σημείου σταθερής κατάστασης (Σχήμα 1.9 (β)). Η αντοχή σταθερής κατάστασης είναι η αντοχή που έχει ένα έδαφος όταν βρίσκεται σε μια σταθερή κατάσταση παραμόρφωσης (steady-state of deformation), δηλ. λαμβάνει χώρα συνεχής ροή υπό σταθερή διατμητική τάση, σταθερή ενεργό τάση, σταθερό όγκο και σταθερή ταχύτητα. Η ρευστοποίηση με ροή θα αρχίσει εάν η τασική όδευση διασχίσει την FLS κατά τη διάρκεια της αστράγγιστης διάτμησης, ανεξάρτητα από το εάν η φόρτιση είναι κυκλική ή μονοτονική (Vaid και Chern, 1983).



Σχήμα 1.9 Γραφική εξήγηση της επιφάνειας ρευστοποίησης

Οι τασικές οδεύσεις για τη μονοτονική και ανακυκλική φόρτιση μπορούν να φανούν κατωτέρω. Η διαδικασία ρευστοποίησης ροής μπορεί να περιγραφεί σε

δύο στάδια. Κατ' αρχάς, η πίεση πόρων που αναπτύσσεται στις χαμηλές παραμορφώσεις κινεί την όδευση προς την FLS, σε τέτοιο σημείο ώστε το έδαφος να γίνεται ασταθές. Όταν το έδαφος φτάσει το σημείο της αστάθειας κάτω από αστράγγιστες συνθήκες, η διατμητική του αντοχή πέφτει και παίρνει την τιμή της εναπομένουσας αντοχής. Κατά συνέπεια οι στατικές διατμητικές τάσεις οδηγούν σε μεγάλες παραμορφώσεις που αναπτύσσονται καθώς το έδαφος καταρρέει. Οι παραμορφώσεις αυτές ομαλοποιούνται καθώς η τασική όδευση κινείται προς σταθερή κατάσταση.

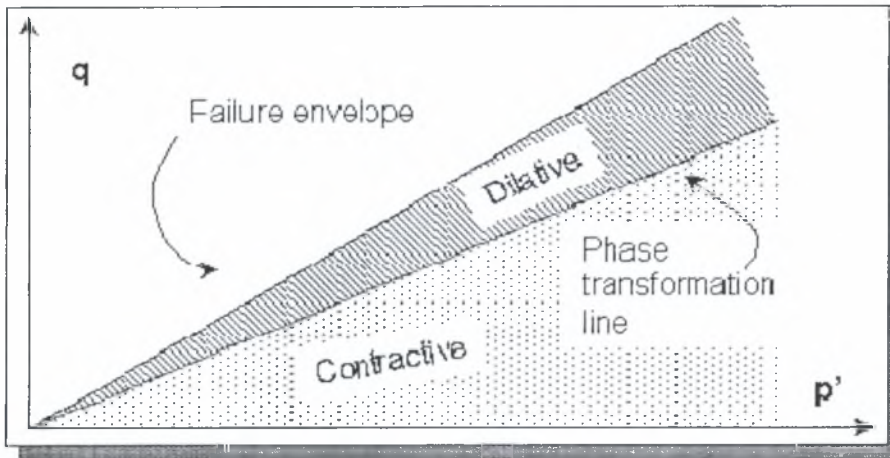


Σχήμα 1.10 Αστοχία ροής που προκαλείται από την ανακυκλική και μονοτονική φόρτωση

Ανακυκλική κινητικότητα

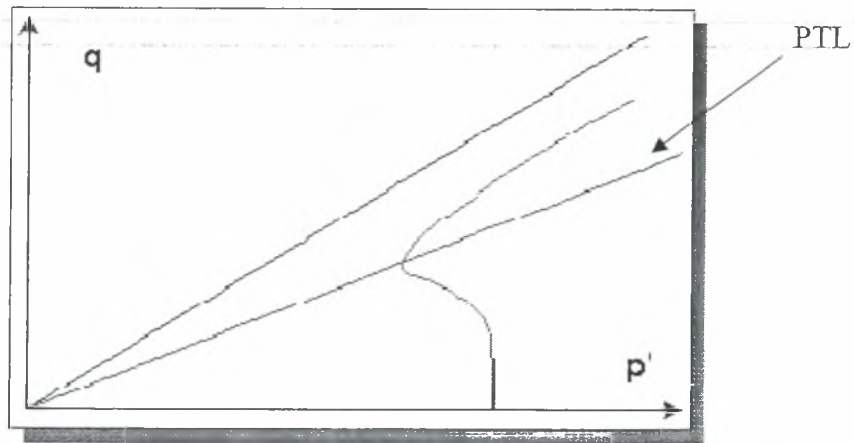
Η ανακυκλική κινητικότητα μπορεί να εμφανιστεί ακόμα και όταν η στατική διατμητική τάση είναι χαμηλότερη από τη εναπομείνουσα διατμητική αντοχή. Η κατανόηση του φαινομένου της ανακυκλικής κινητικότητας βελτιώθηκε σημαντικά τα 20 τελευταία χρόνια. Ένα σημαντικό σημείο για αυτήν την κατανόηση ήρθε περίπου με τον προσδιορισμό της γραμμής μετασχηματισμού φάσης. Οι μεσαίας-πυκνότητας έως πυκνές άμμοι που υποβάλλονται στη μονοτονική φόρτωση αρχικά παρουσιάζουν συστολική συμπεριφορά, αλλά έπειτα εμφανίζουν διαστολική συμπεριφορά καθώς οδεύουν προς το σημείο σταθερής κατάστασης. Η γραφική παράσταση της τασικής όδευσης στην οποία πραγματοποιείται ο μετασχηματισμός από συστολική σε διαστολική

συμπεριφορά αποκαλύπτει μια γραμμή μετασχηματισμού φάσης (Phase Transformation Line, PTL) που περνάει από την αρχή των αξόνων (Ishihara, 1985)



Σχήμα 1.11 Διάγραμμα p-q και γραμμή μετασχηματισμού φάσης

Στη περιοχή συστολικής συμπεριφοράς, μια αστράγγιστη τασική όδευση θα τείνει να κινηθεί προς το αριστερό μέρος του διαγράμματος δεδομένου ότι η συστολή προκαλεί την αύξηση της πίεσης πόρων και συνεπώς την μείωση της p' . Καθώς η τασική όδευση πλησιάζει την PTL, η τάση για τη συστολή μειώνεται και η όδευση γίνεται πιο κάθετη. Όταν η τασική όδευση φθάνει στη γραμμή PTL, δεν υπάρχει τάση για συστολή ή διαστολή, ως εκ τούτου η μέση ενεργός τάση p' είναι σταθερή και η τοπική όδευση κατακόρυφη. Όταν διασχίζει την γραμμή PTL, αυξάνει η τάση για διαστολή με αποτέλεσμα να μειωθεί η πίεση πόρων να αυξηθεί η p' , και έτσι η τασική όδευση κινείται προς τα δεξιά.

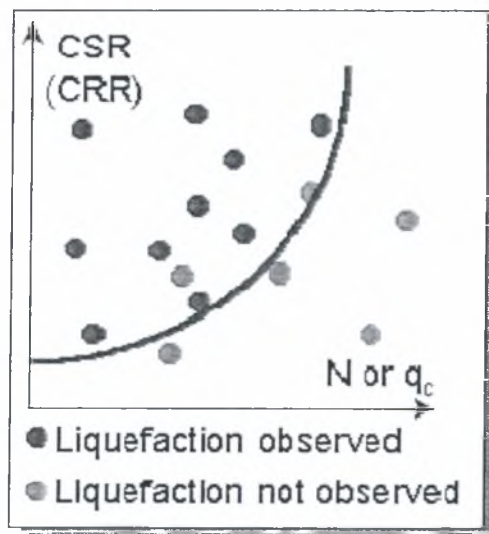


Σχήμα 1.12 Παράδειγμα τασικής όδευσης πυκνής άμμου με αρχική συστολική και εν συνεχεία διαστολική συμπεριφορά

Η δυσκαμψία του εδάφους εξαρτάται από την τάση p' : μειώνεται όταν η τασική όδευση είναι κάτω από το PTL και αυξάνει όταν είναι πάνω από το PTL. Αυτή η αλλαγή στην δυσκαμψία παράγει τη συμπεριφορά της "περιορισμένης ρευστοποίησης" που παρατηρήθηκε αρχικά από τον Castro. Υπό ανακυκλική φόρτιση, η συμπεριφορά γίνεται ακόμα πιο σύνθετη. Δεδομένου ότι η επιφάνεια αστοχίας και η γραμμή PTL υπάρχουν τόσο για τις αρνητικές όσο και για τις θετικές τιμές της διατμητικής τάσης q , ένα ανακυκλικά φορτιζόμενο έδαφος μπορεί να υποβληθεί στο μετασχηματισμό συστολής-διαστολής στις δύο διαφορετικές κατευθύνσεις της q . Οι σχέσεις τάσης-παραμόρφωσης και οι τασικές οδεύσεις για ένα αρμονικά φορτισμένο στοιχείο εδάφους δείχνουν ομαλοποιημένη συμπεριφορά στα πρώτα στάδια της φόρτισης (πριν να φτάσει η τασική όδευση στη γραμμή PTL) αλλά έπειτα παρουσιάζει ανακυκλική χαλάρωση και κράτυνση καθώς η τασική όδευση κινείται από μια πλευρά της γραμμής PTL προς την άλλη.

1.4 ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΗΣ ΔΥΝΑΤΟΤΗΤΑΣ ΓΙΑ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗ

Η αξιολόγηση της δυνατότητας να εμφανιστεί ρευστοποίηση ολοκληρώνεται με τη σύγκριση της σεισμικής φόρτισης και της αντίστασης ρευστοποίησης. Η πιο κοινή προσέγγιση στο χαρακτηρισμό της φόρτισης σεισμού είναι μέσω της χρήσης των ανακυκλικών διατμητικών τάσεων. Με την κανονικοποίηση της διατμητικής τάσης διαιρώντας με την αρχική ενεργό κατακόρυφη τάση, η ανακυκλική διατμητική τάση (Cyclic Stress Ratio, CSR) μπορεί να αντιπροσωπεύσει το επίπεδο φόρτισης που προκαλείται σε διαφορετικά βάθη από έναν σεισμό. Υπάρχουν διαφορετικές διαδικασίες για τον υπολογισμό των ανακυκλικών διατμητικών τάσεων. Μπορούν να εκτελεστούν αναλύσεις δυναμικής απόκρισης ή μπορεί να χρησιμοποιηθεί μια "απλουστευμένη" προσέγγιση για να υπολογιστεί ο λόγος CSR ως συνάρτηση του μέγιστου εύρους επιτάχυνσης του εδάφους.



Σχήμα 1.13 Τυπικό διάγραμμα για τον υπολογισμό του κινδύνου ρευστοποίησης καθαρής άμμου

Η αντίσταση ρευστοποίησης συνηθέστερα λαμβάνεται από την επιτόπου παρατήρηση της σεισμικής συμπεριφοράς. Η λεπτομερής έρευνα του κάθε σεισμού έχει επιτρέψει τον συνδυασμό επιτόπου ιδιοτήτων (συνήθως αντίστασης SPT ή CPT) και του CSR για κάθε σεισμό. Με τη χάραξη των τιμών CSR- $N_{1,60}$ (ή CSR- q_c) για περιπτώσεις στις οποίες η ρευστοποίηση έχει, ή δεν έχει, παρατηρηθεί, μπορεί να σχεδιαστεί μια καμπύλη η οποία συνδέει τις συνθήκες κάτω από τις οποίες είχε παρατηρηθεί ρευστοποίηση στο παρελθόν. Αυτή η καμπύλη, όταν ερμηνεύεται ως μέγιστη τιμή του λόγου CSR για το οποίο ένα έδαφος με μια δεδομένη αντίσταση διείσδυσης μπορεί να αντισταθεί στη ρευστοποίηση, μπορεί να θεωρηθεί ως καμπύλη της κυκλικής αντοχής του (Cyclic Resistance Ratio, CRR). Κατόπιν, η δυνατότητα ρευστοποίησης μπορεί να αξιολογηθεί με τη σύγκριση της σεισμικής τάσης (CSR) με την αντίσταση ρευστοποίησης (CRR). Αυτό εκφράζεται συνήθως ως συντελεστής ασφάλειας έναντι ρευστοποίησης:

$$FS = CRR / CSR$$

Ένας συντελεστής ασφάλειας μεγαλύτερος από τη μονάδα δείχνει ότι η αντίσταση ρευστοποίησης υπερβαίνει τη φόρτιση σεισμού, και επομένως ότι δεν αναμένεται ρευστοποίηση. Περαιτέρω ανάλυση θα δοθεί σε επόμενο κεφάλαιο.

1.5 ΤΡΟΠΟΙ ΑΠΟΦΥΓΗΣ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ

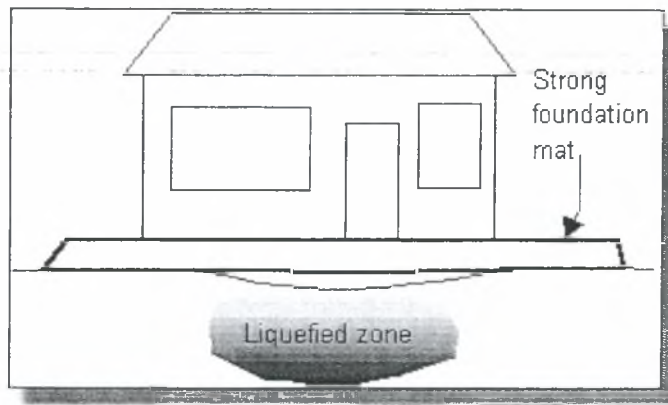
Υπάρχουν βασικά τρεις δυνατότητες να μειωθούν οι κίνδυνοι ρευστοποίησης κατά το σχεδιασμό και την κατασκευή των νέων κτηρίων ή άλλων δομημάτων όπως γέφυρες, σήραγγες, και δρόμοι.

Να αποφεύγονται τα εδάφη ευαίσθητα σε ρευστοποίηση

Η πρώτη δυνατότητα, είναι να αποφευχθεί η κατασκευή σε εδάφη ευαίσθητα σε ρευστοποίηση. Υπάρχουν διάφορα κριτήρια για να καθορίσουν την ευαισθησία ρευστοποίησης ενός εδάφους. Με το χαρακτηρισμό του εδάφους σύμφωνα με αυτά τα κριτήρια μπορεί να προσδιοριστεί εάν η περιοχή είναι ευαίσθητη στη ρευστοποίηση και επομένως ακατάλληλη για την επιθυμητή κατασκευή.

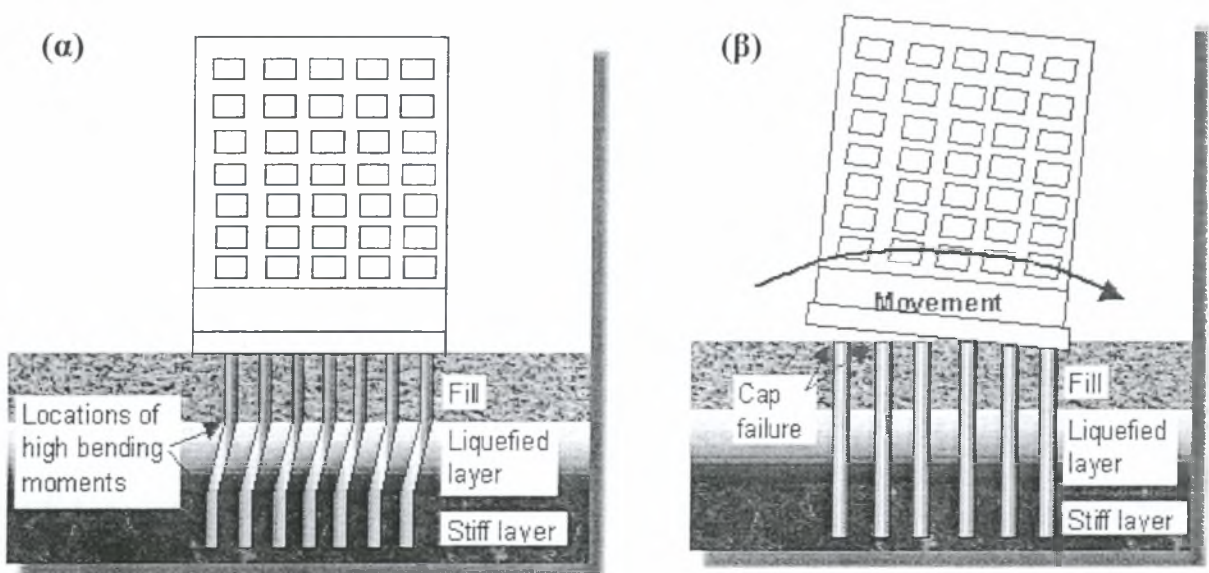
Να χτίζονται κατασκευές ανθεκτικές στην ρευστοποίηση

Εάν είναι απαραίτητο να γίνει η κατασκευή σε έδαφος ευαίσθητο σε ρευστοποίηση λόγω των χωρικών περιορισμών, ή λόγω ευνοϊκής θέσης, αυτό μπορεί να καταστεί δυνατό με το ανθεκτικό σχεδιασμό των στοιχείων της κατασκευής ώστε να αντιστέκονται στα φαινόμενα που προκαλεί η ρευστοποίηση. Έτσι μία κατασκευή η οποία παρουσιάζει πλαστιμότητα και έχει την δυνατότητα να παραλάβει διαφορικές καθιζήσεις μπορεί να μειώσει το ποσοστό της ζημιάς που θα προκληθεί σε περίπτωση ρευστοποίησης. Παρακάτω φαίνεται η ευμενής επιρροή της γενικής κοιτόστρωσης στην περίπτωση όπου υπάρχει μία ζώνη ευαίσθητη σε ρευστοποίηση .



Εικόνα 1.11 Γενική κοιτόστρωση πάνω από ρευστοποιημένη ζώνη

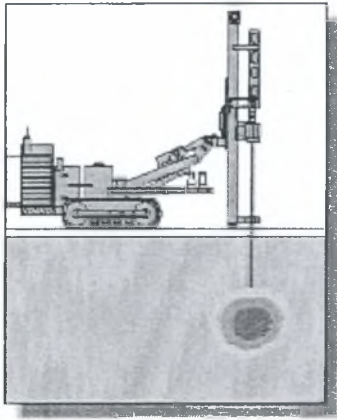
Στην περίπτωση όπου χρησιμοποιούνται πάσσαλοι οι οποίοι περνάνε από την ρευστοποιήσιμη ζώνη και εδράζονται σε μια άλλη πιο ανθεκτική ζώνη θα πρέπει εκτός των κατακόρυφων φορτίων της ανωδομής να αντιστέκονται και οριζόντια φορτία και καμπτικές ροπές που εισάγονται από τις πλευρικές μετακινήσεις της ρευστοποιημένης ζώνης. Για τον λόγο αυτό πρέπει να χρησιμοποιούνται πάσσαλοι με μεγαλύτερες διατομές και με μεγαλύτερη προένταση. Ιδιαίτερη προσοχή θα πρέπει να δοθεί στην σύνδεση μεταξύ του κεφαλόδεσμου και του πασσάλου. Θα πρέπει να εξασφαλίζεται μια εύκαμπτη σύνδεση των δύο, έτσι ώστε να επιτρέπεται περιστροφή χωρίς αστοχία της σύνδεσης.



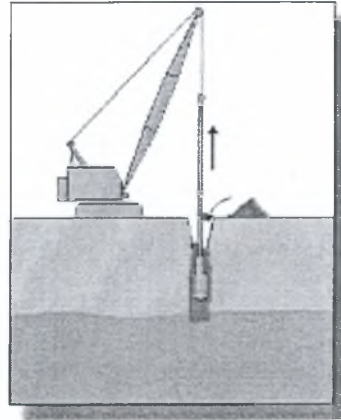
Εικόνα 1.12 (α) Αστοχία πασσάλων λόγω πλευρικής μετακίνησης (β) αστοχία της σύνδεσης και περιστροφή κτιρίου

Να γίνει βελτίωση του εδάφους

Η αποφυγή του κινδύνου ρευστοποίησης επιτυγχάνεται με τη βελτίωση της αντοχής, της πυκνότητας, ή/και την αύξηση της δυνατότητας αποστράγγισης του εδάφους. Αυτό μπορεί να γίνει χρησιμοποιώντας ποικίλες τεχνικές βελτίωσης εδαφών (τσιμεντενέσεις, χαλικοπασσάλους, δυναμική συμπύκνωση, κλπ)



Εικόνα 1.13 Έγχυση ενέματος



Εικόνα 1.14 Δυναμική συμπύκνωση με ταυτόχρονη αντικατάσταση του εδάφους

2. ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΗΣ ΔΥΝΑΤΟΤΗΤΑΣ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ

2.1 ΓΕΝΙΚΑ

Στο παρελθόν επικρατούσε η γνώμη ότι η ρευστοποίηση γινόταν μόνο σε άμμους και έτσι όλες οι έρευνες είχαν στραφεί στην συμπεριφορά της άμμου. Λεπτά εδαφικά στοιχεία όπως άργιλος, ιλύς, αργιλοϊλύς και άμμοι με λεπτόκοκκο υλικό δεν θεωρούνταν ότι μπορούσαν να ρευστοποιηθούν και συνεπώς δεν εξετάζονταν. Ιστορικά περιστατικά όμως αργότερα έδειξαν ότι η ρευστοποίηση μπορεί να συμβεί ακόμα και σε εδάφη τα οποία περιείχαν ποσοστό λεπτόκοκκων 70%, ακόμα και 90%, εκ των οποίων το ποσοστό της αργίλου έφτανε μέχρι και 18% (σεισμοί Mino-owar, Tohankai, Fukui και Tokachi-Oki). Έτσι οι έρευνες στράφηκαν σε εδάφη τα οποία περιείχαν λεπτόκοκκα υλικά. Το ποσοστό λεπτόκοκκων, το ποσοστό αργίλου και ο δείκτης πλαστικότητας (PI) έχουν μεγάλη σπουδαιότητα στην συμπεριφορά και ρευστοποίηση του εδάφους

2.2 ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ

Υπάρχουν πολύ τρόποι για να εκτιμηθεί εάν ένα έδαφος είναι ευαίσθητο στην ρευστοποίηση. Έτσι δημιουργήθηκαν κριτήρια τα οποία αντιπροσώπευαν ένα μεγάλο εύρος εδαφών, με τα οποία είναι δυνατόν να γίνει ένας προκαταρκτικός έλεγχος ρευστοποίησης. Τέτοια κριτήρια είναι:

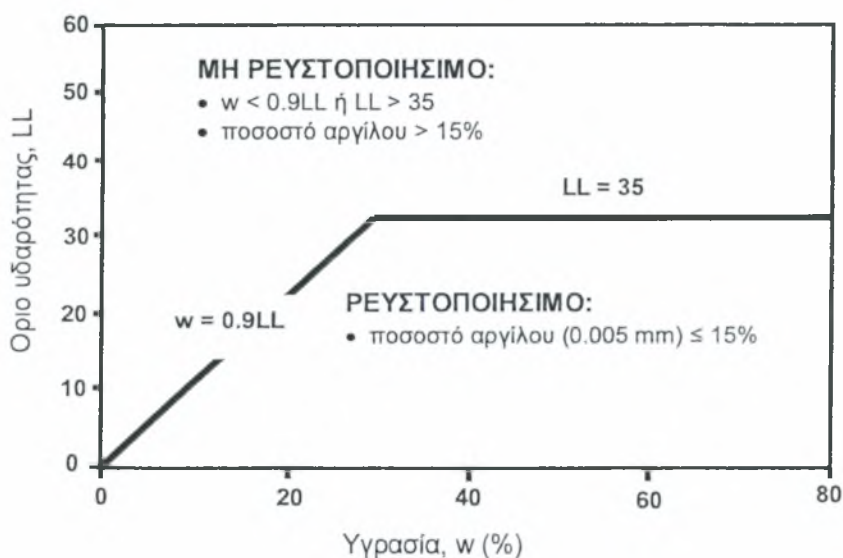
- 1) **Κριτήρια με βάση ιστορικά περιστατικά** : Εδάφη τα οποία έχουν ρευστοποιηθεί στο παρελθόν μπορούν να ρευστοποιηθούν ξανά σε έναν μελλοντικό σεισμό.
- 2) **Γεωλογικά κριτήρια** : Κορεσμένα εδάφη τα οποία έχουν δημιουργηθεί από ιζηματογένεση σε ποτάμια και λίμνες, απόθεση των αποβλήτων ορυχείων, ή

εναποθέσεις σχηματιζόμενες από τον αέρα μπορούν να είναι ευαίσθητες στη ρευστοποίηση.

3) **Κριτήρια σύνθεσης εδαφών** : Η ρευστοποίηση εξαρτάται από τον τύπο του εδάφους. Τα εδάφη που αποτελούνται από κόκκους του ίδιου μεγέθους είναι πιο ευαίσθητα στην ρευστοποίηση από αυτά που αποτελούνται από καλά διαβαθμισμένους κόκκους και αυτό επειδή η μειωμένη τάση για ογκομετρική παραμόρφωση σε ένα καλά διαβαθμισμένο έδαφος μειώνει το ποσοστό της αύξησης της πίεσης των πόρων το οποίο μπορεί να αναπτυχθεί κάτω από αστράγγιστες συνθήκες. Για τα λεπτόκοκκα εδάφη έχουν αναπτυχθεί τα κριτήρια που αναφέρονται κατωτέρω.

Ο Wang (1979) παρουσίασε τα λεγόμενα Κινέζικα κριτήρια τα οποία αν πληρούνται, υπάρχει μεγάλη πιθανότητα εμφάνισης ρευστοποίησης. Τα κριτήρια αυτά είναι:

- Διερχόμενο ποσοστό κόκκων με διάμετρο 0,005mm < 15%
- Όριο υδαρότητας, LL \leq 35%
- Ποσοστό υγρασίας \geq 0,9 LL
- Σχετική υδαρότητα \leq 0,75



Σχήμα 2.1: Διάγραμμα διαχωρισμού ρευστοποιήσιμων εδαφών κατά τα Κινέζικα κριτήρια

Οι Seed et al (1983) βρήκαν ότι ορισμένα εδάφη τα οποία επαλήθευαν τα παραπάνω κριτήρια μπορεί να είναι ρευστοποιήσιμα .

Οι Andrew & Martin (2000) τροποποίησαν τα κινέζικα κριτήρια σύμφωνα με τα αμερικάνικα δεδομένα. Συμφωνά με αυτά, το έδαφος είναι ευαίσθητο σε ρευστοποίηση αν

- Ποσοστό διερχόμενο κόκκων μικρότερο 0,002mm < 10%
- &
- Όριο υδαρότητας, LL \leq 32%

Αντίθετα δεν είναι ευαίσθητα σε ρευστοποίηση αν

- Ποσοστό διερχόμενο κόκκων μικρότερο 0,002mm > 10%
- &
- Όριο υδαρότητας, LL > 32%

Για ενδιάμεσες καταστάσεις χρειάζεται να γίνει προσεκτικότερος έλεγχος προκειμένου να διαπιστωθεί αν τα εδάφη είναι ρευστοποιήσιμα η όχι. Τα κριτήρια συνοψίζονται στον Πίνακα 2.1

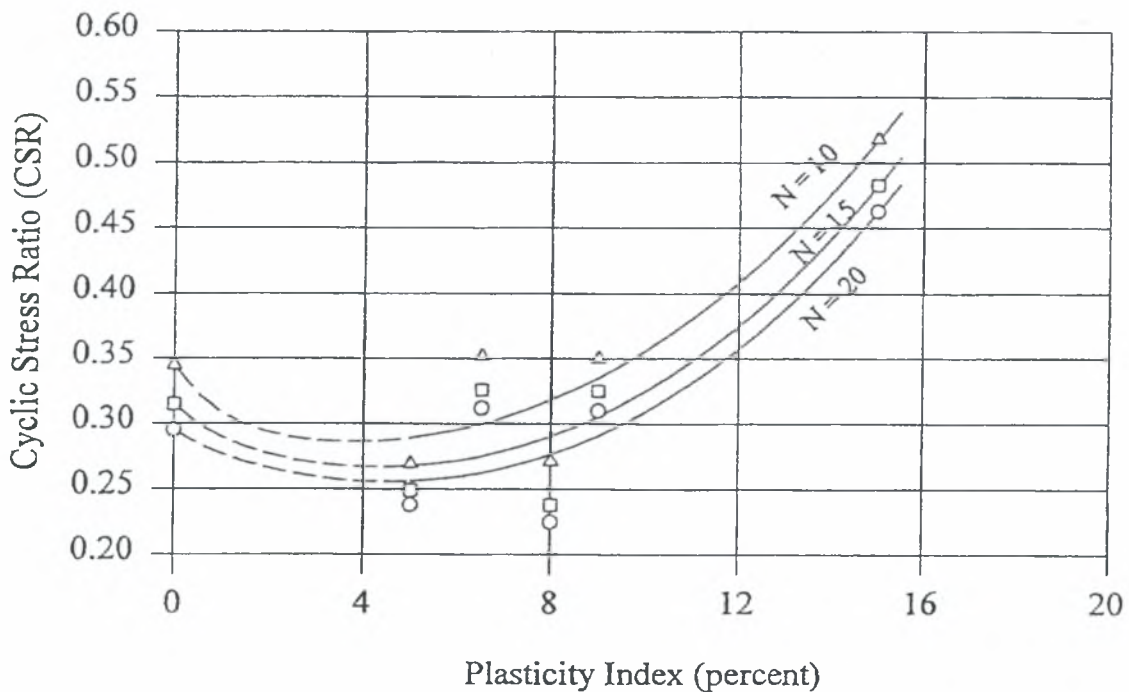
Πίνακας 2.1: Τροποποιημένα κινέζικα κριτήρια ρευστοποίησης

	LL < 32	LL \geq 32
Ποσοστο αργίλου < 10%	ρευστοποιήσιμο	Περισσότερη έρευνα
Ποσοστο αργίλου \geq 10%	Περισσότερη έρευνα	Μη ρευστοποιήσιμο

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, μια σημαντική μεταβλητή που παίζει καθοριστικό ρόλο είναι ο δείκτης πλαστιμότητας PI. Οι Ishihara και Koseki (1989) αναφέρουν ότι

- Η ανακυκλική αντοχή δεν αλλάζει πολύ για μικρούς δείκτες πλαστιμότητας (PI < 10), αυξάνει όμως για μεγαλύτερες τιμές.

- Η συμπεριφορά των ιλύων και των μιγμάτων αργίλων-ιλύων για μικρούς δείκτες πλαστικότητας είναι ιδιαίτερου ενδιαφέροντος και θα πρέπει να διερευνηθεί για να διαπιστωθεί κανείς εάν τα εδάφη αυτά είναι ευαίσθητα στη ρευστοποίηση.



Σχήμα 2.2 Διάγραμμα ανακυκλικής αντοχής με βάση τον δείκτη πλαστικότητας

Διάφορες ομάδες ερευνητών χρησιμοποίησαν τα παραπάνω συμπεράσματα ως κριτήρια προκειμένου να αξιολογήσουν την δυνατότητα για ρευστοποίηση. Οι μέθοδοι αυτές θα αναλυθούν παρακάτω. Ενδεικτικά αναφέρονται τα κριτήρια που χρησιμοποιεί η Japan Road Association (1996):

- Αλλούβιο αμμώδες έδαφος (ενδεχομένως με ένθετες λεπτές στρώσεις άλλων υλικών)
- Κορεσμένο έδαφος βάθους μέχρι 20m, με τον υδροφόρο ορίζοντα σε βάθος μικρότερο των 10m
- Έδαφος με ποσοστό λεπτόκκοκων υλικών (ιλύς και άργιλος) $F_c \leq 35\%$
- Έδαφος με $F_c > 35\%$ και δείκτη πλαστικότητας $I_p \leq 15$

- Έδαφος με διάμετρο $D_{50} \leq 0\text{mm}$ και διάμετρο $D_{10} \leq 1\text{mm}$

4) **Κριτήρια κατάστασης** : Σε μια συγκεκριμένη ενεργό τάση, τα χαλαρότερα εδάφη είναι πιο ευαίσθητα σε ρευστοποίηση από τα πυκνότερα. Επίσης για την ίδια σχετική πυκνότητα, τα εδάφη σε μεγαλύτερη μέση ενεργό τάση είναι πιο ευαίσθητα σε ρευστοποίηση από εκείνα που είναι σε μικρότερη. Τέλος, πολλοί ερευνητές (Castro, Kramer and Seed) έδειξαν ότι μια προϋπάρχουσα διατμητική τάση στο έδαφος παίζει σημαντικό ρόλο στην ευαισθησία του εδάφους για ρευστοποίηση (βλέπε Κεφ 1). Όσο πιο μεγάλη είναι η διατμητική τάση τόσο μεγαλύτερη είναι η δυνατότητα για ρευστοποίηση ενός χαλαρού εδάφους και επομένως τόσο μικρότερη διαταραχή χρειάζεται προκειμένου το έδαφος αυτό να ρευστοποιηθεί.

2.3 ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΤΟΤΗΤΑΣ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, τα τελευταία χρόνια άρχισε να δίνεται ιδιαίτερο βάρος στην επιρροή του ποσοστού λεπτόκοκκων (F_c) καθώς επίσης και του δείκτη πλαστιμότητας (PI), ενώ προηγουμένως ρευστοποιήσιμες θεωρούνταν μόνο οι άμμοι. Αποτέλεσμα αυτού είναι να υπάρχει διαφορά ανάμεσα στις παλαιότερες και στις σύγχρονες μεθόδους. Οι μέθοδοι των Ishihara και Iwasaki αναφέρονται στην παλαιότερη αντίληψη που υπήρχε για την ρευστοποίηση ενώ οι υπόλοιπες μέθοδοι που εξετάζονται εδώ λαμβάνουν υπόψιν τα νέα δεδομένα σχετικά με την επίδραση των παραμέτρων F_c και PI . Οι σημαντικότερες μέθοδοι αξιολόγησης της δυνατότητας ρευστοποίησης παρουσιάζονται κατωτέρω .

2.3.1 Μέθοδοι συντελεστή ασφάλειας FL

Μέθοδος Ishihara :

$$R = 0,0676 (N_1)^{1/2} + 0,225 \log(0,35/D_{50}) \quad \text{όταν } 0,04 < D_{50} < 0,6 \text{ mm}$$

$$R = 0,0676 (N_1)^{1/2} - 0,05 \quad \text{όταν } 0,60 < D_{50} < 1,5 \text{ mm}$$

Όπου: σ_v' η ενεργός κατακόρυφη γεωστατική τάση (kg/cm^2)

D_{50} (mm) = η διάμετρος που αντιστοιχεί σε ποσοστό διερχομένων ίσο προς 50%

N_1 = η διορθωμένη τιμή του N_{60} -SPT

$N_1 = C_N \cdot N$ -SPT

$C_N = 0$ διορθωτικός συντελεστής πλευρικής τάσης $= 1,7 / (\sigma_v' + 0,7)$

Μέθοδος Iwasaki :

$R = 0,0882 \cdot [N' / (\sigma_v' + 0,7)]^{1/2} + 0,225 \log(0,35/D_{50})$ όταν $0,02 < D_{50} < 0,6$ mm

$R = 0,0882 \cdot [N' / (\sigma_v' + 0,7)]^{1/2} - 0,05$ όταν $0,60 < D_{50} < 2,0$ mm

Όπου: σ_v' = η ενεργός κατακόρυφη γεωστατική τάση (kg/cm^2)

D_{50} (mm) = η διάμετρος που αντιστοιχεί σε ποσοστό διερχομένων ίσο προς 50%

N' = η διορθωμένη τιμή του N_{30} -SPT

$N' = 0,75$ N-SPT

Στην παρούσα διπλωματική λόγω της δυνατότητας αναλυτικής εκτίμησης της αναπτυσσόμενης διατμητικής τάσης, τ_{\max} , ο λόγος της ισοδύναμης (αδιάστατης) τάσης, L , δεν υπολογίζεται προσεγγιστικά με βάση την αναμενόμενη επιτάχυνση στην επιφάνεια του εδάφους, αλλά από ακριβείς αναλύσεις της εδαφικής απόκρισης για τους διάφορους σεισμούς σχεδιασμού. Ο λόγος $F = R/L$ είναι ο συντελεστής ασφαλείας έναντι πιθανής ρευστοποίησης ενός εδαφικού σχηματισμού σ' ένα συγκεκριμένο σεισμό σχεδιασμού. Επειδή η εκτίμηση του σεισμού σχεδιασμού ενέχει πάντοτε ένα στοιχείο αβεβαιότητας, είναι σκόπιμο να λαμβάνεται $F > 1$. Για παράδειγμα ο ελάχιστος συντελεστής λαμβάνεται $F = 1,2$, ώστε να περιορισθεί – όσο το δυνατόν – η επιρροή των διαφόρων αβεβαιοτήτων.

Μέθοδος του Ιδρύματος Αρχιτεκτόνων Ιαπωνίας (1988)

Ένα στρώμα που θα πρέπει να αξιολογηθεί για το ενδεχόμενο ρευστοποίησης θα πρέπει να παρουσιάζει τα κατωτέρω στοιχεία:

- Κορεσμένο έδαφος πιο ρηχό από 20m
- Το περιεχόμενο των λεπτοκόκκων υλικών του στρώματος είναι $F_c \leq 35\%$.
- Ακόμα κι αν το F_c είναι 35% ή περισσότερο, το περιεχόμενο της αργίλου είναι $\leq 10\%$ ή ο δείκτης πλαστικότητας IP είναι $\leq 15\%$.
- Το στρώμα στο οποίο το περιεχόμενο της αργίλου υπερβαίνει το 20% μπορεί να εξαιρεθεί από το αντικείμενο για μια αξιολόγηση.

Κατ' αρχάς, ο λόγος της ισοδύναμης ανακυκλικής διατμητικής τάσης που δημιουργείται σε κάθε βάθος στο έδαφος υπολογίζεται από την σχέση.

$$\frac{\tau_d}{\sigma'_z} = \gamma_n \frac{\alpha_{\max}}{g} \frac{\sigma_z}{\sigma'_z} \gamma_d$$

όπου

τ_d = ισοδύναμη ανακυκλική διατμητική πίεση

σ'_z = κατακόρυφη ενεργός τάση

$\gamma_n = 0.1(M-1)$: συντελεστής διόρθωσης των αριθμών των κύκλων επαναληπτικής φόρτιση (M : JMA μέγεθος του σεισμού)

α_{\max} = οριζόντια επιτάχυνση στην επιφάνεια του εδάφους

g = επιτάχυνση της βαρύτητας

σ_z = ολική κατακόρυφη τάση

$\gamma_d = 1 - 0.015 * z$

z = η απόσταση του σημείου εξέτασης από την επιφάνεια (m)

ο τροποποιημένος συντελεστής N_α σε ένα συγκεκριμένο βάθος υπολογίζεται ως εξής

$$N_\alpha = (10 / \sigma'_z)^{0,5} * N + \Delta N_F$$

N = αριθμός κτύπων N-SPT

ΔN_F = τροποποιημένος συντελεστής N σύμφωνα με το ποσοστό των κόκκων

Από το Σχήμα 2.4 εκτιμάται ο λόγος αντίστασης ρευστοποίησης (CRR) ή R με βάση την τροποποιημένη τιμή του N . Τέλος, ο συντελεστής ασφάλειας στη ρευστοποίηση F_L που υπάρχει σε κάθε βάθος υπολογίζεται ως εξής.

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} = \frac{\tau_1 / \sigma'_z}{\tau_d / \sigma'_z} = \frac{\tau_1}{\tau_d}$$

Όπου τ_1 είναι αντίσταση ρευστοποίησης

Μέθοδος της Japan Road Association (1996)

Η δυνατότητα ρευστοποίησης υπολογίζεται στα εξής στρώματα

- Αλλούβιο αμμώδες έδαφος (ενδεχομένως με ένθετες λεπτές στρώσεις άλλων υλικών)
- Κορεσμένο έδαφος βάθους μέχρι 20m, με τον υδροφόρο ορίζοντα σε βάθος μικρότερο των 10m
- Έδαφος με ποσοστό λεπτόκοκκων υλικών (ιλύς και άργιλος) $F_c \leq 35\%$
- Έδαφος με $F_c > 35\%$ και δείκτη πλαστικότητας $I_p \leq 15$
- Έδαφος με διάμετρο $D_{50} \leq 0\text{mm}$ και διάμετρο $D_{10} \leq 1\text{mm}$

Ο συντελεστής ασφάλειας στη ρευστοποίηση F_L που υπάρχει σε κάθε βάθος υπολογίζεται ως εξής:

$$F_L = R / L$$

$$L = (\alpha_{\max} / g) * (\sigma_z / \sigma'_z) * \gamma_d$$

σ'_z = κατακόρυφη ενεργός τάση

α_{\max} = οριζόντια επιτάχυνση στην επιφάνεια του εδάφους

g = επιτάχυνση της βαρύτητας

σ_z = ολική κατακόρυφη τάση

$\gamma_d = 1 - 0.015 * z$

z = η απόσταση του σημείου εξέτασης από την επιφάνεια (m)

Ο λόγος της ανακυκλικής διατμητικής αντοχής R του στρώματος υπολογίζεται από την ανακυκλική τριαξονική αντοχή R_L με μια σειρά διορθωτικών συντελεστών

$$R = C_w R_L$$

Ο συντελεστής C_w καθορίζεται σύμφωνα με την σεισμική κίνηση ως εξής.

α) Τύπος 1: Σεισμική δόνηση που προέρχεται από μεγάλο σεισμό με χαμηλή συχνότητα εμφάνισης

Στην περίπτωση αυτή το μεγάλο εύρος ενεργεί για πολύ ώρα επανειλημμένα. (0,3g, 0.35g, ή 0.4g)

$$C_w = 1.0$$

β) Τύπος 2: Σεισμική δόνηση που προέρχεται από το μεγάλο σεισμό μεγάλου βάθους με πολύ χαμηλή συχνότητα εμφάνισης (0,8g, 0.7g, ή 0.6g)

$$C_w = \begin{matrix} 1.0 & (R_L \leq 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{matrix}$$

Η ανακυκλική τριαξονική αντοχή R_L καθορίζεται από την σχέση

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{N_a/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6 \cdot 10^{-6}(N_a - 14)^{4.5} & (14 \leq N_a) \end{cases}$$

οπού N_a είναι τροποποιημένη τιμή N λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή μεγέθους κόκκου.

Η τροποποιημένη N τιμή του αμμώδους εδάφους είναι,

$$N_a = C_1 N_1 + C_2$$

$$C_1 = \begin{cases} 1.0 & (0\% \leq F_c < 10\%) \\ (F_c + 40)/50 & (10\% \leq F_c < 60\%) \\ F_c/20 - 1 & (60\% \leq F_c) \end{cases}$$

$$C_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \leq F_c < 10\%) \\ (F_c - 10)/18 & (10\% \leq F_c) \end{cases}$$

και του χαλικώδους εδάφους είναι

$$N_a = \{1 - 0.36 \log_{10}(D_{50}/2.0)\} N_1$$

D_{50} : η διάμετρος του κοσκίνου από την οποία διέρχεται το 50% του υλικού [mm]

Επιπλέον, η διορθωμένη τιμή (N_1) για την ενεργό τάση είναι

$$N_1 = 1.7 N / (\sigma'_v + 0.7)$$

N : Η τιμή N που λαμβάνεται από την δοκιμή πρότυπης διείσδυσης

Μέθοδος του NCEER Workshop (1996)

Η μέθοδος αυτή προτάθηκε από ομάδα εργασίας σημαντικών ερευνητών στο χώρο της εδαφοδυναμικής που έγινε στο Εθνικό Κέντρο Ερευνών Σεισμικής Μηχανικής του Buffalo, Η.Π.Α. Όπως και προηγουμένως, ο λόγος των επιβαλλόμενων σεισμικών διατμητικών τάσεων είναι

$$CSR = (\tau_{av}/\sigma'_{vo}) = 0.65 (a_{max}/g)(\sigma_{vo}/\sigma'_{vo}) * r_d$$

Όπου

a_{max} = οριζόντια επιτάχυνση στην επιφάνεια του εδάφους

g = επιτάχυνση της βαρύτητας

σ_{vo} = ολική κατακόρυφη τάση

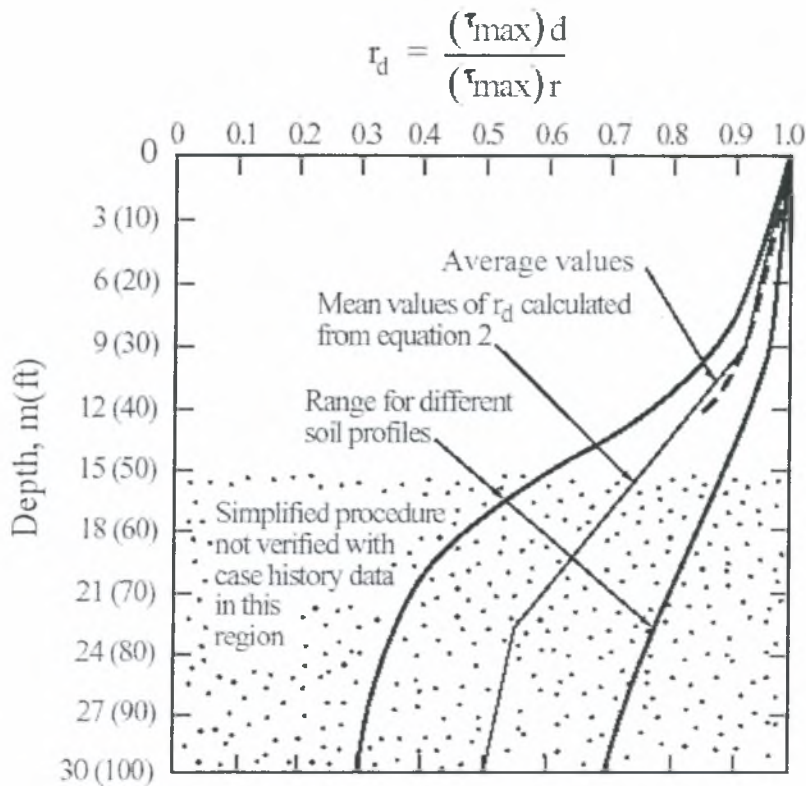
σ'_{vo} = κατακόρυφη ενεργός τάση

$$r_d = 1.0 - 0.00765 z \quad \text{για } z \leq 9.15 \text{ m}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 z \quad \text{για } 9.15 \text{ m} < z < 23 \text{ m}$$

$$r_d = 0.744 - 0.008 z \quad \text{για } 23 < z < 30 \text{ m}$$

$$r_d = 0.50 \quad \text{για } z > 30 \text{ m}$$



Σχήμα 2.3 Μείωση της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης με το βάθος

Η τιμή του λόγου ανακυκλικής αντοχής CRR (Cyclic Resistance Ratio) μπορεί να υπολογιστεί για ένα πλήθος δοκιμών όπως η πρότυπη δόκιμη διείδυσης SPT, η δοκιμή κώνου CPT, η δόκιμη μέτρησης της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων V_s και τέλος, για την περίπτωση χαλικωδών εδαφών, η δοκιμή Becker BPT.

Για την δοκιμή SPT , η τιμή του CRR έχει ως εξής :

$$CRR_{7.5}=(a+cx+ex^2+gx^3)/(1+bx+dx^2+fx^3+hx^4)$$

Όπου $CRR_{7.5}$ είναι η κυκλική αντίσταση για σεισμό μεγέθους 7.5

Το x είναι ίσο με το $(N_1)_{60cs}$ (θα υπολογιστεί παρακάτω) και

$$a= 0.048$$

$$b=-0.1248$$

$$c=-0.004721$$

$$d=0.009578$$

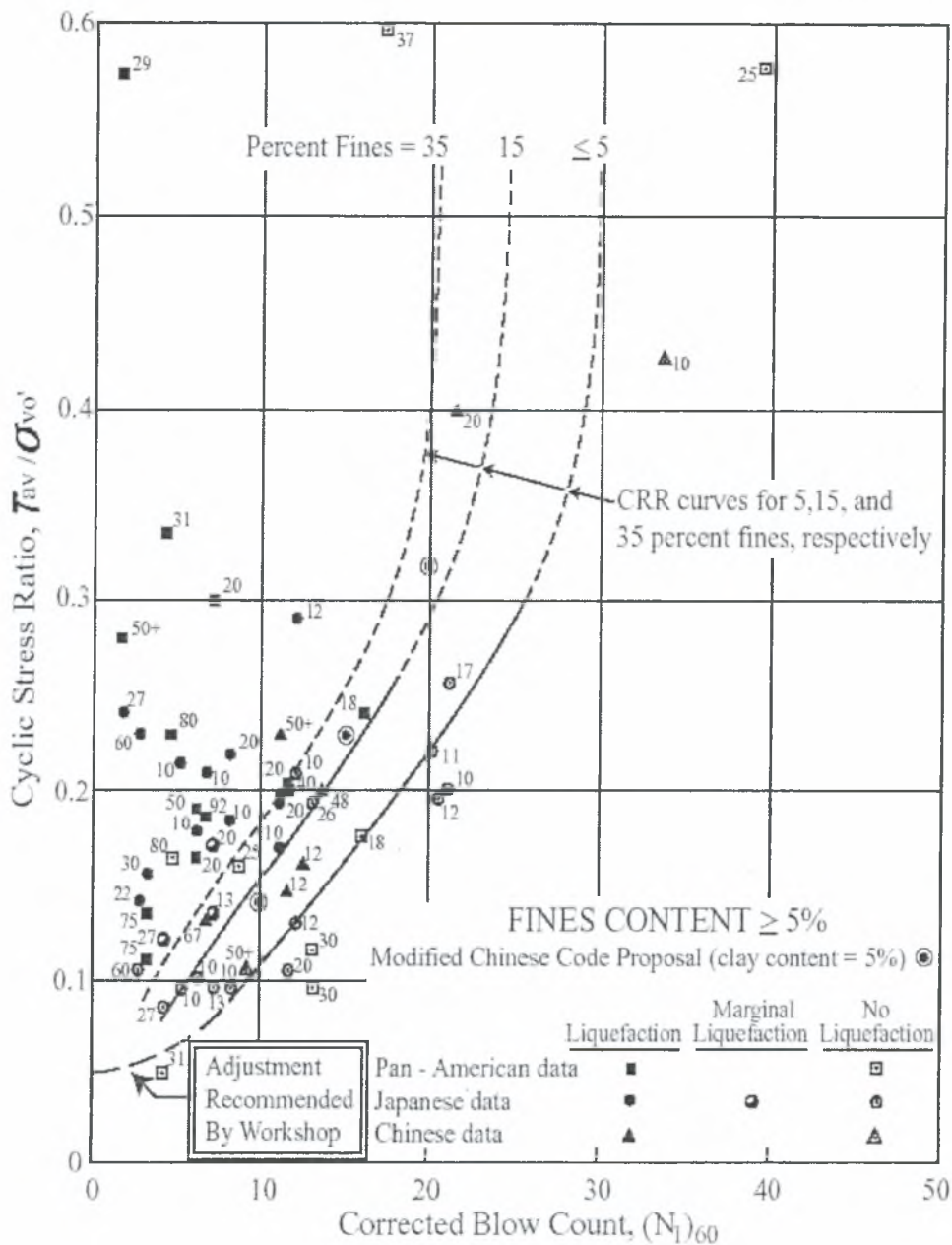
$$e=0.0006136$$

$$f=-0.0003285$$

$$g=-1.673E-05$$

$$h=3.714E-06$$

Η εξίσωση αυτή ισχύει για $(N_1)_{60cs}$ μικρότερο του 30 και μπορεί να χρησιμοποιηθεί για να υπολογιστεί η βασική καμπύλη που βρίσκει εφαρμογή σε υπολογισμούς των μηχανικών. Τέτοιες καμπύλες για διάφορα ποσοστά λεπτόκοκκων φαίνονται παρακάτω



Σχήμα 2.4 Κριτήριο ελέγχου ρευστοποίησης με βάση επί τόπου παρατηρήσεις εδαφικής συμπεριφοράς σε ιστορικά περιστατικά

Το $(N_1)_{60cs}$ είναι η ισοδύναμη αντίσταση για καθαρή άμμο

$$(N_1)_{60cs} = a + b (N_1)_{60}$$

όπου τα a και b υπολογίζονται από τις παρακάτω εξισώσεις

$a = 0$	για $FC \leq 5\%$
$a = \exp[1.76 - (190/FC^2)]$	για $5\% < FC < 35\%$
$a = 5.0$	για $FC \geq 35\%$
$b = 1.0$	για $FC \leq 5\%$
$b = [0.99 + (FC^{1.5}/1000)]$	για $5\% < FC < 35\%$
$b = 1.2$	για $FC \geq 35\%$

Ο $(N_1)_{60}$ προκύπτει από την τιμή του αριθμού κτύπων N-SPT σύμφωνα με την ακόλουθη εξίσωση

$$(N_1)_{60} = N C_N C_E C_B C_R C_S$$

όπου το N είναι ο αριθμός κτύπων της πρότυπης δοκιμής διείδυσης

C_N = η διόρθωση για την πίεση της κατακόρυφης ενεργού τάσης

C_E = η διόρθωση για την ενέργεια του σφυριού

C_B = η διόρθωση για την διάμετρο της γεώτρησης

C_R = η διόρθωση για το μήκος του στελέχους

C_S = η διόρθωση για μέθοδο του δείγματος

Οι ανωτέρω διορθωτικοί συντελεστές δίνονται στον Πίνακα 2.2

Πίνακας 2.2 Συντελεστές διόρθωσης SPT (τροποποιημένες από Skempton 1986)

Factor	Equipment Variable	Term	Correction
Overburden Pressure		C_N	$(P_a/\sigma'_{vo})^{0.5}$ $C_N \leq 2$
Energy ratio	Donut Hammer Safety Hammer Automatic-Trip Donut-Type Hammer	C_E	0.5 to 1.0 0.7 to 1.2 0.8 to 1.3
Borehole diameter	65 mm to 115 mm 150 mm 200 mm	C_B	1.0 1.05 1.15
Rod length	3 m to 4 m 4 m to 6 m 6m to 10 m 10 to 30 m >30 m	C_R	0.75 0.85 0.95 1.0 <1.0
Sampling method	Standard sampler Sampler without liners	C_S	1.0 1.1 to 1.3

Πολλοί ερευνητές της ομάδας πρότειναν ότι ένας παράγοντας που πρέπει να λαμβάνεται υπ' όψη είναι η πλαστικότητα και ότι θα πρέπει να υπάρχει αύξηση της αντοχής ρευστοποίησης με την αύξηση της πλαστικότητας. Όμως τα πολύ λίγα εμπειρικά στοιχεία που ήταν διαθέσιμα τους οδήγησαν στο να μη υιοθετήσουν κάποια μαθηματική σχέση. Παρόλα αυτά κάποιοι ερευνητές αυξάνουν την αντοχή κατά 10% στα εδάφη με λεπτόκοκκο και με πλαστικότητα μεγαλύτερη του 15% ή χρησιμοποιούν την ακόλουθη σχέση:

$$CRR_{PI} = CRR_{PI < 10} (1 + 0.02(PI - 10))$$

Η επίδραση του μεγέθους του σεισμού

Για να ληφθεί υπόψη η επίδραση του μεγέθους του σεισμοί για $M > 7.5$ ή $M < 7.5$ οι Seed & Idriss (1982) πρότειναν μια διόρθωση στην οποία ο συντελεστής ασφάλειας γράφεται :

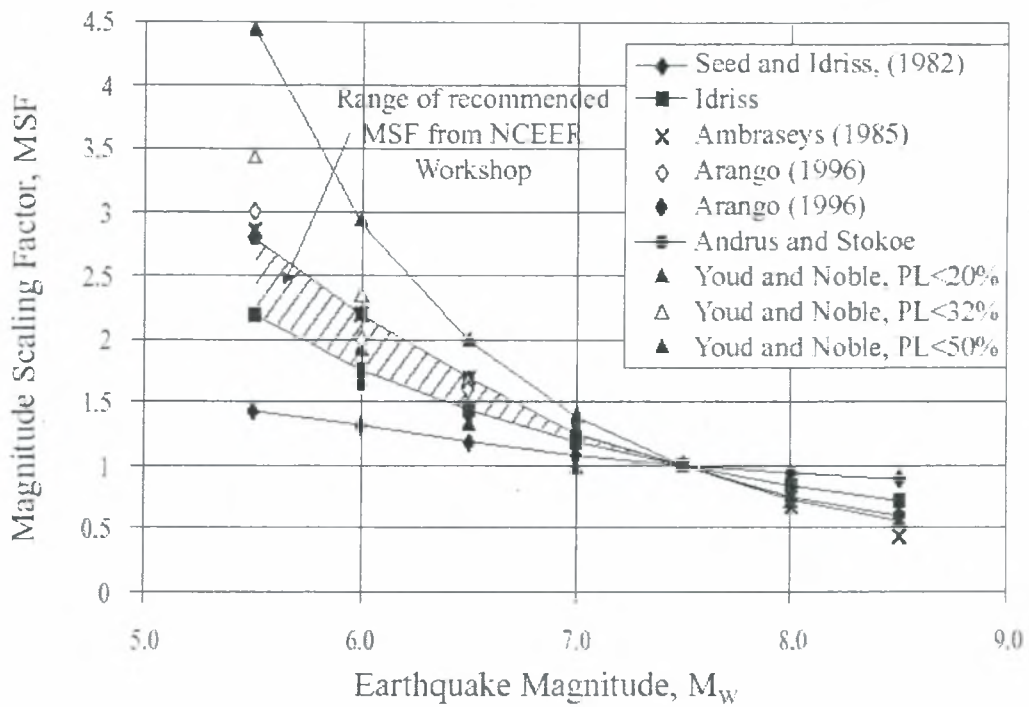
$$FS = (CRR_{7.5}/CSR) MSF$$

$$MSF = 10^{2.24/M^{2.56}}$$

Την εξίσωση του MSF πρότεινε ο Idriss ύστερα από μια επανεκτίμηση των δεδομένων που είχε χρησιμοποιήσει μαζί με τον καθηγητή του Seed . Παρακάτω δίνεται ο πίνακας με τιμές του MSF από διάφορους ερευνητές και η περιοχή των τιμών οι οποίες είναι αποδεκτές από την ομάδα. Παρατηρούμε ότι οι τιμές του Idriss για M μικρότερο του 7,5 είναι οι πιο συντηρητικές από αυτές που προτείνονται. Οι ίδιες πληροφορίες δίδονται επίσης γραφικά στο Σχήμα 2.5

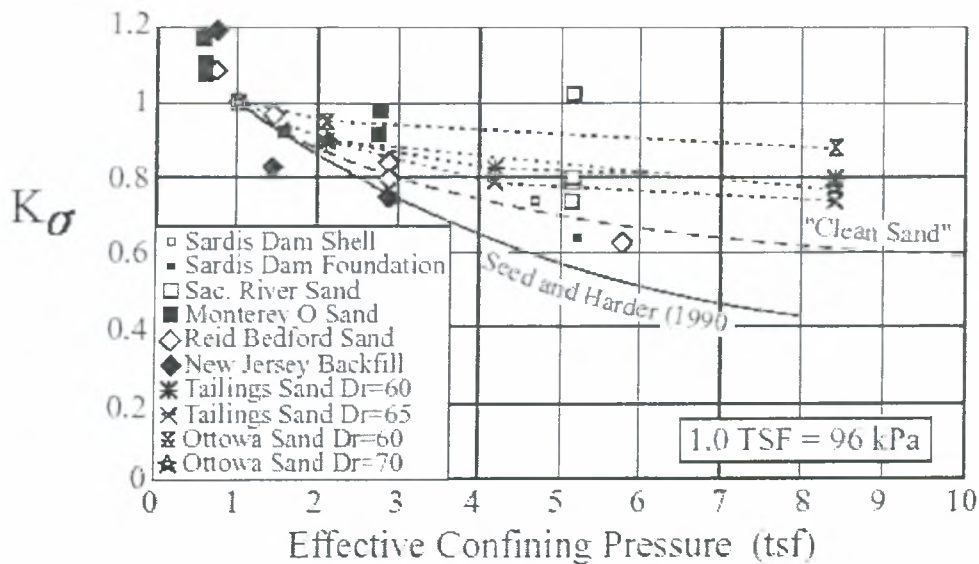
Πίνακας 2.3 Τιμές MSF από διάφορους ερευνητές

Mag- nitude M (1)	Seed and Idriss (1982) (2)	Idriss (3)	Ambraseys (1988) (4)	Arang o (1996)		Andrus and Stokoe (in press) (7)	Youd and Noble (this report) $P_L < 20\%$ $P_L < 32\%$ $P_L < 50\%$ (8) (9) (10)		
				(5)	(6)				
5.5	1.45	2.20	2.86	3.00	2.20	2.8	2.86	3.42	4.44
6.0	1.32	1.76	2.20	2.00	1.65	2.1	1.93	2.35	2.92
6.5	1.19	1.44	1.69	1.60	1.40	1.6	1.34	1.66	1.99
7.0	1.08	1.19	1.30	1.25	1.10	1.25	1.00	1.20	1.39
7.5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			1.00
8.0	0.94	0.84	0.67	0.75	0.85	0.8?			0.73?
8.5	0.89	0.72	0.44			0.65 ?			0.56?

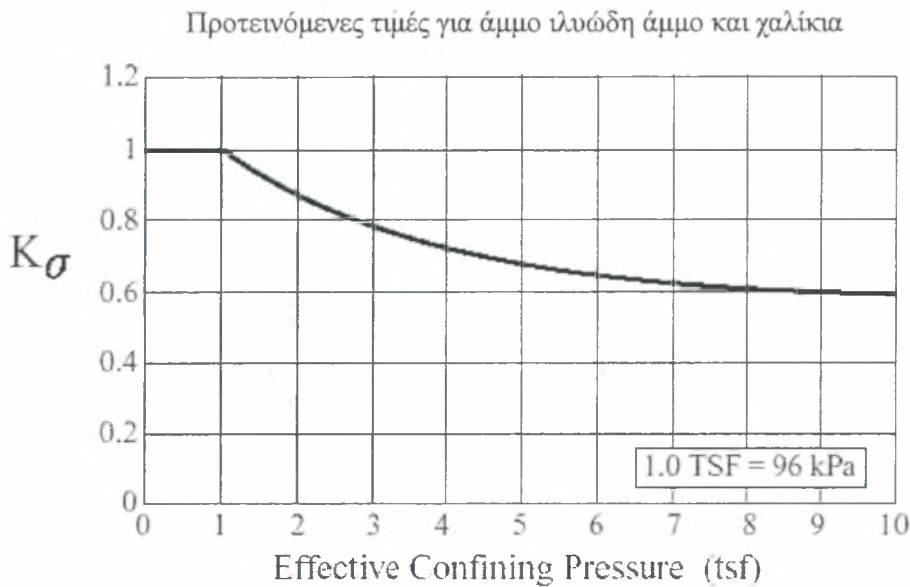


Σχήμα 2.5 Τιμές του MSF από τους διαφόρους ερευνητές

Τέλος προτείνεται μία ακόμη διόρθωση (Seed 1983) για τις πιέσεις των υπερκείμενων στρώσεων. Ο συντελεστής αυτός συμβολίζεται ως K_σ και διορθώνει τις τιμές του CRR για υψηλές τάσεις λόγω υπερκείμενων εδαφών με βάση εργαστηριακά δεδομένα .



Σχήμα 2.6 Επίδραση της περιβάλλουσας ενεργού τάσης στον συντελεστή K_σ



Σχήμα 2.7 Προτεινόμενες τιμές του K_{σ} για άμμο και χαλίκια

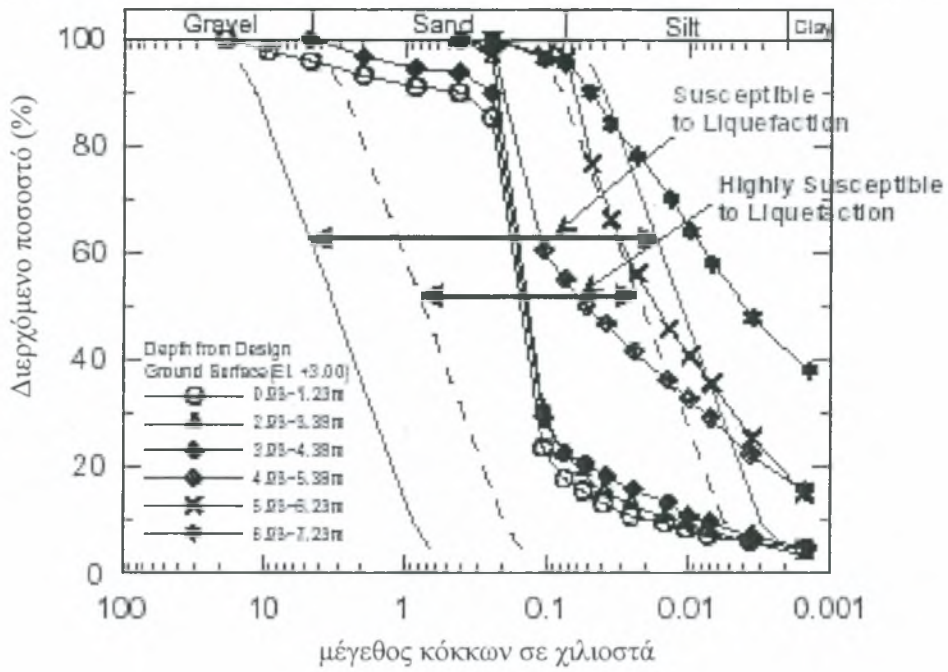
Οι ερευνητές πρότειναν να χρησιμοποιούνται οι τιμές από το τελευταίο διάγραμμα επειδή οι τιμές αυτές βρίσκουν καλύτερη εφαρμογή σε προβλήματα μηχανικού.

Μέθοδος του Υπουργείου Μεταφορών Ιαπωνίας (1999)

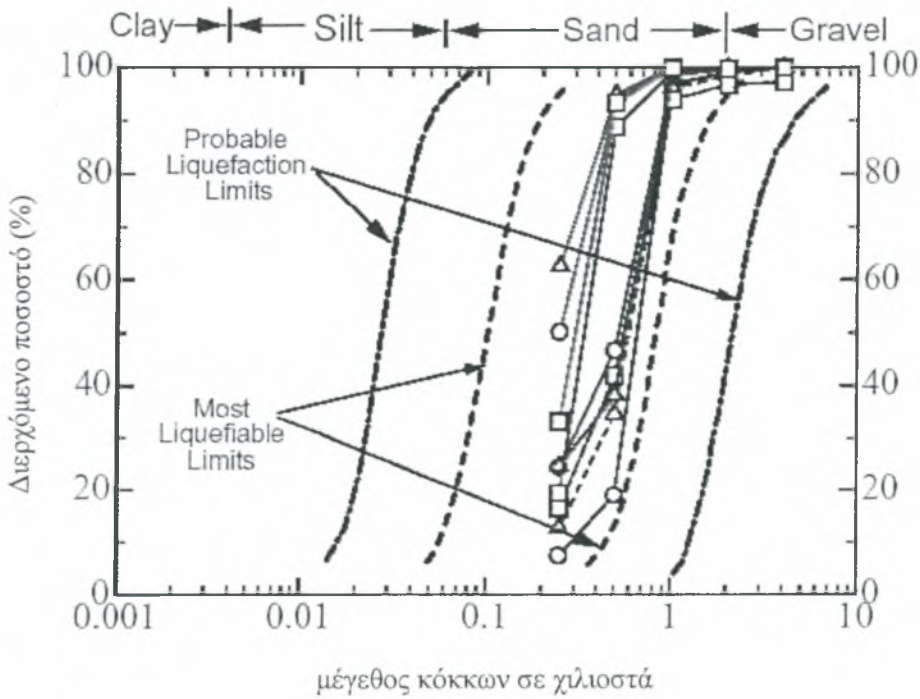
Μια μέθοδος που να συνδυάζει δεδομένα πεδίου και εργαστηριακά δεδομένα αναπτύχθηκε και χρησιμοποιήθηκε εκτεταμένα σε έργα που πραγματοποιήθηκαν στην Ιαπωνία (Port and Harbour Research Institute 1997, Yamazaki et al 1998, Ministry of Transport 1999). Σε αυτή τη μέθοδο η δυνατότητα ρευστοποίησης αξιολογείται σε δυο στάδια. Το πρώτο λαμβάνει υπόψη το εύρος του μεγέθους των κόκκων και τον αριθμό χτύπων από την πρότυπη δοκιμή διείσδυσης. Αν τα αποτελέσματα από το πρώτο βήμα είναι κοντά στο όριο ρευστοποίησης τότε το πρώτο βήμα ακολουθείται από ένα δεύτερο, κατά το οποίο γίνεται ανακυκλική τριαξονική δοκιμή.

Βήμα 1^ο

Αρχικά το έδαφος ταξινομείται σύμφωνα με το μέγεθος των κόκκων. Τα όρια στα οποία πρέπει να περικλείεται φαίνονται στα Σχήματα 2.8 και 2.9. Το έδαφος θεωρείται ότι είναι μη ρευστοποιήσιμο αν το μέγεθος των κόκκων είναι



Σχήμα 2.8 Όρια διαμέτρων κόκκων που έχουν την δυνατότητα ρευστοποίησης με $U_c < 3.5$



Σχήμα 2.9 Όρια διαμέτρων κόκκων που έχουν την δυνατότητα ρευστοποίησης με $U_c > 3.5$

έξω από τις ζώνες υψηλής ρευστοποίησης. Διαφορετικά, η δυνατότητα ρευστοποίησης υπολογίζεται σύμφωνα με την παρακάτω διαδικασία.

A) Ισοδύναμη τιμή χτύπων N

Η ισοδύναμη τιμή του N υπολογίζεται για τη κατακόρυφη ενεργή τάση ίση προς 65 kPa. Η διόρθωση αυτή γίνεται με τον ακόλουθο τύπο

$$N_{65} = \frac{Nm - 0.019 * (\sigma'v - 65)}{0,0041 * (\sigma'v - 65) + 1}$$

Όπου το N_m είναι η μετρούμενη τιμή από την δοκιμή πενετρομέτρησης, $\sigma'v$ είναι η ενεργή κατακόρυφη γεωστατική τάση σε kPa.

B) Ισοδύναμη επιτάχυνση

Η ισοδύναμη επιτάχυνση a_{eq} υπολογίζεται από τον ακόλουθο τύπο

$$a_{eq} = 0.7 * (\tau_{max} / \sigma'v) * g$$

όπου τ_{max} είναι η μέγιστη διατμητική τάση που υπολογίζεται από την σεισμική απόκριση των εδαφικού σχηματισμού $\sigma'v$ είναι η ενεργή κατακόρυφη γεωστατική τάση σε kPa.

Γ) Δυνατότητα ρευστοποίησης για καθαρές άμμους

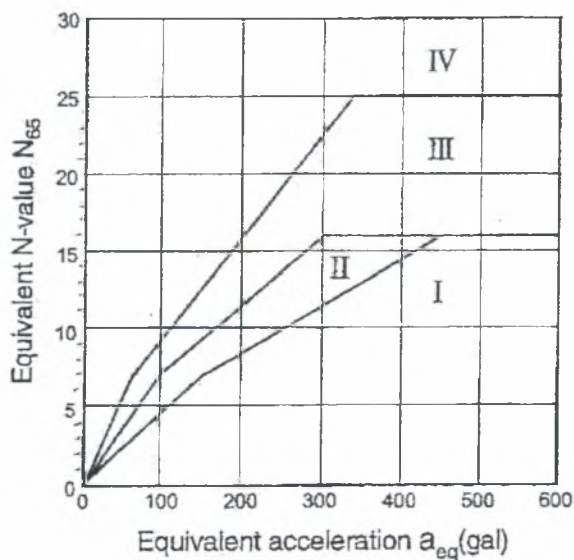
Για καθαρές άμμους (εδάφη στα οποία το ποσοστό των λεπτόκοκκων είναι μικρότερο του 5%) η δυνατότητα ρευστοποίησης υπολογίζεται χρησιμοποιώντας το παρακάτω Σχήμα 2.10. Η ζώνη στην οποία ανήκει κάθε έδαφος καθορίζεται από την ισοδύναμη τιμή Κτύπων N N_{65} και από την ισοδύναμη επιτάχυνση a_{eq} . Η αξιολόγηση γίνεται ως εξής

-Ζώνη I: έχει πολύ υψηλή δυνατότητα ρευστοποίησης. Δεν απαιτούνται τριαξονικές δοκιμές.

-Ζώνη II: έχει υψηλή δυνατότητα ρευστοποίησης. Σε αυτή την περίπτωση χρειάζεται σκέψη για το αν θα εμφανιστεί ρευστοποίηση ή αν πρέπει να γίνει αναλυτικότερος έλεγχος βασισμένος σε τριαξονικές δοκιμές

-Ζώνη III: έχει χαμηλή δυνατότητα ρευστοποίησης. Σε αυτή την περίπτωση χρειάζεται σκέψη για το αν δεν θα εμφανιστεί ρευστοποίηση ή αν πρέπει να γίνει αναλυτικότερος έλεγχος βασισμένος σε τριαξονικές δοκιμές. Αν χρειάζεται να γίνει σχεδιασμός της κατασκευής με αρκετή ασφάλεια, τότε καλό είναι να δεχθούμε ότι θα γίνει ρευστοποίηση.

-Ζώνη IV: έχει πολύ χαμηλή δυνατότητα ρευστοποίησης. Τριαξονικές δοκιμές δεν απαιτούνται.



Σχήμα 2.10 Διάγραμμα ελέγχου ρευστοποίησης

Δ) Διόρθωση για αργιλικά ή πλαστικά εδάφη

Για εδάφη με ποσοστό λεπτόκοκκων μεγαλύτερα από 5% η τιμή N της πρότυπης δοκιμής διείδυσης διορθώνεται ανάλογα με τις ακόλουθες τρεις περιπτώσεις:

Περίπτωση 1^η

Ο δείκτης πλαστικότητας $I_p < 10$ ή το ποσοστό λεπτόκοκκων είναι $5\% \leq FC < 15\%$. Τότε η ισοδύναμη τιμή κτύπων N διορθώνεται με τον ακόλουθο

$$N'_{65} = N_{65} / C_{FC}$$

όπου N'_{65} είναι η διορθωμένη τιμή του N_{65} και C_{FC} είναι ένας διορθωτικός συντελεστής που δίδεται στο Σχήμα 2.11. Χρησιμοποιώντας αυτόν τον συντελεστή, η δυνατότητα ρευστοποίησης αξιολογείται με τον ίδιο τρόπο όπως στο Γ).

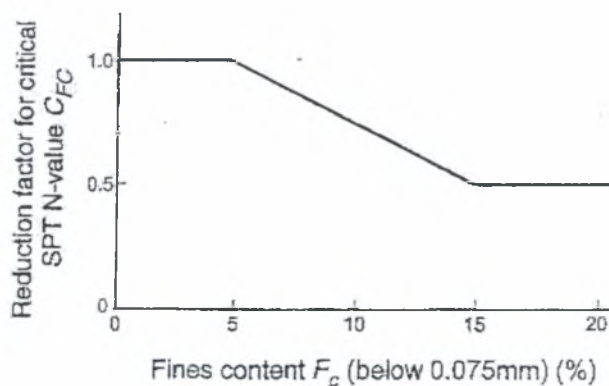
Περίπτωση 2^η

Ο δείκτης πλαστικότητας I_p είναι $10\% \leq FC < 20\%$ και το ποσοστό των λεπτόκοκκων είναι $> 15\%$. Τότε η ισοδύναμη τιμή χτύπων N διορθώνεται με την ακόλουθη σχέση.

$$N'_{65} = N_{65} / 0,5$$

$$N''_{65} = N + \Delta N$$

$$\Delta N = 8 + 0,45 (I_p - 10)$$



Σχήμα 2.11 Διορθωτικός συντελεστής C_{FC}

Με τις τιμές της ισοδύναμης επιτάχυνσης a_{eq} και τον διορθωμένο αριθμό κτύπων N_{65} καθορίζεται από το Σχήμα 2.10 η δυνατότητα ρευστοποίησης ως εξής:

- Όταν το N'_{65} είναι στην ζώνη I, η πιθανότητα ρευστοποίησης εκτιμάται από την ζώνη I
- Όταν το N'_{65} είναι στην ζώνη II, η πιθανότητα ρευστοποίησης εκτιμάται από την ζώνη II
- Όταν το N'_{65} είναι στην ζώνη III ή IV και το N'_{65} είναι στην ζώνη I, II, III η πιθανότητα ρευστοποίησης εκτιμάται από την ζώνη III
- Όταν το N'_{65} είναι στην ζώνη III ή IV και το N'_{65} είναι στην ζώνη IV η πιθανότητα ρευστοποίησης εκτιμάται από την ζώνη IV

Περίπτωση 3^η

Ο δείκτης πλαστικότητας I_p είναι μεγαλύτερος του 20 και το ποσοστό των λεπτόκοκκων είναι μεγαλύτερο του 15%. Τότε ο ισοδύναμος αριθμός κτύπων N διορθώνεται ως εξής

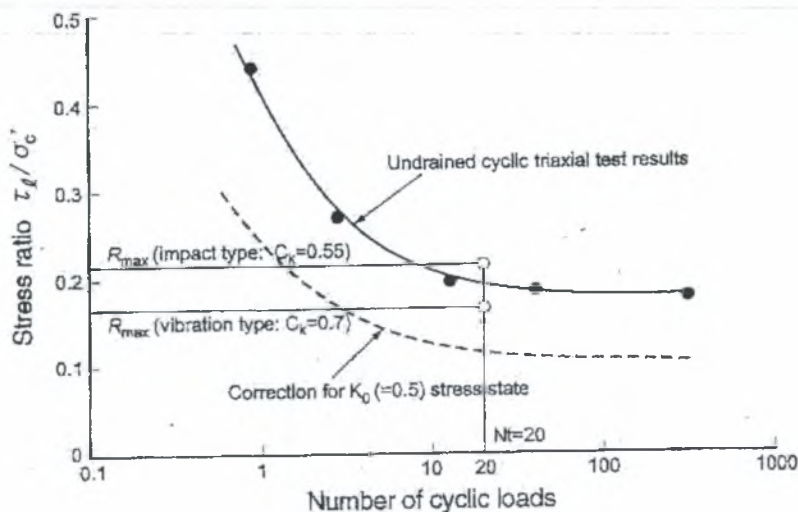
$$N'_{65} = N + \Delta N$$

$$\Delta N = 8 + 0,45 (I_p - 10)$$

Βήμα 2^ο (Τριαξονικές δοκιμές)

Όταν η δυνατότητα ρευστοποίησης δεν μπορεί να προσδιοριστεί από το πρώτο βήμα (επειδή η τιμή βρίσκεται στις περιοχές II και III του διαγράμματος) τότε υπολογίζεται μέσα από τριαξονικές δοκιμές χρησιμοποιώντας αδιατάραχτα δείγματα. Βασισμένοι στην σχέση που υπάρχει ανάμεσα στον λόγο ανακυκλικής τάσης (Cyclic Stress Ratio) και στον αριθμό των κύκλων οι οποίοι προκαλούν ρευστοποίηση σε μία δοκιμή εργαστηρίου, υπολογίζουμε την ανακυκλική αντοχή $(\tau_1/\sigma'_c)_{N1=20}$ διαβάζοντας την τιμή της αντοχής στους 20 κύκλους της φόρτισης. Χρησιμοποιώντας αυτή την αντοχή η επιτόπου αντοχή ρευστοποίησης R_{max} μπορεί να υπολογιστεί από την παρακάτω εξίσωση

$$R_{max} = 0.9 * (1 + 2 * K_0) / (C_K * 3) * (\tau_1/\sigma'_c)_{N1=20}$$



Σχήμα 2.12 Μεταβολή του λόγου ανακυκλικής αντοχής με τον αριθμό των κύκλων φόρτισης

Στην εξίσωση αυτή γίνονται οι παρακάτω διορθώσεις

-Διόρθωση τάσης: Η διαφορά στην τάση που υπάρχει ανάμεσα στην τριαξονική δοκιμή και από αυτές που επικρατούν έξω στο πεδίο

-Διόρθωση σεισμικής διέγερσης: Υπάρχει διαφορά ανάμεσα στην ακανόνιστη σεισμική κίνηση που επικρατεί στο πεδίο και της αρμονικής που επιβάλλουμε στο εργαστήριο. Οι συντελεστές διόρθωσης είναι οι εξής

παλμική διέγερση (impact type input motion) : $C_K = 0.55$

Δόνηση (vibration type input motion) : $C_K = 0.7$

Ο λόγος της σεισμικής τάσης $L_{max} = \tau_{max} / \sigma'_c$ υπολογίζεται μέσω της απόκρισης των εδαφικών σχηματισμών. Ο συντελεστής ασφάλειας F δίνεται από τον τύπο

$$F = R_{max} / L_{max}$$

Για να μην υπάρχει κίνδυνος ρευστοποίησης ο συντελεστής πρέπει να είναι μεγαλύτερος της μονάδας ($F > 1$).

2.3.2 Μέθοδος Συντελεστή Δυνατότητας Ρευστοποίησης P_L

Μέθοδος Iwasaki et al (1980)

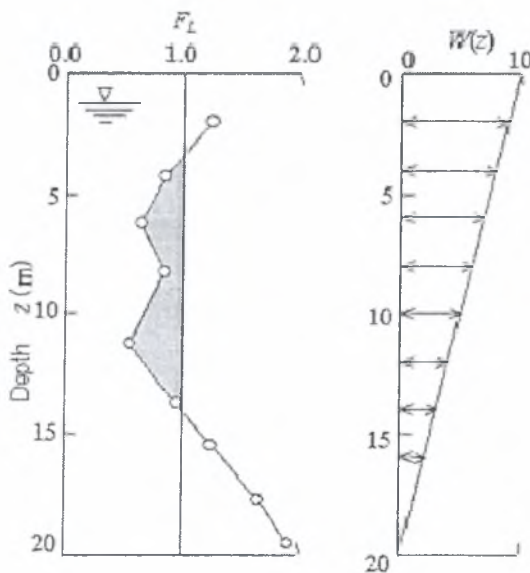
Οι *Iwasaki et al.* (1980) καθόρισαν ένα δείκτη (PL) που προήλθε από τη σταθμισμένη ολοκλήρωση του συντελεστή FL με το βάθος, και τον όρισαν ως δείκτη για τη δυνατότητα ρευστοποίησης του εδάφους.

$$P_L = \int_0^{20} F w(z) dz$$

$$F = \begin{cases} 1 - F_L & F_L < 1.0 \\ 0 & F_L \geq 1.0 \end{cases}$$

$$w(z) = 10 - 0.5 * z \quad (z : \text{βάθος από την επιφάνεια σε m})$$

όπου w_z είναι μια συνάρτηση βάρους ως προς το βάθος



Σχήμα 2.13 Υπολογισμός του συντελεστή PL

Ο συντελεστής PL παίρνει τις ακόλουθες τιμές

$PL=0$	δυνατότητα ρευστοποίησης αρκετά χαμηλή
$0 < PL \leq 5$	δυνατότητα ρευστοποίησης χαμηλή
$5 < PL \leq 15$	δυνατότητα ρευστοποίησης υψηλή
$15 < PL$	δυνατότητα ρευστοποίησης αρκετά υψηλή

Μια γρήγορη εκτίμηση για το αν θα έχουμε ρευστοποίηση ή όχι μπορούν να μας προσφέρουν τα κάτωθι διαγράμματα. Οι κοκκομετρικές καμπύλες δείχνουν άνω και κάτω όρια μεταξύ των οποίων μπορεί να υπάρξει υψηλή ή μέτρια πιθανότητα για τον κίνδυνο ρευστοποίησης. Τα όρια αυτά ανάγονται σε δύο κατηγορίες ανάλογα με τον συντελεστή καμπυλότητας που έχουμε .

2.4 ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ ΤΩΝ ΕΝΕΡΓΩΝ ΤΑΣΕΩΝ

Η μοντελοποίηση του εδάφους με νόμους τάσεων – παραμορφώσεων ήταν ένα θέμα που μελετήθηκε έντονα για πολλά χρόνια και η προσομοίωση της σύνθετης συμπεριφοράς των εδαφών με προδιάθεση ρευστοποίησης με απλούς καταστατικούς νόμους απετέλεσε πρόκληση για τους ερευνητές.

Η συμπεριφορά του εδάφους σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση είναι μη γραμμική και εξαρτάται από πλήθος παραγόντων (τασική όδευση, ιστορία γεωυλικού, μηχανικά χαρακτηριστικά). Η ανάλυση ενεργών τάσεων προϋποθέτει την ύπαρξη ενός καταστατικού προσομοιώματος το οποίο περιγράφει με σχετική ακρίβεια την μονοτονική και ανακυκλική συμπεριφορά του εδάφους και τη χρήση ενός κατάλληλου λογισμικού αριθμητικής ανάλυσης, το οποίο θα παρέχει τη δυνατότητα ενσωμάτωσης νέων καταστατικών προσομοιωμάτων. Το νέο καταστατικό προσομοίωμα εισάγεται με τη χρήση μια εξωτερικής ρουτίνας, η οποία καλείται από το κύριο πρόγραμμα ανάλυσης κάθε φορά που απαιτείται ο υπολογισμός των τάσεων όταν είναι γνωστές οι μετατοπίσεις.

Για την αριθμητική ανάλυση είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθούν κώδικες πεπερασμένων στοιχείων (Iai et al. 1998, Dakoulas and Eltaher 1998) ή πεπερασμένων διαφορών (Dakoulas 2003). Στην μέθοδο που περιγράφεται παρακάτω έχει χρησιμοποιηθεί ο κώδικας πεπερασμένων διαφορών FLAC που βασίζεται σε άμεση εν χρόνω ολοκλήρωση (explicit formulation). Για στατικά προβλήματα, η χρήση της εξίσωσης κίνησης στο FLAC εξασφαλίζει σταθερότητα στο σύστημα ακόμα και σε περιπτώσεις που υπάρχει μεγάλη πιθανότητα αστάθειας (π.χ. σε μη γραμμικά υλικά κοντά στην αστοχία). Συμπεριλαμβάνοντας κατά την επίλυση των εξισώσεων ισορροπίας αδρανειακές δυνάμεις και μετατρέποντας μέρος της ενέργειας του συστήματος σε κινητική ενέργεια που αποσβαίνεται, επιτυγχάνεται πιο σωστή προσομοίωση των φυσικών διαδικασιών. Για δυναμικά προβλήματα, χρησιμοποιείται πολύ μικρό χρονικό βήμα Δt ενώ σε κάθε βήμα το υπόλοιπο της δύναμης που δεν εξισορροπείται μετατρέπεται σε επιτάχυνση που επιβάλλεται στο επόμενο χρονικό βήμα.

Ένα πιθανό καταστατικό προσομοίωμα, μεταξύ εκείνων που έχουν προταθεί είναι το καταστατικό προσομοίωμα των Pastor et al. (1990) που αναπτύχθηκε στο πλαίσιο της θεωρίας της γενικευμένης πλαστικότητας. Το προσομοίωμα βασίζεται στις αρχές της κρίσιμης κατάστασης και χρησιμοποιεί μη-συσχετισμένο νόμο πλαστικής ροής.

Η σχέση τάσεων – παραμορφώσεων είναι:

$$d\sigma' = D_{L/U}^{ep} d\varepsilon = \left(D^e - \frac{D^e n_{gL/U} n_{gL/U} D^e}{H_{L/U} + n^T D^e n_{gL/U}} \right) d\varepsilon \quad (2.1)$$

στην οποία

- $d\sigma'$ = το διάνυσμα της μεταβολής των ενεργών τάσεων
- $d\varepsilon$ = το διάνυσμα της μεταβολής των παραμορφώσεων
- $D_{L/U}^{ep}$ = το μητρώο ελαστο-πλαστικής δυσκαμψίας για φόρτιση / αποφόρτιση
- D^e = το μητρώο ελαστικής δυσκαμψίας
- $H_{L/U}$ = το μέτρο πλαστικότητας για φόρτιση / αποφόρτιση
- n = διάνυσμα κάθετο στην επιφάνεια διαρροής
- $n_{gL/U}$ = κατεύθυνση της πλαστικής ροής

Το ελαστικό μητρώο δυσκαμψίας γράφεται υπό μορφή τανυστή ως

$$D_{ijkl}^e = \left(K^e - \frac{2}{3} G^e \right) \delta_{ij} \delta_{kl} + G^e (\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{kj}) \quad (2.2)$$

όπου K^e = το ελαστικό μέτρο ογκομετρικών μεταβολών, G^e = το ελαστικό διατμητικό μέτρο και δ_{ij} το δέλτα του Kronecker.

Το προσομοίωμα δεν χρειάζεται τον ακριβή μαθηματικό προσδιορισμό των επιφανειών διαρροής και πλαστικού δυναμικού, παρά μόνον των διευθύνσεων των καθέτων επί των επιφανειών αυτών n και $n_{gL/U}$. Το διάνυσμα $n_{gL/U}$ εκφράζεται στο χώρο p - q - θ από τις σχέσεις:

$$n_{gL}^T = \frac{(d_g, 1, -0.5 M_g q \cos 3\theta)}{\sqrt{d_g^2 + 1 + (0.5 M_g q \cos 3\theta)^2}} \quad \text{για φόρτιση και} \quad (2.3)$$

$$n_{gU}^T = \frac{(-|d_g|, 1, -0.5 M_g q \cos 3\theta)}{\sqrt{d_g^2 + 1 + (0.5 M_g q \cos 3\theta)^2}} \quad \text{για αποφόρτιση} \quad (2.4)$$

στην οποία d_g είναι η διασταλτικότητα του εδάφους που ορίζεται ως λόγος των πλαστικών ογκομετρικών προς τις πλαστικές διατμητικές παραμορφώσεις

$$d_g = \frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_s^p} \approx \frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_s} \quad (2.5)$$

$$d\varepsilon_v = \sum_{i=1}^3 d\varepsilon_{ii} = d\varepsilon_{11} + d\varepsilon_{22} + d\varepsilon_{33} \quad (2.6)$$

$$d\varepsilon_s = \frac{1}{3} \left\{ 2 \left[(d\varepsilon_{22} - d\varepsilon_{33})^2 + (d\varepsilon_{33} - d\varepsilon_{11})^2 + (d\varepsilon_{11} - d\varepsilon_{22})^2 \right] + 3 (d\gamma_{12}^2 + d\gamma_{23}^2 + d\gamma_{31}^2) \right\}^{1/2} \quad (2.7)$$

Στο προσομοίωμα αυτό η διασταλτικότητα εκφράζεται από τη σχέση

$$d_g = (1 + \alpha) (M_g - \eta) \quad (8.8)$$

όπου

$$\eta = q/p \quad (8.9)$$

$$p = (\sigma'_{11} + \sigma'_{22} + \sigma'_{33})/3 = I_1/3 \quad (2.10)$$

$$q = \sqrt{3J_2'} \quad (2.11)$$

$$J_2' = \frac{1}{2} s : s = \frac{1}{2} s_{ik} s_{ki} = \frac{1}{2} (s_{11}^2 + s_{22}^2 + s_{33}^2) + \sigma_{12}^2 + \sigma_{23}^2 + \sigma_{31}^2 \quad (2.12)$$

$$s_{ij} = \sigma'_{ij} - p \delta_{ij} \quad (2.13)$$

$$M_g = \frac{6M_{gc}}{6 + M_{gc}(1 - \sin 3\theta)} \quad (2.14)$$

$$\theta = -\frac{1}{3} \sin^{-1} \left(\frac{\sqrt{27J'_3}}{2J'_2} \right) = \eta \text{ γωνία Lode} \quad (2.15)$$

$$J'_3 = \frac{1}{3} s_{ij} s_{jk} s_{kl} = \frac{1}{3} (s_{11}^3 + s_{22}^3 + s_{33}^3) - (\sigma_{12}^2 \sigma_{33} + \sigma_{23}^2 \sigma_{11} + \sigma_{32}^2 \sigma_{11}) \quad (2.16)$$

M_{gc} = παράμετρος του εδάφους

α = παράμετρος του εδάφους

Το κάθετο διάνυσμα στη επιφάνεια διαρροής δίδεται από τη σχέση

$$n^T = \frac{(d_f, 1, -0.5 M_f q \cos 3\theta)}{\sqrt{d_f^2 + 1 + (0.5 M_f q \cos 3\theta)^2}} \quad (2.17)$$

όπου d_f και M_f = παράμετροι της επιφάνεια διαρροής, όπου

$$d_f = (1 + \alpha) (M_f - \eta) \quad (2.18)$$

$$M_f = \frac{6M_{fc}}{6 + M_{fc}(1 - \sin 3\theta)} \quad (2.19)$$

M_{fc} = παράμετρος του εδάφους

Το μέτρο πλαστικότητας για φόρτιση δίδεται από την σχέση

$$H_L = H_o p H_f (H_v + H_s) H_{DM} \quad (2.20)$$

όπου

$$H_f = 1 - \frac{\eta}{\eta_f} \quad (2.21)$$

$$H_v = 1 - \frac{\eta}{M_g} \quad (2.22)$$

$$H_s = \beta_o \beta_l e^{-\beta_o \xi} \quad (2.23)$$

$$H_{DM} = \frac{\eta_{max}}{\eta} \quad (2.24)$$

$$\eta_f = 1 + \frac{1}{\alpha} M_f \quad (2.25)$$

$H_o, \beta_o, \beta_l, \gamma =$ σταθερές του εδάφους; and $\xi =$ συσσωρευμένη αποκλίνουσα πλαστική παραμόρφωση που δίδεται από τη σχέση

$$\xi = \int d\xi = \int \sqrt{de^p de^p} \quad (2.26)$$

$$de = d\varepsilon - \frac{1}{3} \sum_{i=1}^3 d\varepsilon_{ii} \quad (2.27)$$

Για αποφόρτιση, στο αρχικό καταστατικό προσομοίωμα, το πλαστικό μέτρο H_U δίδεται από την μορφή:

$$H_U = \begin{cases} H_{uo} \frac{M_g}{\eta_u}^{\gamma_u}, & \text{if } \left| \frac{M_g}{\eta_u} \right| > 1 \\ H_{uo}, & \text{if } \left| \frac{M_g}{\eta_u} \right| \leq 1 \end{cases} \quad (2.28)$$

όπου $H_{uo}, \gamma_u =$ σταθερές του εδάφους, $M_g =$ ο λόγος τάσεων στην κρίσιμη κατάσταση και η_u είναι ο λόγος τάσεων από τον οποίο γίνεται αποφόρτιση.

Στη παραλλαγή του καταστατικού προσομοιώματος που χρησιμοποιείται εδώ, το πλαστικό μέτρο H_U δίδεται από την μορφή

$$H_U^* = \begin{cases} H_{uo}^* p \frac{M_g}{\eta_u}^{\gamma_u}, & \text{if } \left| \frac{M_g}{\eta_u} \right| > 1 \\ H_{uo}^* p, & \text{if } \left| \frac{M_g}{\eta_u} \right| \leq 1 \end{cases} \quad (2.29)$$

όπου H_{uo}^* , $\gamma_u =$ σταθερές του εδάφους και, $M_g =$ ο λόγος τάσεων στην κρίσιμη κατάσταση και η_u είναι ο λόγος τάσεων από τον οποίο γίνεται αποφόρτιση.

Μία λεπτομερής μελέτη για την επαλήθευση του καταστατικού προσομοιώματος έγινε από τον Π. Ντακούλα (2003). Για την επιβεβαίωση της ορθής ενσωμάτωσης στον κώδικα FLAC παρουσιάζονται ορισμένα τυπικά αποτελέσματα της βαθμονόμησης.

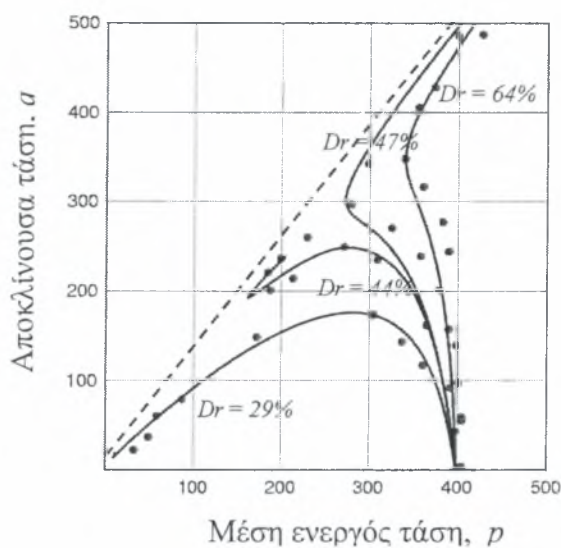
Ο Casagrande πρώτος έκανε την υπόθεση ότι μια ρευστοποιημένη άμμος παρουσιάζει μια ρευστή δομή στην οποία οι κόκκοι της περιστρέφονται συνεχώς επιτυγχάνοντας μια δομή με την λιγότερο δυνατή αντίσταση τριβής (Casagrande, 1976). Ο Casagrande δεν κατάφερε να δημιουργήσει τέτοιου είδους συνθήκη στο εργαστήριο παρά μόνο μετά τα τέλη της δεκαετίας του '60 όπου ένας από τους μαθητές του εκτέλεσε μια σειρά από σημαντικές δοκιμές αστράγγιστων τριαξονικών δοκιμών με ελεγχόμενη εντατική κατάσταση Castro (1969). Για την συμπεριφορά στην μονοτονική φόρτιση παρουσιάζονται αποτελέσματα από τριαξονική θλίψη υπό αστράγγιστες συνθήκες σε δοκίμια άμμου Banding από τα πειράματα του Castro. Οι δοκιμές που παρουσιάζονται αντιστοιχούν σε τέσσερις σχετικές πυκνότητες της άμμου, $Dr = 29\%$, 44% , 47% , και 64% . Στο Σχήμα 2.16α παρουσιάζονται οι ενεργές τασικές οδεύσεις (διάγραμμα q-p') για τις τέσσερις δοκιμές. Οι κύκλοι παριστούν τα πειραματικά δεδομένα ενώ οι συνεχείς γραμμές τις προβλέψεις του προσομοιώματος. Στο Σχήμα 2.16β παρουσιάζονται οι υπερπίεσεις που αναπτύσσονται κατά την διάρκεια της θλίψης ως προς τη διατμητική παραμόρφωση, ε_s , όπου

$$\varepsilon_s = \frac{1}{3} \left\{ 2 \left[(\varepsilon_{22} - \varepsilon_{33})^2 + (\varepsilon_{33} - \varepsilon_{11})^2 + (\varepsilon_{11} - \varepsilon_{22})^2 \right] + 3(\gamma_{12}^2 + \gamma_{23}^2 + \gamma_{31}^2) \right\}^{1/2} \quad (2.30)$$

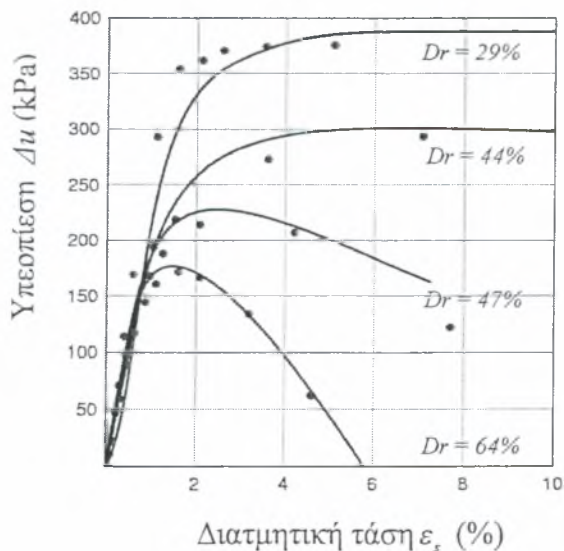
και στην περίπτωση τριαξονικής δοκιμής όπου $\varepsilon_{22} = \varepsilon_{33}$ και $\gamma_{12} = \gamma_{23} = \gamma_{31} = 0$, η ε_s γίνεται

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3} (\varepsilon_{11} - \varepsilon_{33}) \quad (2.31)$$

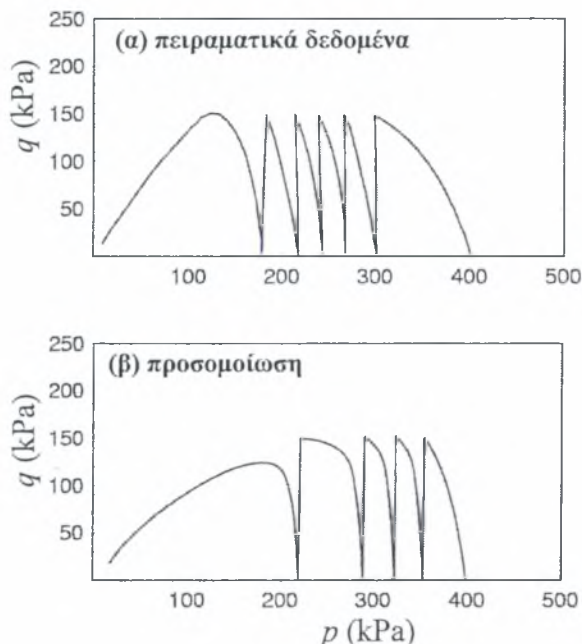
(α)



(β)



Σχήμα 2.14. Σύγκριση Πειραματικών Δεδομένων (Castro 1969) και Προσομοίωσης: (α) Τασικές Οδεύσεις (β) Υπερπίεση Πόρων. Φαίνεται η προσέγγιση όλων των δοκιμίων στην γραμμή σταθερής κατάστασης (Steady State Line) που υποδηλώνει την απαρχή της ρευστοποίησης.



Σχήμα 2.15. Ανακυκλική Τριαξονική Φόρτιση for $Dr = 30\%$: (α) Πειραματικά Δεδομένα και (β) Προσομοίωση

Όταν η σχετική πυκνότητα D_r του εδάφους είναι γνωστή, τότε είναι δυνατή η κατευθείαν χρήση της μεθόδου με βάση ολοκληρωμένα προσομοιώματα μη συνεκτικών εδαφών. Αν η σχετική πυκνότητα δεν είναι γνωστή, τότε είναι δυνατόν να εκτιμηθεί από επιτόπου μετρήσεις και τα όρια του δείκτη κενών. Οι Cubrinovski and Ishihara (2001), κάνοντας χρήση μία εκτενή σειρά πειραμάτων, προτείνουν την σχέση

$$D_r = \left\{ N_1 (e_{\max} - e_{\min})^{1.7} \right\}^{1/2} / 3 \tag{2.32}$$

όπου

$$N_1 = (98 / \sigma'_v)^{1/2} N$$

N = είναι αριθμός κτύπων της δοκιμής SPT

σ'_v = η μέση ενεργός τάση (kPa)

e_{\max} , e_{\min} = η μέγιστη και ελάχιστη τιμή του δείκτη κενών

Επίσης, μία εμπειρική συσχέτιση της διαφοράς $e_{\max} - e_{\min}$ με την διάμετρο D_{50} δίδεται από την σχέση $0.23+0.06/D_{50}$ (Cubrinovski and Ishihara 2001). Η σχετική πυκνότητα είναι δυνατόν να εκτιμηθεί από την σχέση (2.32) και να βελτιωθεί από ανακυκλικές τριαξονικές δοκιμές αντοχής σε ρευστοποίηση.

Το προσομοίωμα προβλέπει τη συμπύκνωση και τη κράτυνση σε διάτμηση υπό στραγγισμένες συνθήκες και την ανάπτυξη υπερπιέσεων και ρευστοποίησης σε χαλαρές άμμους υπό αστράγγιστες συνθήκες. Στη περίπτωση πολύ πυκνών άμμων υπό αστράγγιστες συνθήκες, το προσομοίωμα προβλέπει χαλάρωση του υλικού σε μεγάλες παραμορφώσεις. Συγκρίσεις μεταξύ προβλέψεων και πειραματικών δεδομένων που περιλαμβάνουν μονοτονικές φορτίσεις άμμων με τάση για συμπύκνωση ή διόγκωση, καθώς επίσης και συγκρίσεις ανακυκλικών φορτίσεων άμμων που οδηγούν σε ρευστοποίηση έδειξαν ικανοποιητική συμφωνία (Pastor et al. 1990, Dakoulas 2003).

3. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΥΠΕΔΑΦΟΥΣ ΤΗΣ ΛΑΡΙΣΑΣ

3.1 ΓΕΝΙΚΑ

Στην μελέτη της γεωλογικής και τεκτονικής δομής της ευρύτερης περιοχής της πόλης της Λάρισας καθορίζονται μακροσκοπικά τα γεωλογικά στοιχεία που συμβάλλουν στην γέννεση σεισμών και στην συμπεριφορά του όλου συστήματος. Οι γεωτεχνικές πληροφορίες δίδουν μια πιο ακριβή εικόνα για το υπέδαφος της Λάρισας και βοηθούν να κατανοηθεί ο μηχανισμός συμπεριφοράς των διαφόρων εδαφικών σχηματισμών. Το αρχείο των γεωτεχνικών πληροφοριών δημιουργήθηκε στα πλαίσια της μικροζωνικής μελέτης ύστερα από στατιστική επεξεργασία. Οι γεωτεχνικές και γεωσεισμικές χαρτογραφήσεις χρησιμοποιούνται στην συνέχεια για τις αναλύσεις σχετικά με την δυνατότητα ρευστοποίησης στην περιοχή της Λάρισας.

Το υπέδαφος της Λάρισας έχει αρκετά σύνθετη μορφή παρουσιάζοντας μεγάλη ετερογένεια και έντονες εναλλαγές των επιφανειακών στρώσεων. Τα φυσικά και μηχανικά χαρακτηριστικά των διαφόρων εδαφών ποικίλουν από θέση σε θέση και με το βάθος. Η πολυπλοκότητα αυτή είναι αναμενόμενη. Η γεωμορφολογία και η γεωλογική δομή της περιοχής, σε συνδυασμό με τον Πηνειό ποταμό και τη φυσική έξαρση του λόφου του Αγ. Αχίλλειου, δημιουργούν όλες τις δυνατές προϋποθέσεις ώστε στο πέρασμα των χιλιετιών να εναποτίθενται διάφορα υλικά και μάλιστα με τρόπο τυχαίο, εξαρτώμενο κυρίως από τις κλιματολογικές συνθήκες κάθε γεωλογικής εποχής.

Είναι λοιπόν πολύ πιθανό σε κάποια εποχή να υπήρξε ένα παρακλάδι του Πηνειού ή ακόμη και ο ίδιος ο ποταμός που να διέσχιζε την σημερινή πόλη νοτίως του λόφου του Αγ. Αχίλλειου. Έτσι μπορεί να εξηγηθεί η ύπαρξη επιφανειακών στρώσεων λεπτόκοκκων χαλαρών άμμων και ιλύος σε ορισμένα σημεία της περιοχής.

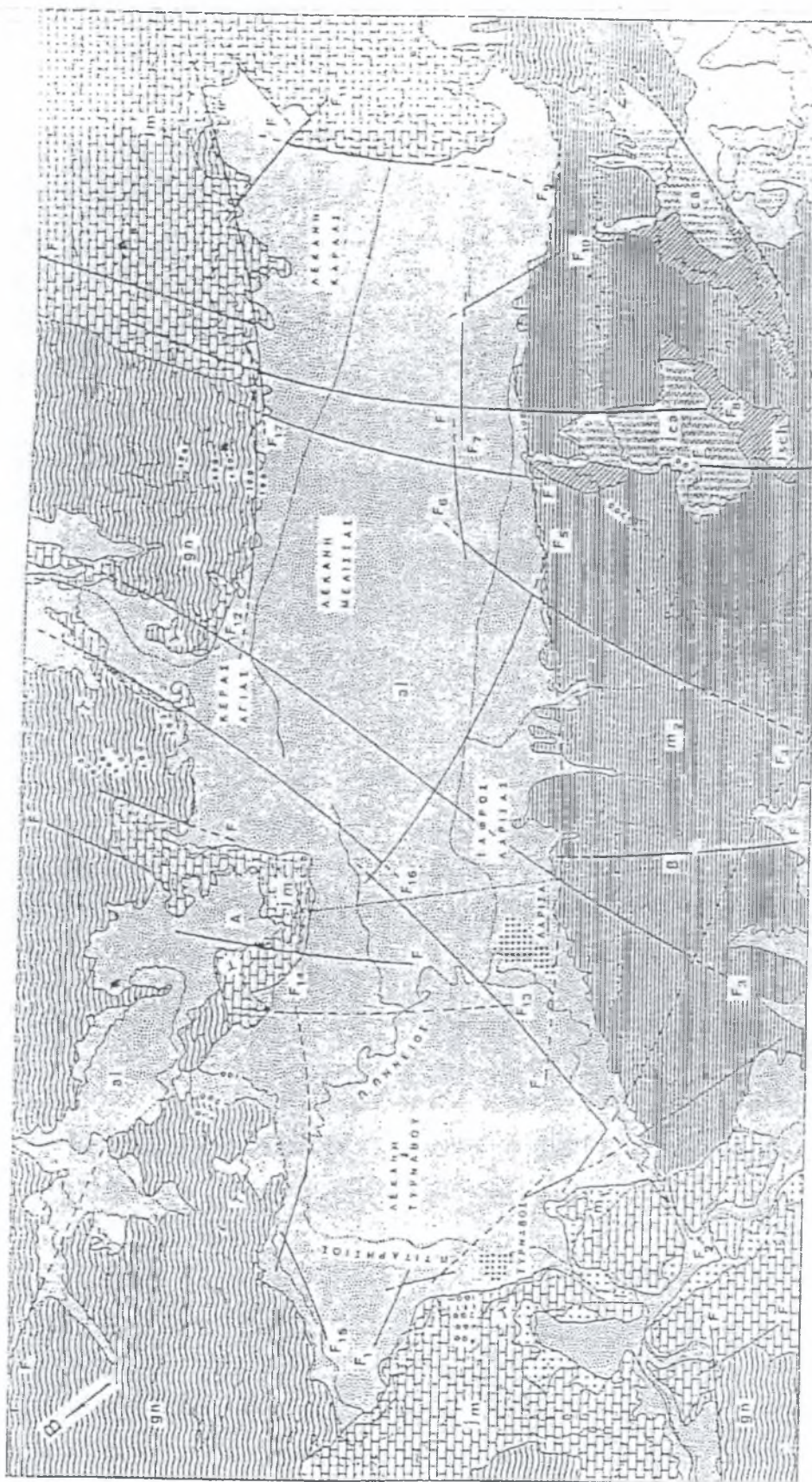
3.2 ΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΔΟΜΗ ΤΗΣ ΕΥΡΥΤΕΡΗΣ ΠΕΡΙΟΧΗΣ

Το γεωλογικό υπόβαθρο της πόλης της Λάρισας, το οποίο δομείται από προαλπικούς κρυσταλλικούς σχιστολίθους της Πελαγονικής ζώνης, αποτελεί τμήμα του τεκτονικού βυθίσματος Λάρισας της ομώνυμης τεκτονικής τάφρου, το οποίο οριοθετείται από τα ρήγματα F_2 , F_4 , F_3 και F_5 . Η ηλικία του σχηματισμού τοποθετείται χρονολογικά στο Πλειο-Τεταρτογενές και το τεκτονικό βύθισμα πληρούται από τριτογενή και τεταρτογενή ιζήματα λιμναίας, ποτάμειας και ποταμοχειμάρρειας φάσης, των οποίων το συνολικό πάχος κυμαίνεται από 200 έως 300 m περίπου.

Στις τεταρτογενείς αποθέσεις της πόλης της Λάρισας αναπτύσσονται επιφανειακά υδροφόρα στρώματα, η στάθμη των οποίων κυμαίνεται από τα 3,5 m έως τα 10 m βάθος στα βόρεια και βορειοανατολικά της Λάρισας, ενώ στα νότια και νοτιοδυτικά της πόλης η στάθμη των υπογείων νερών κυμαίνεται από 7 m έως τα 45 m βάθος.

Με βάση τη σύσταση των γεωλογικών σχηματισμών, στην περιοχή της πόλης της Λάρισας και τις δυναμικές της ιδιότητες, που εκτιμήθηκαν στη μικροζωνική μελέτη, είναι δυνατόν να γίνει η υπόθεση ότι το «οιονεί» βραχώδες υπόβαθρο βρίσκεται σε βάθος 100 m για όλη την πόλη. Η γνώση του βραχώδους υπόβαθρου στη μελέτη της σεισμικής απόκρισης των εδαφικών σχηματισμών είναι σημαντική. Ο σεισμικός κραδασμός του βραχώδους υπόβαθρου θα μεταδοθεί στους επιφανειακούς σχηματισμούς και ανάλογα με το πάχος τους και τις δυναμικές τους ιδιότητες θα διαφοροποιηθεί από θέση σε θέση. Στην πράξη όμως δεν είναι απαραίτητη η ακριβής γνώση του πραγματικού βραχώδους υπόβαθρου. Στις αναλύσεις της σεισμικής απόκρισης απαιτείται η γνώση του λεγόμενου «σεισμικού υπόβαθρου» ή αλλιώς «οιονεί βράχου», που προσδιορίζεται από μία ταχύτητα εγκαρσίων κυμάτων $V_s \approx 750$ m/s. Μελέτες έχουν αποδείξει ότι πράγματι η προσομοίωση σχηματισμών με $V_s > 750$ m/s δεν επιφέρει ουσιώδεις μεταβολές στον υπολογιζόμενο σεισμικό κραδασμό στην επιφάνεια του εδάφους.

Τέλος, σύμφωνα με τον αριθμό και το μέγεθος των σεισμών που έχουν εκδηλωθεί στην περιοχή της Λάρισας, μερικά από τα ρήγματα που διατρέχουν ή οριοθετούν το τεκτονικό βύθισμα της Λάρισας, χαρακτηρίζονται ως ενεργά.



Σχήμα 3.1. Γεωλογικός χάρτης της ευρύτερης περιοχής της Λάρισας

3.3 ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Κατά την εκπόνηση της Μικροζωνικής Μελέτης της πόλης της Λάρισας με βάση το αρχείο όλων των γεωτεχνικών πληροφοριών προσδιορίστηκε η στρωματογραφία σε όλη την έκταση της πόλης καθώς και οι μέσες φυσικές, μηχανικές και δυναμικές ιδιότητες στα διάφορα εδάφη. Όπως φαίνεται στα σχήματα που ακολουθούν παρακάτω η στρωματογραφία είναι αρκετά σύνθετη με αποτέλεσμα η γεωτεχνική χαρτογράφηση είναι και αυτή με την σειρά της αρκετά πολύπλοκη.

Με βάση τα γεωτεχνικά στοιχεία το συγκρότημα της Λάρισας χωρίζεται σε ζώνες παρόμοιων γεωτεχνικών χαρακτηριστικών σε ότι αφορά τη σεισμική απόκριση των εδαφικών σχημάτων.

Ο χωρισμός αυτός έχει αρκετά κοινά με μία κλασσική γεωτεχνική χαρτογράφηση, χωρίς όμως να ταυτίζεται απόλυτα. Η κλασσική γεωτεχνική χαρτογράφηση έχει ως κύριο στόχο την εκτίμηση των επιτρεπόμενων τάσεων και των αναμενόμενων καθιζήσεων, καθώς και την εξακρίβωση ορισμένων πιθανών προβλημάτων των επιφανειακών εδαφικών στρώσεων που σχετίζονται με τις εκσκαφές, τις αντιστηρίξεις, τις αντλήσεις και την ευστάθεια πρανών. Αντίθετα, τη «γεωσεισμική» χαρτογράφηση και «ζωνοποίηση» ενδιαφέρουν και οι βαθύτεροι εδαφικοί σχηματισμοί μέχρι το «φύσει» ή «οιονεί» βραχώδες υπόβαθρο και κυρίως ο τρόπος με τον οποίο θα συμπεριφερθούν οι διάφορες εδαφικές στρώσεις κατά το πέρασμα των σεισμικών κυμάτων.

Επίσης καθορίζονται αντιπροσωπευτικές – για κάθε ζώνη – τυπικές μονοδιάστατες εδαφικές τομές, για τη μελέτη της εδαφικής απόκρισης. Στις τομές αυτές περιγράφονται η γεωμετρία των εδαφικών σχηματισμών, ο τύπος των εδαφών και οι μέσες μηχανικές και δυναμικές ιδιότητες των εδαφών.

Στο Σχήμα 3.2 δίδεται ο γεωτεχνικός χάρτης της πόλης της Λάρισας. Η πόλη χωρίζεται σε ζώνες με διαφορετικά χρώματα, ανάλογα με τα κυριαρχούντα επιφανειακά εδαφικά στρώματα. Η γενική περιγραφή των επιφανειακών στρωμάτων δίνεται στο υπόμνημα. Επίσης, για κάθε ζώνη δίδεται εντός ενός ελλειπτικού περιγράμματος ένα κλάσμα, ο αριθμητής του οποίου περιγράφει τα κυριαρχούντα επιφανειακά εδάφη και ο παρανομαστής τα κυριαρχούντα υποκείμενα εδάφη εντός της ζώνης. Η επεξήγηση επτά εμφανιζόμενων κατηγοριών εδαφών (μιγμάτων) και των αντίστοιχων συμβολισμών τους κατά

UCS δίδεται στον Πίνακα 3-1. Το συνολικό τους πάχος ποικίλει από ζώνη σε ζώνη, όπως επίσης και το πάχος της κάθε επιμέρους κατηγορίας εδάφους. Από ένα βάθος 5 έως 10 m και κάτω, εκτιμάται ότι σε όλη την πόλη εμφανίζεται ένας κατά κύριο λόγο αργιλικός σχηματισμός, σταδιακά αυξανόμενης αντοχής, ο οποίος διακόπτεται από ενστρώσεις αμμοχαλίκων σε ορισμένες περιπτώσεις υδροφόρων και άμμων ποικίλης διαβάθμισης και σχετικής πυκνότητας.

Ορισμένες παρατηρήσεις που αναφέρονται στο γεωτεχνικό χάρτη:

Στο κέντρο της πόλης συναντώνται επιφανειακά διάφορες στρώσεις τεχνιτών επιχωματώσεων, σε βάθος που ποικίλει από 2 έως 10m. Στη συνέχεια, εμφανίζονται επάλληλες στρώσεις αργίλου και αμμοδών εδαφών, χωρίς να υπερτερεί κάποια από αυτές σε πάχος, αριθμό και πρώτη εμφάνιση.

Στο νοτιοδυτικό μέρος της πόλης επικρατούν σκληροί αργιλικόι σχηματισμοί, οι οποίοι από ένα βάθος και κάτω παρουσιάζονται ως μάργες. Σε μία περιοχή, που στη συνέχεια θα αναφέρεται ως ζώνη 2, συναντώνται και στρώσεις μεσόκοκκης άμμου ικανού πάχους.

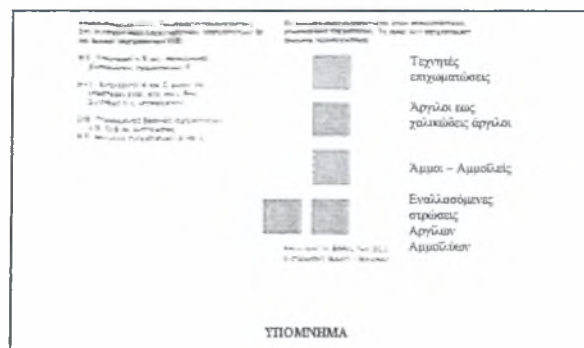
Σε μία ενδιάμεση ζώνη μεταξύ κέντρου και ΝΔ περιοχών, στην οποία αργότερα θα δοθεί ο αριθμός ζώνης 3, παρατηρούμε ότι επιφανειακά παρουσιάζονται αργιλικόι (δυτικά) ή αργιλοϊλυώδεις (ΝΑ) σχηματισμοί πάχους έως 8 m. Στη συνέχεια και μέχρι το βάθος των 40 m περίπου στον μεν δυτικό τμήμα επικρατούν αμμοϊλυώδεις σχηματισμοί με ενστρώσεις αργίλου, στο δε νότιο και ανατολικό τμήμα επικρατούν αργιλικόι σχηματισμοί με μικρές ενστρώσεις αμμοϊλυωδών εδαφών.

Στο βόρειο –ΒΑ τμήμα της πόλης, στην παραποτάμια περιοχή, επιφανειακά και μέχρι βάθους 8 m περίπου εμφανίζεται ο σχηματισμός της ιλύος – ιλυώδους άμμου έως και λεπτής άμμου (E ή D). Ο σχηματισμός αυτός βυθίζεται προς νότια –ΝΑ εμφανίζοντας συνήθως δύο διακριτούς ορίζοντες στρώσεων. Η στρωματοποίηση αυτή φαίνεται καθαρά εάν συγκρίνει κανείς τις τομές Δ – Δ' και Β – Β' της Μικροζωνικής που είναι σχεδόν παράλληλες. Στη πρώτη που βρίσκεται βόρεια και ανατολικότερα ο σχηματισμός των ιλυωδών

άμμων συναντάται σχετικά επιφανειακά (4-7 και 10-15 m) ενώ στη δεύτερη τομή βρίσκεται σε βάθη 14-18 m και 23-27 m αντίστοιχα.

Στο ανατολικό μέρος της πόλης επιφανειακά εμφανίζονται κυρίως αργιλικοί σχηματισμοί. Το βάθος τους ποικίλει από 3 έως 12 m στην επιφάνεια και με ορισμένες διακοπές με στρώσεις αμμώδεις, μετρίου πάχους, συνεχίζονται σε μεγάλο βάθος.

Συμπερασματικά, μπορούμε να πούμε ότι ο χάρτης του σχήματος 3.2 δίνει μια αρκετά πλήρη εικόνα των εδαφικών σχηματισμών.

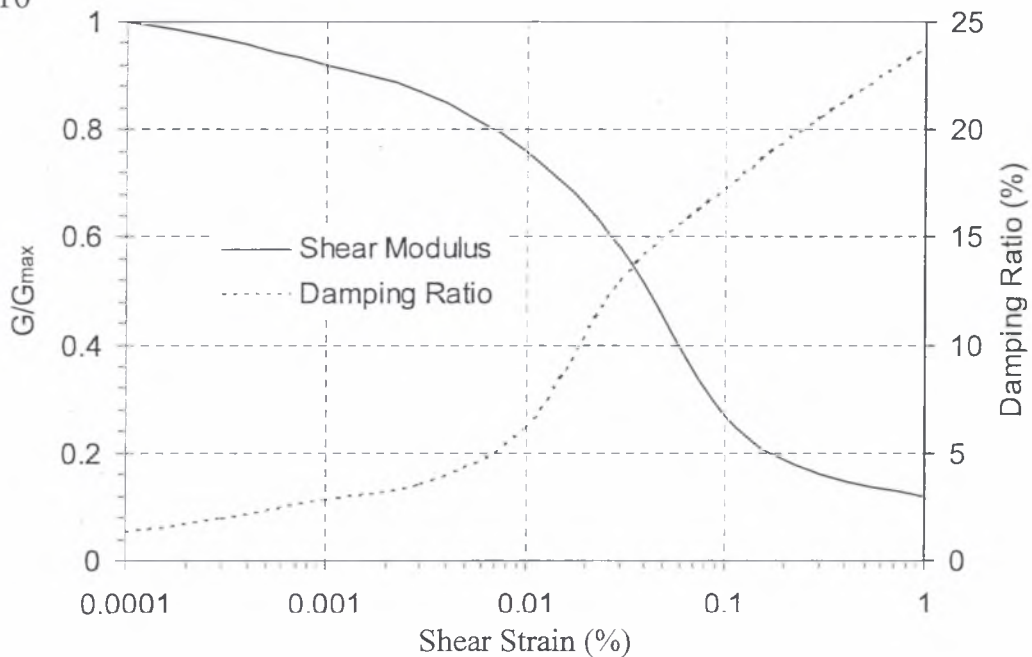


Σχήμα 3.2. Γεωτεχνικός χάρτης Λάρισας

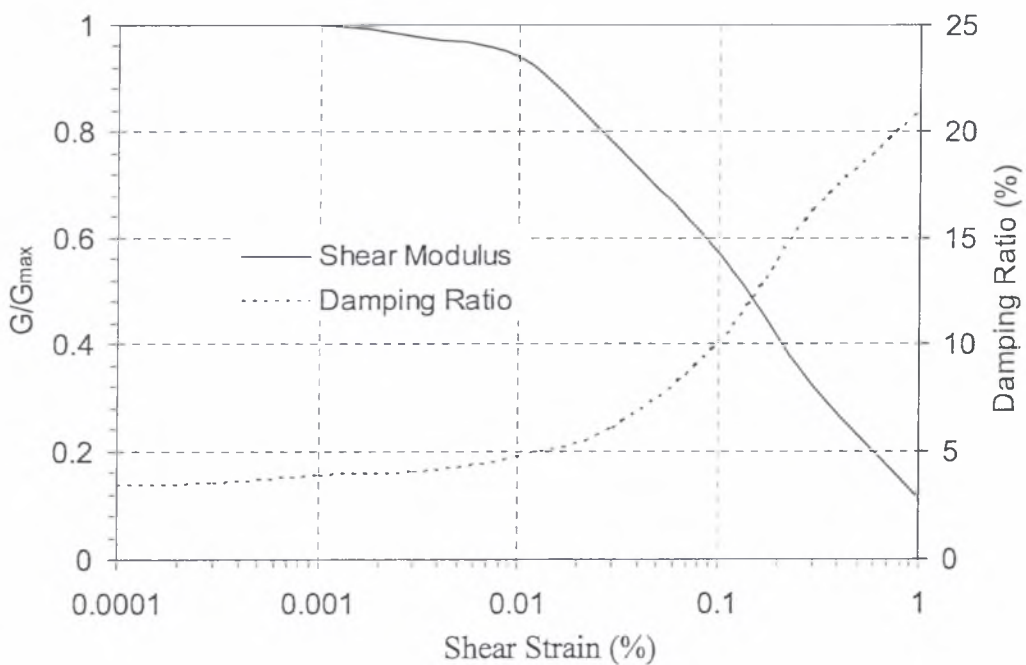
Πίνακας 3-1. Κατηγορίες εδαφών στο υπέδαφος της Λαρίσας

Τύπος Εδάφους	Κατάταξη κατά UCS	Περιγραφή
A	GC, GC-SC, SC	Αργιλώδες άμμοι και αργιλώδες αμμοχάλικο
B	CH, CH-CL, CL	Διάφοροι άργιλοι μέσης και κατά θέσεις υψηλής πλαστικότητας, με κυμαινόμενο ποσοστό ιλύος και με σημαντικές διαφορές στις μηχανικές ιδιότητες
C	Marl	Μάργες κυρίως αργιλώδεις έως πολύ στιφρές άργιλοι
D	SC-SW, SP-SM, SM-SC	Μίγματα άμμου με ιλύ και / ή άργιλο σε κυμαινόμενο ποσοστό
E	SM, SM-ML, ML	Ιλυώδη εδάφη. Λεπτόκοκκοι ιλυώδεις άμμοι με μικρή έως ανύπαρκτη πλαστικότητα σε χαλαρή μορφή
Z	SP, SP-SW, SW	Άμμοι μέτριας έως καλής κοκκομετρικής διαβάθμισης κυρίως μεσόκοκκοι
H	Debris	Τεχνητές επιχωματώσεις, εξαιρετικά ετερογενείς. Η σύνθεση τους ποικίλει από άμμους, αργίλους, χαλίκια, έως οικοδομικά υλικά και αρχιτεκτονικά μέλη παλαιών (ακόμα και αρχαίων) κατασκευών

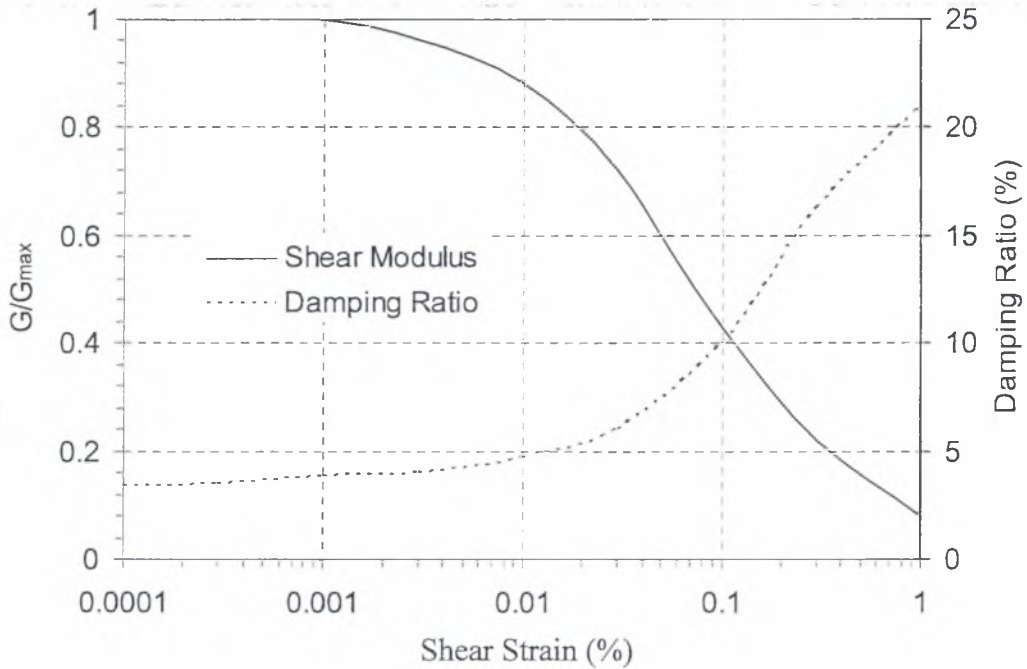
Στα Σχήματα 3.3-3.8 δίνονται οι τυπικές καμπύλες μεταβολής του κανονικοποιημένου μέτρου διάτμησης G/G_0 και του λόγου κρίσιμης απόσβεσης D ως προς το ισοδύναμο πλάτος της διατμητικής παραμόρφωσης για όλες τις κατηγορίες εδάφους που θα χρησιμοποιηθούν στις αναλύσεις της εδαφικής απόκρισης. (G_0 = το μέτρο διάτμησης σε πολύ μικρές παραμορφώσεις, $\gamma \leq 10^{-5}$)



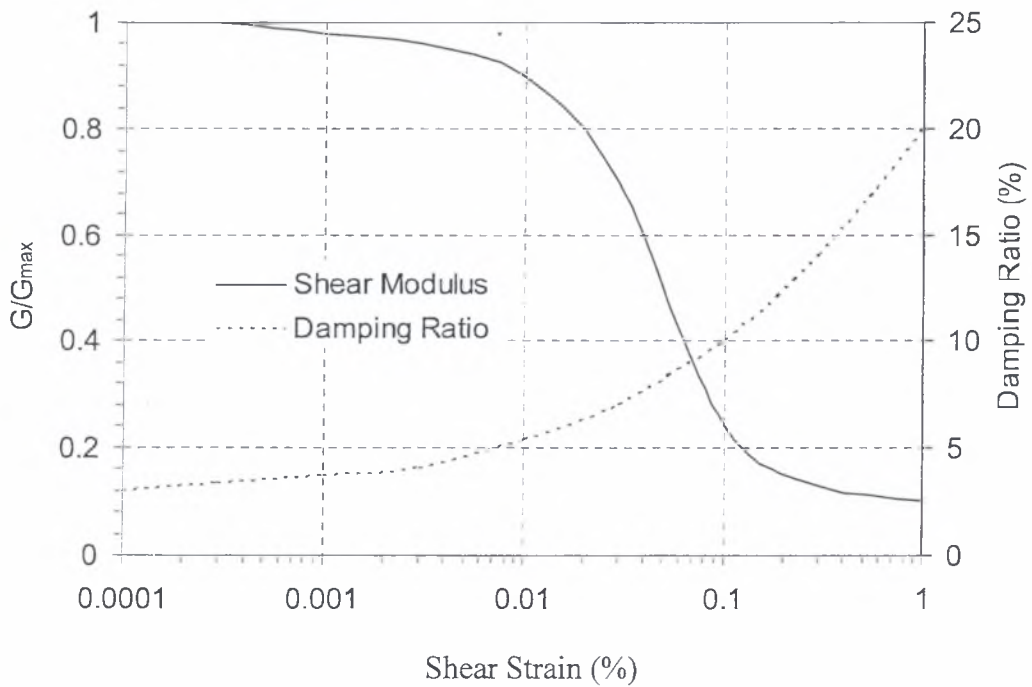
Σχήμα 3.3 Διάγραμμα δυναμικών χαρακτηριστικών. Τυπικές καμπύλες G/G_{max} - Shear Strain-Damping Ratio για το έδαφος A (αργιλώδης άμμος με χαλίκια)



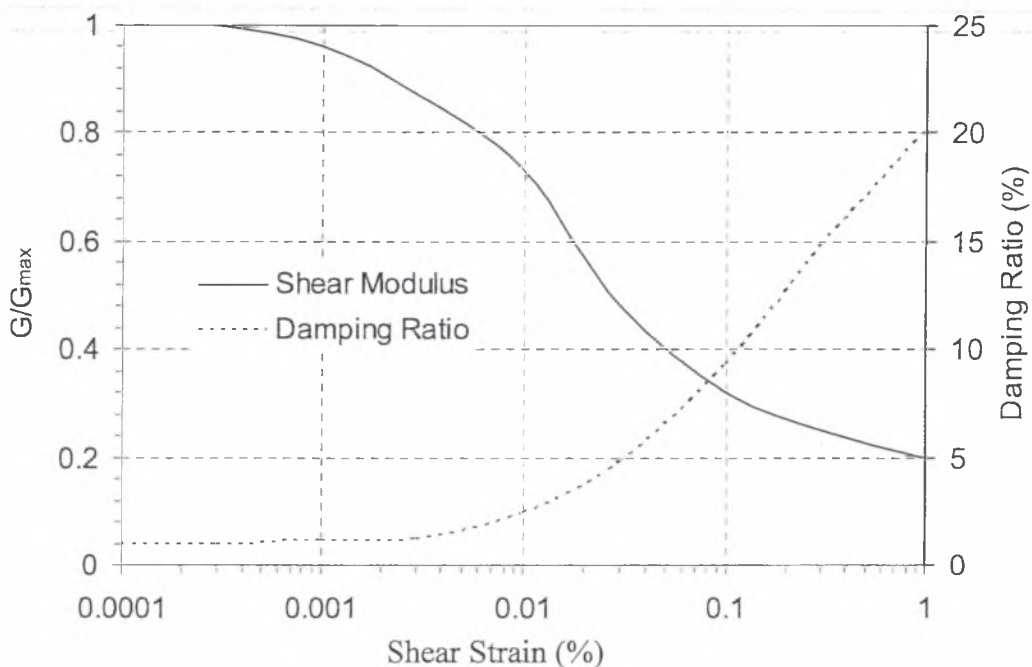
Σχήμα 3.3 Διάγραμμα δυναμικών χαρακτηριστικών. Τυπικές καμπύλες G/G_{max} - Shear Strain-Damping Ratio για το έδαφος B (άργιλοι με $IP > 20$)



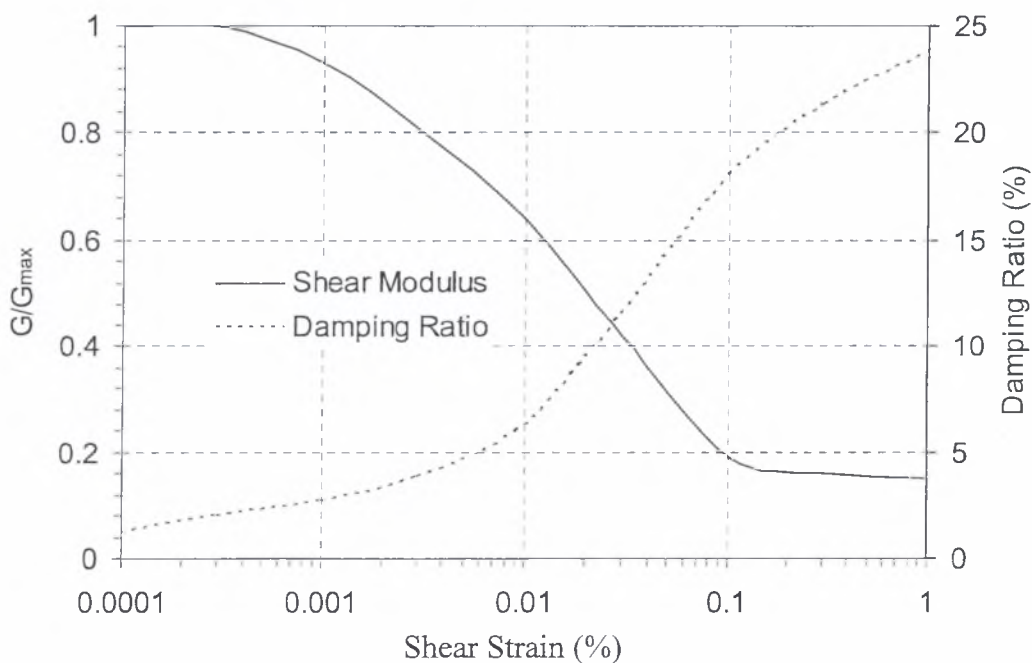
Σχήμα 3.5 Διάγραμμα δυναμικών χαρακτηριστικών. Τυπικές καμπύλες G/G_{max}- Shear Strain-Damping Ratio για το έδαφος Β (άργιοι με IP < 20)



Σχήμα 3.6 Διάγραμμα δυναμικών χαρακτηριστικών. Τυπικές καμπύλες G/G_{max}- Shear Strain-Damping Ratio για το έδαφος Γ (μάργα)



Σχήμα 3.7 Διάγραμμα δυναμικών χαρακτηριστικών. Τυπικές καμπύλες G/G_{max} - Shear Strain-Damping Ratio για τα εδάφη Δ, Ε, Ζ (αμμώδη-ιλνώδη εδάφη, κατά περίπτωση με χαλίκια ή άργιλο)



Σχήμα 3.8 Διάγραμμα δυναμικών χαρακτηριστικών. Τυπικές καμπύλες G/G_{max} - Shear Strain-Damping Ratio για το έδαφος Η (τεχνητές επιχωματώσεις)

3.4 ΓΕΩΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΖΩΝΕΣ – «ΓΕΩΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΧΑΡΤΗΣ»

Οι όροι «γεωσεισμικές ζώνες» και «γεωσεισμικός χάρτης» χρησιμοποιούνται σε αντιδιαστολή με το «γεωτεχνικό χάρτη» προκειμένου να προσδιορίσουν καλύτερα τη διαδικασία, το περιεχόμενο και τους στόχους των συγκεκριμένων εργασιών. Ένας «γεωσεισμικός χάρτης» είναι κατά βάση ένα γεωτεχνικό χάρτη, όπου όμως ο χωρισμός σε «γεωσεισμικές ζώνες» δεν γίνεται με τον τρόπο που έγινε ο γεωτεχνικός χάρτης στο Σχήμα 3.2. Εκτός από τις γεωτεχνικές πληροφορίες, που εκφράζουν τα τυπικά μηχανικά χαρακτηριστικά των εδαφών, λαμβάνεται υπόψιν η αναμενόμενη σεισμική απόκριση, σε κάθε ζώνη, η οποία πρέπει να είναι και αυτή περίπου ομοιόμορφη.

Η ομοιομορφία της σεισμικής απόκρισης εξαρτάται από πλήθος παραγόντων, μεταξύ των οποίων εξέχουσα θέση κατέχουν οι εξής:

- τύπος και δυναμικά χαρακτηριστικά εδαφών
- πάχη στρώσεων και διάταξη στρώσεων με το βάθος
- βάθος «οιονεί» ή «φύσει» βράχου
- μεταβολή των χαρακτηριστικών δυναμικής αντοχής και ακαμψίας με το βάθος
- μορφή και μέγεθος του προσπίπτοντος σεισμικού κραδασμού

Σε γενικές γραμμές ο χωρισμός σε ζώνες είναι μία πολύπλοκη και μη σαφώς καθορισμένη διαδικασία, όπου η εμπειρία παίζει σημαντικό ρόλο. Στον οριστικό χωρισμό σε ζώνες εισήχθησαν και χρησιμοποιήθηκαν δύο κριτήρια. Το «κριτήριο εδαφικού τύπου σε κάθε εδαφική στήλη» και το «κριτήριο SPT». Με βάση το κριτήριο του «εδαφικού τύπου», κάθε γεώτρηση κατατάσσεται σε μία από τις τρεις κατηγορίες: συνεκτικό έδαφος, μη-συνεκτικό έδαφος, μικτό έδαφος. Με τον τρόπο αυτό παρουσιάζεται με αρκετά ικανοποιητικό τρόπο η επικρατούσα στρωματοποίηση και ο τύπος των εδαφών σε κάθε στρώση. Το κριτήριο N_{SPT} βασίζεται στον υπολογισμό της μέσης τιμής N_{SPT} και της τυπικής απόκλισης για κάθε ζώνη, όπως αυτή χαράχθηκε και οριοθετήθηκε αρχικά. Δεχόμενοι ότι οι τιμές των τυπικών αποκλίσεων σε κάθε ζώνη δεν πρέπει να ξεπερνούν το 25% της μέσης τιμής, έγινε μέσω μιας επαναληπτικής διαδικασίας, ο οριστικός χωρισμός σε ζώνες. Στο σχήμα 3.9 παρουσιάζεται ο γεωσεισμικός χάρτης της πόλης της Λάρισας, που χωρίζει την πόλη σε 12 ζώνες. Έξι από αυτές χωρίζονται σε δύο υποζώνες οπότε πρακτικά ο συνολικός αριθμός των ζωνών είναι 18. Επισημαίνεται ότι τα όρια μεταξύ των ζωνών

είναι τοποθετημένα προσεγγιστικά και ότι νέες πληροφορίες είναι δυνατόν να οδηγήσουν μελλοντικά σε μικρές διορθώσεις.



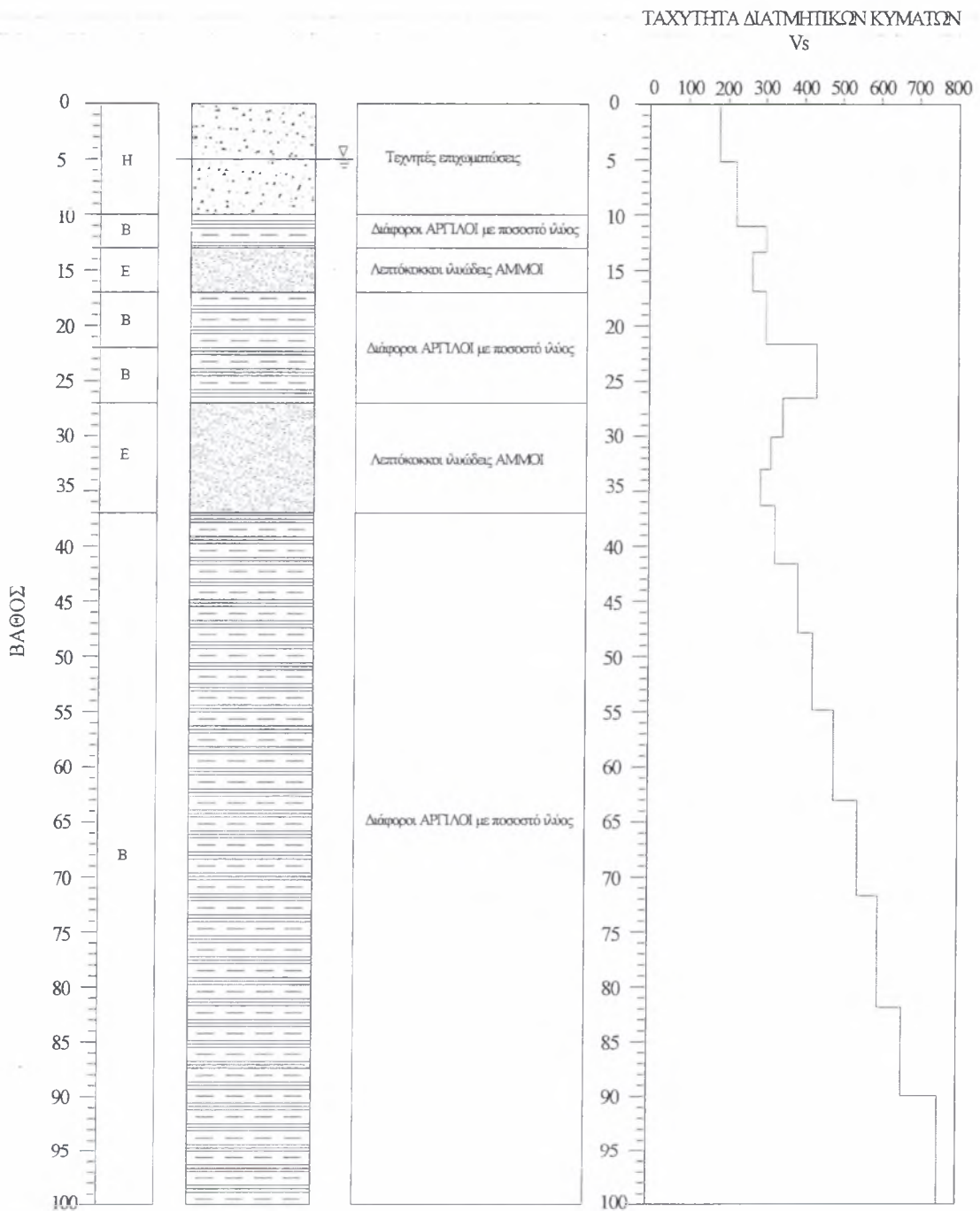
Σχήμα 3.9. Γεωσεισμικός χάρτης Λάρισας

3.5 ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ- ΓΕΩΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΕΣ ΣΤΗΝ ΖΩΝΗ 6

Το ενδιαφέρον τώρα εστιάζεται στην ζώνη 6 που βρίσκεται στο κέντρο της πόλης. Σε αυτήν τη περιοχή περιλαμβάνονται υψηλά κτίρια και ενδιαφέρει η απόκριση τους σε περίπτωση ισχυρού σεισμικού συμβάντος.

Η γεωτεχνική διασκόπηση στα πλαίσια της μικροζωνικής μελέτης περιελάμβανε δειγματοληπτικές γεωτρήσεις και επι τόπου δοκιμές (SPT , cross-hole) σε διάφορες θέσεις της πόλης. Στην ζώνη 6 πραγματοποιήθηκε γεώτρηση με τις αντίστοιχες επιτόπου δοκιμές από τις οποίες συνάγονται ο αριθμός κτύπων SPT και η ταχύτητα διατμητικών κυμάτων Vs. Η θέση της αναφέρεται ως «κεντρική πλατεία» και εντοπίζεται στην συμβολή των οδών Βενιζέλου και 31 Αυγούστου. Της έχει δοθεί η κωδική ονομασία 139 ή (Γ.3). Επίσης για την ζώνη 6 υπάρχουν πληροφορίες και από προϋπάρχουσες γεωτρήσεις που έγιναν για ιδιωτική χρήση στην περιοχή της Λάρισας. Λαμβάνοντας υπ' όψη όλες τις παραπάνω γεωτρήσεις προτείνεται για την ζώνη 6 η τυπική διατομή που παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.10.

Στην εδαφοτεχνική τομή φαίνονται οι έντονες εναλλαγές στους συναντώμενους εδαφικούς σχηματισμούς που συνίστανται από αμμώδη και αργιλώδη στρώματα ποικίλου πάχους και αντοχής. Μέχρι το βάθος των 9 μέτρων συναντώνται υπολείματα οικοδομικής δραστηριότητας, δηλαδή τεχνητές επιχωματώσεις με ιδιαίτερα χαμηλή αντοχή και φτωχά μηχανικά χαρακτηριστικά, αριθμό κτύπων SPT περίπου 5 και αντίστοιχα Vs περίπου 200 m/sec. Αμέσως πιο κάτω εμφανίζονται εναλλαγές άμμων και αργίλων, όπου ο αριθμός SPT αυξάνει περι το 28 έως το βάθος των 17 μέτρων και το Vs αυξάνεται στην τιμή των 320 m/sec περίπου. Κάτω από τα 17 μέτρα και μέχρι το τέλος της γεώτρησης οι εδαφικοί σχηματισμοί αποκτούν σαφώς καλύτερα μηχανικά χαρακτηριστικά, αν και ο αριθμός SPT στα 19 μέτρα ενδέχεται να είναι υψηλός λόγω παρουσίας χονδρόκοκης άμμου.



Σχήμα 3.10 Εδαφικός σχηματισμός και ταχύτητα διατμητικών κυμάτων στην τυπική διατομή της ζώνης 6

4. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΥΠΕΔΑΦΟΥΣ ΤΟΥ ΒΟΛΟΥ

4.1 ΓΕΩΛΟΓΙΑ ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΙΚΟΤΗΤΑ ΤΗΣ ΠΕΡΙΟΧΗΣ

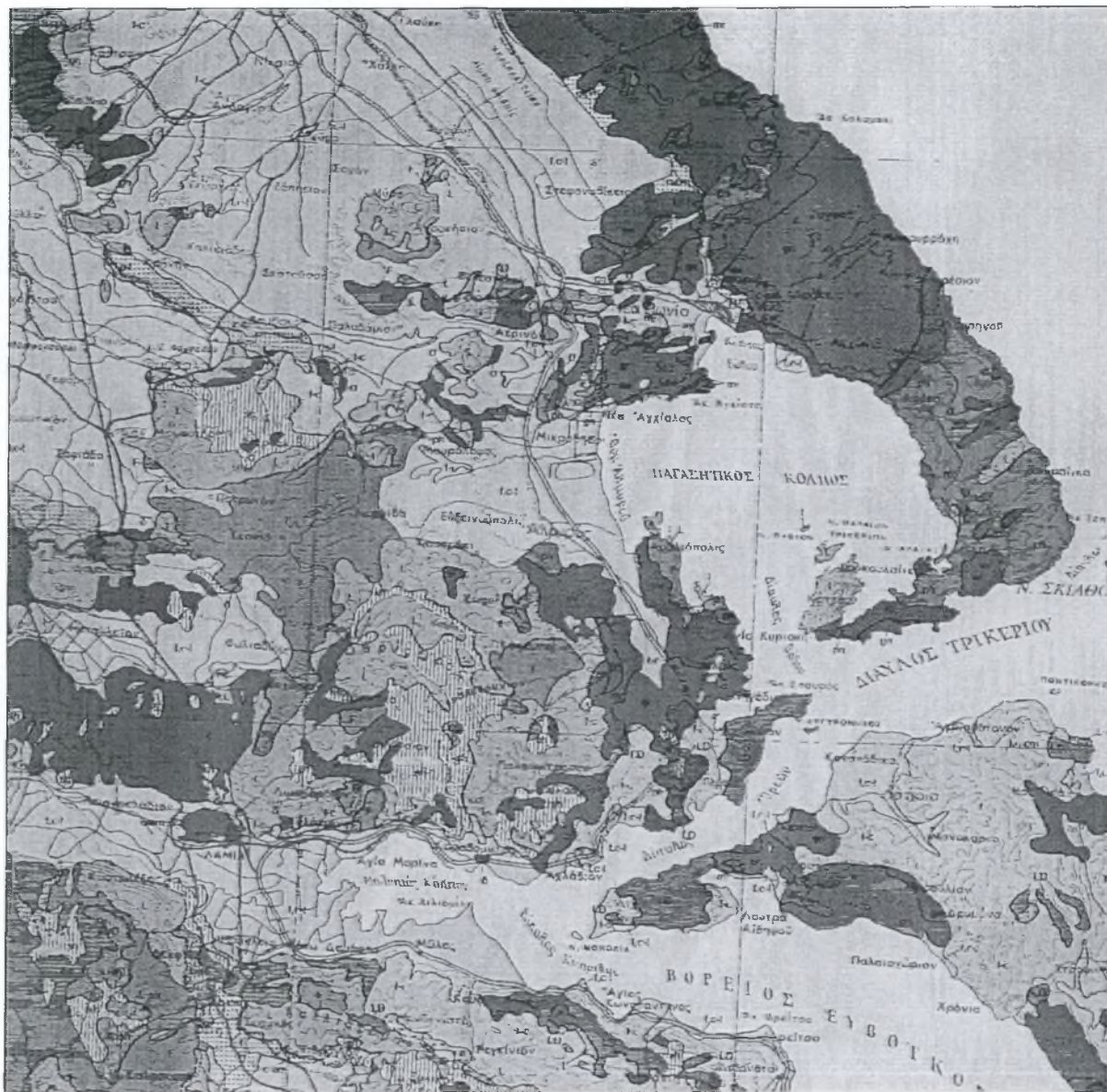
Η ευρύτερη περιοχή του Βόλου τοποθετείται στην ενότητα Αλμωπίας που περιλαμβάνει στρωματογραφικά σχιστολιθικούς σχηματισμούς υπερκείμενους κρυσταλλικών ασβεστόλιθων και μαρμάρων. Όλη η περιοχή του λιμένος του Βόλου και η περιοχή που θα ανεγερθεί το νέο κτήριο των Πολιτικών Μηχανικών καλύπτεται από τεταρτογενείς σχηματισμούς, ποτάμιες αποθέσεις σημαντικού πάχους, κροκαλολατύπες, αμμοχάλικα, αμμοϊλύες και αργίλους, τα οποία αποτέθηκαν από τους ποταμούς Κραυσίδανα, Άναυρο, Μέγα Ρέμα και άλλους χείμαρρους.

Η περιοχή παρουσιάζει σημαντική σεισμικότητα και σύμφωνα με τον τροποποιημένο Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ 2000) υπάγεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II (από 12 Αυγούστου 2003) με ενεργό σεισμική εδαφική επιτάχυνση ίση προς 0,24 g.

Στο βιβλίο «The earthquakes of Greece» οι Papazahos et al. αναφέρουν τους παρακάτω μεγάλους σεισμούς στην περιοχή κατά τον εικοστό αιώνα:

<u>Ημερομηνία</u>	<u>Επίκεντρο</u>	<u>Μέγεθος Ms</u>
9 Ιουλίου 1980	Αλμυρός	6,5
19 Απριλίου 1955	Λεχώνια	6,2
31 Μαρτίου 1930	Πουρί	6,1
23 Φεβρουαρίου 1930	Κεραμίδι	6,0
22 Οκτωβρίου 1911	Κεραμίδι	6,0

Πίνακας 4.1 :Σημαντικοί σεισμοί στην περιοχή Μαγνησίας κατά τον 20^ο αιώνα



Σχήμα 4.1. Γεωλογικός χάρτης της ευρύτερης περιοχής του Βόλου (Ι.Γ.Μ.Ε., 1993).



Σχήμα 4.2. Σεισμοτεκτονικός χάρτης της ευρύτερης περιοχής του Βόλου (Ι.Γ.Μ.Ε., 1989)

4.2 ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΕΣ ΕΡΓΑΣΙΕΣ ΥΠΑΙΘΡΟΥ (κτίριο Πολ. Μηχανικών)

Η γεωτεχνική έρευνα που εκτελέστηκε στην περιοχή τον Απρίλιο του 2002 περιελάμβανε την διάνοιξη δύο (2) δειγματοληπτικών γεωτρήσεων (Γ1 και Γ2) μέχρι βάθους 31,50 και 28,00 m αντιστοίχως. Ακόμα περιελάμβανε την εκτέλεση συνολικά δεκαέξι (16) στατικών πενетроμετρήσεων.

Η γεωτεχνική έρευνα που εκτελέστηκε τον Ιανουάριο του 1998 αποτελείτο από την διάνοιξη μίας δειγματοληπτικής γεώτρησης, της (Γ-1), βάθους 42,95 m. Η γεώτρηση Γ2 και οι στατικές πενетроμετρήσεις Π2, Π3, Π5 και Π6, εκτελέστηκαν εντός των ορίων του οικοπέδου όπου προβλέπει η ανέγερση των Κτιριακών Εγκαταστάσεων του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας

4.2.1. Γεωτρήσεις

Για την εκτίμηση της επί τόπου πυκνότητας των εδαφικών στρώσεων εκτελέστηκαν επί τόπου δοκιμές πρότυπης διείδυσης (SPT) σε όλες τις γεωτρήσεις. Εκτελέστηκαν εννέα (9) δοκιμές SPT στη γεώτρηση Γ1 (περίπου 1 δοκιμή ανά 3,5 m), έξι (6) δοκιμές στην γεώτρηση Γ2 (περίπου 1 δοκιμή ανά 4,6 m) και εικοσιτρείς (23) δοκιμές SPT στην γεώτρηση Γ-1 (περίπου 1 δοκιμή ανά 1,9 m).

4.2.2. Στατικές Πενетроμετρήσεις

Η εκτέλεση των στατικών πενетроμετρήσεων έγινε με το πενетроόμετρο 20t, με χρήση κώνου τύπου Begeman. Κατά την διάρκεια των δοκιμών κατεγράφοντο η αντίσταση αιχμής q_c και η πλευρική τριβή f_s .

Στον Πίνακα 4.2 που ακολουθεί παρουσιάζονται οι εκτελεσθείσες στατικές πενетроμετρήσεις και το βάθος μέχρι το οποίο έφθασαν.

Πενетроμέτρηση	Βάθος [m]
Π 1	25,80
Π 2	26,40
Π 3	26,20
Π 5	21,80
Π 6	35,40
Π 8	21,00
Π 9	31,60
Π 10	21,00
Π 1A	32,20
Π 2 A	29,20
Π 3 A	29,20
Π 4 A	33,60
Π 5 A	34,60
Π 6 A	37,20
Π 7 A	21,00
Π 8 A	34,60

Πίνακας 4.2 Βάθοι στατικών πεντρομετρήσεων

4.3 ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ ΕΡΕΥΝΑΣ

4.3.1 Στρωματογραφία

Από τις επί τόπου και εργαστηριακές δοκιμές προέκυψε η παρακάτω στρωματογραφία του εδάφους: Στην επιφάνεια έως βάθους των 2,00 m συναντώνται τεχνητές αποθέσεις υπό μορφή καστανότεφρων αργιλωδών χαλικών με άμμο. Από το βάθος των 2,00 m και έως το βάθος των 17,85 m συναντήθηκε τεφρή τεφροπράσινη ιλύς με κυμαινόμενο ποσοστό άμμου (ML, MH, CL, CL-ML, SC) πολύ μαλακή, χαμηλής πλαστιμότητας (Σχηματισμός A). Εν συνεχεία και έως βάθους 27,70 m συναντάται καστανοκίτρινη αμμώδης αργιλοϊλύς με λίγους χάλικες (CL-ML, SC-SM) πολύ μαλακή, χαμηλής

πλαστιμότητας (Σχηματισμός Β). Κάτω από τον σχηματισμό αυτό και έως το μέγιστο βάθος διασκόπησης (31,50m) συναντώνται ανοικτότεφρου χρώματος αργιλοϊλυώδεις χάλικες και άμμο-αργιλοϊλυώδης άμμος με χάλικες (SC – SM) (Σχηματισμός Γ).

Τα αποτελέσματα των εργαστηριακών δοκιμών εδαφομηχανικής έχουν ως ακολούθως:

Πίνακας 4.3 Σχηματισμός Α-ΙΛΥΣ με κυμαινόμενο ποσοστό άμμου (ML, MH, CL, CL-ML, SC)

Φυσικά χαρακτηριστικά

			Ελάχιστη τιμή	Μέγιστη τιμή	Μέση τιμή
Χάλικες	G	(%)	0,0	2,5	0,6
Άμμος	S	(%)	4,1	56,9	20,2
Ιλύς	M	(%)	34,7	71,3	58,4
Αργίλος	C	(%)	6,0	33,5	17,1
Ιλύς + Άργίλος	M+C	(%)	40,7	95,8	79,3
Όριο υδαρότητας	w _L	(%)	27,6	65,4	37,1
Όριο πλαστικότητας	w _P	(%)	20,8	58,1	28,7
Όριο πλαστικότητας	PI	(%)	6,6	11,8	8,4
Ποσοστό υγρασίας	w	(%)	22,1	63,5	37,5
Ειδικό βάρος γαιών	Y	KN/m ³	15,1	20,5	17,9
Ειδικό βάρος στερεών	G _s	-	2,43	2,73	2,66
Λόγος κενών	e	-	1,010	1,392	1,179

Μηχανικά χαρακτηριστικά Αντοχής

			Ελάχιστη τιμή	Μέγιστη τιμή
Δοκιμή άμεσης διάτμησης τύπου CU				
Γωνία διατμητικής αντοχής	φ'	(⁰)	28,5	32,7
Συνοχή	c'	KPa	12,5	27,7
Δοκιμή άμεσης διάτμησης τύπου CU				
Γωνία διατμητικής αντοχής	φ'	(⁰)	11,5	39,2
Συνοχή	c'	KPa	17,1	17,1
Δοκιμή αξονομετρικής συμπίεσης				

(τριαξονική) τύπου UU				
Γωνία διατμητικής αντοχής	ϕ'	($^{\circ}$)	0,2	1,6
Συνοχή	c'	KPa	22,1	3,54

Μηχανικά χαρακτηριστικά συμπιεστότητας

			Ελάχιστη τιμή	Μέγιστη τιμή
Τάση προφόρτισης	P_c	(kPa)	120	175
Δείκτης Συμπιεστότητας	C_c	-	0,245	0,487
Συντελεστής Στερεοποίησης	C_v	($\times 10^{-4}$ cm ² /sec)	6,827	16,985
Μέτρο Συμπιεστότητας	D	(kPa)	2,085	4,500

Με βάση τα αποτελέσματα των δοκιμών SPT προκύπτει ότι:

Αριθμός κρούσεων /30cm: $N_{SPT} = 0-15$ με μέση τιμή $N_{SPT} = 0$

Με βάση τα αποτελέσματα των δοκιμών CPT προκύπτει ότι η τιμή της αντίστασης αιχμής q_c είναι από 500 – 1.200 kPa.

Πίνακας 4.4 Σχηματισμός B – Αμμώδης ΑΡΓΙΛΟΪΛΥΣ (CL-ML,SC-SM)

Φυσικά χαρακτηριστικά

			Ελάχιστη τιμή	Μέγιστη τιμή	Μέση τιμή
Χάλικες	G	(%)	0,0	7,9	2,9
Άμμος	S	(%)	23,8	42,2	30,8
Ψύς	M	(%)	52,5	56,9	55,7
Άργιλος	C	(%)	13,9	23,7	18,8
Ψύς + Άργιλος	M+C	(%)	49,9	76,2	66,3
Όριο υδαρότητας	w _L	(%)	19,9	24,0	22,5
Όριο πλαστικότητας	w _P	(%)	15,4	19,4	17,5
Δείκτης πλαστικότητας	PI	(%)	4,0	6,2	4,9
Ποσοστό υγρασίας	w	(%)	18,8	23,1	21,5
Ειδικό βάρος γαιών	Y	KN/m ³	20,6	20,9	20,7
Ειδικό βάρος στερεών	G _s	-	2,68	2,69	2,69
Λόγος κενών	e	-	0,404	0,580	0,492

Μηχανικά χαρακτηριστικά Αντοχής

			Ελάχιστη τιμή	Μέγιστη τιμή
Δοκιμή αξονομετρικής συμπίεσης (τριαξονική) τύπου UU				
Γωνία διατμητικής αντοχής	φ'	(^ο)	0,6	0,8
Συνοχή	c'	KPa	30,6	31,5

Μηχανικά χαρακτηριστικά συμπιεστότητας

			Ελάχιστη τιμή	Μέγιστη τιμή
Τάση προφόρτισης	P _c	(kPa)	155	180
Δείκτης Συμπιεστότητας	C _c	-	0,078	0,142
Συντελεστής Στερεοποίησης	C _v	(x10 ⁻⁴ cm ² /sec)	26,342	39,570
Μέτρο Συμπιεστότητας	D	(kPa)	10,160	11,785

Με βάση τα αποτελέσματα των δοκιμών CPT προκύπτει ότι η μέση τιμή της αντίστασης αιχμής είναι $q_c = 1.800 \text{ kPa}$.

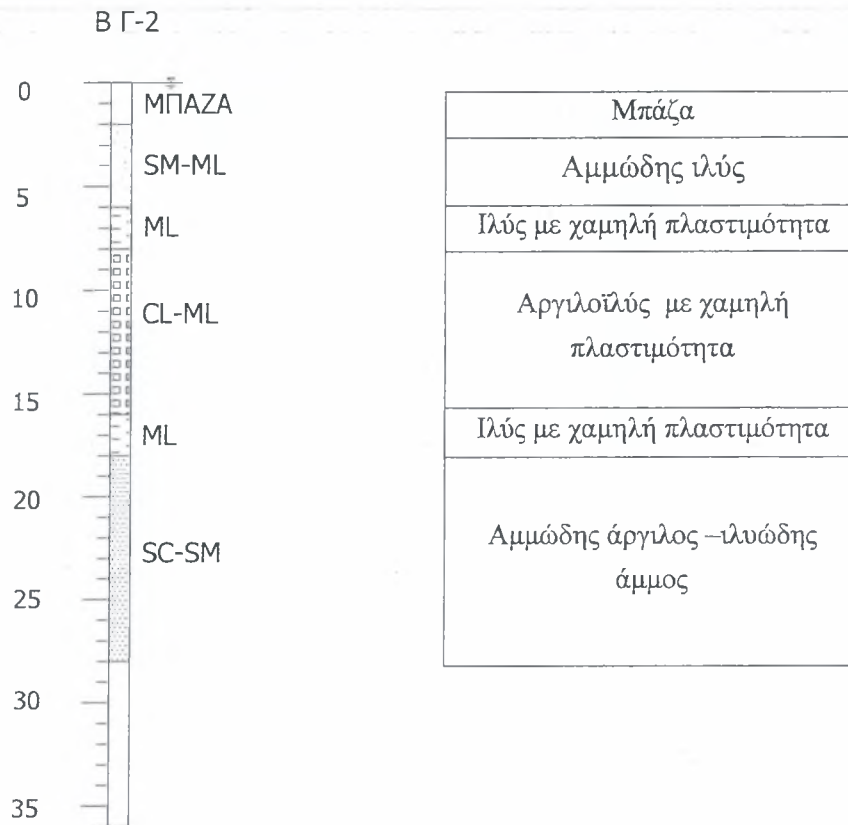
Πίνακας 4.5 Σχηματισμός Γ – Αργιλοϊλύδες ΧΑΛΙΚΕΣ με άμμο - αργιλοϊλύδες ΑΜΜΟΣ με χάλικες (SC-SM)

Φυσικά χαρακτηριστικά

			Ελάχιστη τιμή	Μέγιστη τιμή	Μέση τιμή
Χάλικες	G	(%)	21,2	24,5	22,9
Άμμος	S	(%)	41,9	43,6	42,8
Ίλύς	M	(%)	24,3	25,7	25,0
Άργιλος	C	(%)	9,2	9,6	9,4
Ίλύς + Άργιλος	M+C	(%)	33,5	35,3	34,4
Όριο υδαρότητας	w _L	(%)	19,1	19,5	19,3
Όριο πλαστικότητας	w _P	(%)	14,1	14,4	14,3
Δείκτης πλαστικότητας	PI	(%)	4,7	5,4	5,1
Ποσοστό υγρασίας	w	(%)	7,7	10,6	9,1
Ειδικό βάρος στερεών	G _s	-	2,69	2,69	2,69

Με βάση τα αποτελέσματα των δοκιμών CPT προκύπτει ότι η μέση τιμή της αντίστασης αιχμής είναι $q_c = 1.800 \text{ kPa}$.

Στο σχήμα 4.3.1 παρουσιάζεται ο εδαφικός σχηματισμός στην θέση της γεώτρησης Γ-2



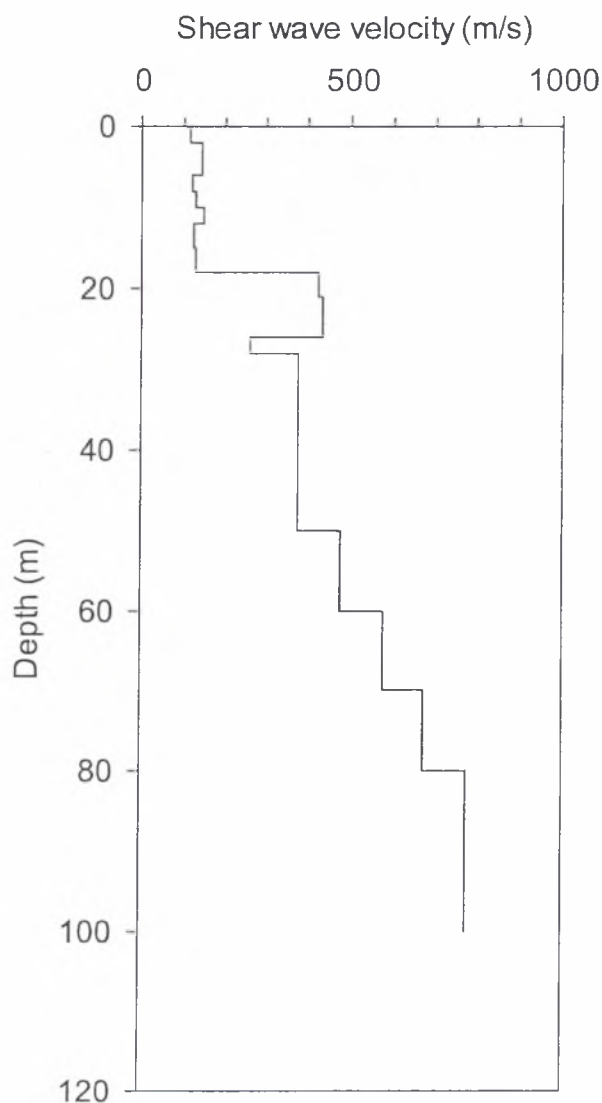
Σχήμα 4.3.1 Εδαφικός σχηματισμός στην θέση της γεώτρησης Γ-2, στο πεδίο του Άρεως, Βόλου

4.3.2 Υδροφόρος ορίζων

Ο υδροφόρος ορίζων συναντήθηκε σε όλες τις γεωτρήσεις πολύ ψηλά, σε βάθος μόλις 20 cm στις γεωτρήσεις Γ 1 και Γ 2 και σε βάθος ≈ 2 m στη γεώτρηση Γ-1. Επίσης επισημαίνεται η παρουσία υδροφόρου ορίζοντα υπό πίεση (αρτεσιανού) στην στρώση αμμοχάλικου στο βάθος των 26,50 έως 32 m.

4.4 ΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΤΩΝ ΕΛΑΦΩΝ

Στο σχήμα 4.4.1 παρουσιάζεται η κατανομή της ταχύτητας των διατμητικών (σε μικρές παραμορφώσεις) ως προς το βάθος, με τιμή 2000 m/s σε βάθος 100m



Σχήμα 4.3.1 Κατανομή ταχύτητας διατμητικών κυμάτων με το βάθος στην θέση της γεώτρησης Γ-2

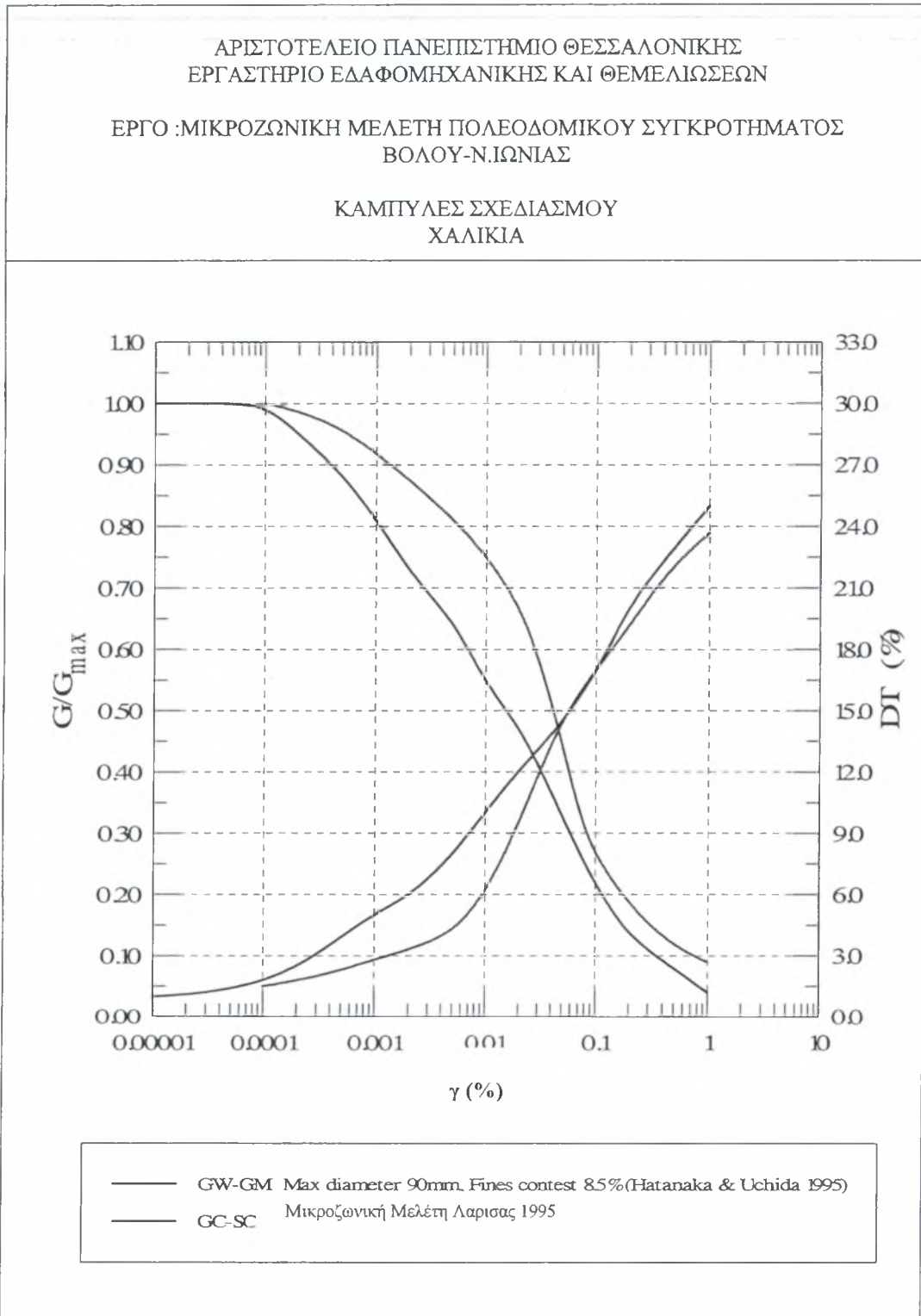
Για τις ανάγκες της αναλυτικής μελέτης της σεισμικής απόκρισης των εδαφικών σχηματισμών απαιτείται η γνώση της μεταβολής του κανονικοποιημένου μέτρου διάτμησης, G/G_{max} , και του λόγου διατμητικής απόσβεσης, DT , με τη διατμητική παραμόρφωση, γ , για τα εδάφη που

συναντώνται στην περιοχή μελέτης. Για τις αργιλώδεις άμμους (SC), τις ιλυώδεις αργίλους – αργιλώδεις ιλεις (CL-ML), τις ιλεις μικρής πλαστικότητας (ML), τις οργανικές ιλεις μικρής και μέσης πλαστικότητας (ML & MI) και τις αργίλους μικρής και μέσης πλαστικότητας (CL & CI), οι καμπύλες σχεδιασμού προέρχονται από τα εργαστηριακά αποτελέσματα της Μικροζωνικής Μελέτης του Βόλου. Για το βράχο, τα αμμοχάλικα, τις ιλυώδεις άμμους (SM), και τις ιλεις και αργίλους υψηλής πλαστικότητας (MH & CH) χρησιμοποιούνται καμπύλες για παρόμοια εδάφη, που προέρχονται από το αρχείο του *Εργαστηρίου Εδαφομηχανικής και Θεμελιώσεων* του Α.Π.Θ και από τη Διεθνή Βιβλιογραφία.

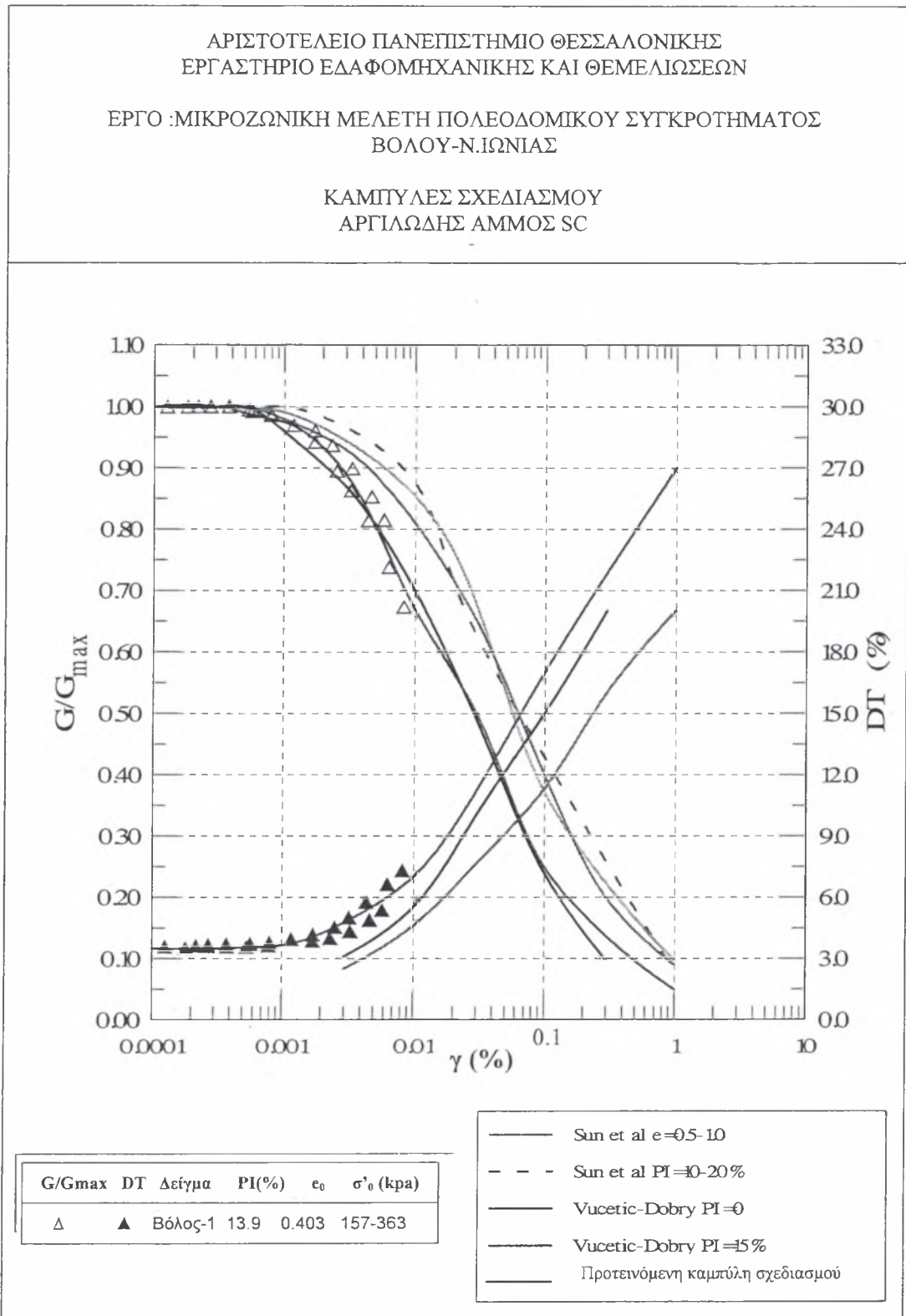
Οι καμπύλες σχεδιασμού είναι οι ακόλουθες:

- **Αμμοχάλικα:** Το Σχήμα 4.4.1 παρουσιάζει την καμπύλη σχεδιασμού για ιλυώδες αμμοχάλικο (GM) όπως προτείνεται από τους Hatanaka-Uchida και την καμπύλη σχεδιασμού για αργιλώδες αμμοχάλικο (GC-SC) η οποία προέρχεται από το αρχείο του *Εργαστηρίου Εδαφομηχανικής και Θεμελιώσεων* Α.Π.Θ (Μικροζωνική μελέτη Λάρισας - 1995).
- **Αργιλώδεις άμμοι (SC):** Το Σχήμα 4.4.2 παρουσιάζει την προτεινόμενη καμπύλη σχεδιασμού για τις αργιλώδεις άμμους με χαλίκια.
- **Ιλυώδεις άμμοι (SM):** Το σχήμα 4.4.3 παρουσιάζει την προτεινόμενη καμπύλη σχεδιασμού για μη πλαστικές ιλυώδεις άμμους σε τρία επίπεδα ενεργού τάσης και προέρχεται από το αρχείο του *Εργαστηρίου Εδαφομηχανικής και Θεμελιώσεων* (EYROSEISTEST).
- **Ιλυώδεις άργιλοι – αργιλώδεις ιλεις (CL-ML):** Το Σχήμα 4.4.4 παρουσιάζει την προτεινόμενη καμπύλη σχεδιασμού για τις ιλυώδεις αργίλους – αργιλώδεις ιλεις.
- **Ιλεις μικρής πλαστικότητας (ML):** Το Σχήμα 4.4.5 παρουσιάζει την προτεινόμενη καμπύλη σχεδιασμού για τις ιλεις μικρής πλαστικότητας (PI=6-7%) που μελετήθηκαν στο εργαστήριο κατά την διάρκεια της Μικροζωνικής Μελέτης .

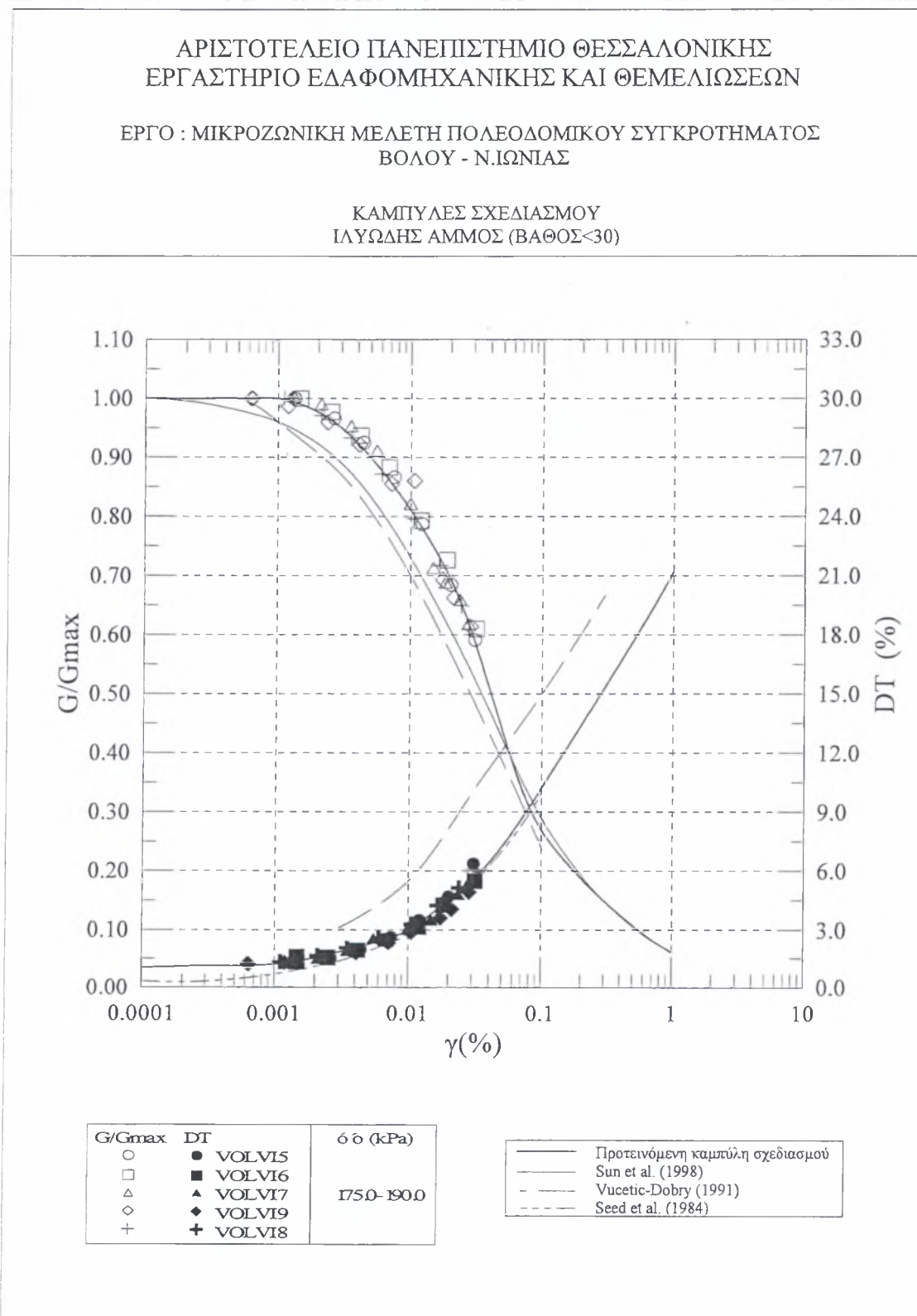
- **Αργίλοι μικρής πλαστικότητας (CL):** Το Σχήμα 4.4.6 παρουσιάζει την προτεινόμενη καμπύλη σχεδιασμού για τις αργίλους μικρής πλαστικότητας (PI=10-13%) που μελετήθηκαν στο εργαστήριο κατά την διάρκεια της Μικροζωνικής Μελέτης .
- **Τεχνητές επιχωματώσεις:** Προτείνεται η χρήση της καμπύλης σχεδιασμού για τα αμμοχάλικα, τις αργιλώδεις άμμους με χαλίκια (SC) ή τις ιλυώδεις άμμους (SM), ανάλογα με τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά των επιχωματώσεων σε κάθε θέση.
- **Χαλίκια με κροκάλες ασβεστολιθικές και σιιστολιθικές:** Προτείνεται η χρήση της καμπύλης σχεδιασμού για τα αμμοχάλικα, τις αργιλώδεις άμμους (SC) ή τις ιλυώδεις άμμους (SM), ανάλογα με τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά του στρώματος σε κάθε θέση.
- **Βράχος:** Το Σχήμα 4.4.7 παρουσιάζει την καμπύλη σχεδιασμού για βράχο που προτείνεται από το πρόγραμμα υπολογισμού μονοδιάστατης μη γραμμικής εδαφικής απόκρισης SHAKE 91.



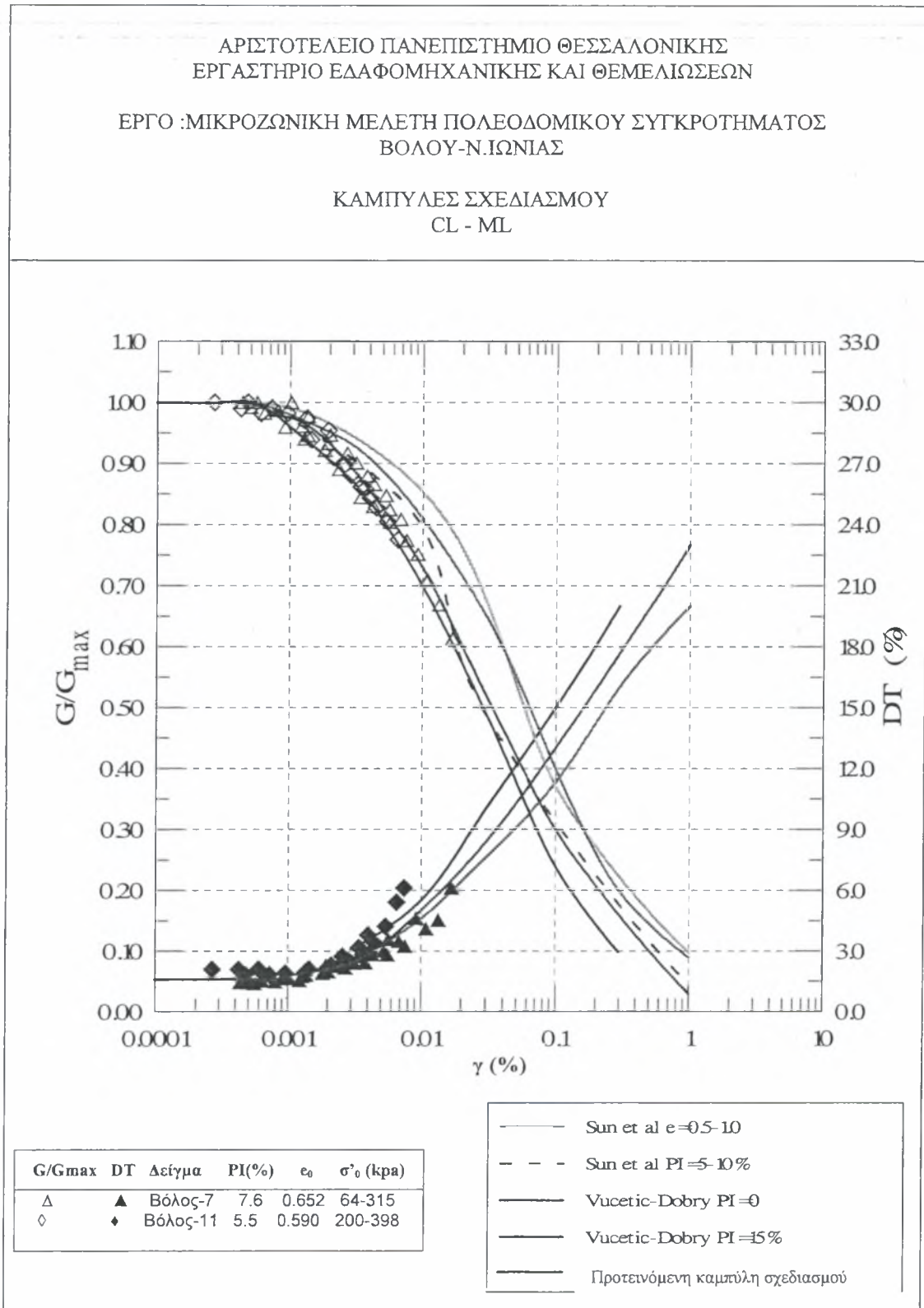
Σχήμα 4.4.1 Μεταβολή του κανονικοποιημένου Μέτρου Διάτμησης, G/G_{max} , και λόγου διατμητικής απόσβεσης, DT (%), με τη διατμητική παραμόρφωση, γ (%)



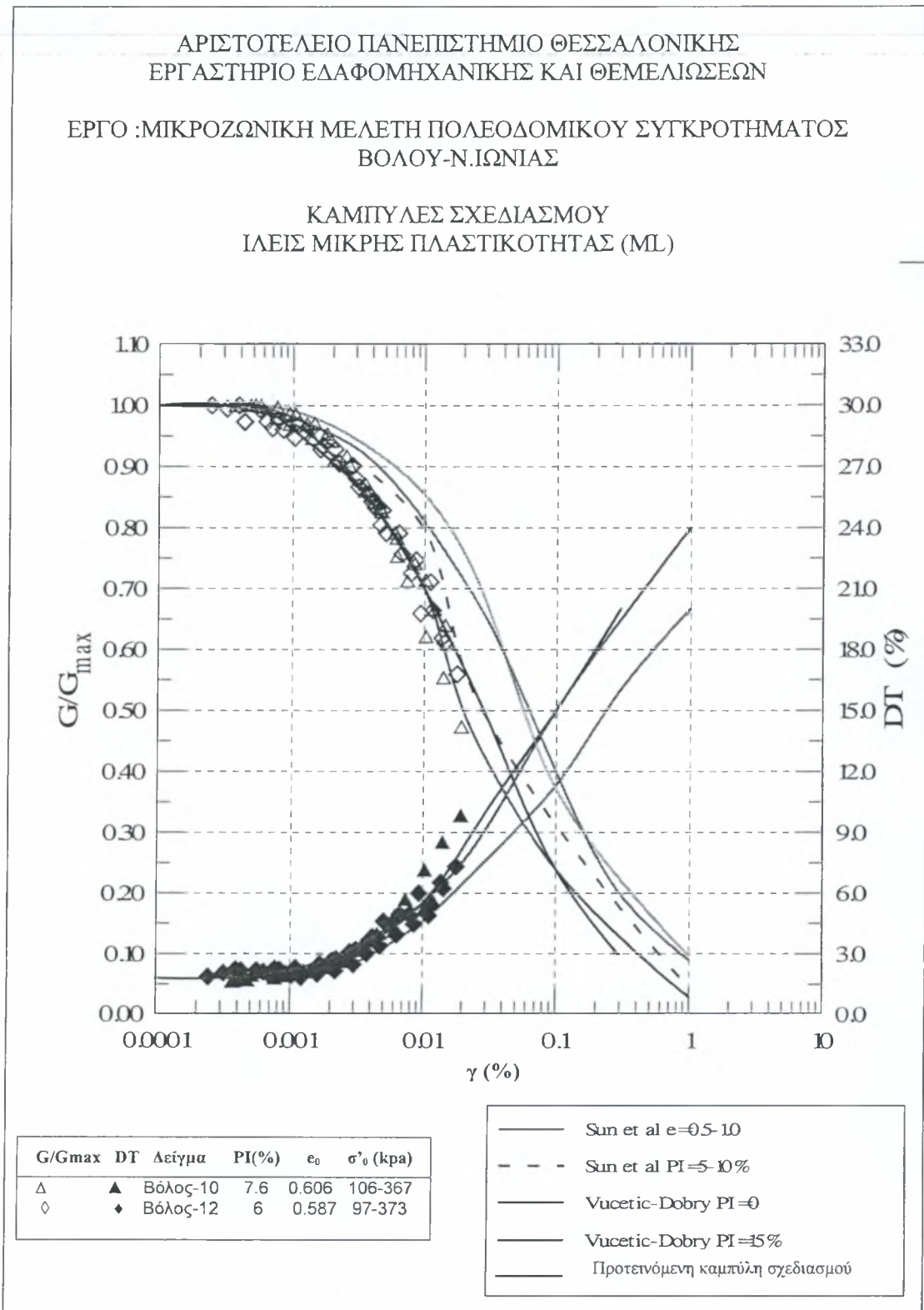
Σχήμα 4.4.2 Μεταβολή του κανονικοποιημένου Μέτρου Διάτμησης, G/G_{max} , και λόγω διατμητικής απόσβεσης, DT (%), με τη διατμητική παραμόρφωση, γ (%)



Σχήμα 4.4.3 Μεταβολή του κανονικοποιημένου Μέτρου Διάτμησης, G/G_{max} , και λόγου διατμητικής απόσβεσης, DT (%), με τη διατμητική παραμόρφωση, γ (%)



Σχήμα 4.4.4 Μεταβολή του κανονικοποιημένου Μέτρου Διάτμησης, G/G_{max} , και λόγου διατμητικής απόσβεσης, DT (%), με τη διατμητική παραμόρφωση, γ (%)

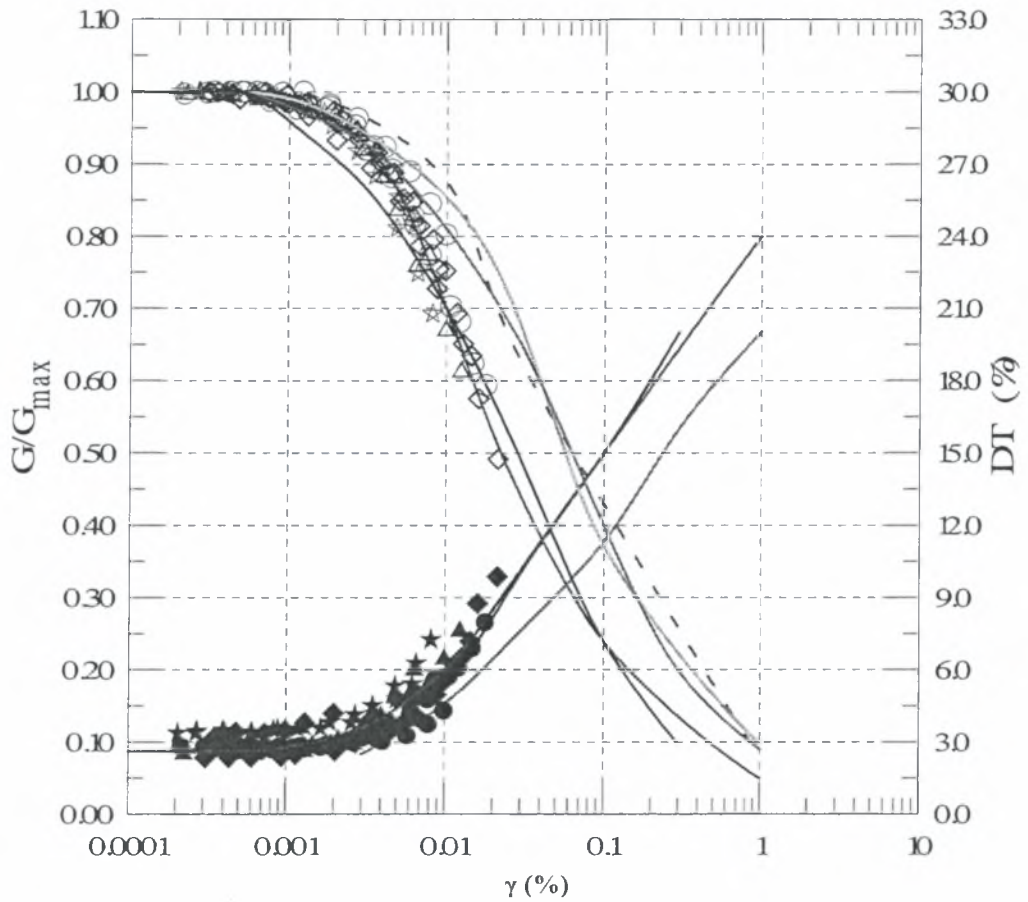


Σχήμα 4.4.5 Μεταβολή του κανονικοποιημένου Μέτρου Διάτμησης, G/G_{max} , και λόγου διατμητικής απόσβεσης, DT (%), με τη διατμητική παραμόρφωση, γ (%)

ΑΡΙΣΤΟΤΕΛΕΙΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ

ΕΡΓΟ : ΜΙΚΡΟΖΩΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΠΟΛΥΕΔΟΜΙΚΟΥ ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑΤΟΣ
ΒΟΛΟΥ-Ν.ΙΩΝΙΑΣ

ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
ΑΡΓΙΟΙ ΜΙΚΡΗΣ ΠΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ (CL)



G/G_{max}	DT	Δείγμα	PI(%)	e_0	σ'_0 (kpa)
Δ	▲	Βόλος-2	11.7	0.569	132-358
◇	◆	Βόλος-4	12.9	0.587	97-378
○	●	Βόλος-8	9.7	0.508	77-360
□	•	Βόλος-9	12.1	0.495	178-350

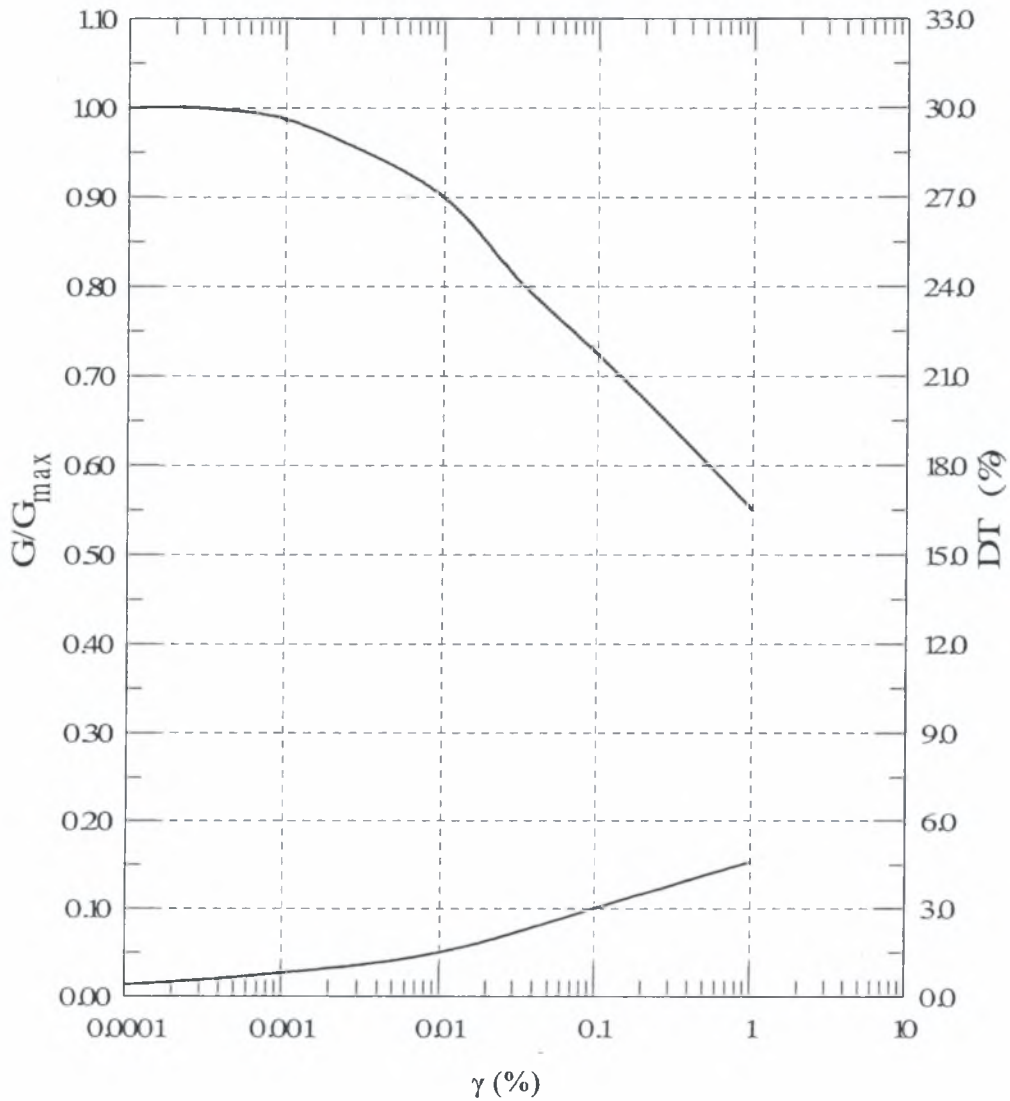
—	Sun et al $e=0.5-1.0$
- - -	Sun et al $PI=10-20\%$
—	Vucetic-Dobry $PI=0$
—	Vucetic-Dobry $PI=15\%$
—	Προτεινόμενη καμπύλη σχεδιασμού

Σχήμα 4.4.6 Μεταβολή του κανονικοποιημένου Μέτρου Διάτμησης, G/G_{max} , και λόγου διατμητικής απόσβεσης, DT (%), με τη διατμητική παραμόρφωση, $\gamma(\%)$

ΑΡΙΣΤΟΤΕΛΕΙΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ

ΕΡΓΟ : ΜΙΚΡΟΖΩΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΠΟΛΥΕΠΙΔΡΑΣΙΜΟΥ ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑΤΟΣ
ΒΟΛΟΥ-Ν.ΙΩΝΙΑΣ

ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
ΒΡΑΧΟΣ (ROCK)



Σχήμα 4.4.7 Μεταβολή του κανονικοποιημένου Μέτρου Διάτμησης, G/G_{max} , και λόγου διατμητικής απόσβεσης, DT (%), με τη διατμητική παραμόρφωση, γ (%)

5. ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΙΝΔΥΝΟΥ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ

5.1 ΠΡΟΚΑΤΑΡΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΙΝΔΥΝΟΥ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ

Για την περιοχή της Λάρισας υπήρχαν διαθέσιμες 144 γεωτρήσεις από το αρχείο της Μικροζωνικής Μελέτης. Από αυτές επιλέχθηκαν εκείνες που ο αριθμός χτύπων της πρότυπης δοκιμής διείδυσης, για βάθη μικρότερα των 20 μέτρων, ήταν μικρότερος του 20. Έτσι προέκυψαν 24 γεωτρήσεις από την ευρύτερη περιοχή της Λάρισας για τις οποίες έγινε αναλυτικός έλεγχος.

Για την περιοχή του Βόλου έγινε έλεγχος μόνο σε μία γεώτρηση.

5.2 ΑΝΑΛΥΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΙΝΔΥΝΟΥ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ

Για τον αναλυτικό έλεγχο ρευστοποίησης χρησιμοποιήθηκαν οι δύο πιο πρόσφατες μέθοδοι: (α) του NCEER Workshop (1996) και (β) της Japan Road Association (1996) (βλέπε Κεφάλαιο 2).

A) Αποτελέσματα της μεθόδου του NCEER Workshop (1996) για την περιοχή της Λάρισας και του Βόλου

Λάρισα

- Ζώνη 10, Γεώτρηση B10-55

Στην γεώτρηση αυτή παρουσιάζεται τα υπό εξέταση στρώματα με NSPT μικρότερο του 20 σε βάθη 3.6 & 6 μέτρα και έχουν πάχη 2.4m και 1.6 m αντίστοιχα. Οι συντελεστές ασφαλείας από τις δύο μεθόδους είναι 0.74 και 0.94 αντίστοιχα για τα 4.8m ενώ για τα 6.8m είναι 0.73 και 0.51 αντίστοιχα.

- Ζώνη 10, Γεώτρηση B10-53

Στην γεώτρηση αυτή παρουσιάζεται το υπό εξέταση στρώμα με NSPT μικρότερο του 20 σε βάθος 6.5 μέτρων και έχει πάχος 4m. Ο συντελεστής ασφαλείας από τις δύο μεθόδους είναι 0.86 και 0.64 αντίστοιχα.

- Ζώνη 10, Γεώτρηση B10-56

Στην γεώτρηση αυτή παρουσιάζεται τα υπό εξέταση στρώματα με NSPT μικρότερο του 20 σε βάθη 0 & 2.5 μέτρα και έχουν πάχη 2.5m και 5.5m αντίστοιχα. Οι συντελεστές ασφαλείας από τις δύο μεθόδους είναι 0.55 και 0.43 αντίστοιχα για τα 1.25m ενώ για τα 5.25m είναι 0.68 και 0.43 αντίστοιχα.

- Ζώνη 10, Γεώτρηση B10-58

Στην γεώτρηση αυτή παρουσιάζεται το υπό εξέταση στρώμα με NSPT μικρότερο του 20 σε βάθος 3 μέτρων και έχει πάχος 1m. Ο συντελεστής ασφαλείας από τις δύο μεθόδους είναι 0.71 και 1.4 αντίστοιχα.

- Ζώνη 10, Γεώτρηση B10-77

Στην γεώτρηση αυτή παρουσιάζεται τα υπό εξέταση στρώματα με NSPT μικρότερο του 20 σε βάθη 1.9, 5.8 & 9.6 μέτρα και έχουν πάχη 3.9m, 2.2 και 3.9m αντίστοιχα. Οι συντελεστές ασφαλείας από τις δύο μεθόδους είναι 0.6 και 0.46 αντίστοιχα για τα 3.85m, για τα 6.9m είναι 0.8 και 3.7 αντίστοιχα ενώ για τα 11.5 είναι 0.81 και 0.54 αντίστοιχα.

- Ζώνη 10, Γεώτρηση B10-78

Στην γεώτρηση αυτή παρουσιάζεται τα υπό εξέταση στρώματα με NSPT μικρότερο του 20 σε βάθη 0 & 7.8 μέτρα και έχουν πάχη 5.2m και 9.2 m αντίστοιχα. Οι συντελεστές ασφαλείας από τις δύο μεθόδους είναι 0.58 και 0.46 αντίστοιχα για τα 2.6m ενώ για τα 12.4 είναι 1.1 και 14 αντίστοιχα.

- Ζώνη 12, Γεώτρηση B12-121

Στην γεώτρηση αυτή παρουσιάζεται το υπό εξέταση στρώμα με NSPT μικρότερο του 20 σε βάθος 6 μέτρων και έχει πάχος 1.6m. Ο συντελεστής ασφαλείας από τις δύο μεθόδους είναι 0.45 και 0.37 αντίστοιχα.

- Ζώνη 12, Γεώτρηση B12-123

Στην γεώτρηση αυτή παρουσιάζεται το υπό εξέταση στρώμα με NSPT μικρότερο του 20 σε βάθος 2.6 μέτρων και έχει πάχος 0.9m. Ο συντελεστής ασφαλείας από τις δύο μεθόδους είναι 1.1 και 2.9 αντίστοιχα.

- Ζώνη 12, Γεώτρηση B12-126

Στην γεώτρηση αυτή παρουσιάζεται το υπό εξέταση στρώμα με NSPT μικρότερο του 20 σε βάθος 2μέτρων και έχει πάχος 3.5m. Ο συντελεστής ασφαλείας από τις δύο μεθόδους είναι 0.76 και 2.6 αντίστοιχα.

- Ζώνη 12, Γεώτρηση B12-130

Στην γεώτρηση αυτή παρουσιάζεται τα υπό εξέταση στρώματα με NSPT μικρότερο του 20 σε βάθη 4.7, 11.6 & 14.7 μέτρα και έχουν πάχη 2.6m, 2.6 και 1.3m αντίστοιχα. Οι συντελεστές ασφαλείας από τις δύο μεθόδους είναι 1.1 και 1.26 αντίστοιχα για τα 6m, για τα 12.9m είναι 0.4 και 0.3 αντίστοιχα ενώ για τα 15.35 είναι 1.27 και 0.7 αντίστοιχα.

- Ζώνη 12, Γεώτρηση B12-131

Στην γεώτρηση αυτή παρουσιάζεται τα υπό εξέταση στρώματα με NSPT μικρότερο του 20 σε βάθη 4 & 6.7 μέτρα και έχουν πάχη 2.7m και 1.3 m αντίστοιχα. Οι συντελεστές ασφαλείας από τις δύο μεθόδους είναι 0.56 και 0.48 αντίστοιχα για τα 5.35m ενώ για τα 7.35 είναι 2.9 και 1.8 αντίστοιχα.

- Ζώνη 12, Γεώτρηση B12-132

Στην γεώτρηση αυτή παρουσιάζεται το υπό εξέταση στρώμα με NSPT μικρότερο του 20 σε βάθος 5.3 μέτρων και έχει πάχος 2.4m. Ο συντελεστής ασφαλείας από τις δύο μεθόδους είναι 1.58 και 0.57 αντίστοιχα.

- Ζώνη 12, Γεώτρηση B12-135

Στην γεώτρηση αυτή παρουσιάζεται το υπό εξέταση στρώμα με NSPT μικρότερο του 20 σε βάθος 6.1 μέτρων και έχει πάχος 1.9m. Ο συντελεστής ασφαλείας από τις δύο μεθόδους είναι 4.39 και 1.68 αντίστοιχα.

- Ζώνη 3, Γεώτρηση B3-36

Στην γεώτρηση αυτή παρουσιάζεται το υπό εξέταση στρώμα με NSPT μικρότερο του 20 σε βάθος 6.8 μέτρων και έχει πάχος 3m. Ο συντελεστής ασφαλείας από τις δύο μεθόδους είναι 0.85 και 3.2 αντίστοιχα.

- Ζώνη 3, Γεώτρηση B3-73

Στην γεώτρηση αυτή παρουσιάζεται το υπό εξέταση στρώμα με NSPT μικρότερο του 20 σε βάθος 4.3 μέτρων και έχει πάχος 2.2m. Ο συντελεστής ασφαλείας από τις δύο μεθόδους είναι 0.89 και 54 αντίστοιχα.

- Ζώνη 3, Γεώτρηση B3-80

Στην γεώτρηση αυτή παρουσιάζεται το υπό εξέταση στρώμα με NSPT μικρότερο του 20 σε βάθος 0 μέτρων και έχει πάχος 5.5m. Ο συντελεστής ασφαλείας από τις δύο μεθόδους είναι 2.31 και 413 αντίστοιχα.

- Ζώνη 3, Γεώτρηση B3-83

Στην γεώτρηση αυτή παρουσιάζεται το υπό εξέταση στρώμα με NSPT μικρότερο του 20 σε βάθος 3.9 μέτρων και έχει πάχος 3.7m. Ο συντελεστής ασφαλείας από τις δύο μεθόδους είναι 1.37 και 4.79 αντίστοιχα.

- Ζώνη 4, Γεώτρηση B4-100

Στην γεώτρηση αυτή παρουσιάζεται το υπό εξέταση στρώμα με NSPT μικρότερο του 20 σε βάθος 0 μέτρων και έχει πάχος 1.9m. Ο συντελεστής ασφαλείας από τις δύο μεθόδους είναι 1.19 και 14 αντίστοιχα.

- Ζώνη 6, Γεώτρηση B6-40

Στην γεώτρηση αυτή παρουσιάζεται τα υπό εξέταση στρώματα με NSPT μικρότερο του 20 σε βάθη 4.6 & 6 μέτρα και έχουν πάχη 2.4m και 6.8 m αντίστοιχα. Οι συντελεστές ασφαλείας από τις δύο μεθόδους είναι 0.83 και 0.81 αντίστοιχα για τα 5.3m ενώ για τα 9.4m είναι 1.2 και 8.7 αντίστοιχα.

- Ζώνη 6, Γεώτρηση B6-43

Στην γεώτρηση αυτή παρουσιάζεται τα υπό εξέταση στρώματα με NSPT μικρότερο του 20 σε βάθη 4 & 6.2 μέτρα και έχουν πάχη 2.2m και 6.5 m αντίστοιχα. Οι συντελεστές ασφαλείας από τις δύο μεθόδους είναι 0.62 και 0.57 αντίστοιχα για τα 5.1m ενώ για τα 9.45m είναι 1.31 και 28.1 αντίστοιχα.

- Ζώνη 8, Γεώτρηση B8-47

Στην γεώτρηση αυτή παρουσιάζεται τα υπό εξέταση στρώματα με NSPT μικρότερο του 20 σε βάθη 10 & 13.2 μέτρα και έχουν πάχη 1.5 και .6 m αντίστοιχα. Οι συντελεστές ασφαλείας από τις δύο μεθόδους είναι 0.93 και 3.84 αντίστοιχα για τα 10.75m ενώ για τα 13.5m είναι 1.14 και 0.87 αντίστοιχα.

- Ζώνη 8, Γεώτρηση B8-26

Στην γεώτρηση αυτή παρουσιάζεται το υπό εξέταση στρώμα με NSPT μικρότερο του 20 σε βάθος 0 μέτρων και έχει πάχος 3m. Ο συντελεστής ασφαλείας από τις δύο μεθόδους είναι 0.43 και 1609 αντίστοιχα.

- Ζώνη 9, Γεώτρηση B9-67

Στην γεώτρηση αυτή παρουσιάζεται το υπό εξέταση στρώμα με NSPT μικρότερο του 20 σε βάθος 0 μέτρων και έχει πάχος 4.8m. Ο συντελεστής ασφαλείας από τις δύο μεθόδους είναι 0.87 και 0.53 αντίστοιχα.

- Ζώνη 6, Γεώτρηση B139

Στην γεώτρηση αυτή παρουσιάζεται το υπό εξέταση στρώμα με NSPT μικρότερο του 20 σε βάθος 5 μέτρων και έχει πάχος 4m. Ο συντελεστής ασφαλείας από τις δύο μεθόδους είναι 0.7 και 0.63 αντίστοιχα σε βάθος 7m.

Βόλος

- Γεώτρηση Γ-2

Στην γεώτρηση αυτή παρουσιάζεται το υπό εξέταση στρώμα με NSPT μικρότερο του 20 σε βάθος 0 μέτρων και έχει πάχος 21m. Ο συντελεστής ασφαλείας για κάθε βάθος, από τις δύο μεθόδους δίδεται στους Πίνακες 1 και 2. Παρατηρούμε ότι οι συντελεστές ασφαλείας των δύο μεθόδων παίρνουν τιμές μικρότερες της μονάδας για βάθη μικρότερα των 15m.

Πίνακας 5.1 Αποτελέσματα της μεθόδου του NCEER Workshop

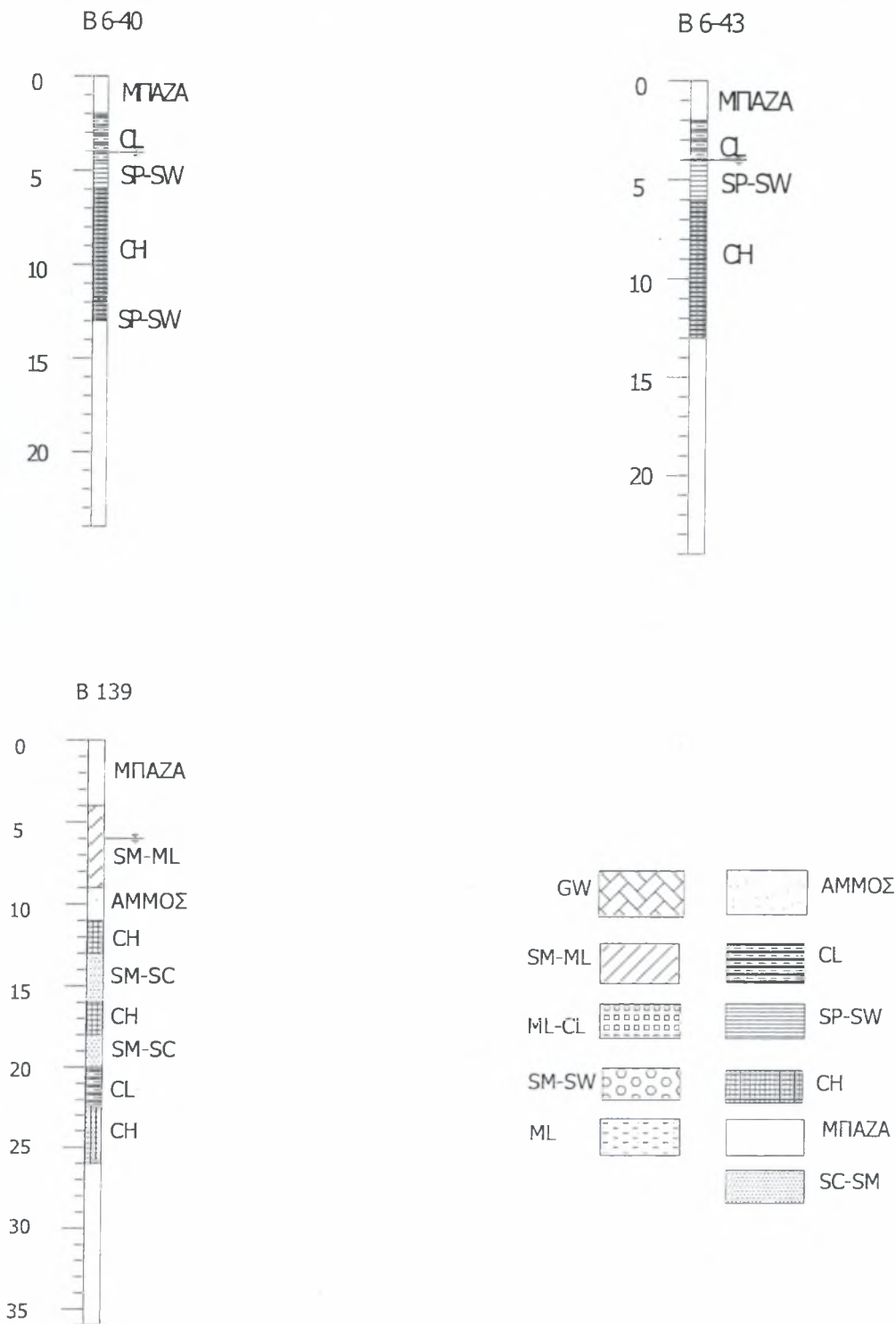
Γεώτρηση	γ	z	PI	FC	N	CSR	CRR(7,5)	MSF	FS
b3-36	20	8,3	21,1	77	10	0,39	0,23	1,44	0,85
b3-73	20	5,4	7	79	13	0,40	0,25	1,44	0,89
b3-80	20	2,75	20	79	15	0,41	0,66	1,44	2,32
b3-83	20	5,75	7	36	18	0,40	0,38	1,44	1,37
b4-100	19,8	1	1	25	16	0,42	0,35	1,44	1,19
b6-43	20	5,1	10	50	8	0,40	0,17	1,44	0,62
	20	9,45	35	88	13	0,39	0,35	1,44	1,32
b6-40	20	5,3	10	36	12	0,40	0,23	1,44	0,83
	20	9,4	24,5	76	13	0,39	0,32	1,44	1,17
b10-56	19	1,25	8	34	6	0,44	0,17	1,44	0,55
	15,9	5,25	20	38	8	0,54	0,25	1,44	0,68
b8-47	20	10,75	7	66	15	0,37	0,24	1,44	0,93
	20	13,5	0	38	19	0,34	0,27	1,44	1,14
b8-26	20	1,5	7	87	15	0,42	0,41	1,44	1,43
b9-67	19,5	2,4	26	40	7	0,42	0,26	1,44	0,87
b10-53	15,7	8,5	1	12	18	0,53	0,32	1,44	0,86
b10-55	20	4,8	33,7	60	8	0,41	0,27	1,44	0,94
	19	6,8	5	13	15	0,42	0,21	1,44	0,73
b10-58	19	3,5	15	62	8	0,43	0,21	1,44	0,71
b10-77	19	3,85	1	29	8	0,43	0,18	1,44	0,60
	19	6,9	1	29	20	0,42	0,23	1,44	0,80
	19	11,5	1	29	14	0,38	0,22	1,44	0,81
b10-78	19,5	2,6	10	40	6	0,42	0,17	1,44	0,58
	20	12,4	25	90	13	0,35	0,27	1,44	1,11
b12-121	19	6,8	10	15	8	0,42	0,13	1,44	0,45
b12-123	19	3,05	10	30	14	0,43	0,33	1,44	1,10
b12-126	19	3,75	5	58	10	0,43	0,23	1,44	0,76
b12-130	19	6	19	40	13	0,42	0,33	1,44	1,12
	19	12,9	19	40	2	0,37	0,09	1,44	0,37
	19	15,35	19	40	17	0,34	0,30	1,44	1,27
b12-131	20	5,35	7	40	7	0,40	0,16	1,44	0,56
	20	7,35	34	40	16	0,40	0,80	1,44	2,92
b12-132	19	6,5	48	40	10	0,42	0,46	1,44	1,58
b12-135	19	7	39	39	15	0,42	1,28	1,44	4,39
b139	19,5	5	11,9	36	5	0,17	0,11	1,44	0,93
	19,5	6	5,5	36	3	0,17	0,09	1,44	0,75
	19,5	7	10,4	65	3	0,18	0,09	1,44	0,71
	19,5	8	10,4	65	3	0,19	0,09	1,44	0,67
	19,5	9	10,4	65	19	0,20	0,24	1,44	1,74
Γ-2	18,36	1	0	40,7	0	0,37	0,07	1,44	0,25
	18,36	3	0	40,7	0	0,37	0,07	1,44	0,26
	18,36	5	0	40,7	0	0,36	0,07	1,44	0,26
	18,2	7	9,65	93,98	0	0,36	0,07	1,44	0,26
	18,76	9	7,45	80,19	0	0,35	0,07	1,44	0,27
	18,01	11	10,17	67,8	0	0,33	0,07	1,44	0,28
	17,05	13	9,65	88,8	0	0,31	0,07	1,44	0,30
	17,05	15	8,91	88,8	0	0,30	0,07	1,44	0,32
	17,05	17	8,91	88,8	9	0,28	0,15	1,44	0,79
	20,91	19	4,53	49,92	21	0,26	0,28	1,44	1,58
	20,91	21	4,53	49,92	21	0,23	0,26	1,44	1,63

Β) Αποτελέσματα της δεύτερης μεθόδου για την περιοχή της Λάρισας και του Βόλου

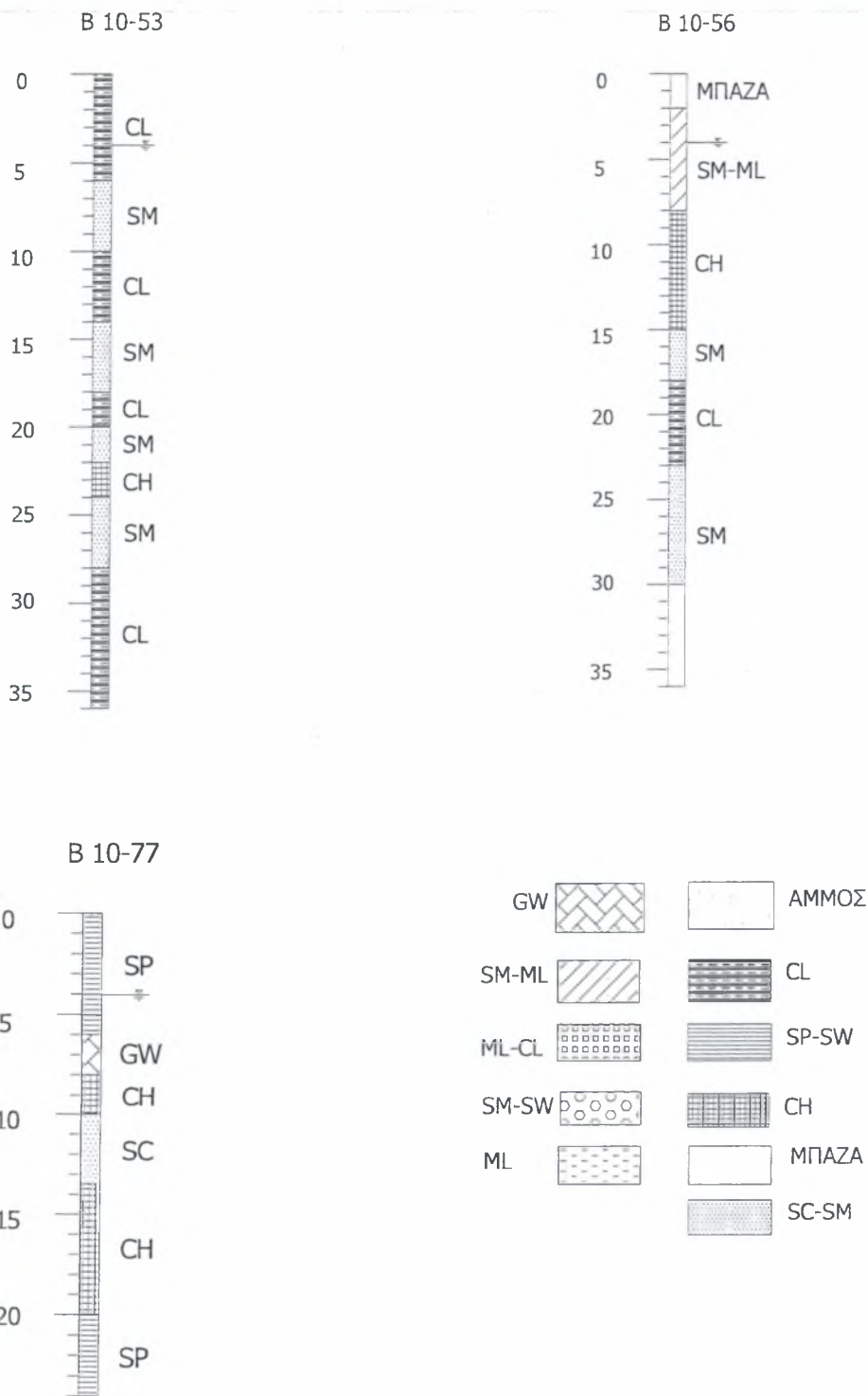
Πίνακας 5.2 Αποτελέσματα της μεθόδου της Japan Road Association

Γεώτρηση	z	γ	FC	N	L	R	F
b3-36	8,3	20	77	10	0,57	1,85	3,26
b3-73	5,4	20	79	13	0,60	32,70	54,93
b3-80	2,75	20	79	15	0,62	257,08	414,00
b3-83	5,75	20	36	18	0,59	2,83	4,79
b4-100	0,95	19,8	25	16	0,64	9,07	14,06
b6-43	5,1	20	50	8	0,60	0,34	0,57
	9,45	20	88	13	0,56	15,65	28,16
b6-40	5,3	20	36	12	0,60	0,48	0,81
	9,4	20	76	13	0,56	4,85	8,71
b10-56	1,25	19	34	6	0,67	0,31	0,46
	5,25	15,9	38	8	0,79	0,34	0,43
b8-47	10,75	20	66	15	0,54	2,08	3,84
	13,5	20	38	19	0,52	0,45	0,87
b8-26	1,5	20	87	15	0,63	1018,78	1609,14
b9-67	2,4	19,5	40	7	0,64	0,34	0,53
b10-53	8,5	15,7	12	18	0,77	0,49	0,64
b10-55	4,8	20	60	8	0,60	0,44	0,74
	6,8	19	13	15	0,61	0,31	0,51
b10-56	5,25	16	38	8	0,79	0,34	0,43
	1,25	18	34	6	0,71	0,31	0,43
b10-58	3,5	19	62	8	0,65	0,90	1,40
b10-77	3,85	19	29	8	0,64	0,30	0,46
	6,9	19	29	20	0,61	2,25	3,67
	11,5	19	29	14	0,56	0,30	0,54
b10-78	2,6	19,5	40	6	0,64	0,30	0,46
	12,4	20	90	13	0,53	7,37	13,99
b12-121	6,8	19	15	8	0,61	0,23	0,38
b12-123	3,05	19	30	14	0,65	1,86	2,85
b12-126	3,75	19	58	10	0,64	1,69	2,63
b12-130	6	19	40	13	0,62	0,78	1,26
	12,9	19	40	2	0,55	0,14	0,26
	15,35	19	40	17	0,53	0,37	0,70
b12-131	5,35	20	40	7	0,60	0,28	0,47
	7,35	20	40	16	0,58	1,04	1,81
b12-132	6,5	19	40	10	0,62	0,35	0,57
b12-135	7	19	39	15	0,61	1,03	1,68
b139	5	19,5	36	5	0,31	0,20	0,67
	6	19,5	36	3	0,30	0,16	0,53
	7	19,5	65	3	0,32	0,20	0,63
	8	19,5	65	3	0,33	0,20	0,60
	9	19,5	65	19	0,34	2,43	7,09
Γ-2	1	18,36	40,7	0	0,57	0,15	0,27
	3	18,36	40,7	0	0,55	0,14	0,26
	5	18,36	40,7	0	0,54	0,14	0,26
	7	18,2	93,98	0	0,52	0,21	0,40
	9	18,76	80,19	0	0,50	0,18	0,37
	11	18,01	67,8	0	0,48	0,16	0,33
	13	17,05	88,8	0	0,47	0,19	0,40
	15	17,05	88,8	0	0,46	0,18	0,40
	17	17,05	88,8	9	0,44	0,74	1,68
	19	20,91	49,92	21	0,42	0,86	2,03
	21	20,91	49,92	21	0,40	0,59	1,48

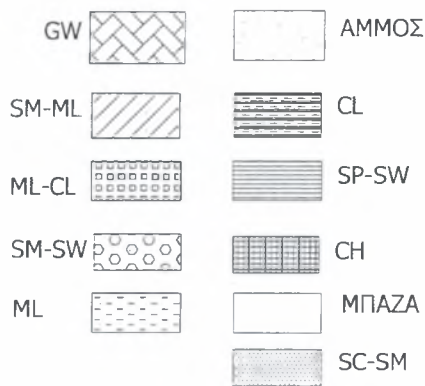
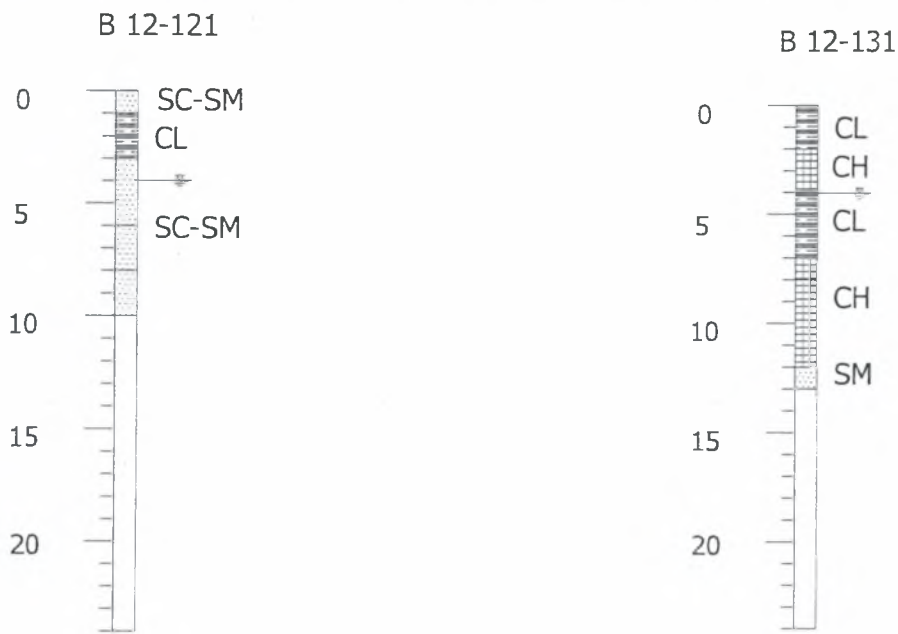
Συγκρίνοντας τις δύο μεθόδους βλέπουμε ότι υπάρχει συμφωνία των αποτελεσμάτων. Οι γεωτρήσεις οι οποίες εμφανίζουν υψηλό κίνδυνο ρευστοποίησης είναι εκείνες στις οποίες ο συντελεστής ασφάλειας είναι και για τις δυο μεθόδους κάτω από την μονάδα. Στο σημείο αυτό θα πρέπει να αναφερθεί ότι στρώσεις με συντελεστή ασφάλειας μικρότερο της μονάδας σε βάθη μικρότερα των 4 μέτρων στην περιοχή της Λάρισας έχουν παραληφθεί διότι σε όλες τις πρόσφατες γεωτρήσεις ο υδροφόρος ορίζοντας εμφανίζεται κάτω από τα 4 μέτρα και επίσης το βάθος θεμελίωσης είναι 4m. Έτσι καταλήγουμε στις γεωτρήσεις με κωδικό αριθμό: B6-40, B6-43, B139, B12-131, B12-121, B10-77, B10-56, B10-53 για την περιοχή της Λάρισας και Γ-2 για τον Βόλο. Με αυτές τις γεωτρήσεις θα πραγματοποιηθεί σε επόμενο κεφάλαιο η αριθμητική ανάλυση για να διαπιστωθεί ποια είναι η επίπτωση ενός ρευστοποιημένου στρώματος στην απόκριση της κατασκευής. Παρακάτω δίνονται τα εδαφικά προφίλ των θέσεων στις οποίες υπάρχει ο κίνδυνος της ρευστοποίησης.



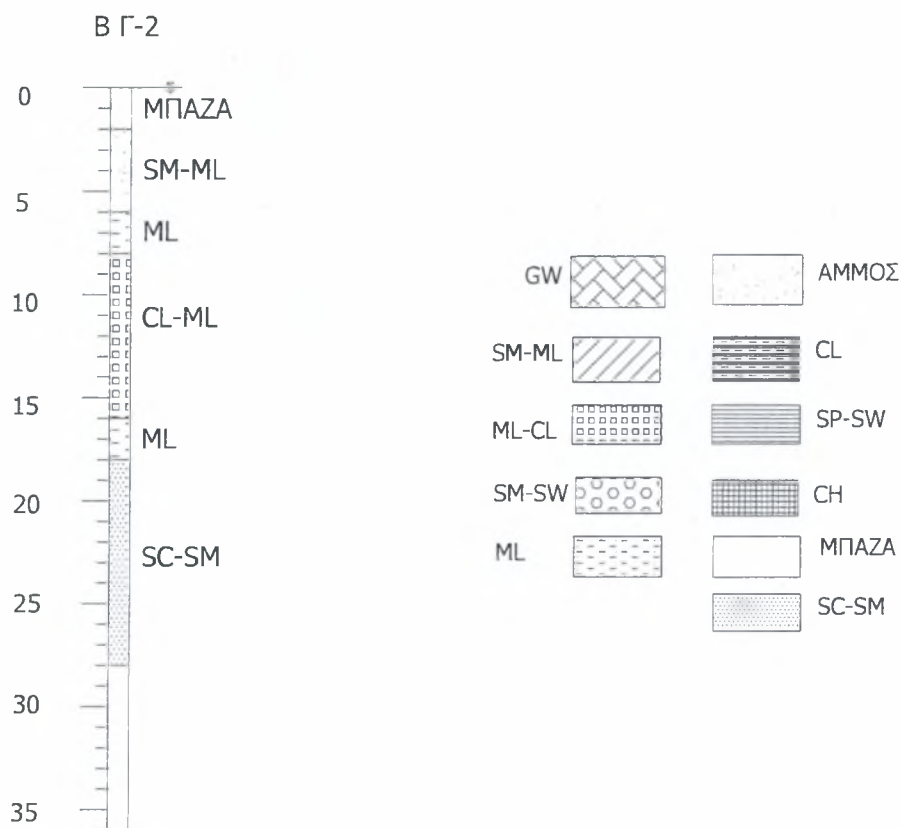
Σχήμα 5.1 Εδαφικό προφίλ στη θέση των γεωτρήσεων B6-40, B6-43, B139 στην ζώνη 6 της Λάρισας



Σχήμα 5.2 Εδαφικό προφίλ στη θέση των γεωτρήσεων B10-53, B10-56, B10-77 στην ζώνη 10 της Λάρισας



Σχήμα 5.3 Εδαφικό προφίλ στη θέση των γεωτρήσεων B12-121, B12-131 στη ζώνη 12 της Λάρισας

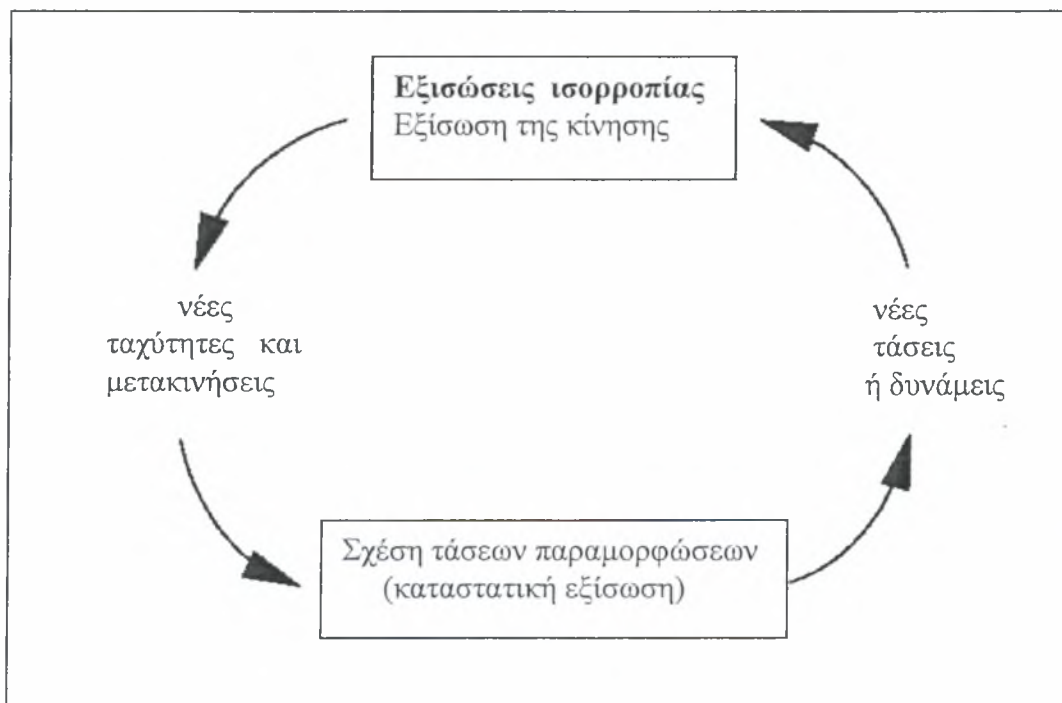


Σχήμα 5.4 Εδαφικό προφίλ στη θέση της γεώτρησης Γ-2 στο πεδίο του Άρεως στον Βόλο

6. ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΙΩΣΗ

6.1 ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Ο κώδικας Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC) είναι ένα πρόγραμμα πεπερασμένων διαφορών για εφαρμογές στην επιστήμη του πολιτικού μηχανικού σε δύο διαστάσεις. Το πρόγραμμα προσομοιώνει την συμπεριφορά τόσο των γεωϋλικών όσο και των δομικών στοιχείων σε ελαστοπλαστική συμπεριφορά. Επειδή στους υπολογισμούς δεν αντιστρέφονται μητρώα, η επίλυση επιτυγχάνεται με αρκετά μεγάλη υπολογιστική ταχύτητα. Ο κώδικας FLAC αναπτύχθηκε αρχικά για γεωτεχνικούς μηχανικούς και μεταλλειολόγους και επιλύει προβλήματα μηχανικής συμπεριφοράς ροής μέσω πορώδους μέσου, σύζευξης μηχανικών και υδραυλικών φαινομένων (προβλήματα στερεοποίησης), προβλήματα ερπυσμού κ.α.



Σχήμα 6.1. Βασικός υπολογιστικός κύκλος.

Η μέθοδος των πεπερασμένων διαφορών είναι ίσως η παλαιότερη αριθμητική μέθοδος που χρησιμοποιήθηκε για την λύση συστήματος διαφορικών εξισώσεων με αρχικές τιμές ή συνοριακές συνθήκες. Ο κώδικας πεπερασμένων διαφορών FLAC βασίζεται στην άμεση εν χρόνω ολοκλήρωση (explicit formulation).

Η γενική υπολογιστική σειρά που ακολουθείται φαίνεται στο Σχήμα 6.1 και βασίζεται στον δεύτερο νόμο του Newton ($F=m\cdot\gamma$) και στον καταστατικό νόμο των υλικών ($\sigma - \epsilon$). Η διαδικασία ξεκινά πρώτα με την εξίσωση της κίνησης για να υπολογιστούν οι ταχύτητες και οι μετακινήσεις από τις τάσεις και τις δυνάμεις. Στην συνέχεια, οι παραμορφώσεις (τροπές) εξάγονται από τις ταχύτητες και οι νέες τάσεις από τις αντίστοιχες παραμορφώσεις. Οι μετατοπίσεις, ταχύτητες και επιταχύνσεις υπολογίζονται στους κόμβους του δικτύου ενώ οι τάσεις στο κέντρο κάθε ζώνης. Το μειονέκτημα της μεθόδου είναι ότι απαιτεί πολύ μικρό βήμα επίλυσης που σημαίνει ότι απαιτούνται πολλοί υπολογιστικοί κύκλοι. Τέλος σημειώνεται ότι η μέθοδος αυτή, ενδείκνυται για προβλήματα όπου αναμένεται μη γραμμική συμπεριφορά, μεγάλες παραμορφώσεις και φυσική αστάθεια.

6.2 ΣΥΝΟΠΤΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Το υπό εξέταση κτήριο βρίσκεται στο ευρύτερο κέντρο της Λάρισας. Η μελέτη του πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ '85 . Αποτελείται από 7 ορόφους εκ των οποίων το ισόγειο έχει μορφή πυλωτής όπου στεγάζονται καταστήματα με ύψος ορόφου 6 μέτρα. Ο χώρος του υπογείου χρησιμοποιείται για την στάθμευση των αυτοκινήτων και οι υπόλοιποι 6 όροφοι είναι διαμερίσματα.

Μέθοδος υπολογισμού Φ.Ο. Η κατασκευή μελετήθηκε με την μεθοδολογία των επιτρεπόμενων τάσεων που απετέλεσε την βάση των κανονισμών όχι μόνο για το ωπλισμένο σκυρόδεμα, αλλά για όλα τα υλικά κατασκευής. Η μέθοδος των επιτρεπόμενων τάσεων είναι απλή στην σύλληψη και εφαρμογή, αφού στηρίζεται στην πλήρη γραμμικοποίηση των καταστατικών νόμων του χάλυβα και του σκυροδέματος. Αντιθέτως σήμερα για τον υπολογισμό της συνολικής αντοχής των διατομών γίνονται δεκτά μη

γραμμικά διαγράμματα τάσεων – παραμορφώσεων απεικονίζοντας με μεγάλη πιστότητα την εντατική κατάσταση μιας διατομής. Η μέθοδος των επιτρεπομένων τάσεων, είναι γενικά συντηρητική και δεν λαμβάνει υποψιν διαφορετικούς επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για κάθε φόρτιση.

Η κατασκευή μελετήθηκε με ποιότητα σκυροδέματος B 225 και με χάλυβα οπλισμού SIII που αντιστοιχεί σε σημερινές μονάδες $f_{ck} = 18.3$ MPa (χαρακτηριστική αντοχή σε θλίψη κυλινδρικού δοκιμίου) και σε χάλυβα S 400. Να σημειωθεί ότι στα τελικά σχέδια που παραδώθηκαν (ξυλότυποι) το σκυρόδεμα που τελικά χρησιμοποιείται είναι τύπου B 300 με αντοχή σε θλίψη $f_{ck} = 24.8$ MPa.

Αντισεισμική προστασία κατασκευής. Όσον αφορά την αντισεισμική προστασία της κατασκευής ο Ελληνικός Αντισεισμικός κανονισμός του '85 όριζε για την περιοχή της Λάρισας ως σεισμικότητα περιοχής II(b) και σεισμικό συντελεστή $\varepsilon = 0.08$ και με αυτόν υπολογίστηκαν όλες οι σεισμικές δράσεις. Σύμφωνα με τα καινούρια δεδομένα, η πόλη ανήκει στην II ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας με μέγιστη ενεργό επιτάχυνση εδάφους $\alpha = 0.24g$.

Η μελέτη περιλαμβάνει ικανοτικό σχεδιασμό κατά τον οποίο ισχυροποιούνται τα υποστυλώματα έναντι των συμβαλλόμενων στους κόμβους δοκών ώστε να προηγηθεί αστοχία των δοκών με όσο το δυνατόν πιο πλαστική συμπεριφορά. Επίσης είναι επιθυμητό να πραγματοποιηθεί αστοχία απο υπέρβαση της φέρουσας ικανότητας της διατομής σε κάμψη και όχι σε διάτμηση γιατί μια τέτοια μορφής αστοχίας είναι ψαθυρή, δημιουργεί μικρούς βρόγχους υστέρησης και κατά συνέπεια μικρή δυνατότητα απορρόφησης της σεισμικής ενέργειας. Η φιλοσοφία του ικανοτικού σχεδιασμού εκφράζεται από ισχυρούς στύλους και ασθενή ζυγώματα.

Η αντισεισμική προστασία ενός φορέα ενισχύεται απο την ύπαρξη τοιχωμάτων περιμετρικά της κάτοψης. Σε περιοχές με έντονη σεισμική δράση τα τοιχώματα αποτελούν ένα απο τα βασικότερα δομικά στοιχεία στη διαμόρφωση του φέροντος οργανισμού της αντισεισμικής κατασκευής. Τα αντισεισμικά τοιχώματα ενισχύουν την δυσκαμψία του κτηρίου και ελέγχουν τις μετακινήσεις των ορόφων. Ειδικότερα η χρησιμοποίηση τοιχείου-πλαισίου παρέχει μια ικανοποιητική σεισμική απόκριση. Ο Ε.Α.Κ.-2000 ορίζει ως

επαρκή τα τοιχώματα σε μια διεύθυνση όταν ισχύει $n_v > 0.75$ όπου n_v = τέμνουσα τοιχωμάτων στη βάση δια της συνολικής τέμνουσας στη βάση. Το μεικτό σύστημα δόμησης της κατασκευής κρίνεται αναγκαίο λόγω της ύπαρξης «μαλακού ορόφου» στο ισόγειο. Για το συγκεκριμένο κτήριο ο λόγος n_v για τις δύο διευθύνσεις είναι 0.5 και 0.12, άρα δεν είναι επαρκή κατά τον αντισεισμικό κανονισμό.

Κατά την διαμόρφωση του φορέα σε κάτοψη παρατηρείται ότι τα πύο άκαμπτα στοιχεία είναι τοποθετημένα στην περίμετρο κάτι που προσδίδει στο σύστημα μια σχετική δυστρεψία γύρω από το κέντρο βάρους. Βέβαια όπως επισημάνθηκε προηγουμένως τα τοιχεία δεν είναι επαρκή κατά τις δύο διευθύνσεις. Εντούτοις υπάρχει μια κανονικότητα στην κάτοψη που περιορίζει τις αβεβαιότητες της απόκρισης του δομήματος.

Πίνακας 6.1. Διατομή και οπλισμός των υποστυλωμάτων του μεσαίου πλαισίου που αποτελείται άπω τους στύλους Κ1,Κ2,Κ3,Κ4.

Υποστύλωμα : Κ1

	οπλισμοι			διαστασεις
	Γ	Υ	Ζ	Υ*Ζ
ΥΠΟΓΕΙΟ	4Φ22	3Φ22	4Φ18	40*100
ΙΣΟΓΕΙΟ	8Φ18	3Φ22	4Φ18	40*100
ΔΕΥΤΕΡΟΣ	8Φ22	3Φ18	4Φ18	40*100
ΤΡΙΤΟΣ	4Φ22	3Φ22	4Φ18	35*100
ΤΕΤΑΡΤΟΣ	4Φ22	2Φ22	4Φ18	30*100
ΠΕΜΠΤΟΣ	4Φ22	2Φ22	4Φ18	30*100
ΕΚΤΟΣ	4Φ22	2Φ22	4Φ18	30*100
ΕΒΔΟΜΟΣ	4Φ22	2Φ22	4Φ18	30*100

Υποστύλωμα : Κ2

	οπλισμοι			διαστασεις
	Γ	Υ	Ζ	Υ*Ζ
ΥΠΟΓΕΙΟ	8Φ22	3Φ22	5Φ18	45*120
ΙΣΟΓΕΙΟ	8Φ22	3Φ22	5Φ18	45*120
ΔΕΥΤΕΡΟΣ	8Φ22	3Φ22	5Φ18	40*120
ΤΡΙΤΟΣ	8Φ20	2Φ22	5Φ16	35*120

ΤΕΤΑΡΤΟΣ	8Φ18	3Φ18/60cm	6Φ8	30*120
ΠΕΜΠΤΟΣ	4Φ22	3Φ22	3Φ18	30*115
ΕΚΤΟΣ	4Φ22	3Φ22	4Φ18	30*110
ΕΒΔΟΜΟΣ	4Φ22	2Φ22	4Φ18	30*110

Υποστύλωμα : Κ3

	οπλισμοί			διαστάσεις
	Γ	Υ	Ζ	Υ*Ζ
ΥΠΟΓΕΙΟ	8Φ20	5Φ20/80cm	11Φ8	230*40
ΙΣΟΓΕΙΟ	8Φ20	5Φ20/80cm	11Φ8	230*40
ΔΕΥΤΕΡΟΣ	8Φ22	5Φ18	3Φ22	130*40
ΤΡΙΤΟΣ	8Φ22	5Φ18	3Φ22	130*40
ΤΕΤΑΡΤΟΣ	8Φ22	5Φ18	3Φ22	130*40
ΠΕΜΠΤΟΣ	8Φ22	5Φ18	3Φ22	130*40
ΕΚΤΟΣ	8Φ22	5Φ18	3Φ22	130*40
ΕΒΔΟΜΟΣ	8Φ22	2Φ22	4Φ18	130*40

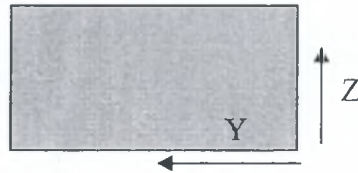
Υποστύλωμα : Κ4

	οπλισμοί			διαστάσεις
	Γ	Υ	Ζ	Υ*Ζ
ΥΠΟΓΕΙΟ	8Φ22	3Φ22	5Φ18	40*120
ΙΣΟΓΕΙΟ	12Φ22	1Φ18	5Φ14	40*120
ΔΕΥΤΕΡΟΣ	12Φ22	1Φ18	5Φ18	40*120
ΤΡΙΤΟΣ	12Φ20	1Φ16	5Φ14	30*120
ΤΕΤΑΡΤΟΣ	8Φ22	3Φ18/60cm	6Φ8	30*120
ΠΕΜΠΤΟΣ	8Φ22	1Φ18	3Φ14	30*115
ΕΚΤΟΣ	8Φ20	-	2Φ14	30*70
ΕΒΔΟΜΟΣ	8Φ18	-	2Φ14	30*70

Υποστύλωμα : Κ5

	οπλισμοί			διαστάσεις
	Γ	Υ	Ζ	Υ*Ζ
ΥΠΟΓΕΙΟ	8Φ22	2Φ22	4Φ18	40*110
ΙΣΟΓΕΙΟ	12Φ20	1Φ18	4Φ14	40*110
ΔΕΥΤΕΡΟΣ	12Φ20	1Φ18	4Φ14	40*110
ΤΡΙΤΟΣ	12Φ20	1Φ14	4Φ14	35*110
ΤΕΤΑΡΤΟΣ	12Φ16	1Φ18	4Φ14	30*100
ΠΕΜΠΤΟΣ	12Φ16	1Φ18	4Φ14	30*100

ΕΚΤΟΣ	8Φ20	1Φ18	4Φ14	30*100
ΕΒΔΟΜΟΣ	8Φ22	-	4Φ14	30*100

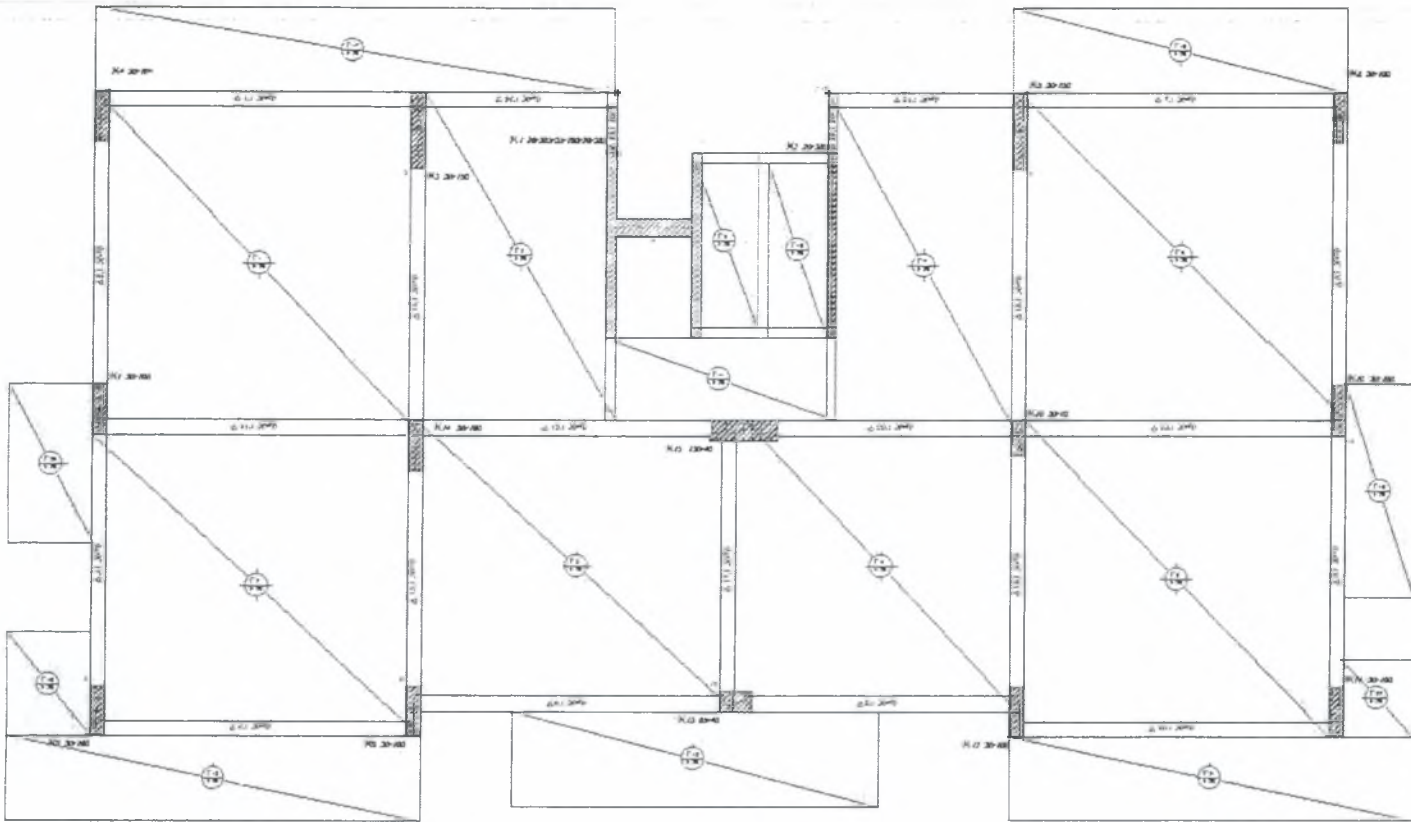


Σχήμα 6.2. Κύριες διευθύνσεις όπλισης των υποστυλωμάτων.

Συνεχής και κανονική κατανομή της ακαμψίας και των μαζών των κατακορύφων στοιχείων παρατηρείται και καθ' ύψος του δομήματος. Οι μέγιστες διαστάσεις των διατομών των υποστυλωμάτων υφίστανται στο υπόγειο, όπου οι απαιτήσεις σε ανάληψη φορτίων και ροπών πακτώσεων είναι αυξημένες. Όσο μετακινούμαστε από το υπόγειο στην οροφή, αυτές οι διατομές μειώνονται ελάχιστα και δεν επηρεάζουν την κατανομή των ακαμψιών και των μαζών.

Οι πλάκες του κτηρίου είναι ορθογωνικές τύπου zoellner (με νευρώσεις) ενώ αυτές των μικρότερων διαστάσεων ολόσωμες από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Η μορφή των πλακών εξασφαλίζει πλήρη διαφραγματική λειτουργία κατά την επιταγή του αντισεισμικού κανονισμού, επιβάλλοντας ίσες μετακινήσεις στις κεφαλές των πλευρικών υποστυλωμάτων (λειτουργία άκαμπτου δίσκου) αφού ο λόγος της μέγιστης προς την ελάχιστη διάσταση δεν υπερβαίνει το 4.

Θεμελίωση. Η θεμελίωση του κτηρίου πραγματοποιήθηκε με γενική κοιτόστρωση πάχους 50 εκατοστών και συνδετήριες δοκούς διατομής 50x140 cm² με όπλισμό 7Φ22 στην άνω παρειά και 2Φ16 στην κάτω. Η επιτρεπόμενη τάση εδάφους που χρησιμοποιήθηκε είναι $\sigma_{επ} = 100$ kPa. Όπως έχει αναφερθεί σε προηγούμενο κεφάλαιο μέχρι τα 10 μέτρα από την επιφάνεια του εδάφους συναντώνται κυρίως τεχνητές επιχωματώσεις που χαρακτηρίζονται από υψηλή συμπίεστικότητα και φτωχά μηχανικά χαρακτηριστικά.



Σχήμα 6.3. Τυπική κάτοψη του κτιρίου.

Κανονισμός φόρτισης. Κατα την μελέτη θεωρείται το ίδιο βάρος ωπλισμένου σκυροδέματος ($\gamma_c = 2.4 \text{ t/m}^3$), η επίστρωση δαπέδων 80 kg/m^2 , η επίστρωση δωματίων 250 kg/m^2 ως τα νεκρά φορτία της κατασκευής και τα αντίστοιχα κινητά δαπέδων και δωματίων ίσα με 200 kg/m^2 . Αυτό θα μας απασχολήσει αργότερα κατα την μοντελοποίηση του πραγματικού τρισδιάστατου μεικτού φορέα σε δισδιάστατο 7όροφο πλαίσιακό φορέα ($1\text{t} = 9.81 \text{ kN}$).

6.3 ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

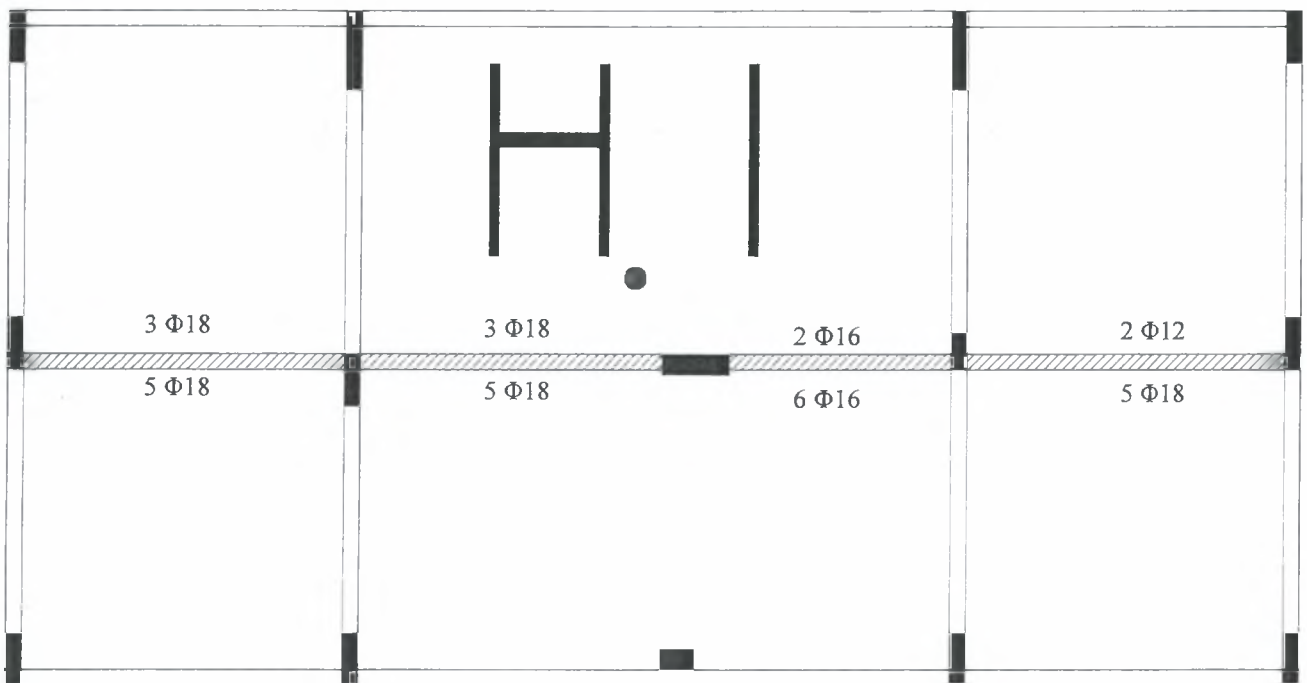
Για την μοντελοποίηση της κατασκευής είναι αναγκαίο σε αυτό το στάδιο να γίνουν κάποιες απλοποιητικές παραδοχές, που ωστόσο, να μην απέχουν πολύ από την πραγματικότητα. Η αναγωγή του πραγματικού πολυσύνθετου προβλήματος σε ένα απλούστερο εξιδανικευμένο είναι ο μόνος δυνατός τρόπος για την αναζήτηση της λύσης.

Καταρχήν ο κώδικας πεπερασμένων διαφορών που θα χρησιμοποιηθεί για την παρούσα ανάλυση επιλύει προβλήματα δύο διαστάσεων. Κατά συνέπεια ο πραγματικός τρισδιάστατος φορέας θα αναχθεί σε ισοδύναμο δύο διαστάσεων. Ο ισοδύναμος φορέας θα πρέπει να έχει τα ίδια στατικά και δυναμικά χαρακτηριστικά με τον πραγματικό. Για να γίνει αυτό υπολογίζονται τα φορτία σε κάθε πλάκα τα οποία στην συνέχεια παραλαμβάνονται από τις περιμετρικές δοκούς. Τα φορτία της πλάκας χωρίζονται σε μόνιμα G και κινητά Q (οι τιμές τους έχουν δωθεί παραπάνω). Για σεισμική δράση οι επιμέρους αυξητικοί συντελεστές είναι αντίστοιχα 1 και 0.3. Υπολογίζονται με αυτό τον τρόπο τα βάρη τόσο της πλάκας όσο και των γύρω δοκών και στην συνέχεια κατανέμονται στις δοκούς. Κατά τις μεθόδους της κλασικής δυναμικής στα φορτία της κάθε πλάκας συνυπολογίζονται και τα μισα των υποστυλωμάτων.

Έτσι ο φορέας συντίθεται μόνο από στύλους και δοκούς και η συμπεριφορά του θα ομοιάζει περισσότερο με έναν πλαισιακό φορέα παρά με έναν μεικτό (με υποστυλώματα και τοιχώματα). Απουσία των αντισεισμικών τοιχωμάτων σημαίνει πως οι μετακινήσεις στους ορόφους θα υπερκτιμηθούν χωρίς όμως να γνωρίζουμε το ποσοστό του σφάλματος. Το γεγονός αυτό αποδεικνύεται και από την ελαστική γραμμή του φορέα που θα παρουσιαστεί στο επόμενο κεφάλαιο.

Στην εγκάρσια κατεύθυνση, ο πλαισιακός φορέας έχει μοναδιαίο πάχος. Στην πραγματικότητα όμως τα πλαίσια απέχουν μεταξύ τους μια απόσταση περί τα 6 μέτρα και για να γίνει σωστή η αναγωγή πρέπει να διαιρέσουμε τα μέτρα ελαστικότητας E και τις πλαστικές ροπές M_u δια του 6. Ο ΕΚΩΣ -2000 προτείνει την σχέση για τον υπολογισμό του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος $E_{cm} = 9.50(f_{ck} + 8)^{1/3}$. Για σκυρόδεμα κατηγορίας B 300 είναι $E_{cm} = 30.41$ GPa., το οποίο διαιρούμενο δια του 6 δίνει $E_{cm} = 5.068$ GPa που

είναι η τιμή που θα θεωρήσουμε ως μέτρο Young για τις δοκούς και τα υποστυλώματα. Για τα στοιχεία δοκού που αποτελούν τον φορέα έχει εισαχθεί υπορουτίνα μέσα στον κώδικα που λαμβάνει υπόψιν την επιρροή της αξονικής δύναμης στη ροπή αντοχής μιας διατομής. Τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης $N_u - M_u$ υπολογίστηκαν με το πρόγραμμα FAGUS-4.



Σχήμα 6.4. Κάτοψη του ορόφου με σημειωμένο το κέντρο βάρους του.

Ο κάθε όροφος αποτελείται από 3 πλαίσια που ισαπέχουν 6 μέτρα το καθένα. Για την ανάλυση επιλέγεται το μεσαίο πλαίσιο λαμβάνοντας υπ'όψιν το κέντρο βάρους του ορόφου. Εξάλλου κατά τον Ε.Α.Κ.- 2000, σε κτίρια που υπόκεινται σε οριζόντια σεισμική δράση και με εξασφαλισμένη την διαφραγματική λειτουργία των πλακών επιτρέπεται η συγκέντρωση της μάζας κάθε ορόφου και της αντίστοιχης ροπής αδράνειας μάζας περί κατακόρυφο άξονα στο κέντρο βάρους του ορόφου. Από τις κατανομές των ακαμψιών και των μαζών είναι προφανές ότι το μεσαίο πλαίσιο προσομοιάζει με τον καλύτερο δυνατό τρόπο την κατασκευή λόγω συμμετρίας και κατανομής φορτίων. Το μεσαίο πλαίσιο αποτελείται από 5 υποστυλώματα και 4 δοκούς με οπλισμό που δείχνεται στο Σχήμα 6.4.

6.4 ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

Δημιουργία καννάβου. Για την διακριτοποίηση του εδάφους θα βασιστούμε στις εδαφικές τομές της κάθε γεώτρησης στην περιοχή της Λάρισας και του Βόλου και σε ορισμένες τυπικές εδαφικές τομές που προκύπτουν από την Μικροζωνική. Οι διαστάσεις του καννάβου είναι 110 μέτρα κατά το βάθος και 100 μέτρα κατά το μήκος. Ο κάνναβος αποτελείται από στοιχεία μεταβαλλόμενης επιφάνειας, κοντά στο βραχώδες υπόβαθρο έχουν διαστάσεις $2 \times 5 \text{ m}^2$ ενώ κοντά στην επιφάνεια που επιθυμούμε πύκνωση των δεδομένων φθάνει τα $2 \times 1 \text{ m}^2$ (πλάτος x ύψος). Οι μέγιστες διαστάσεις των στοιχείων εκλέγονται και με βάση τις συχνότητες του διεγείροντος κραδασμού. Το συχνοτικό περιεχόμενο καθώς και η ταχύτητα διάδοσης κυμάτων του συστήματος επηρεάζουν τη ακρίβεια της μετάδοσης. Η μέγιστη συχνότητα που μπορεί να εισαχθεί με ακρίβεια είναι

$$f_{\max} = \frac{C_s}{8 \Delta l}$$

όπου C_s η ταχύτητα διατμητικού κύματος και Δl η διάσταση του στοιχείου. Για την βάση του καννάβου όπου $\Delta l = 5 \text{ m}$ και $C_s = 680 \text{ m/sec}$ είναι $f_{\max} = 13.6 \text{ Hz}$. Για την κορυφή καννάβου όπου $\Delta l = 1 \text{ m}$ και μια μειωμένη ταχύτητα διατμητικών κυμάτων ίση προς $C_s = 100 \text{ m/sec}$ η μέγιστη διερχόμενη συχνότητα είναι $f_{\max} = 12.5 \text{ Hz}$, που θεωρείται ικανοποιητική.

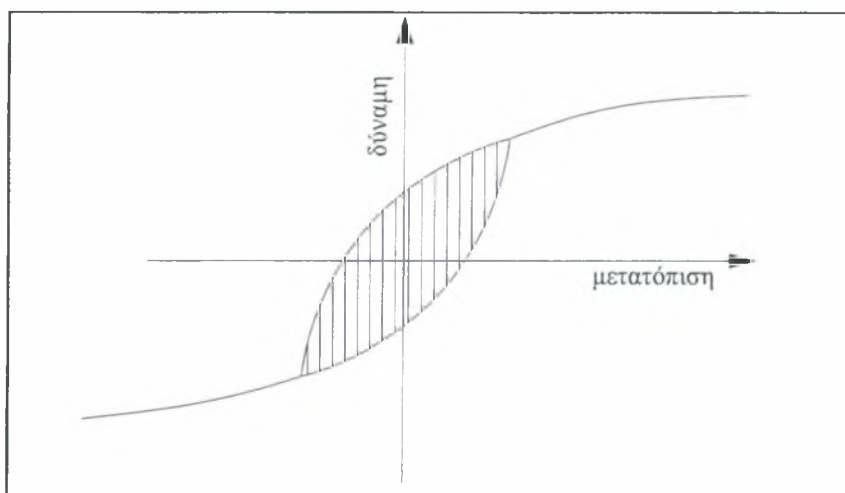
Αφού καθορίσουμε τις διαστάσεις των στοιχείων, χωρίζουμε το έδαφος σε 18 ζώνες διαφορετικών μηχανικών και δυναμικών ιδιοτήτων. Το καταστατικό μοντέλο που χρησιμοποιείται είναι το ισοδύναμο γραμμικό – ελαστικό. Ως δεδομένα εισάγονται οι πυκνότητες των εδαφικών στρώσεων, τα μέτρα ισοτροπικής συμπίεσης K , τα μέτρα διάτμησης G καθώς και οι λόγοι κρίσιμης απόσβεσης. Οι σχέσεις που συνδέουν τα μέτρα K και G με το μέτρο ελαστικότητας Young είναι

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad \text{και} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)}, \quad \text{όπου } \nu \text{ ο λόγος του Poisson.}$$

Οι ταχύτητες διάδοσης ορθών και διατμητικών κυμάτων (C_p και C_s) συνδέονται με τα μέτρα διάτμησης και Young με τις σχέσεις

$$C_p = \sqrt{\frac{K + 4G/3}{\rho}} \quad \text{και} \quad C_s = \sqrt{G/\rho}$$

Απόσβεση. Η απόσβεση εμφανίζεται σε όλα τα μηχανικά συστήματα που εκτελούν ταλαντώσεις και αντιπροσωπεύει την απώλεια ενέργειας από το σύστημα. Η ενέργεια χάνεται είτε υπο μορφή θερμότητας είτε υπό μορφή ακτινοβολίας στο περιβάλλον. Εάν παραστήσουμε γραφικά την δύναμη αποσβέσης ως προς την μετατόπιση θα διαπιστώσουμε ότι κατά μια ταλάντωση σταθερού πλάτους η καμπύλη είναι κλειστή και περικλείει μια περιοχή η οποία ονομάζεται βρόγχος υστέρησης. Το εμβαδόν του βρόγχου υστέρησης εκφράζει την ενέργεια που χάνεται σε κάθε κύκλο φόρτισης.



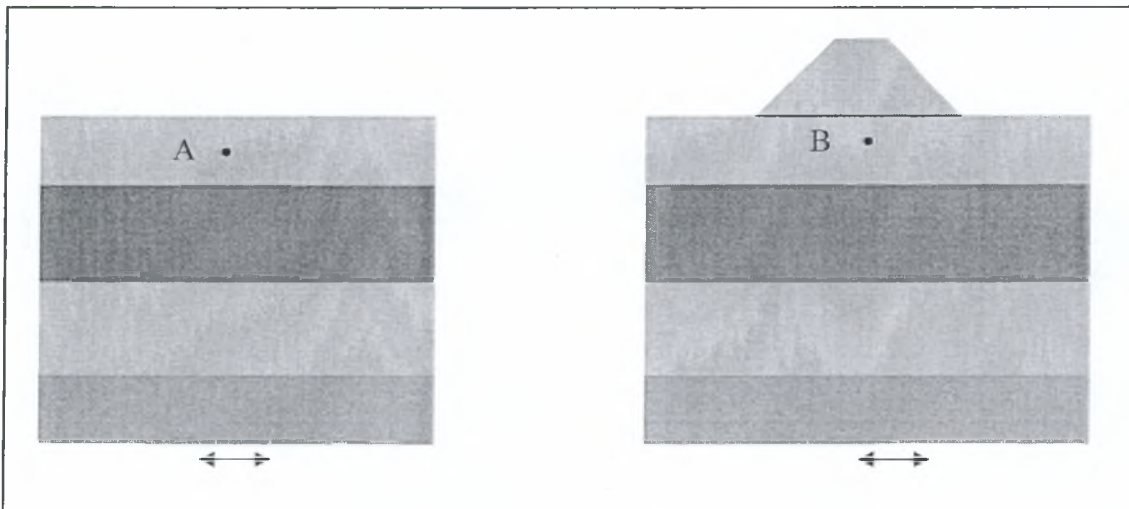
Σχήμα 6.5. Βρόγχος υστέρησης ανακυκλιζόμενης φόρτισης σταθερού πλάτους

Η απόσβεση αυτού του τύπου ονομάζεται υστερητική. Οι απώλειες ενέργειας στην περίπτωση αυτή οφείλονται αποκλειστικά στην εσωτερική τριβή που αναπτύσσεται μέσα στο ταλαντούμενο σώμα.

Η ιξώδης μορφή απόσβεσης αντιπροσωπεύει την ακτινοβολία ενέργειας μέσω κυμάτων που δημιουργούνται στη βάση της κατασκευής και διασκορπίζονται στον περιβάλλοντα χώρο. Η ταλαντούμενη κατασκευή στην επιφάνεια του εδάφους προκαλεί κύματα εντός και εκτός του επιπέδου στο οποίο μοντελοποιείται η περιοχή. Σε ένα πραγματικό τρισδιάστατο πρόβλημα η ενέργεια εκλύεται προς όλες τις κατευθύνσεις. Για την προσομοίωση του φαινομένου αυτού σε ένα πρόβλημα επίπεδης έντασης εισάγεται η

τρισεδιάστατη απόσβεση (3-d damping) και με τον τρόπο αυτό υφίστανται απορρόφηση ενέργειας και στις τρεις διευθύνσεις.

Συνοριακές συνθήκες ελεύθερου πεδίου. Η αριθμητική ανάλυση της σεισμικής απόκρισης μιας κατασκευής που εδράζεται στην επιφάνεια του εδάφους απαιτεί την διακριτοποίηση της περιοχής κάτω από την κατασκευή. Η σεισμικές διεγέρσεις συνήθως παρουσιάζονται σαν επίπεδα κύματα που διαδίδονται από την βάση του εδαφικού σχηματισμού προς όλες τις κατευθύνσεις. Είναι γνωστό πως η κίνηση ενός σημείου εντός του εδάφους είναι διαφορετική στην περίπτωση που η κατασκευή υπάρχει ή απουσιάζει, λόγω του φαινομένου της δυναμικής αλληλεπίδρασης.



Σχήμα 6.6. Συνθήκες ελεύθερου πεδίου και αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής.

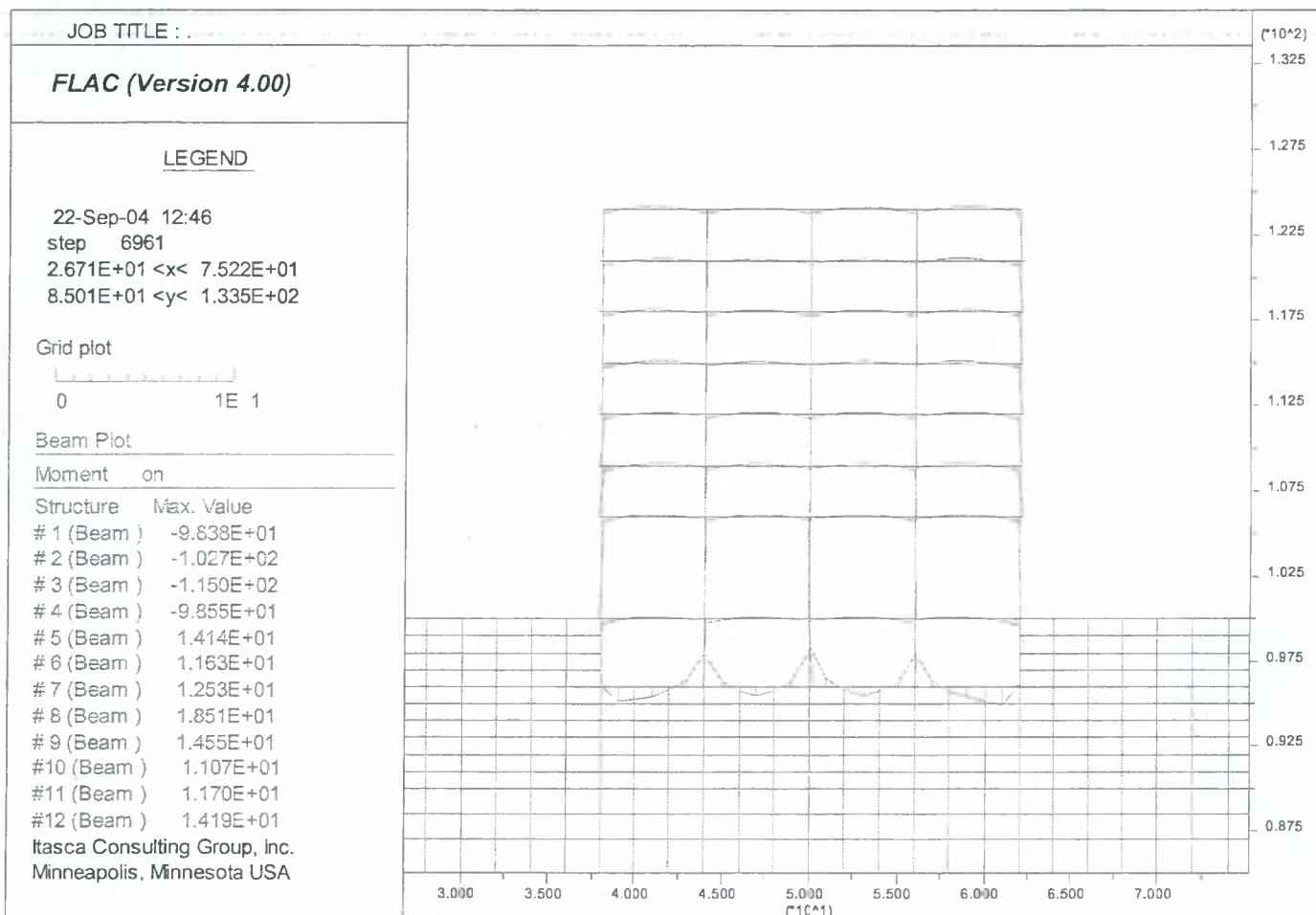
Στην περιοχή πλησίον της κατασκευής η κίνηση του εδάφους επηρεάζεται από την παρουσία της λόγω της ανάκλασης κυμάτων στην βάση αλλά και των αδρανειακών δυνάμεων που μεταφέρονται στη βάση της. Όσο απομακρυνόμαστε από το δόμημα προσεγγίζουμε συνθήκες ελεύθερου πεδίου.

Θεωρητικά, για να αποφύγουμε αριθμητικής φύσεως παρασιτικά φαινόμενα ανάκλασης των κυμάτων στα πλευρικά όρια του μοντέλου και επιστροφής τους στην βάση της κατασκευής, θα πρέπει να μεγαλώσουμε τις διαστάσεις του καννάβου αυξάνοντας έτσι τον υπολογιστικό χρόνο της δυναμικής ανάλυσης. Για τον λόγο αυτό επιβάλλουμε συνοριακές συνθήκες κατάλληλες που να προσομοιάζουν τις συνθήκες ελεύθερου πεδίου (σε άπειρη απόσταση από την κατασκευή) δηλαδή απορροφούν πλήρως το προσπίπτον κύμα, χωρίς την δυνατότητα ανάκλασης.

Στατικές αναλύσεις. Για να καθοριστούν οι αρχικές γεωστατικές τάσεις, γίνεται μια πρώτη στατική επίλυση που περιέχει μόνο το έδαφος πριν την εκσκαφή.

Ακολουθεί η προσομοίωση της φάσης της εκσκαφής όπου αφαιρείται στρώμα εδάφους πάχους 4 και μήκους 24 μέτρων. Το σύστημα επιλύεται εκ νέου μέχρι την ισορροπία εσωτερικών και εξωτερικών δυνάμεων και μηδενίζονται οι όποιες μετακινήσεις έχουν προέλθει κατά την αποφόρτιση.

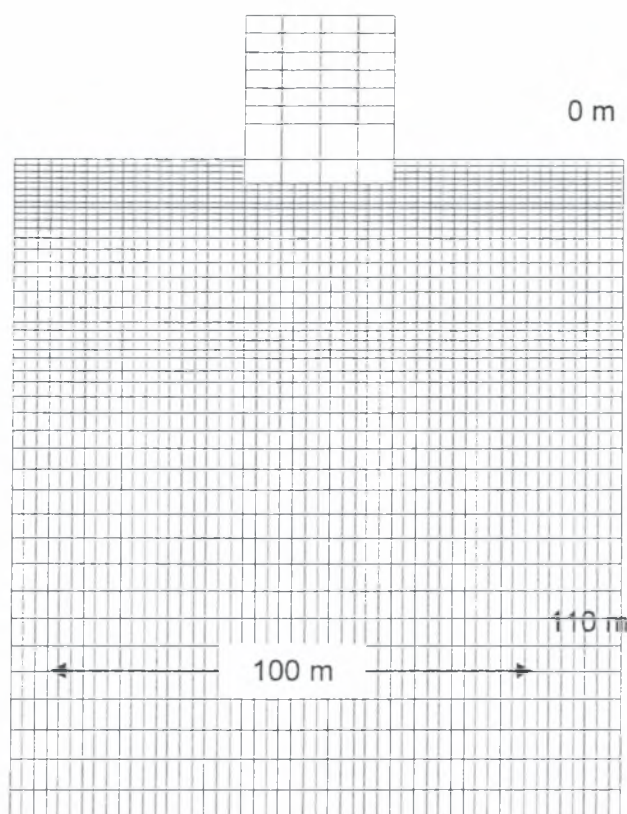
Τέλος εισάγεται ο φορέας, δημιουργούνται διεπιφάνειες στα όρια των πεδילוδοκών και του εδάφους θεμελίωσης και το σύστημα ολοκληρώνεται με την τελευταία στατική επίλυση. Το ολοκληρωμένο υπολογιστικό προσομοίωμα εδάφους-κατασκευής δίδεται στο Σχήμα 6.7. Παρατηρώντας το διάγραμμα ροπών του φορέα στο Σχήμα 6.8 φαίνεται καθαρά η πλαισιακή του λειτουργία. Χαρακτηριστικό των πολυόρων πολύστυλων πλαισίων είναι ότι οι εσωτερικοί στύλοι αναπτύσσουν ελάχιστες ροπές κάμψης λόγω κατακόρυφων φορτίων σε αντίθεση προς τους εξωτερικούς στύλους οι οποίοι αναπτύσσουν έντονη κάμψη. Επίσης παρατηρούμε ότι η πεδילוδοκός έχει τα ακριβώς αντίστροφα διαγράμματα από μια συνηθισμένη δοκό. Τα διαγράμματα αυτά εξαρτώνται από την σχετική δυσκαμψία της ανωδομής, της πεδילוδοκού και του εδάφους θεμελιώσεως.



Σχήμα 6.8. Το διάγραμμα ροπών του φορέα στην κατάσταση ισορροπίας.

Επισημαίνεται ότι οι δυνάμεις και οι ροπές για τα στοιχεία δοκού που υπολογίζονται απο το FLAC αντιστοιχούν σε ένα μέτρο πλάτους. Για να τις ανάγουμε στο πραγματικό πρόβλημα πρέπει να τις πολλαπλασιάσουμε με την πραγματική απόσταση μεταξύ των πλαισίων (6 μέτρα).

Δυναμικές αναλύσεις. Οπως προαναφέρθηκε στην βάση του εδαφικού σχηματισμού, δηλαδή στο «οιονεί» βραχώδες υπόβαθρο, θα εισαχθούν 3 σεισμικοί κραδασμοί για να αξιολογηθεί η απόκριση της 7όροφης κατασκευής.



Σχήμα 6.7 Διακριτοποίηση εδάφους και κτιρίου

Κατά την σύγχρονη φιλοσοφία σχεδιασμού υιοθετείται η αρχή του επιτελεστικού σχεδιασμού η οποία δέχεται ανεκτές απο την κατασκευή παραμένουσες παραμορφώσεις και ως εκ τούτου μία ελάχιστη στάθμη ζημιών. Την ίδια φιλοσοφία ακολουθεί και ο αντισεισμικός κανονισμός έχοντας θεσπίσει την χρήση του δείκτη συμπεριφοράς q που δέχεται μια αξιόπιστη μετελαστική συμπεριφορά εισάγοντας μειωμένα σεισμικά φορτία με ελάχιστες πιθανότητες κατάρρευσης.

Δυναμική διέγερση. Οι δυναμικές εξαιτίσεις μπορούν να εισαχθούν ως χρονοϊστορία επιτάχυνσης, ταχύτητας, ή τάσης. Όταν επιβάλλουμε επιταχύνσεις ή ταχύτητες στη βάση, δεν επιτρέπεται η ακτινοβολία ενέργειας προς το βραχώδες υπόβαθρο, το οποίο στην περίπτωση αυτή ισοδυναμεί με άκαμπτο βράχο. Εάν το βραχώδες υπόβαθρο δεν είναι άκαμπτο αλλά αποτελείται απο ενδόσιμο βράχο ή έδαφος, τότε θα πρέπει να ληφθεί υπ' όψιν η ακτινοβολία της ενέργειας από το σύστημα προς το υπόβαθρο. Στην περίπτωση

αυτή τοποθετείται ένα σύστημα αποσβεστήρων μεταξύ της βάσης και του συστήματος και η διέγερση επιβάλλεται υπο μορφή ορθών και διατμητικών τάσεων στη βάση του συστήματος. Στις αναλύσεις που παρουσιάζονται στα κεφάλαια 7 και 8 η σεισμική διέγερση εφαρμόζεται με την επιβολή τάσεων, ώστε να ληφθεί υπόψιν η ακτινοβολούμενη ενέργεια προς το βραχώδες υπόβαθρο. Οι σχέσεις μετατροπής της ταχύτητας σε ορθές και διατμητικές τάσεις είναι αντιστοίχως

$$\sigma_n = 2 (\rho C_p) u_p \quad \text{και} \quad \sigma_s = 2 (\rho C_s) u_s$$

όπου ρ η πυκνότητα του μέσου C_p , C_s οι ταχύτητες διάδοσης ορθών και διατμητικών κυμάτων του μέσου και u_p , u_s οι στιγμιαίες ταχύτητες που προκύπτουν απο ολοκλήρωση των δύο επιταχυνσιογραφημάτων (στη κατακόρυφη και οριζόντια κατεύθυνση, αντίστοιχα).

Όλα τα επιταχυνσιογραφήματα που προέρχονται απο πραγματικές καταγραφές είναι ψηφιοποιημένα ανα 0.01 sec ή 0.005 sec που σύμφωνα με την απαίτηση του αντισεισμικού κανονισμού. Η διάρκεια τους ποικίλει απο 40 sec (σεισμός Elcentro) έως 20 sec (σεισμός Αίγιου). Οι σεισμοί του Ελλαδικού χώρου έχουν συνήθως μικρή διάρκεια της τάξης των 15-20 δευτερολέπτων. Τέλος, στους υπολογισμούς λαμβάνεται τόσο η οριζόντια συνιστώσα της κίνησης όσο και η κατακόρυφη συνιστώσα παρόλο πού η κατακόρυφη συνιστώσα σπάνια αποδεικνύεται κρίσιμη, λόγω των μεγάλων αξονικών δυνάμεων που μεταφέρουν οι κατασκευές στο έδαφος και του υψηλού συντελεστή ασφαλείας για κατακόρυφη φόρτιση.

Στο Παράρτημα Α δίδονται τα επιταχυνσιογραφήματα και τα φάσματα αποκρίσεως των τριών σεισμικών διεγέρσεων που χρησιμοποιήθηκαν. Οι σεισμικές αυτές δονήσεις αποτελούνται από τις καταγραφές Αιγίου (1995), Καλαμάτας (1986) και El Centro (1940). Τα τρία επιταχυνσιογραφήματα έχουν υποστεί διόρθωση βάσης (base line correction).

7. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

7.1 ΓΕΝΙΚΑ

Σκοπός του κεφαλαίου είναι να παρουσιαστούν και να αξιολογηθούν τα αποτελέσματα της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους και κατασκευής σε ρευστοποιήσιμα εδάφη. Ενδιαφέρον παρουσιάζει τόσο η συμπεριφορά του εδάφους, ιδιαιτέρως κοντά στις ρευστοποιήσιμες περιοχές, όσο και η συμπεριφορά της κατασκευής υπό διαφορετικά σεισμικά σενάρια ως προς την ένταση, το φασματικό περιεχόμενο και την διάρκεια του σεισμικού κραδασμού. Εξετάζονται επιλεγμένες περιοχές της Λάρισας, όπου εμφανίζεται κίνδυνος ρευστοποίησης, καθώς και η περιοχή του υπό ανέγερση κτιρίου του τμήματος των Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας στο Πεδίο του Άρεως Βόλου.

Για την πόλη της Λάρισας οι δυναμικές αναλύσεις έγιναν για τα εδαφικά προφίλ B6-40, B6-43 και B139 της ζώνης 6, (Σχήμα 5.1) B10-53, B10-56 και B10-57 της ζώνης 10 (Σχήμα 5.2), B12-121 και B12-131 της ζώνης 12 (Σχήμα 5.3). Για την πόλη του Βόλου έγιναν αναλύσεις για την εδαφική τομή Γ-2 στο πεδίο του Άρεως (Σχήμα 5.4).

Στο κεφάλαιο 7 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα μόνο από τέσσερα εδαφικά προφίλ, συγκεκριμένα από τις B6-40, B6-43 και B139 της Λάρισας και Γ-2 του Βόλου. Τα αποτελέσματα των υπολοίπων αναλύσεων εδαφικών προφίλ της Λάρισας δίνονται στο Παράρτημα Β.

Οι εδαφικοί σχηματισμοί και η κατασκευή διεγείρονται με τις καταγραφές του Αιγίου (1995), της Καλαμάτας (1986), και του EI Centro (1940). Τα επιταχυνσιογραφήματα και τα φάσματα απόκρισης των τριών διεγέρσεων δίδονται στο Παράρτημα Α.

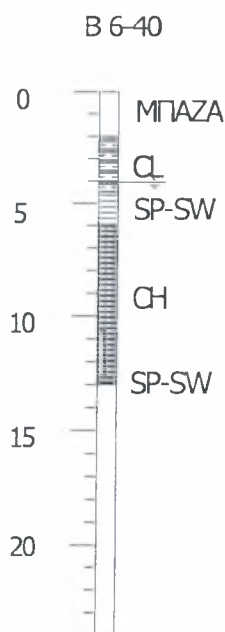
Οι διεγέρσεις αυτές θεωρούνται ως πιθανές δονήσεις κατά το σενάριο ενός “κοντινού σεισμού” με μέγιστη επιτάχυνση επιτάχυνση σε έξαρση βράχου ίση προς 0.33g στην πόλη της Λάρισας και 0.27g στην πόλη του Βόλου, σύμφωνα με τις Μικροζωνικές Μελέτες των δύο πόλεων.

7.2 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΣΤΗΝ ΛΑΡΙΣΑ

Ζώνη 6, Γεώτρηση Β6-40

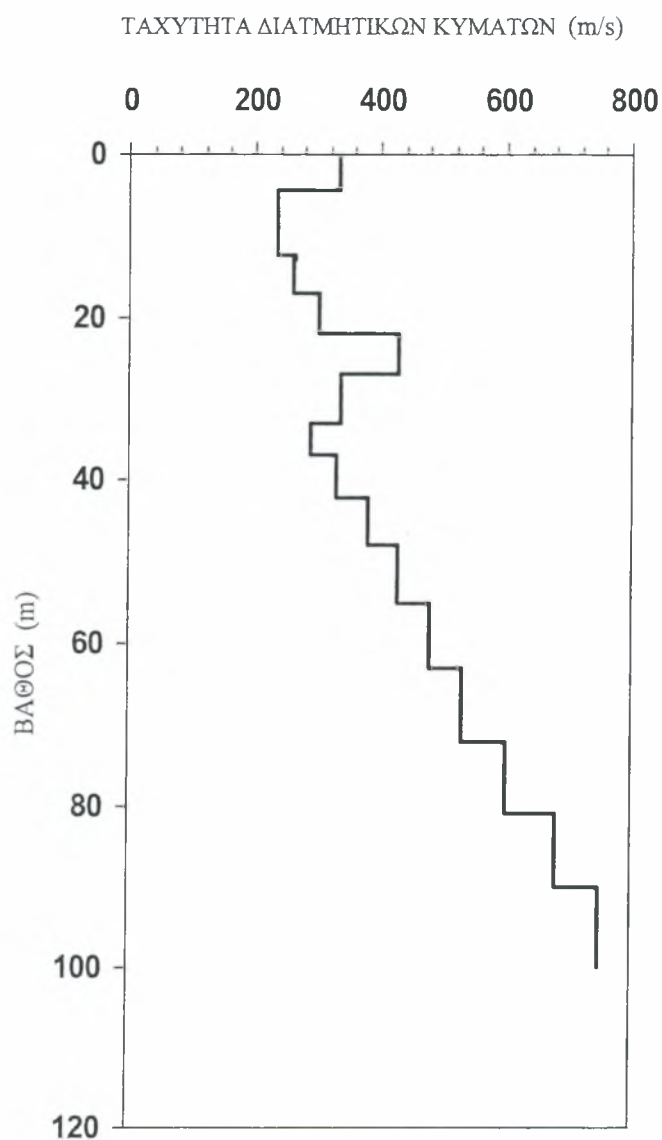
Το εδαφικό προφίλ της γεώτρησης δίδεται στο Σχήμα 7.1. Αποτελείται από μία επιφανειακή στρώση μπαζών (πάχους 2m), μία στρώση αργίλου CL (πάχους \approx 2.5 m), μία στρώση άμμου SP-SW (πάχους \approx 1.5 m), μια στρώση αργίλου CH (πάχους \approx 6.8 m), μια στρώση άμμου SP-SW (πάχους \approx 0.5 m), ενώ το υποκείμενο υλικό είναι κυρίως άργιλος. Οι αριθμοί κρούσεων NSPT για τα δύο στρώματα άμμου είναι αντίστοιχα 12 και 13. Στο Κεφάλαιο 5 η μέθοδος ελέγχου ρευστοποίησης του NCEER Workshop έδειξε για το πάνω στρώμα άμμου ένα συντελεστή ασφαλείας 0.83, ενώ η μέθοδος της Japan Road Association έδειξε αντίστοιχα ένα συντελεστή ασφαλείας FS ίσο με 0.81. Για το κατώτερο και λεπτότερο στρώμα άμμου οι δύο συντελεστές ασφαλείας για ρευστοποίηση υπολογίσθηκαν μεγαλύτεροι της μονάδας.

Ο χαμηλός συντελεστής ασφαλείας για την άνω στρώση της άμμου επιβάλλει την πιο λεπτομερή διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς του εδαφικού σχηματισμού. Σημειώνεται ότι στην Μικροζωνική Μελέτη ο υδροφόρος ορίζοντας είναι στην επιφάνεια του εδάφους. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης ρευστοποίησης ισχύουν προφανώς αν το στρώμα της άμμου μεταξύ - 4.6 m και -6 m είναι κορεσμένο. Αν εν τω μεταξύ παρουσιάσθηκε μόνιμη πτώση του υδροφόρου ορίζοντα κάτω από τα 6 m, προφανώς δεν υφίσταται κανένας κίνδυνος ρευστοποίησης.



Σχήμα 7.1 Γεώτρηση Β6-40 της ζώνης 6

Στο Σχήμα 7.2 δίδεται η κατανομή της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων με το βάθος στην περιοχή της γεώτρησης Β6-40, όπως προκύπτει από την χρήση των στοιχείων της Μικροζωνικής Μελέτης.

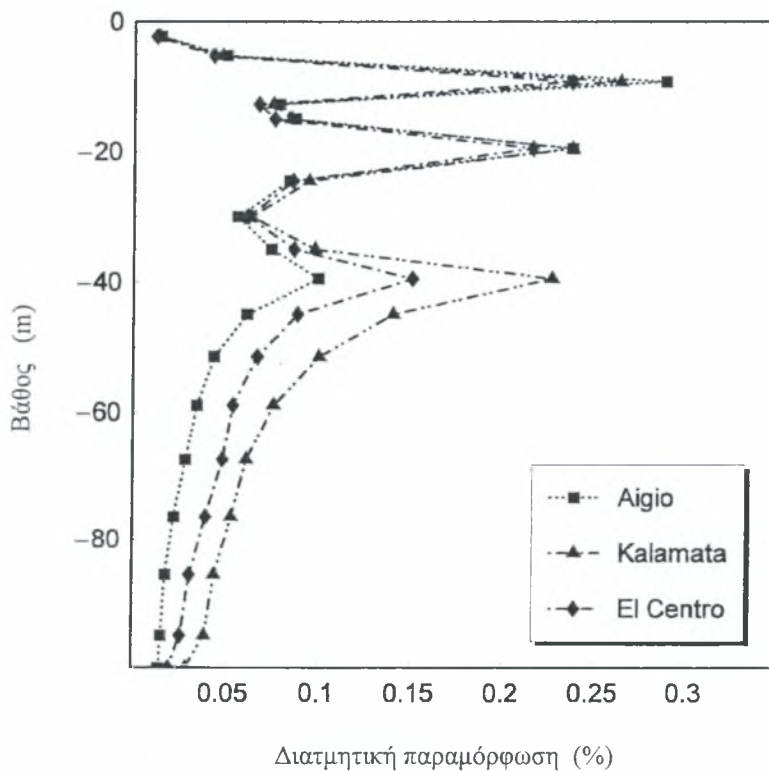


Σχήμα 7.2 Κατανομή ταχύτητας διατμητικών κυμάτων με το βάθος

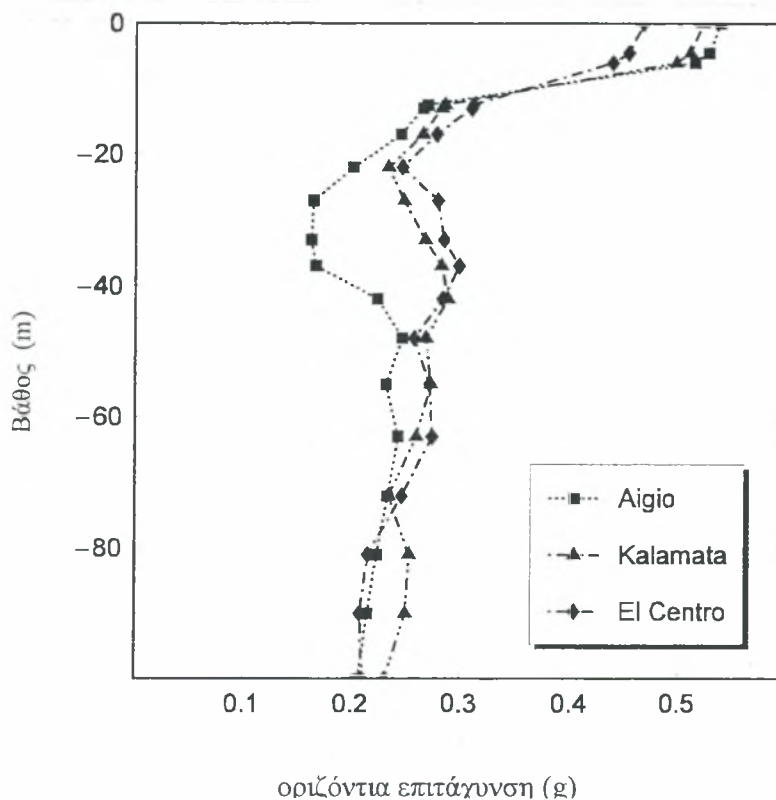
Αρχικά γίνεται μια ισοδύναμη γραμμική ανάλυση του εδαφικού προφίλ με τις τρεις σεισμικές διεγέρσεις που επιλέγηκαν και με μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης στην έξαρση βράχου (outcrop rock) ίση προς 0.33g. Για την ισοδύναμη γραμμική ανάλυση χρησιμοποιούνται τα δεδομένα του Σχήματος

7.2 και τα εργαστηριακά δεδομένα για τα διαφορά υλικά του σχηματισμού (δηλαδή μεταβολή του μέτρου διάτμησης G/G_0 και του λόγου κρίσιμης απόσβεσης DT ως προς το ενεργό πλάτος της διατμητικής παραμόρφωσης γ_c) τα οποία δίνονται στο Κεφάλαιο 3.

Τα αποτελέσματα της ισοδύναμης γραμμικής ανάλυσης του εδαφικού προφίλ δίδονται στα σχήματα 7.3 και 7.4. Στο Σχήμα 7.3 δίδεται η κατανομή με το βάθος της μέγιστης διατμητικής παραμόρφωσης και στο Σχήμα 7.4 δίδεται η κατανομή της μέγιστης οριζόντιας επιτάχυνσης για τις σεισμικές διεγέρσεις του Αιγίου, της Καλαμάτας και του El Centro. Παρατηρούνται αρκετά σημαντικές μέγιστες παραμορφώσεις της τάξεως του 0.25% στο άνω στρώμα της άμμου το οποίο είναι ευαίσθητο σε ρευστοποίηση.



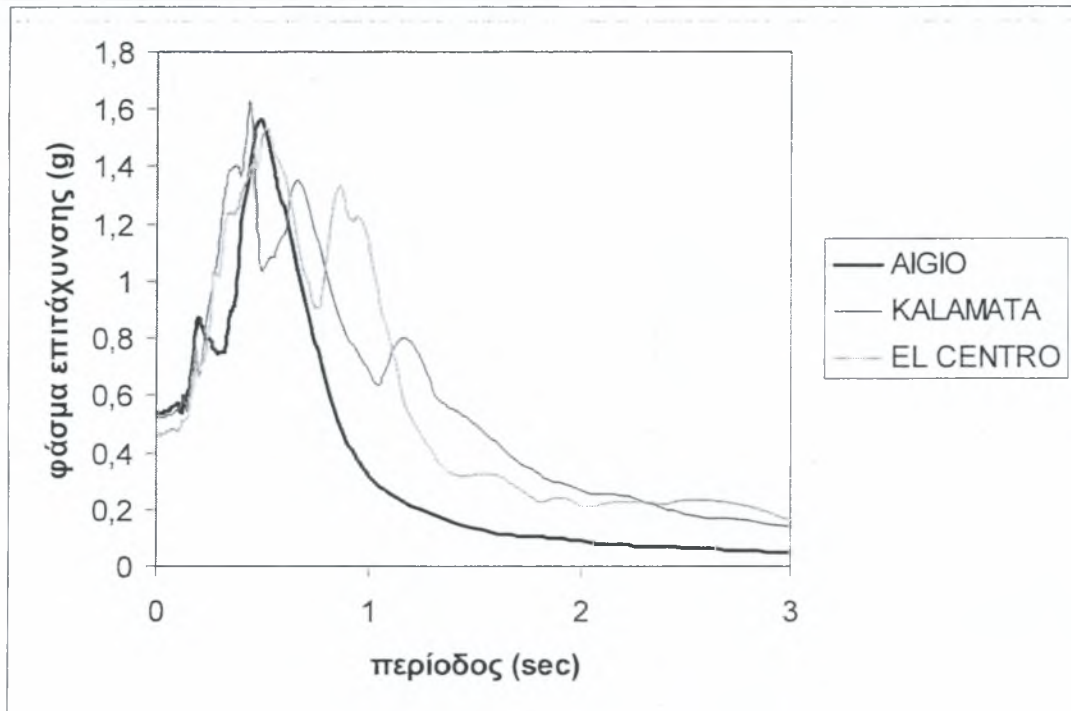
Σχήμα 7.3 Κατανομή διατμητικής παραμόρφωσης (%) με το βάθος



Σχήμα 7.4 Κατανομή οριζόντιας επιτάχυνσης με το βάθος

Οι αντίστοιχες μέγιστες επιταχύνσεις στην επιφάνεια κυμαίνονται στην περιοχή 0.45g - 0.50g για τις τρεις σεισμικές διεγέρσεις. Στη βάση του σχηματισμού (“οιονεί” βράχος) η μέγιστη επιτάχυνση κυμαίνεται μεταξύ 0.2g - 0.25g, δηλαδή σε τιμές μικρότερες του 0.33g λόγω ακτινοβολίας ενέργειας στον υποκείμενο ενδόσιμο βράχο με ταχύτητα διατμητικών κυμάτων V_S ίση με 800 m/s.

Στο Σχήμα 7.5 δίνονται τα φάσματα των επιταχύνσεων στην επιφάνεια του εδάφους για τις τρεις σεισμικές δονήσεις. Παρατηρείται ότι τα τρία φάσματα έχουν μέγιστη τιμή περίπου ίση με 1.55g. Όμως η δυναμική απόκριση είναι μέγιστη σε μία μικρή περιοχή περιόδων για τον σεισμό του Αιγίου, σε ενδιάμεση για τον σεισμό της Καλαμάτας και σε αρκετά πλατιά για τον σεισμό του El Centro.



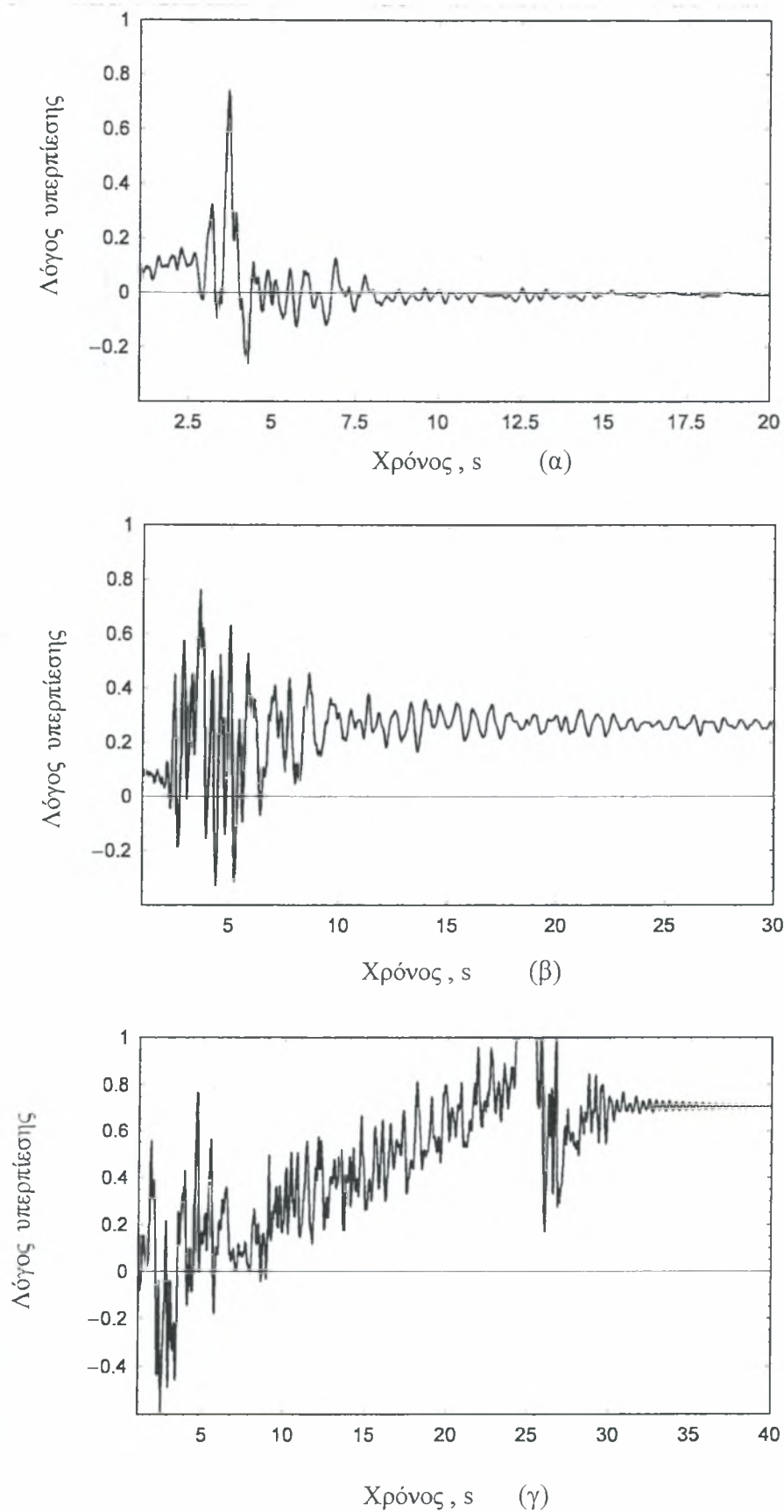
Σχήμα 7.5 Κανονικοποιημένο ελαστικό φάσμα εδαφικής απόκρισης επιτάχυνσης για τους τρεις σεισμούς

Τα αποτελέσματα της ισοδύναμης γραμμικής ανάλυσης χρησιμοποιούνται για τον προσδιορισμό των ισοδύναμων μέτρων ελαστικότητας (K και G) και του λόγου απόσβεσης συμβιβαστών με το ενεργό πλάτος της ανακυκλικής διατμητικής παραμόρφωσης μη ρευστοποιήσιμων στρώσεων του εδαφικού σχηματισμού κατά την πλήρη δυναμική ανάλυση με την μέθοδο των ενεργών τάσεων που περιγράφηκε στο κεφάλαιο 2. Για τις ρευστοποιήσιμες στρώσεις χρησιμοποιείται το ελαστοπλαστικό καταστατικό προσομοίωμα του Pastor et al (1990), όπως τροποποιήθηκε στο Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας (Ντακούλας 2003).

Με βάση τον διορθωμένο αριθμό N_{SPT} και την διάμετρο D_{50} , υπολογίζεται ότι η ισοδύναμη σχετική πυκνότητα για την άνω στρώση της άμμου είναι περίπου 60% και χρησιμοποιείται στο καταστατικό προσομοίωμα.

Στα Σχήματα 7.6(α), 7.6(β), 7.6(γ) δίνονται αντίστοιχα οι τιμές του λόγου υπερπίεσης ύδατος πόρων κατά την διάρκεια της δόνησης για τις τρεις σεισμικές διεγέρσεις. Ο λόγος υπερπίεσης ορίζεται ως :

$$r_u = \Delta u / \sigma'_{mo}$$



Σχήμα 7.6: Χρονοϊστορία του λόγου πίεσης πόρων προς την κατακόρυφη ενεργό τάση για τους σεισμούς (α) του Αγίου, (β) Καλαμάτας, (γ) EL Centro

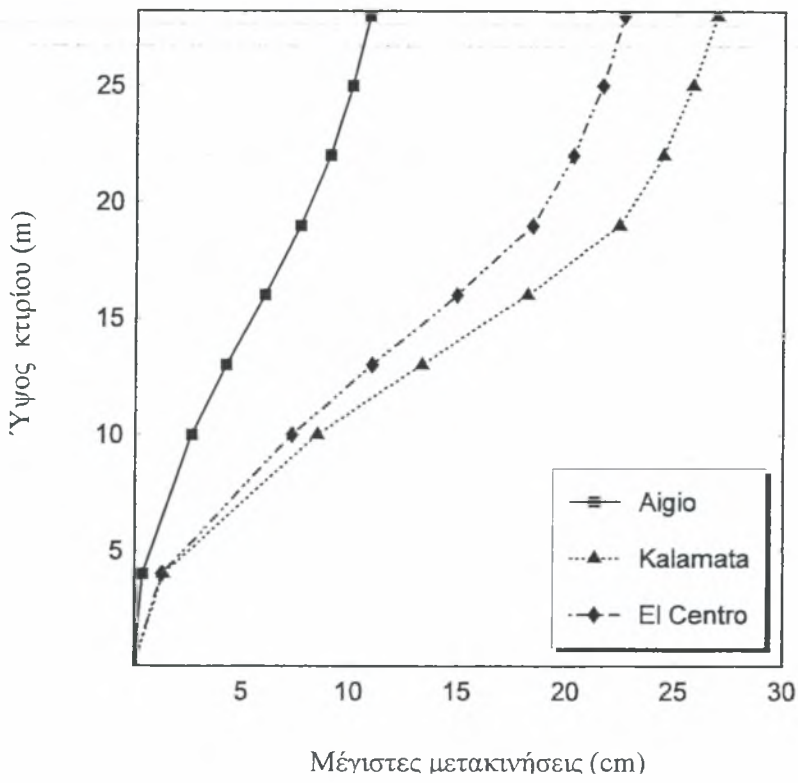
όπου Δu είναι η υπερπίεση ύδατος πόρων, σ'_{m0} είναι η αρχική μέση ενεργός τάση

$$\sigma'_{m0} = (\sigma'_{10} + \sigma'_{20} + \sigma'_{30})/3$$

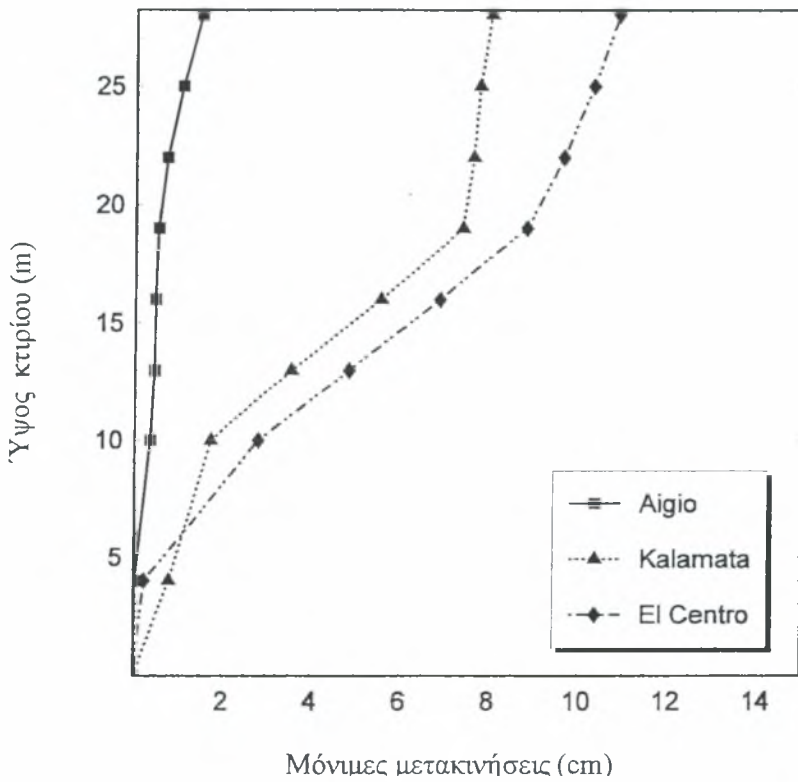
και σ'_{10} , σ'_{20} , σ'_{30} είναι οι αρχικές κύριες ενεργές τάσεις.

Όπως είναι φανερό από το Σχήμα 7.6 ο σεισμός του Αιγίου με το μικρότερο φάσμα συχνοτήτων, έχει ελάχιστη επίδραση στην δημιουργία υπερπίεσης πόρων με μηδενική παραμένουσα υπερπίεση. Ο σεισμός της Καλαμάτας ένα παραμένοντα λόγο υπερπίεσης ίσο περίπου με 0.28, ενώ ο σεισμός του El Centro, με το μέγιστο φάσμα συχνοτήτων οδηγεί σε έναν παραμένοντα λόγο υπερπίεσης πόρων ίσο προς 0.70. Σημειώνεται ότι κατά τον σεισμό αυτό, υπάρχει μία στιγμιαία αύξηση του λόγου στην τιμή του 1 (κατά την χρονική στιγμή $t \approx 25$ sec) αλλά η τελική τιμή του μειώνεται στο 0.70. Για μία άμμο αυτό σημαίνει πρακτικά ότι η ενεργός τιμή και συνεπώς η αντοχή μειώνεται στο 30% της αρχικής τιμής.

Στο σχήμα 7.7 παρουσιάζεται η κατανομή των μεγίστων οριζόντιων μετακινήσεων που αναπτύχθηκαν (σε διαφορετικές χρονικές στιγμές) καθ' ύψος του κτιρίου. Παρατηρείται ότι η μέγιστη απόκριση (στον 7 όροφο) προκαλείται από τον σεισμό της Καλαμάτας (27 cm). Ο σεισμός του El Centro δίνει επίσης σημαντική μετατόπιση (22.5 cm), ενώ ο σεισμός του Αιγίου σχετικά μικρή (11 cm).



Σχήμα 7.7 Μέγιστες μετακινήσεις καθ' ύψος του κτιρίου

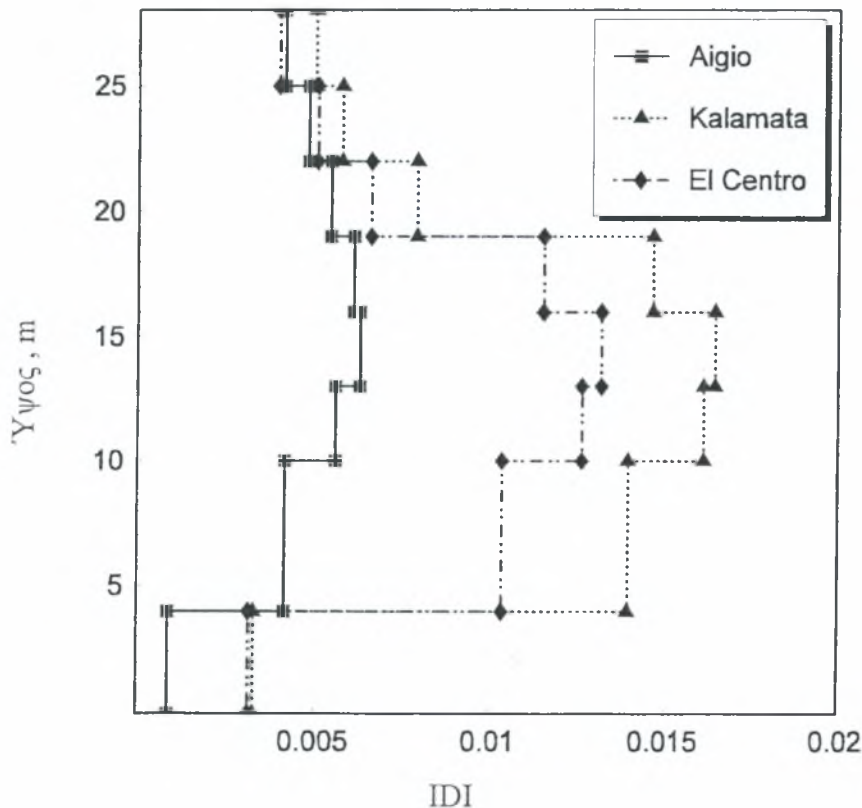


Σχήμα 7.8 Μόνιμες μετακινήσεις καθ' ύψος του κτιρίου

Στο Σχήμα 7.8 δίνεται η κατανομή καθ' ύψος των μονίμων οριζόντιων μετακινήσεων λόγω πλαστικοποίησης του φορέα. Στην περίπτωση αυτή, η μέγιστη παραμόρφωση του φορέα γίνεται από τον σεισμό του El Centro με παραμένονσα οριζόντια μετατόπιση στην κορυφή ίση προς 12cm. Ο δείκτης μετατόπισης των ορόφων (Interstorey Drift Index ή IDI) της κατασκευής δίδεται στο Σχήμα 7.9. Ο δείκτης αυτός δίδεται από τον λόγο

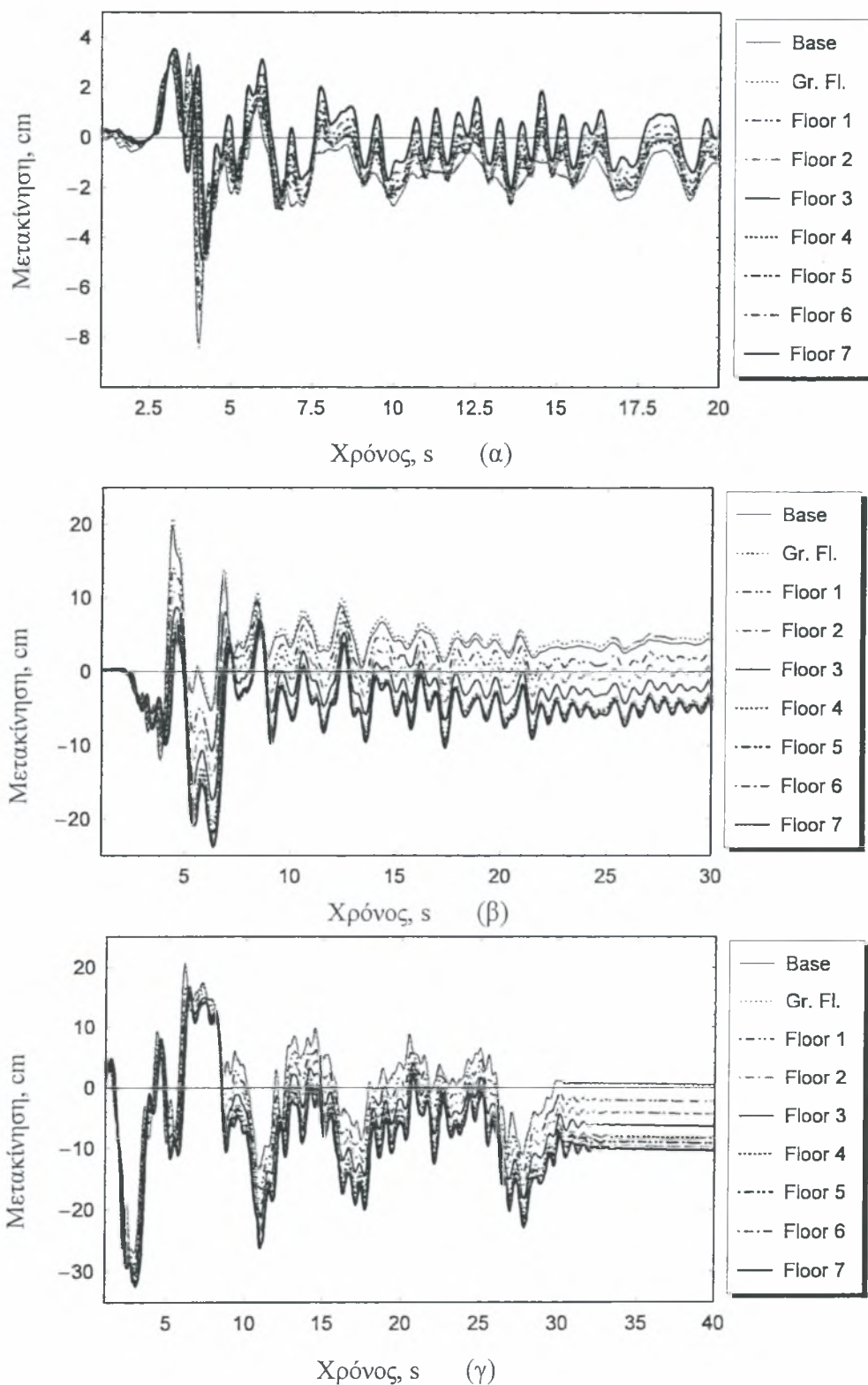
$$IDI = \max (\Delta_{i+1} - \Delta_i) / h_i$$

της σχετικής μετατόπισης δυο ορόφων (Δ_{i+1} , Δ_i) ως προς την απόστασή τους h_i . Ο δείκτης μετατόπισης ορόφου υπολογίζεται με απλή ελαστική ανάλυση και για μια κατασκευή με φυσική πλαστιμότητα (περίπου $\mu_{\Delta} \approx 2.5$) θα πρέπει να είναι μικρότερος του 1%. Στο Σχήμα 7.9 οι τιμές του IDI προέρχονται από ελαστοπλαστική ανάλυση και ξεπερνούν σημαντικά την τιμή του 1% για τους δύο από τους τρεις σεισμούς



Σχήμα 7.9 Κατανομή του δείκτη μετατόπισης ορόφου καθ' ύψος της κατασκευής

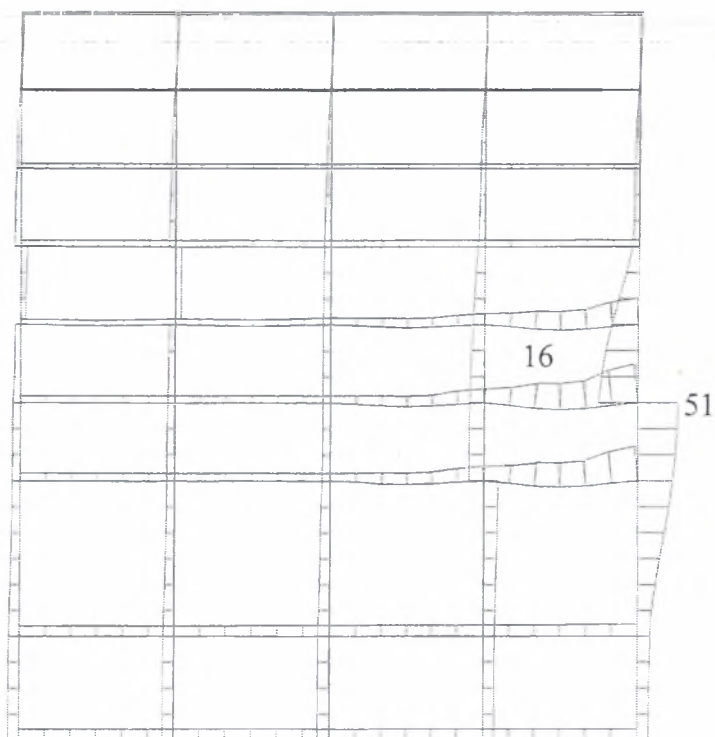
Στα Σχήματα 7.10(α) ,7.10(β) , 7.10(γ) παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες της μετατόπισης σε κάθε όροφο για τις τρεις σεισμικές δονήσεις αντίστοιχα οι οποίες χρησιμοποιήθηκαν για τον προσδιορισμό του δείκτη μετατόπισης ορόφου.



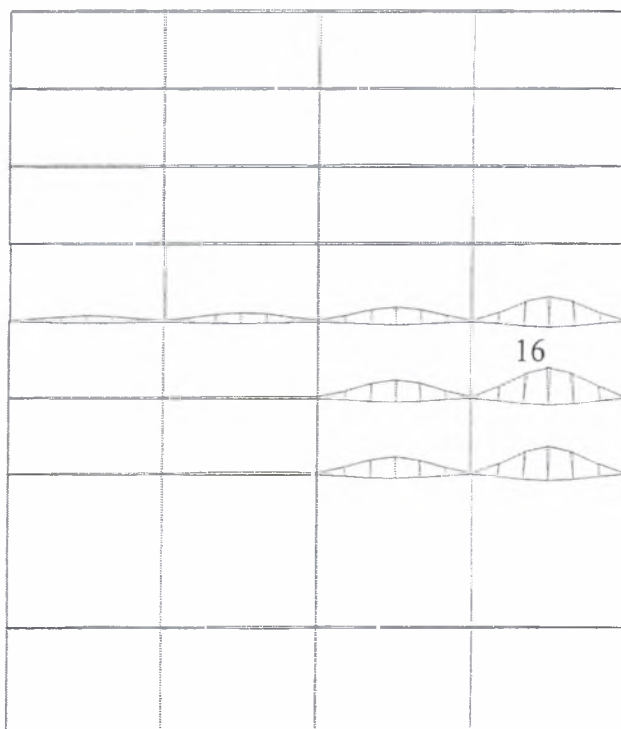
Σχήμα 7.10 Χρονοϊστορία της μετακίνησης κάθε ορόφου για τον σεισμό (α) του Αιγίου, (β) της Καλαμάτας, (γ) του El Centro

Στα Σχήματα 7.11 και 7.12 παρουσιάζονται η κατανομή των οριζόντιων μετατοπίσεων και των βυθίσεων αντίστοιχα ολόκληρης της κατασκευής υπό την διέγερση του σεισμού του Αιγίου. Επίσης στα Σχήματα 7.13-7.14 και 7.15-7.16 παρουσιάζονται τα ίδια αποτελέσματα για τους σεισμούς της Καλαμάτας και του El Centro. Παρατηρείται στα Σχήματα 7.12, 7.14, 7.16 ότι έχουν αναπτυχθεί σημαντικές βυθίσεις στις δοκούς του πρώτου, δεύτερου και τρίτου ορόφου που ευρίσκονται στο δεξιό τμήμα της κατασκευής. Η μέγιστη βύθιση σημειώνεται κατά την διέγερση του El Centro και είναι ίση προς 0.86 m. Είναι προφανές ότι μια τέτοια βύθιση ισοδυναμεί με πλήρη καταστροφή ή κατάρρευση του τμήματος αυτού του ορόφου.

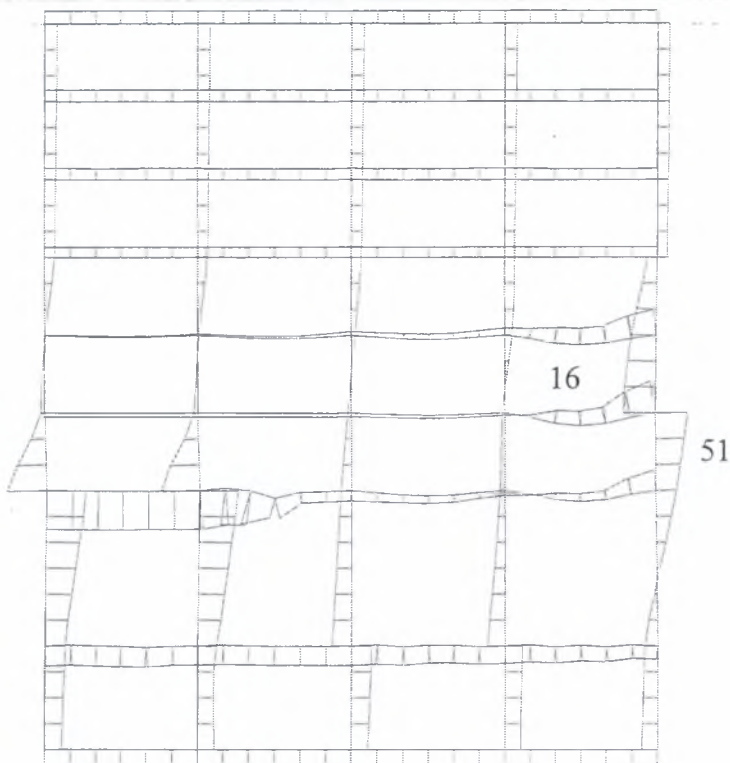
Τέλος στα Σχήματα 7.17(α), 7.17(β), 7.17(γ) που ακολουθούν παρουσιάζεται η χρονική εξέλιξη της σχέσης τέμνουσας βάσης και μετατόπισης της κορυφής του κτιρίου για τις τρεις σεισμικές δονήσεις. Η μέγιστη τέμνουσα βάσης επιβάλλεται από την διέγερση του σεισμού της Καλαμάτας.



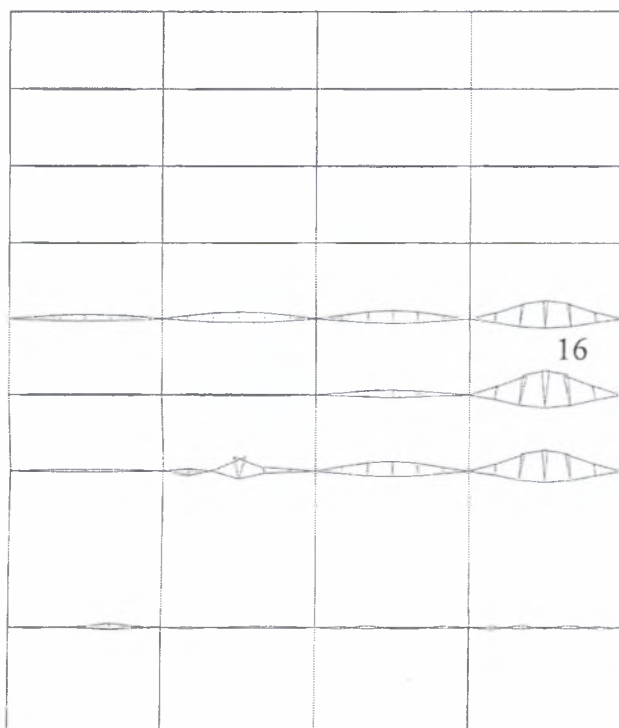
Σχήμα 7.11 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του Αιγίου. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.04m (δοκός 51, 16)



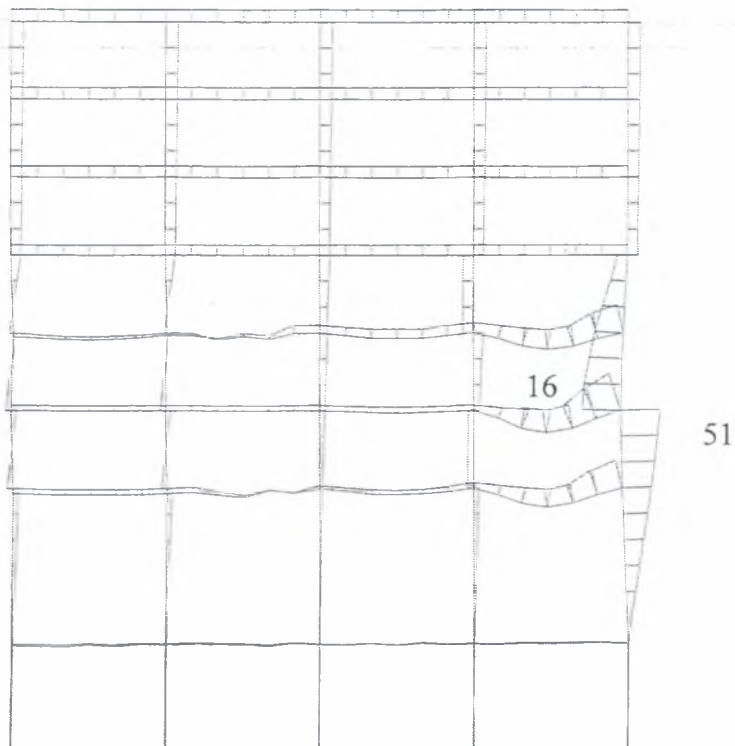
Σχήμα 7.12 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του Αιγίου. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.28m (δοκός 16)



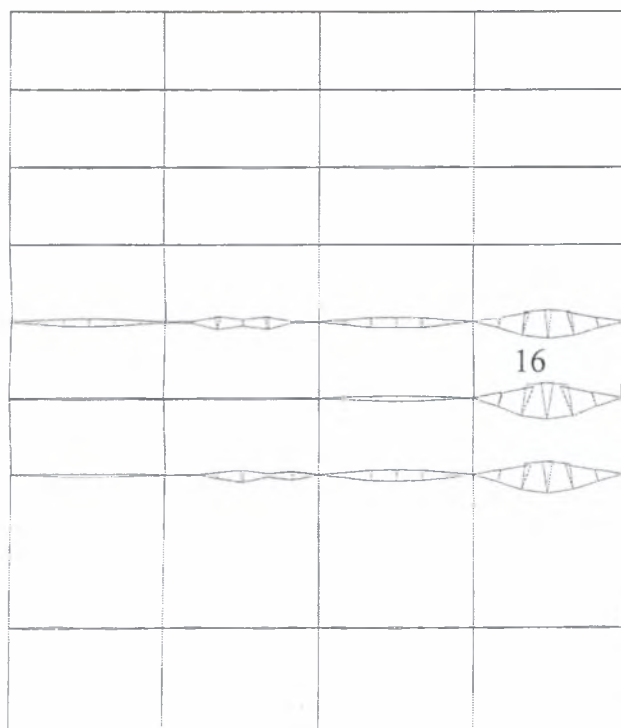
Σχήμα 7.13 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό της Καλαμάτας. Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση -0.09m (δοκός 51, 16)



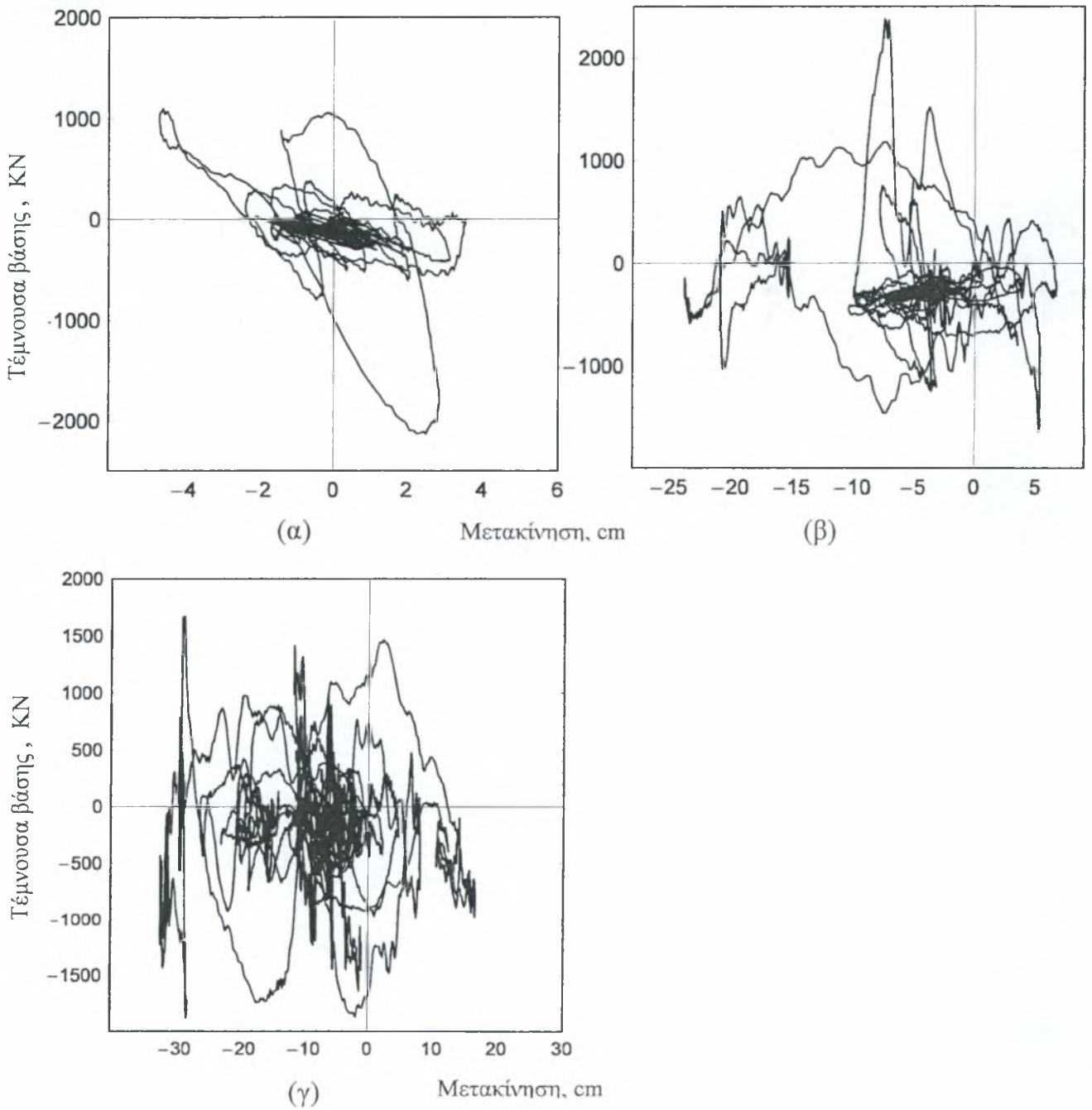
Σχήμα 7.14 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό της Καλαμάτας. Μέγιστη κατακόρυφη μετακίνηση -0.51m (δοκός 16)



Σχήμα 7.15 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του El Centro. Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση -0.32m (δοκός 51, 16)



Σχήμα 7.16 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του El Centro. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.86m (δοκός 16)

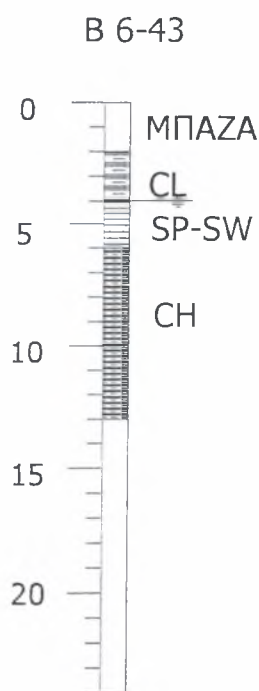


Σχήμα 7.17 Τέμνουσα βάσης ως προς την μετατόπιση του ορόφου για τον σεισμό (α) του Αγίου, (β) της Καλαμάτας, (γ) του El Centro

Ζώνη 6, Γεώτρηση B6-43

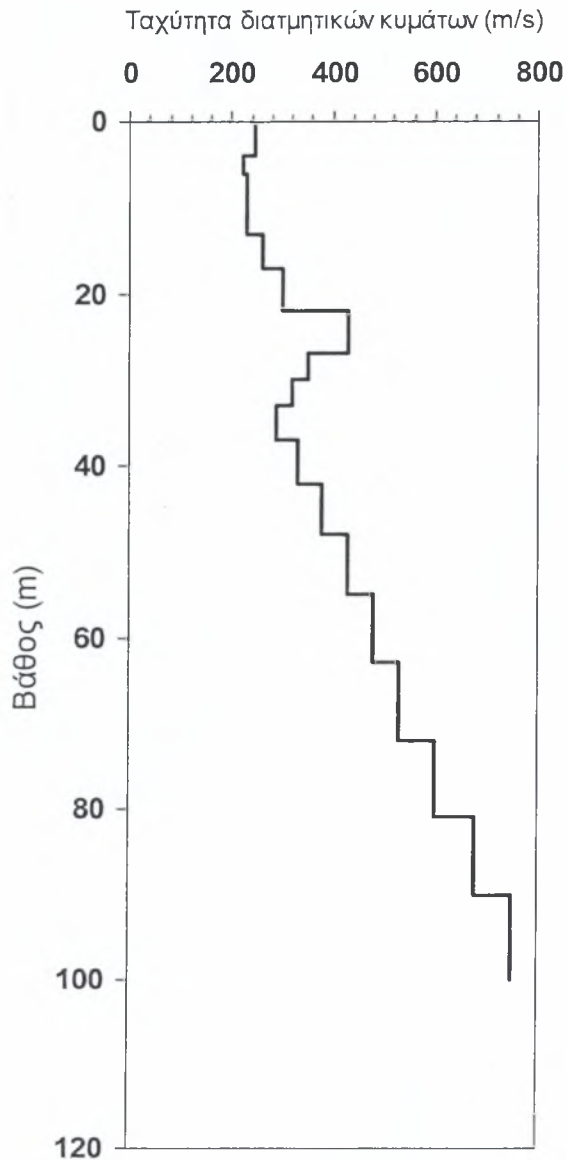
Το εδαφικό προφίλ της γεώτρησης δίδεται στο Σχήμα 7.18. Αποτελείται από μία επιφανειακή στρώση μπάζων (πάχους 2m), μία στρώση αργίλου CL (πάχους ≈ 2 m), μία στρώση άμμου SP-SW (πάχους ≈ 2.2 m) και μια στρώση αργίλου CH (πάχους ≈ 6.8 m), ενώ το υποκείμενο υλικό είναι κυρίως άργιλος. Ο αριθμός κρούσης NSPT για το στρώμα της άμμου είναι 8. Στο Κεφάλαιο 5 η μέθοδος ελέγχου ρευστοποίησης του NCEER Workshop (1996) έδειξε για το στρώμα άμμου ένα συντελεστή ασφάλειας 0.62, ενώ η μέθοδος της Japan Road Association έδειξε αντίστοιχα ένα συντελεστή ασφάλειας FS ίσο με 0.57.

Ο χαμηλός συντελεστής ασφαλείας για την στρώση της άμμου επιβάλλει την πιο λεπτομερή διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς του εδαφικού σχηματισμού. Σημειώνεται ότι στην Μικροζωνική Μελέτη ο υδροφόρος ορίζοντας είναι στην επιφάνεια του εδάφους. Στην πραγματικότητα ο Υ.Ο είναι χαμηλότερα από την επιφάνεια, όπως προκύπτει από πολλές πρόσφατες επιτόπου επιθεωρήσεις εκσκαφών. Για πρακτικούς λόγους στην παρούσα μελέτη λαμβάνεται ένα πιο ρεαλιστικό βάθος Υ.Ο. ίσο προς 4m. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης ρευστοποίησης ισχύουν προφανώς αν το στρώμα της άμμου μεταξύ -4 m και -6.2 m είναι κορεσμένο. Αν εν τω μεταξύ παρουσιάσθηκε μόνιμη πτώση του υδροφόρου ορίζοντα κάτω από τα 6.2 m, προφανώς δεν υφίσταται κανένας κίνδυνος ρευστοποίησης.



Σχήμα 7.18 Γεώτρηση B6-43 της ζώνης 6

Στο Σχήμα 7.19 δίδεται η κατανομή της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων με το βάθος στην περιοχή της γεώτρησης Β6-43, όπως προκύπτει από την χρήση των στοιχείων της Μικροζωνικής Μελέτης.

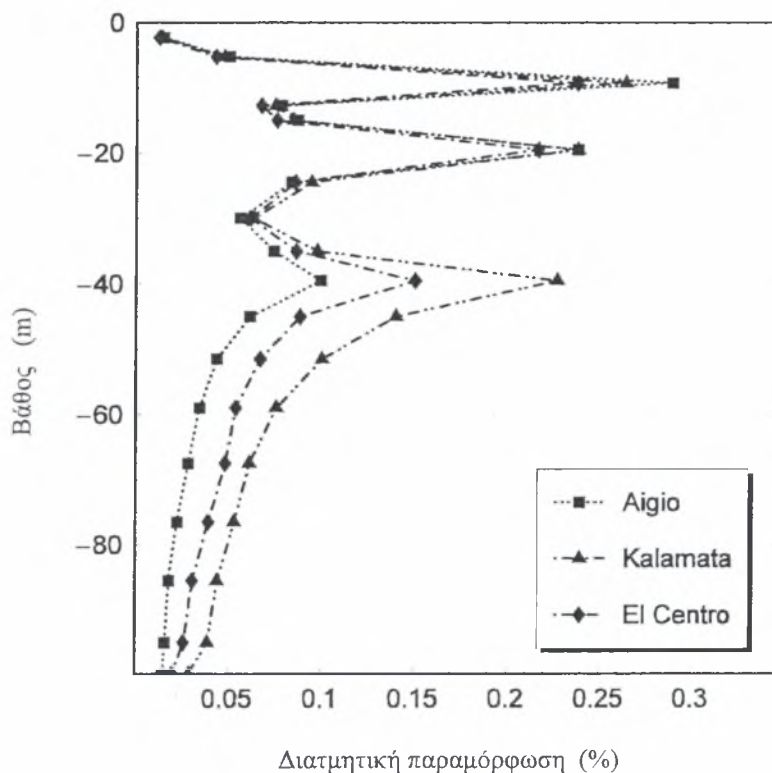


Σχήμα 7.19 Κατανομή ταχύτητας διατμητικών κυμάτων με το βάθος

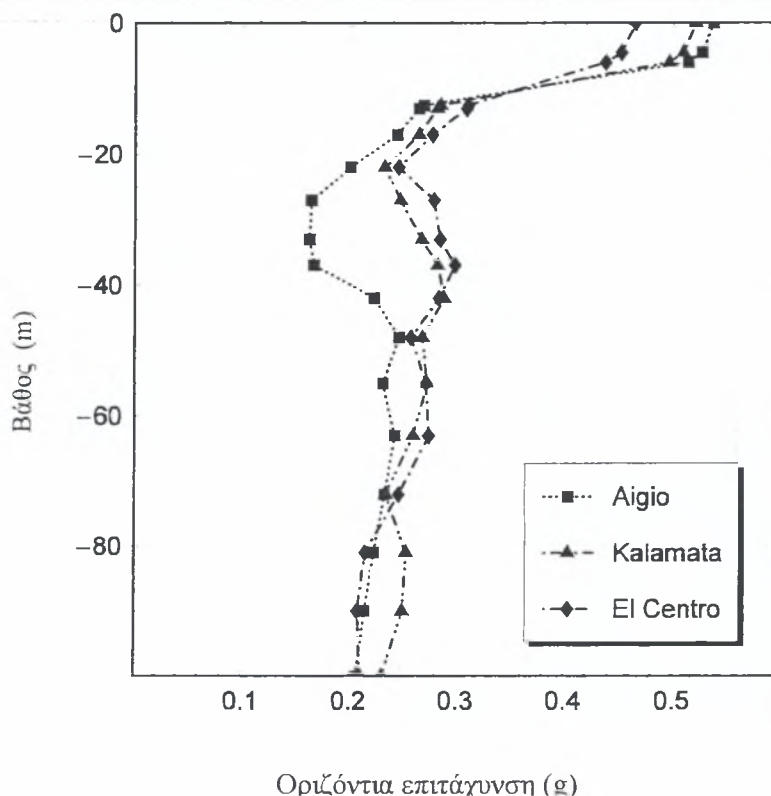
Αρχικά γίνεται μια ισοδύναμη γραμμική ανάλυση του εδαφικού προφίλ με τις τρεις σεισμικές διεγέρσεις που επιλέγηκαν. Για την ισοδύναμη γραμμική ανάλυση χρησιμοποιούνται τα δεδομένα του σχήματος 7.19 και τα

εργαστηριακά δεδομένα για τα διαφορά υλικά του σχηματισμού (του μέτρου διάτμησης G/G_0 και του λόγου κρίσιμης απόσβεσης DT).

Τα αποτελέσματα της ισοδύναμης γραμμικής ανάλυσης του εδαφικού προφίλ δίδονται στα Σχήματα 7.20 και 7.21. Στο Σχήμα 7.20 δίδεται η κατανομή με το βάθος της μέγιστης διατμητικής παραμόρφωσης και στο Σχήμα 7.21 δίδεται η κατανομή της μέγιστης οριζόντιας επιτάχυνσης για τις σεισμικές διεγέρσεις του Αιγίου, της Καλαμάτας και του El Centro. Παρατηρούνται αρκετά σημαντικές μέγιστες παραμορφώσεις της τάξεως του 0.20% στο στρώμα της άμμου το οποίο είναι ευαίσθητο σε ρευστοποίηση.



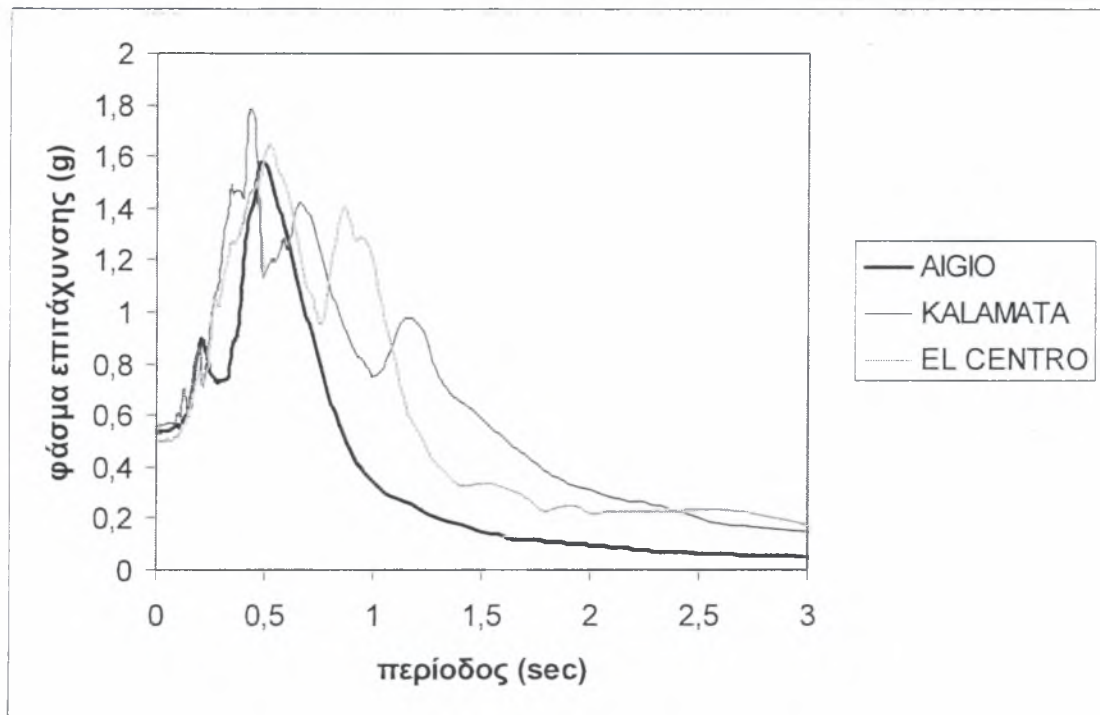
Σχήμα 7.20 Κατανομή διατμητικής παραμόρφωσης (%) με το βάθος



Σχήμα 7.21 Κατανομή οριζόντιας επιτάχυνσης με το βάθος

Οι αντίστοιχες μέγιστες επιταχύνσεις στην επιφάνεια κυμαίνονται στην περιοχή 0.45g - 0.55g για τις τρεις σεισμικές διεγέρσεις. Στη βάση του σχηματισμού η μέγιστη επιτάχυνση κυμαίνεται μεταξύ 0.2g - 0.25g, δηλαδή σε τιμές μικρότερες του 0.33g λόγω ακτινοβολίας ενέργειας στον υποκείμενο ενδόσιμο βράχο.

Στο Σχήμα 7.22 δίνονται τα φάσματα των επιταχύνσεων στην επιφάνεια του εδάφους για τις τρεις σεισμικές δονήσεις. Παρατηρείται ότι τα φάσματα του Αιγίου και του El Centro έχουν μέγιστη τιμή περίπου ίση με 1.6g, ενώ αυτό της Καλαμάτας έχει τιμή λίγο μεγαλύτερη και ίση περίπου με 1.8g. Όμως η δυναμική απόκριση είναι μέγιστη σε μία μικρή περιοχή περιόδων για τον σεισμό του Αιγίου, σε ενδιάμεση για τον σεισμό της Καλαμάτας και σε πύο πλατιά για τον σεισμό του El Centro.

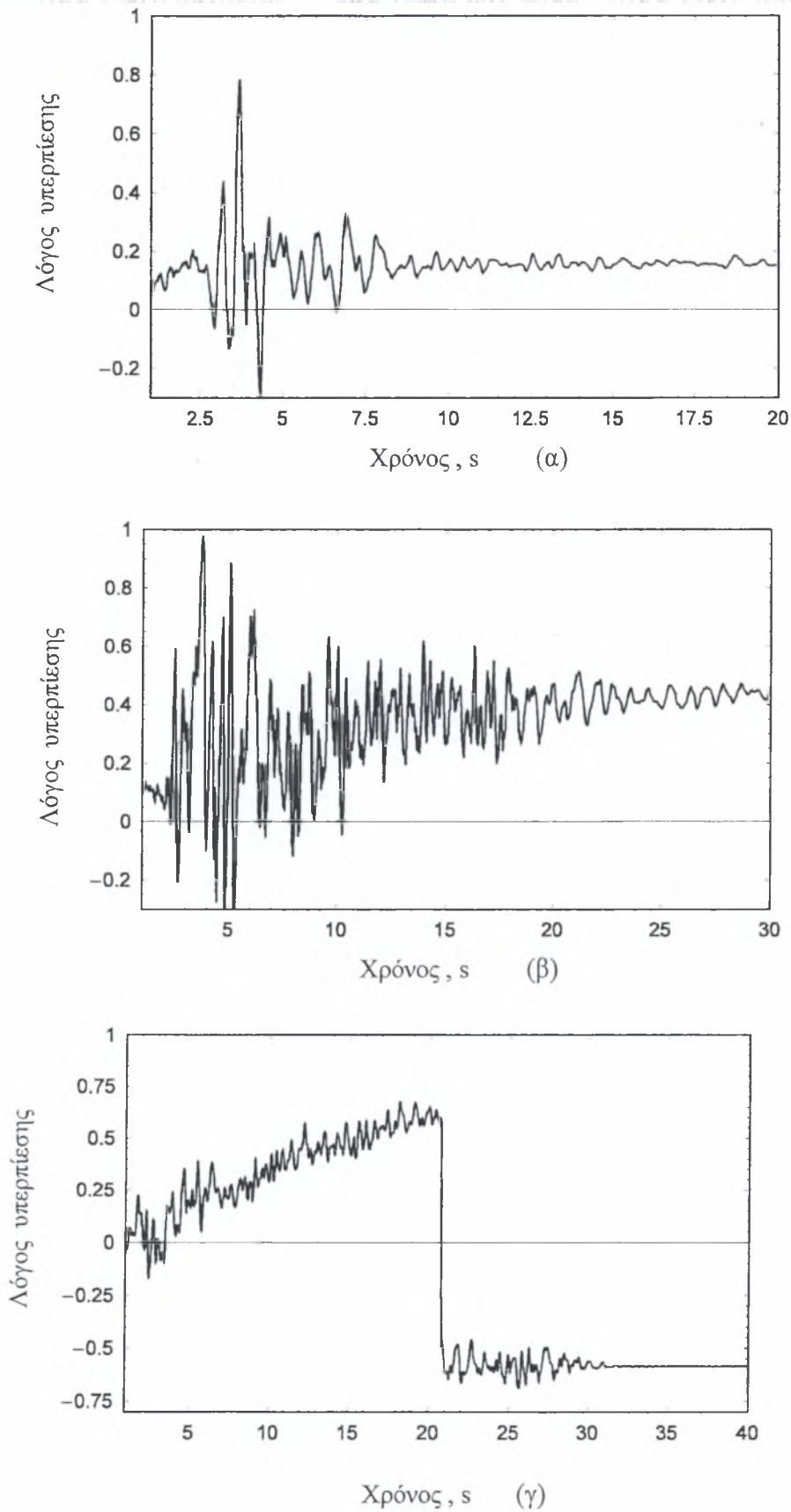


Σχήμα 7.22 Κανονικοποιημένο ελαστικό φάσμα εδαφικής απόκρισης επιτάχυνσης για τους τρεις σεισμούς

Τα αποτελέσματα της ισοδύναμης γραμμικής ανάλυσης χρησιμοποιούνται για τον προσδιορισμό των ισοδύναμων μέτρων ελαστικότητας (K και G) και του λόγου απόσβεσης. Για τις ρευστοποιήσιμες στρώσεις χρησιμοποιείται το ελαστοπλαστικό καταστατικό προσομοίωμα.

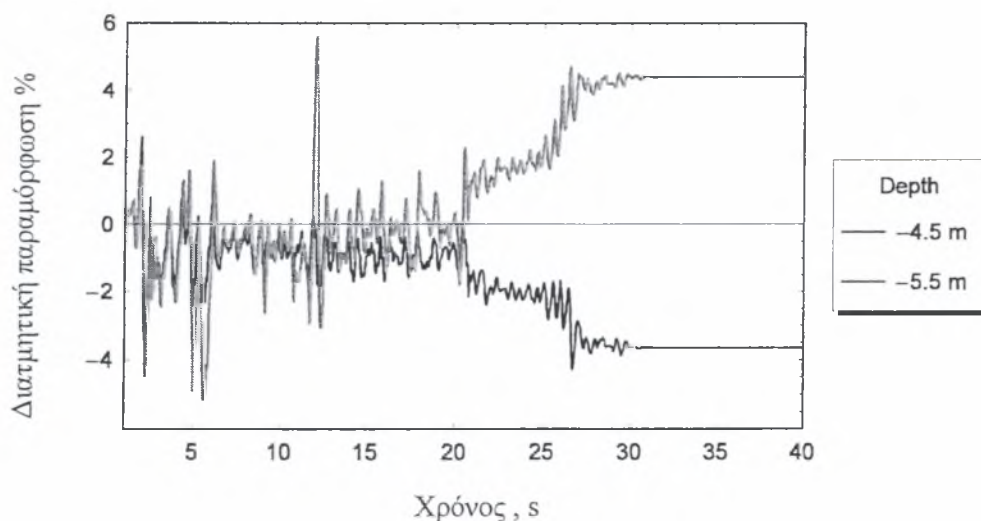
Με βάση τον διορθωμένο αριθμό N_{SPT} και την διάμετρο D_{50} , υπολογίζεται ότι η ισοδύναμη σχετική πυκνότητα για την στρώση της άμμου είναι 50% και χρησιμοποιείται στο καταστατικό προσομοίωμα.

Στα Σχήματα 7.22(α), 7.22(β), 7.22(γ) δίνονται αντίστοιχα οι τιμές του λόγου υπερπίεσης ύδατος πόρων κατά την διάρκεια της δόνησης για τις τρεις σεισμικές διεγέρσεις.



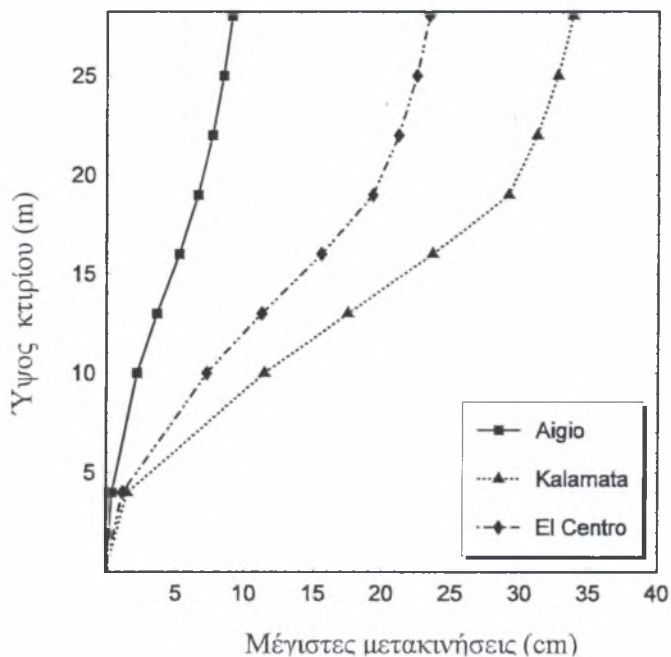
Σχήμα 7.22: Χρονοϊστορία του λόγου πίεσης πόρων προς την κατακόρυφη ενεργό τάση για τους σεισμούς (α) του Αιγίου, (β) Καλαμάτας, (γ) EL Centro

Όπως είναι φανερό από το Σχήμα 7.22 ο σεισμός του Αιγίου με το μικρότερο φάσμα συχνοτήτων, έχει ελάχιστη επίδραση στην δημιουργία υπερπίεσης πόρων με μικρή παραμένουσα υπερπίεση της τάξης του 0.15 ενώ ο σεισμός της Καλαμάτας ένα παραμένοντα λόγο υπερπίεσης ίσο περίπου με 0.40. Ο σεισμός του El Centro, με το μέγιστο φάσμα συχνοτήτων, παρουσιάζει μια ιδιαιτερότητα όσον αφορά την χρονική εξέλιξη του λόγου υπερπίεσης πόρων. Πράγματι ενώ ο λόγος υπερπίεσης αυξάνει σταδιακά μέχρι την τιμή ≈ 0.60 την χρονική στιγμή $t = 20$ sec, ξαφνικά γίνεται αρνητικός και λαμβάνει την τιμή ≈ -0.60 , όπου και σταδιακά σταθεροποιείται. Η πολύ απότομη αυτή αλλαγή οφείλεται στην αλλαγή συμπεριφοράς του εδάφους από συστολική σε διαστολική και στην ορθή προσομοίωση του φαινομένου από το ελαστοπλαστικό προσομοίωμα. Η άμμος της στρώσης αυτής έχει σχετική πυκνότητα 50% και παρουσιάζει συστολική συμπεριφορά σε σχετικά μικρές ανακυκλικές παραμορφώσεις, όπως αυτές που λαμβάνουν χώρα μέχρι $t = 20$ sec. Μετά την χρονική αυτή στιγμή αναπτύσσονται εντός της άμμου σημαντικές διατμητικές παραμορφώσεις, όπως αποδεικνύεται στο Σχήμα 7.23, όπου παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες της διατμητικής παραμόρφωσης σε βάθος -4.5m και -5.5m . Σε τόσο σημαντικές διατμητικές παραμορφώσεις η συμπεριφορά της άμμου αλλάζει από συστολική σε διαστολική και επομένως αναπτύσσεται αρνητική υπερπίεση. Αντίστοιχα φαινόμενα έχουν παρατηρηθεί σε εργαστηριακές δοκιμές.

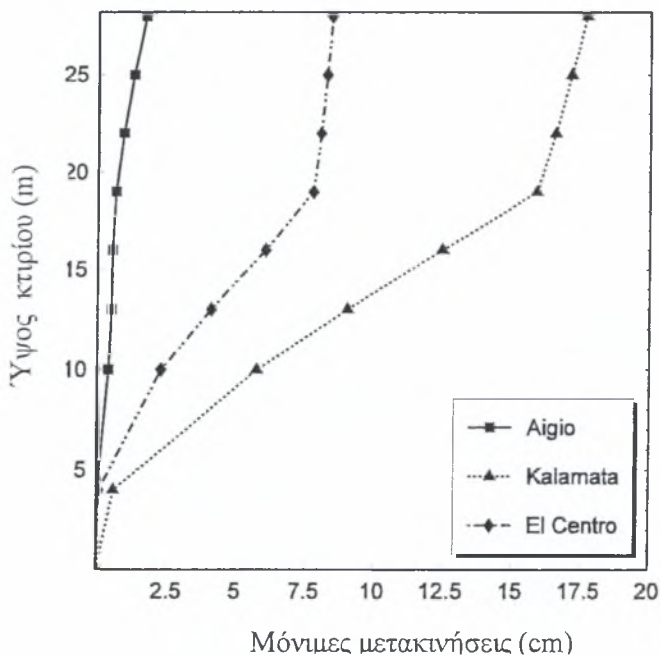


Σχήμα 7.23: Χρονοϊστορία της διατμητικής παραμόρφωσης σε βάθη -4.5m και -5.5m

Στο Σχήμα 7.24 παρουσιάζεται η κατανομή των μεγίστων οριζόντιων μετακινήσεων που αναπτύχθηκαν (σε διαφορετικές χρονικές στιγμές) καθ' ύψος του κτιρίου. Παρατηρείται ότι η μέγιστη απόκριση (στον 7 όροφο) προκαλείται από τον σεισμό της Καλαμάτας (34 cm). Ο σεισμός του El Centro δίνει επίσης σημαντική μετατόπιση (22.5 cm), ενώ ο σεισμός του Αιγίου σχετικά μικρή (9 cm).

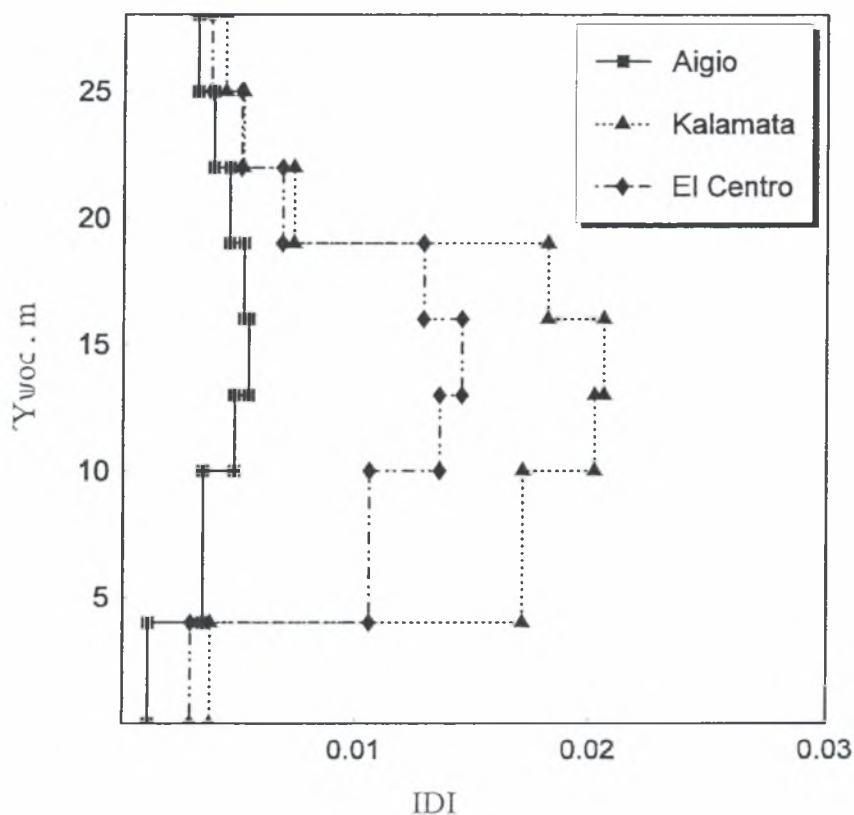


Σχήμα 7.24 Μέγιστες μετακινήσεις καθ' ύψος του κτιρίου



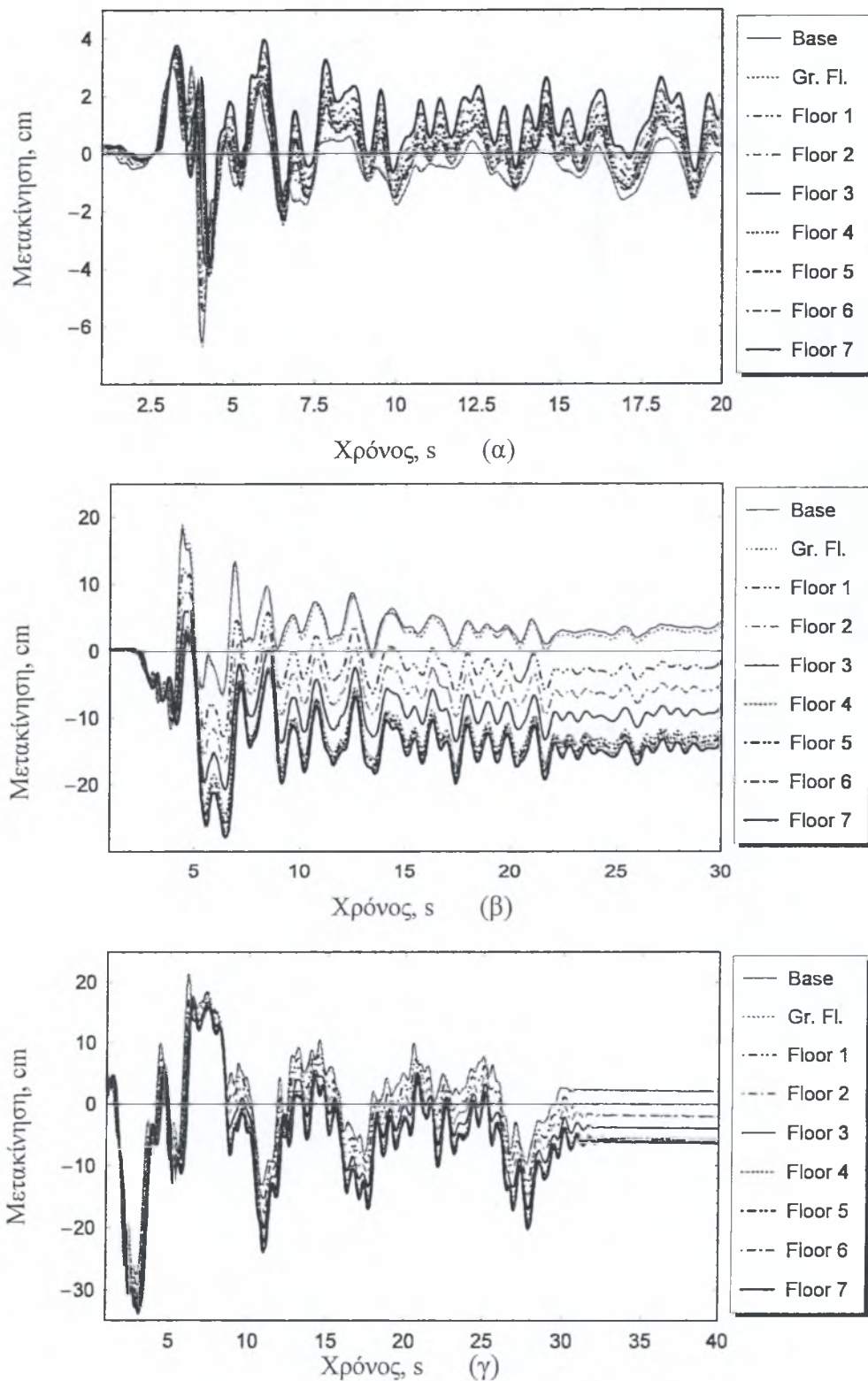
Σχήμα 7.25 Μόνιμες μετακινήσεις καθ' ύψος του κτιρίου

Στο Σχήμα 7.8 δίνεται η κατανομή καθ' ύψος των μονίμων οριζόντιων μετακινήσεων λόγω πλαστικοποίησης του φορέα. Στην περίπτωση αυτή, η μέγιστη παραμόρφωση του φορέα γίνεται από τον σεισμό του El Centro με παραμένονσα οριζόντια μετατόπιση στην κορυφή ίση προς 18cm. Ο δείκτης μετατόπισης των ορόφων IDI της κατασκευής δίδεται στο Σχήμα 7.26. Στο Σχήμα 7.26 οι τιμές του IDI προέρχονται από ελαστοπλαστική ανάλυση και ξεπερνούν σημαντικά την τιμή του 1% για τους δύο από τους τρεις σεισμούς



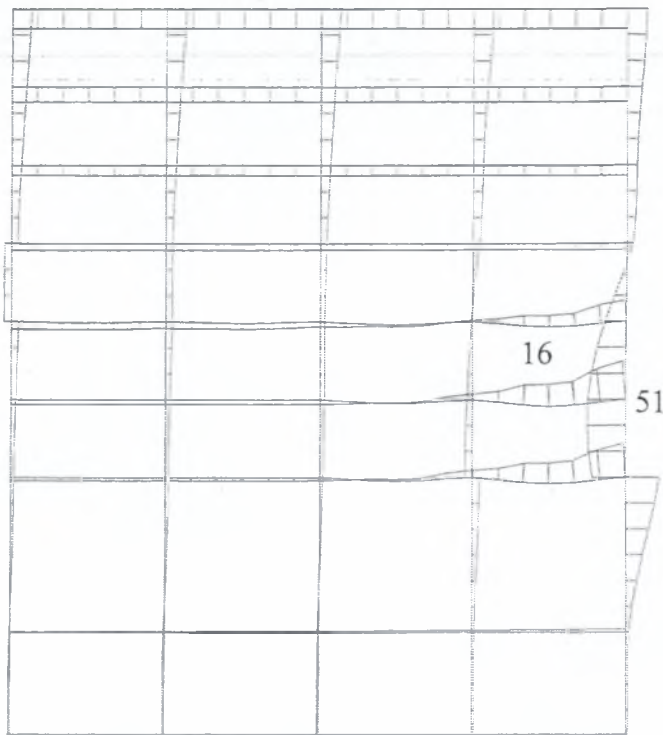
Σχήμα 7.26 Κατανομή του δείκτη μετατόπισης ορόφου καθ' ύψος της κατασκευής

Στα Σχήματα 7.27(α) ,7.27(β) , 7.27(γ) παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες της μετατόπισης σε κάθε όροφο για τις τρεις σεισμικές δονήσεις αντίστοιχα οι οποίες χρησιμοποιήθηκαν για τον προσδιορισμό του δείκτη μετατόπισης ορόφου.

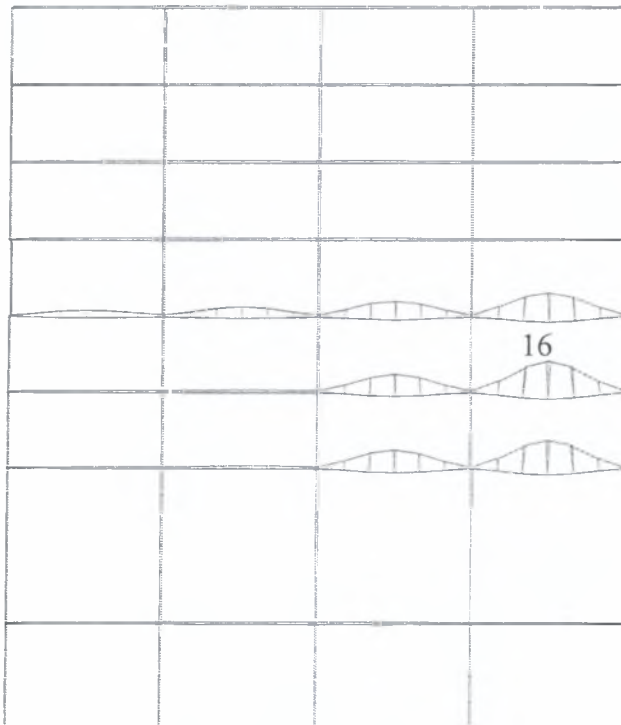


Σχήμα 7.27 Χρονοϊστορία της μετακίνησης κάθε ορόφου για τον σεισμό (α) του Αγίου, (β) της Καλαμάτας, (γ) του El Centro

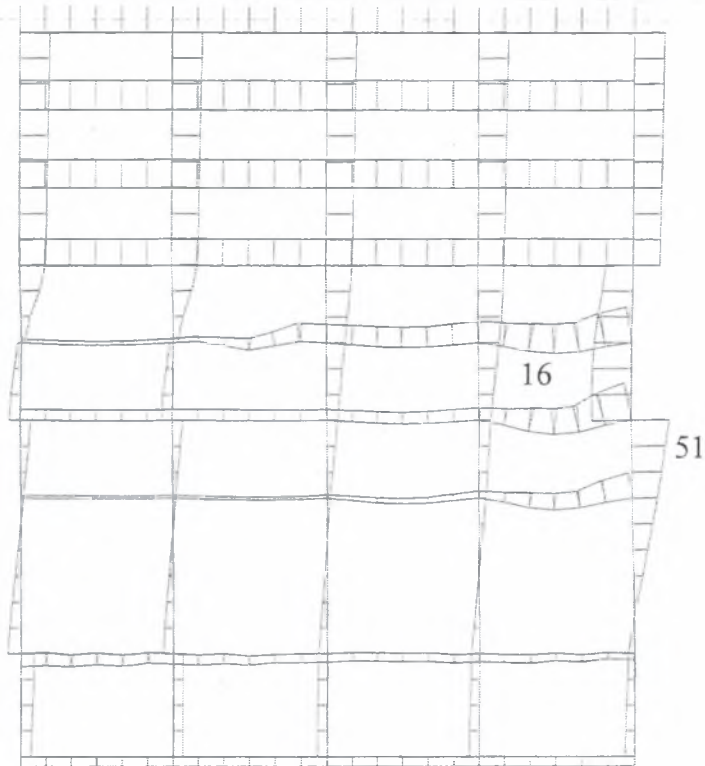
Στα Σχήματα 7.28 και 7.29 παρουσιάζονται η κατανομή των οριζόντιων μετατοπίσεων και των βυθίσεων αντίστοιχα ολόκληρης της κατασκευής υπό την διέγερση του σεισμού του Αιγίου. Επίσης στα Σχήματα 7.30-7.31 και 7.32-7.33 παρουσιάζονται τα ίδια αποτελέσματα για τους σεισμούς της Καλαμάτας και του El Centro. Σημειώνεται ότι στα Σχήματα 7.29, 7.31, 7.33 έχουν αναπτυχθεί πάλι σημαντικές βυθίσεις στις δοκούς του πρώτου, δεύτερου και τρίτου ορόφου που ευρίσκονται στο δεξιό τμήμα της κατασκευής. Η μέγιστη βύθιση σημειώνεται κατά την διέγερση του El Centro και είναι ίση προς 0.81m. Τέλος στα Σχήματα 7.34(α), 7.34(β), 7.34(γ) που ακολουθούν παρουσιάζεται η χρονική εξέλιξη της σχέσης τέμνουσας βάσης και μετατόπισης της κορυφής του κτιρίου για τις τρεις σεισμικές δονήσεις. Η μέγιστη τέμνουσα βάση επιβάλλεται από την διέγερση του σεισμού της Καλαμάτας.



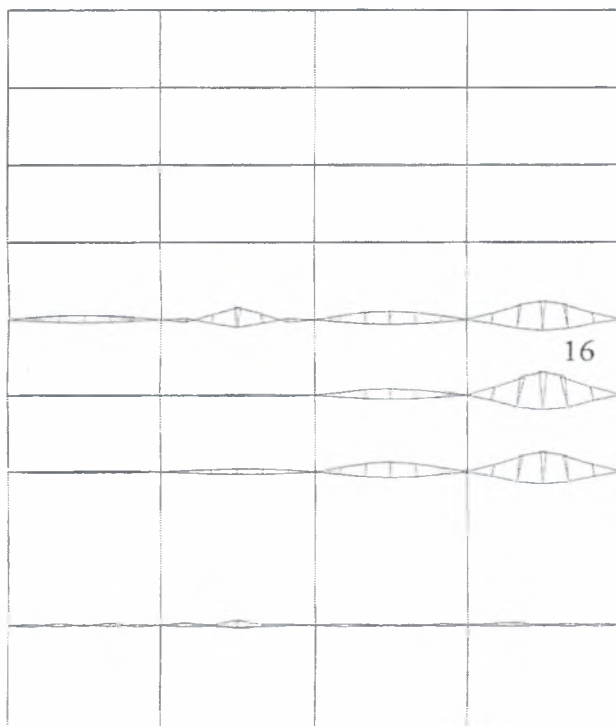
Σχήμα 7.28 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του Αιγίου. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.03m (δοκός 51, 16)



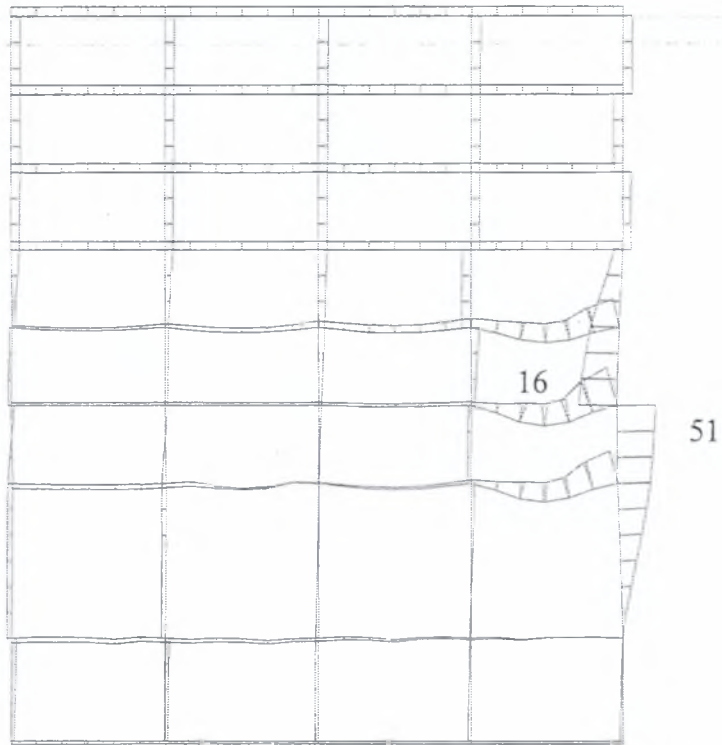
Σχήμα 7.29 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του Αιγίου. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.27m (δοκός 16)



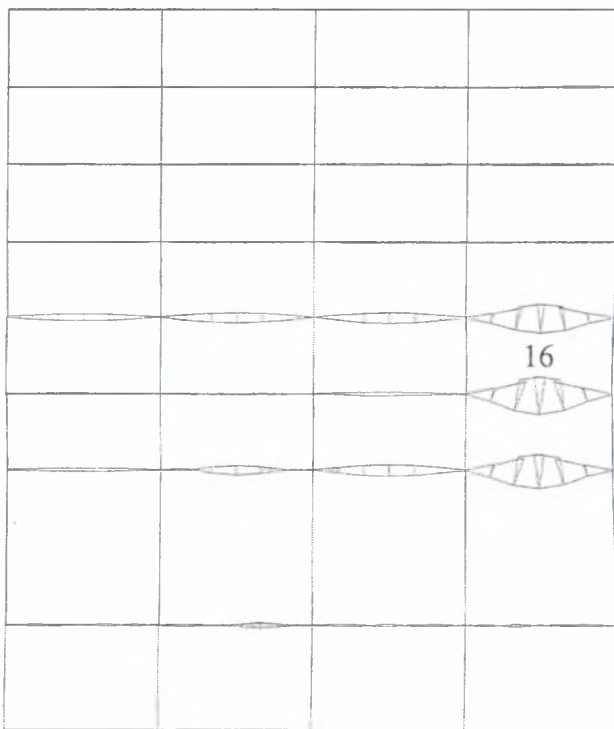
Σχήμα 7.30 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό της Καλαμάτας. Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση -0.17m (δοκός 51, 16)



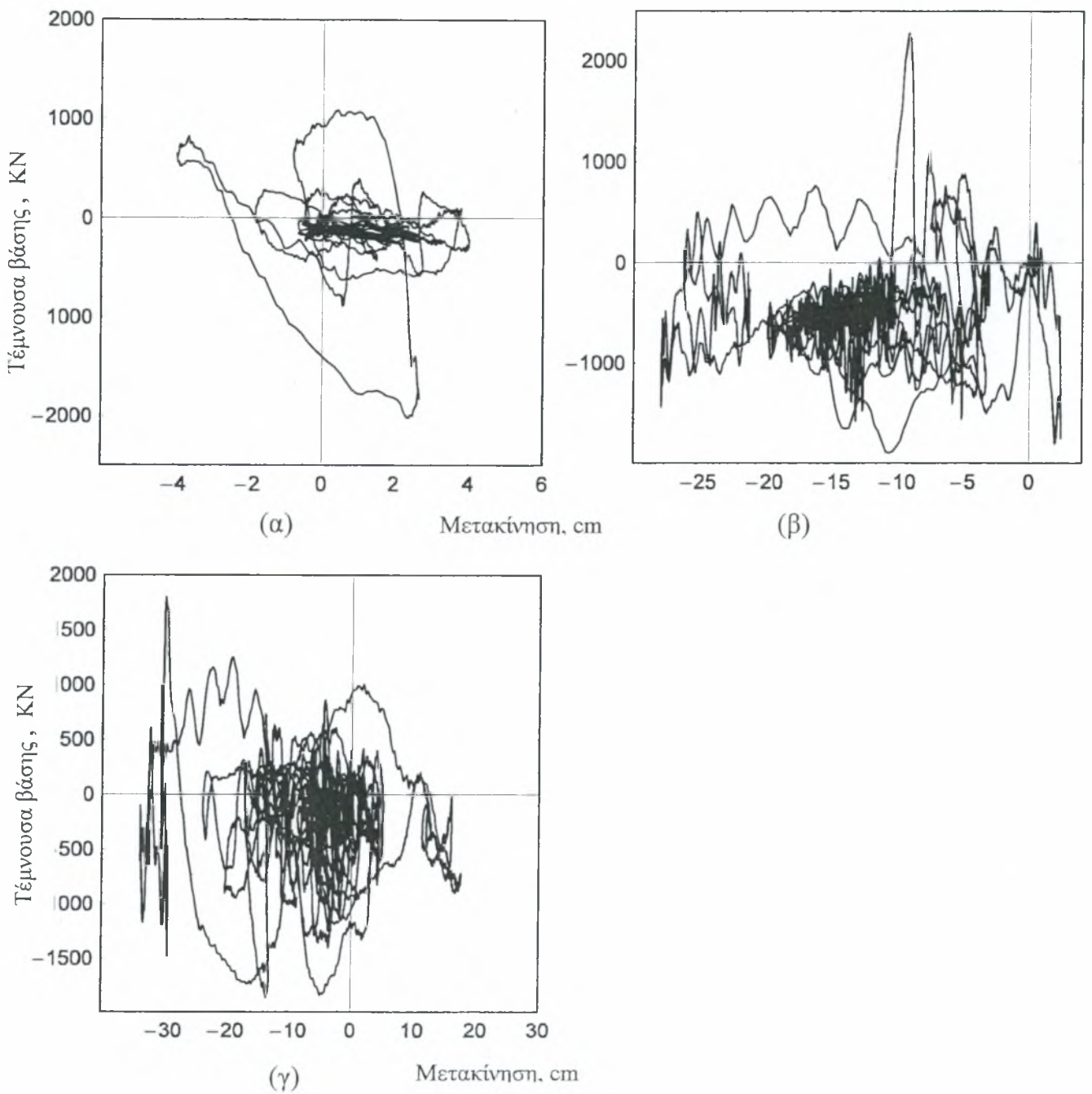
Σχήμα 7.31 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό της Καλαμάτας. Μέγιστη κατακόρυφη μετακίνηση -0.55m (δοκός 16)



Σχήμα 7.32 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του El Centro. Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση -0.26m (δοκός 51, 16)



Σχήμα 7.33 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του El Centro. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.81m (δοκός 16)

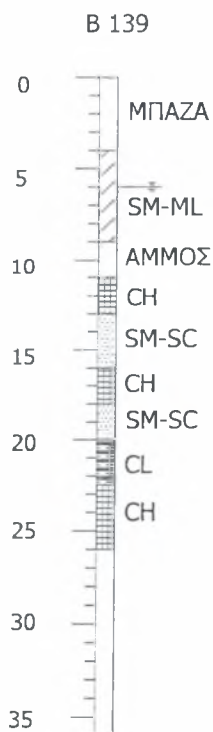


Σχήμα 7.34 Τέμνουσα βάσης ως προς την μετατόπιση του ορόφου για τον σεισμό (α) του Αιγίου, (β) της Καλαμάτας, (γ) του El Centro

Ζώνη 6, Γεώτρηση B139

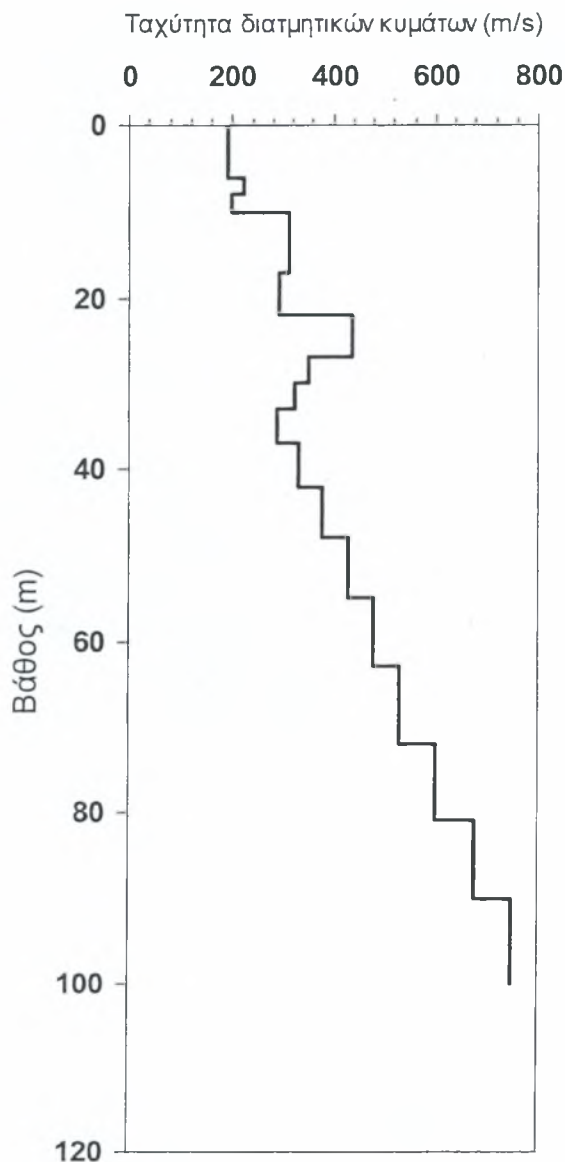
Το εδαφικό προφίλ της γεώτρησης δίδεται στο Σχήμα 7.35. Αποτελείται από μία επιφανειακή στρώση μπάζων (πάχους 4m), μία στρώση αργιλοιλυώδης άμμου SM-ML (πάχους ≈ 5 m), μία στρώση άμμου SW (πάχους ≈ 2 m), μια στρώση αργίλου CH (πάχους ≈ 2 m), μία στρώση αργιλοιλυώδης άμμου SM-SC (πάχους ≈ 2 m), μία στρώση αργίλου υψηλής πλαστικότητας CH (πάχους ≈ 2 m), μία στρώση αργιλοιλυώδης άμμου SM-SC (πάχους ≈ 2 m), ενώ το υποκείμενο υλικό είναι κυρίως άργιλος. Ο αριθμός κρούσης NSPT για το στρώμα της άμμου σε βάθος μεγαλύτερο των 6m είναι 3. Στο Κεφάλαιο 5, η μέθοδος ελέγχου ρευστοποίησης του NCEER Workshop (1996) έδειξε για το στρώμα άμμου ένα συντελεστή ασφάλειας 0.71, ενώ η μέθοδος της Japan Road Association έδειξε αντίστοιχα ένα συντελεστή ασφάλειας FS ίσο με 0.63 (βάθος 7m).

Ο χαμηλός συντελεστής ασφαλείας για την στρώση της άμμου επιβάλλει την πιο λεπτομερή διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς του εδαφικού σχηματισμού. Σημειώνεται ότι στην Μικροζωνική Μελέτη ο υδροφόρος ορίζοντας είναι στα -6m. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης ρευστοποίησης ισχύουν προφανώς αν το στρώμα της άμμου μεταξύ -6 m και -8 m είναι κορεσμένο.



Σχήμα 7.35 Γεώτρηση B139 της ζώνης 6

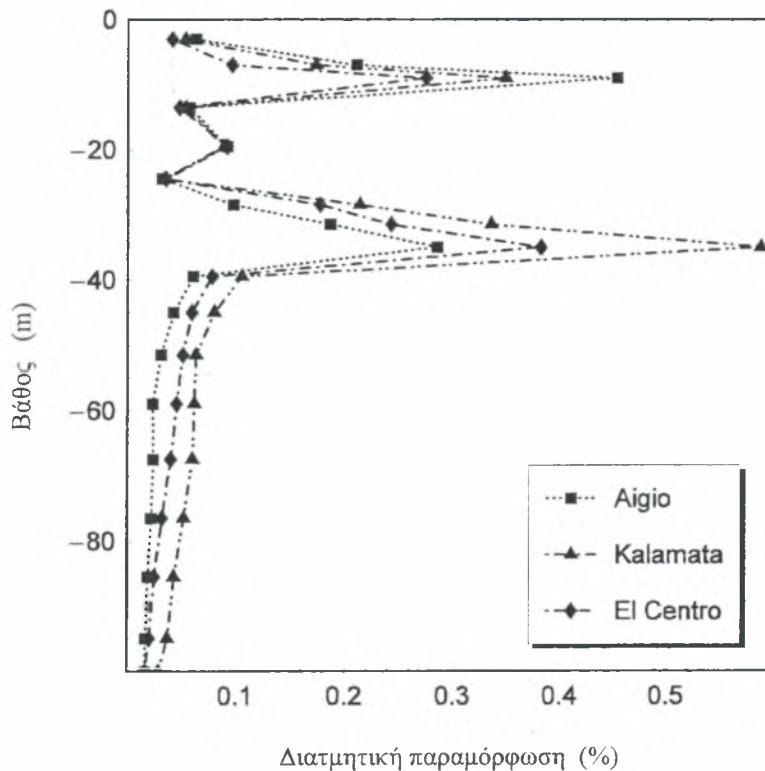
Στο Σχήμα 7.36 δίδεται η κατανομή της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων με το βάθος στην περιοχή της γεώτρησης B139, όπως προκύπτει από την χρήση των στοιχείων της Μικροζωνικής Μελέτης.



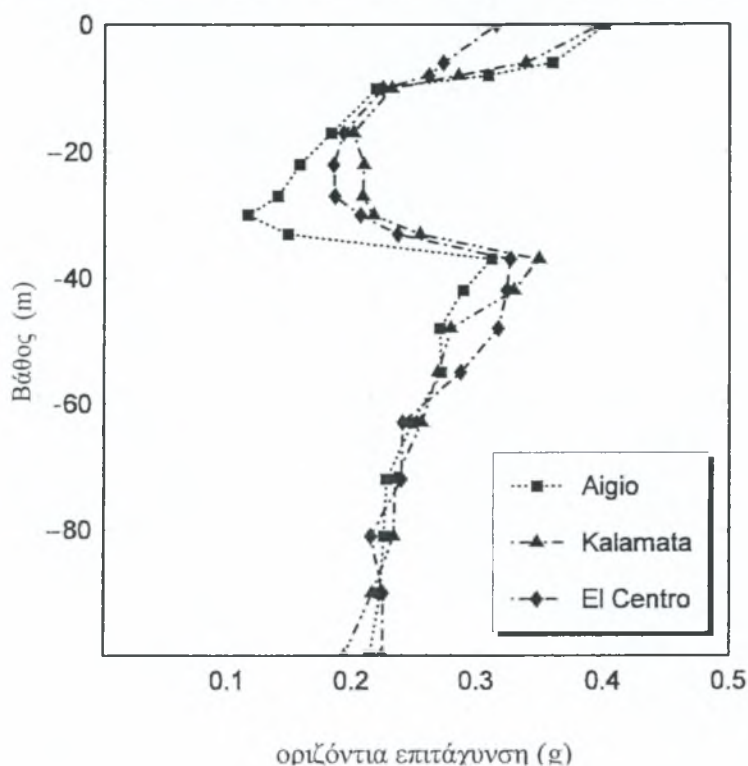
Σχήμα 7.36 Κατανομή ταχύτητας διατμητικών κυμάτων με το βάθος

Αρχικά γίνεται μια ισοδύναμη γραμμική του εδαφικού προφίλ με τις τρεις σεισμικές διεγέρσεις που επιλέγηκαν. Για την ισοδύναμη γραμμική ανάλυση χρησιμοποιούνται τα δεδομένα του Σχήματος 7.36 και τα εργαστηριακά δεδομένα για τα διαφορά υλικά του σχηματισμού. Στο Σχήμα 7.37 δίδεται η κατανομή με το βάθος της μέγιστης διατμητικής παραμόρφωσης

και στο Σχήμα 7.38 δίδεται η κατανομή της μέγιστης οριζόντιας επιτάχυνσης για τις σεισμικές διεγέρσεις του Αιγίου, της Καλαμάτας και του El Centro. Παρατηρούνται αρκετά σημαντικές μέγιστες παραμορφώσεις της τάξεως του 0.30% στο στρώμα της άμμου το οποίο είναι ευαίσθητο σε ρευστοποίηση.



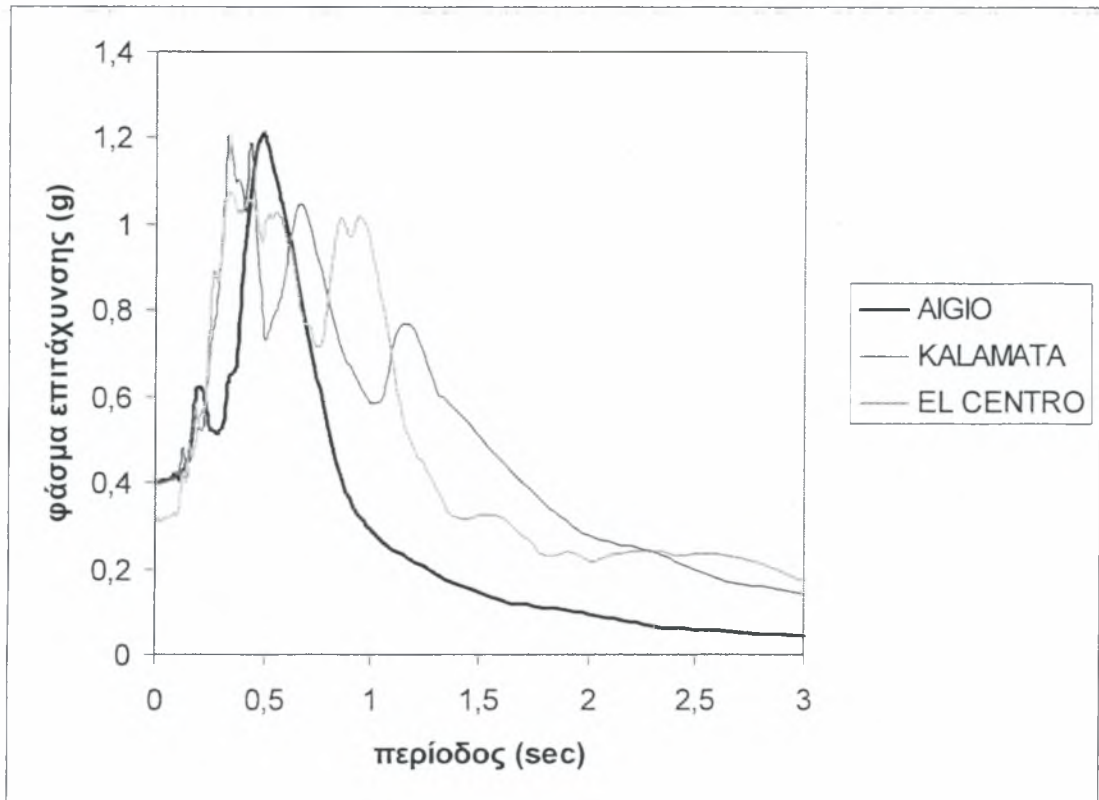
Σχήμα 7.37 Κατανομή διατμητικής παραμόρφωσης (%) με το βάθος



Σχήμα 7.38 Κατανομή οριζόντιας επιτάχυνσης με το βάθος

Οι αντίστοιχες μέγιστες επιταχύνσεις στην επιφάνεια κυμαίνονται στην περιοχή 0.30g - 0.40g για τις τρεις σεισμικές διεγέρσεις. Στη βάση του σχηματισμού (“οιονεί” βράχος) η μέγιστη επιτάχυνση είναι περίπου 0.2g.

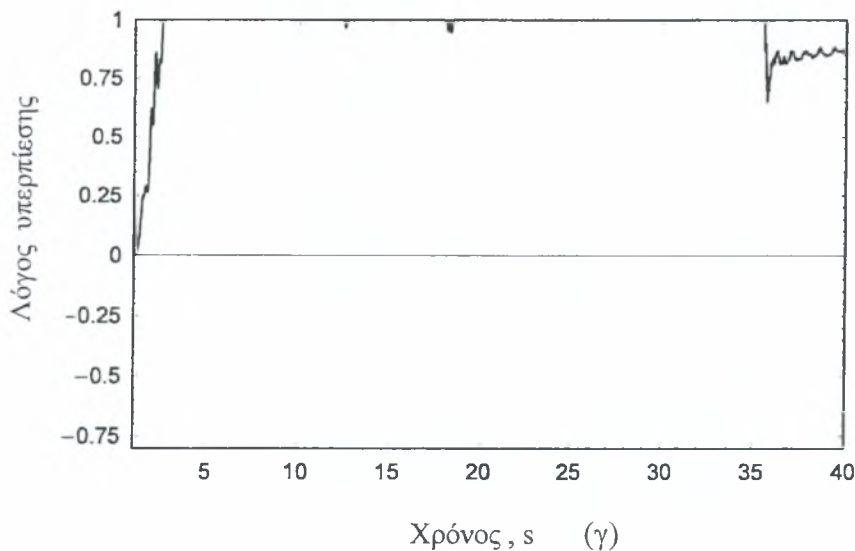
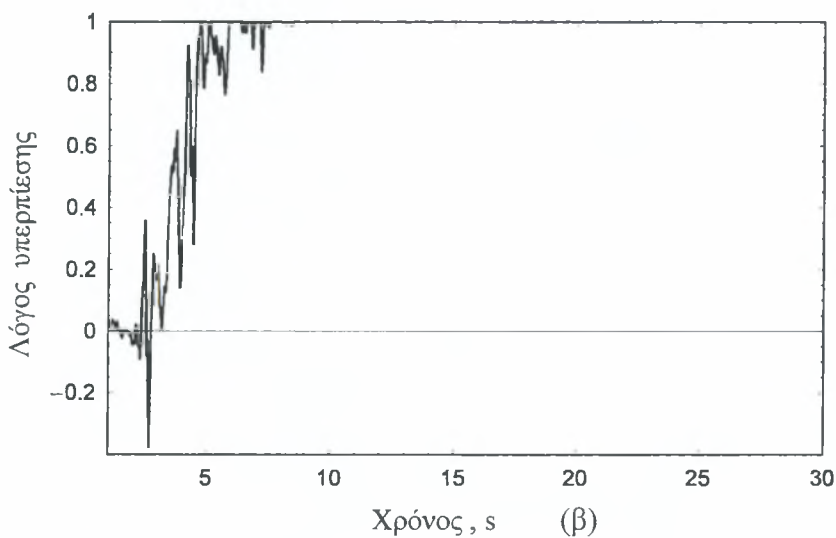
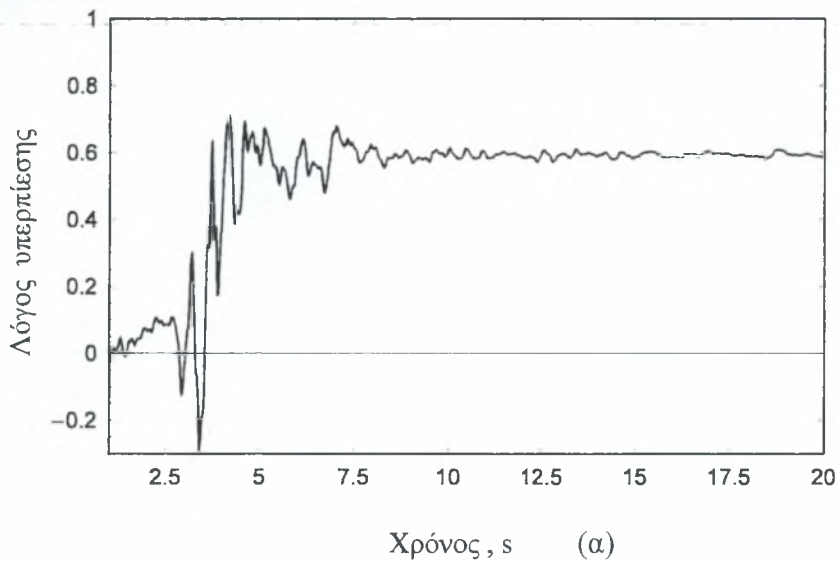
Στο Σχήμα 7.39 δίνονται τα φάσματα των επιταχύνσεων στην επιφάνεια του εδάφους για τις τρεις σεισμικές δονήσεις. Παρατηρείται ότι τα τρία φάσματα έχουν μέγιστη τιμή περίπου ίση προς 1.1g - 1.2g. Όμως και πάλι η δυναμική απόκριση είναι μέγιστη σε μία μικρή περιοχή περιόδων για τον σεισμό του Αιγίου, σε ενδιάμεση για τον σεισμό της Καλαμάτας και σε αρκετά πλατιά για τον σεισμό του El Centro.



Σχήμα 7.39 Κανονικοποιημένο ελαστικό φάσμα εδαφικής απόκρισης επιτάχυνσης για τους τρεις σεισμούς

Με βάση τον διορθωμένο αριθμό N_{SPT} και την διάμετρο D_{50} , υπολογίζεται ότι η ισοδύναμη σχετική πυκνότητα για την στρώση της άμμου είναι 35% και χρησιμοποιείται στο καταστατικό προσομοίωμα.

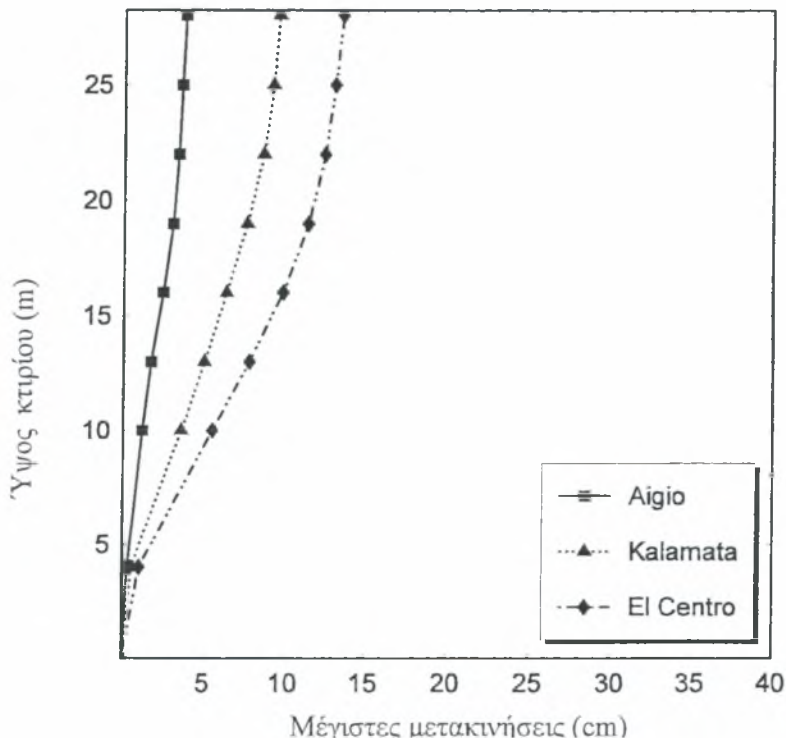
Στα Σχήματα 7.40(α), 7.40(β), 7.40(γ) δίνονται αντίστοιχα οι τιμές του λόγου υπερπίεσης ύδατος πόρων κατά την διάρκεια της δόνησης για τις τρεις σεισμικές διεγέρσεις.



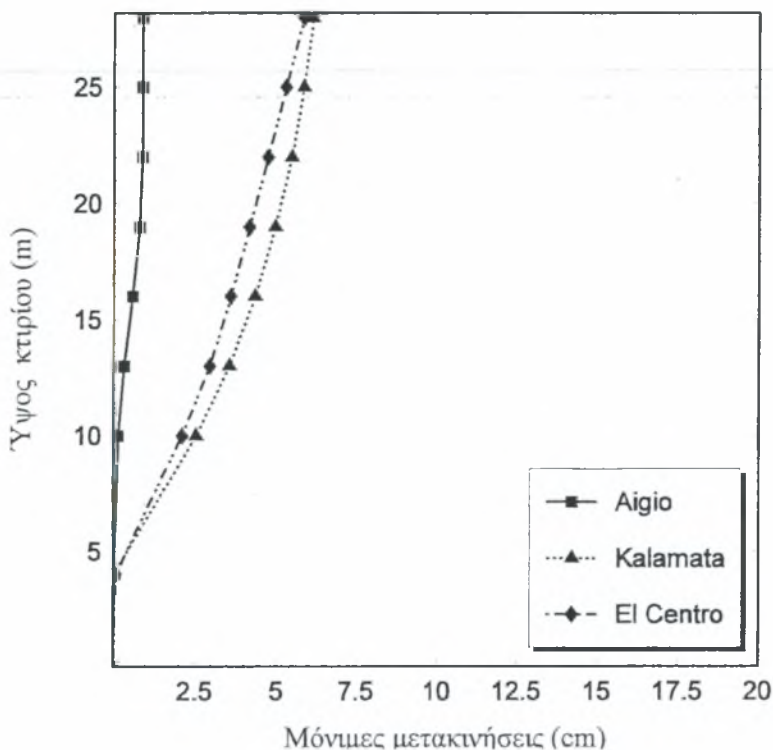
Σχήμα 7.40: Χρονοϊστορία του λόγου πίεσης πόρων προς την κατακόρυφη ενεργό τάση για τους σεισμούς (α) του Αιγίου, (β) Καλαμάτας, (γ) EL Centro

Όπως είναι φανερό από το Σχήμα 7.40 ο σεισμός του Αιγίου με το μικρότερο φάσμα συχνοτήτων, έχει την μικρότερη επίδραση στην δημιουργία υπερπίεσης πόρων, σημαντική όμως, με παραμένουσα υπερπίεση της τάξης του 0.60 ενώ ο σεισμός της Καλαμάτας έχει ένα παραμένοντα λόγο υπερπίεσης ίσο με την μονάδα. Ο σεισμός του El Centro, με το μέγιστο φάσμα συχνοτήτων, παρουσιάζει πλήρη ρευστοποίηση (ο λόγος υπερπίεσης ίσος με την μονάδα) μόλις στα 5 sec. Η άμμος της στρώσης αυτής έχει σχετική πυκνότητα 35% και αυτό εξηγεί την υψηλή παραμένουσα υπερπίεση ακόμη και σε πιο ασθενής σεισμικές διεγέρσεις όπως αυτή του Αιγίου.

Στο Σχήμα 7.41 παρουσιάζεται η κατανομή των μεγίστων οριζόντιων μετακινήσεων που αναπτύχθηκαν (σε διαφορετικές χρονικές στιγμές) καθ' ύψος του κτιρίου. Παρατηρείται ότι η μέγιστη απόκριση (στον 7 όροφο) προκαλείται από τον σεισμό του El Centro (14 cm). Ο σεισμός της Καλαμάτας δίνει μετατόπιση (10 cm), ενώ ο σεισμός του Αιγίου σχετικά μικρή (4 cm).

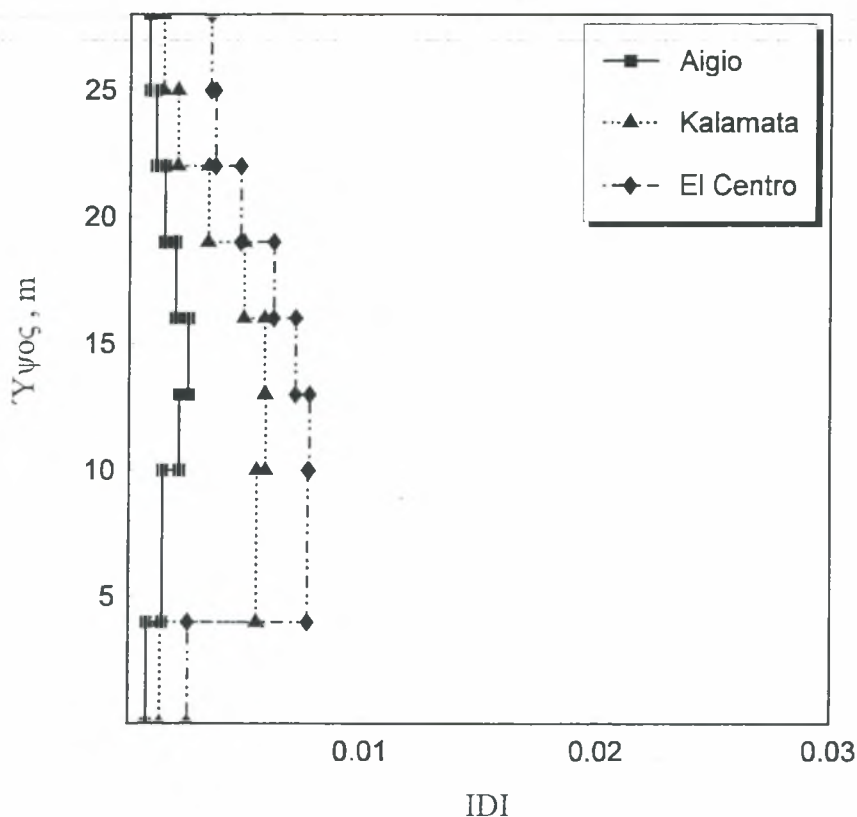


Σχήμα 7.41 Μέγιστες μετακινήσεις καθ' ύψος του κτιρίου



Σχήμα 7.42 Μόνιμες μετακινήσεις καθ' ύψος του κτιρίου

Στο Σχήμα 7.42 δίνεται η κατανομή καθ' ύψος των μονίμων οριζόντιων μετακινήσεων λόγω πλαστικοποίησης του φορέα. Στην περίπτωση αυτή, η μέγιστη παραμόρφωση του φορέα γίνεται από τον σεισμό της Καλαμάτας και του El Centro με παραμένονσα οριζόντια μετατόπιση στην κορυφή ίση προς 6.5cm. Οι τιμές αφορούν τους μεσαίους στύλους της κατασκευής. Βλέπουμε δηλαδή ότι το στρώμα της άμμου, ρευστοποιείται πλήρως αλλά φαίνεται να δρα ως ένα είδος φίλτρου, μειώνοντας τις μετακινήσεις στον φορέα. Ο δείκτης μετατόπισης των ορόφων της κατασκευής δίδεται στο Σχήμα 7.43. Οι τιμές του IDI δεν ξεπερνούν την τιμή του 1% για τους τρεις σεισμούς που εισάγουμε

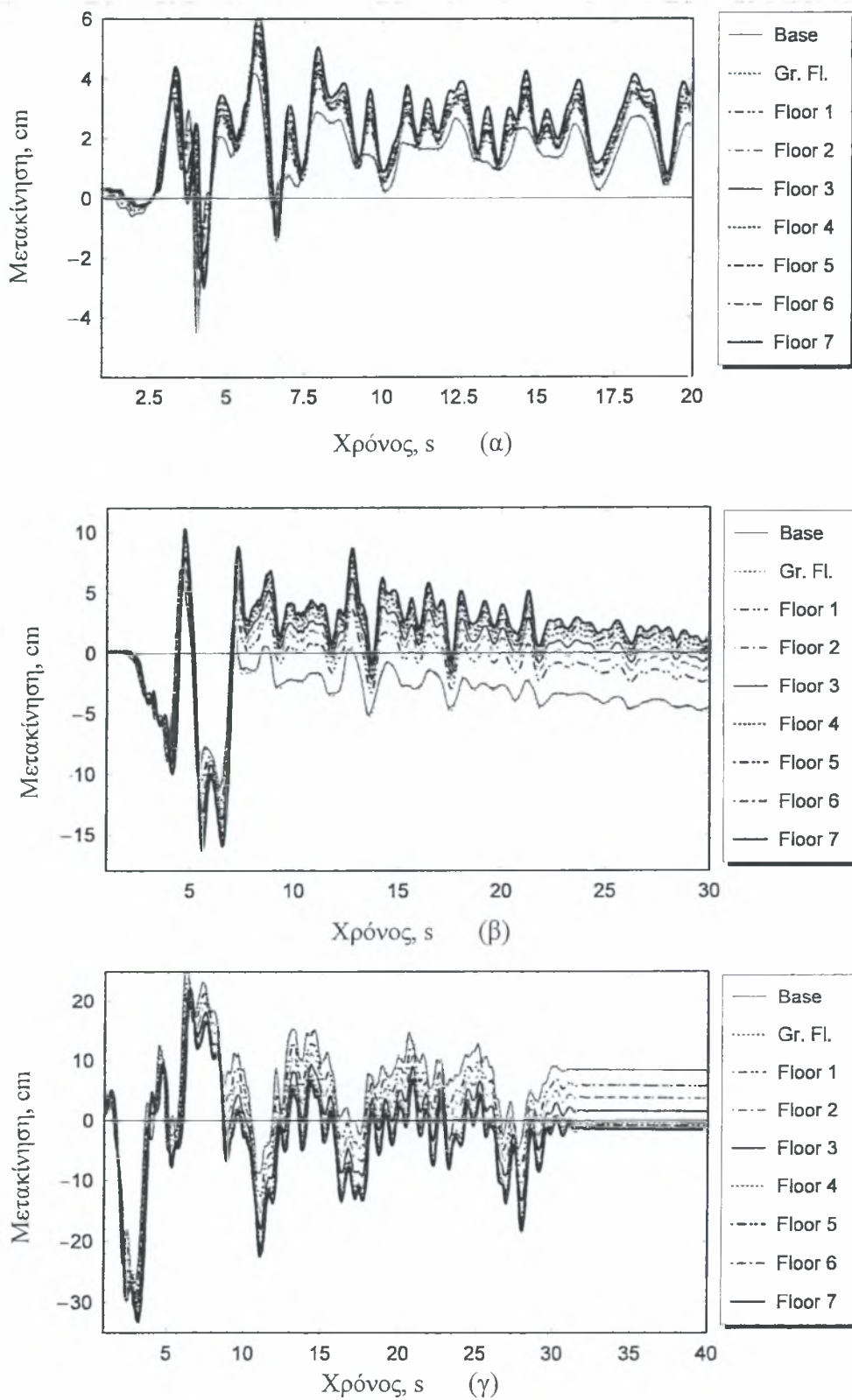


Σχήμα 7.43 Κατανομή του δείκτη μετατόπισης ορόφου καθ' ύψος της κατασκευής

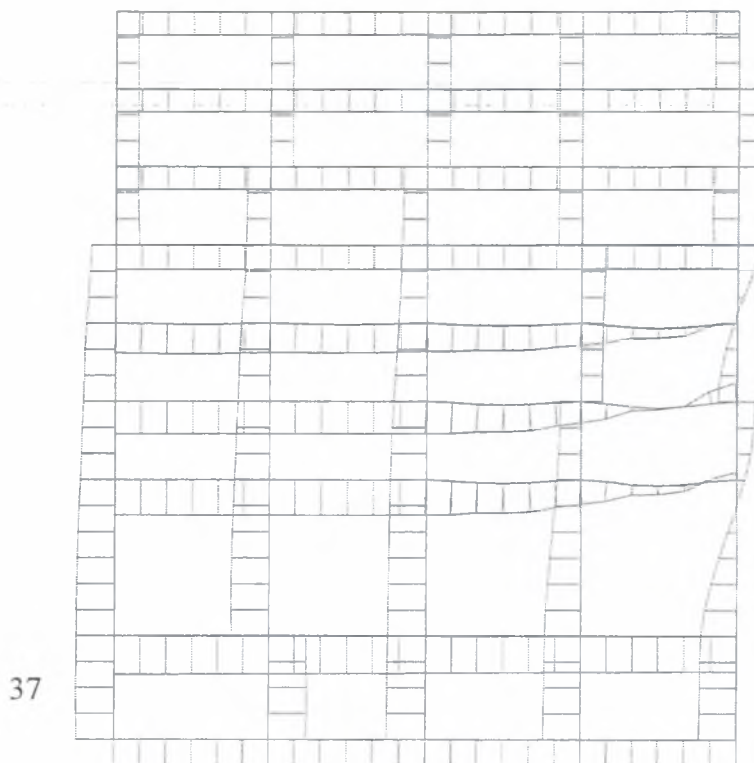
Στα Σχήματα 7.44(α) ,7.44(β) , 7.44(γ) παρουσιάζονται αντίστοιχα οι χρονοϊστορίες της μετατόπισης σε κάθε όροφο για τις τρεις σεισμικές δονήσεις οι οποίες χρησιμοποιήθηκαν για τον προσδιορισμό του δείκτη μετατόπισης ορόφου.

Στα Σχήματα 7.45 και 7.46 παρουσιάζονται η κατανομή των οριζόντιων μετατοπίσεων και των βυθίσεων αντίστοιχα ολόκληρης της κατασκευής υπό την διέγερση του σεισμού του Αιγίου. Επίσης στα Σχήματα 7.47-7.48 και 7.49-7.50 παρουσιάζονται τα ίδια αποτελέσματα για τους σεισμούς της Καλαμάτας και του El Centro. Παρατηρείται στα Σχήματα 7.46, 7.48, 7.50 ότι έχουν αναπτυχθεί σημαντικές βυθίσεις στις δοκούς του πρώτου, δεύτερου και τρίτου ορόφου που ευρίσκονται στο δεξιό τμήμα της κατασκευής. Η μέγιστη βύθιση σημειώνεται κατά την διέγερση του El Centro και είναι ίση προς 0.67m.

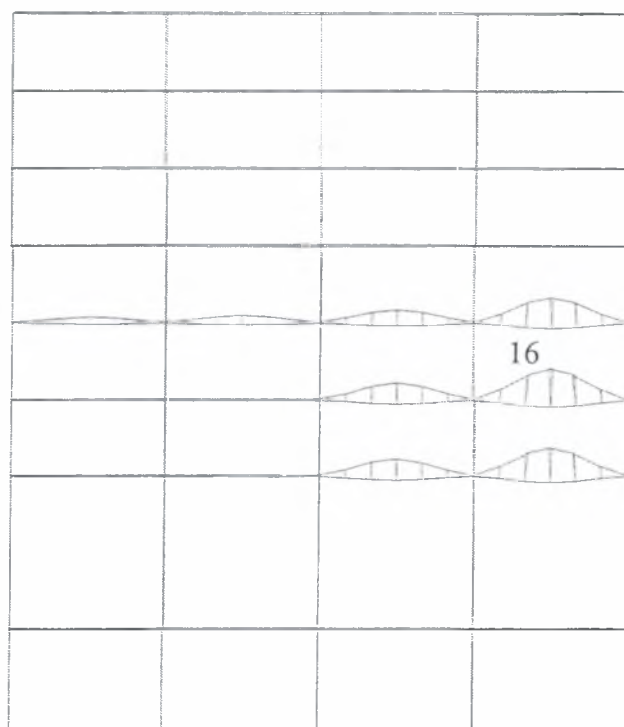
Τέλος στα Σχήματα 7.51(α) ,7.51(β) , 7.51(γ) παρουσιάζεται η χρονική εξέλιξη της σχέσης τέμνουσας βάσης και μετατόπισης της κορυφής του κτιρίου για τις τρεις σεισμικές δονήσεις. Η μέγιστη τέμνουσα βάσης επιβάλλεται από την διέγερση του σεισμού της Καλαμάτας.



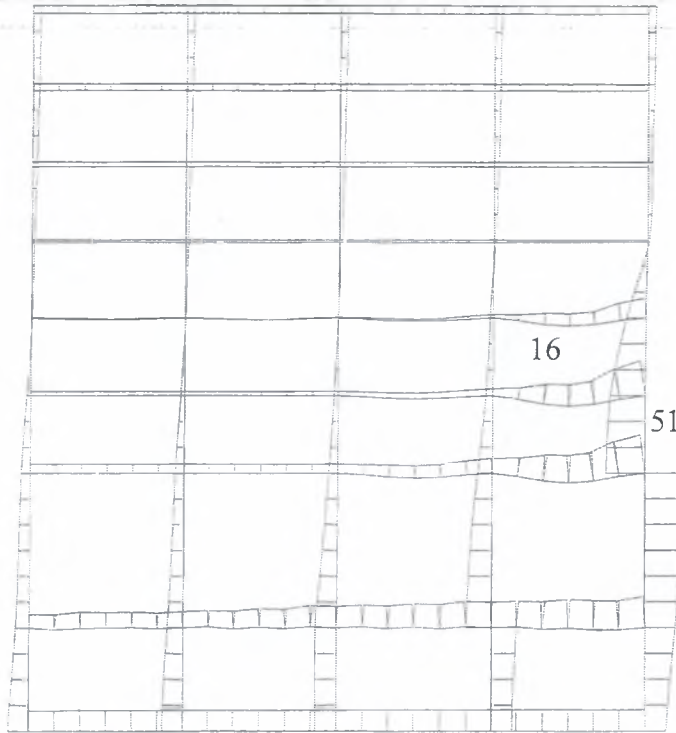
Σχήμα 7.44 Χρονοϊστορία της μετακίνησης κάθε ορόφου για τον σεισμό (α) του Αιγίου, (β) της Καλαμάτας, (γ) του El Centro



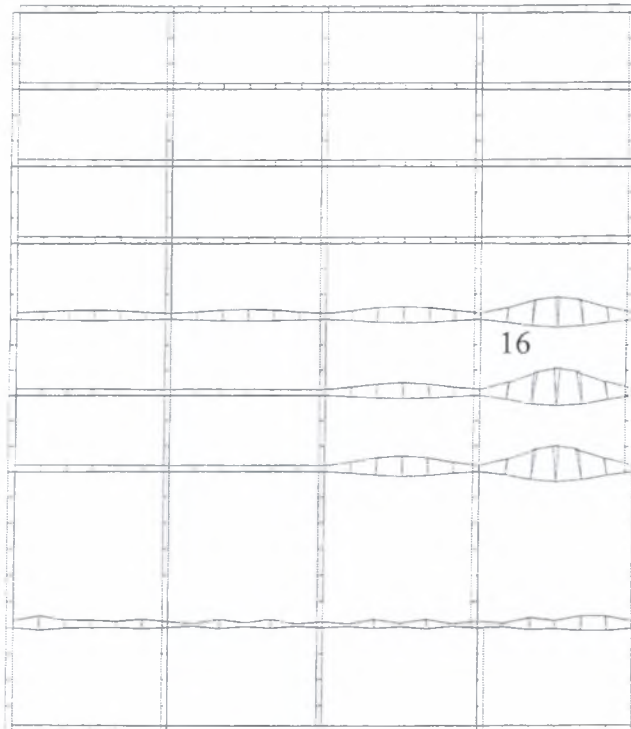
Σχήμα 7.45 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του Αιγίου. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση 0.02m (δοκός 37)



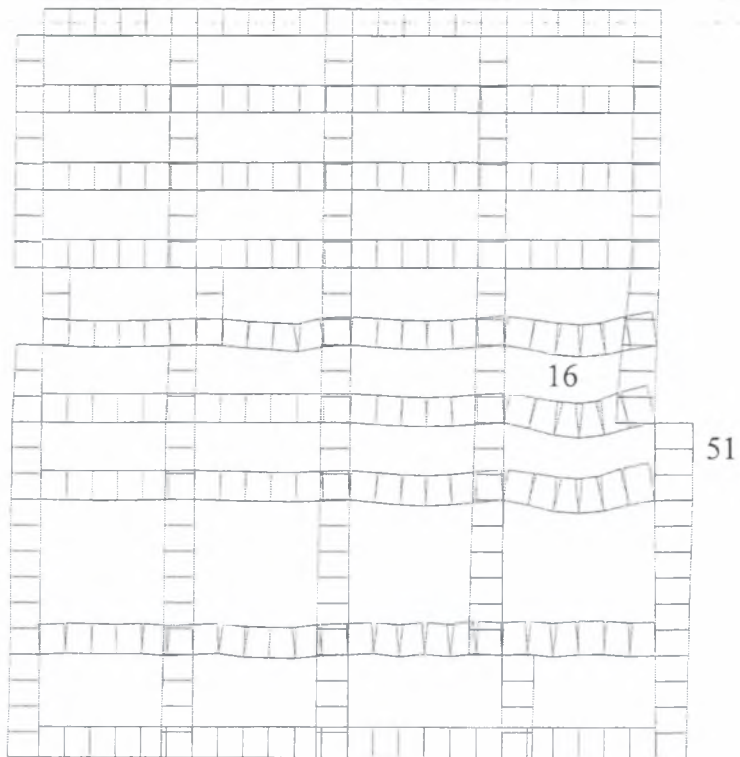
Σχήμα 7.46 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του Αιγίου. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.28m (δοκός 16)



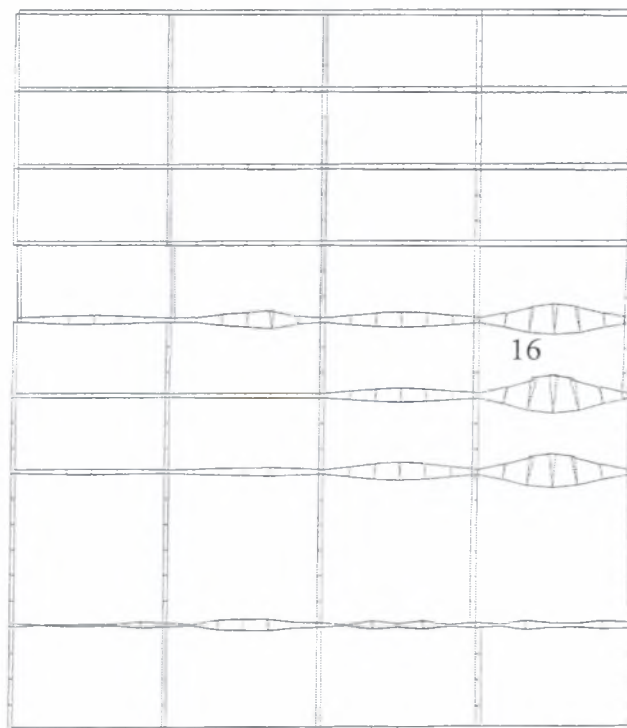
Σχήμα 7.47 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό της Καλαμάτας. Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση -0.08m (δοκός 51, 16)



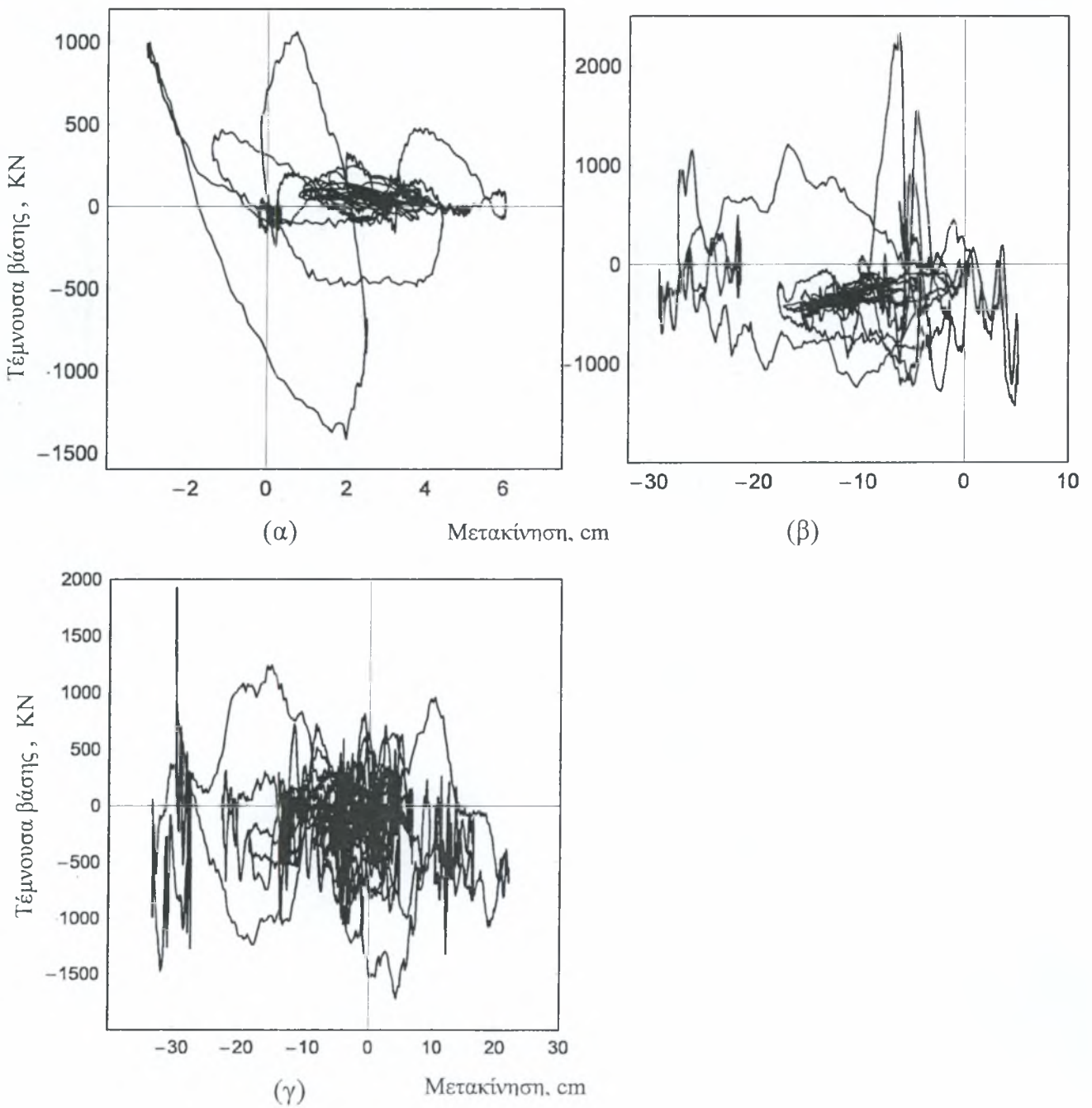
Σχήμα 7.48 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό της Καλαμάτας. Μέγιστη κατακόρυφη μετακίνηση -0.49m (δοκός 16)



Σχήμα 7.49 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του El Centro. Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση -0.52m (δοκός 51, 16)



Σχήμα 7.50 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του El Centro. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.67m (δοκός 16)



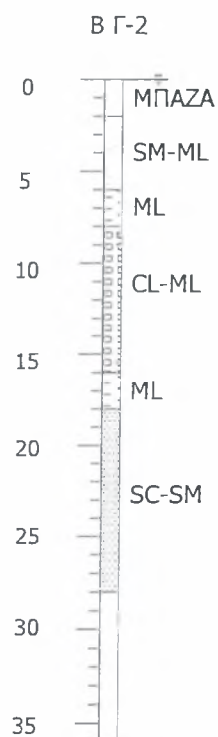
Σχήμα 7.51 Τέμνουσα βάσης ως προς την μετατόπιση του ορόφου για τον σεισμό (α) του Αιγίου, (β) της Καλαμάτας, (γ) του El Centro

7.3 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΣΤΟΝ ΒΟΛΟ

Γεώτρηση Γ-2

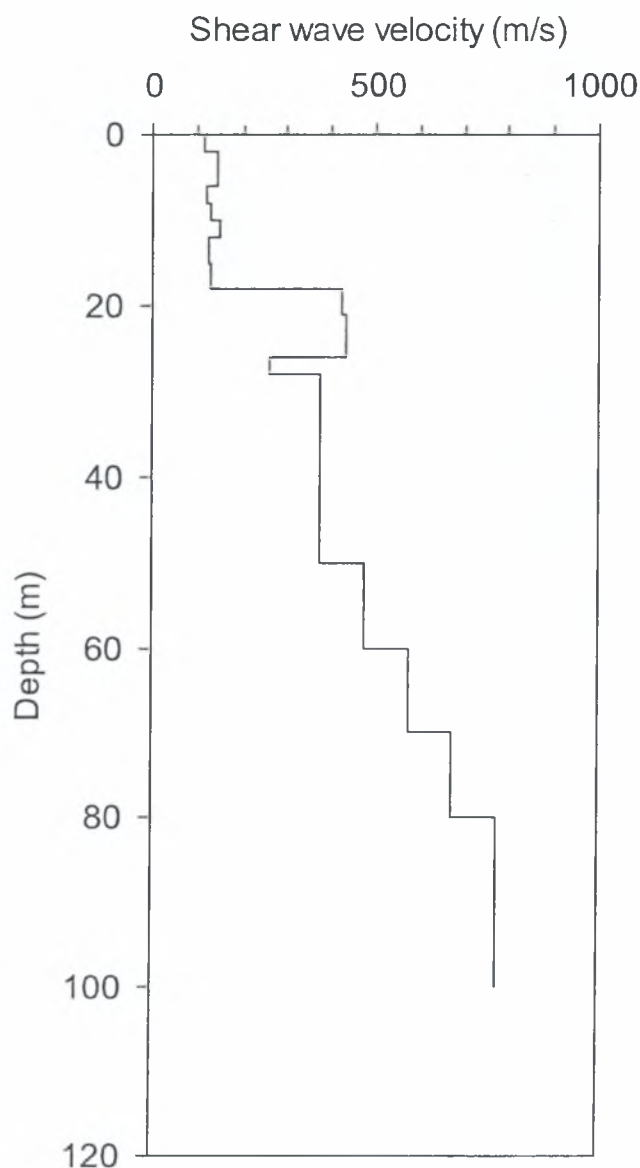
Το εδαφικό προφίλ της γεώτρησης δίδεται στο Σχήμα 7.52. Αποτελείται από μία επιφανειακή στρώση μπάζων (πάχους 2m), μία στρώση αργιλοιλυώδους άμμου SM-ML (πάχους ≈ 4 m), μία στρώση ιλύος ML (πάχους ≈ 2 m), μια στρώση αργιλοϊλύος χαμηλής πλαστιμότητας CL-ML (πάχους ≈ 8 m), μία στρώση ιλύος ML (πάχους ≈ 2 m), μία στρώση αργιλοιλυώδους άμμου SC-SM (πάχους ≈ 10 m), ενώ το υποκείμενο υλικό είναι κυρίως άργιλος. Ο αριθμός κρούσης NSPT για τα στρώματα σε βάθος μεγαλύτερο των 5m είναι 0 (δηλαδή το πενετρόμετρο βυθίζεται με το ίδιο βάρος στο έδαφος χωρίς να χρειάζεται κρούση). Στο Κεφάλαιο 5 η μέθοδος ελέγχου ρευστοποίησης του NCEER Workshop (1996) έδειξε για τα στρώματα αυτά ένα συντελεστή ασφάλειας της τάξης του 0.3, ενώ η μέθοδος της Japan Road Association έδειξε αντίστοιχα ένα συντελεστή ασφάλειας FS ίσο και αυτή με 0.3 για (βάθος 7m).

Ο χαμηλός συντελεστής ασφαλείας για τις στρώσεις αυτές επιβάλλει την πιο λεπτομερή διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς του εδαφικού σχηματισμού. Σημειώνεται ότι ο υδροφόρος ορίζοντας είναι σταθερά στην επιφάνεια του εδάφους.



Σχήμα 7.52 Γεώτρηση Γ-2 στο πεδίο του Άρεως, Βόλος

Στο Σχήμα 7.53 δίδεται η κατανομή της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων με το βάθος στην περιοχή της γεώτρησης Γ-2, όπως προκύπτει από την χρήση των στοιχείων της αντίστοιχης γεωτεχνικής μελέτης.

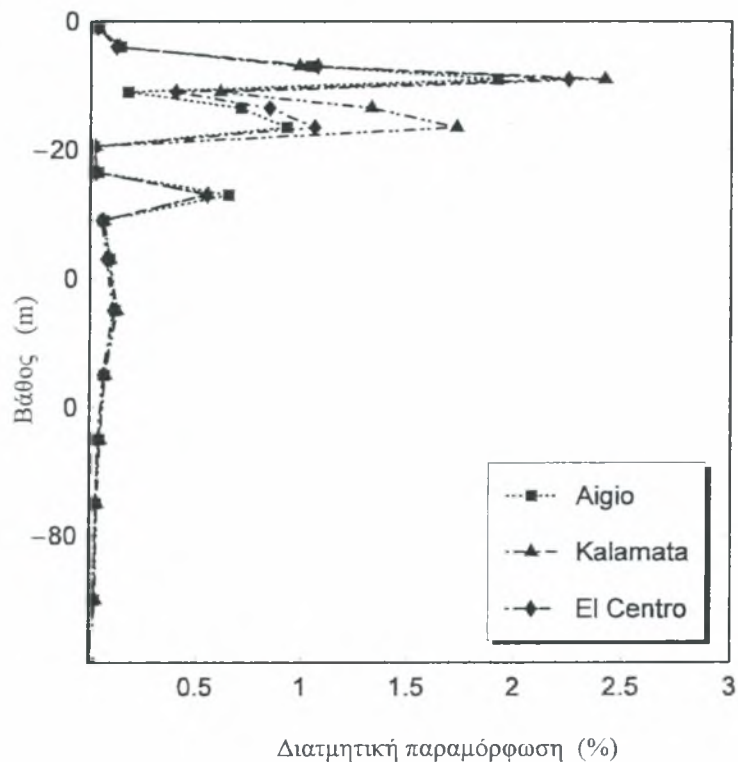


Σχήμα 7.53 Κατανομή ταχύτητας διατμητικών κυμάτων με το βάθος

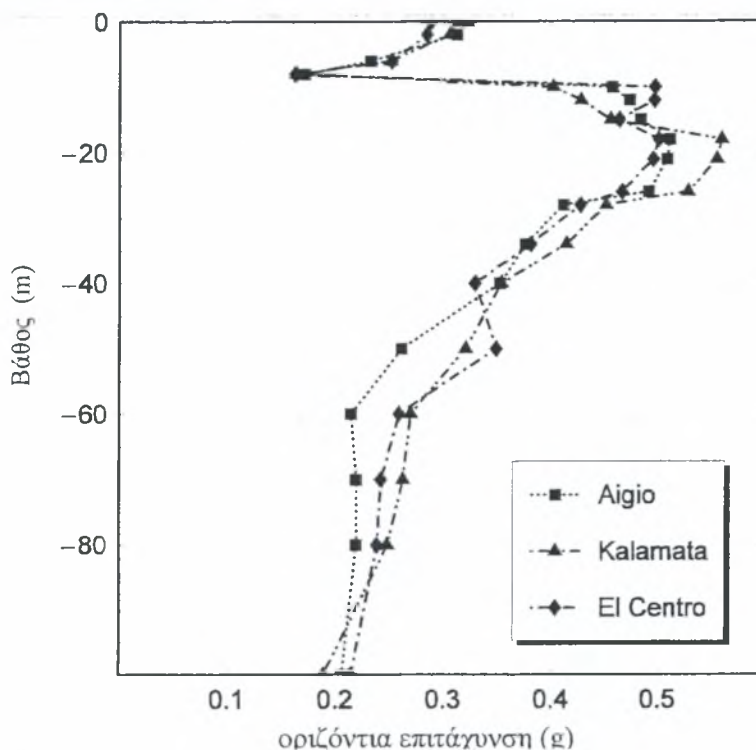
Αρχικά γίνεται μια ισοδύναμη γραμμική ανάλυση του εδαφικού προφίλ με τις τρεις σεισμικές διεγέρσεις που επιλέγηκαν και με μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης στην έξαρση βράχου (outcrop rock) ίση προς 0.27g. Για την ισοδύναμη γραμμική ανάλυση χρησιμοποιούνται τα δεδομένα του Σχήματος

7.53 και τα εργαστηριακά δεδομένα για τα διάφορα υλικά του σχηματισμού τα οποία δίνονται στο κεφάλαιο 4.

Τα αποτελέσματα της ισοδύναμης γραμμικής ανάλυσης του εδαφικού προφίλ δίδονται στα Σχήματα 7.54 και 7.55. Στο Σχήμα 7.54 δίδεται η κατανομή με το βάθος της μέγιστης διατμητικής παραμόρφωσης και στο Σχήμα 7.55 δίδεται η κατανομή της μέγιστης οριζόντιας επιτάχυνσης για τις σεισμικές διεγέρσεις του Αιγίου, της Καλαμάτας και του El Centro. Παρατηρούνται αρκετά σημαντικές μέγιστες παραμορφώσεις της τάξεως του 2.5% στα στρώματα τα οποία είναι ευαίσθητα σε ρευστοποίηση.



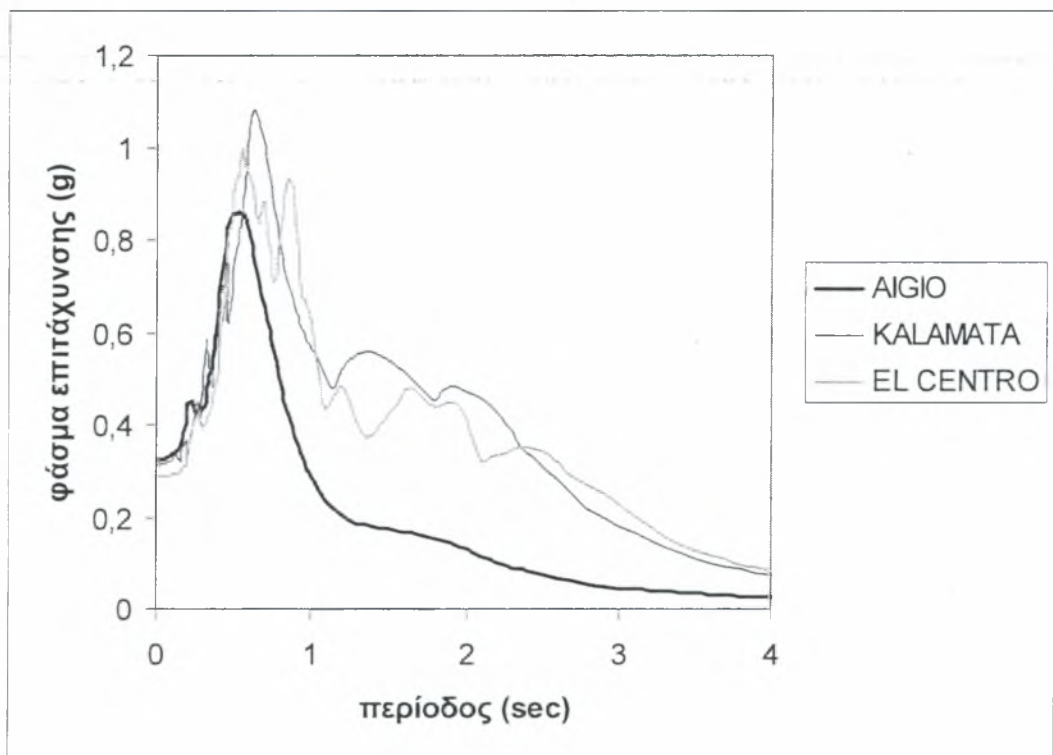
Σχήμα 7.54 Κατανομή διατμητικής παραμόρφωσης (%) με το βάθος



Σχήμα 7.55 Κατανομή οριζόντιας επιτάχυνσης με το βάθος

Οι αντίστοιχες μέγιστες επιταχύνσεις στην επιφάνεια κυμαίνονται στην περιοχή 0.28g - 0.32g για τις τρεις σεισμικές διεγέρσεις. Στη βάση του σχηματισμού (“οιονεί” βράχος) η μέγιστη επιτάχυνση είναι περίπου 0.20g, δηλαδή μικρότερη του 0.27g λόγω ακτινοβολίας ενέργειας.

Στο Σχήμα 7.56 δίνονται τα φάσματα των επιταχύνσεων στην επιφάνεια του εδάφους για τις τρεις σεισμικές δονήσεις. Παρατηρείται ότι τα τρία φάσματα έχουν διαφορετική μέγιστη τιμή. Έτσι για τον σεισμό του Αιγίου έχουμε μέγιστη τιμή 0.85g, για τον σεισμό του El Centro 1g ενώ για τον σεισμό της Καλαμάτας 1,1g. Τα φάσματα των σεισμών της Καλαμάτας και του El Centro μοιάζουν αρκετά και είναι πιο δυσμενή από το φάσμα του Αιγίου.

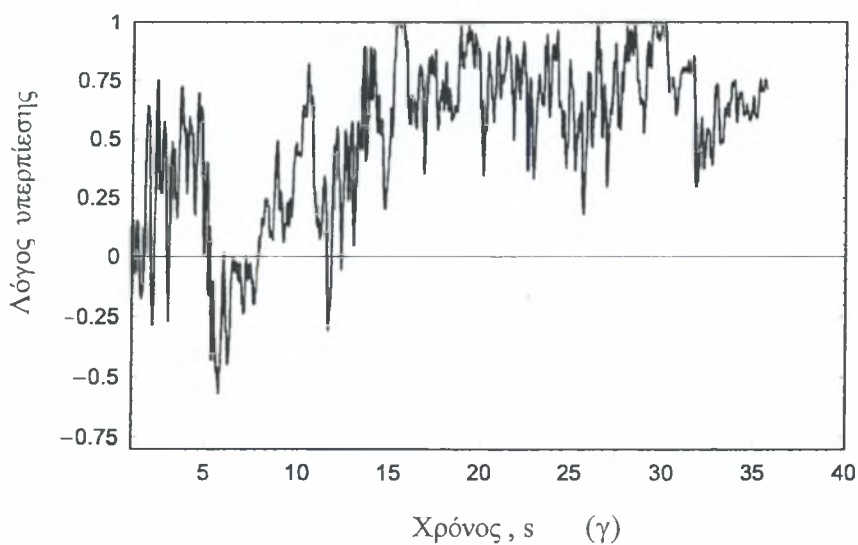
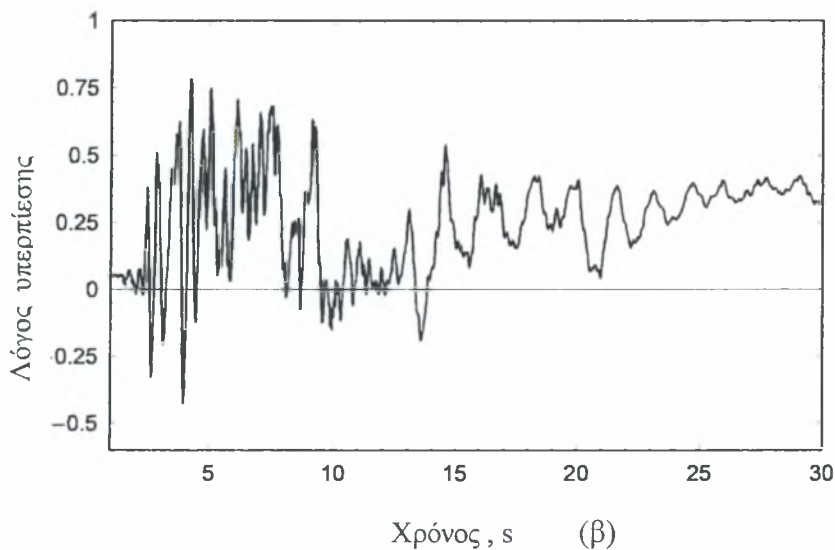
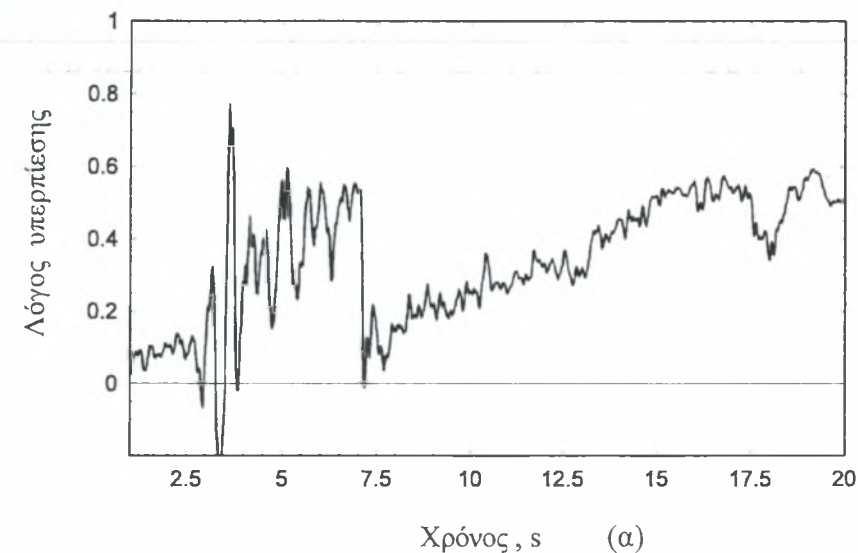


Σχήμα 7.56 Κανονικοποιημένο ελαστικό φάσμα εδαφικής απόκρισης επιτάχυνσης για τους τρεις σεισμούς

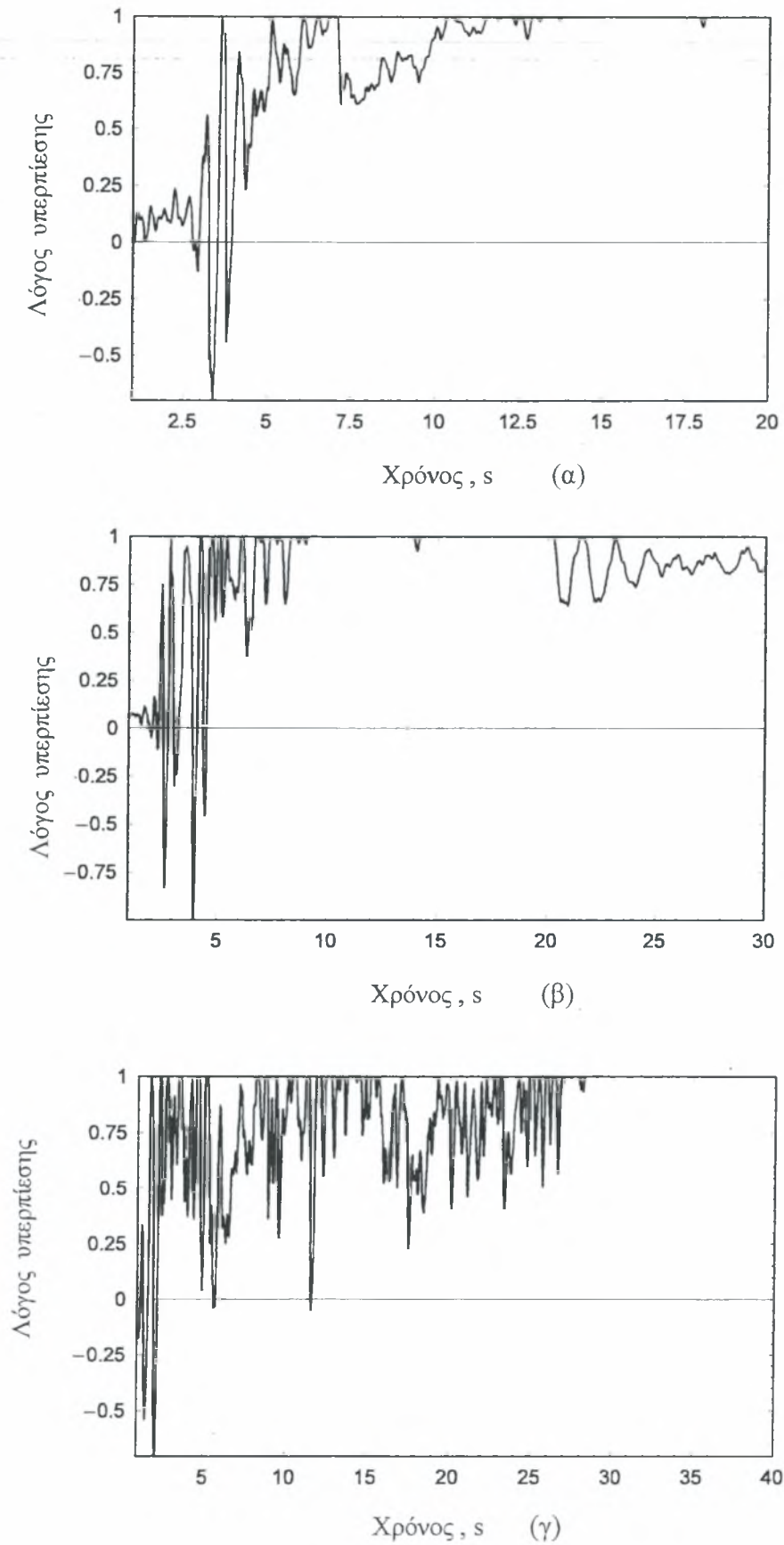
Τα αποτελέσματα της ισοδύναμης γραμμικής ανάλυσης χρησιμοποιούνται για τον προσδιορισμό των ισοδύναμων μέτρων ελαστικότητας (K και G) και του λόγου απόσβεσης συμβιβαστών με το ενεργό πλάτος της ανακυκλικής διατμητικής παραμόρφωσης μη ρευστοποιήσιμων στρώσεων του εδαφικού σχηματισμού κατά την πλήρη δυναμική ανάλυση με την μέθοδο των ενεργών τάσεων που περιγράφηκε στο κεφάλαιο 2. Για τις ρευστοποιήσιμες στρώσεις χρησιμοποιείται το ελαστοπλαστικό καταστατικό προσομοίωμα (Ντακούλας 2003)

Με βάση τον διορθωμένο αριθμό N_{SPT} και την διάμετρο D_{50} , υπολογίζεται ότι η ισοδύναμη σχετική πυκνότητα για την στρώση της άμμου είναι 60% και χρησιμοποιείται στο καταστατικό προσομοίωμα.

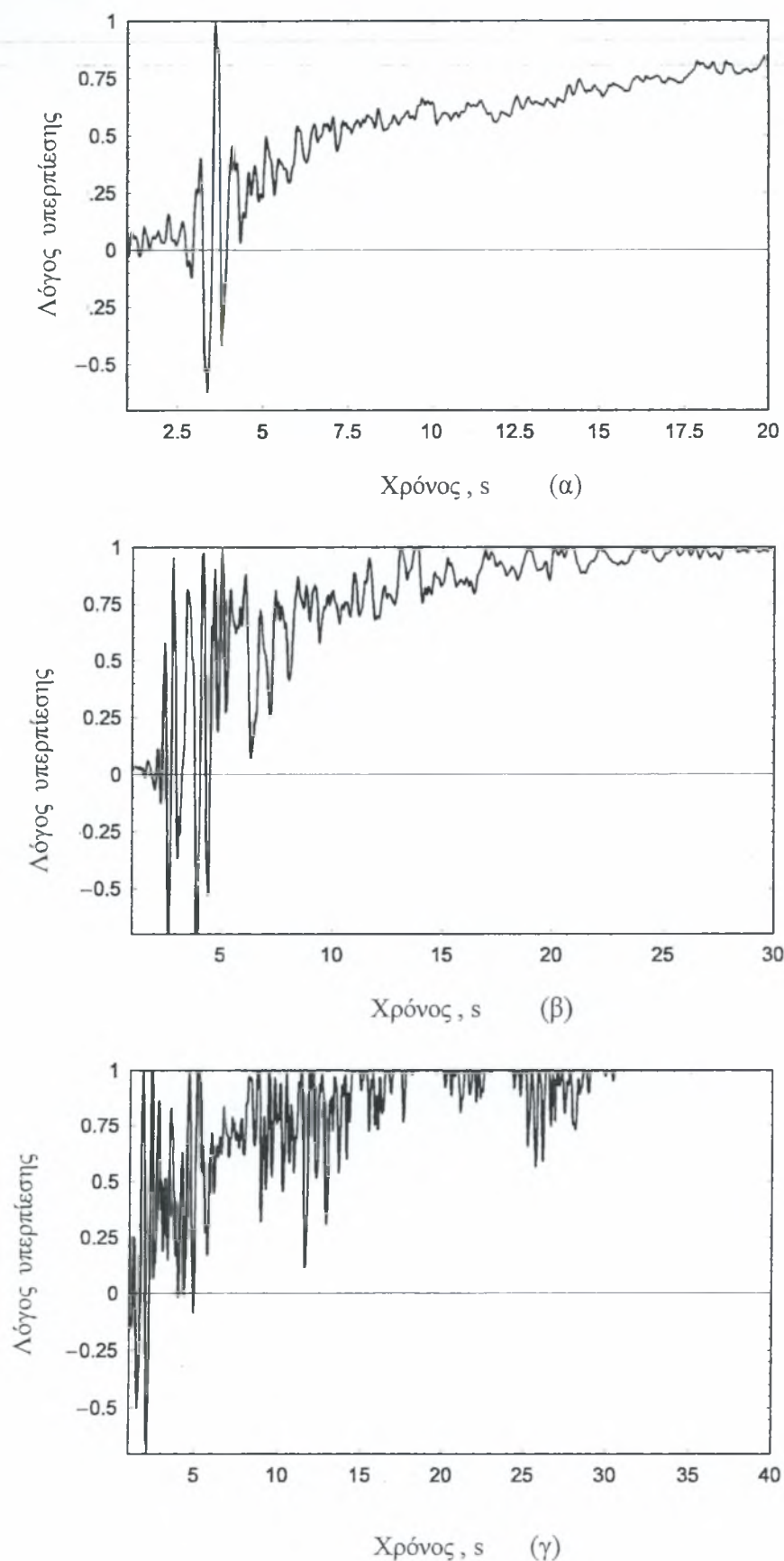
Στα Σχήματα 7.57, 7.58, 7.59 δίνονται αντίστοιχα οι τιμές του λόγου υπερπίεσης ύδατος πόρων κατά την διάρκεια της δόνησης για τις τρεις σεισμικές διεγέρσεις και για βάθη -5.5m, -9.5m, -14.25m αντίστοιχα.



Σχήμα 7.57: Χρονοϊστορία του λόγου πίεσης πόρων προς την κατακόρυφη ενεργό τάση για τους σεισμούς (α) του Αιγίου, (β) Καλαμάτας, (γ) EL Centro σε βάθος -5.5m



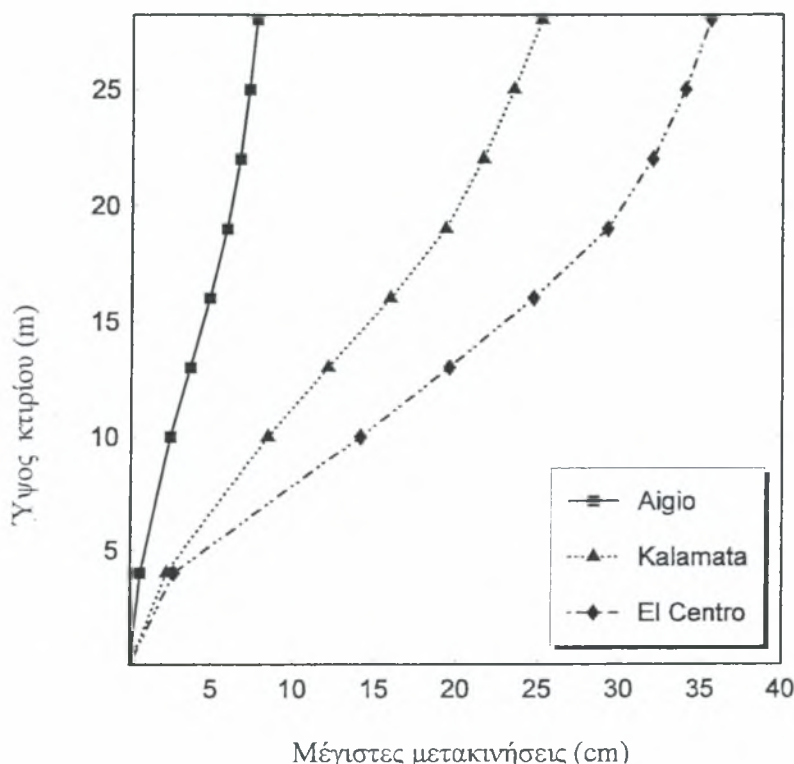
Σχήμα 7.58: Χρονοϊστορία του λόγου πίεσης πόρων προς την κατακόρυφη ενεργό τάση για τους σεισμούς (α) του Αιγίου, (β) Καλαμάτας, (γ) EL Centro σε βάθος -9.5m



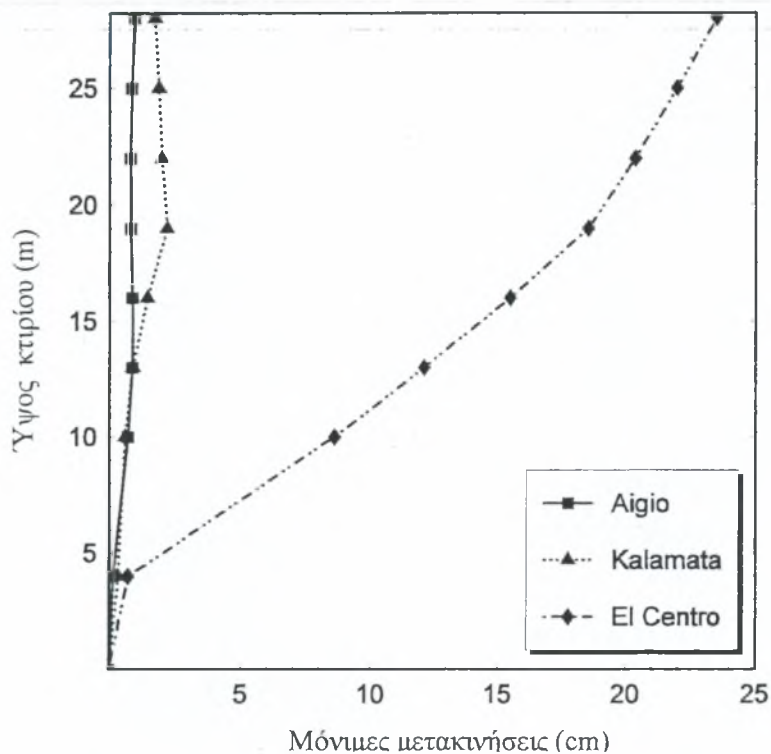
Σχήμα 7.59: Χρονοϊστορία του λόγου πίεσης πόρων προς την κατακόρυφη ενεργό τάση για τους σεισμούς (α) του Αιγίου, (β) Καλαμάτας, (γ) EL Centro σε βάθος -14.25m

Όπως είναι φανερό από τα Σχήματα 7.57 έως 7.59 ο σεισμός του Αιγίου για βάθος -5.5m έχουν την μικρότερη επίδραση στην δημιουργία υπερπίεσης πόρων με παραμένουσα υπερπίεση της τάξης του $0.4 - 0.50$. Ο σεισμός του El Centro, για το ίδιο βάθος, παρουσιάζει λόγο υπερπίεσης ίσο με 0.75 ικανό να προκαλέσει ρευστοποίηση. Για τα άλλα βάθη και για τις τρεις σεισμικές διεγέρσεις διακρίνουμε την υψηλή τιμή του λόγου υπερπίεσης η οποία εμφανίζεται μάλιστα αρκετά νωρίς σε χρόνο μικρότερο των 5 sec και υποδεικνύει την πολύ χαμηλή αντοχή των στρώσεων στις επιβαλλόμενες σεισμικές δονήσεις.

Στο Σχήμα 7.60 παρουσιάζεται η κατανομή των μεγίστων οριζόντιων μετακινήσεων που αναπτύχθηκαν (σε διαφορετικές χρονικές στιγμές) καθ' ύψος του κτιρίου. Παρατηρείται ότι η μέγιστη απόκριση (στον 7 όροφο) προκαλείται από τον σεισμό του El Centro (35 cm). Ο σεισμός της Καλαμάτας δίνει μετατόπιση (20 cm), ενώ ο σεισμός του Αιγίου σχετικά μικρή (6 cm).

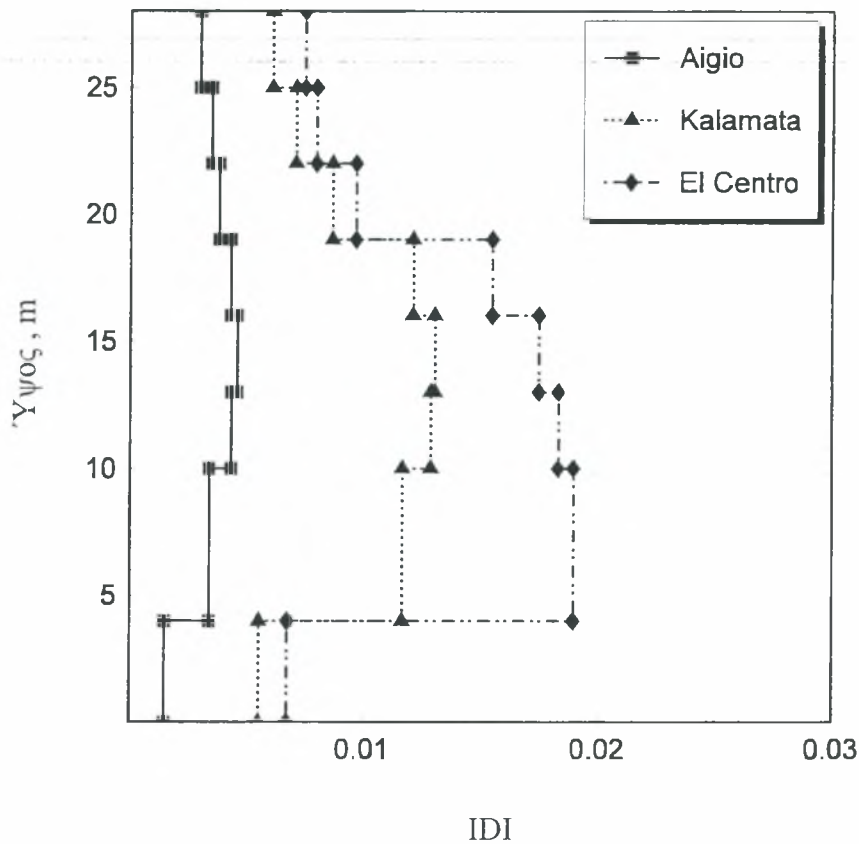


Σχήμα 7.60 Μέγιστες μετακινήσεις καθ' ύψος του κτιρίου



Σχήμα 7.61 Μόνιμες μετακινήσεις καθ' ύψος του κτιρίου

Στο Σχήμα 7.61 δίνεται η κατανομή καθ' ύψος των μόνιμων οριζόντιων μετακινήσεων λόγω πλαστικοποίησης του φορέα. Στην περίπτωση αυτή, η μέγιστη παραμόρφωση του φορέα γίνεται από τον σεισμό του El Centro με παραμένουσα οριζόντια μετατόπιση στην κορυφή ίση προς 24cm. Παρατηρούμε επίσης ότι τα αποτελέσματα του Αιγίου και της Καλαμάτας δίνουν αρκετά μικρές τιμές παραμένουσας μετατόπισης της τάξης των 2cm. Οι τιμές αυτές αφορούν τους μεσαίους στύλους της κατασκευής. Ο δείκτης μετατόπισης των ορόφων της κατασκευής δίδεται στο Σχήμα 7.62. Οι τιμές του IDI ξεπερνούν την τιμή του 1% για τους δύο από τους τρεις σεισμούς που εισάγουμε.

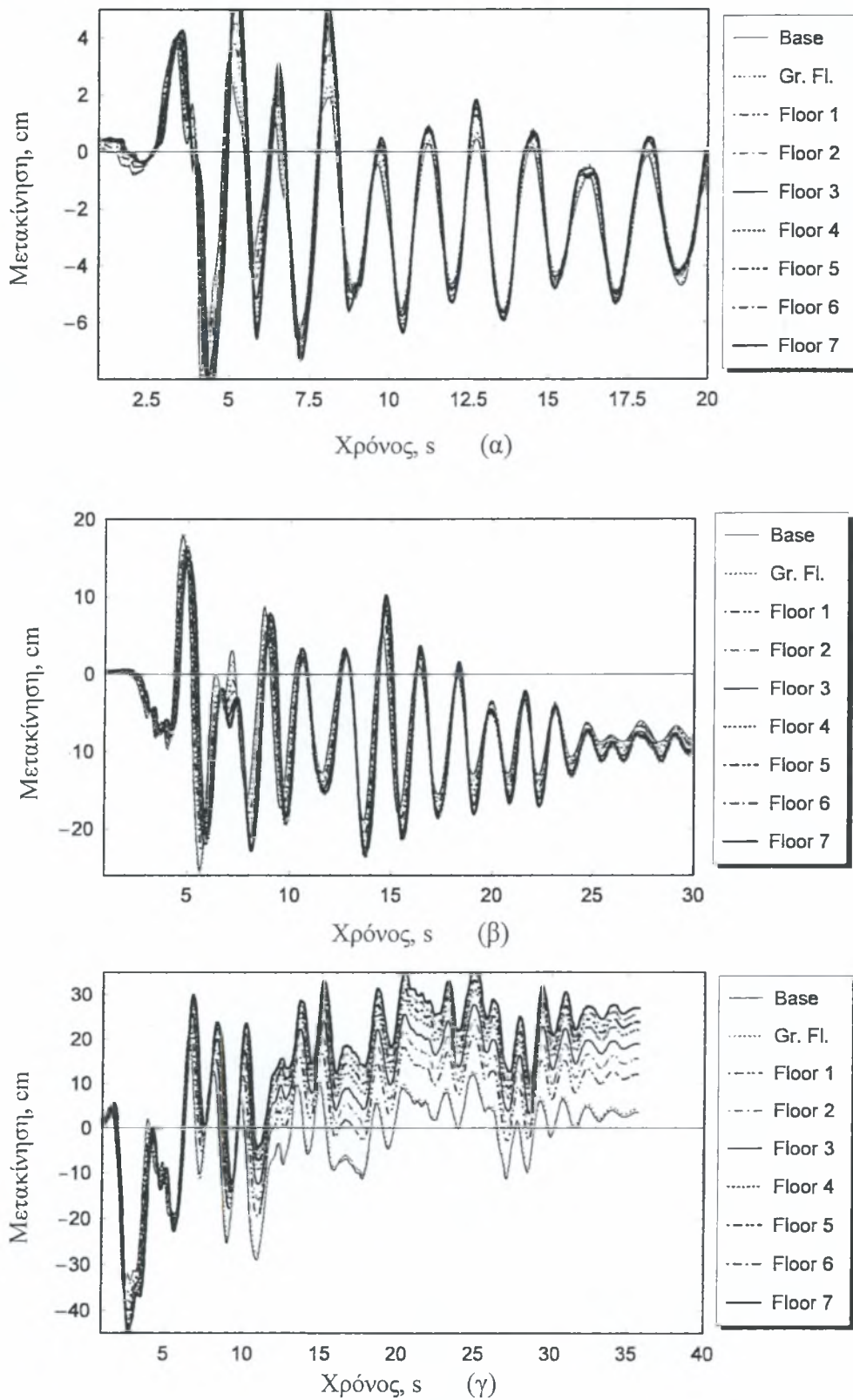


Σχήμα 7.62 Κατανομή του δείκτη μετατόπισης ορόφου καθ' ύψος της κατασκευής

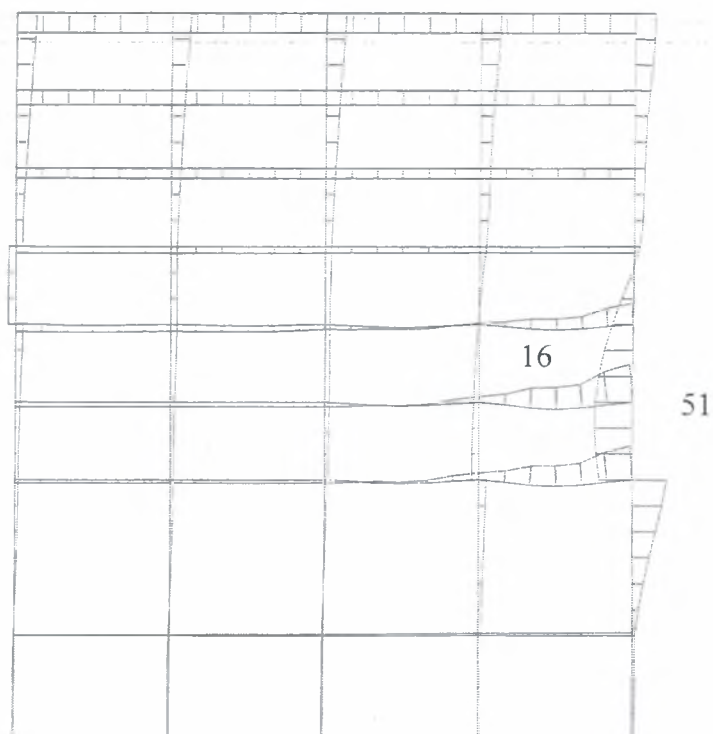
Στα Σχήματα 7.63(α) ,7.63(β) , 7.63(γ) παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες της μετατόπισης σε κάθε όροφο για τις τρεις σεισμικές δονήσεις αντίστοιχα οι οποίες χρησιμοποιήθηκαν για τον προσδιορισμό του δείκτη μετατόπισης ορόφου.

Στα Σχήματα 7.64 και 7.65 παρουσιάζονται η κατανομή των οριζόντιων μετατοπίσεων και των βυθίσεων αντίστοιχα ολόκληρης της κατασκευής υπό την διέγερση του σεισμού του Αιγίου. Επίσης στα Σχήματα 7.66-7.67 και 7.68-7.69 παρουσιάζονται τα ίδια αποτελέσματα για τους σεισμούς της Καλαμάτας και του El Centro. Παρατηρείται στα Σχήματα 7.65, 7.67, 7.69 ότι έχουν αναπτυχθεί σημαντικές βυθίσεις στις δοκούς του πρώτου , δεύτερου και τρίτου ορόφου που ευρίσκονται στο δεξιό τμήμα της κατασκευής. Η μέγιστη βύθιση σημειώνεται κατά την διέγερση του El Centro και είναι ίση προς 1.17m.

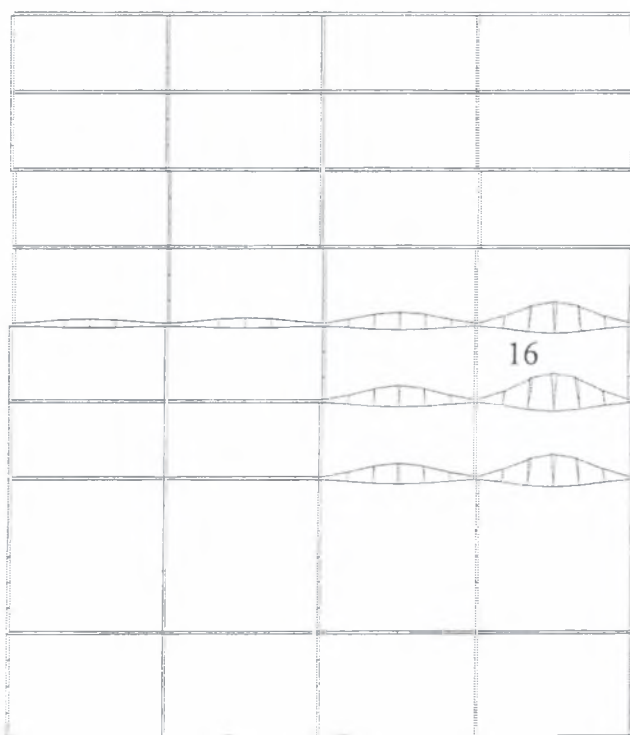
Τέλος στα Σχήματα 7.70(α) ,7.70(β) , 7.70(γ) που ακολουθούν παρουσιάζεται η χρονική εξέλιξη της σχέσης τέμνουσας βάσης και της μετατόπισης της κορυφής του κτιρίου για τις τρεις σεισμικές δονήσεις. Η μέγιστη τέμνουσα βάσης επιβάλλεται από την διέγερση του σεισμού της Καλαμάτας



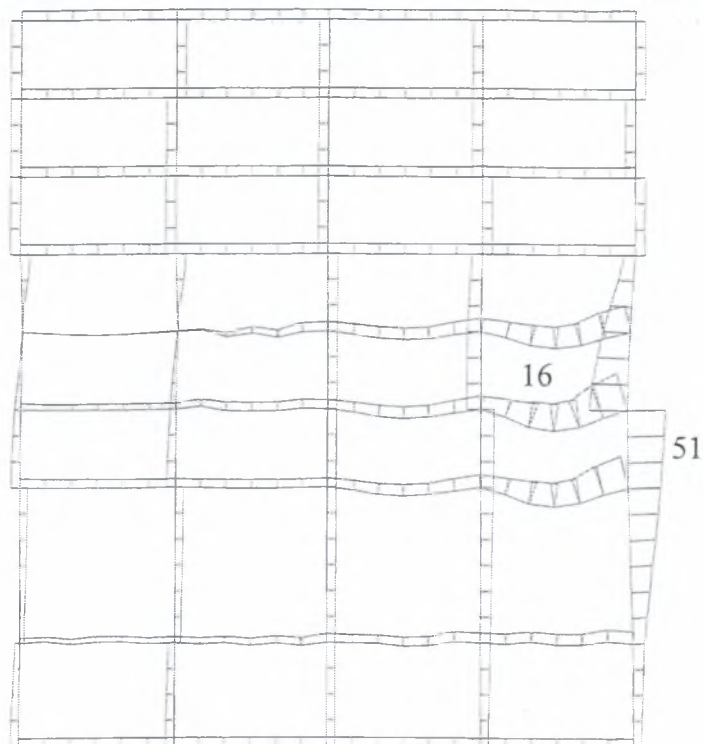
Σχήμα 7.63 Χρονοϊστορία της μετακίνησης κάθε ορόφου για τον σεισμό (α) του Αγίου, (β) της Καλαμάτας, (γ) του El Centro



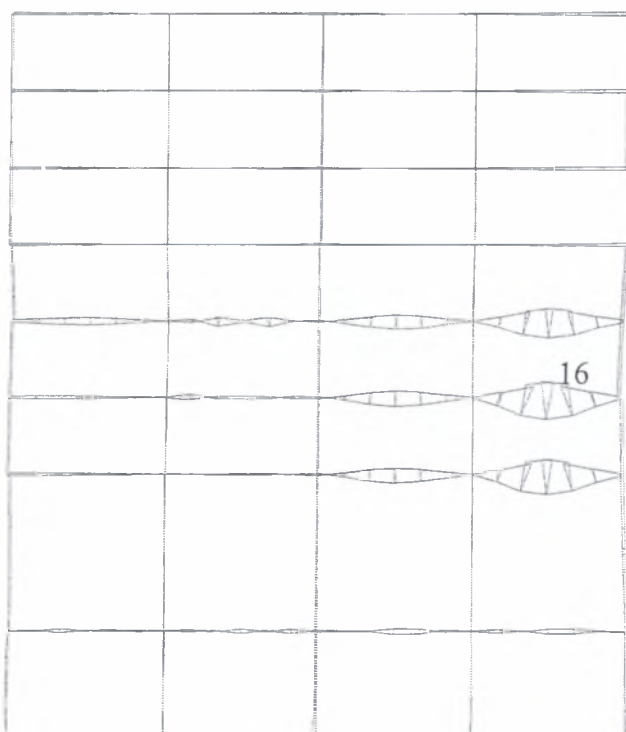
Σχήμα 7.64 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του Αιγίου. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.06m (δοκός 51, 16)



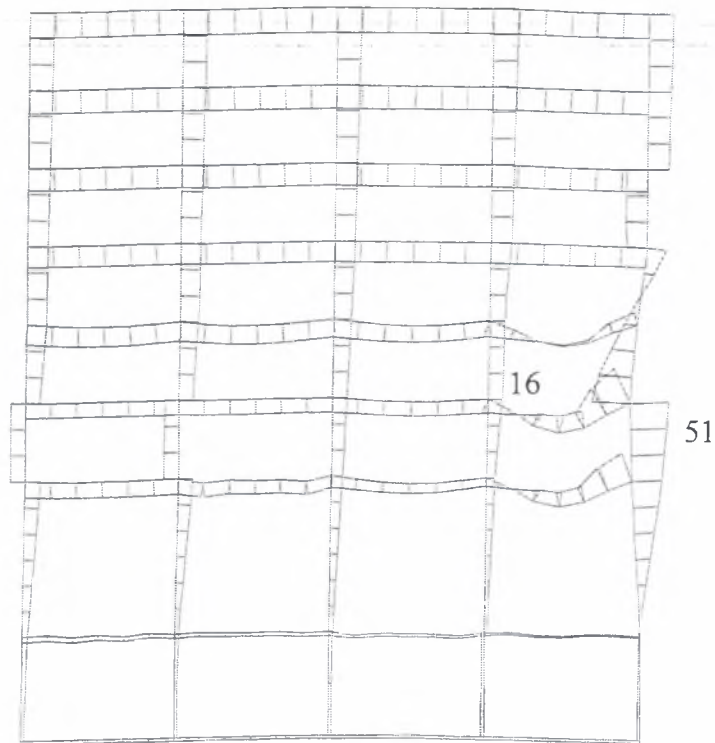
Σχήμα 7.65 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του Αιγίου. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.37m (δοκός 16)



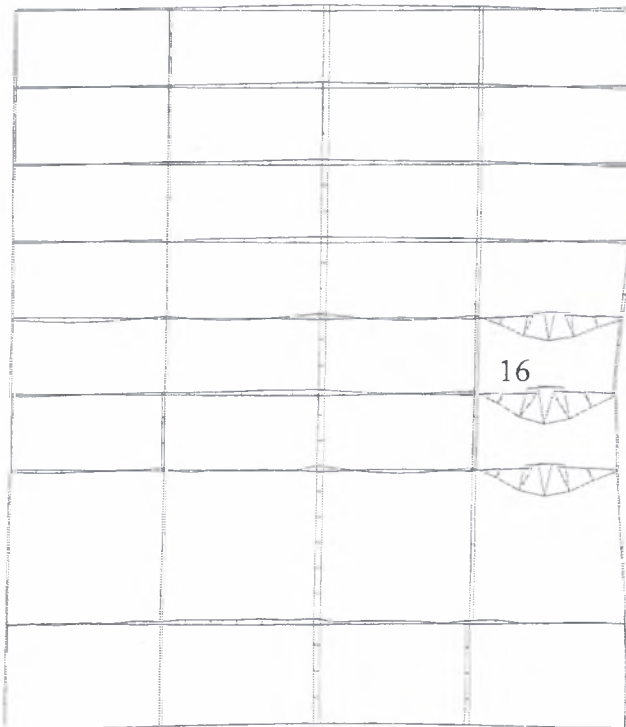
Σχήμα 7.66 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό της Καλαμάτας. Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση -0.39m (δοκός 51, 16)



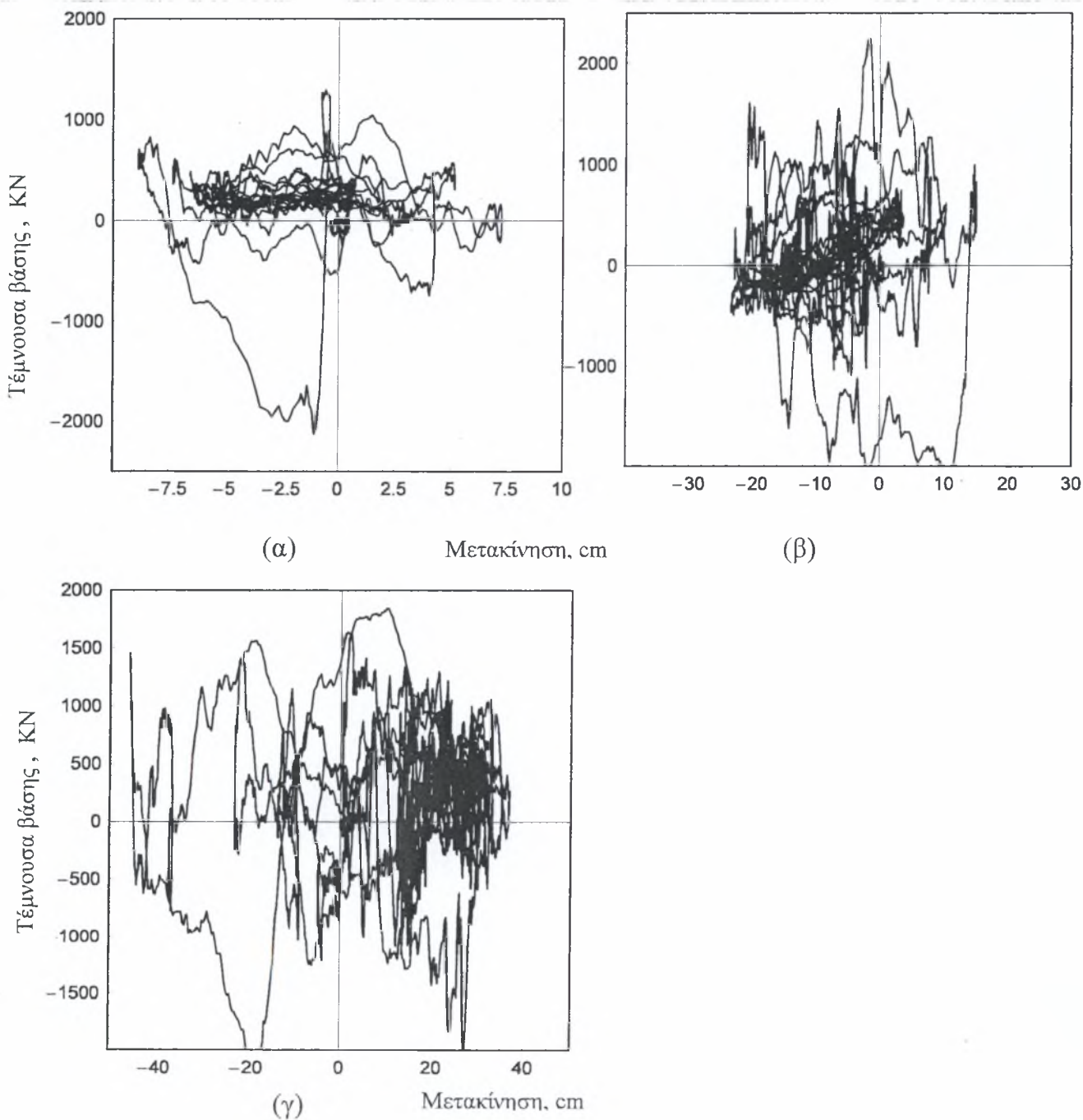
Σχήμα 7.67 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό της Καλαμάτας. Μέγιστη κατακόρυφη μετακίνηση -0.85m (δοκός 16)



Σχήμα 7.68 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του El Centro. Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση -0.42m (δοκός 51, 16)



Σχήμα 7.69 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του El Centro. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -1.17m (δοκός 16)



Σχήμα 7.70 Τέμνουσα βάσης ως προς την μετατόπιση του ορόφου για τον σεισμό (α) του Αιγίου, (β) της Καλαμάτας, (γ) του El Centro

Τα συμπεράσματα των αποτελεσμάτων από την μελέτη του Κεφαλαίου 7 θα δοθούν στο Κεφάλαιο 9, αφού αξιολογηθούν μαζί με τα αποτελέσματα της παραμετρικής ανάλυσης του Κεφαλαίου 8.

8. ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

8.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Σκοπός του κεφαλαίου αυτού είναι να γίνει μία περαιτέρω διερεύνηση της συμπεριφοράς του συστήματος εδάφους-κατασκευής για πιθανά σενάρια εδαφικών σχηματισμών που θα αποτελούσαν παραλλαγές της τυπικής διατομής στη ζώνη 6 της πόλης της Λάρισας. Με τον τρόπο αυτό επιδιώκεται μία εκτίμηση της συμπεριφοράς και άλλων τοποθεσιών, πέραν των συγκεκριμένων γεωτρήσεων που διερευνήθηκαν στο Κεφάλαιο. 7.

Για τον σκοπό αυτό εξετάζεται παραμετρικά η επίδραση (α) του βάθους (β) του πάχους και (γ) της σχετικής πυκνότητας του ρευστοποιήσιμου στρώματος στην σεισμική απόκριση της κατασκευής. Η παραμετρική ανάλυση έχει ως βασικό εδαφικό σχηματισμό την τυπική διατομή της ζώνης 6, η οποία ευρίσκεται στο κέντρο της πόλης και για την οποία υπάρχουν σχετικά αρκετές πληροφορίες.

Από τις αναλύσεις του Κεφαλαίου 5, αναδείχθηκε ότι τα ρευστοποιήσιμα εδάφη στην περιοχή της Λάρισας και ειδικότερα στο κέντρο εμφανίζονται συνήθως σε βάθη $\approx 5-7$ μέτρων. Το πάχος των στρωμάτων αυτών είναι κυρίως της τάξης των δύο μέτρων. Η ισοδύναμη σχετική πυκνότητα που προκύπτει από τον αριθμό N_{SPT} και την κοκκομετρία για όλες τις γεωτρήσεις κυμαίνεται από 40% έως 60%.

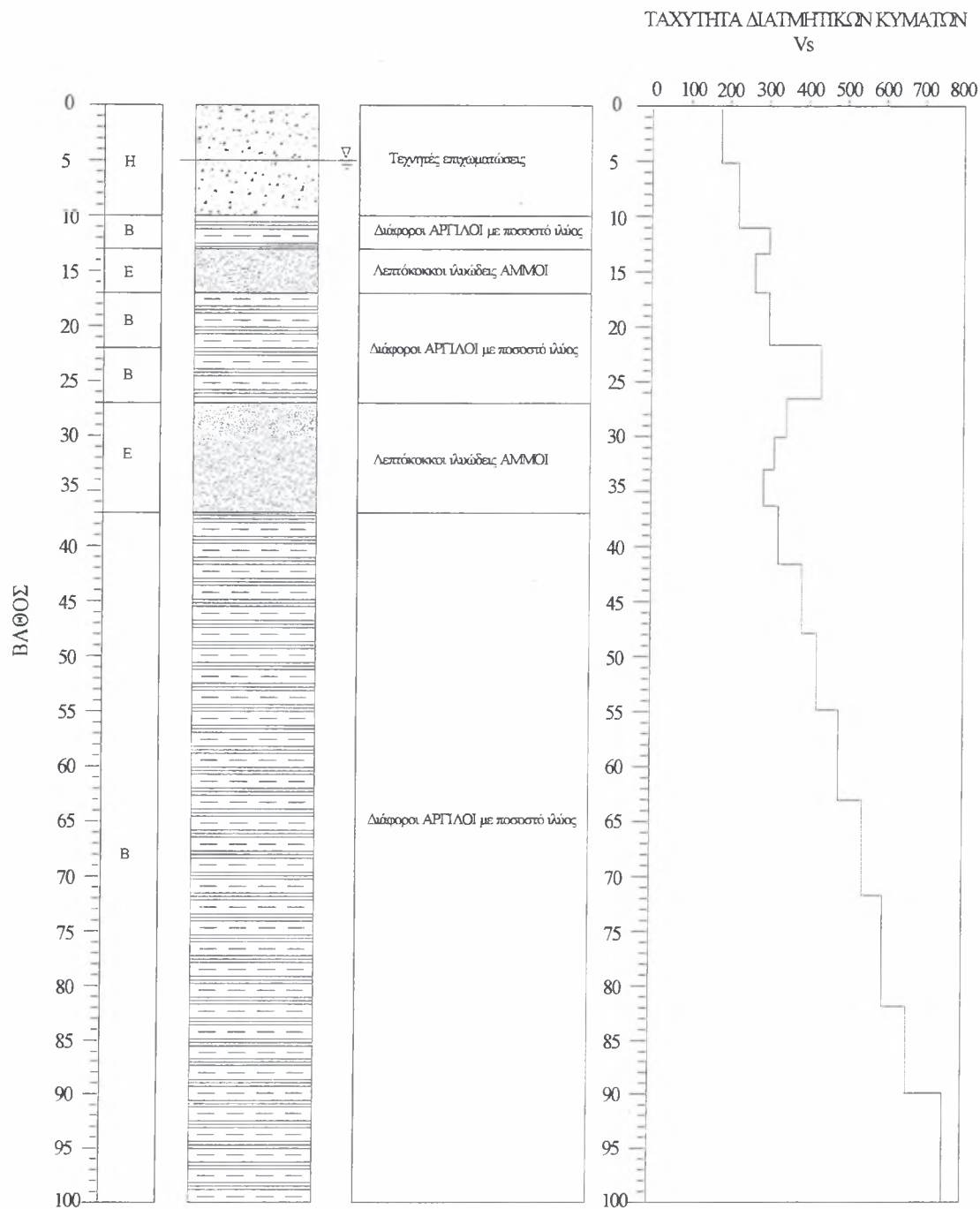
Στο Πίνακα 8.1 παρουσιάζονται οι συνδυασμοί όλων των δυναμικών αναλύσεων που έγιναν στα πλαίσια της παραμετρικής ανάλυσης. Συγκεκριμένα εξετάζονται τα βάθη 5m, 7m, και 9m, τα πάχη 2m, 4m και 6m, και σχετικές πυκνότητες 40%, 50% και 60%.

Πίνακας 8.1 Παραμετρικές αναλύσεις

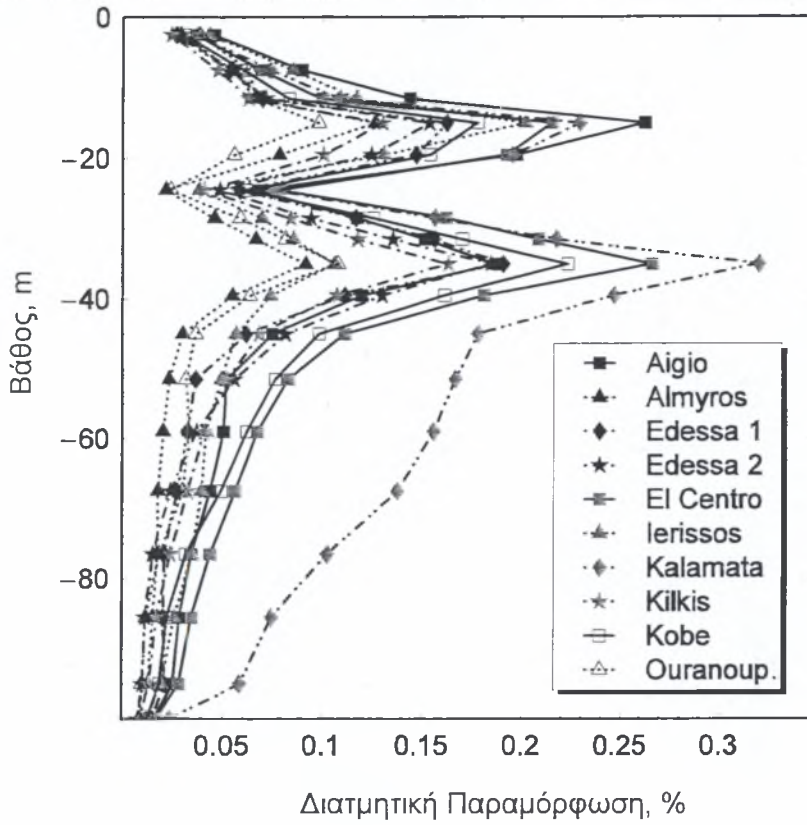
Βάθος	Πάχος	Σχετική Πυκνότητα		
		Dr =40%	Dr =50%	Dr =60%
5m	2m	X	X	X
	4m	X	X	X
	6m	X	X	X
7m	2m	X	X	X
	4m	X	X	X
	6m	X	X	X
9m	2m	X	X	X
	4m	X	X	X

8.2 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΣΤΗ ΖΩΝΗ 6

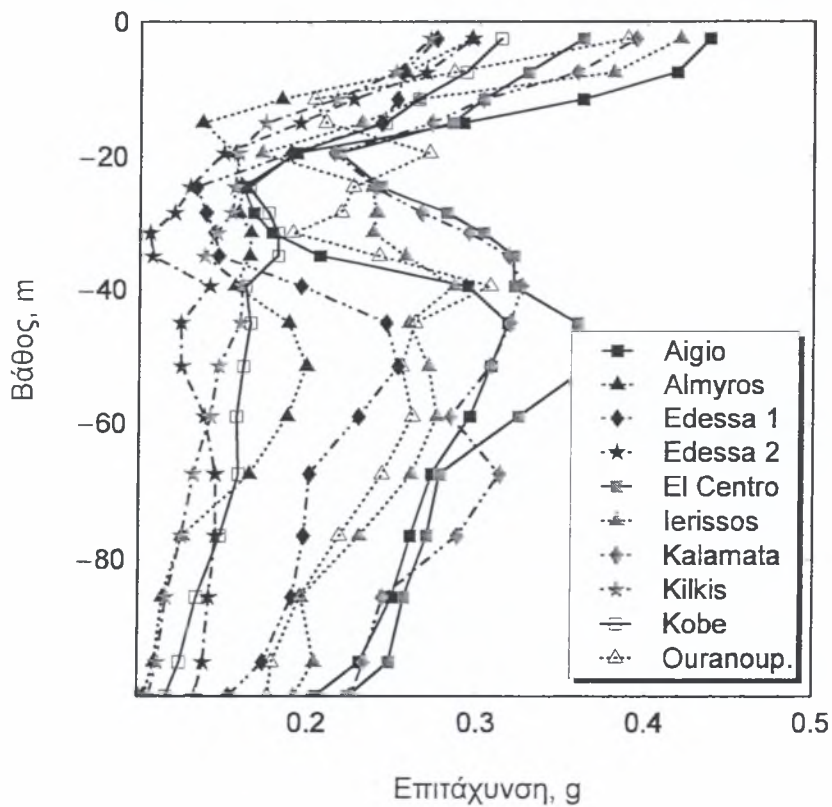
Στο Σχήμα 8.1 δίδονται ο εδαφικός σχηματισμός της τυπικής διατομής και η μεταβολή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων με το βάθος. Αντίστοιχα, στα Σχήματα 8.2 και 8.3 δίδονται οι κατανομές της μέγιστης σεισμικής διατμητικής παραμόρφωσης και της επιτάχυνσης ως προς το βάθος, που προέκυψαν από την ισοδύναμη γραμμική ανάλυση για δέκα σεισμικές διεγέρσεις. Επίσης στο Σχήμα 8.4 δίδεται το φάσμα της επιτάχυνσης στην επιφάνεια του εδαφικού σχηματισμού, για πέντε σεισμικές διεγέρσεις που αντιστοιχούν σε σειμούς κοντινής πηγής με μέγιστη επιτάχυνση στην έξαρση βράχου ίση προς 0.33g.



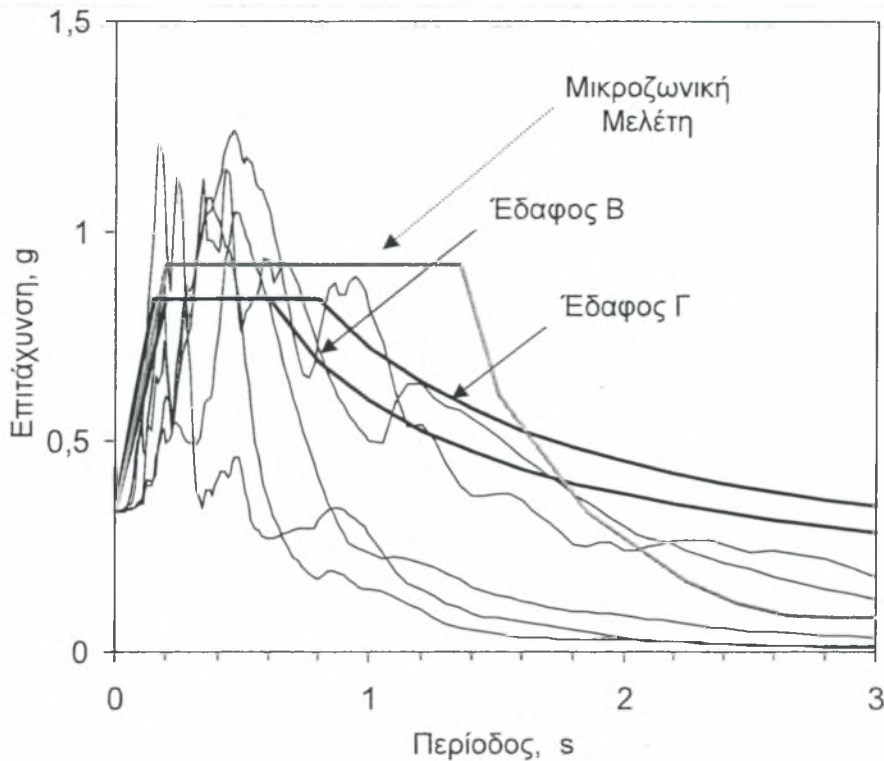
Σχήμα 8.1 Εδαφικός σχηματισμός της τυπικής διατομής και η μεταβολή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων με το βάθος



Σχήμα 8.2. Διατμητική Παραμόρφωση ως προς το βάθος στη Ζώνη 6.



Σχήμα 8.3 Επιτάχυνση ως προς το βάθος στη Ζώνη 6.

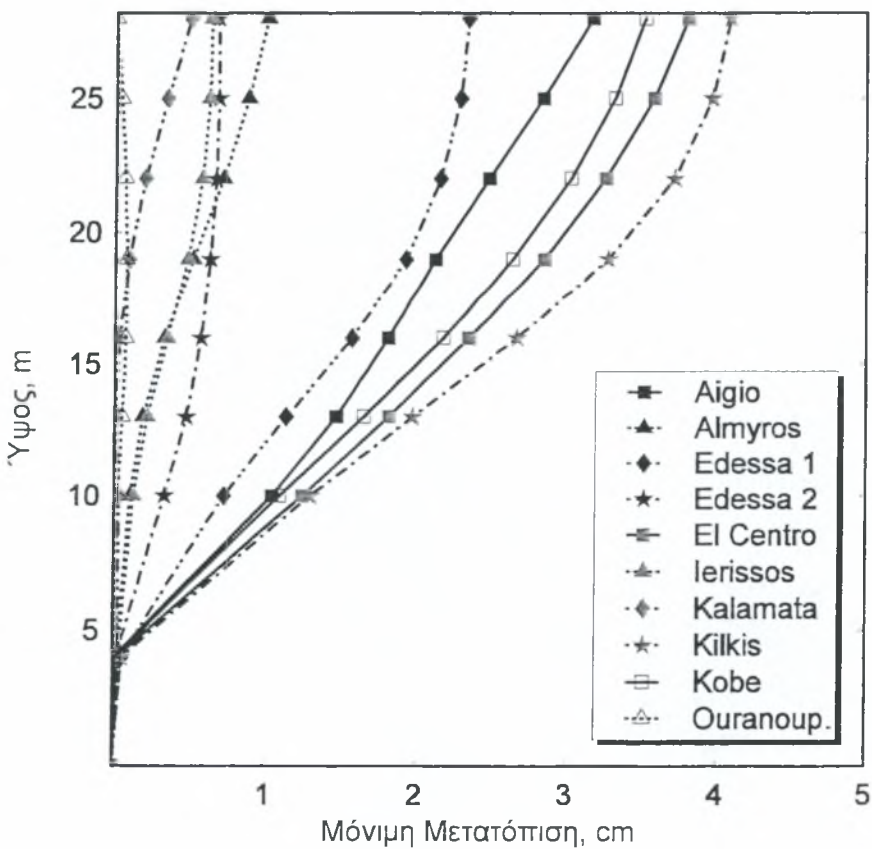
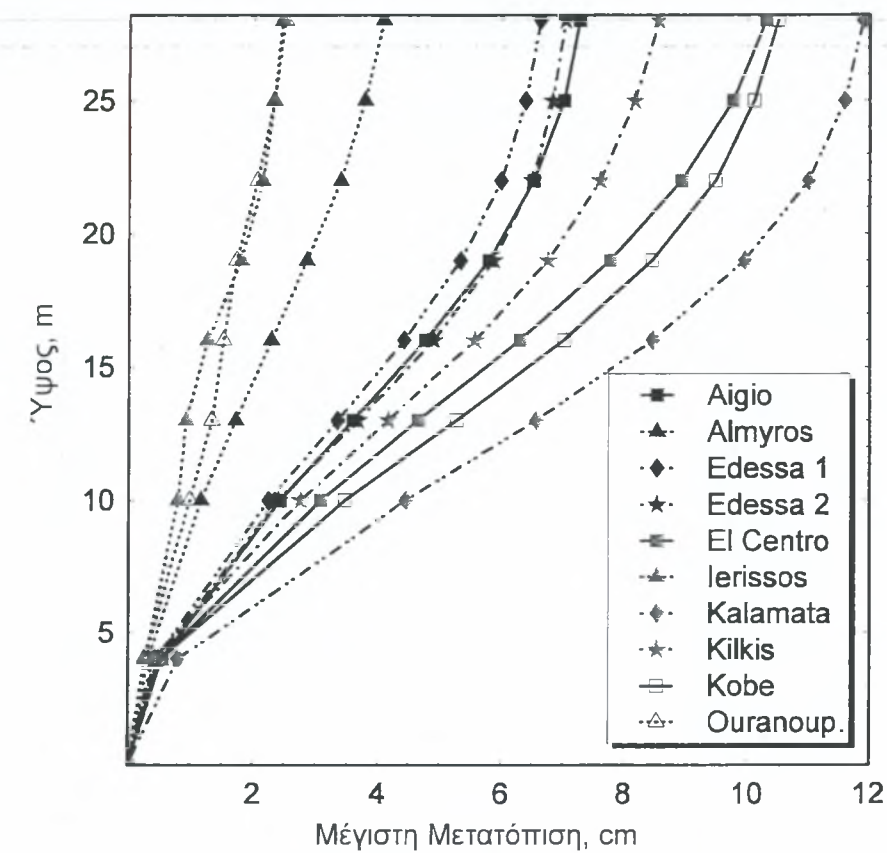


Σχήμα 8.4. Φάσματα Ελαστικής Απόκρισης

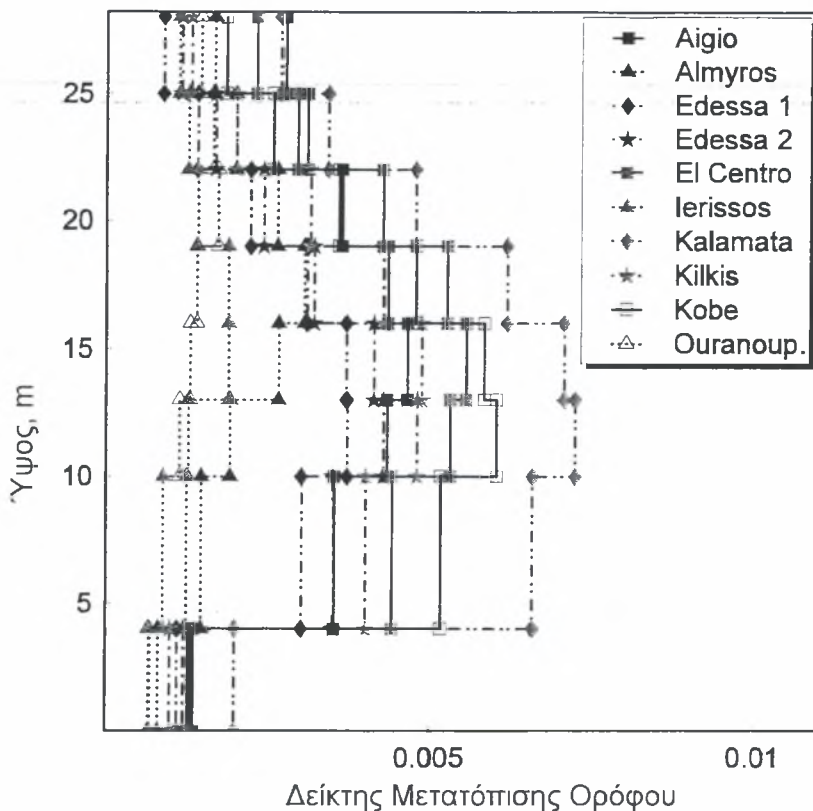
Αρχικά εξετάζουμε την απόκριση της κατασκευής θεωρώντας ότι δεν υπάρχουν ρευστοποιήσιμες στρώσεις στην τυπική διατομή. Τέτοιες αναλύσεις έγιναν από τους Καλύβα και Ντακούλα (2005) και τα αποτελέσματά τους παρουσιάζονται εδώ, ώστε με την σύγκριση να φανεί η επίδραση των διαφορών ρευστοποιήσιμων στρωμάτων που εξετάζονται κατωτέρω.

Στο Σχήμα 8.5 συνοψίζονται για όλους τους σεισμούς (α) οι κορυφαίες οριζόντιες σχετικές κατατοπίσεις και (β) οι παραμένουσες οριζόντιες σχετικές μετατοπίσεις καθ' ύψος του κτιρίου. Παρατηρείται ότι η μέγιστη σχετική μετατόπιση είναι 12 cm και μέγιστη παραμένουσα μεταποίηση είναι 4 cm.

Στο Σχήμα 8.6 παρουσιάζεται η κατανομή του Δείκτη Μετατόπισης Ορόφου (IDI) για τους δέκα σεισμούς.



Σχήμα 8.5 (α) Μέγιστες και (β) Μόνιμες Μετατοπίσεις καθ' ύψος του Κτιρίου



Σχήμα 8.6 Δείκτης μετατόπισης ορόφου (Interstorey Drift Index)

Είναι φανερό από τα αποτελέσματα των Σχημάτων 8.5 και 8.6 ότι στην περίπτωση που δεν υπάρχει ρευστοποιήσιμη στρώση εδαφικού υλικού, η συμπεριφορά του κτηρίου είναι εντός ικανοποιητικών ορίων. Οι μέγιστες μόνιμες παραμορφώσεις των 4cm στην κορυφή του κτηρίου δεν αναμένεται να δημιουργήσουν προβλήματα στην κατασκευή. Θεωρώντας ότι το κτίριο δεν έχει μελετηθεί κατάλληλα ώστε να έχει επαρκή πλαστιμότητα, υποθέτουμε ένα τυπικό δείκτη φυσικής πλαστιμότητας $\mu_{\Delta} \approx 2.5$. Στην περίπτωση αυτή η τιμή του IDI δεν πρέπει να ξεπεράσει το όριο περίπου 0.01, για να έχουμε αποδεκτές περιορισμένες μόνιμες παραμορφώσεις. Πράγματι οι τιμές του IDI που υπολογίζονται για τους δέκα σεισμούς είναι αρκετά μικρότερες της τιμής αυτής (Σχήμα 8.6). Δηλαδή, γίνονται αρκετές πλαστικοποιήσεις κόμβων, αλλά οι δημιουργούμενες μόνιμες παραμορφώσεις είναι ανεκτές. Σημειώνεται ότι οι μεγαλύτερες πλαστικοποιήσεις κόμβων γίνονται μεταξύ ισογείου και τριών πρώτων ορόφων, όπου η τιμή του IDI είναι μέγιστη. Το φαινόμενο αυτό, δηλαδή της αυξημένης παραμόρφωσης του ισογείου και των τριών πρώτων ορόφων, παρουσιάζεται πολύ πιο έντονα στις αναλύσεις όπου θεωρούμε την ύπαρξη ρευστοποιήσιμης ζώνης κατά τα σενάρια του Πίνακα 8.1.

8.3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Τα αποτελέσματα όλων των αναλύσεων του Πίνακα 8.1 τα οποία περιλαμβάνουν την ανάπτυξη υπερπίεσης πόρων, την κατανομή των μέγιστων και μόνιμων μετατοπίσεων καθ΄ ύψος του κτιρίου, χρονοϊστορίες μετατοπίσεων, σχέση τέμνουσας βάσης – μετατόπισης κορυφής, και την παραμόρφωση του κτιρίου δίδονται λεπτομερώς στο Παράρτημα Γ. Στο Κεφάλαιο αυτό συνοψίζονται ορισμένα γενικά συμπεράσματα που προκύπτουν από τα αποτελέσματα της παραμετρικής ανάλυσης σχετικά με την επίδραση του βάθους, του πάχους και της σχετικής πυκνότητας του ρευστοποιήσιμου στρώματος.

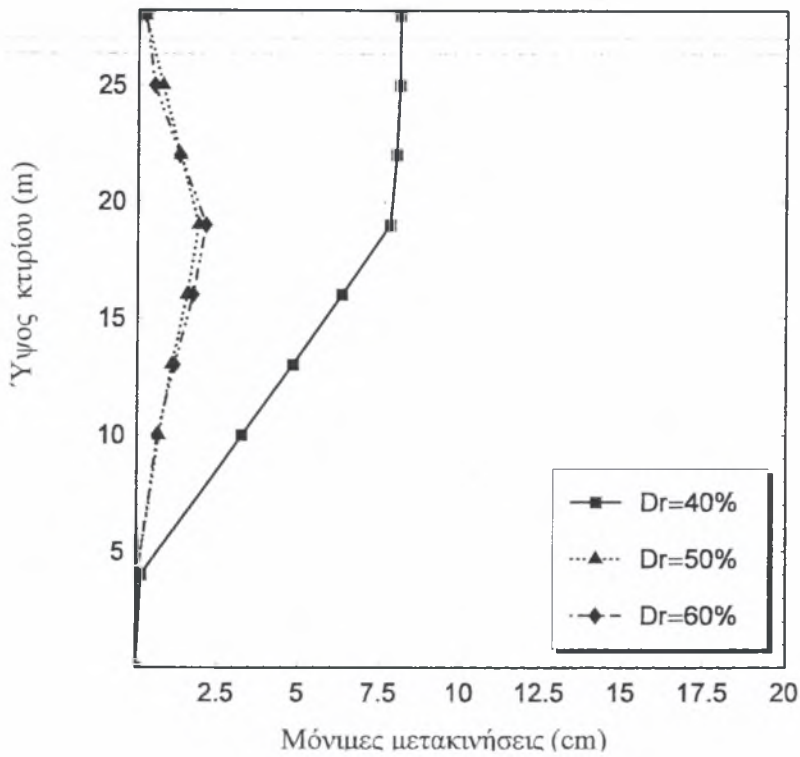
Η εξέταση των αποτελεσμάτων της παραμετρικής ανάλυσης οδηγεί στο γενικό συμπέρασμα ότι η ύπαρξη μιας ρευστοποιήσιμης στρώσης εδαφικού υλικού είναι δυνατόν να επηρεάσει σημαντικά την απόκριση της κατασκευής και να οδηγήσει σε αρκετά μεγαλύτερες σεισμικές ζημιές στον φέροντα οργανισμό.

Μία δεύτερη παρατήρηση, όπως θα προκύψει κατωτέρω, είναι ότι το φαινόμενο της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής υπό τέτοιες συνθήκες (δηλαδή με την παρουσία ρευστοποιήσιμης στρώσης) είναι αρκετά σύνθετο, εξαρτάται από πολλούς παράγοντες και είναι έντονα μη – γραμμικό.

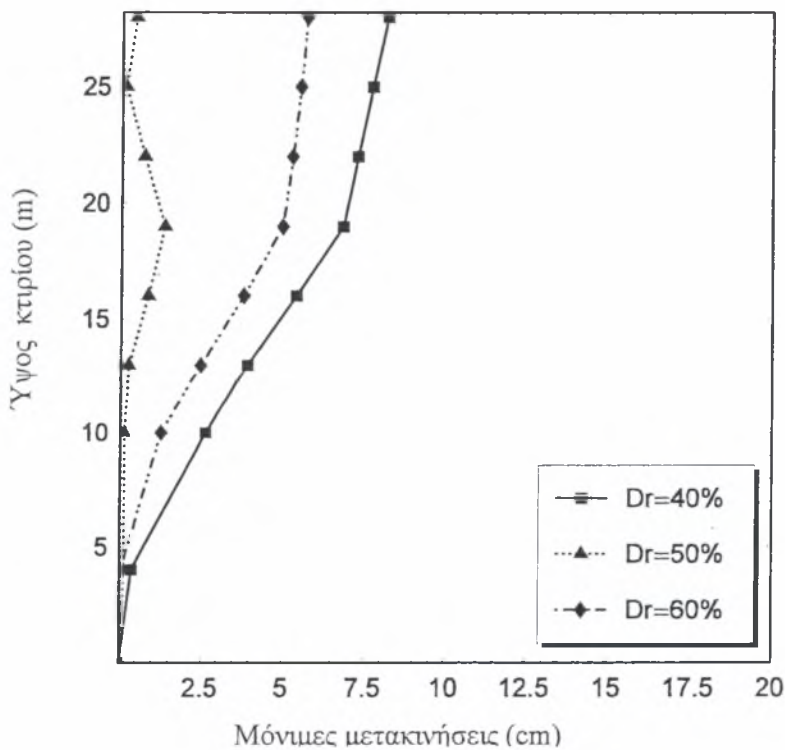
Στα Σχήματα 8.7 – 8.14 παρουσιάζουν την κατανομή των μόνιμων μετατοπίσεων καθ΄ ύψος του κτιρίου για διαφορετικά βάθη και πάχη του ρευστοποιήσιμου στρώματος και διαφορετικές σχετικές πυκνότητες, όπως αναφέρεται στον Πίνακα 8.1.

Επίσης στα Σχήματα 8.15 – 8.22 παρουσιάζονται οι κατανομές του δείκτη IDI για όλες τις αναλύσεις.

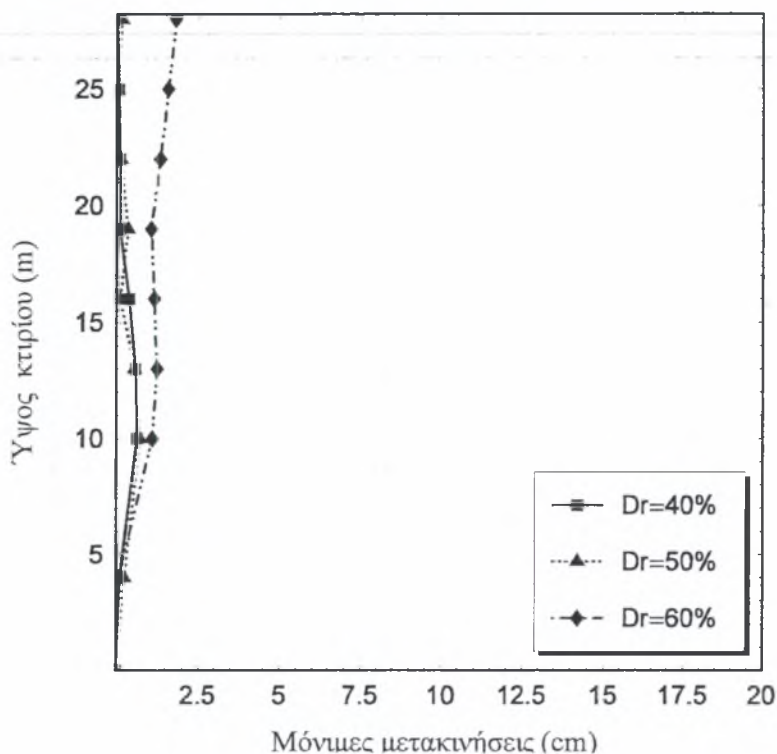
Τέλος στα διαγράμματα των Σχημάτων 8.23 – 8.25 συνοψίζονται τα αποτελέσματα της μόνιμης οριζόντιας παραμόρφωσης στην κορυφή του κτιρίου και της μέγιστης (για όλο το κτίριο) μόνιμης βύθισης δοκού για όλες τις αναλύσεις του Πίνακα 8.1.



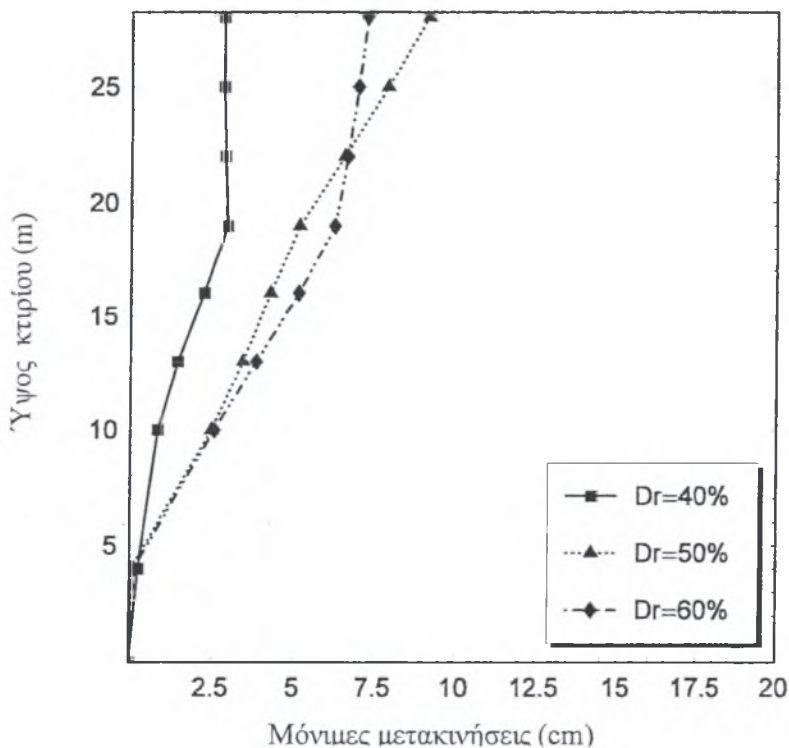
Σχήμα 8.7 Κατανομή των μόνιμων μετατοπίσεων καθ' ύψος του κτιρίου για βάθος ρευστοποιήσιμου στρώματος 5m, πάχος 2m και σχετ. πυκνότητας 40%, 50% και 60%.



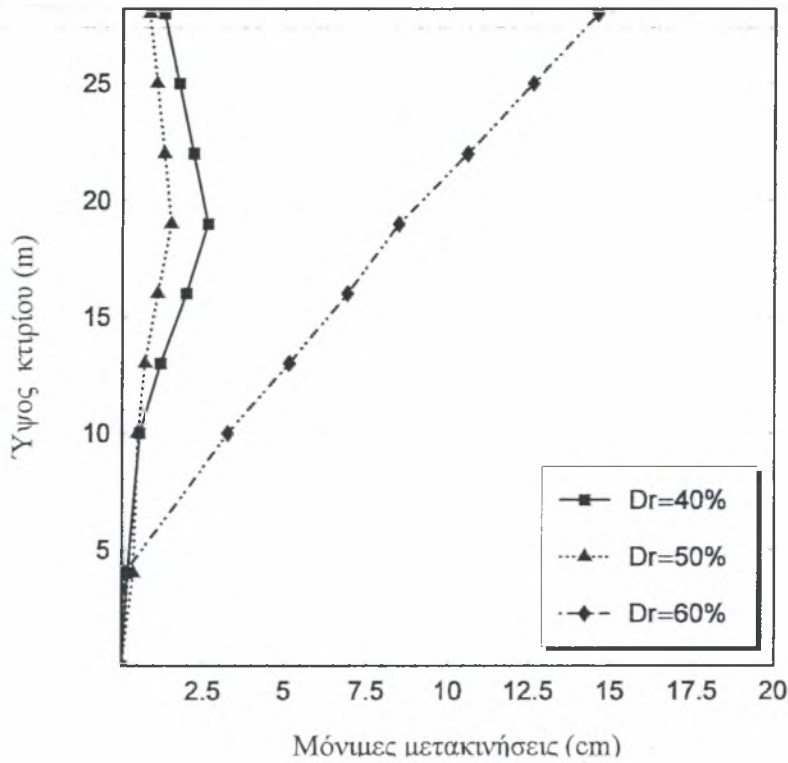
Σχήμα 8.8 Κατανομή των μόνιμων μετατοπίσεων καθ' ύψος του κτιρίου για βάθος ρευστοποιήσιμου στρώματος 5m, πάχος 4m και σχετ. πυκνότητας 40%, 50% και 60%.



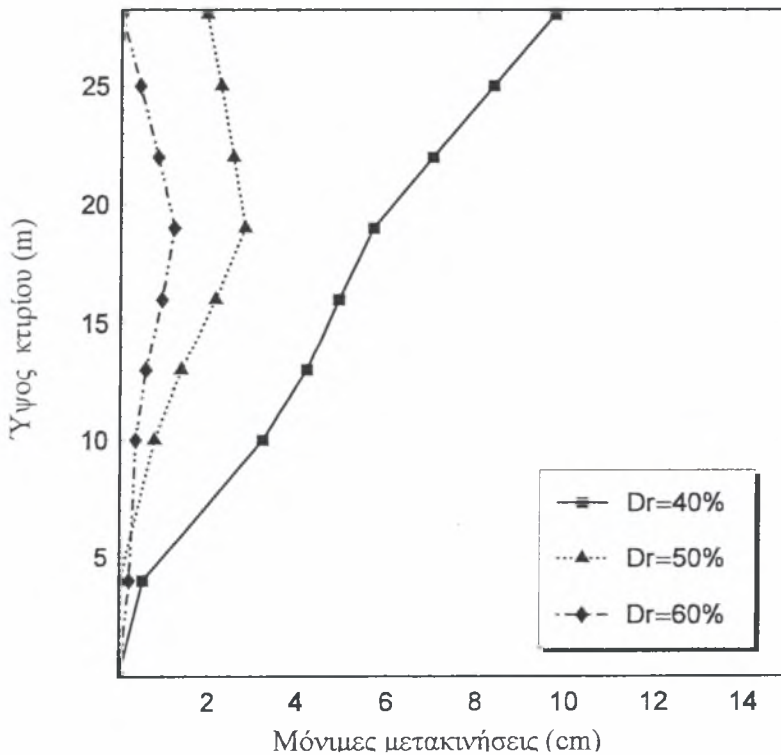
Σχήμα 8.9 Κατανομή των μονίμων μετατοπίσεων καθ' ύψος του κτιρίου για βάθος ρευστοποίηση στρώματος 5m, πάχος 6m και σχετ. πυκνότητας 40%, 50% και 60%.



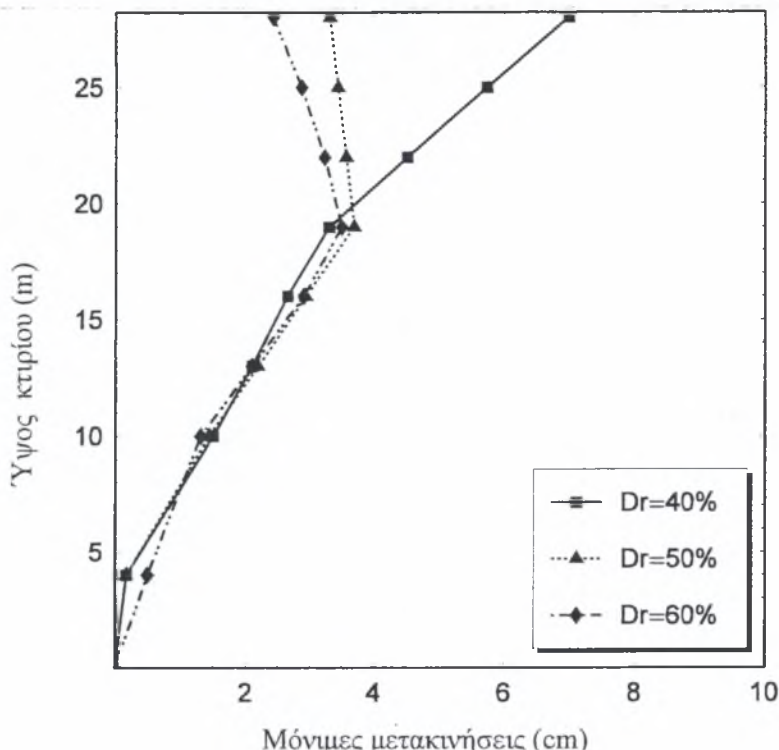
Σχήμα 8.10 Κατανομή των μονίμων μετατοπίσεων καθ' ύψος του κτιρίου για βάθος ρευστοποίηση στρώματος 7m, πάχος 2m και σχετ. πυκνότητας 40%, 50% και 60%.



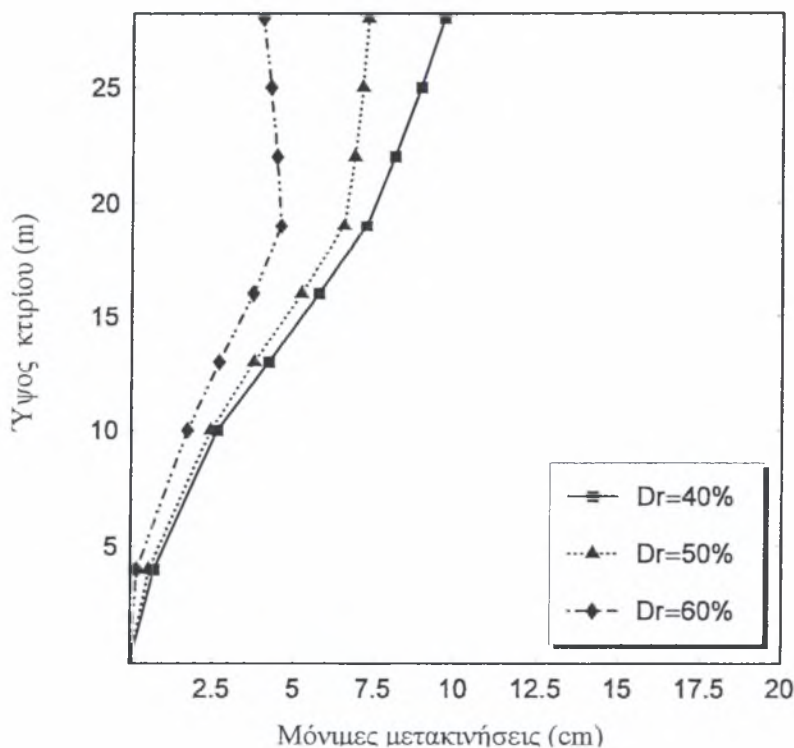
Σχήμα 8.11 Κατανομή των μονίμων μετατοπίσεων καθ' ύψος του κτιρίου για βάθος ρευστοποιήσιμου στρώματος 7m, πάχος 4m και σχετ. πυκνότητας 40%, 50% και 60%.



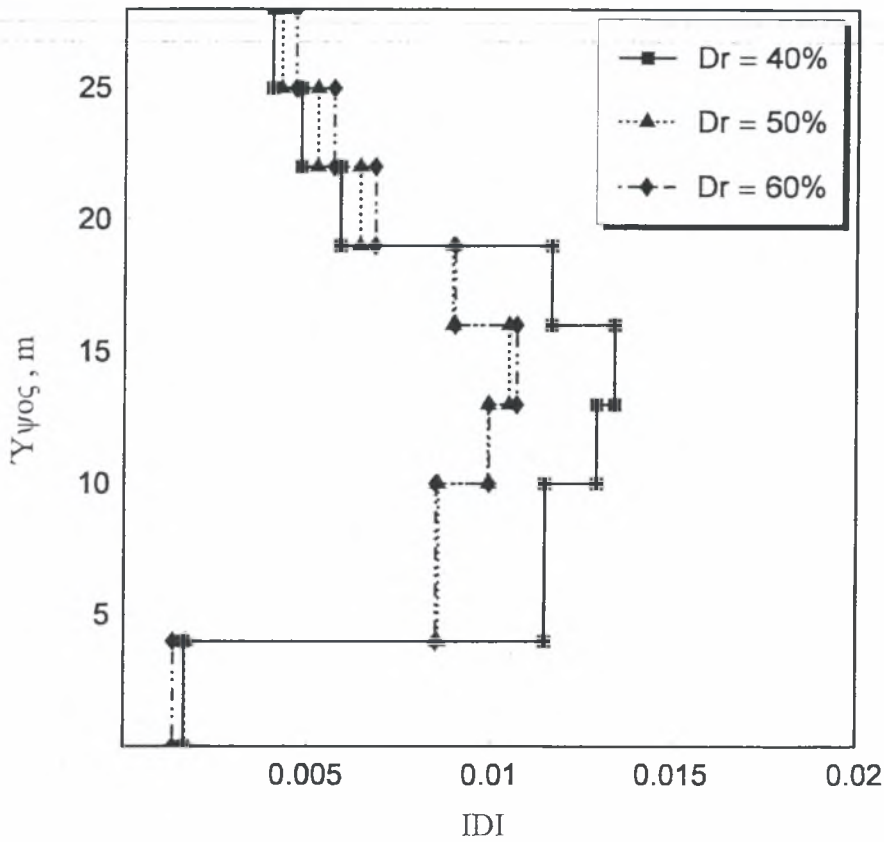
Σχήμα 8.12 Κατανομή των μονίμων μετατοπίσεων καθ' ύψος του κτιρίου για βάθος ρευστοποιήσιμου στρώματος 7m, πάχος 6m και σχετ. πυκνότητας 40%, 50% και 60%.



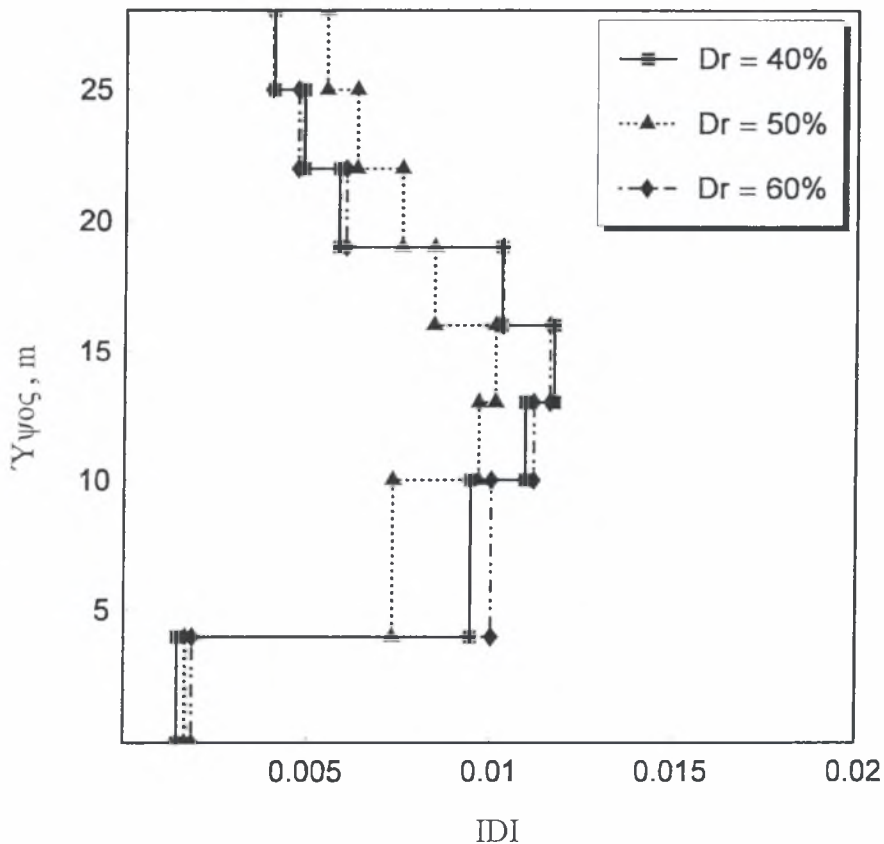
Σχήμα 8.13 Κατανομή των μονίμων μετατοπίσεων καθ’ ύψος του κτιρίου για βάθος ρευστοποιήσιμου στρώματος 9m, πάχος 2m και σχετ. πυκνότητας 40%, 50% και 60%.



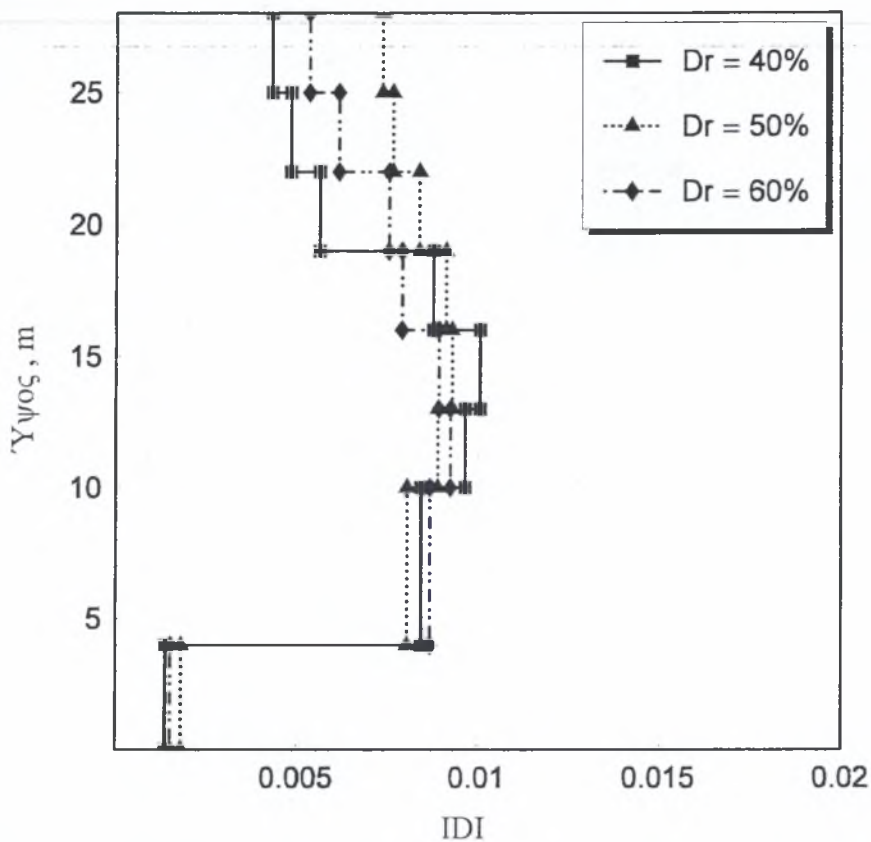
Σχήμα 8.14 Κατανομή των μονίμων μετατοπίσεων καθ’ ύψος του κτιρίου για βάθος ρευστοποιήσιμου στρώματος 9m, πάχος 4m και σχετ. πυκνότητας 40%, 50% και 60%



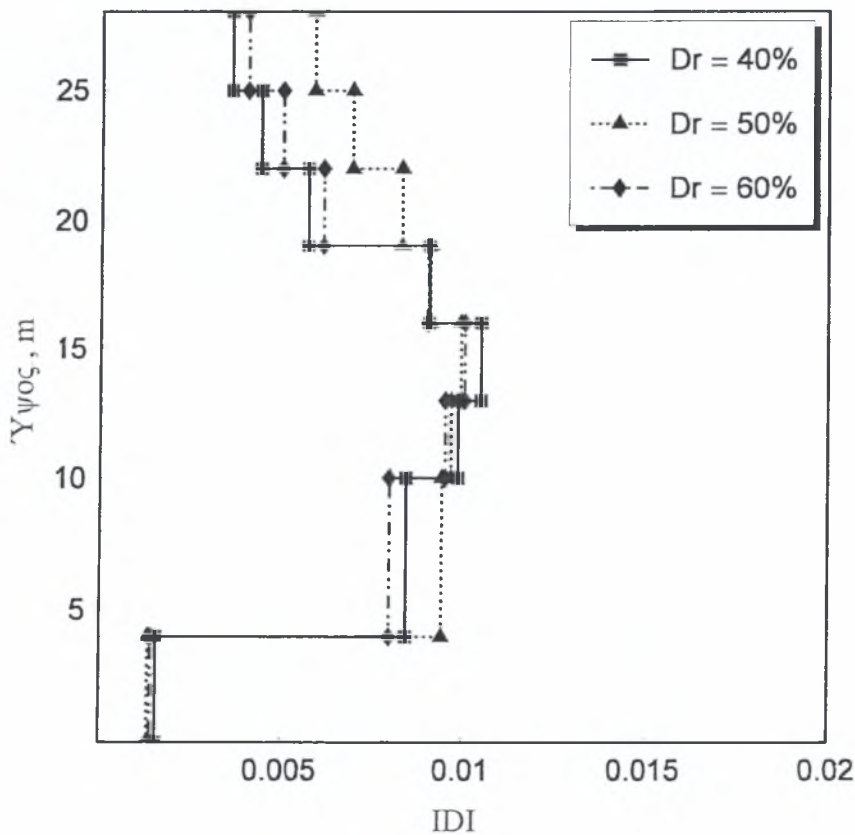
Σχήμα 8.15 Κατανομή του δείκτη μετατόπισης ορόφου καθ' ύψος της κατασκευής για βάθος ρευστοποιήσιμου στρώματος 5m, πάχος 2m



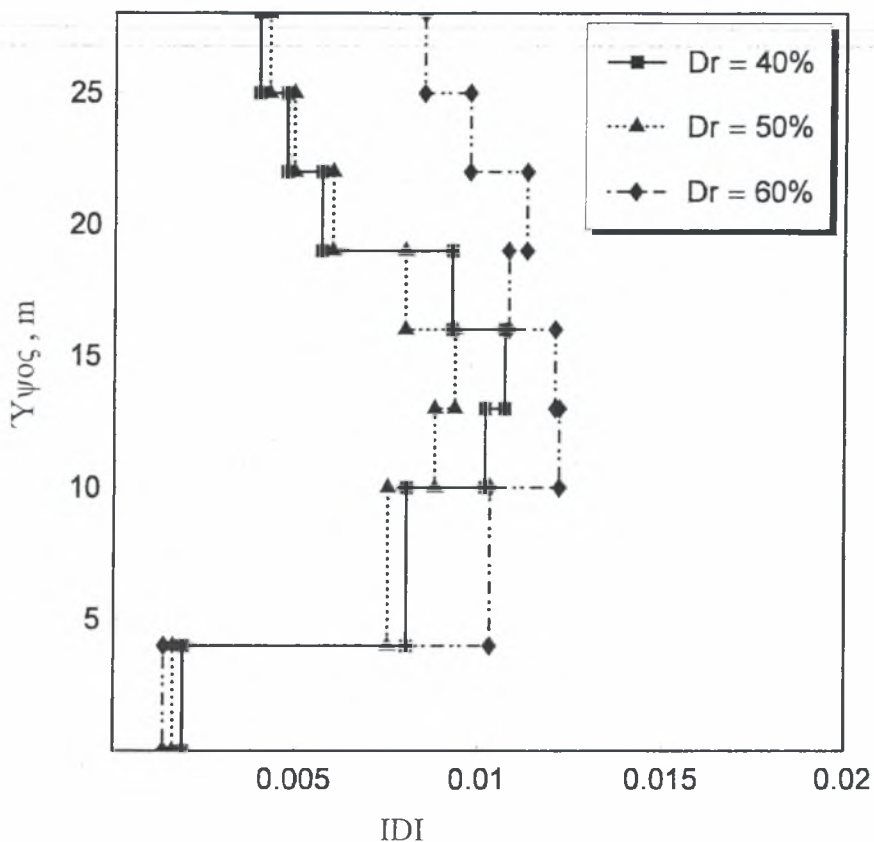
Σχήμα 8.16 Κατανομή του δείκτη μετατόπισης ορόφου καθ' ύψος της κατασκευής για βάθος ρευστοποιήσιμου στρώματος 5m, πάχος 4m



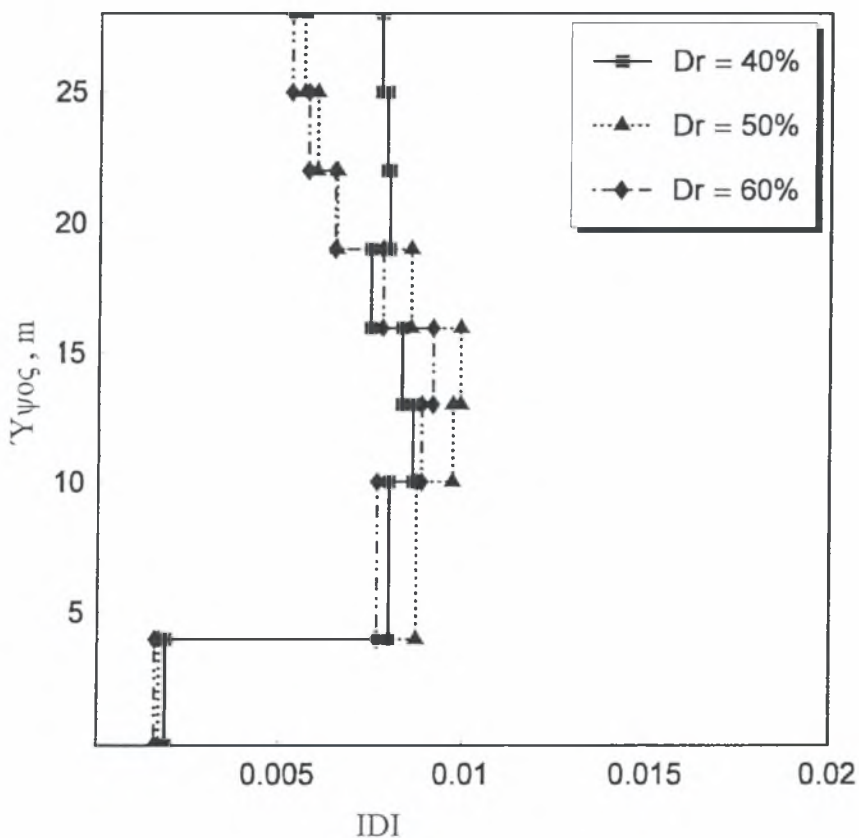
Σχήμα 8.17 Κατανομή του δείκτη μετατόπισης ορόφου καθ' ύψος της κατασκευής για βάθος ρευστοποιήσιμου στρώματος 5, πάχος 6m



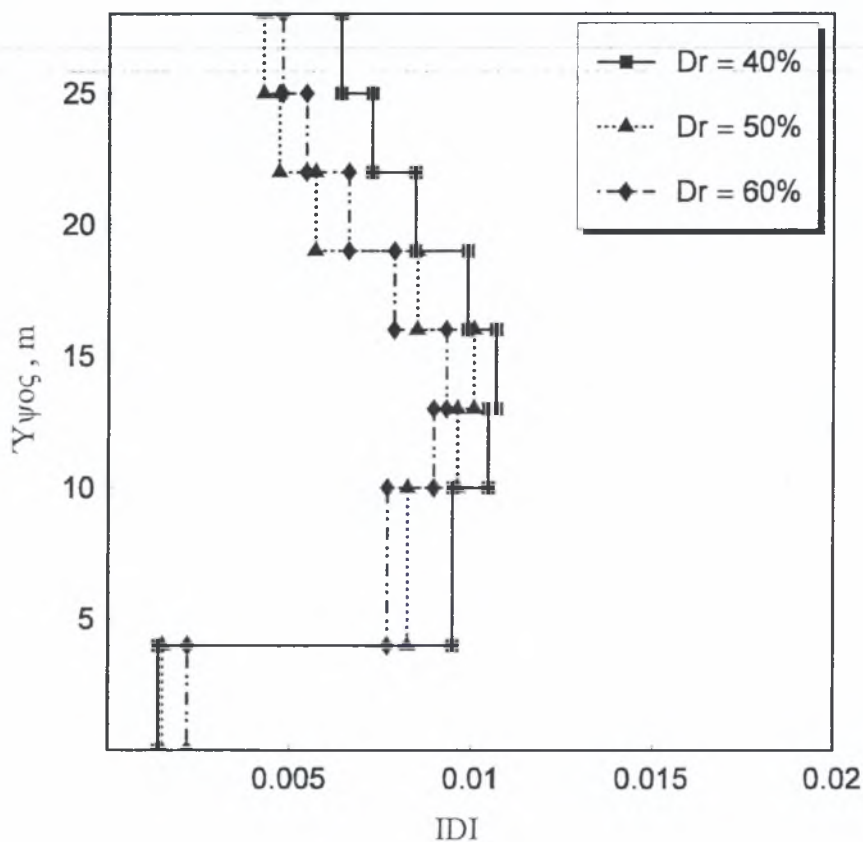
Σχήμα 8.18 Κατανομή του δείκτη μετατόπισης ορόφου καθ' ύψος της κατασκευής για βάθος ρευστοποιήσιμου στρώματος 7m, πάχος 2m



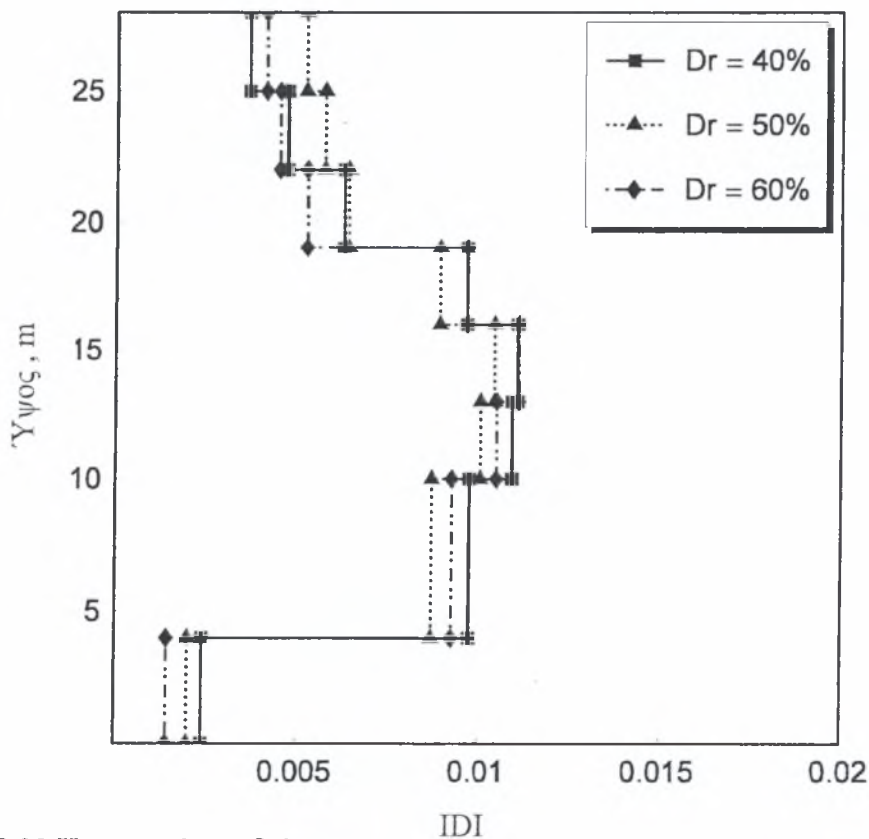
Σχήμα 8.19 Κατανομή του δείκτη μετατόπισης ορόφου καθ' ύψος της κατασκευής για βάθος ρευστοποιήσιμου στρώματος 9m, πάχος 4m



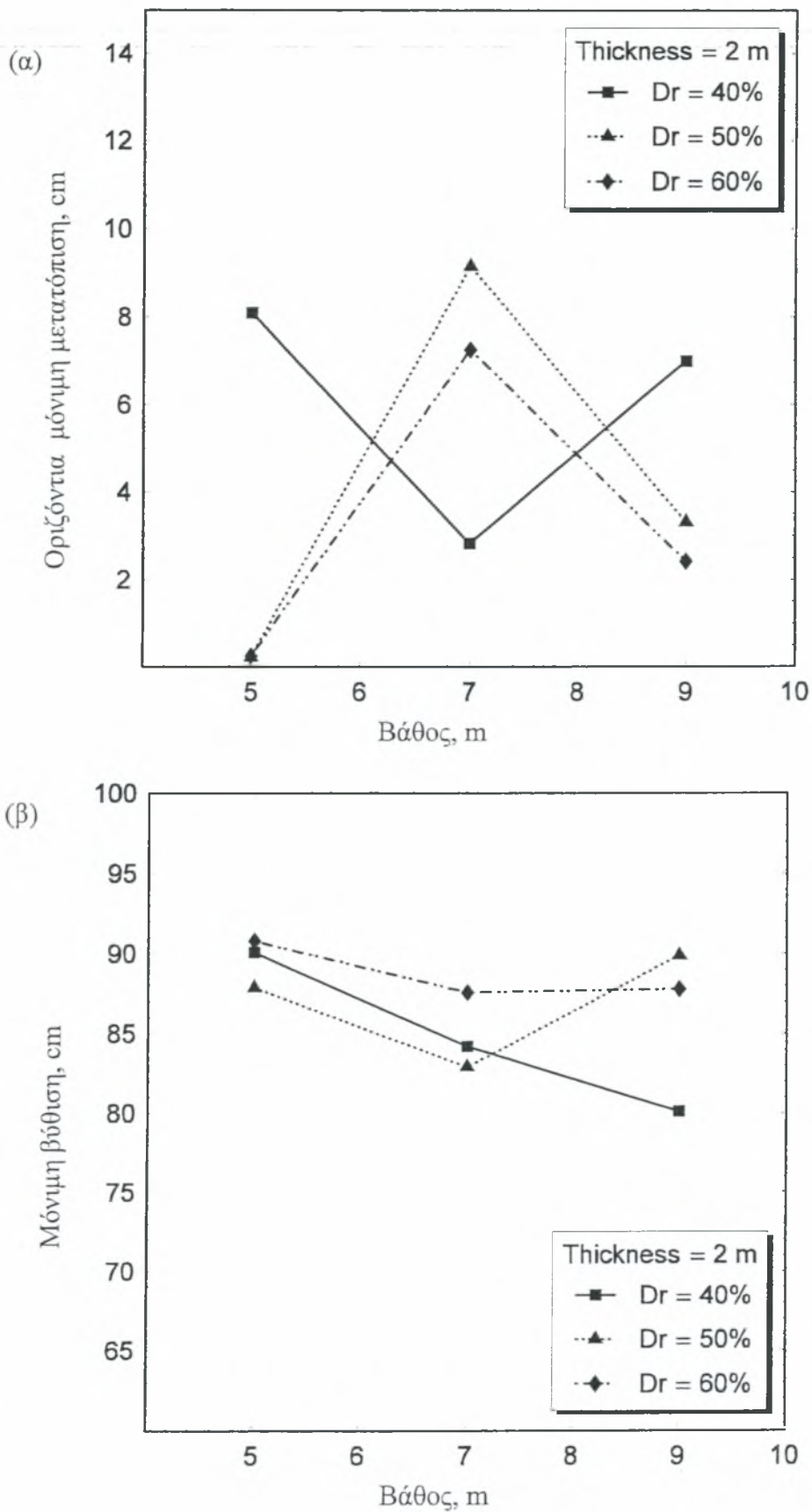
Σχήμα 8.20 Κατανομή του δείκτη μετατόπισης ορόφου καθ' ύψος της κατασκευής για βάθος ρευστοποιήσιμου στρώματος 7m, πάχος 6m



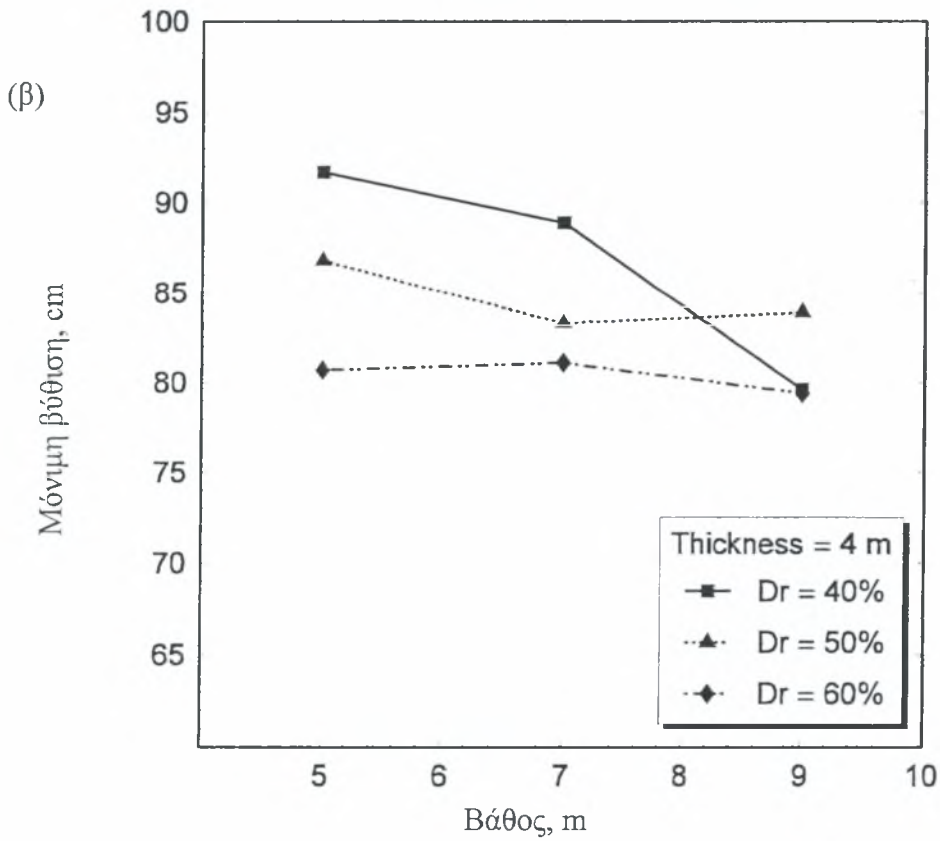
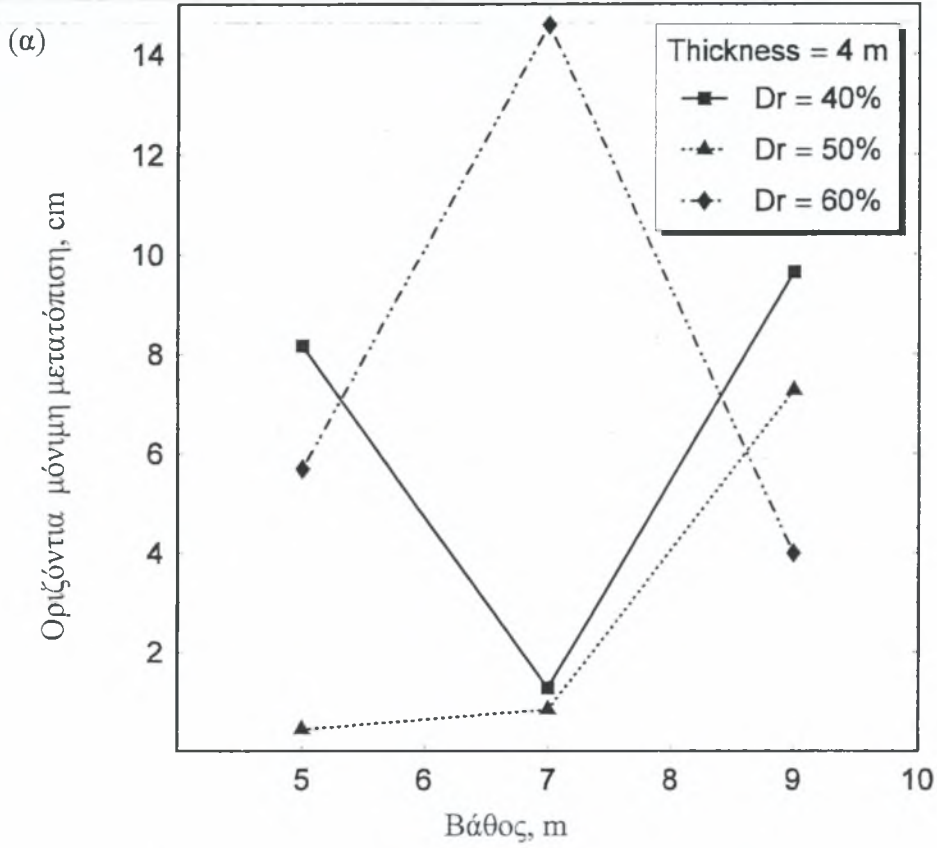
Σχήμα 8.21 Κατανομή του δείκτη μετατόπισης ορόφου καθ' ύψος της κατασκευής για βάθος ρευστοποιήσιμου στρώματος 9m, πάχος 4m



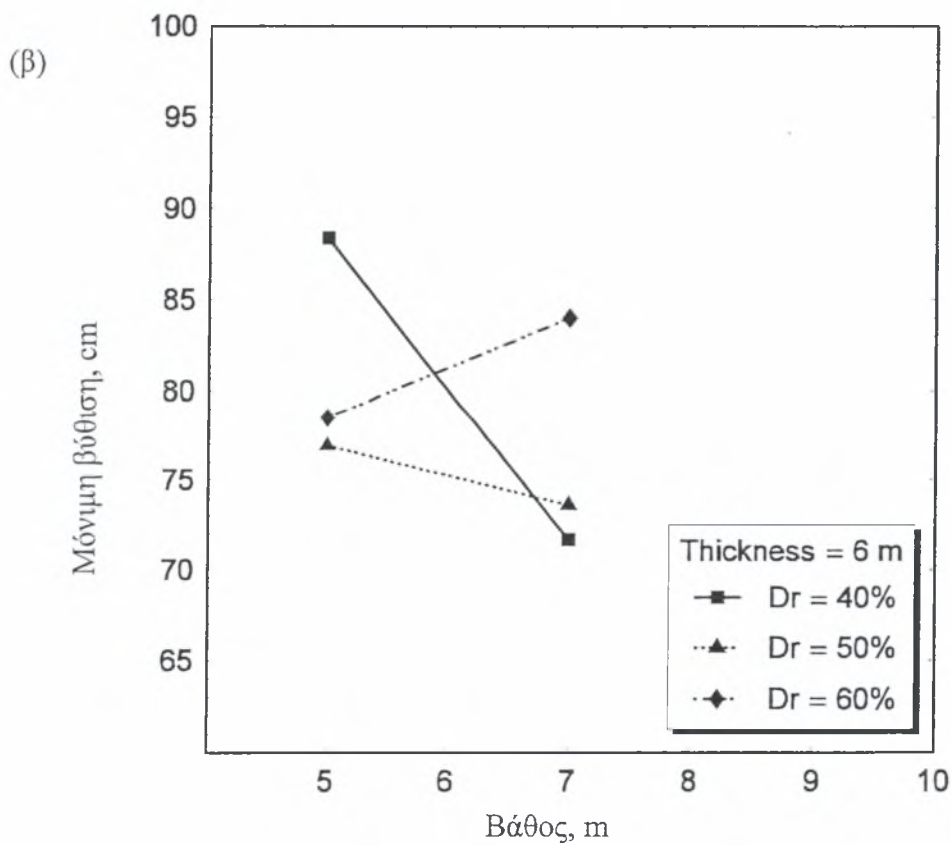
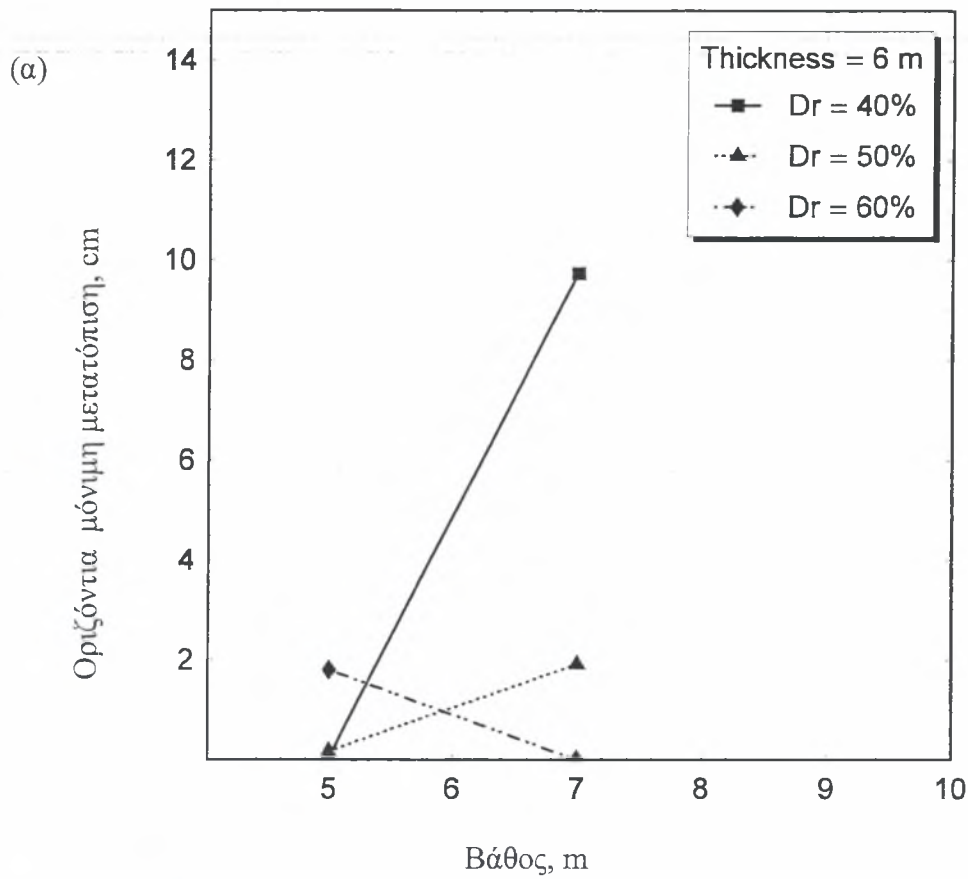
Σχήμα 8.22 Κατανομή του δείκτη μετατόπισης ορόφου καθ' ύψος της κατασκευής για βάθος ρευστοποιήσιμου στρώματος 9m, πάχος 4m



Σχήμα 8.23 (α) οριζόντια μόνιμη μετατόπιση στην κορυφή (β) μέγιστη μόνιμη βύθιση δοκού για διαφορετικά βάθη ρευστοποιήσιμου στρώματος πάχους 2m και σχετικές πυκνότητες 40%, 50%, 60%



Σχήμα 8.24 (α) οριζόντια μόνιμη μετατόπιση στην κορυφή (β) μέγιστη μόνιμη βύθιση δοκού για διαφορετικά βάθη ρευστοποιήσιμου στρώματος πάχους 4m και σχετικές πυκνότητες 40%, 50%, 60%



Σχήμα 8.25 (α) οριζόντια μόνιμη μετατόπιση στην κορυφή (β) μέγιστη μόνιμη βύθιση δοκού για διαφορετικά βάθη ρευστοποιήσιμου στρώματος πάχους 6m και σχετικές πυκνότητες 40%, 50%, 60%

Η λεπτομερής σύγκριση των αποτελεσμάτων με εκείνα που προκύπτουν θεωρώντας την τυπική διατομή χωρίς ρευστοποιήσιμο στρώμα (βλέπε Σχήμα 8.5. και 8.6) καταδεικνύει την μεγάλη επίδραση του ρευστοποιήσιμου στρώματος στην σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής. Στη περίπτωση μη ρευστοποιήσιμου στρώματος όλες οι σχετικές μέγιστες και οι μόνιμες μετατοπίσεις, καθώς και η τιμή του δείκτη IDI είναι εντός ανεκτών ορίων. Επίσης οι μόνιμες βυθίσεις δοκών λόγω πλαστικοποιήσεων είναι σχετικά αρκετά μικρές. Συνεπώς, είναι δυνατόν να συμπεράνουμε ότι για την σεισμική διέγερση της τυπικής διατομής στην ζώνη 6, ο σχεδιασμός με βάση τον κανονισμό του 1985 φαίνεται πως επαρκεί, καθώς οι παραμορφώσεις καλύπτονται από την συνήθη φυσική πλαστιμότητα των υλικών.

Αντίθετα, στην περίπτωση ύπαρξης ρευστοποιήσιμης στρώσης, η απόκριση της κατασκευής και οι σεισμικές ζημιές αυξάνουν σημαντικά. Στα σχήματα Γ.1, Γ.2 και Γ.3 του παραρτήματος Γ δίδεται η χρονική εξέλιξη του λόγου υπερπίεσης $\Delta u/\sigma'_{mo}$ σε ένα ρευστοποιήσιμο στρώμα σε βάθος 5m, πάχους 2m, με σχετικές πυκνότητες αντίστοιχα $D_r = 40\%$, 50% και 60% . Οι μέγιστες και οι μόνιμες μετατοπίσεις δίδονται στο Σχήμα Γ.4. Παρατηρούμε ότι η μέγιστη ζημία γίνεται στην περίπτωση που αντιστοιχεί σε $D_r = 40\%$, δηλαδή στο πιο χαλαρό έδαφος. Η προσομοίωση της πλήρους κίνησης του κτιρίου αποδεικνύει ότι η μέγιστη μόνιμη παραμόρφωση έγινε την χρονική στιγμή $t = 6.1$ sec. Αξίζει να σημειωθεί ότι την στιγμή αυτή έχουν μόλις συμπληρωθεί δύο σημαντικού πλάτους κύκλοι της επιβαλλόμενης ταχύτητας της σεισμικής διέγερσης (βλέπε Σχήμα Α.3(β)). Κατά την στιγμή αυτή το ρευστοποιήσιμο στρώμα με $D_r = 40\%$ έχει λόγο $\Delta u/\sigma'_{mo} \approx 0.8$, δηλαδή ευρίσκεται κοντά σε πλήρη ρευστοποίηση, γεγονός που φαίνεται να οδηγεί σε μεγαλύτερες παραμορφώσεις της οικοδομής.

Οι διατομές με σχετική πυκνότητα $D_r = 50\%$ και 60% , την στιγμή $t = 6.1$ έχουν μικρότερο λόγο $\Delta u/\sigma'_{mo}$ (περίπου 0.5 και 0.25 αντίστοιχα) και ενδεχομένως αυτό να συντελεί στις μικρότερες ζημιές την στιγμή αυτή. Αργότερα, και οι τρεις περιπτώσεις φθάνουν σε λόγους ρευστοποίησης ≈ 1 , αλλά η σεισμική ένταση έχει ήδη μειωθεί σημαντικά.

Το Σχήμα 8.15 δίνει τον δείκτη IDI για τις τρεις αναλύσεις, όπου φαίνεται καθαρά ότι για $D_r = 50\%$ και 60% η τιμή τις IDI είναι < 0.01 και οι ζημιές μικρές, ενώ για $D_r = 40\%$ η τιμή υπερβαίνει το 0.01 και η μόνιμη μετατόπιση είναι σημαντική. Στο ίδιο σχήμα επαναλαμβάνεται το φαινόμενο του διαχωρισμού της κατασκευής σε τρία τμήματα (α) ένα τμήμα

εγκιβωτισμένο (το υπόγειο) που υφίσταται ελάχιστες παραμορφώσεις (β) ένα τμήμα που αποτελείται από το ισόγειο και τους τρεις πρώτους ορόφους, το οποίο παραμορφώνεται σημαντικά, ιδιαίτερα για το στρώμα με $D_r = 40\%$ και τέλος (γ) ένα τμήμα αποτελούμενο από τον τέταρτο, πέμπτο και έκτο όροφο που παραμορφώνεται λιγότερο από το τμήμα (β) σε όλες τις αναλύσεις.

Μία σημαντική διαφορά ανάμεσα στις αναλύσεις με ρευστοποιήσιμη στρώση και τις αναλύσεις της τυπικής διατομής χωρίς ρευστοποιήσιμη στρώση είναι ότι στις τελευταίες οι βυθίσεις των δοκών είναι πολύ μικρές, ενώ στις πρώτες οι βυθίσεις αυτές είναι τεράστιες. Π.χ για $D_r = 40\%$, 50% και 60% , έχουμε αντίστοιχα 90 cm, 88cm και 91cm, όπως φαίνεται στο Σχήμα Γ.9, Γ.15 και Γ.17. Λόγω της χαμηλής (φυσικής) πλαστιμότητας, τέτοιες βυθίσεις θα είναι καταστροφικές. (Σημειώνεται ότι οι αντίστοιχες βυθίσεις για την τυπική διατομή της ζώνης 6 είναι της τάξεως των 1-2 cm).

Στην διατομή με ρευστοποιήσιμο στρώμα στο βάθος 5m και πάχος 4 m παρατηρούμε ότι την χρονική στιγμή $t = 6.1$ sec, οι λόγοι υπερπίεσης $\Delta u/\sigma'_{mo}$ για $D_r = 40\%$, 50% και 60% είναι αντίστοιχα ≈ 0.8 , ≈ 0.5 , και ≈ 0.7 . Σημαντικές ζημιές εμφανίζονται για $D_r = 40\%$ και 60% , ενώ μικρές για $D_r = 50\%$, σε συμφωνία με την ανάπτυξη υπερπίεσης πόρων σε κάθε μία από τις στρώσεις.

Στη διατομή με ρευστοποιήσιμο στρώμα σε βάθος 5m και πάχος 6m παρατηρούμε ότι η ανάπτυξη υπερπίεσης δεν είναι ομοιόμορφη. Η ανάπτυξη σημαντικής υπερπίεσης οδηγεί σε ορισμένα βάθη σε μεγάλες οριζόντιες διατμητικές παραμορφώσεις με αποτέλεσμα την μεταμόρφωση της συμπεριφοράς του υλικού από συστολική σε διαστολική. Στην περίπτωση αυτή, αναπτύσσονται αρνητικές μεταβολές υπερπίεσης με αποτέλεσμα να μειώνεται απότομα η τιμή του λόγου $\Delta u/\sigma'_{mo}$ γεγονός που επηρεάζει με έντονα μη γραμμικό τρόπο την συμπεριφορά του συστήματος. Έτσι ο μηχανισμός γίνεται εξαιρετικά σύνθετος, ευαίσθητος σε λεπτομέρειες της διέγερσης και των ιδιοτήτων του εδαφικού σχηματισμού και η έκβαση των ζημιών έχει αρκετά τυχηματικό χαρακτήρα.

Πάντως, τουλάχιστον στην περίπτωση αυτή, οι ζημιές της κατασκευής είναι μικρές, που σημαίνει ότι κατά την στιγμή της έντονης απόκρισης ($t \approx 6.1$ sec) δεν σημειώθηκε σημαντική ζημιά ή αν σημειώθηκαν πλαστικές παραμορφώσεις προς την μία πλευρά αργότερα μειώθηκαν με αντίστοιχες προς την άλλη.

Το μέγεθος των μέγιστων παραμορφώσεων υποδηλώνει ότι γενικά το εδαφικό στρώμα δεν λειτούργησε ως σεισμική μόνωση, γιατί η κινητική ενέργεια του κτιρίου είναι αρκετά μεγάλη. Είναι όμως δυνατόν να αφαιρέσει σημαντικό μέρος της ενέργειας των υψηλότερων συχνοτήτων που διεγείρουν τις ανώτερες ιδιομορφές του κτιρίου. Οι ιδιομορφές αυτές γενικά οδηγούν σε μεγαλύτερες τιμές του δείκτη IDI και συνεπώς αυξάνουν τη σεισμική βλάβη του κτιρίου. Με άλλα λόγια, το εδαφικό στρώμα πάχους 6 m που ανέπτυξε αυξημένους λόγους υπερπίεσης $\Delta u/\sigma'_{mo}$ είναι δυνατόν να λειτούργησε ως σεισμική μόνωση για τις υψηλότερες συχνότητες.

Στην περίπτωση ρευστοποιήσιμου στρώματος σε βάθος 7 m και πάχος 2 m οι λόγοι υπερπίεσης δίδονται στο Σχήμα Γ.34. Εδώ η ερμηνεία των ζημιών, μόνο με κριτήριο τον λόγο υπερπίεσης είναι πιο δύσκολο. Οι μεγαλύτερες ζημιές αναπτύσσονται για $D_r = 50\%$ και όπως φαίνεται στην παραμόρφωση της χρονικής εξέλιξης των μετατοπίσεων των ορόφων, ένα μέρος αυτών έγινε πριν την χρονική στιγμή $t \approx 6.1$ sec με πλαστικοποίηση στο ύψος της βάσης του ισογείου. Στην περίπτωση αυτή ενδεχομένως να υπεισέρχονται και άλλοι παράγοντες (π.χ αλλαγή δυναμικών χαρακτηριστικών του συστήματος εδάφους – κατασκευής για την νέα θέση της ρευστοποιήσιμης στρώσης) που να επηρεάζουν την απόκριση στην επιβαλλόμενη σεισμική διέγερση και απαιτείται περαιτέρω διερεύνηση. Λόγω της τυχηματικότητας των λεπτομερειών της σεισμικής διέγερσης, θα πρέπει να χρησιμοποιηθούν πολλές σεισμικές διεγέρσεις των ιδίων χαρακτηριστικών και να ληφθούν οι μέσες τιμές και οι διασπορές της απόκλισης ώστε να είναι δυνατόν να εξαχθούν πιο αξιόπιστα συμπεράσματα.

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, η ύπαρξη ενός ρευστοποιήσιμου στρώματος είναι δυνατόν να επηρεάσει σημαντικά την απόκριση της κατασκευής, αλλά ο τρόπος με τον οποίον την επηρεάζει φαίνεται ότι εξαρτάται από αρκετά σύνθετα φαινόμενα.

Έτσι, τα αποτελέσματα της παραμετρικής ανάλυσης δεν μας οδηγούν σε σαφή συμπεράσματα για την επίδραση του βάθους, του πάχους και της σχετικής πυκνότητας του ρευστοποιήσιμου στρώματος. Όμως είναι εύλογο και πιθανό οι παράμετροι αυτοί να παίζουν κάποιο ρόλο στην απόκριση της κατασκευής.

Η περαιτέρω εξέταση του μηχανισμού με χρήση πολλών διεγέρσεων, ώστε να εξαχθούν συμπεράσματα για τις μέσες τάσεις που δημιουργεί η

επίδραση των διάφορων παραμέτρων, αλλά και με διερεύνηση και άλλων κατασκευών αποτελούν τους στόχους μελλοντικής έρευνας.

9. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα εργασία έγινε μία επισκόπηση της ρευστοποίησης κορεσμένων χαλαρών εδαφικών σχηματισμών και εξετάστηκαν οι σημαντικότεροι παράγοντες που επηρεάζουν την δημιουργία και εξέλιξη του φαινομένου. Εν συνεχεία έγινε μία επισκόπηση των σύγχρονων και παλαιότερων απλοποιημένων μεθόδων εκτίμησης της δυνατότητας ρευστοποίησης ενός δεδομένου εδαφικού σχηματισμού, λαμβάνοντας υπόψη τον διορθωμένο αριθμό κρούσεων N της τυπικής δοκιμής κρουστικής διεισδύσεως (SPT), τη διάμετρο D_{50} της κοκκομετρικής καμπύλης, το ποσοστό των λεπτόκοκκων υλικών, τον δείκτη πλαστιμότητας, αλλά και το μέγεθος των επιβαλλόμενων σεισμικών τάσεων. Επιπλέον, παρουσιάστηκε συνοπτικά μία προχωρημένη μέθοδος αριθμητικής ανάλυσης καταστατικού προσομοιώματος, η οποία έχει επιβεβαιωθεί μία βάση εργαστηριακών δεδομένων και αναλύσεις ιστορικών περιστατικών, στα οποία εμφανίστηκε το φαινόμενο της ρευστοποίησης.

Εν συνεχεία διερευνήθηκε η δυνατότητα ρευστοποίησης σε διάφορες περιοχές του κέντρου της Λάρισας και σε μία περιοχή του Πεδίου του Άρεως στον Βόλο. Τα αποτελέσματα της αξιολόγησης της δυνατότητας ρευστοποίησης τόσο με τις απλουστευμένες μεθόδους όσο και με την προχωρημένη αριθμητική μέθοδο συμφωνούν και προβλέπουν ρευστοποίηση στα ίδια εδαφικά στρώματα. Για κάθε περιοχή, εξετάστηκε τόσο η απόκριση του εδαφικού σχηματισμού, όσο και η αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής.

Τα σημαντικότερα συμπεράσματα των αναλύσεων των κεφαλαίων 7 και 8 είναι τα εξής:

1. Η ύπαρξη ρευστοποιήσιμου στρώματος αλλάζει σημαντικά την σεισμική συμπεριφορά και την ζημία της κατασκευής. Για κατασκευές με μικρή πλαστιμότητα (όπως αυτές που σχεδιάστηκαν με τον κανονισμό του 1985) οι ζημιές είναι πολύ σημαντικές καθόσον η φυσική πλαστιμότητα δεν επαρκεί για να αναλάβει τις αναπτυσσόμενες παραμορφώσεις. Αξίζει να σημειωθεί ότι οι ίδιες κατασκευές στην τυπική διατομή (που αντιπροσωπεύει μέσες τιμές ιδιοτήτων σε κάθε βάθος), διεγείρομενες από ακριβώς την ίδια σεισμική δόνηση υφίστανται μικρές μόνιμες παραμορφώσεις, οι οποίες είναι

δυνατόν να αναληφθούν από την φυσική πλαστιμότητα και είναι συνεπώς αποδεκτές.

2. Το καταστατικό προσομοίωμα ανέδειξε με σωστό τρόπο την συστολικότητα του εδάφους σε μικρές ανακυκλικές παραμορφώσεις, αλλά και την διασταλτικότητα του εδάφους σε πολύ μεγάλες παραμορφώσεις, που γίνεται πιο έντονη όσο αυξάνει η σχετική πυκνότητα. Πράγματι σε πολλές περιπτώσεις που η συστολική συμπεριφορά οδήγησε σε χαλάρωση του υλικού και μεγάλες διατμητικές παραμορφώσεις, υπό την επήρεια των μεγάλων παραμορφώσεων επήλθε “μεταμόρφωση” του υλικού που ανέπτυξε διασταλτική συμπεριφορά και συνεπώς (υπό αστράγγιστες συνθήκες) κράτυνση λόγω της μείωσης της υπερπίεσης πόρων.

3. Η παρουσία ρευστοποιήσιμης στρώσης είναι δυνατόν να οδηγήσει σε μικρές ή μεγάλες μόνιμες οριζόντιες μετατοπίσεις του κτιρίου κατά τρόπο που φαίνεται τουλάχιστον μερικά τυχηματικός και χρειάζεται περαιτέρω μελέτης. Η ακριβής ποσοτική επίδραση του βάθους της ρευστοποιήσιμης στρώσης, του πάχους και τα σχετικής πυκνότητας δεν ήταν δυνατόν να αναλυθεί με βάση τα αποτελέσματα από τις περιορισμένες αναλύσεις που έγιναν στην μελέτη αυτή. Ενδεχομένως, η χρήση περισσότερων (π.χ. 8-10) σεισμικών διεγέρσεων και ο υπολογισμός των μέσων τιμών της απόκρισης να δώσει περισσότερο σαφή συμπεράσματα για την ποσοτική επίδραση των τριών παραμέτρων. Επίσης, η χρήση μιάς μεγαλύτερης διακύμανσης της σχετικής πυκνότητας θα έδινε μία καλύτερη διαφοροποίηση της σεισμικής απόκρισης. Τέλος, η χρήση και άλλων κτιρίων με διαφορετικά χαρακτηριστικά, είναι δυνατόν να μειώσει την επίδραση της μορφής και ιδιοτήτων του συγκεκριμένου κτιρίου και να κάνει τα αποτελέσματα πιο αξιόπιστα.

4. Η παρουσία ρευστοποιήσιμου στρώματος σε όλες τις περιπτώσεις που μελετήθηκαν οδήγησε σε σημαντικές βυθίσεις λόγω πλαστικοποίησης δοκών σε πολλά σημεία, ακόμη και στις περιπτώσεις που οι οριζόντιες μετατοπίσεις ήταν σχετικά μικρές. Οι μόνιμες αυτές βυθίσεις των δοκών ενδεχομένως να οφείλονται στο γεγονός ότι η ρευστοποίηση της εδαφικής στρώσης οδήγησε σε διαφορικές καθιζήσεις και στρεβλώσεις του φέροντα οργανισμού του κτιρίου κατά την διάρκεια της σεισμικής δόνησης. Τόσο μεγάλες παραμορφώσεις δεν είναι δυνατόν να αναληφθούν από την φυσική πλαστιμότητα.

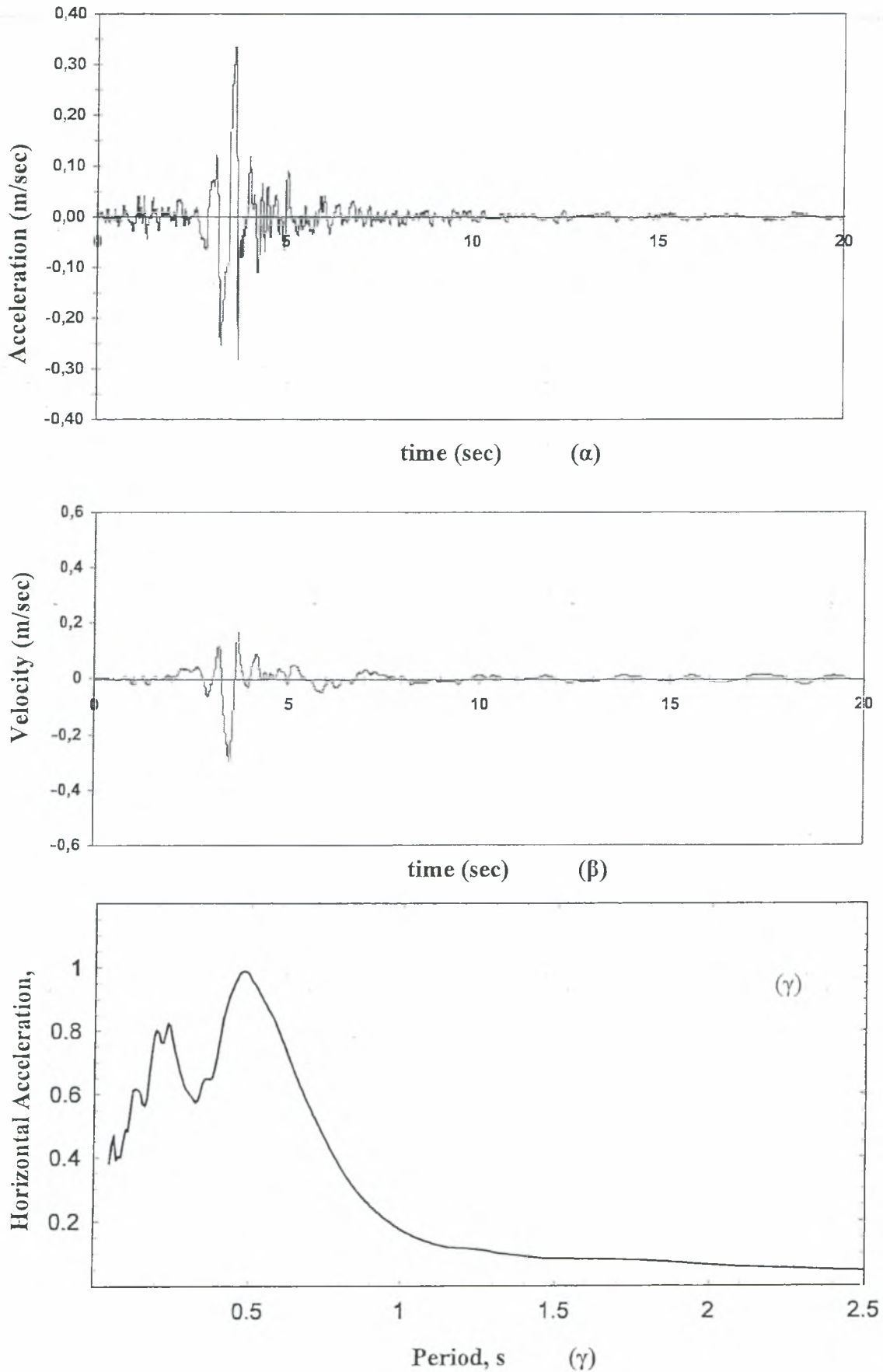
5. Σε όλες τις αναλύσεις, η κατασκευή διαχωρίζεται σε τρία κομμάτια (α) ένα τμήμα εγκιβωτισμένο που έχει ελάχιστες παραμορφώσεις (β) ένα τμήμα που αποτελείται από το ισόγειο και τους τρεις πρώτους ορόφους, το οποίο παραμορφώνεται σημαντικά και (γ) ένα τμήμα αποτελούμενο από τον τέταρτο έως τον έβδομο όροφο που παραμορφώνεται αισθητά λιγότερο από το τμήμα (β).

6. Η ρευστοποίηση ενός εδαφικού στρώματος κατά την σεισμική δόνηση είναι δυνατόν να φιλτράρει ένα σημαντικό μέρος της ενέργειας που μεταφέρεται από υψηλής συχνότητας κύματα, με αποτέλεσμα να μειώνεται η απόκριση στα άνω στρώματα και την κατασκευή. Από την άλλη μεριά όμως, η σημαντική πτώση της δυσκαμψίας και της αντοχής του μερικώς ή ολικώς ρευστοποιημένου εδάφους συμβάλει στην δημιουργία μεγάλων οριζοντίων παραμορφώσεων και καθιζήσεων. Ο ανταγωνισμός των δύο διεργασιών και η επικράτηση ενός εκ των δύο καθορίζει τον τελικό βαθμό ζημίας της κατασκευής. Η έκβαση αυτού του ανταγωνισμού φαίνεται να έχει, τουλάχιστον μερικώς, τυχηματικό χαρακτήρα, εξαρτώμενο από τις λεπτομέρειες της σεισμικής δόνησης, την ομοιομορφία εντός των στρωμάτων, κ.λ.π.

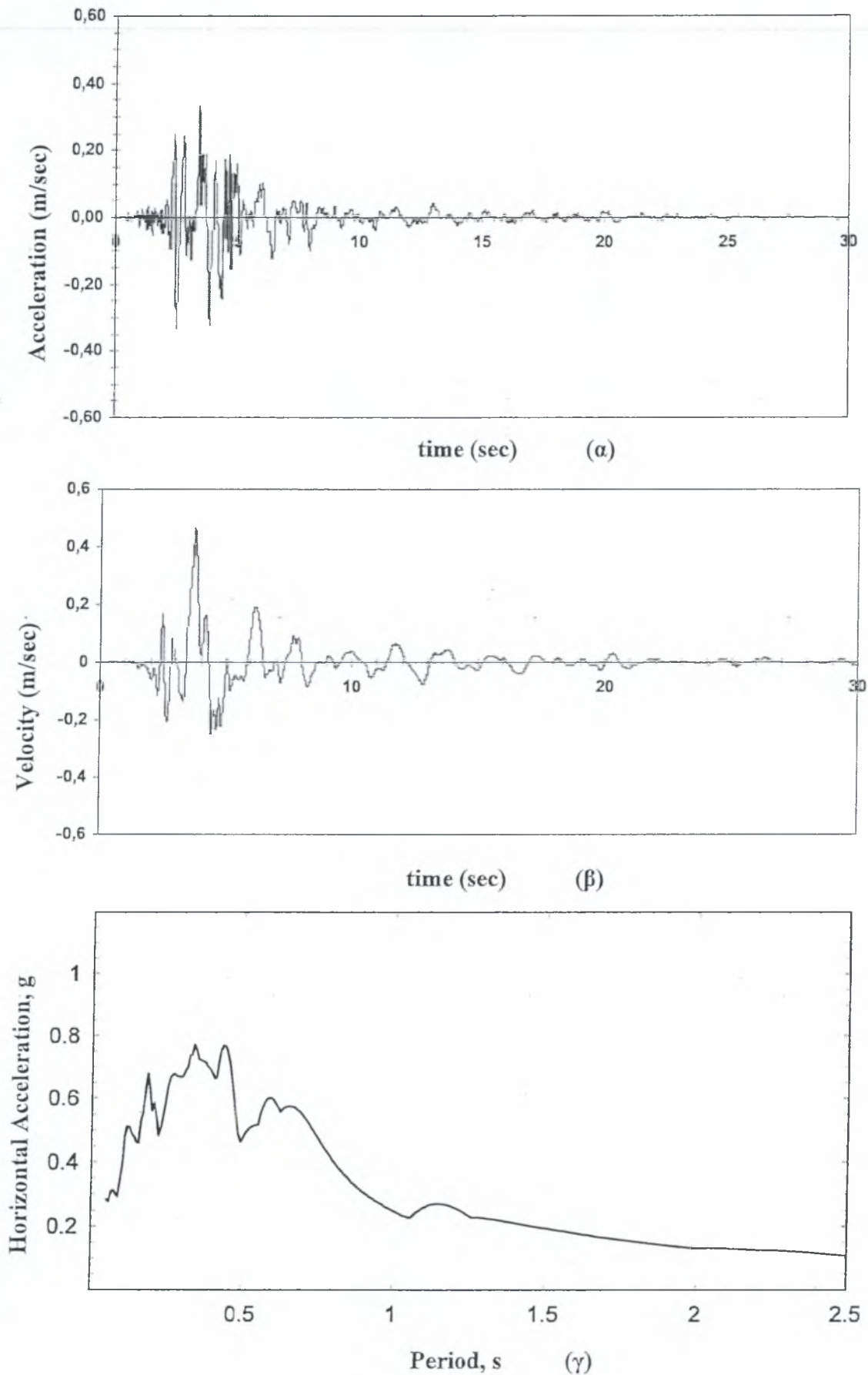
7. Στις ανωτέρω αναλύσεις τα αποτελέσματα ίσως είναι περισσότερο δυσμενή από την πραγματικότητα γιατί αγνοήθηκε η δυσκαμψία των μη φερόντων στοιχείων της κατασκευής (συντηρητική παραδοχή). Για το ισόγειο όμως, το οποίο έχει ύψος 6 m και χρησιμοποιείται για εμπειρικούς λόγους χωρίς μη φέροντα τοιχεία, η παραδοχή (και άρα η δυσκαμψία) είναι ορθή. Αντίθετα, αγνοήθηκαν από το δισδιάστατο προσομοίωμα οι στροφές της κατασκευής που συμβαίνουν στην τρισδιάστατη πραγματική και συνεπώς η υπολογισμένη απόκριση ως προς την παράμετρο αυτή είναι λιγότερο δυσμενής από την πραγματική (μη συντηρητική παραδοχή).

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

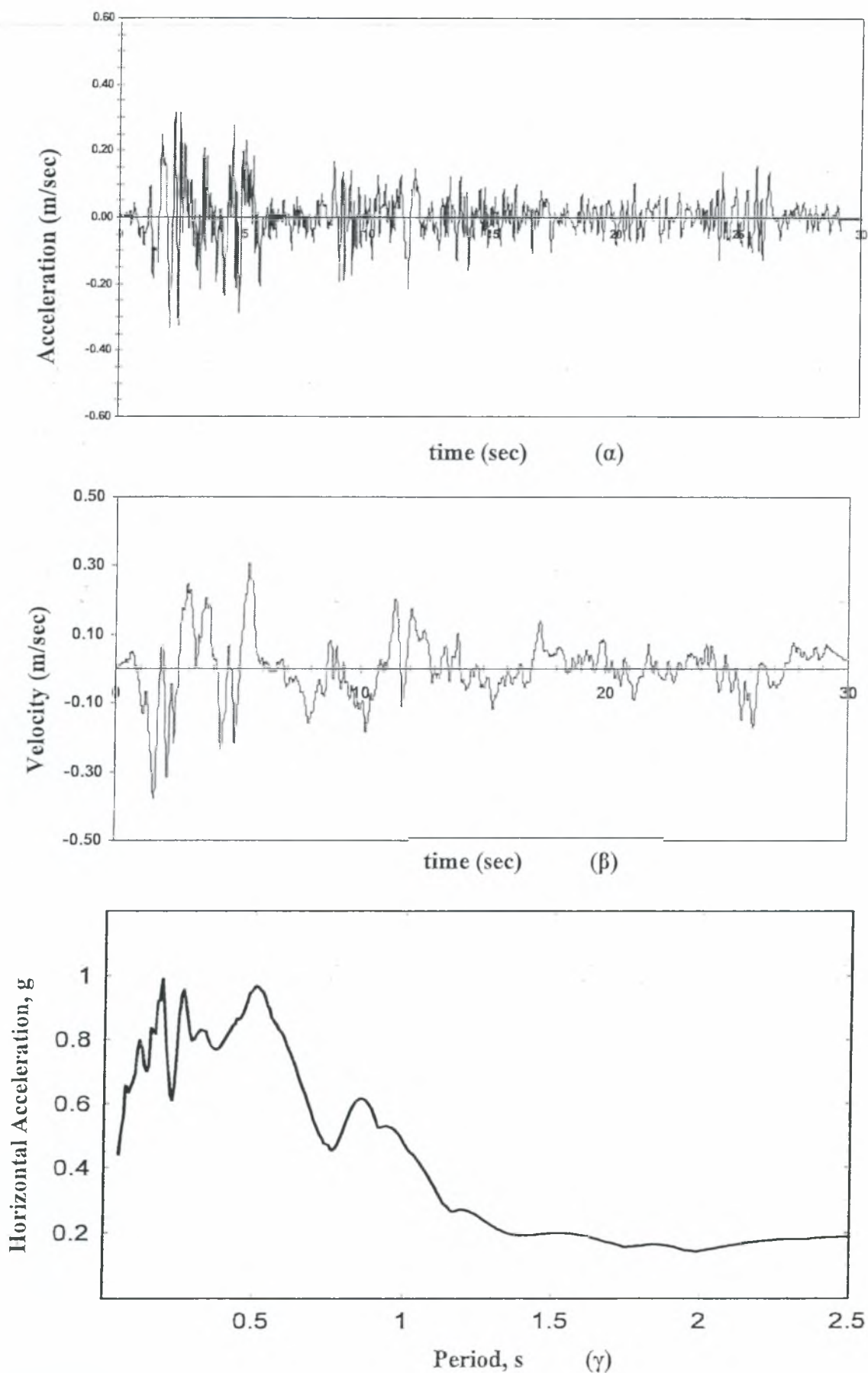
ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΙΕΓΕΡΣΕΙΣ



Σχήμα Α.1 Σεισμός Αιγίου: (α) επιτάχυνση και (β) ταχύτητα ως προς τον χρόνο (γ) φάσμα απόκρισης (λόγος απόσβεσης 5%)



Σχήμα Α.2 Σεισμός Καλαμάτας: (α) επιτάχυνση και (β) ταχύτητα ως προς τον χρόνο (γ) φάσμα απόκρισης (λόγος απόσβεσης 5%)



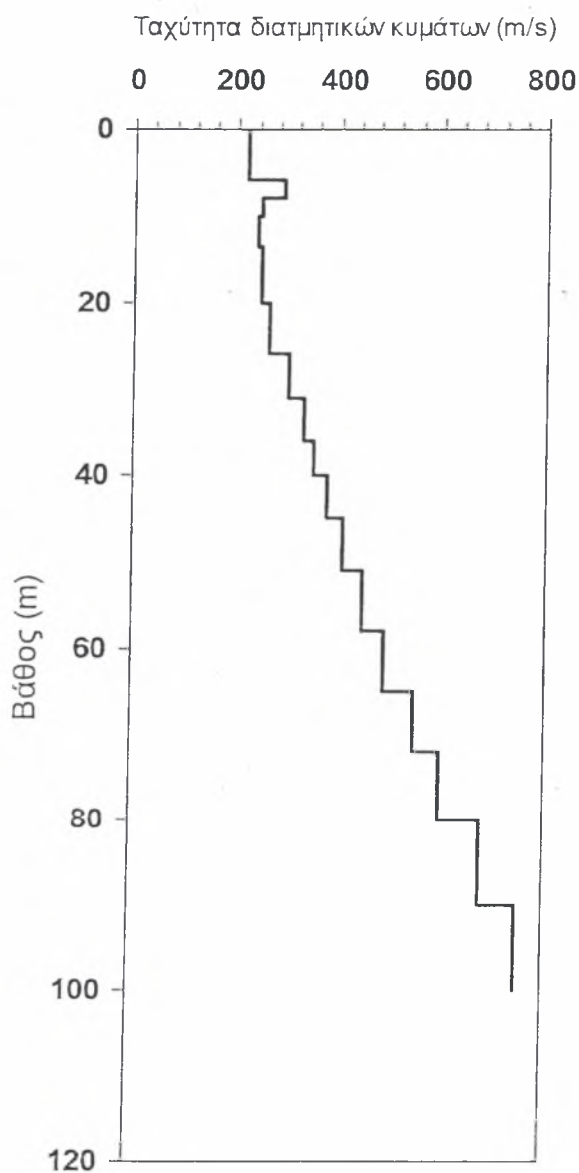
Σχήμα Α.3 Σεισμός El Centro: (α) επιτάχυνση και (β) ταχύτητα ως προς τον χρόνο (γ) φάσμα απόκρισης (λόγος απόσβεσης 5%)

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

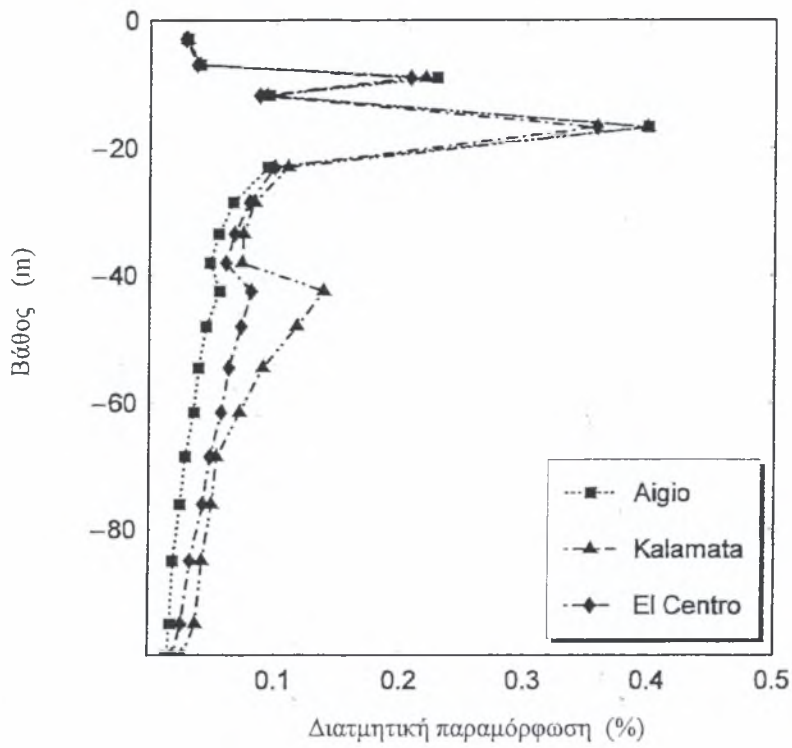
ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΔΡΑΣΗΣ
ΕΔΑΦΟΥΣ-ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

ΓΕΩΤΡΗΣΗ Β10-77

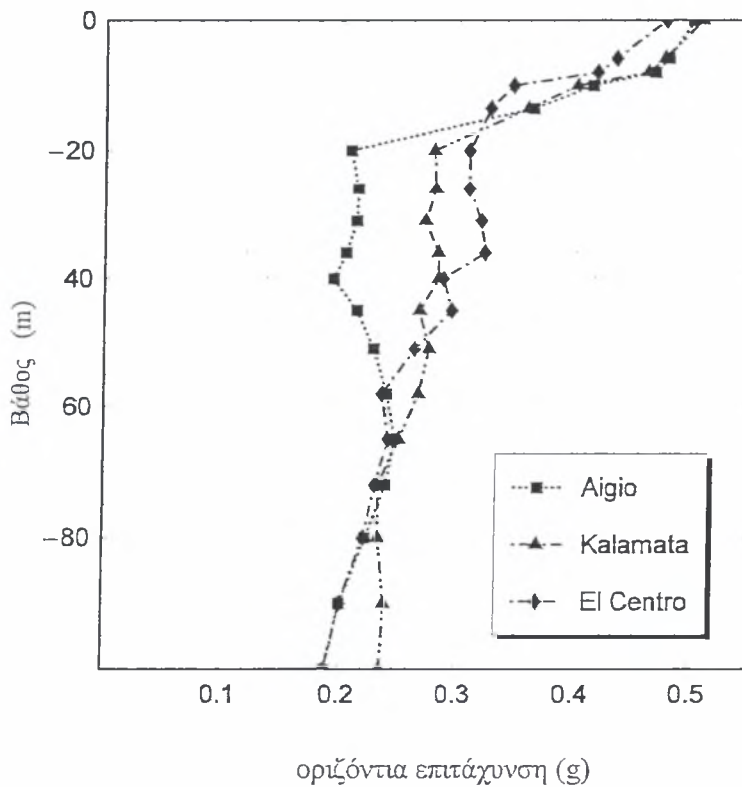
Η γεώτρηση αυτή ευρίσκεται στην ζώνη 10 και έχει αριθμό 77. Το προφίλ της γεώτρησης έχει παρουσιαστεί στο Κεφάλαιο 5. Στην γεώτρηση αυτή εμφανίζεται κίνδυνος ρευστοποίησης σε βάθη 5 – 6 & 9,5-13,5 μέτρα. Στο Σχήμα Β.1 δίνεται, το διάγραμμα της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων και στα Σχήματα Β.1- Β.4 τα διαγράμματα που έχουν προκύψει από την ανάλυση ελεύθερου πεδίου.



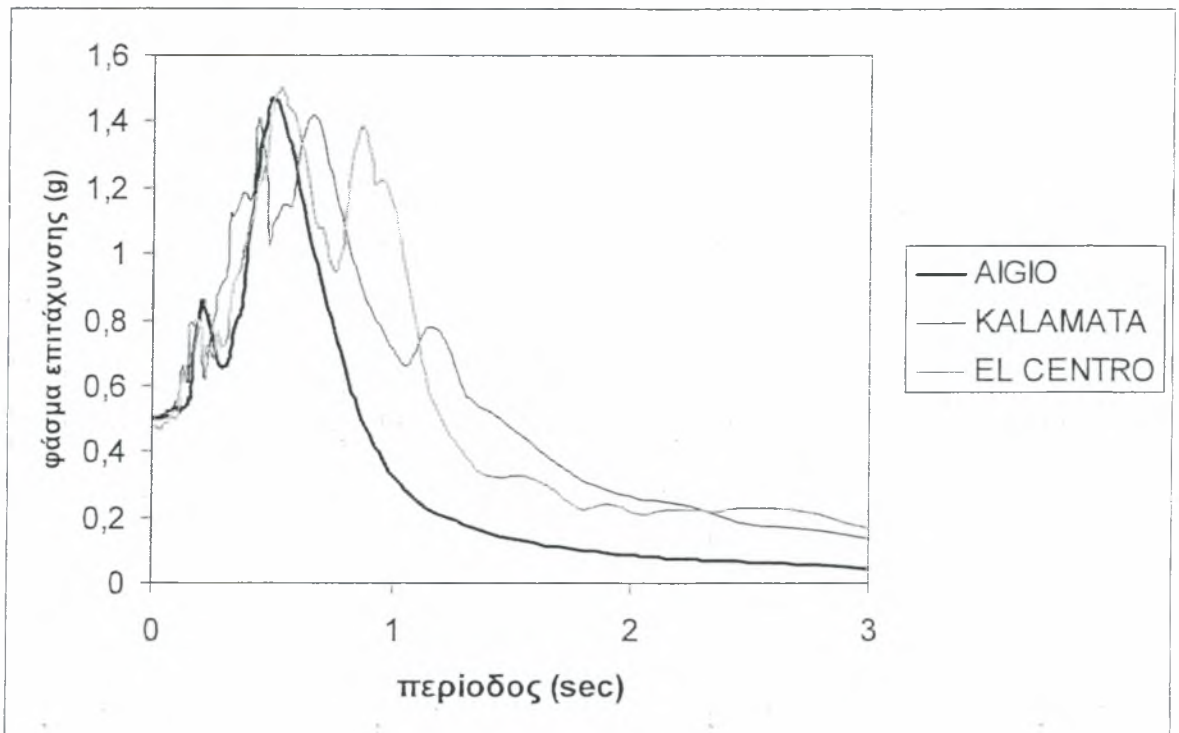
Σχήμα Β.1 Κατανομή ταχύτητας διατμητικών κυμάτων με το βάθος



Σχήμα Β.2 Κατανομή διατμητικής παραμόρφωσης (%) με το βάθος

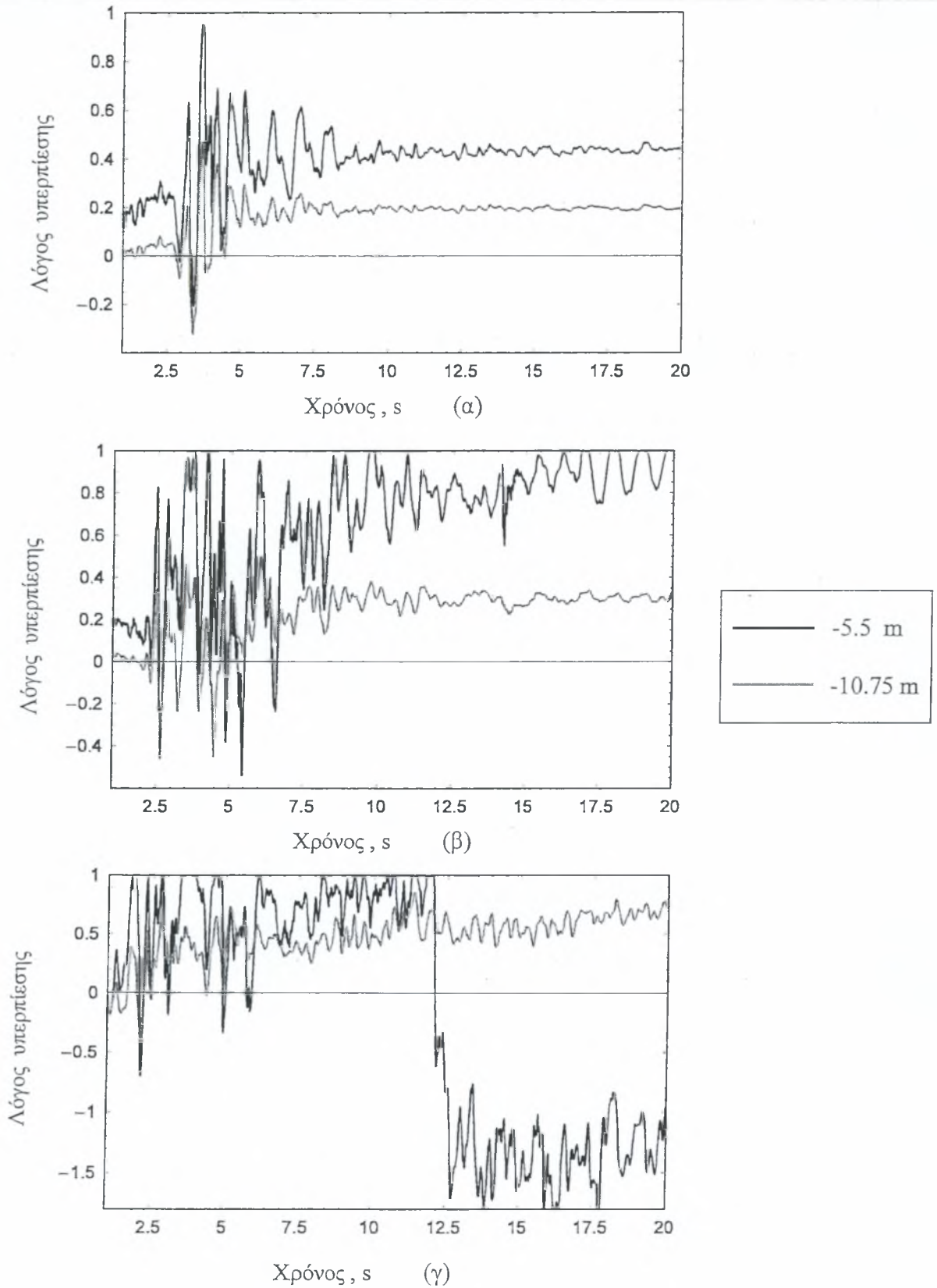


Σχήμα Β.3 Κατανομή οριζόντιας επιτάχυνσης με το βάθος



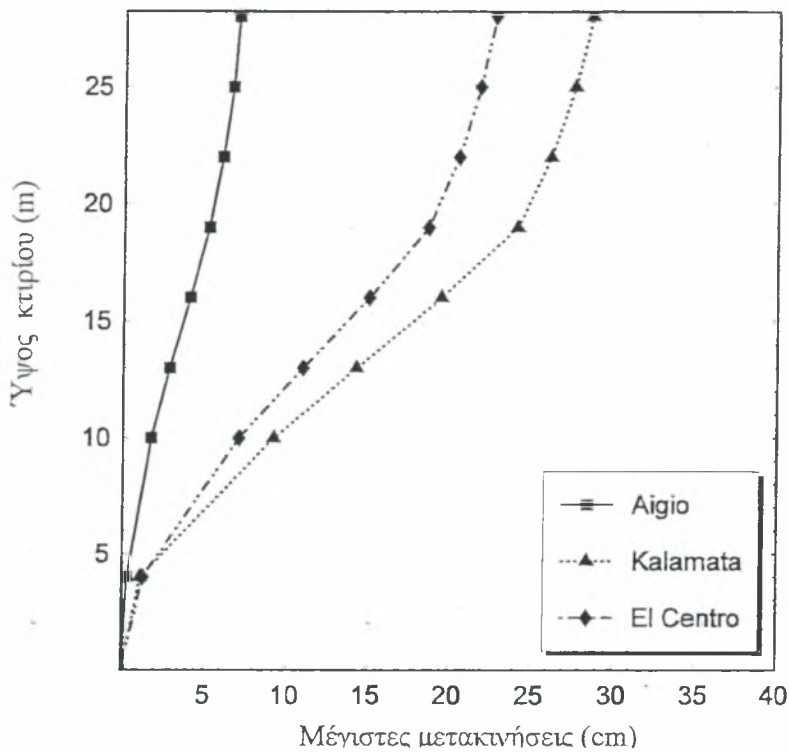
Σχήμα Β.4 Κανονικοποιημένο ελαστικό φάσμα εδαφικής απόκρισης επιτάχυνσης για τους τρεις σεισμούς

Οι παραμορφώσεις του εδάφους αυξάνονται όσο ανεβαίνουμε προς την επιφάνεια για να μειωθούν ξανά μέσα στις χαλαρές στρώσεις άμμου-αργίλου (Σχήμα Β.2). Η οριζόντια επιτάχυνση στην επιφάνεια του εδάφους παίρνει τιμές 0.5g. Από το Σχήμα Β.4 φαίνεται ότι και οι τρεις σεισμοί εμφανίζουν υψηλές επιταχύνσεις σε περιόδους από 0.3 μέχρι 1.3 sec. Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως υπάρχει ένα στρώμα πάχους περίπου 2 μέτρων όπου αναμένετε ρευστοποίηση. Το γεγονός αυτό επαληθεύεται μόνο για τον σεισμό του El Centro όπου η πίεση πόρων αυξάνεται και ο λόγος $\Delta u/\sigma'_v$ παίρνει τιμές κοντά στην μονάδα, ενώ για τους σεισμούς του Αιγίου και της Καλαμάτας η αριθμητική ανάλυση έδειξε όχι σημαντική αύξηση της πίεσης πόρων (Σχήμα Β.5).

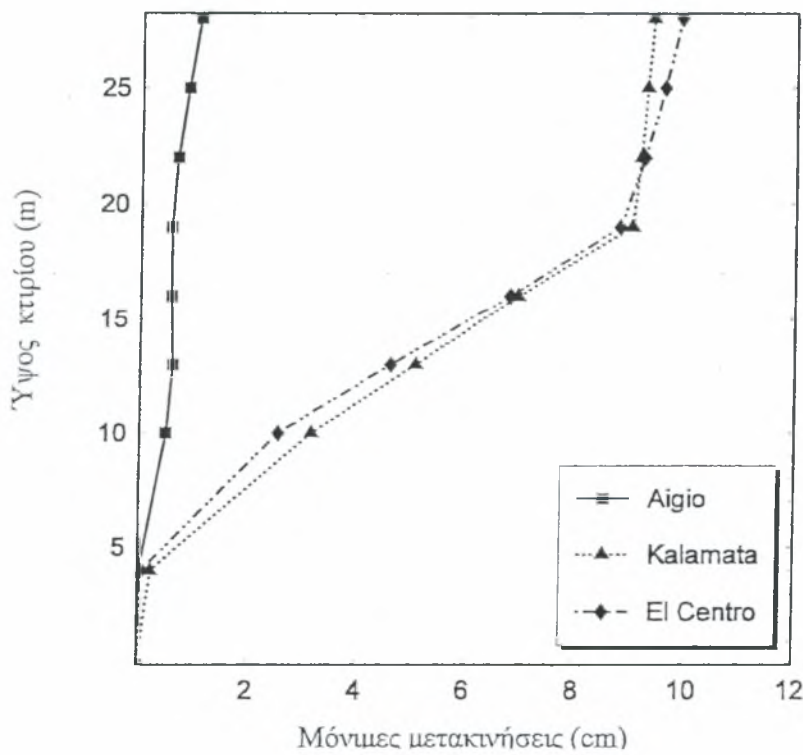


Σχήμα Β.5 : Χρονοϊστορία του λόγου πίεσης πόρων προς την κατακόρυφη ενεργό τάση για τους σεισμούς (α) του Αγίου, (β) Καλαμάτα, (γ) EL Centro

Σχήματα Β.8, Β.9 φαίνονται οι μέγιστες και οι παραμένουσες μετακινήσεις των σεισμών αυτών καθ' ύψος του κτιρίου.

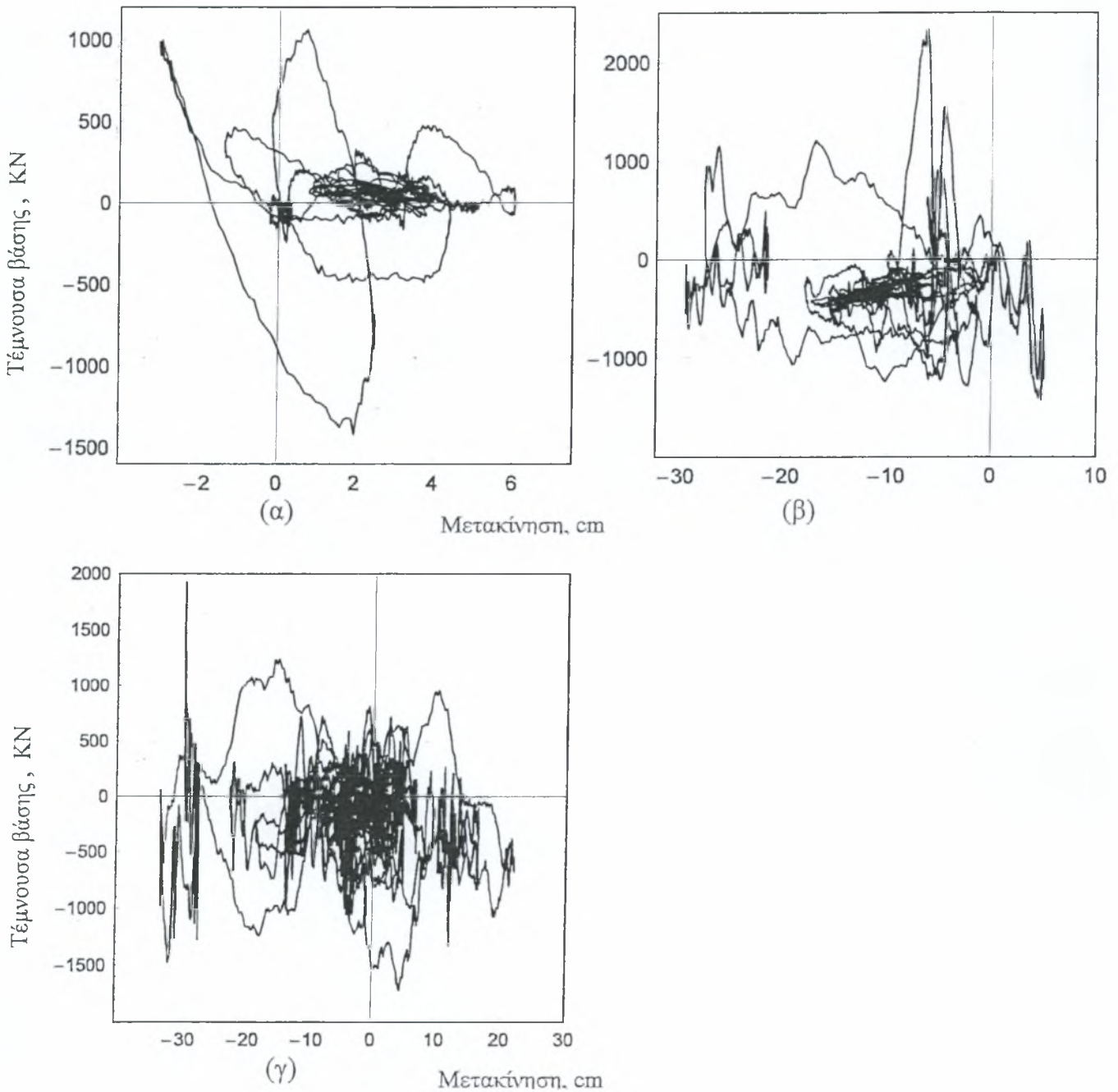


Σχήμα Β.8 Μέγιστες μετακινήσεις καθ' ύψος του κτιρίου

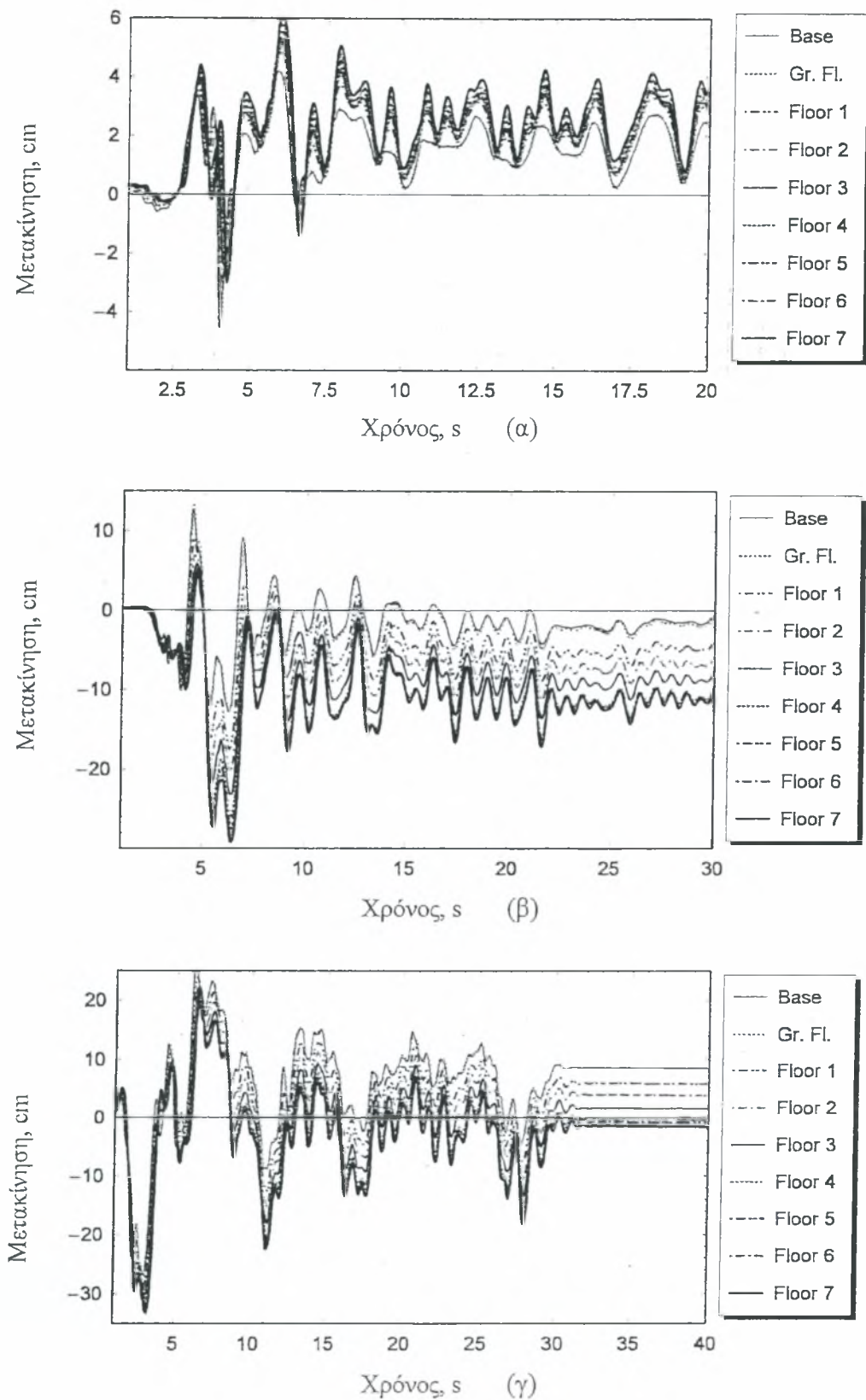


Σχήμα Β.9 Μόνιμες μετακινήσεις καθ' ύψος του κτιρίου

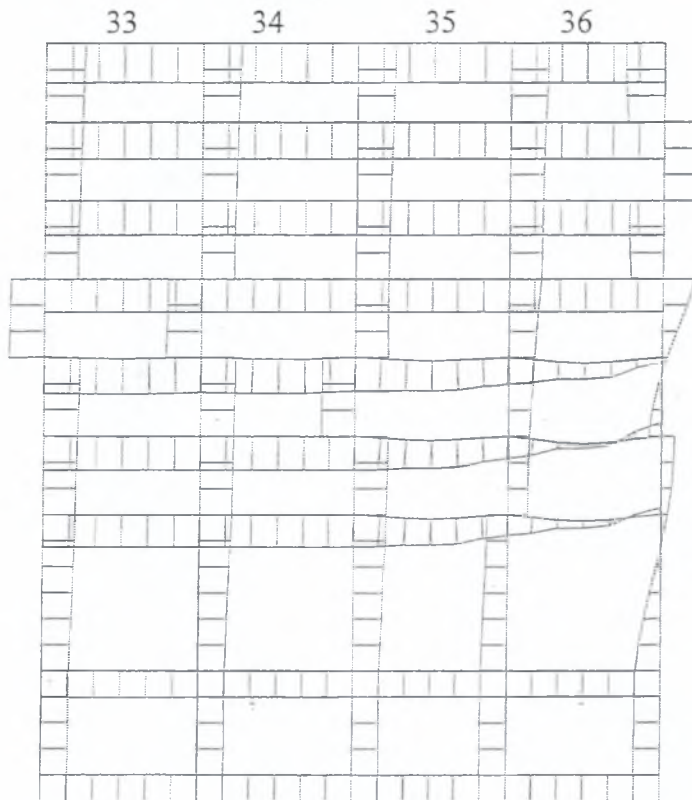
Παρατηρούμε ότι οι μόνιμες μετακινήσεις σε όλο το ύψος της κατασκευής είναι μεγαλύτερες στον σεισμό του El Centro ενώ τις μέγιστες μετακινήσεις τις παίρνουμε από τον σεισμό της Καλαμάτας. Παρακάτω δίνονται οι τέμνουσες βάσης για κάθε σεισμό καθώς και οι χρονοϊστορίες των μετακινήσεων σε κάθε όροφο.



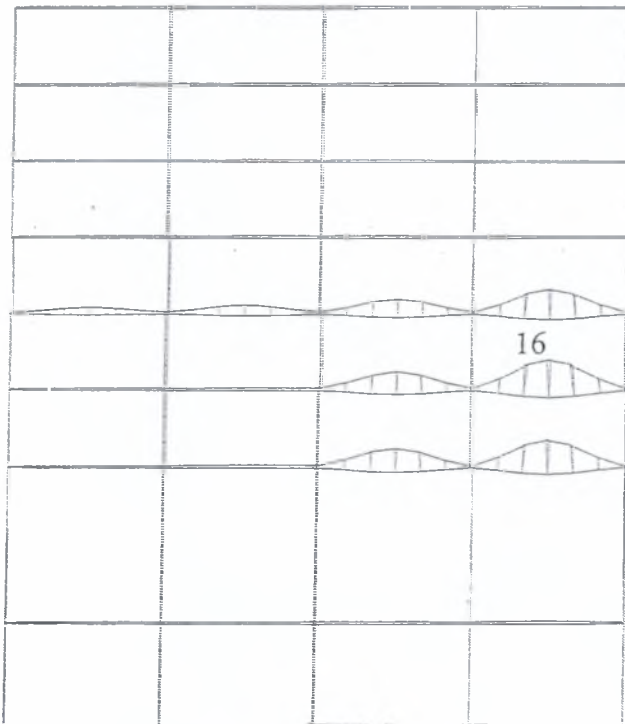
Σχήμα Β.10 Τέμνουσα βάσης ως προς την μετατόπιση του ορόφου για τον σεισμό του (α) Αγίου, (β) της Καλαμάτας, (γ) του El Centro



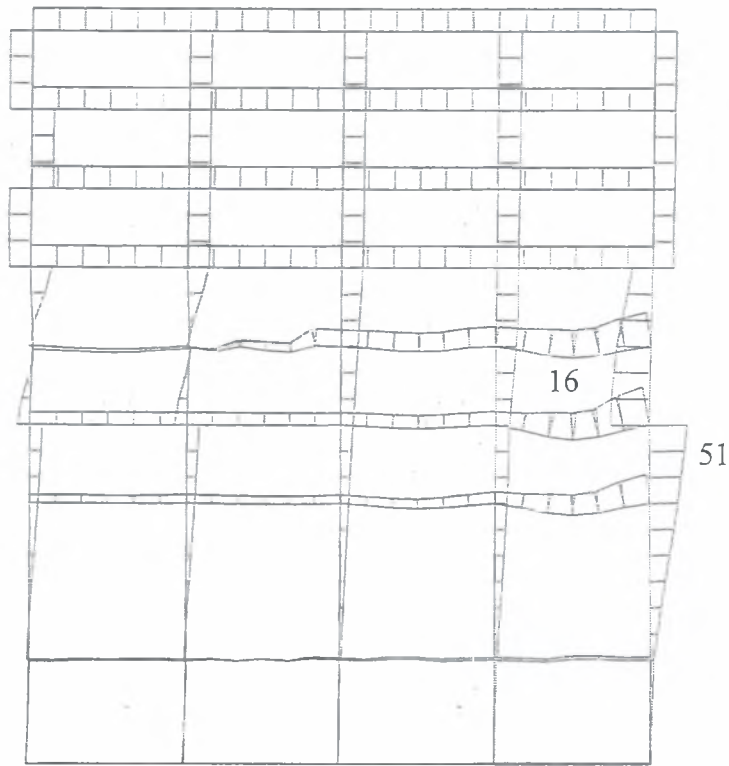
Σχήμα Β.11 Χρονοϊστορία της μετακίνησης κάθε ορόφου για τον σεισμό του (α) Αιγίου, (β) της Καλαμάτας, (γ) του El Centro



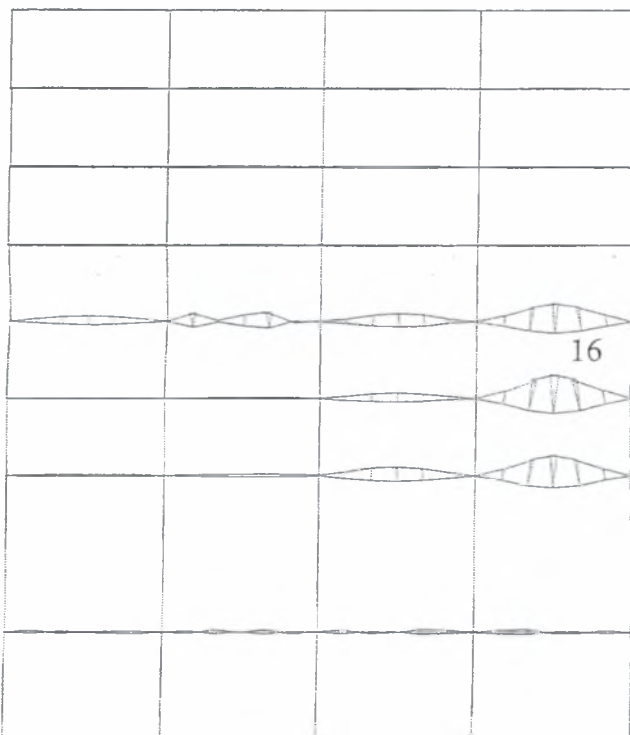
Σχήμα Β.12 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του Αγίου. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση 0.03m (δοκός 33-36)



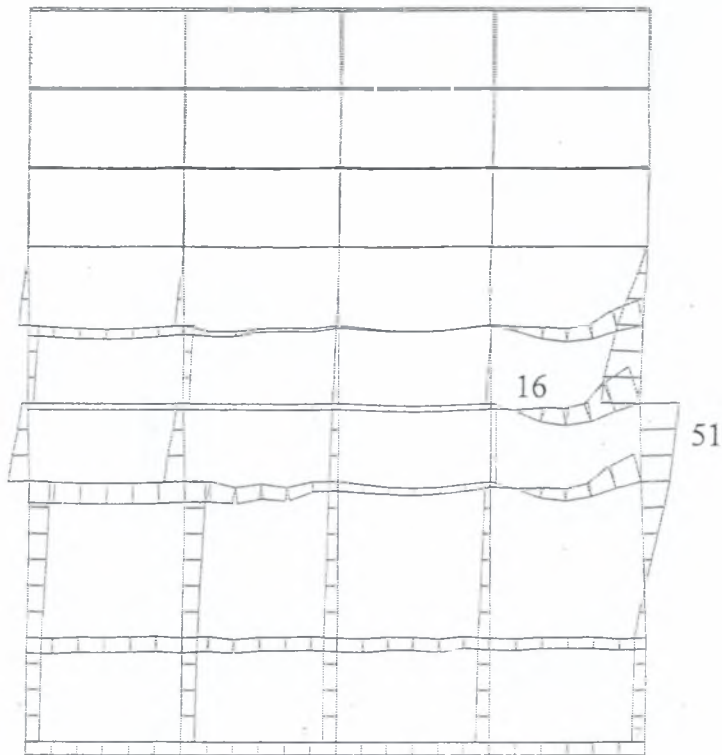
Σχήμα Β.13 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του Αγίου. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.27m (δοκός 16)



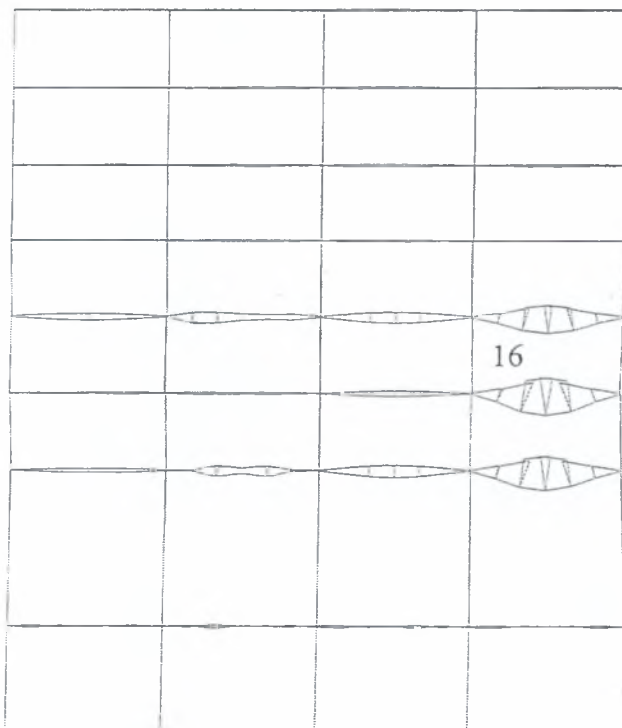
Σχήμα Β.14 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό της Καλαμάτας. Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση -0.17m (δοκός 51, 16)



Σχήμα Β.15 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό της Καλαμάτας. Μέγιστη κατακόρυφη μετακίνηση -0.56m (δοκός 16)



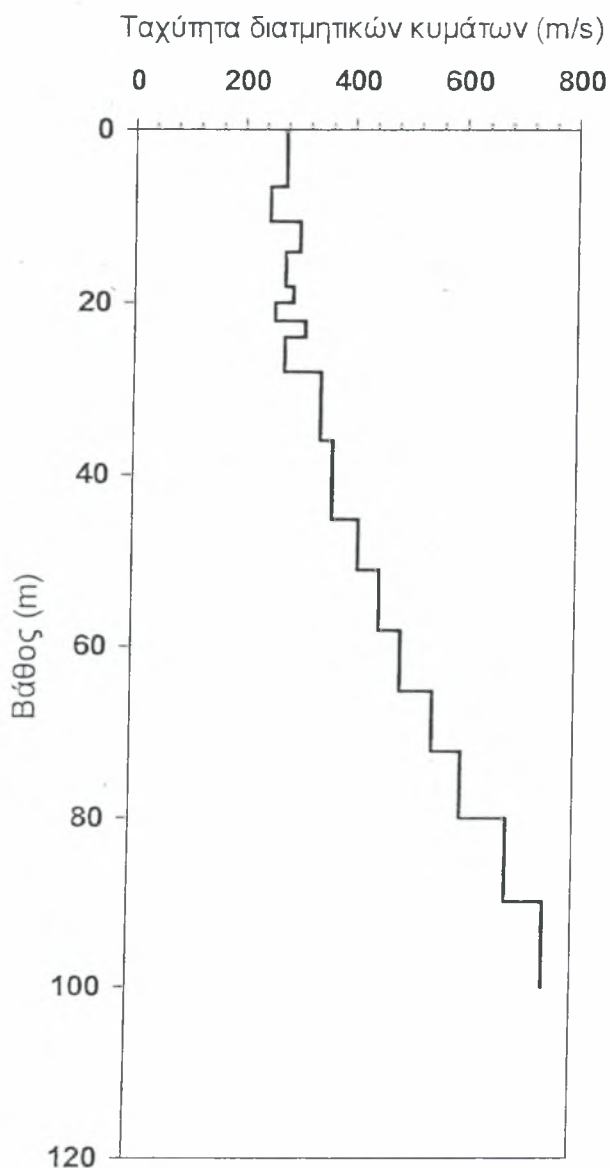
Σχήμα Β.16 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του El Centro. Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση -0.24m (δοκός 51, 16)



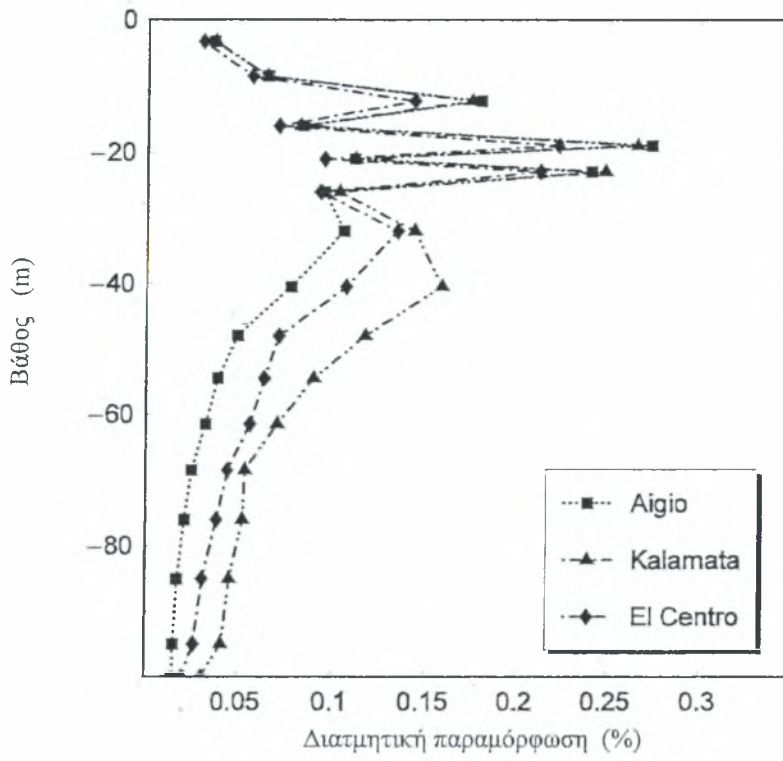
Σχήμα Β.17 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του El Centro. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.86m (δοκός 16)

ΓΕΩΤΡΗΣΗ Β10-53

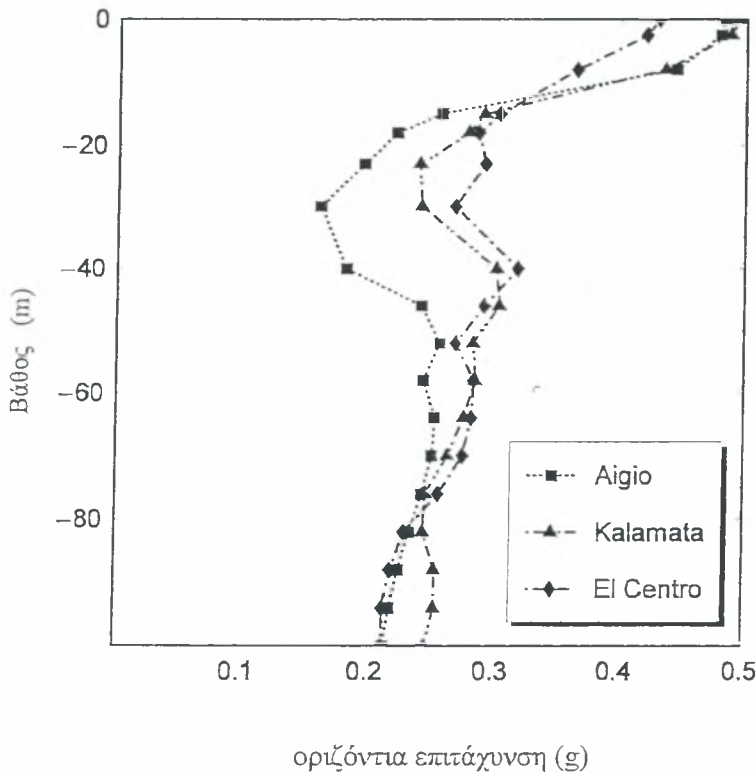
Η γεώτρηση αυτή ευρίσκεται στην ζώνη 10 και έχει αριθμό 53. Το προφίλ της γεώτρησης έχει παρουσιαστεί στο Κεφάλαιο 5. Στην γεώτρηση αυτή εμφανίζεται κίνδυνος ρευστοποίησης σε βάθος 6 - 10 μέτρα. Στο Σχήμα Β.18 δίνεται ,το διάγραμμα της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων και στα Σχήματα Β.18 - Β.21 τα διαγράμματα που έχουν προκύψει από την ανάλυση ελεύθερου πεδίου.



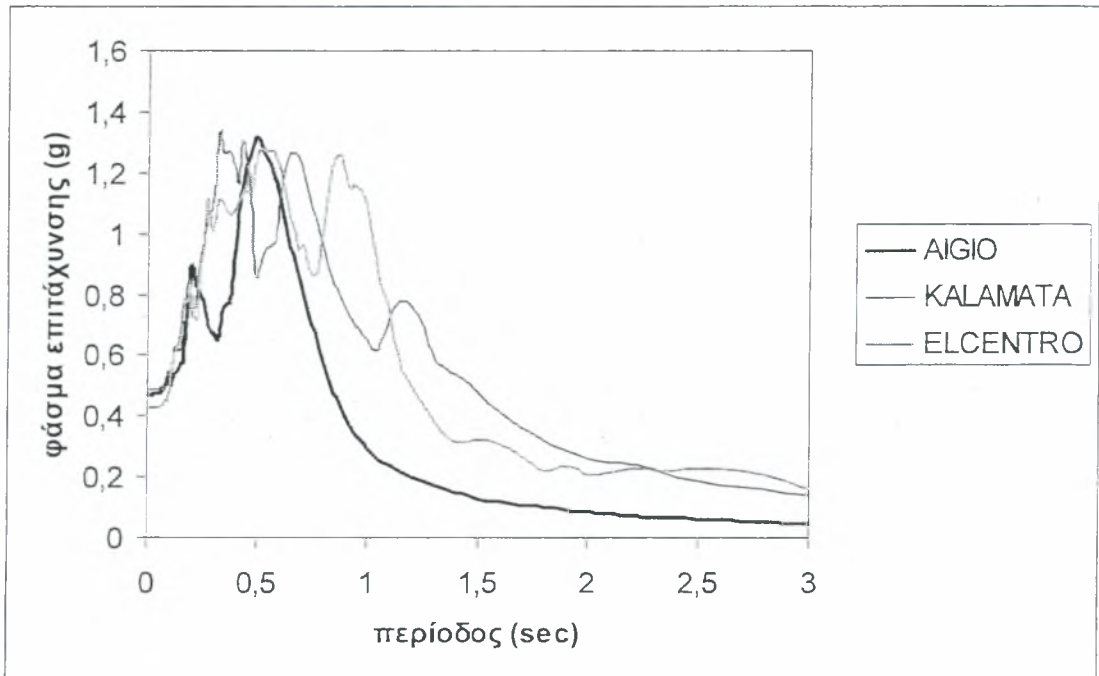
Σχήμα Β.18 Κατανομή ταχύτητας διατμητικών κυμάτων με το βάθος



Σχήμα Β.19 Κατανομή διατμητικής παραμόρφωσης (%) με το βάθος

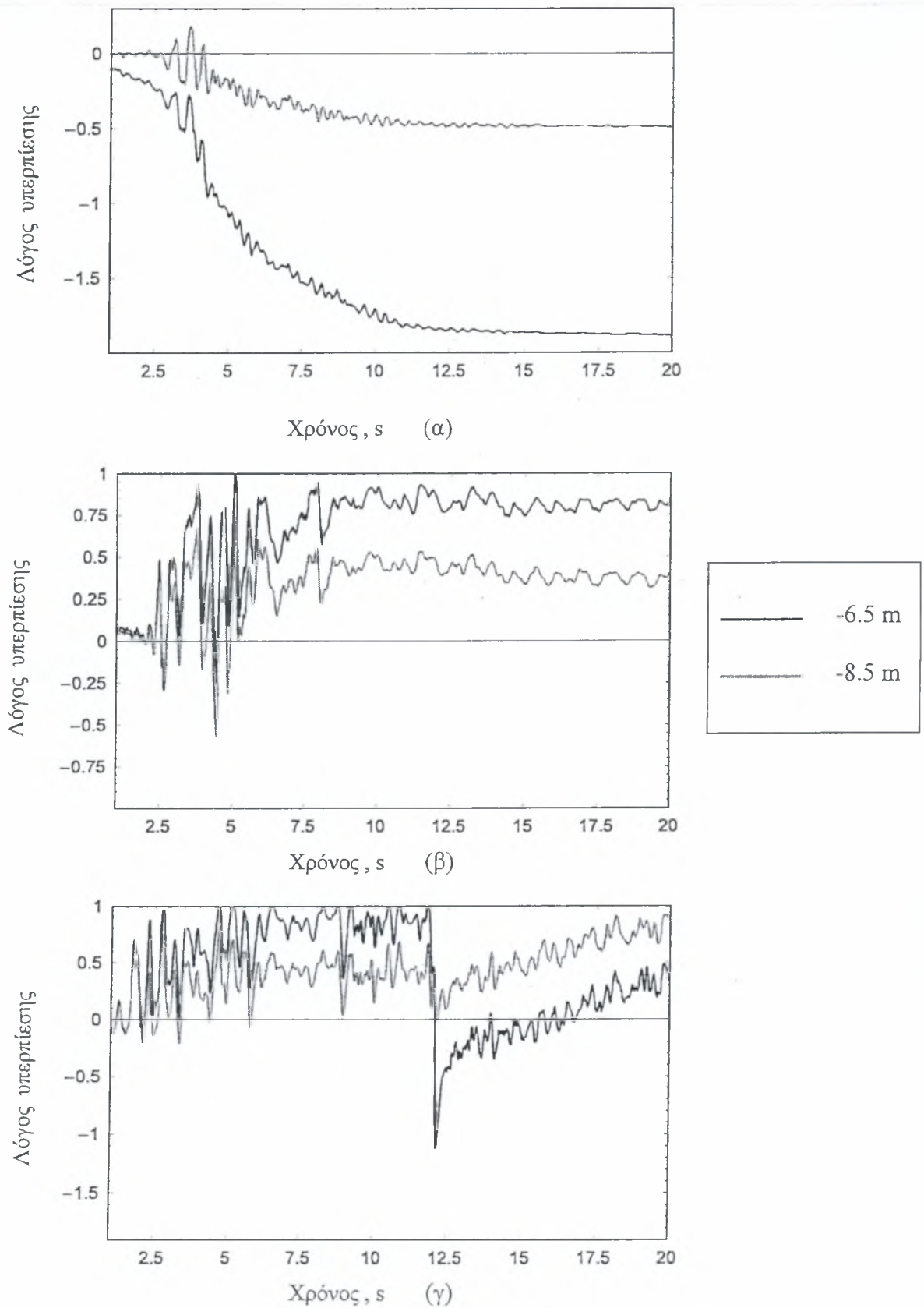


Σχήμα Β.20 Κατανομή οριζόντιας επιτάχυνσης με το βάθος



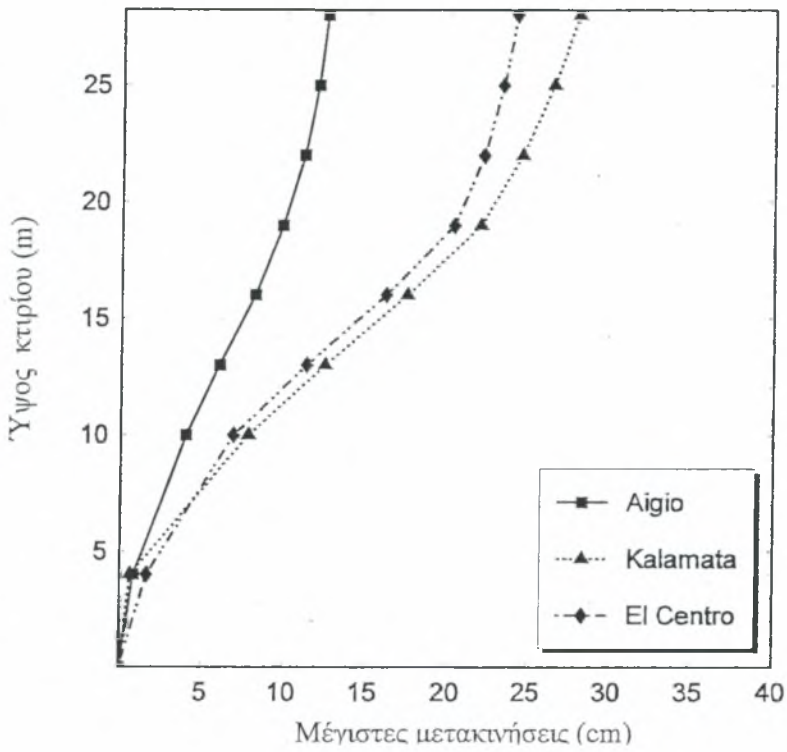
Σχήμα 21 Κανονικοποιημένο ελαστικό φάσμα εδαφικής απόκρισης επιτάχυνσης για τους τρεις σεισμούς

Οι παραμορφώσεις του εδάφους αυξάνονται όσο ανεβαίνουμε προς την επιφάνεια για να μειωθούν ξανά μέσα στις χαλαρές στρώσεις άμμου-αργίλου. Η οριζόντια επιτάχυνση στην επιφάνεια του εδάφους παίρνει τιμές περίπου 0.5g. Από το Σχήμα Β.21 φαίνεται ότι και οι τρεις σεισμοί εμφανίζουν υψηλές επιταχύνσεις σε περιόδους μέχρι 1,5 sec. Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως υπάρχει ένα στρώμα πάχους περίπου 4 μέτρων όπου αναμένετε ρευστοποίηση. Στο Σχήμα Β.22 παρατηρούμε αρνητική υπερπίεση πόρων για τον σεισμό του Αιγίου, ενώ για τους άλλους δύο σεισμούς βλέπουμε σταδιακή αύξηση της υπερπίεσης με λόγο μεγαλύτερο στο στρώμα των -6.5m απ ότι εκείνο στα -8.5m. Για τον σεισμό του El Centro την χρονική στιγμή $t=12\text{sec}$ σημειώνεται απότομη πτώση στον λόγο η οποία οφείλεται στις μεγάλες παραμορφώσεις του στρώματος την χρονική εκείνη στιγμή.

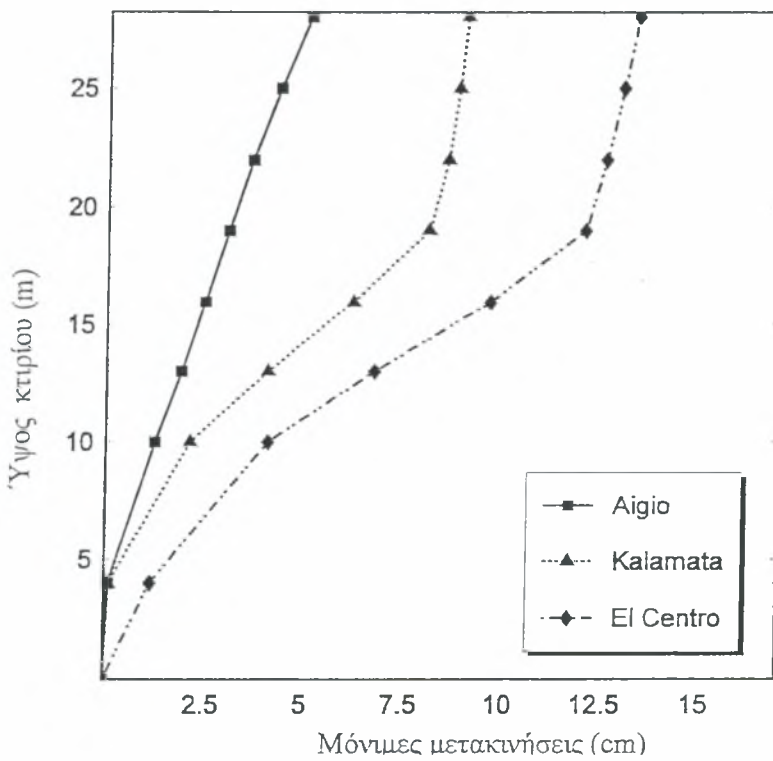


Σχήμα Β.22: Χρονοϊστορία του λόγου πίεσης πόρων προς την κατακόρυφη ενεργό τάση για τους σεισμούς (α) του Αιγίου, (β) Καλαμάτας, (γ) El Centro

Στα Σχήματα Β.23, Β.24 φαίνονται οι μέγιστες και οι παραμένουσες μετακινήσεις των σεισμών αυτών.

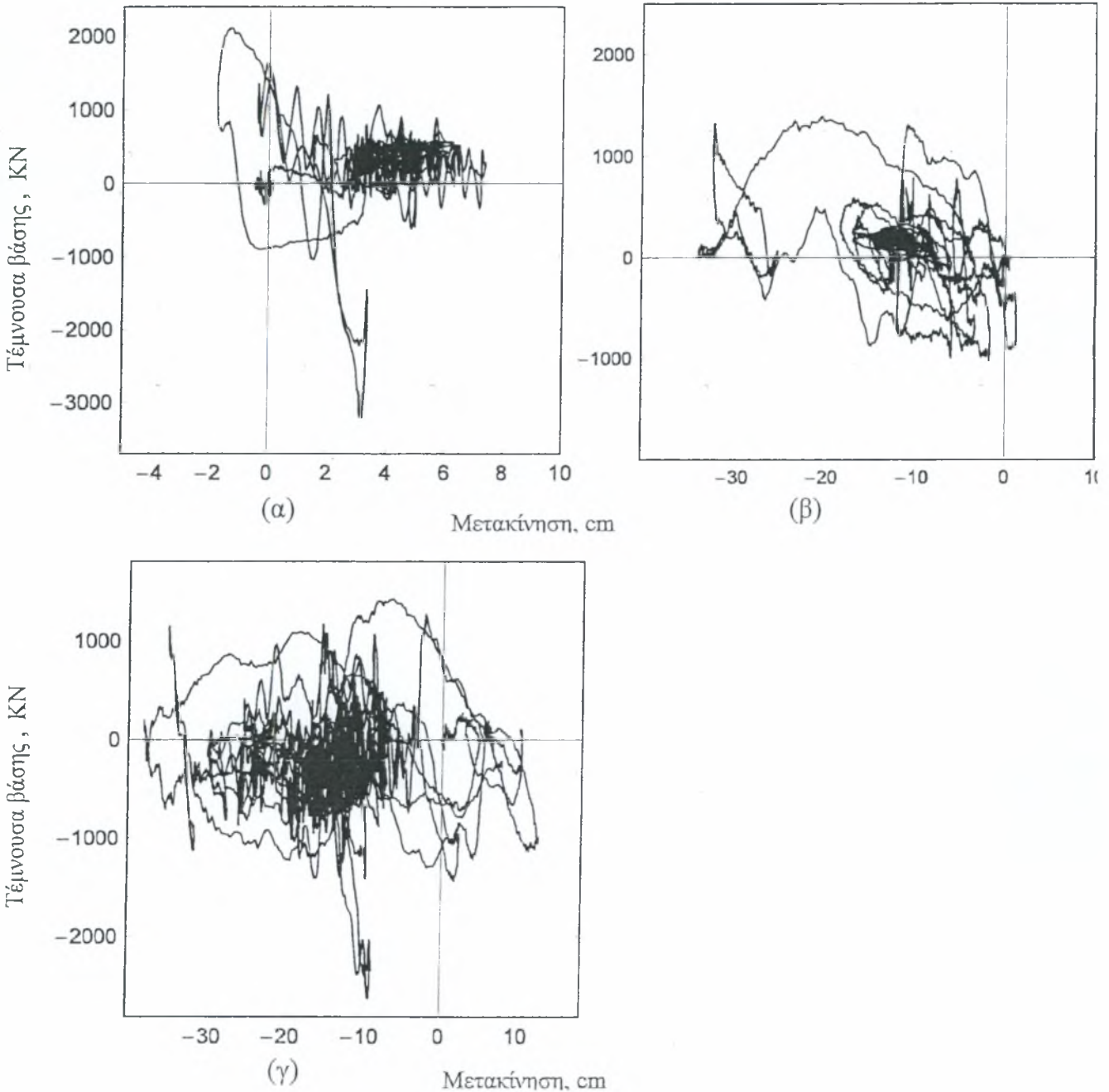


Σχήμα Β.23 Μέγιστες μετακινήσεις καθ' ύψος του κτιρίου

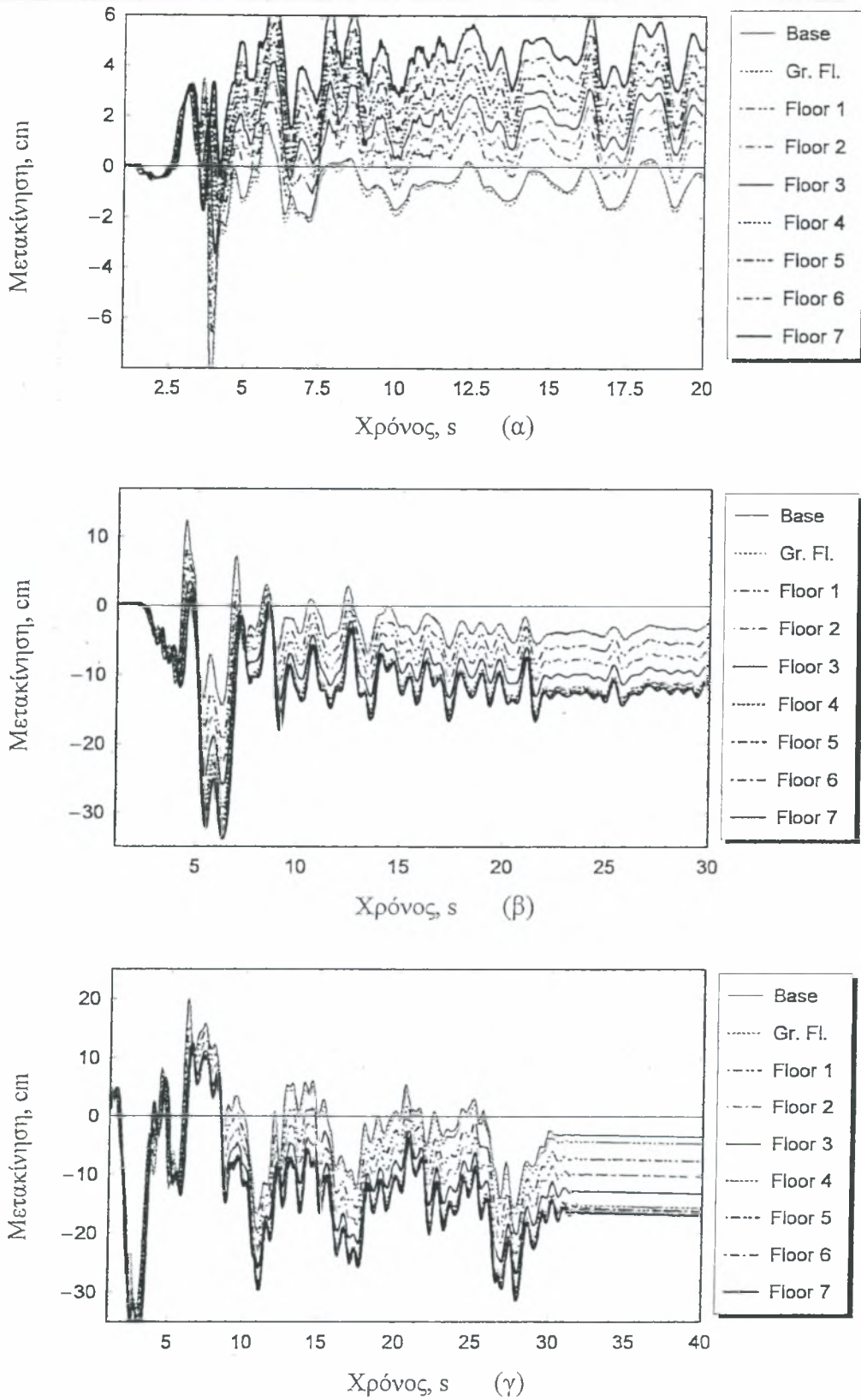


Σχήμα Β.24 Μόνιμες μετακινήσεις καθ' ύψος του κτιρίου

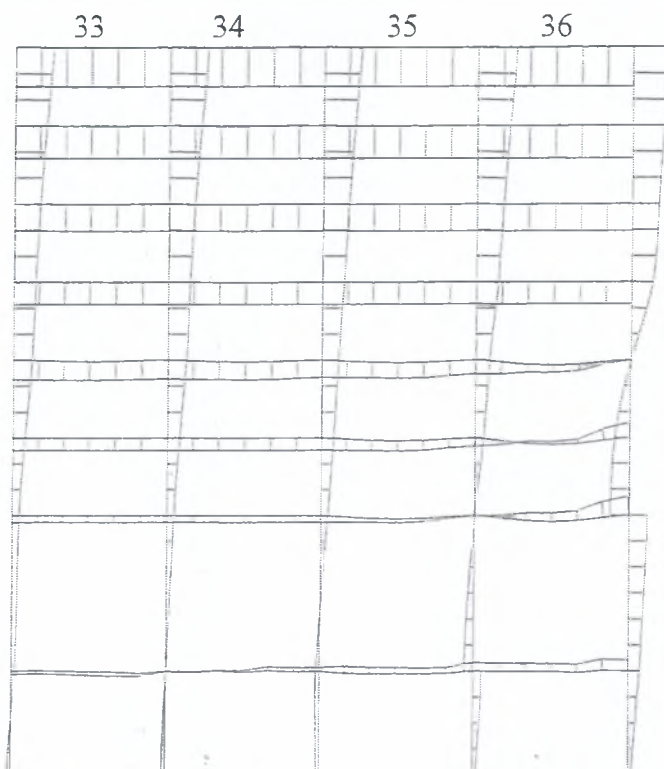
Παρατηρούμε ότι οι μόνιμες μετακινήσεις σε όλο το ύψος της κατασκευής είναι μεγαλύτερες στον σεισμό του El Centro ενώ τις μέγιστες μετακινήσεις τις παίρνουμε από τον σεισμό της Καλαμάτας. Παρακάτω δίνονται οι τέμνουσες βάσης για κάθε σεισμό καθώς και οι χρονοϊστορίες των μετακινήσεων σε κάθε όροφο.



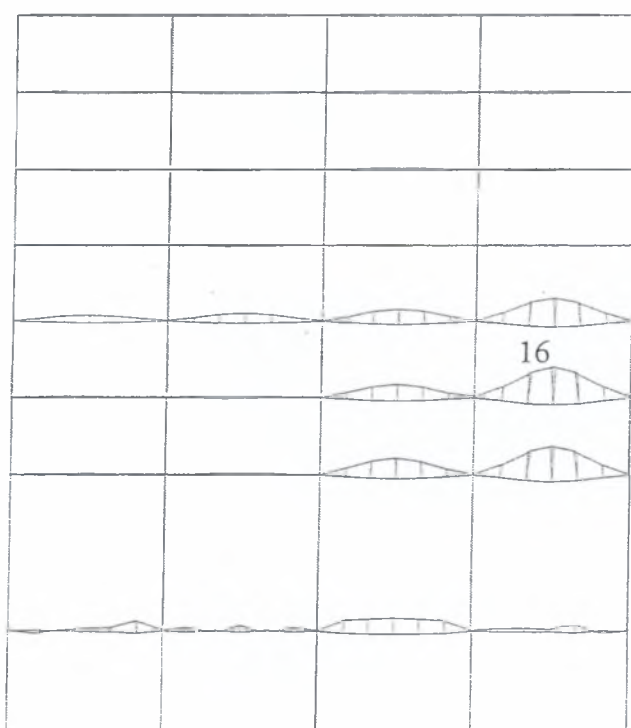
Σχήμα Β.25 Τέμνουσα βάσης ως προς την μετατόπιση του ορόφου για τον σεισμό του (α) του Αγίου, (β) Καλαμάτας, (γ) El Centro



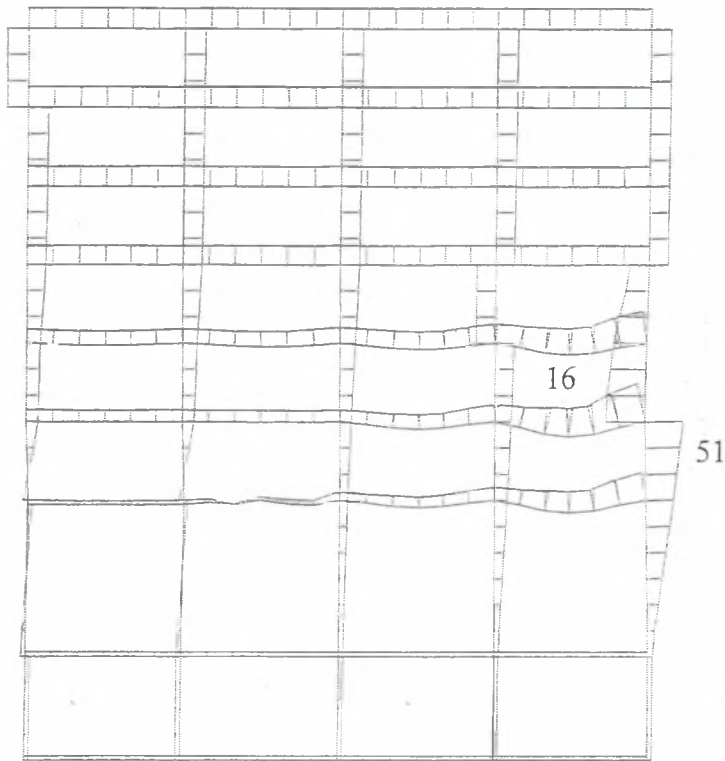
Σχήμα Β.26 Χρονοϊστορία της μετακίνησης κάθε ορόφου για τον σεισμό του (α) του Αγίου, (β) Καλαμάτας, (γ) El Centro



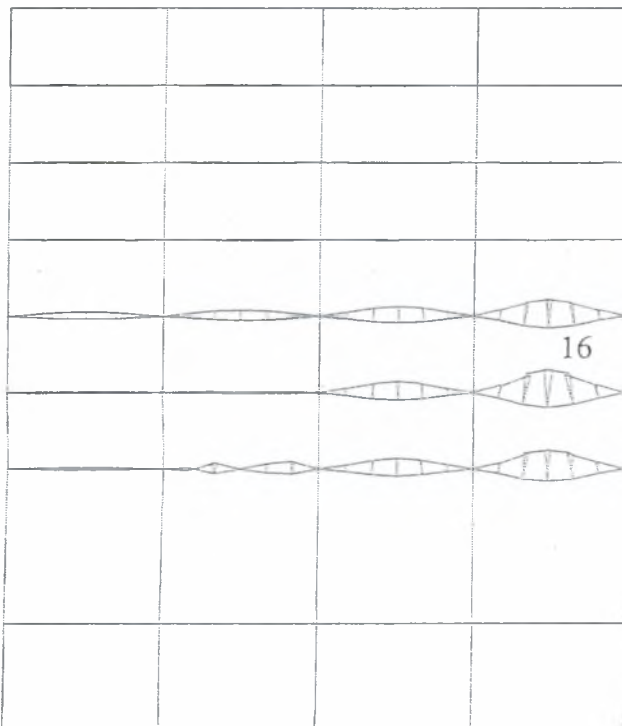
Σχήμα Β.27 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του Αιγίου. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση 0.05m (δοκός 33, 36)



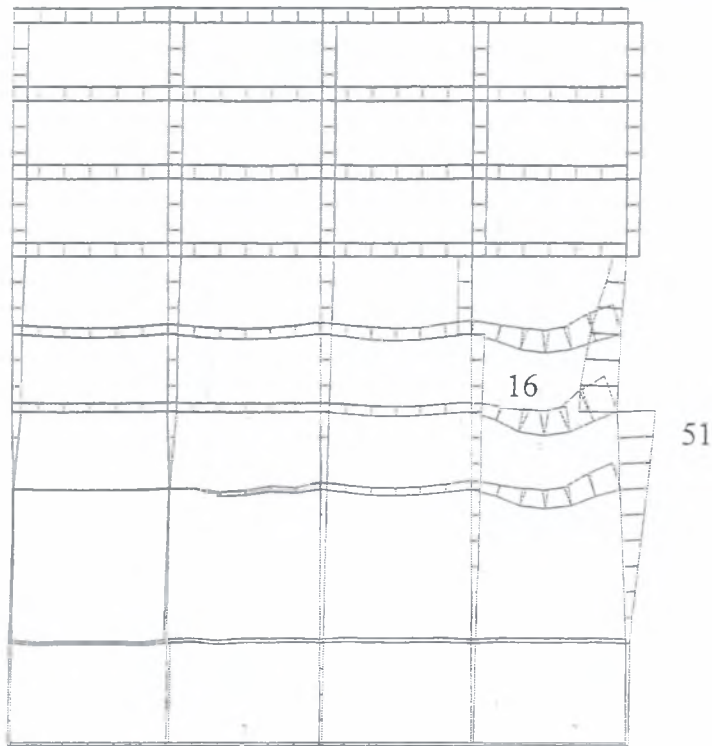
Σχήμα Β.28 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του Αιγίου. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.28m (δοκός 16)



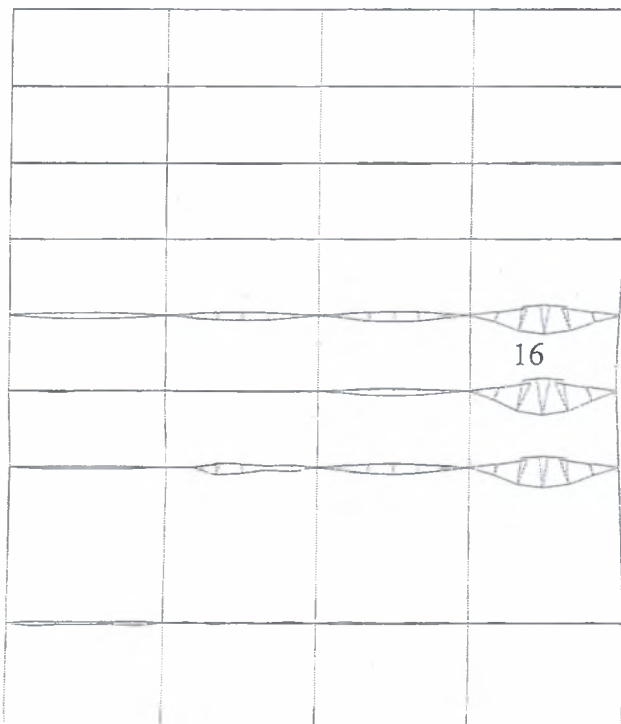
Σχήμα Β.29 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό της Καλαμάτας. Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση -0.22m (δοκός 51, 16)



Σχήμα Β.30 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό της Καλαμάτας. Μέγιστη κατακόρυφη μετακίνηση -0.58m (δοκός 16)



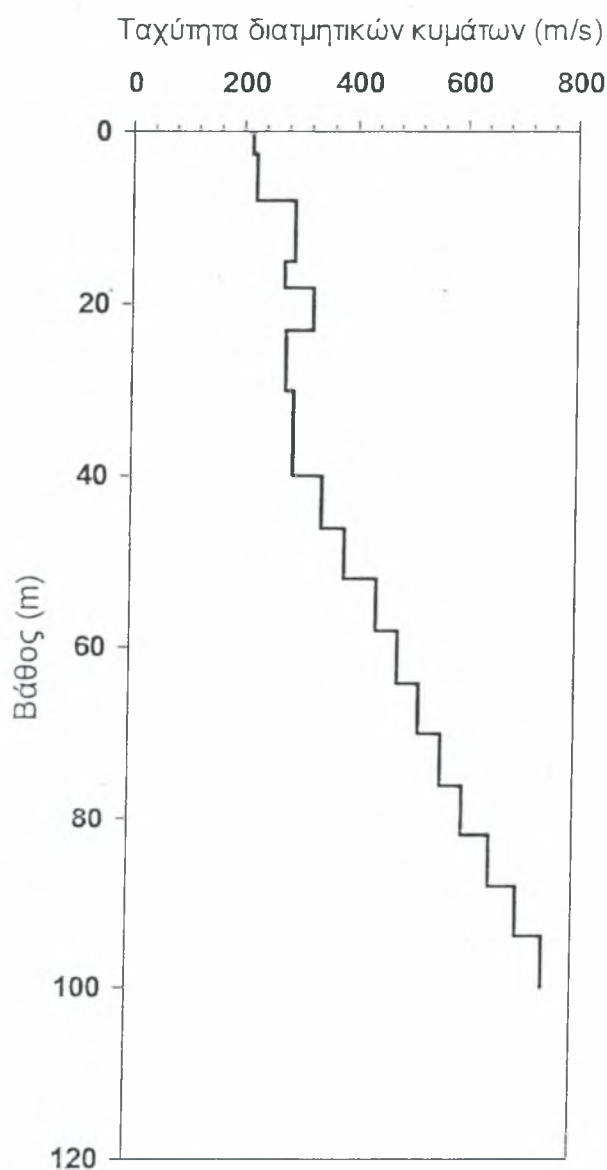
Σχήμα Β.31 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του El Centro. Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση -0.46m (δοκός 51, 16)



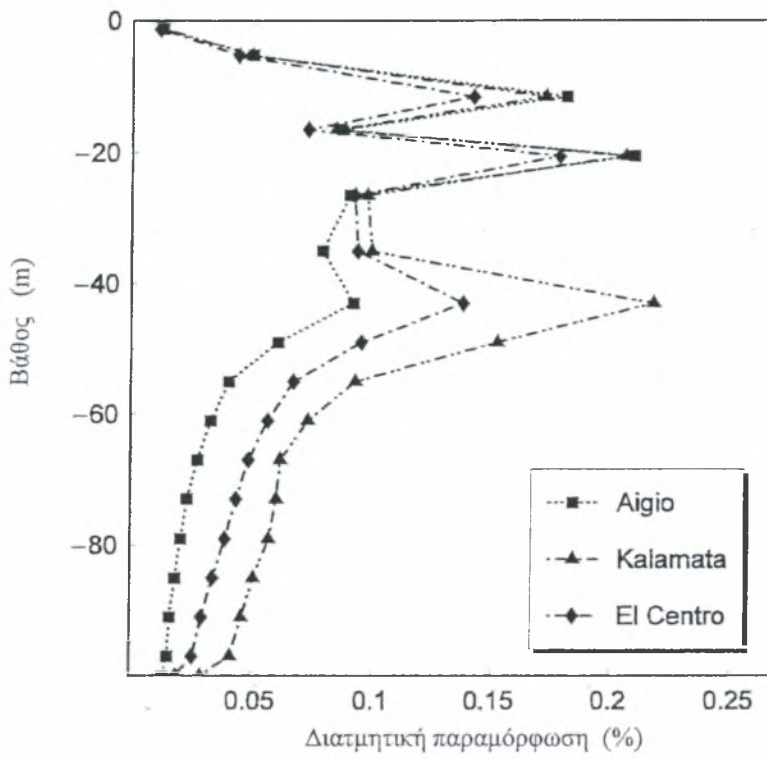
Σχήμα Β.32 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του El Centro. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.95m (δοκός 16)

ΓΕΩΤΡΗΣΗ Β10-56

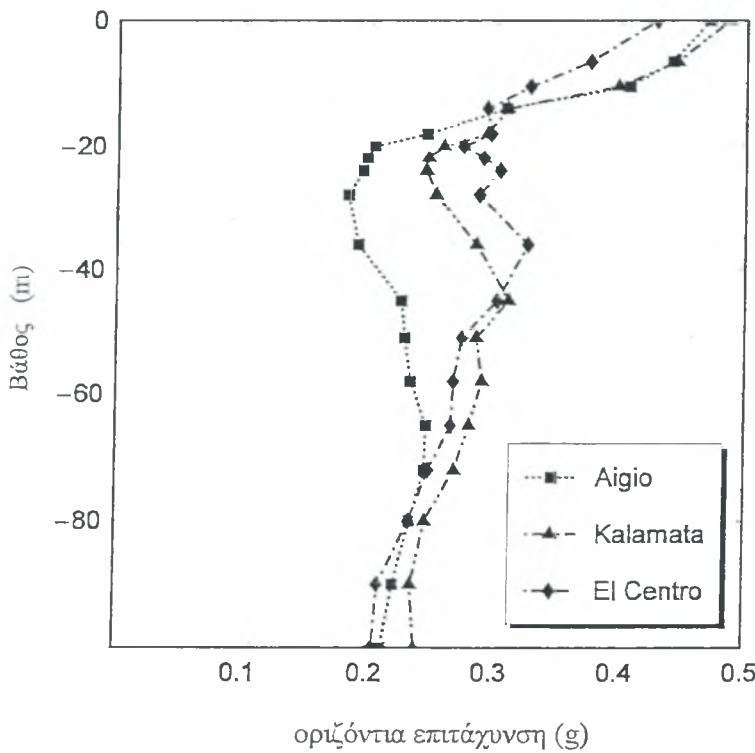
Η γεώτρηση αυτή ευρίσκεται στην ζώνη 10 και έχει αριθμό 56. Το προφίλ της γεώτρησης έχει παρουσιαστεί στο Κεφάλαιο 5. Στην γεώτρηση αυτή εμφανίζεται κίνδυνος ρευστοποίησης σε βάθος 4 - 8 μέτρα. Στο Σχήμα Β.33 δίδεται, το διάγραμμα της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων και στα Σχήματα Β.33 –Β.36 τα διαγράμματα που έχουν προκύψει από την ανάλυση ελεύθερου πεδίου.



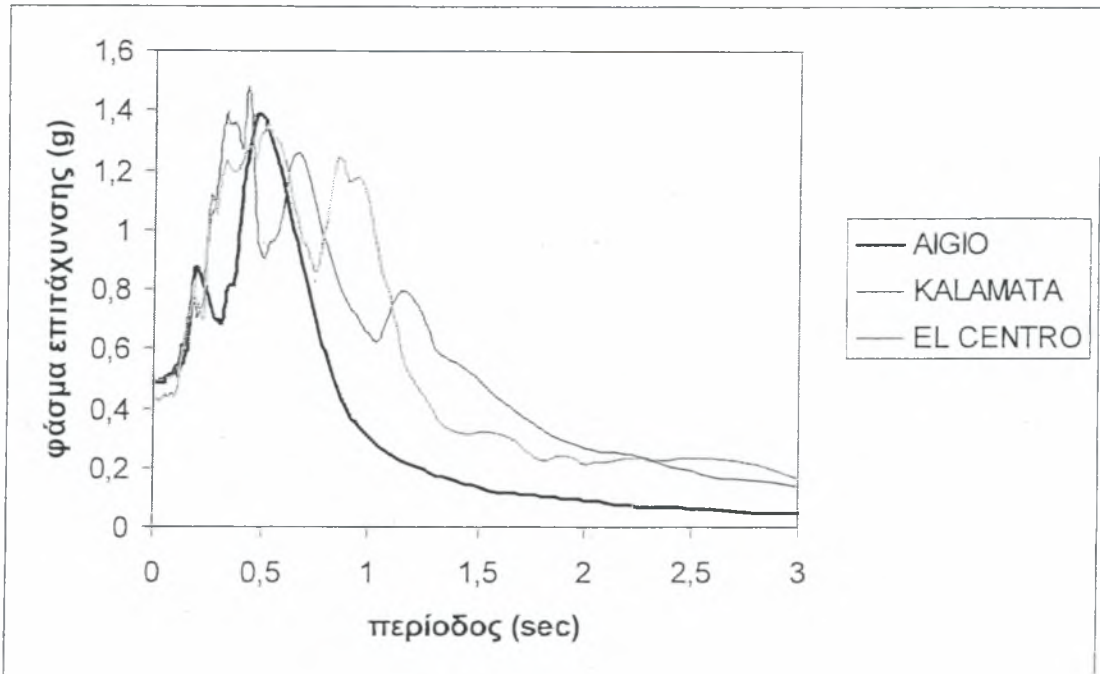
Σχήμα Β.33 Κατανομή ταχύτητας διατμητικών κυμάτων με το βάθος



Σχήμα Β.34 Κατανομή διατμητικής παραμόρφωσης (%) με το βάθος

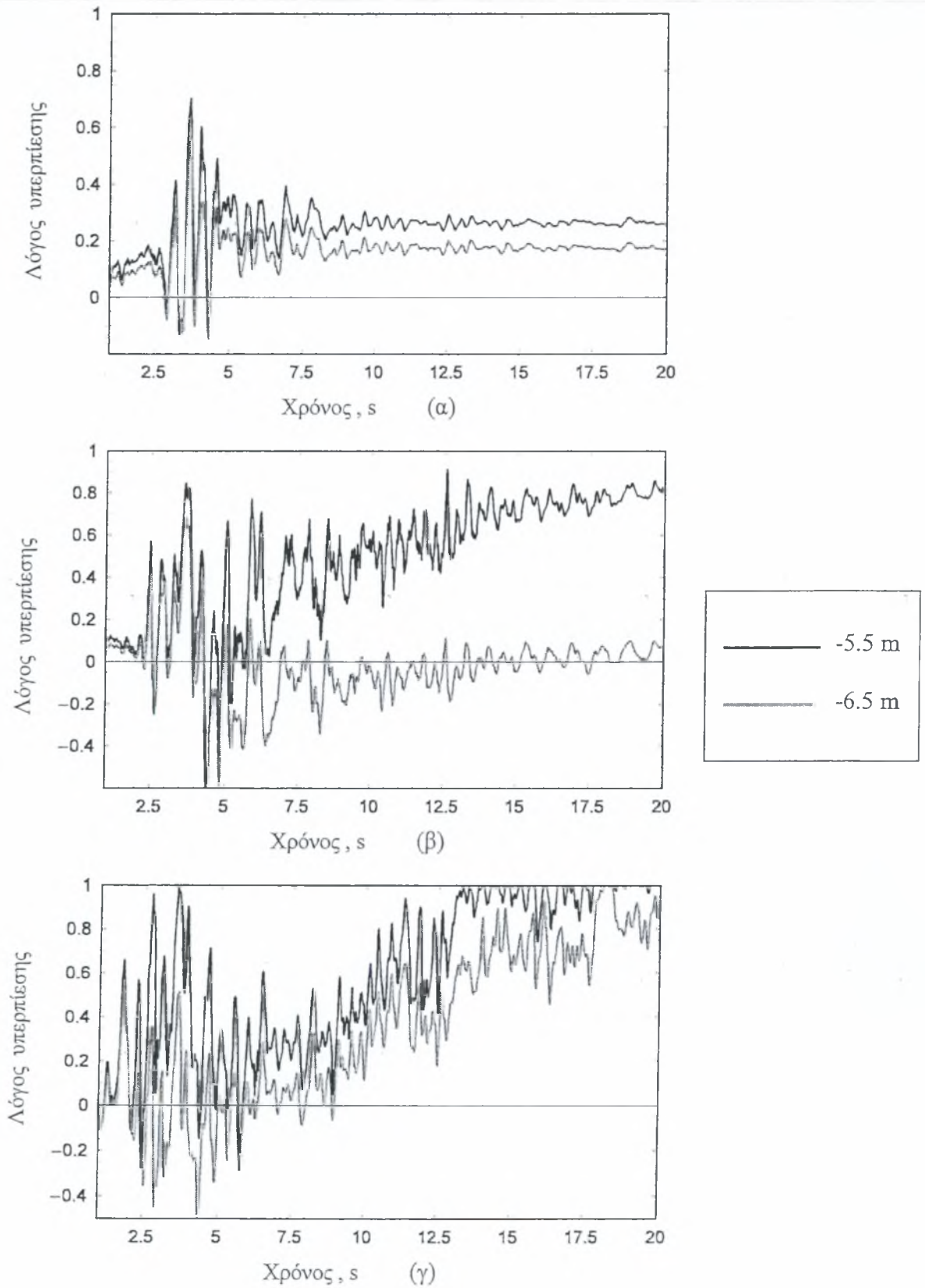


Σχήμα Β.35 Κατανομή οριζόντιας επιτάχυνσης με το βάθος



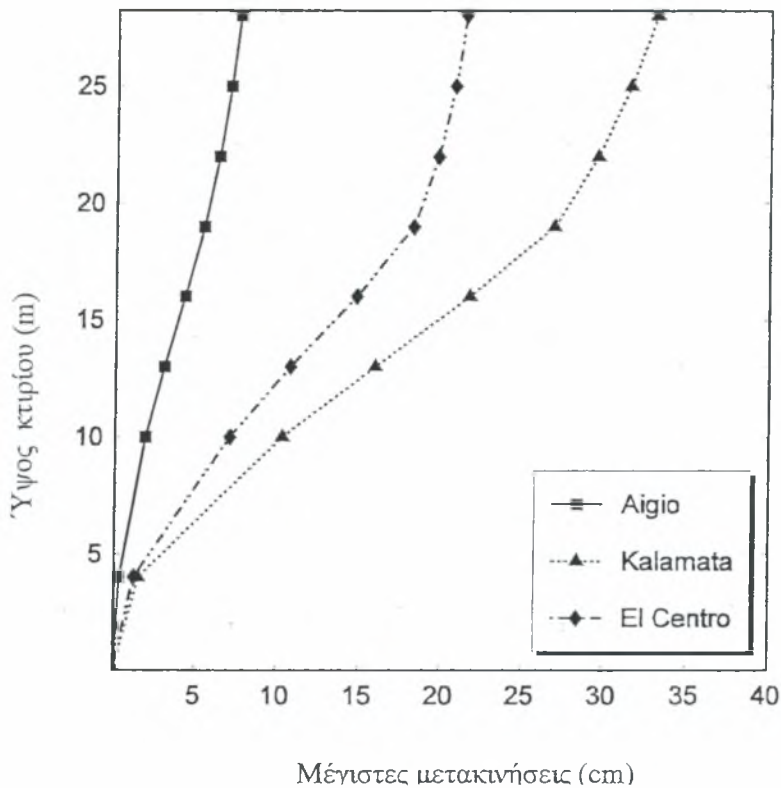
Σχήμα Β.36 Κανονικοποιημένο ελαστικό φάσμα εδαφικής απόκρισης επιτάχυνσης για τους τρεις σεισμούς

Οι παραμορφώσεις του εδάφους αυξάνονται όσο ανεβαίνουμε προς την επιφάνεια για να μειωθούν ξανά μέσα στις χαλαρές στρώσεις άμμου-αργίλου. Η οριζόντια επιτάχυνση στην επιφάνεια του εδάφους παίρνει τιμές περίπου 0.5 g. Από το Σχήμα Β.36 φαίνεται ότι και οι τρεις σεισμοί εμφανίζουν υψηλές επιταχύνσεις σε περιόδους μέχρι 1,5 sec. Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως υπάρχει ένα στρώμα πάχους περίπου 4 μέτρων όπου αναμένετε ρευστοποίηση. Το γεγονός αυτό επαληθεύεται για τον σεισμό του El Centro όπου η πίεση πόρων αυξάνεται και ο λόγος $\Delta u/\sigma'_v$ παίρνει τιμές κοντά στην μονάδα, ενώ για τον σεισμό του Αιγίου η αριθμητική ανάλυση έδειξε ότι σημαντική αύξηση της πίεσης πόρων με εναπομένοντα λόγο ίσο περίπου με 0.2. Για τον σεισμό της Καλαμάτας το στρώμα των -5.5m σημείωσε ρευστοποίηση με λόγο ≈ 0.8 ενώ το στρώμα των -6.5m δεν ανέπτυξε σημαντική πίεση πόρων

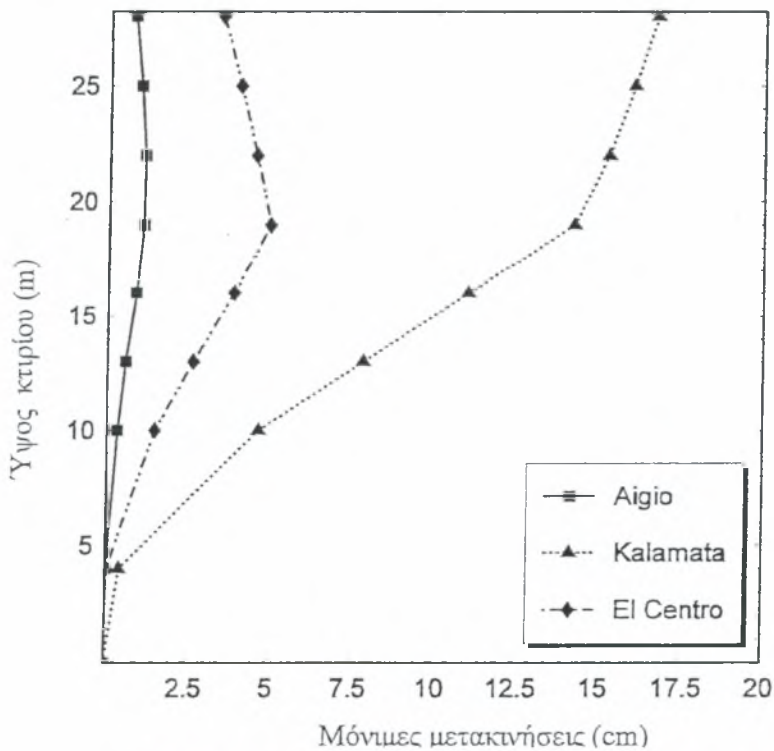


Σχήμα Β.37: Χρονοϊστορία του λόγου πίεσης πόρων προς την κατακόρυφη ενεργό τάση για τους σεισμούς (α) του Αγίου, (β)Καλαμάτα, (γ)EL Centro

Στα Σχήματα Β.38, Β.39 φαίνονται οι μέγιστες και οι παραμένουσες μετακινήσεις των σεισμών αυτών.

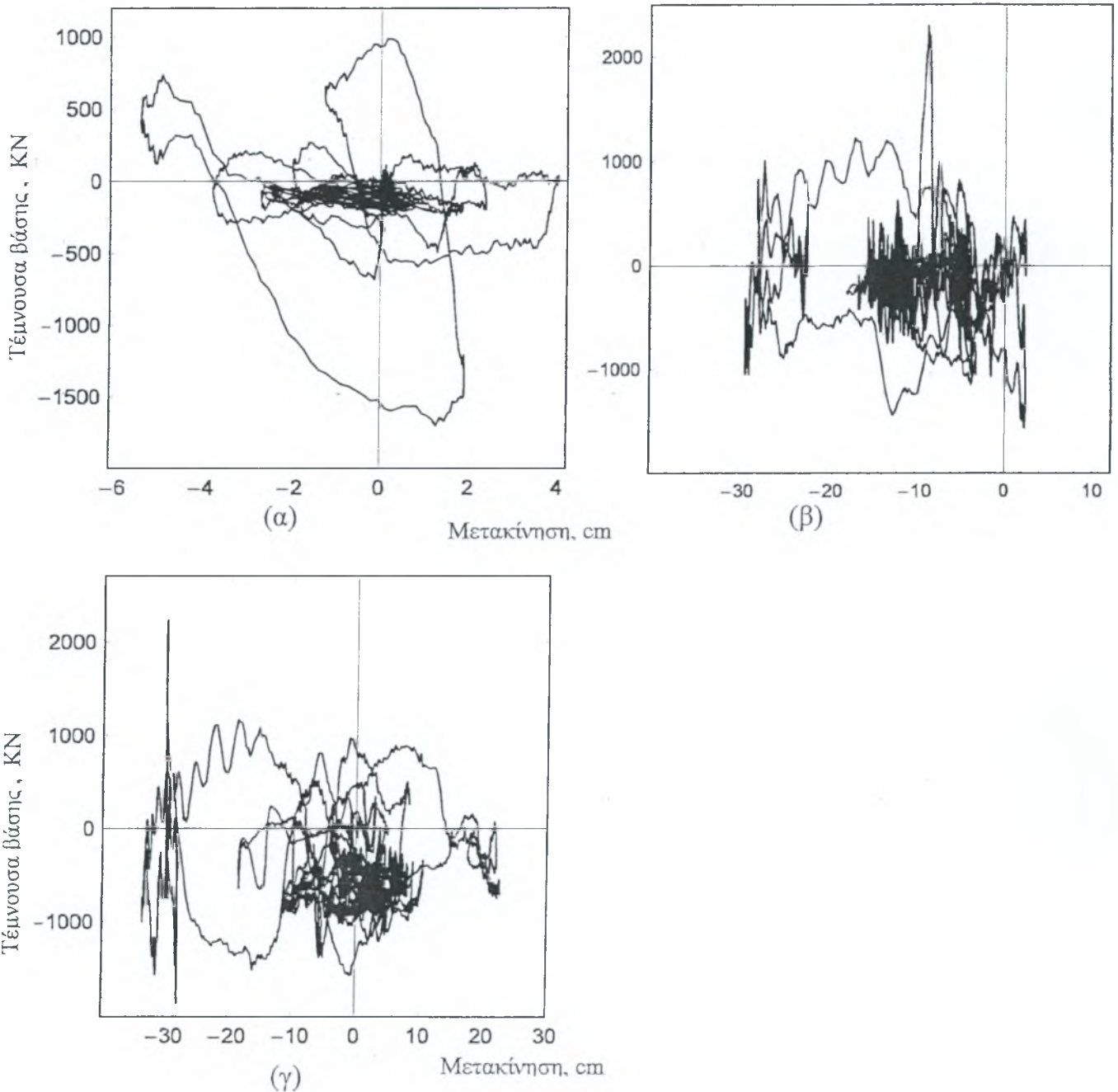


Σχήμα Β.38 Μέγιστες μετακινήσεις καθ' ύψος του κτιρίου

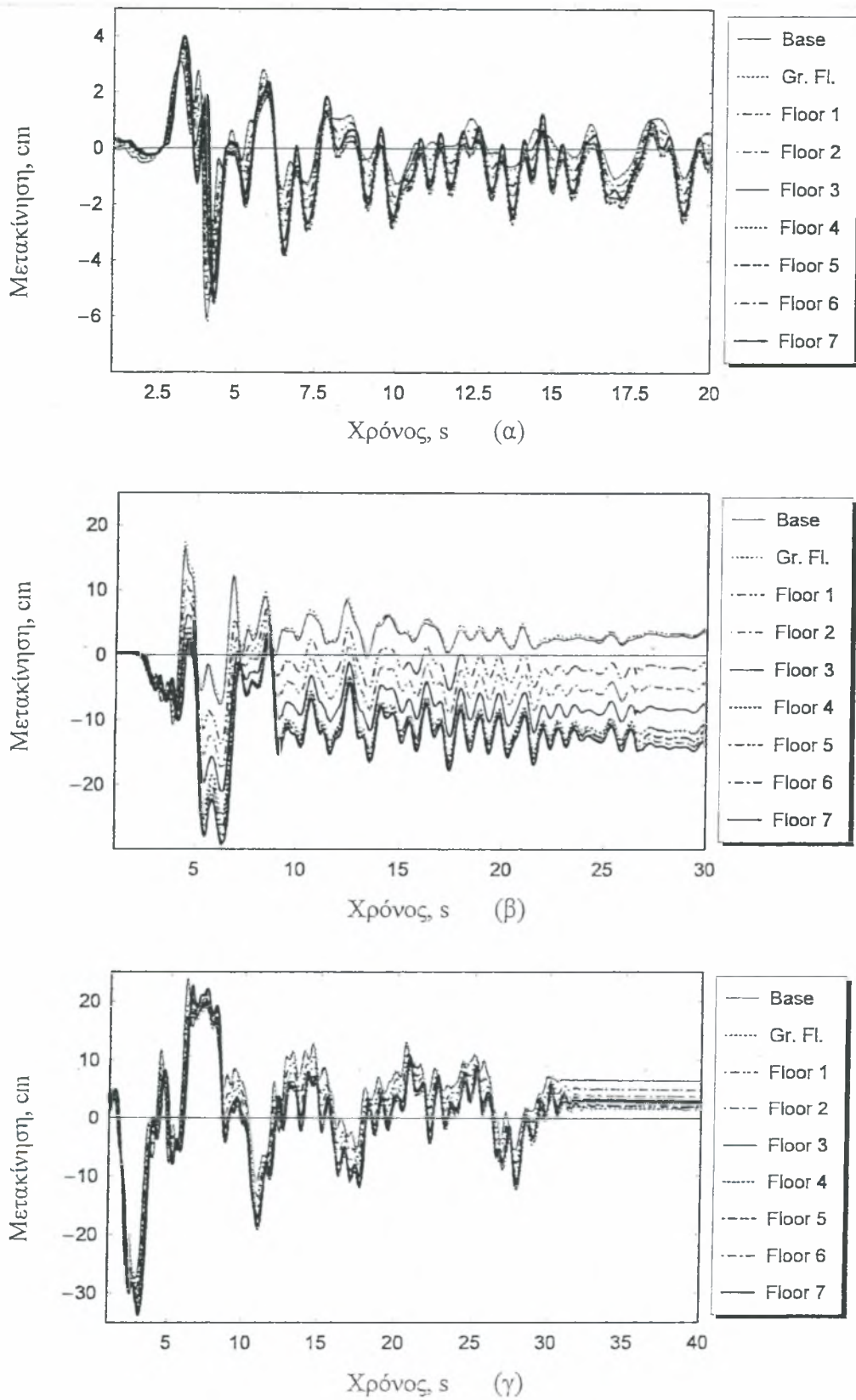


Σχήμα Β.39 Μόνιμες μετακινήσεις καθ' ύψος του κτιρίου

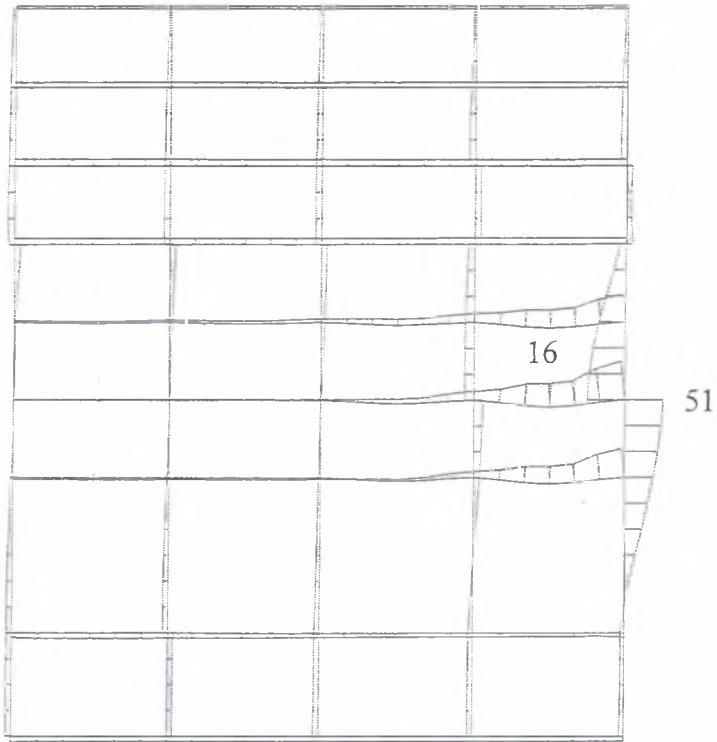
Παρατηρούμε ότι οι μόνιμες μετακινήσεις σε όλο το ύψος της κατασκευής είναι μεγαλύτερες στον σεισμό του EL Centro ενώ τις μέγιστες μετακινήσεις τις παίρνουμε από τον σεισμό της Καλαμάτας. Παρακάτω δίνονται οι τέμνουσες βάσης για κάθε σεισμό καθώς και οι χρονοϊστορίες των μετακινήσεων σε κάθε όροφο.



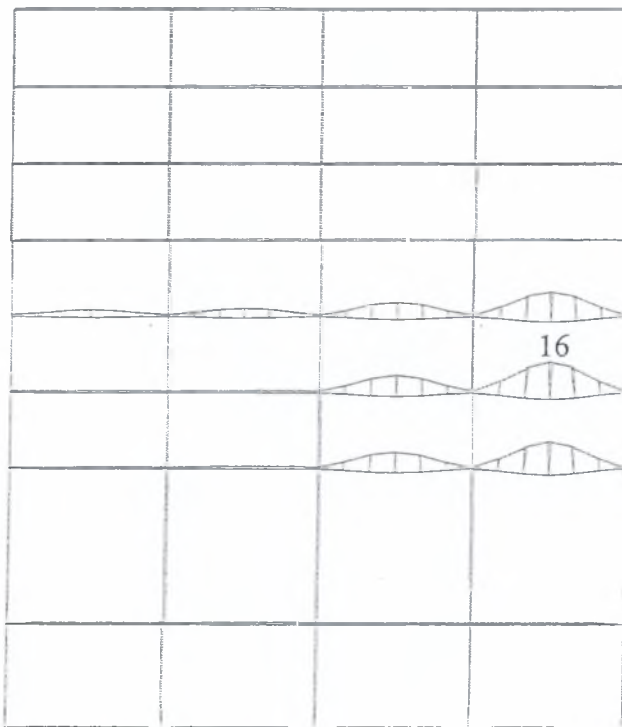
Σχήμα Β.40 Τέμνουσα βάσης ως προς την μετατόπιση του ορόφου για τον σεισμό (α)του Αγίου ,(β)Καλαμάτα, (γ)EL Centro



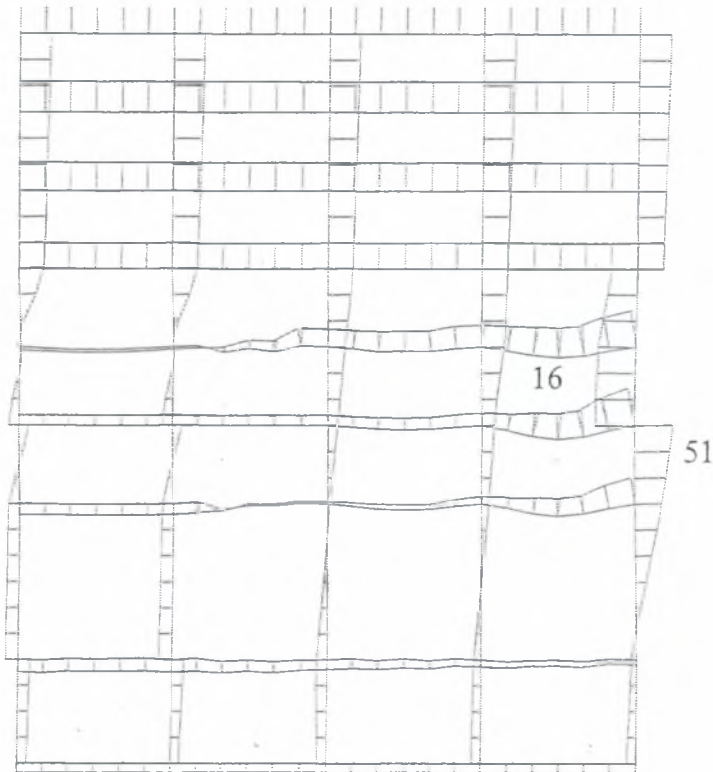
Σχήμα Β.41 Χρονοϊστορία της μετακίνησης κάθε ορόφου για τον σεισμό (α) του Αιγίου, (β) Καλαμάτα, (γ) El Centro



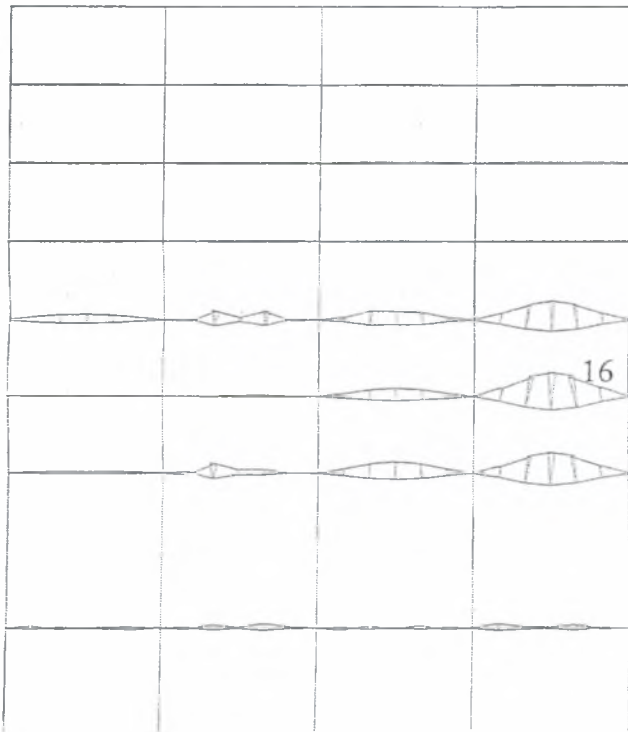
Σχήμα Β.42 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του Αιγίου. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.04m (δοκός 51, 16)



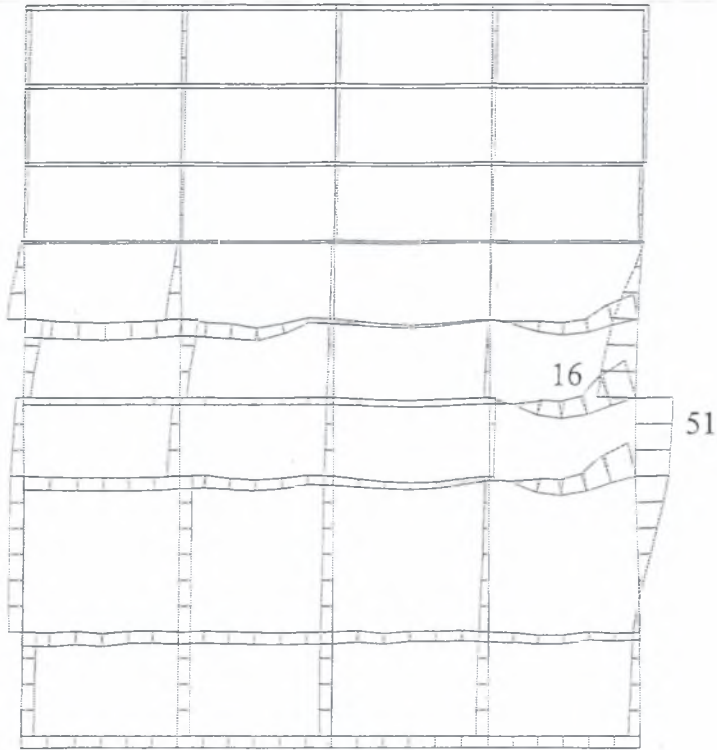
Σχήμα Β.43 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του Αιγίου. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.29m (δοκός 16)



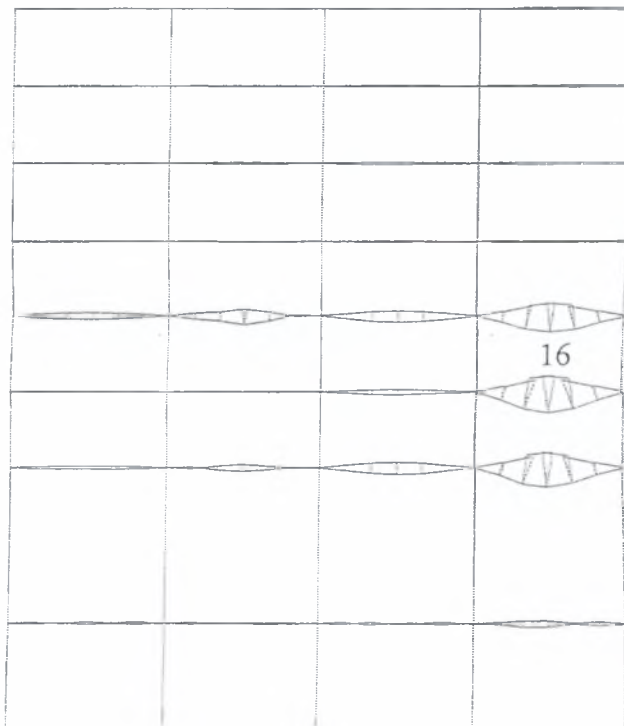
Σχήμα Β.44 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό της Καλαμάτας. Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση-0.16m (δοκός 51, 16)



Σχήμα Β.45 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό της Καλαμάτας. Μέγιστη κατακόρυφη μετακίνηση -0.54m (δοκός 16)



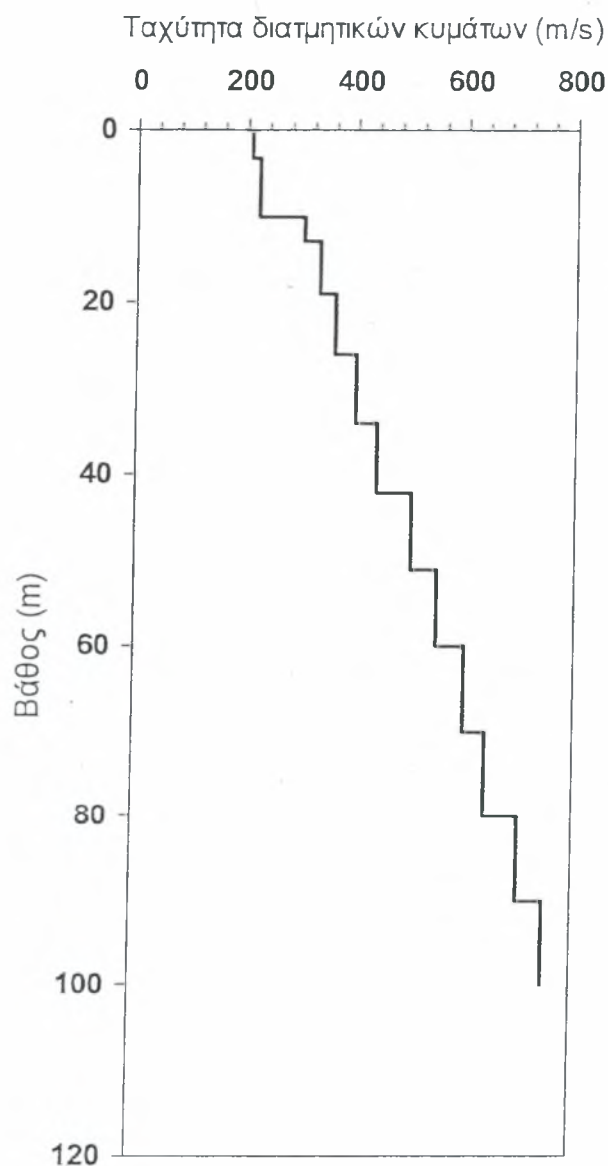
Σχήμα Β.46 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του El Centro. Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση -0.21m (δοκός 51, 16)



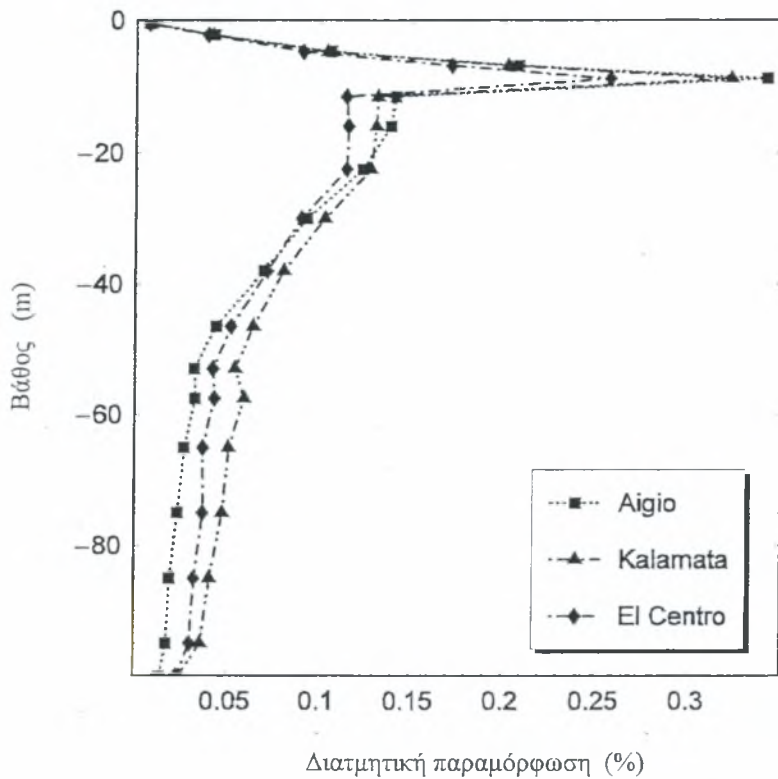
Σχήμα Β.47 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του El Centro. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.83m (δοκός 16)

ΓΕΩΤΡΗΣΗ Β12-121

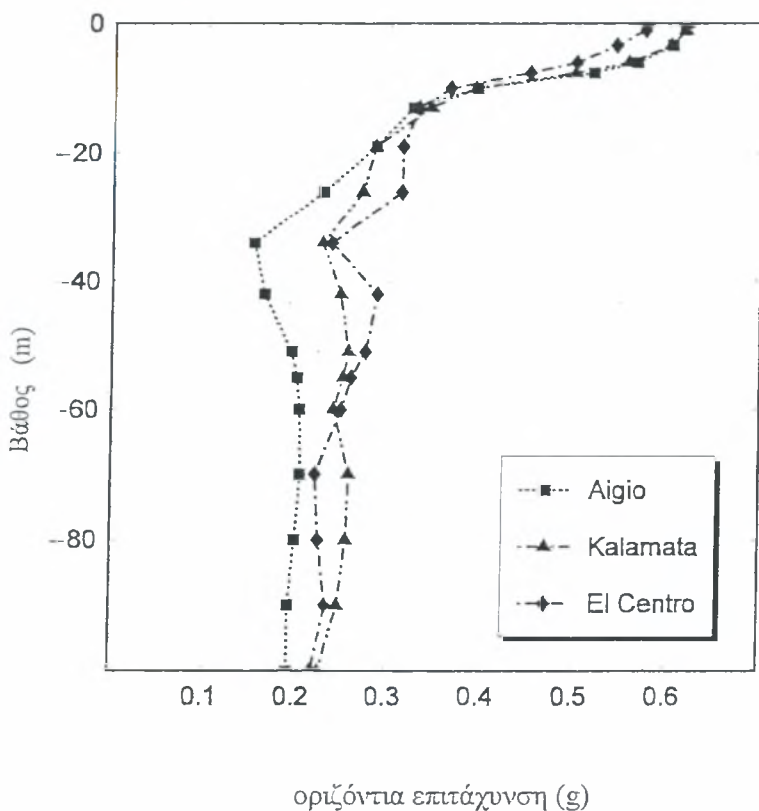
Η γεώτρηση αυτή ευρίσκεται στην ζώνη 12 και έχει αριθμό 121. Το προφύλ της γεώτρησης έχει παρουσιαστεί στο Κεφάλαιο 5. Στην γεώτρηση αυτή εμφανίζεται κίνδυνος ρευστοποίησης σε βάθος 6 - 8 μέτρα. Στο Σχήμα Β.48 δίνεται το διάγραμμα της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων και στα σχήματα Β.48 – Β.51 τα διαγράμματα που έχουν προκύψει από την ανάλυση ελεύθερου πεδίου.



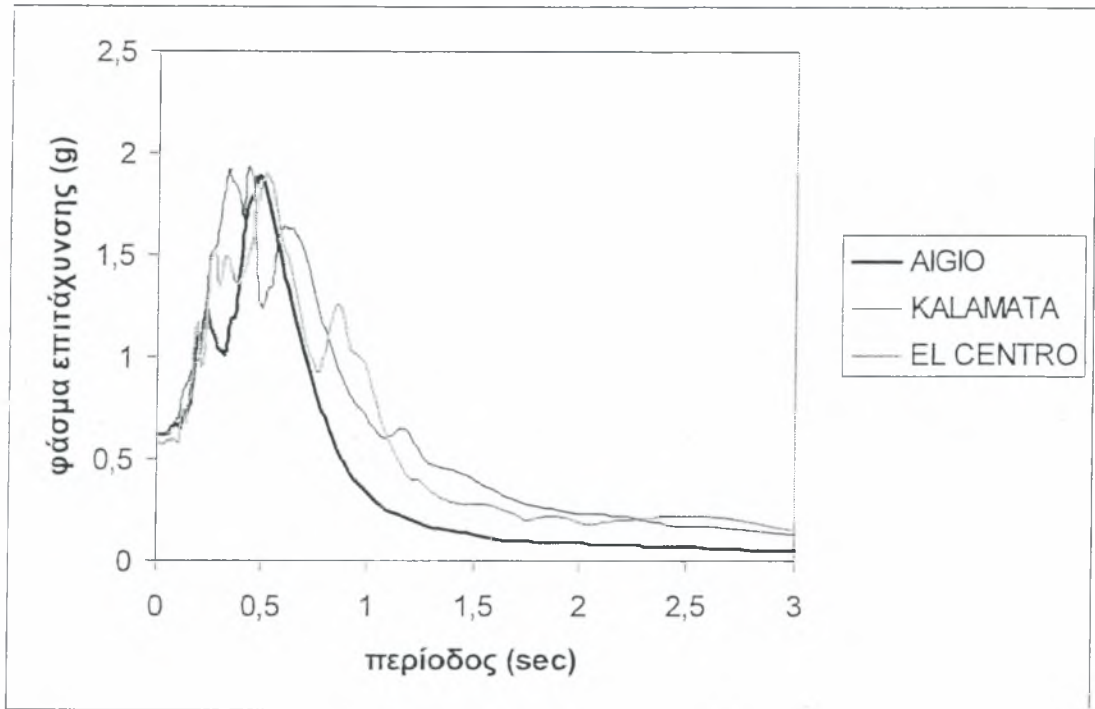
Σχήμα Β.48 Κατανομή ταχύτητας διατμητικών κυμάτων με το βάθος



Σχήμα Β.49 Κατανομή διατμητικής παραμόρφωσης (%) με το βάθος

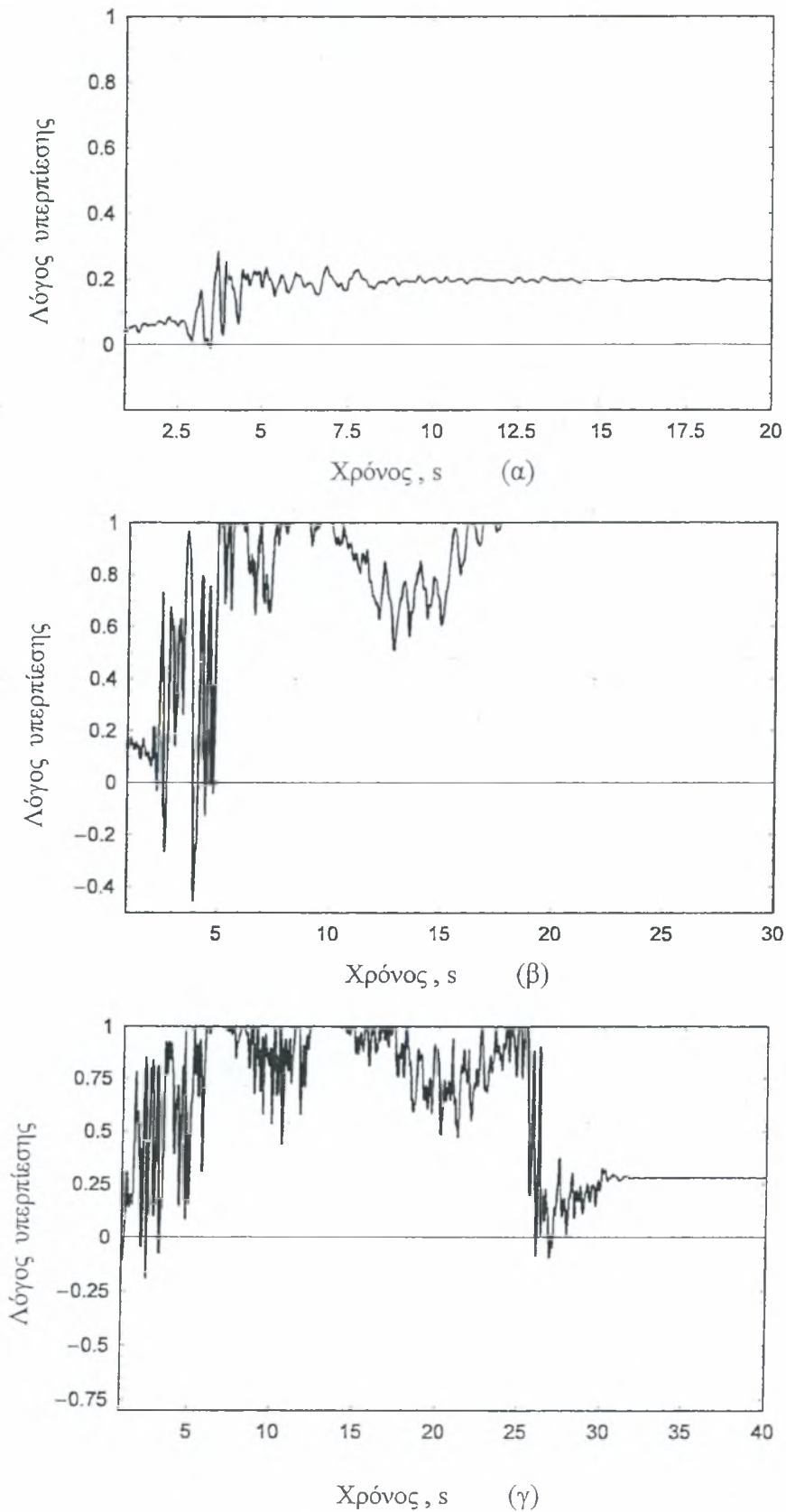


Σχήμα Β.50 Κατανομή οριζόντιας επιτάχυνσης με το βάθος



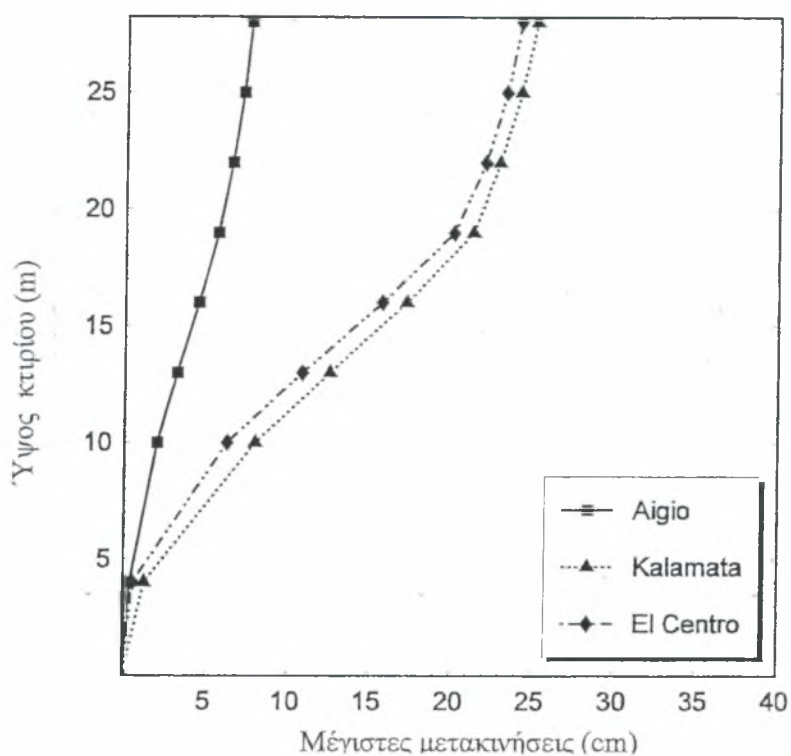
Σχήμα Β.51 Κανονικοποιημένο ελαστικό φάσμα εδαφικής απόκρισης επιτάχυνσης για τους τρεις σεισμούς

Οι παραμορφώσεις του εδάφους αυξάνονται όσο ανεβαίνουμε προς την επιφάνεια για να μειωθούν ξανά μέσα στις χαλαρές στρώσεις άμμου-αργίλου. Η οριζόντια επιτάχυνση στην επιφάνεια του εδάφους παίρνει τιμές περίπου 0.6g. Από το Σχήμα Β.51 φαίνεται ότι και οι τρεις σεισμοί εμφανίζουν υψηλές επιταχύνσεις σε περιόδους μέχρι 1,5 sec. Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως υπάρχει ένα στρώμα πάχους περίπου 2 μέτρων όπου αναμένετε ρευστοποίηση. Το γεγονός αυτό επαληθεύεται μόνο για τον σεισμό του El Centro και της Καλαμάτας όπου η πίεση πόρων αυξάνεται και ο λόγος $\Delta u/\sigma'_v$ παίρνει τιμές κοντά στην μονάδα, ενώ για τον σεισμό του Αιγίου η αριθμητική ανάλυση έδειξε ότι σημαντική αύξηση της πίεσης πόρων.

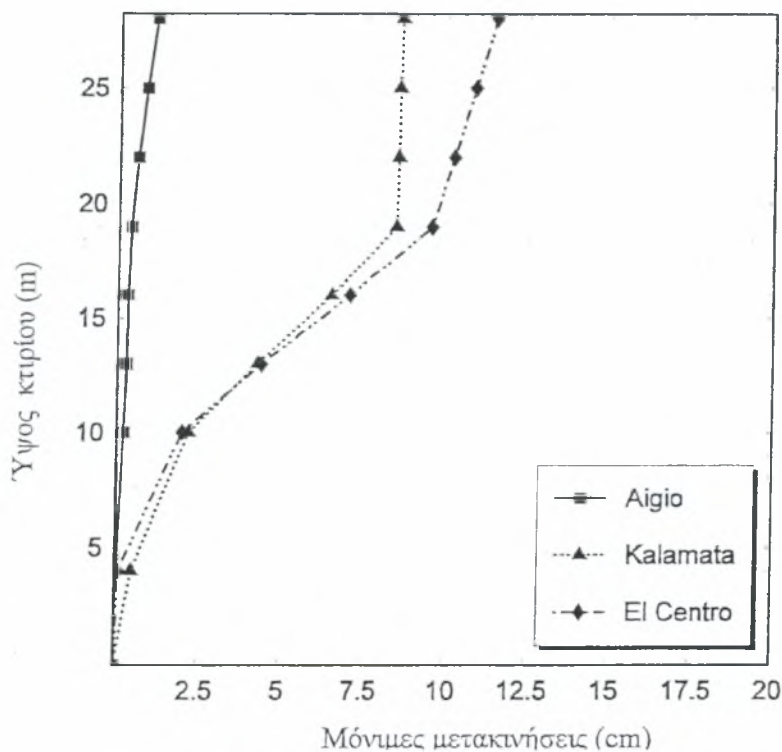


Σχήμα Β.52 : Χρονοϊστορία του λόγου πίεσης πόρων προς την κατακόρυφη ενεργό τάση για τους σεισμούς (α) του Αιγίου, (β) Καλαμάτα, (γ) EL Centro

Στα Σχήματα Β.53, Β.54 φαίνονται οι μέγιστες και οι παραμένουσες μετακινήσεις των σεισμών αυτών.

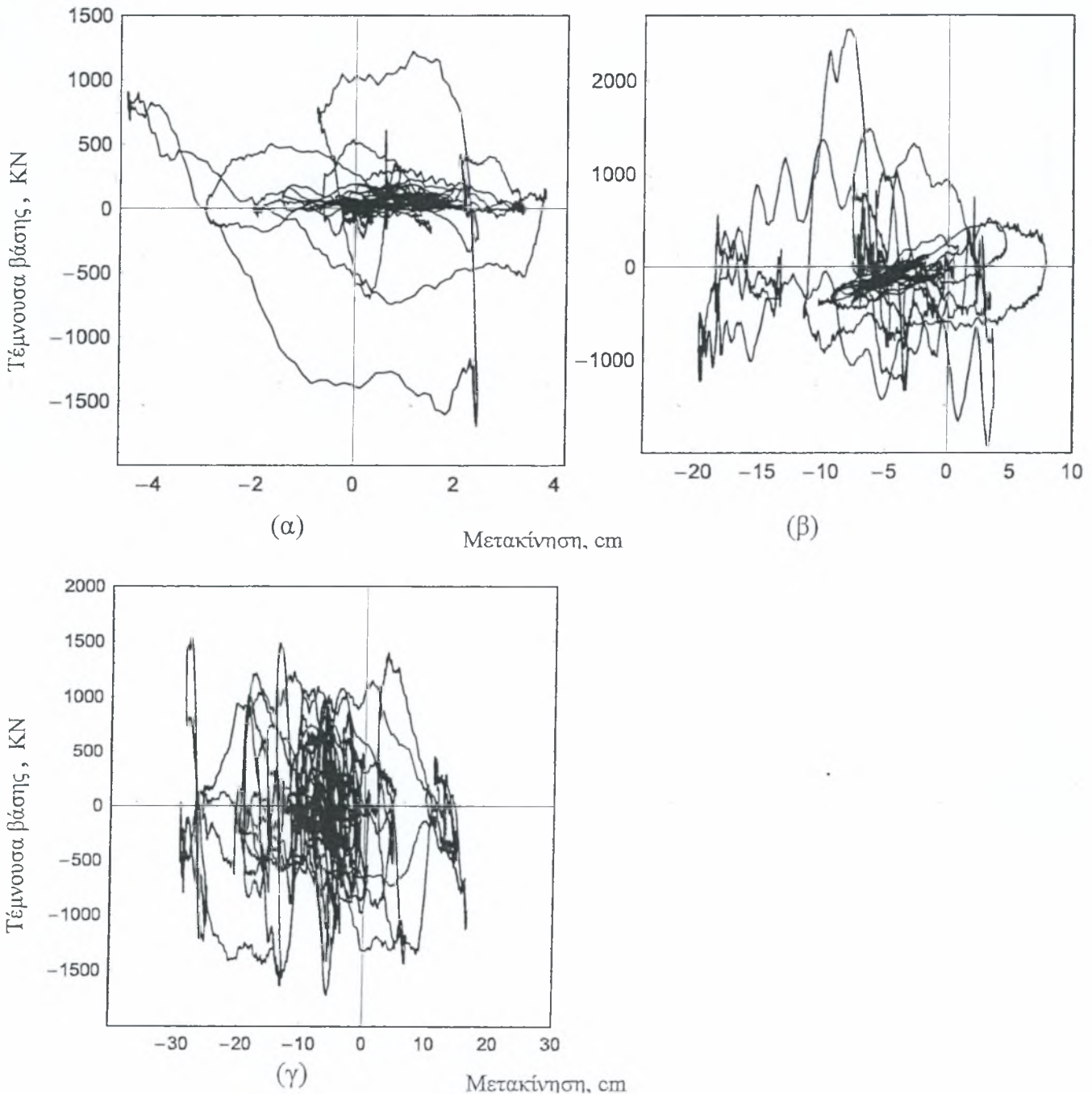


Σχήμα Β.53 Μέγιστες μετακινήσεις καθ' ύψος του κτιρίου

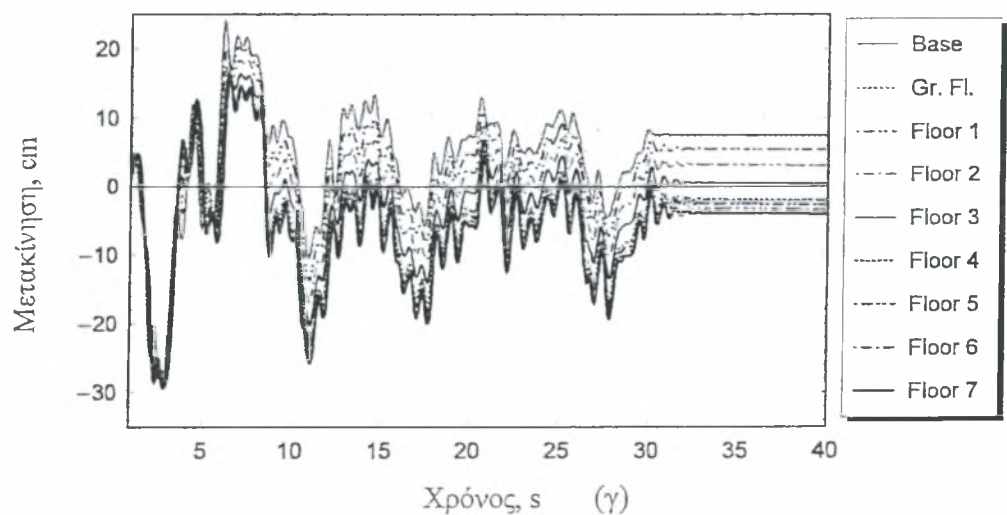
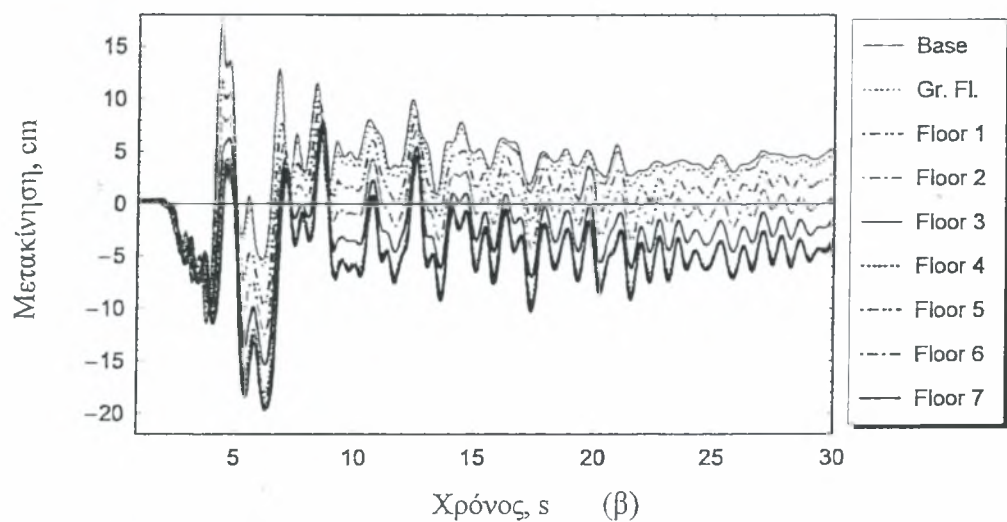
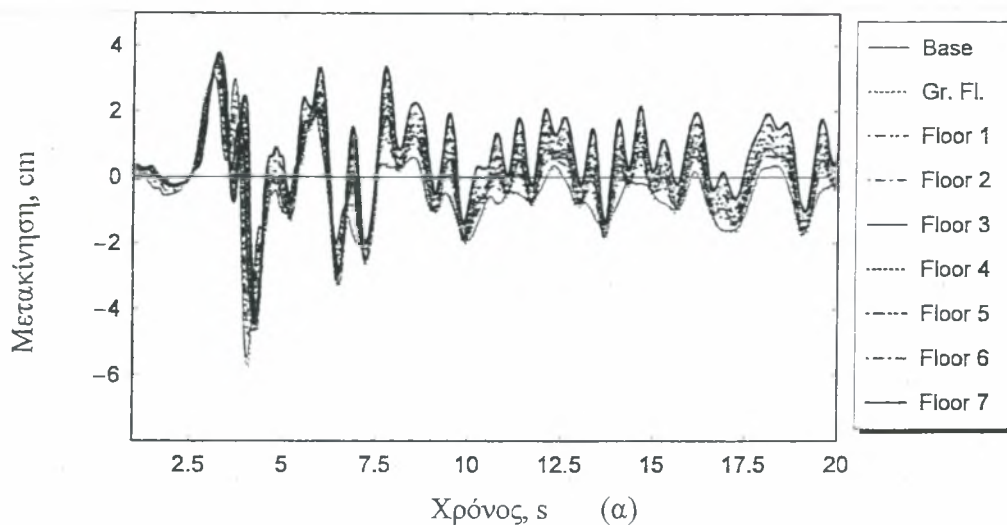


Σχήμα Β.54 Μόνιμες μετακινήσεις καθ' ύψος του κτιρίου

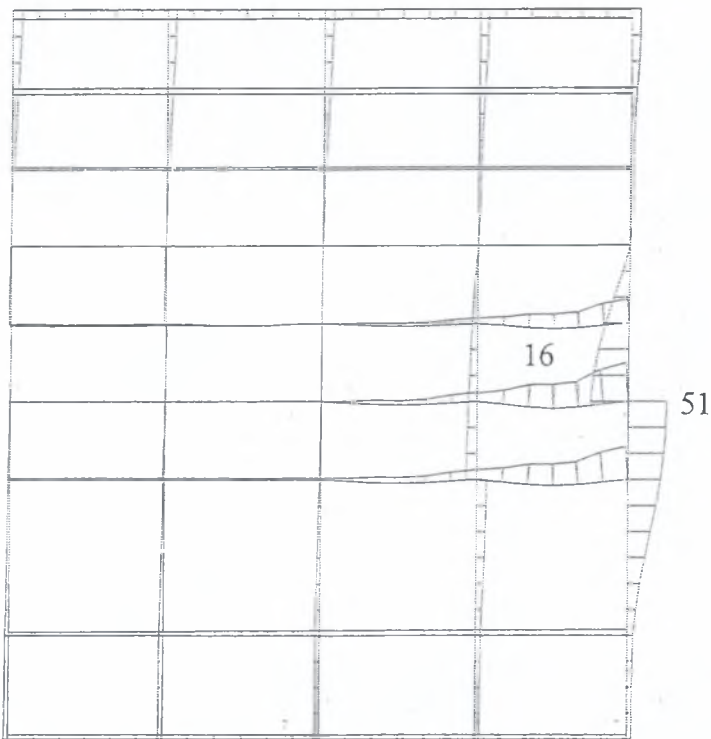
Παρατηρούμε ότι οι μόνιμες μετακινήσεις σε όλο το ύψος της κατασκευής είναι μεγαλύτερες στον σεισμό του EL Centro ενώ τις μέγιστες μετακινήσεις τις παίρνουμε από τον σεισμό της Καλαμάτας. Παρακάτω δίνονται οι τέμνουσες βάσης για κάθε σεισμό καθώς και οι χρονοϊστορίες των μετακινήσεων σε κάθε όροφο.



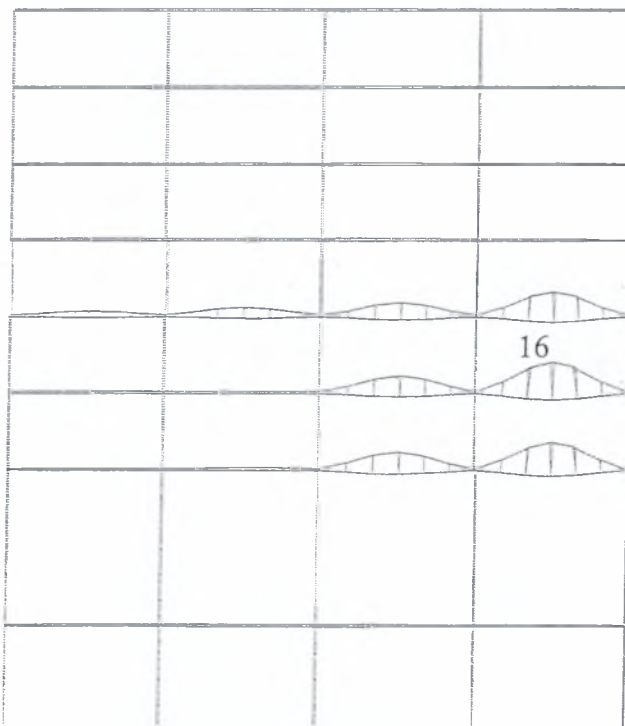
Σχήμα Β.55 Τέμνουσα βάσης ως προς την μετατόπιση του ορόφου για τον σεισμό (α) του Αγίου, (β) Καλαμάτα, (γ) EL Centro



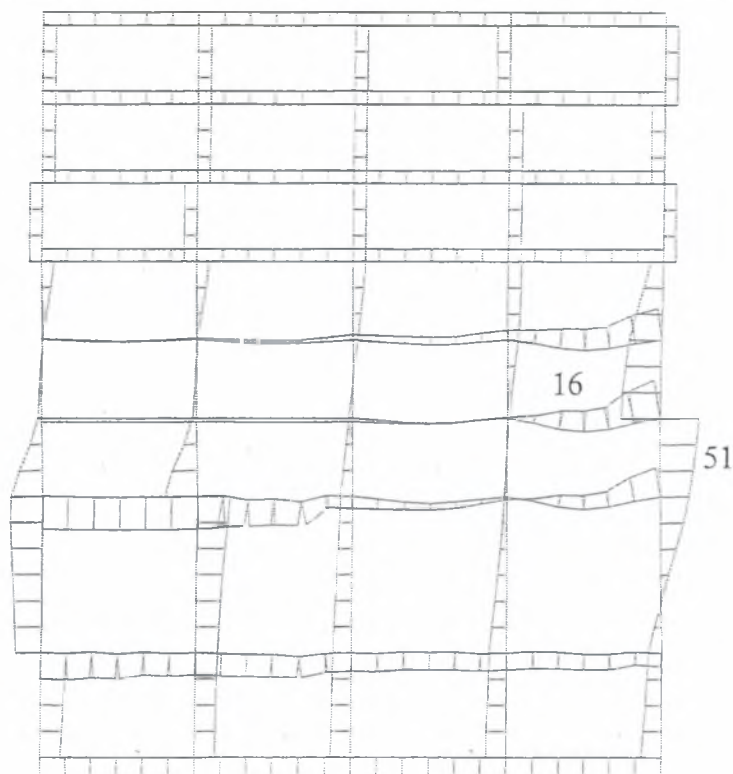
Σχήμα Β.56 Χρονοϊστορία της μετακίνησης κάθε ορόφου για τον σεισμό (α) του Αιγίου, (β) της Καλαμάτα, (γ) του El Centro



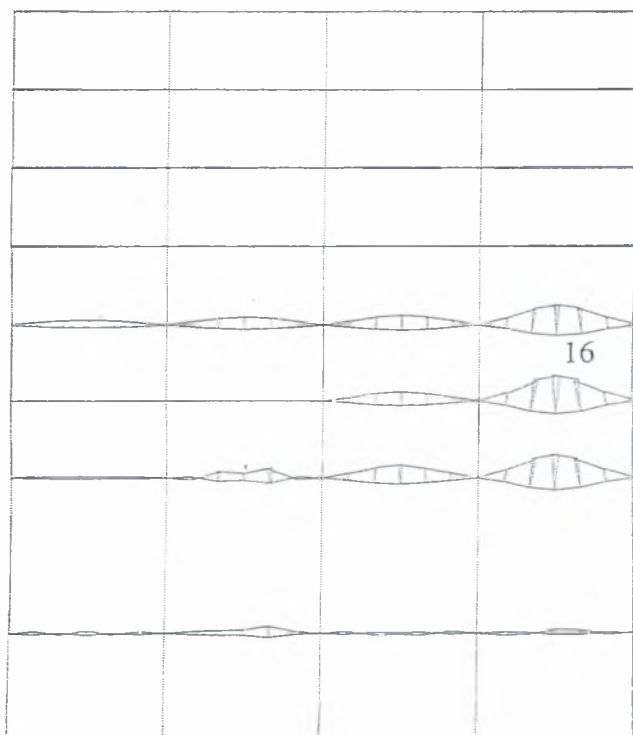
Σχήμα Β.57 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του Αιγίου. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.03m (δοκός 51, 16)



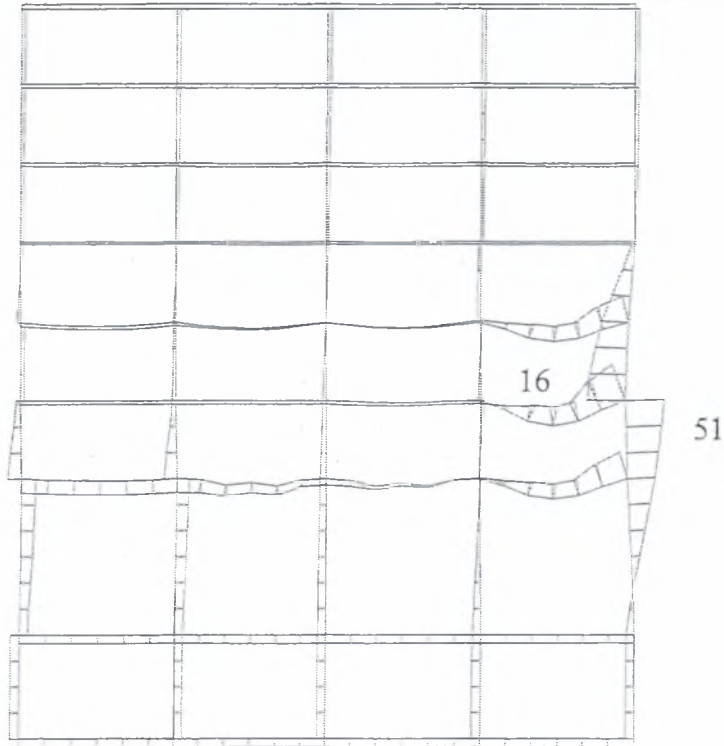
Σχήμα Β.58 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του Αιγίου. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.27m (δοκός 16)



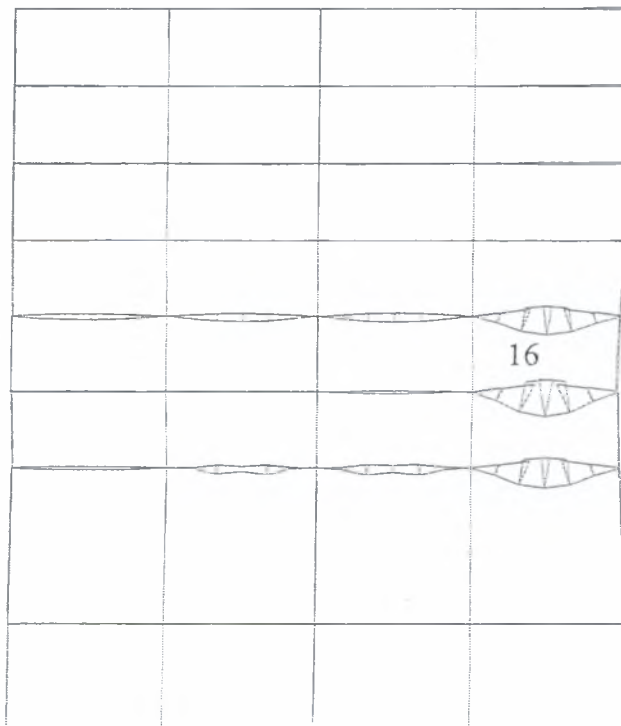
Σχήμα Β.59 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό της Καλαμάτας. Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση -0.10m (δοκός 51, 16)



Σχήμα Β.60 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό της Καλαμάτας. Μέγιστη κατακόρυφη μετακίνηση -0.52m (δοκός 16)



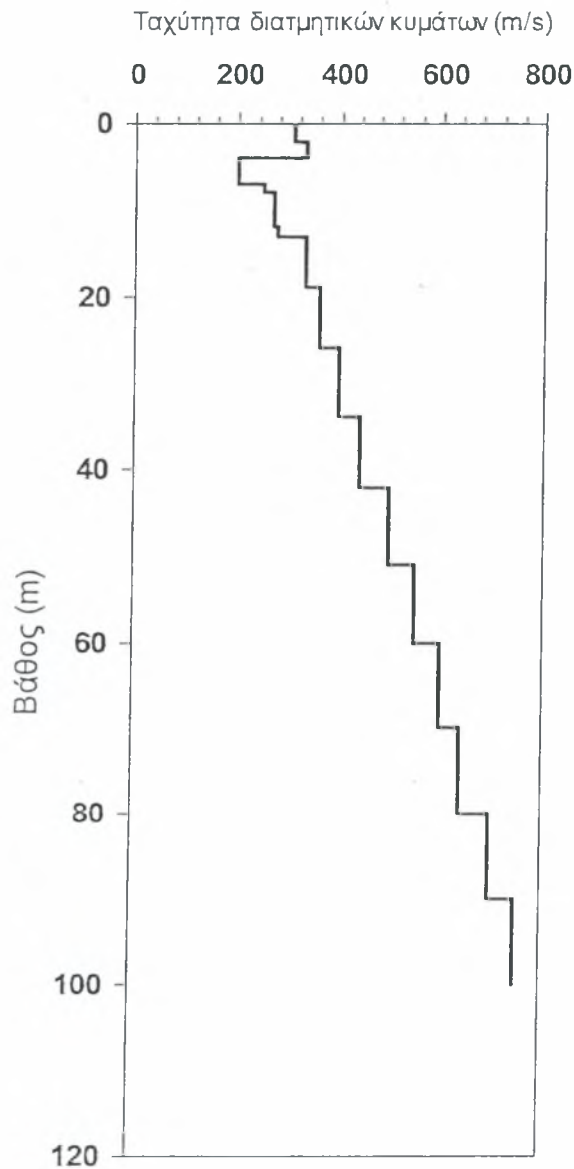
Σχήμα Β.61 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του El Centro. Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση -0.34m (δοκός 51, 16)



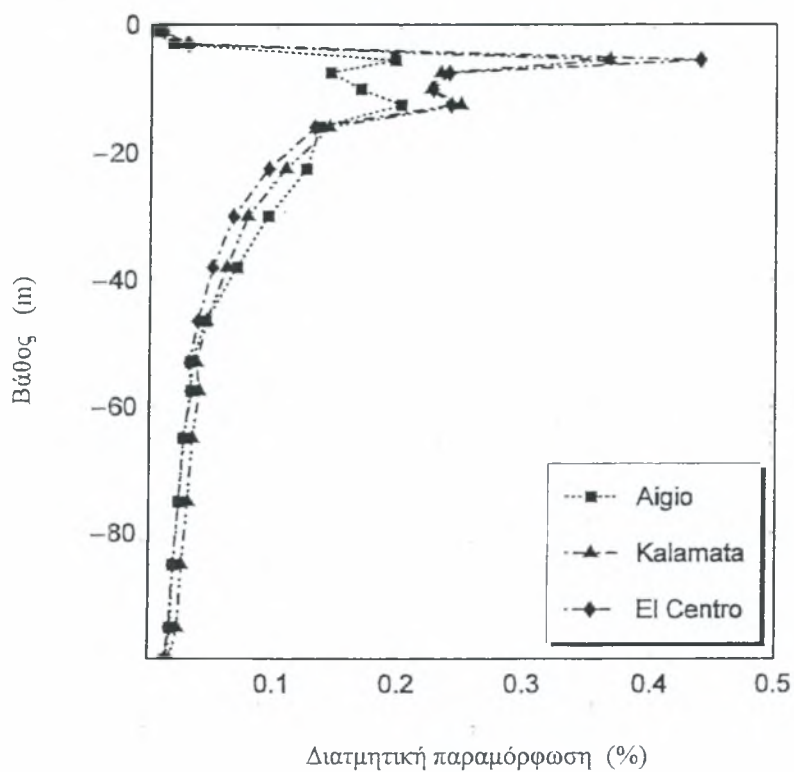
Σχήμα Β.62 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του El Centro. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.98m (δοκός 16)

ΓΕΩΤΡΗΣΗ Β12-131

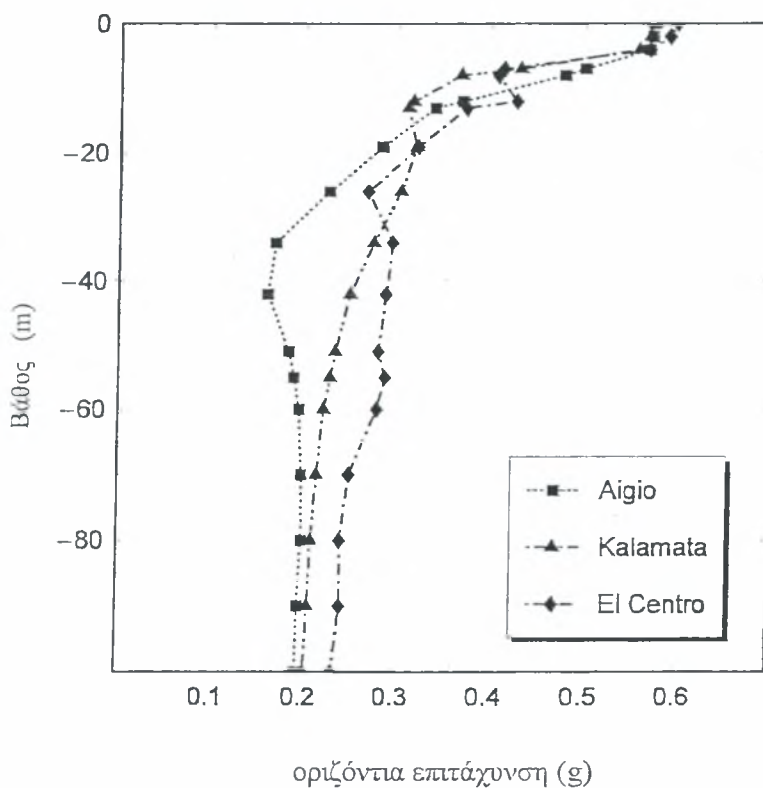
Η γεώτρηση αυτή ευρίσκεται στην ζώνη 12 και έχει αριθμό 131. Το προφίλ της γεώτρησης έχει παρουσιαστεί στο κεφάλαιο 5. Στην γεώτρηση αυτή εμφανίζεται κίνδυνος ρευστοποίησης σε βάθος 4 - 7 μέτρα. Στο σχήμα Β.63 δίνεται, το διάγραμμα της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων και στα Σχήματα Β.63- Β.66 τα διαγράμματα που έχουν προκύψει από την ανάλυση ελεύθερου πεδίου.



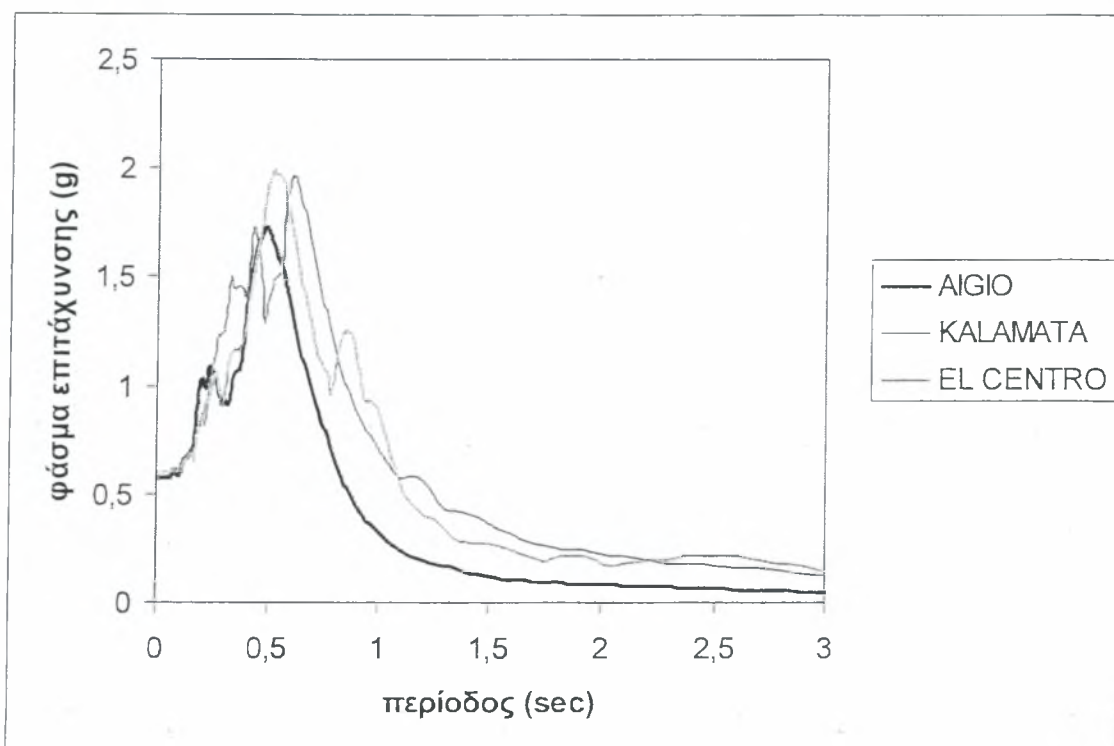
Σχήμα Β.63 Κατανομή ταχύτητας διατμητικών κυμάτων με το βάθος



Σχήμα Β.64 Κατανομή διατμητικής παραμόρφωσης (%) με το βάθος

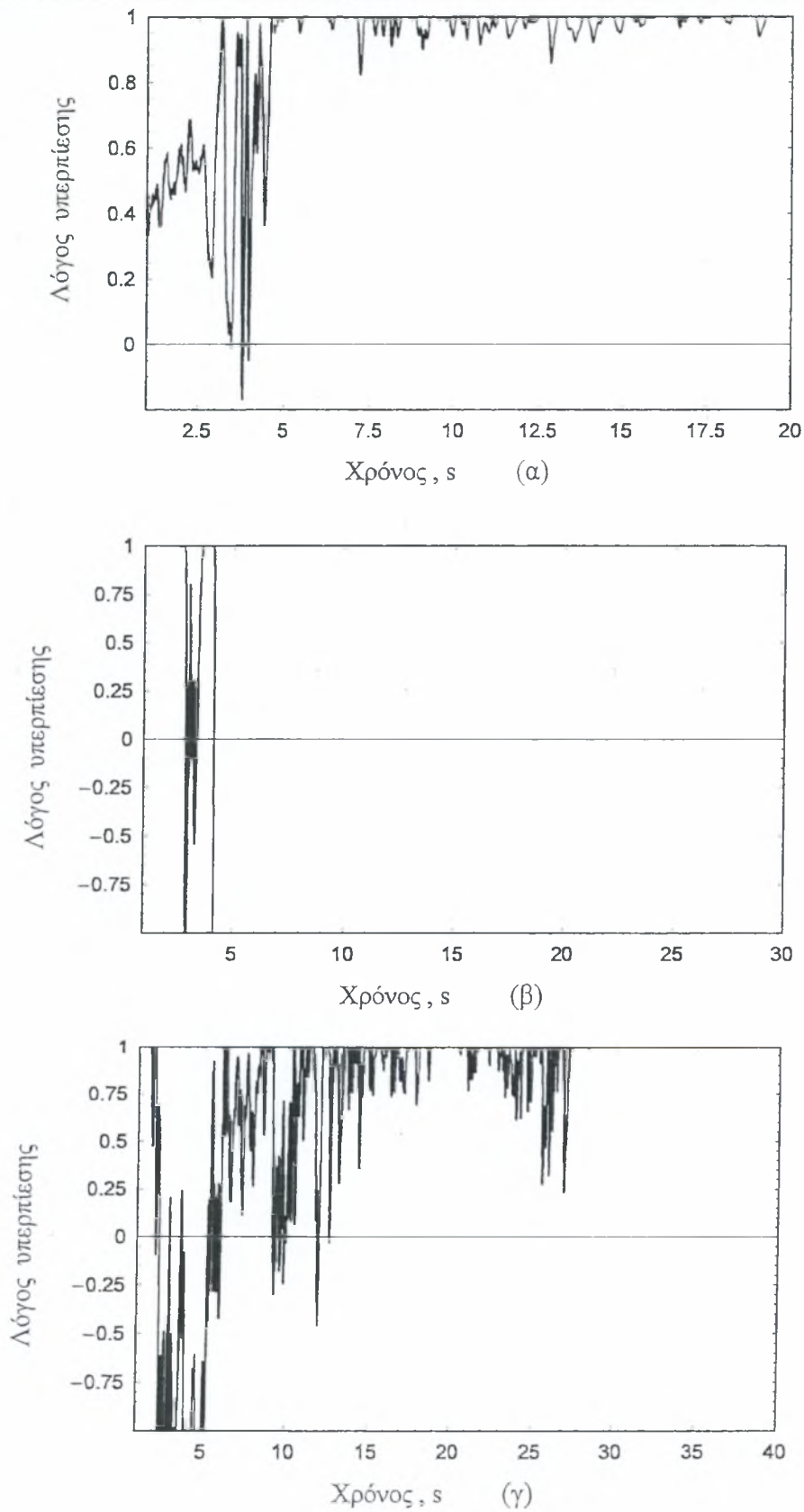


Σχήμα Β.65 Κατανομή οριζόντιας επιτάχυνσης με το βάθος



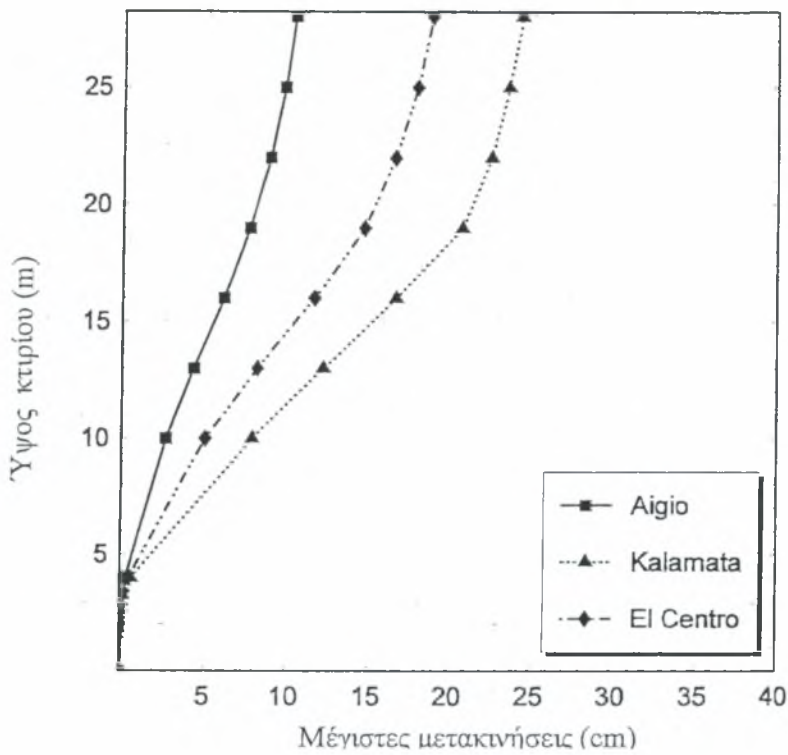
Σχήμα Β.66 Κανονικοποιημένο ελαστικό φάσμα εδαφικής απόκρισης επιτάχυνσης για τους τρεις σεισμούς

Οι παραμορφώσεις του εδάφους αυξάνονται όσο ανεβαίνουμε προς την επιφάνεια για να μειωθούν ξανά μέσα στις χαλαρές στρώσεις άμμου-αργίλου. Η οριζόντια επιτάχυνση στην επιφάνεια του εδάφους παίρνει τιμές περίπου 0.45g. Από το Σχήμα Β.66 φαίνεται ότι και οι τρεις σεισμοί εμφανίζουν υψηλές επιταχύνσεις σε περιόδους μέχρι 1,5 sec. Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως υπάρχει ένα στρώμα πάχους περίπου 3 μέτρων όπου αναμένετε ρευστοποίηση. Στο Σχήμα Β.67 γίνεται φανερός ο υψηλός λόγος υπερπίεσης πόρων και για τους τρεις σεισμούς. Στο Σχήμα Β.67(γ) για χρόνο από δύο έως πέντε δευτερόλεπτα το υλικό παρουσιάζει διασταλτικότητα, ενώ μετά το πέρας των 5 sec το υλικό οδηγείται σε μείωση της αντοχής του.

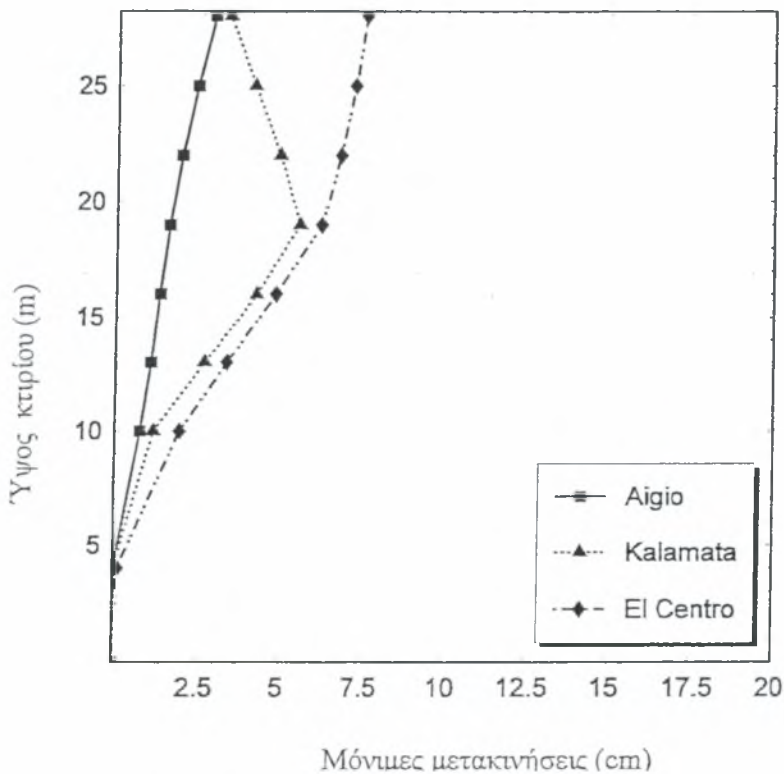


Σχήμα Β.67 : Χρονοϊστορία του λόγου πίεσης πόρων προς την κατακόρυφη ενεργό τάση για τους σεισμούς (α) του Αιγίου, (β) Καλαμάτα, (γ) EL Centro

Στα σχήματα Β.68, Β.69 φαίνονται οι μέγιστες και οι παραμένουσες μετακινήσεις των σεισμών αυτών.

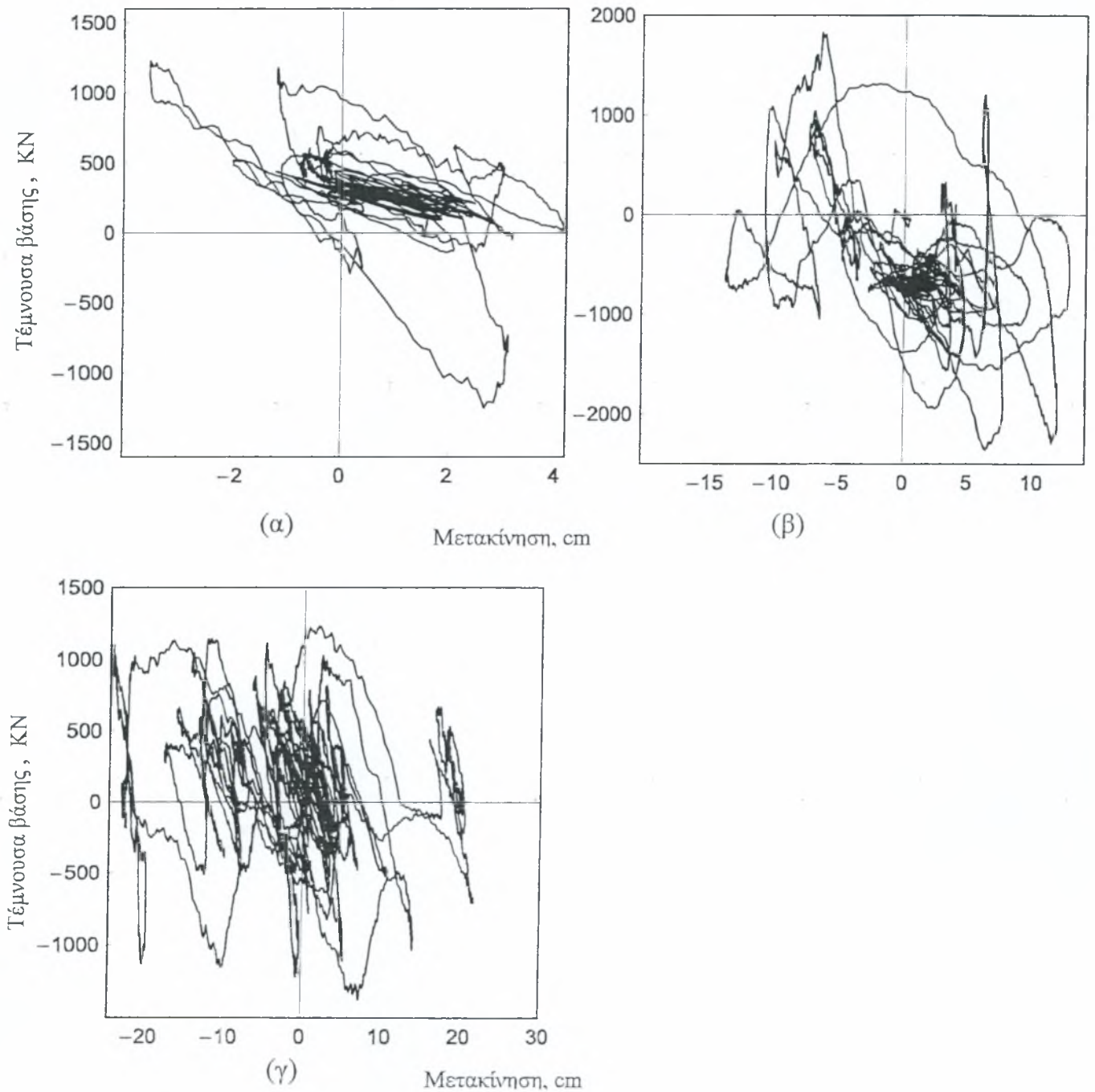


Σχήμα Β.68 Μέγιστες μετακινήσεις καθ' ύψος του κτιρίου

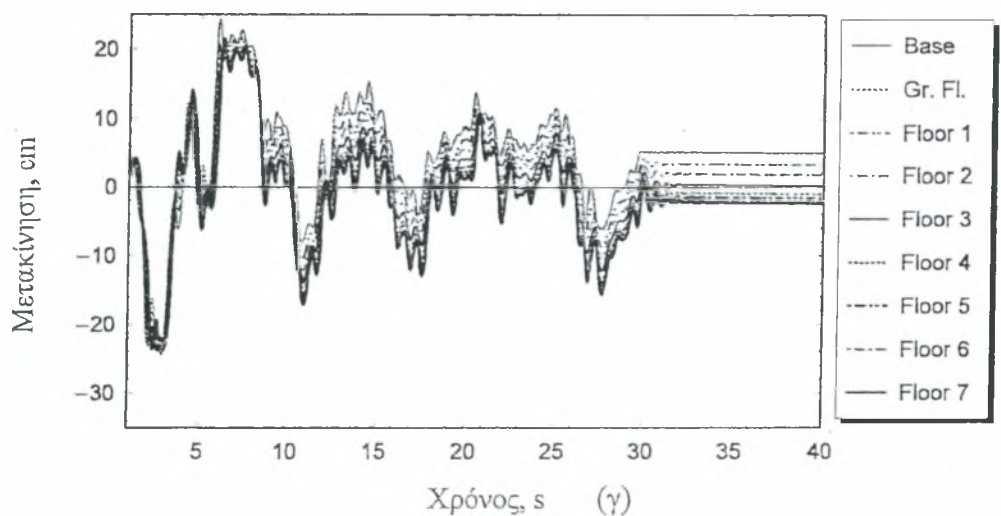
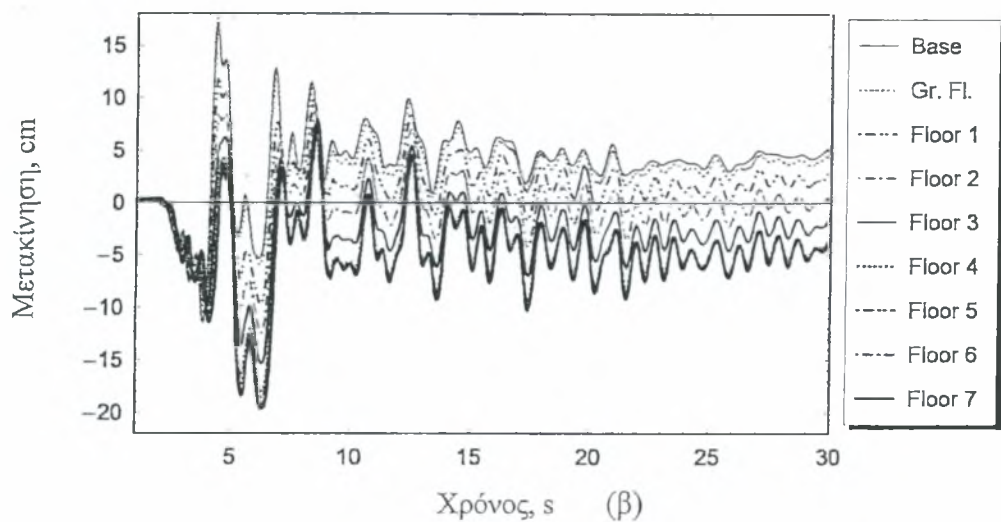
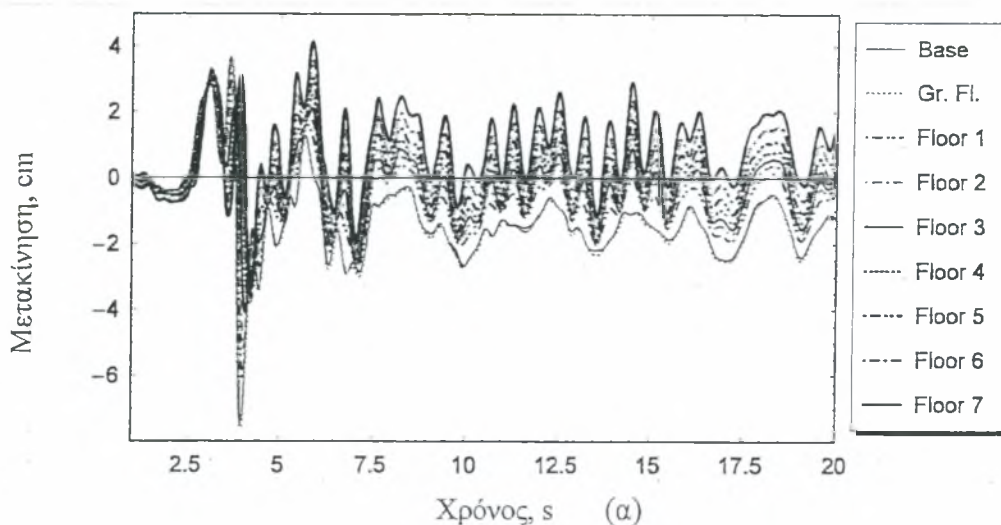


Σχήμα Β.69 Μόνιμες μετακινήσεις καθ' ύψος του κτιρίου

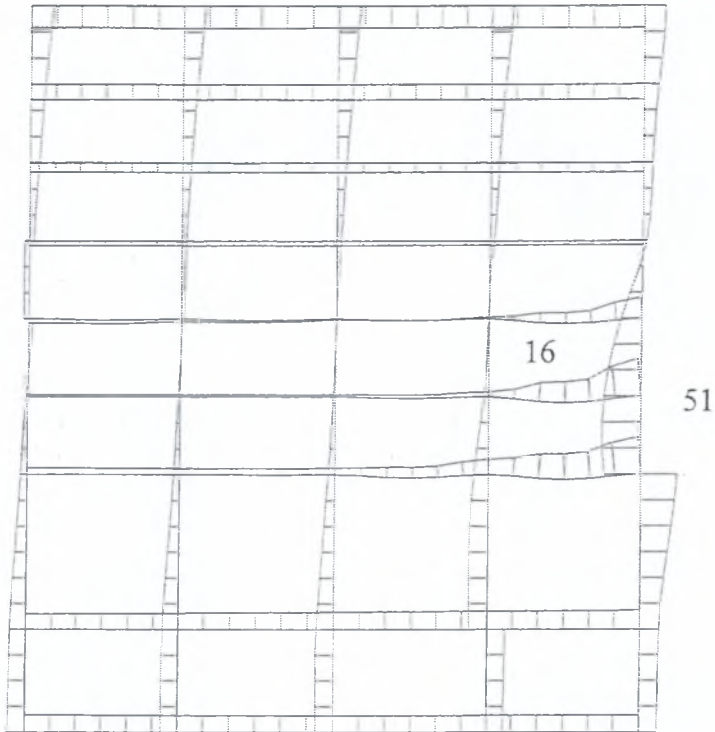
Παρατηρούμε ότι οι μόνιμες μετακινήσεις σε όλο το ύψος της κατασκευής είναι μεγαλύτερες στον σεισμό του EL Centro ενώ τις μέγιστες μετακινήσεις τις παίρνουμε από τον σεισμό της Καλαμάτας. Παρακάτω δίνονται οι τέμνουσες βάσης για κάθε σεισμό καθώς και οι χρονοϊστορίες των μετακινήσεων σε κάθε όροφο καθ' ύψος του κτιρίου.



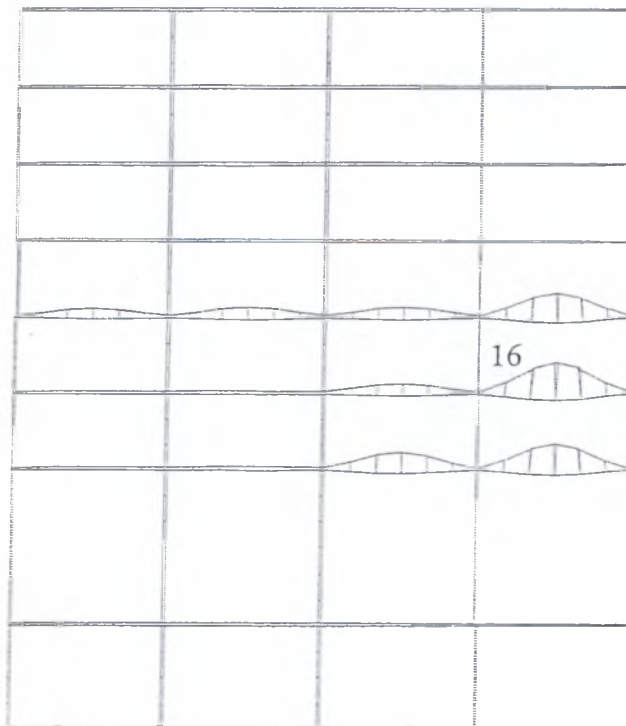
Σχήμα Β.70 Τέμνουσα βάσης ως προς την μετατόπιση του ορόφου για τον σεισμό (α) του Αγίου, (β) της Καλαμάτα, (γ) του El Centro



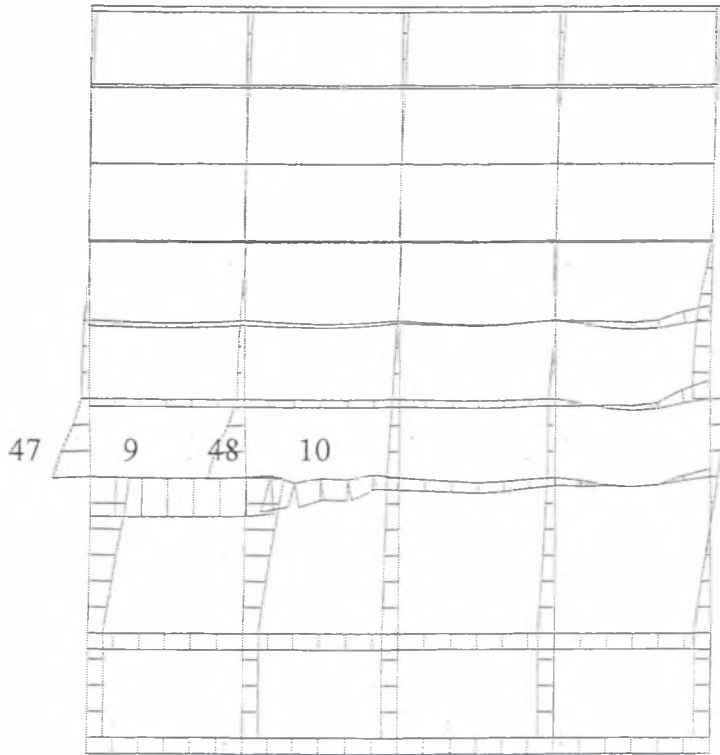
Σχήμα Β.71 Χρονοϊστορία της μετακίνησης κάθε ορόφου για τον σεισμό (α) του Αγίου, (β) της Καλαμάτα, (γ) του El Centro



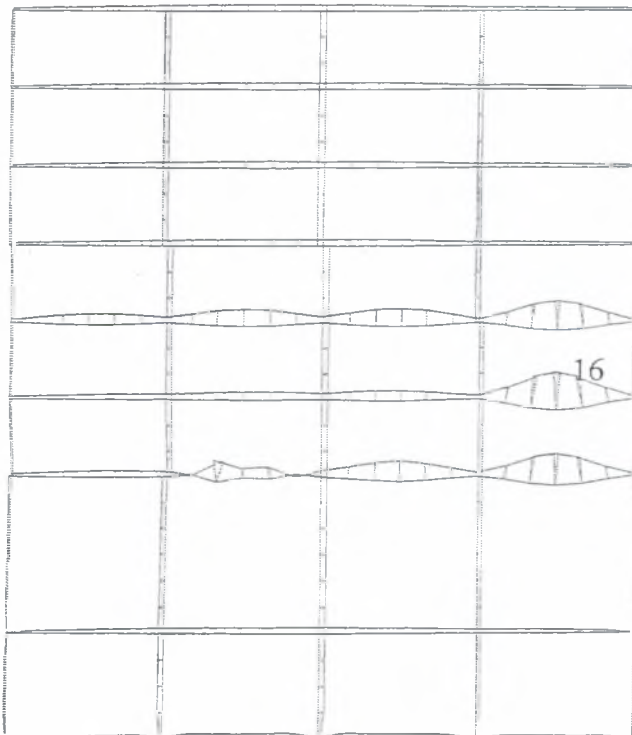
Σχήμα Β.72 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του Αιγίου. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.03m (δοκός 51, 16)



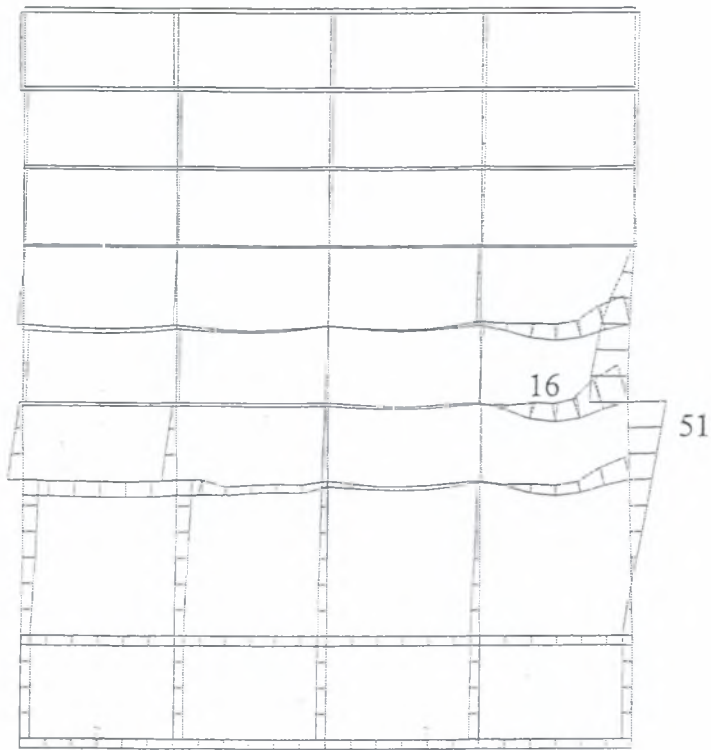
Σχήμα Β.73 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του Αιγίου. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.28m (δοκός 16)



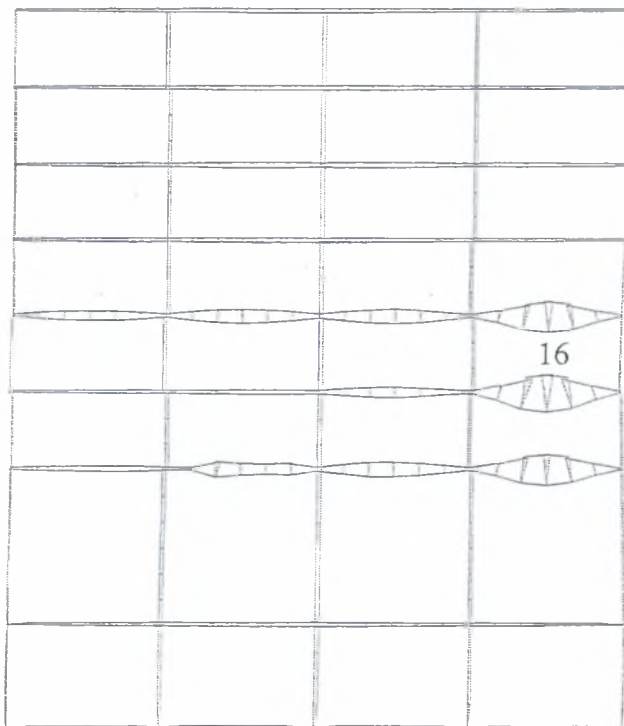
Σχήμα Β.74 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό της Καλαμάτας. Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση 0.12m (δοκός 9, 10,48,49)



Σχήμα Β.75 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό της Καλαμάτας. Μέγιστη κατακόρυφη μετακίνηση -0.49m (δοκός 16)



Σχήμα Β.76 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του El Centro. Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση -0.20m (δοκός 51, 16)



Σχήμα Β.77 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για τον σεισμό του El Centro. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.80m (δοκός 16)

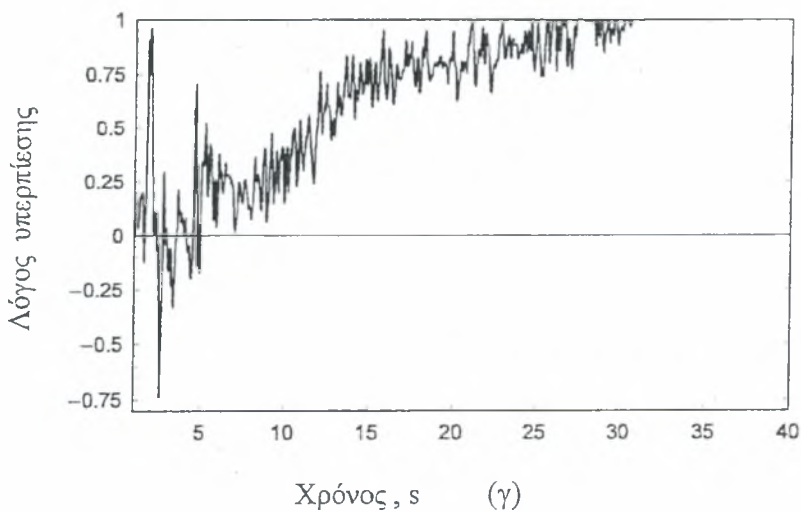
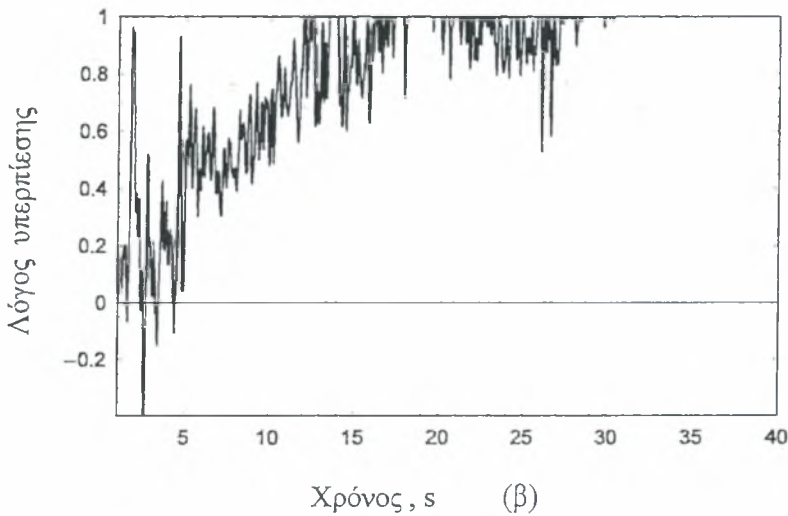
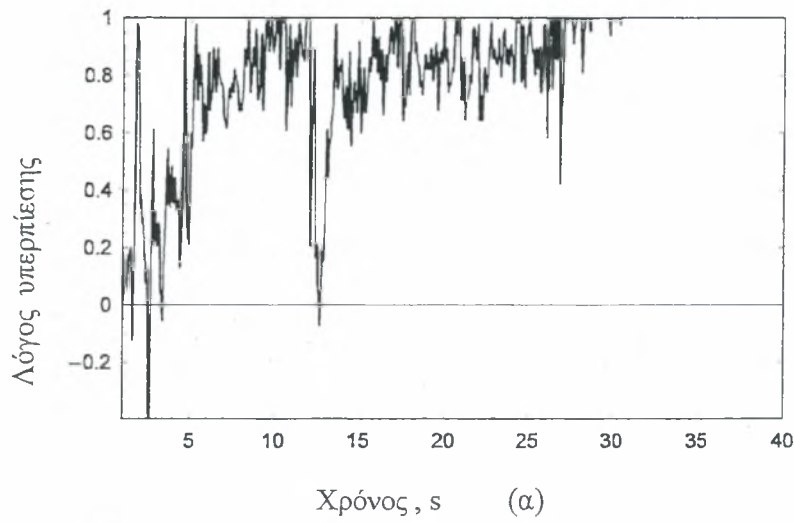
Κωδικός Αριθμός	Σεισμοί Μετακίν ηση	Αίγιο		Καλαμάτα		El Centro	
		x	y	x	y	x	y
43		$-2,99 \cdot 10^{-2}$	$-2,714 \cdot 10^{-1}$	$-1,65 \cdot 10^{-1}$	$-5,49 \cdot 10^{-1}$	$-26, \cdot 10^{-1}$	$-8,06 \cdot 10^{-1}$
bCV		$-5,54 \cdot 10^{-2}$	$-3,711 \cdot 10^{-1}$	$-3,91 \cdot 10^{-1}$	$-8,491 \cdot 10^{-1}$	$-4,241 \cdot 10^{-1}$	$-1,17 \cdot 10^{00}$
40		$-4,24 \cdot 10^{-2}$	$-2,79 \cdot 10^{-1}$	$-8,92 \cdot 10^{-2}$	$-5,11 \cdot 10^{-1}$	$-3,24 \cdot 10^{-1}$	$-8,06 \cdot 10^{-1}$
139		$2,27 \cdot 10^{-2}$	$-2,58 \cdot 10^{-1}$	$-8,23 \cdot 10^{-2}$	$-4,87 \cdot 10^{-1}$	$-5,21 \cdot 10^{-1}$	$-6,072 \cdot 10^{-1}$
131		$-2,91 \cdot 10^{-2}$	$-2,67 \cdot 10^{-1}$	$1,21 \cdot 10^{-1}$	$-4,88 \cdot 10^{-1}$	$-2,038 \cdot 10^{-1}$	$-7,95 \cdot 10^{-1}$
121		$-3,24 \cdot 10^{-2}$	$-2,7 \cdot 10^{-1}$	$-3,39 \cdot 10^{-1}$	$-9,89 \cdot 10^{-1}$	$-1,00 \cdot 10^{-1}$	$-5,18 \cdot 10^{-1}$
77		$3,36 \cdot 10^{-2}$	$-2,98 \cdot 10^{-1}$	$-1,73 \cdot 10^{-1}$	$-5,56 \cdot 10^{-1}$	$-2,39 \cdot 10^{-1}$	$-8,63 \cdot 10^{-1}$
56		$-3,76 \cdot 10^{-2}$	$-2,9 \cdot 10^{-1}$	$-1,57 \cdot 10^{-1}$	$-5,4 \cdot 10^{-1}$	$-2,1 \cdot 10^{-1}$	$-8,25 \cdot 10^{-1}$
53		$4,72 \cdot 10^{-2}$	$-2,83 \cdot 10^{-1}$	$-2,17 \cdot 10^{-1}$	$-5,87 \cdot 10^{-1}$	$-4,57 \cdot 10^{-1}$	$9,54 \cdot 10^{-1}$

Πίνακας 1 Μέγιστες μετατοπίσεις και βυθίσεις της κατασκευής για τις εξετασθείσες γεωτρήσεις

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ

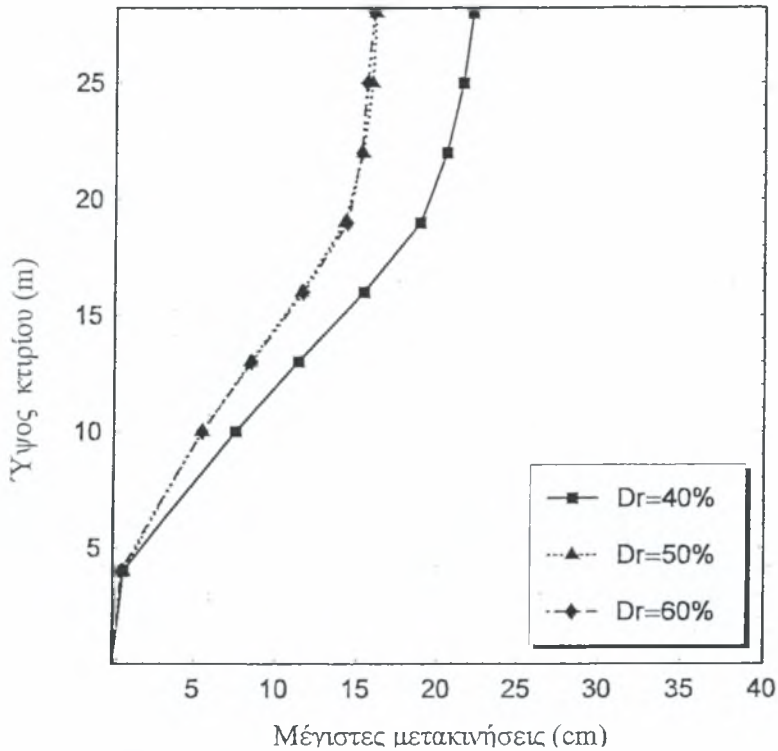
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Ρευστοποιήσιμη ζώνη σε βάθος 5 m με πάχος 2 m

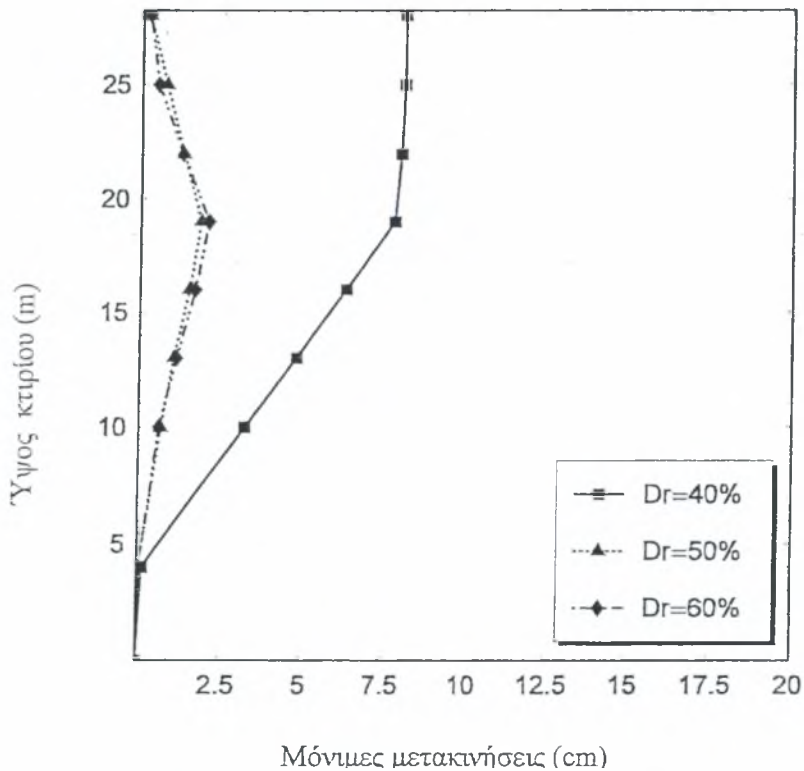


Σχήμα Γ.1 : Χρονοϊστορία του λόγου πίεσης πόρων προς την κατακόρυφη ενεργό τάση για σχετικές πυκνότητες (α) 40%, (β) 50%, (γ) 60% αντίστοιχα

Στα σχήματα Γ.2, Γ.3 φαίνονται οι μέγιστες και οι παραμένουσες μετακινήσεις των σεισμών αυτών.

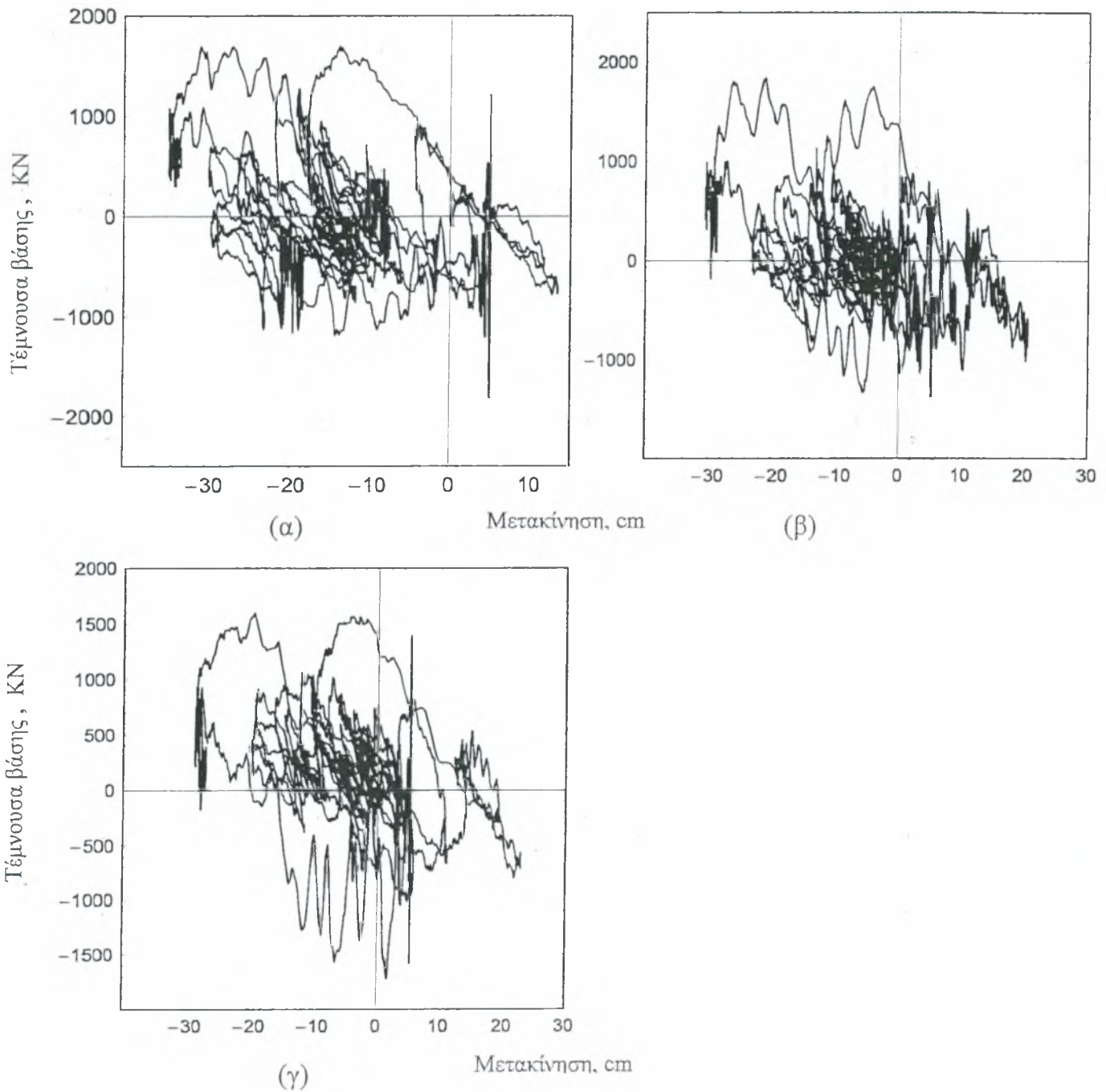


Σχήμα Γ.2 Μέγιστες μετακινήσεις καθ' ύψος του κτιρίου

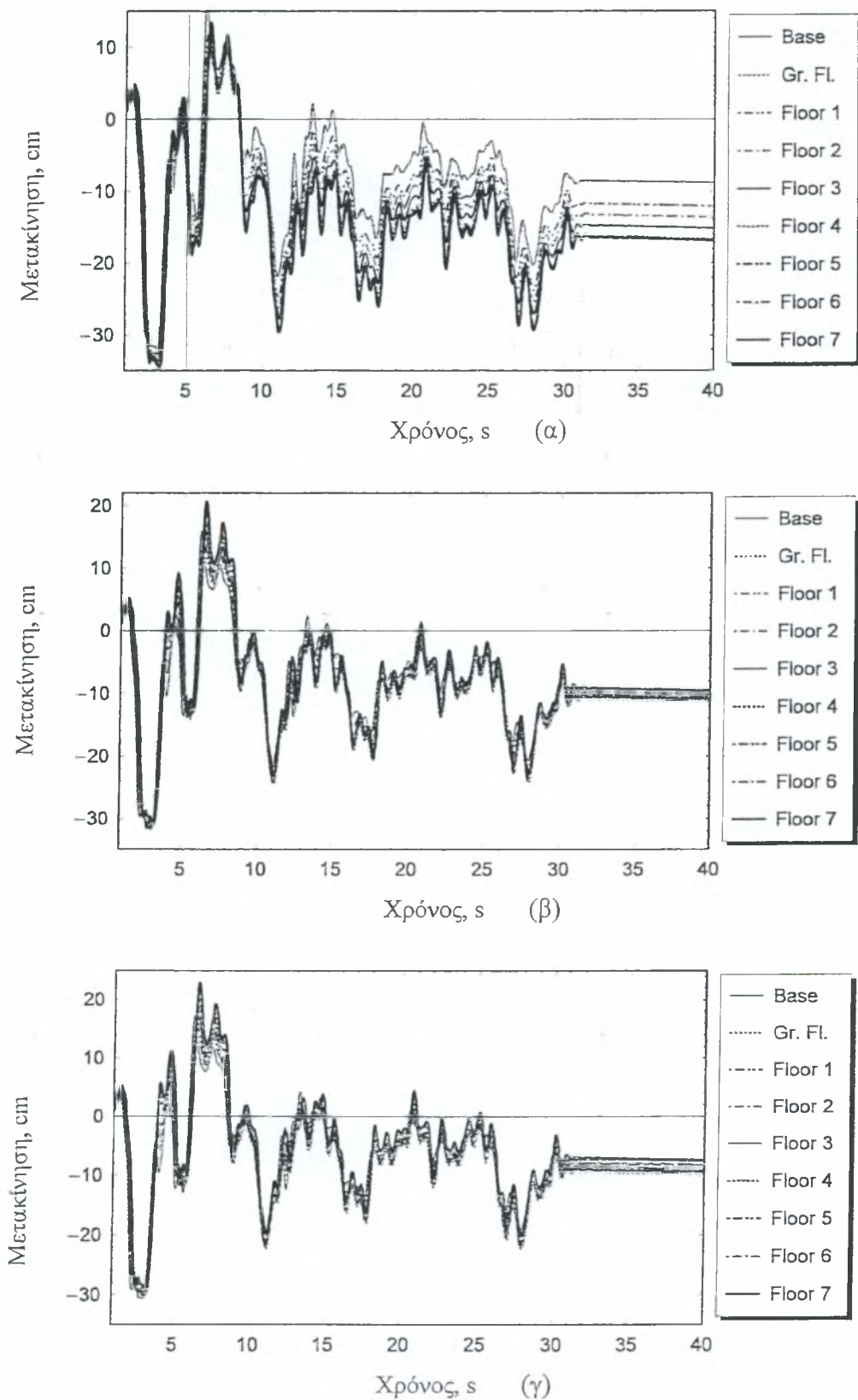


Σχήμα Γ.3 Μόνιμες μετακινήσεις καθ' ύψος του κτιρίου

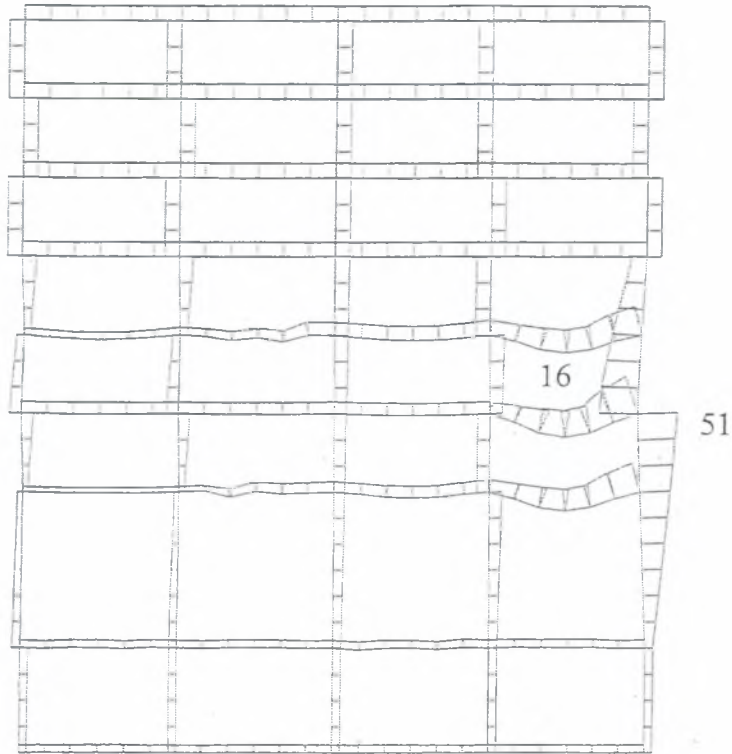
Παρατηρούμε ότι τόσο οι μόνιμες μετακινήσεις σε όλο το ύψος της κατασκευής όσο και οι μέγιστες μετακινήσεις γίνονται μέγιστες για σχετική πυκνότητα ίση με 40%. Παρακάτω δίνονται οι τέμνουσες βάσης για κάθε σεισμό καθώς και οι χρονοϊστορίες των μετακινήσεων σε κάθε όροφο.



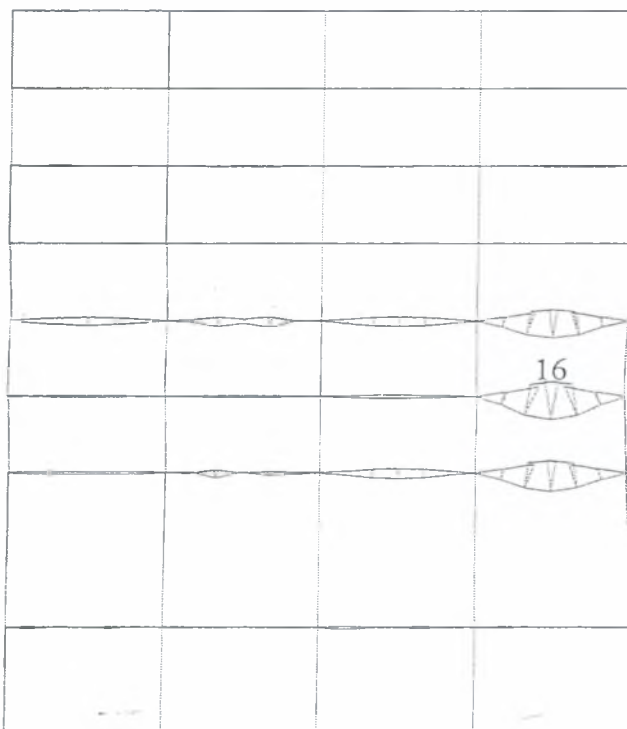
Σχήμα Γ.4 Τέμνουσα βάσης ως προς την μετατόπιση του ορόφου για σχετικές πυκνότητες (α) $D_r=40\%$, (β) $D_r=50\%$, (γ) $D_r=60\%$



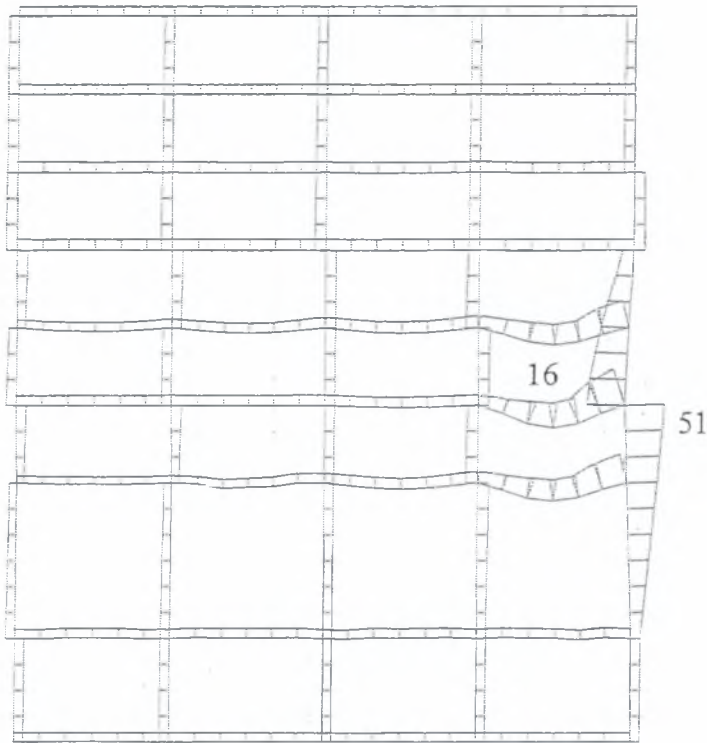
Σχήμα Γ.5 Χρονοϊστορία της μετακίνησης κάθε ορόφου για σχετικές πυκνότητες
(α) $D_r=40\%$, (β) $D_r=50\%$, (γ) $D_r=60\%$



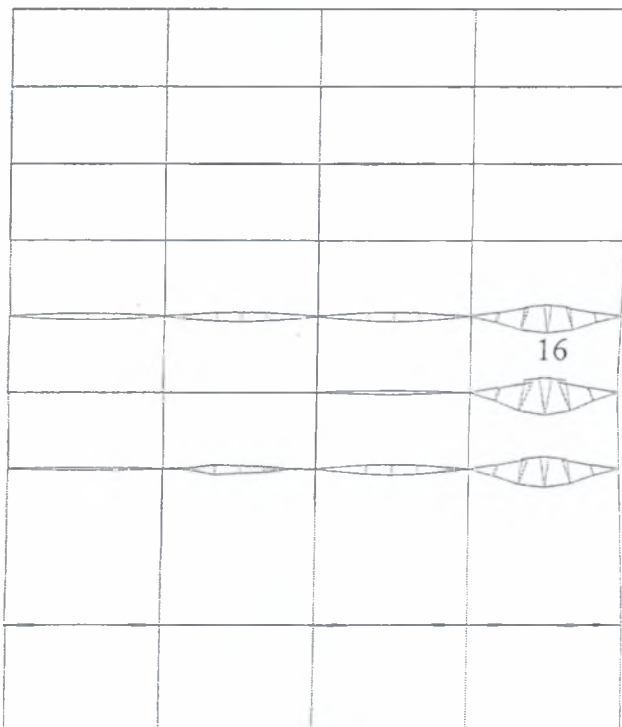
Σχήμα Γ.6 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 40%. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.45m (δοκός 51, 16)



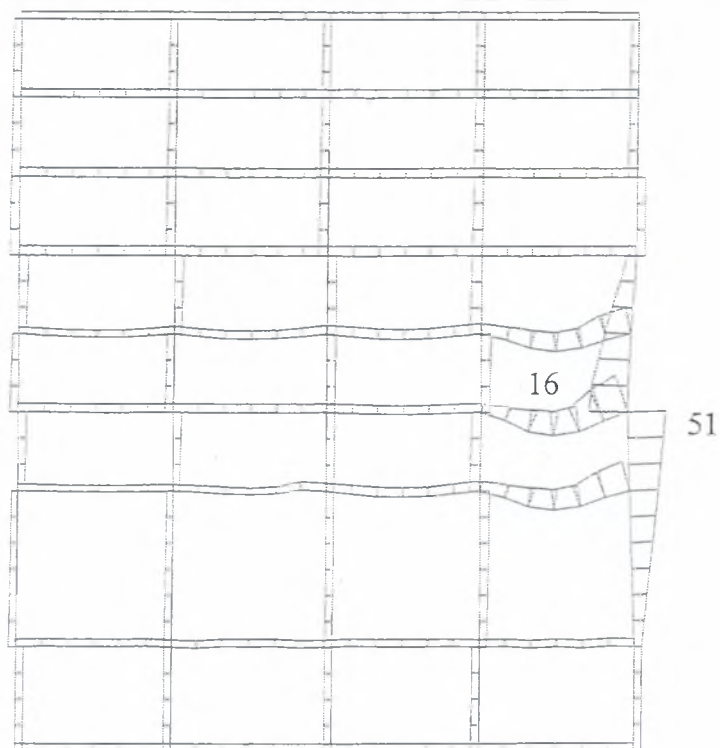
Σχήμα Γ.7 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 40%. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.90m (δοκός 16)



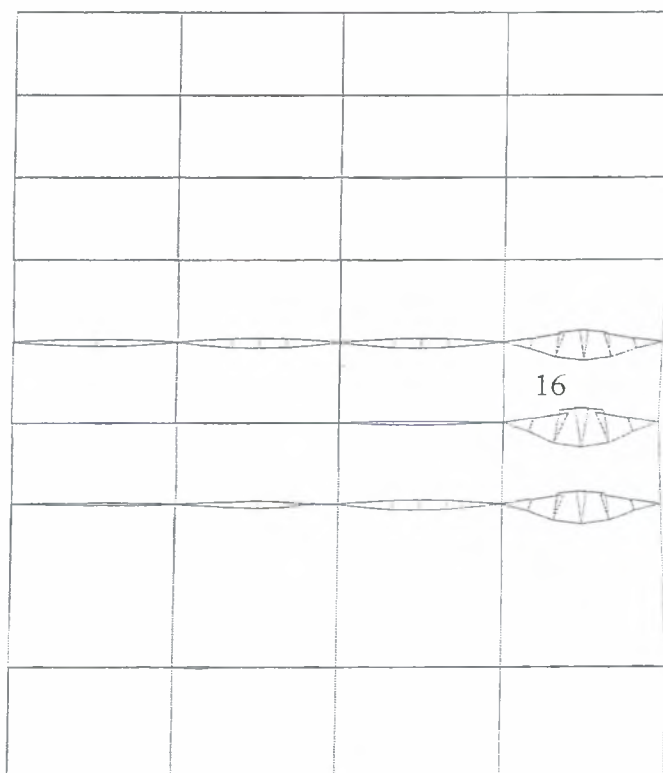
Σχήμα Γ.8 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 50%. Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση -0.4m (δοκός 51, 16)



Σχήμα Γ.9 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 50%. Μέγιστη μόνιμη κατακόρυφη μετακίνηση -0.88m (δοκός 16)

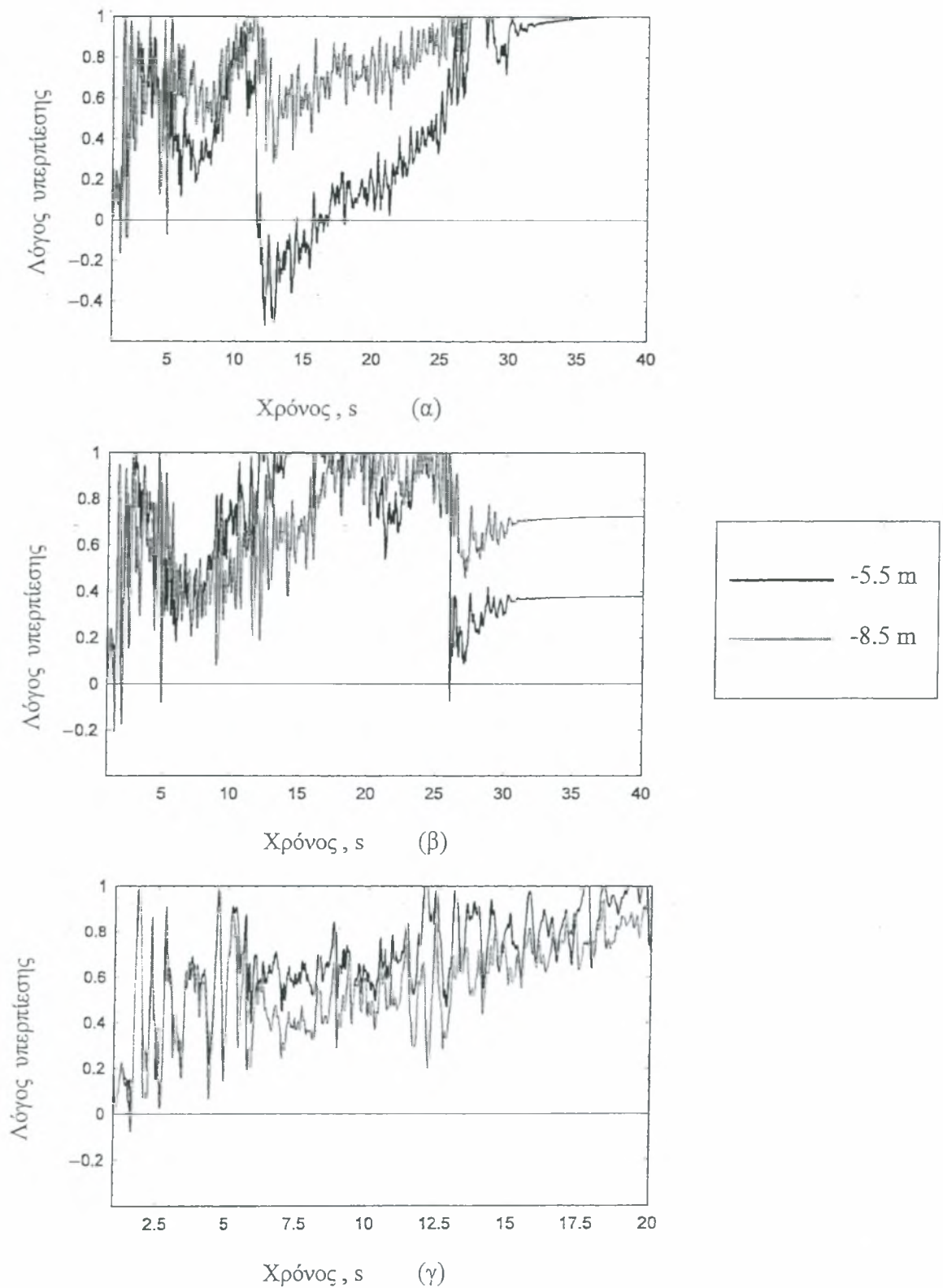


Σχήμα Γ.10 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 60%. Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση -0.41m (δοκός 51, 16)



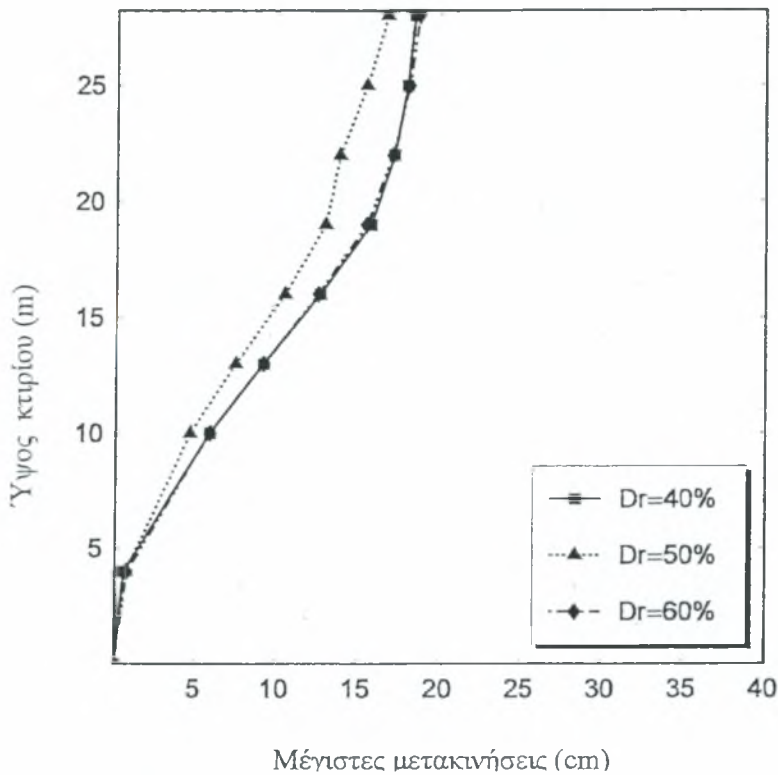
Σχήμα Γ.11 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 60%. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.91m (δοκός 16)

Ρευστοποιήσιμη ζώνη σε βάθος 5 m με πάχος 4 m

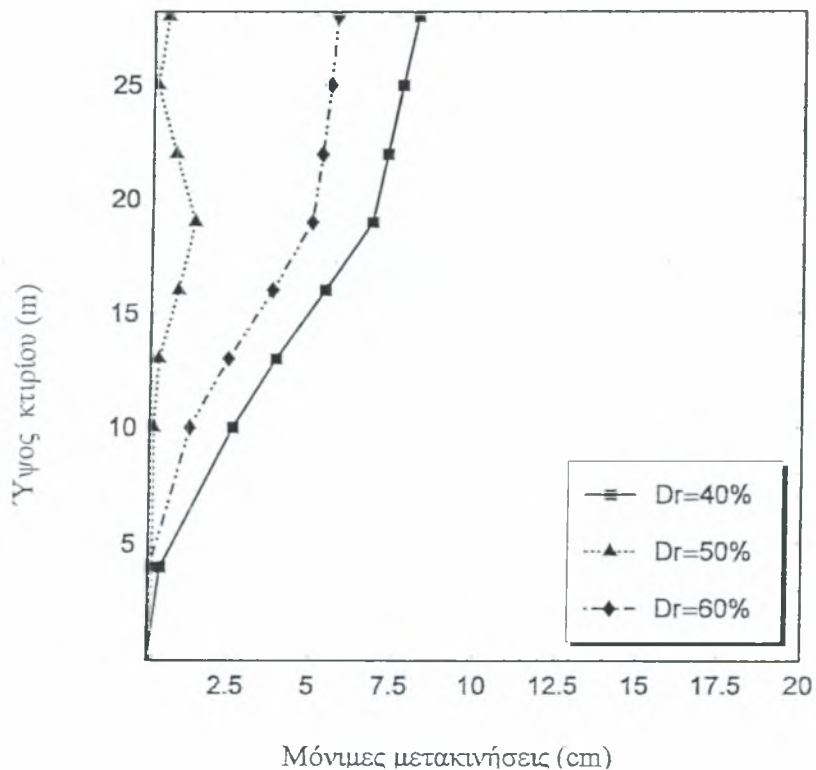


Σχήμα Γ.12 : Χρονοϊστορία του λόγου πίεσης πόρων προς την κατακόρυφη ενεργό τάση για σχετικές πυκνότητες (α) 40%, (β) 50%, (γ) 60% αντίστοιχα

Στα σχήματα Γ.13, Γ.14 φαίνονται οι μέγιστες και οι παραμένουσες μετακινήσεις των σεισμών αυτών.

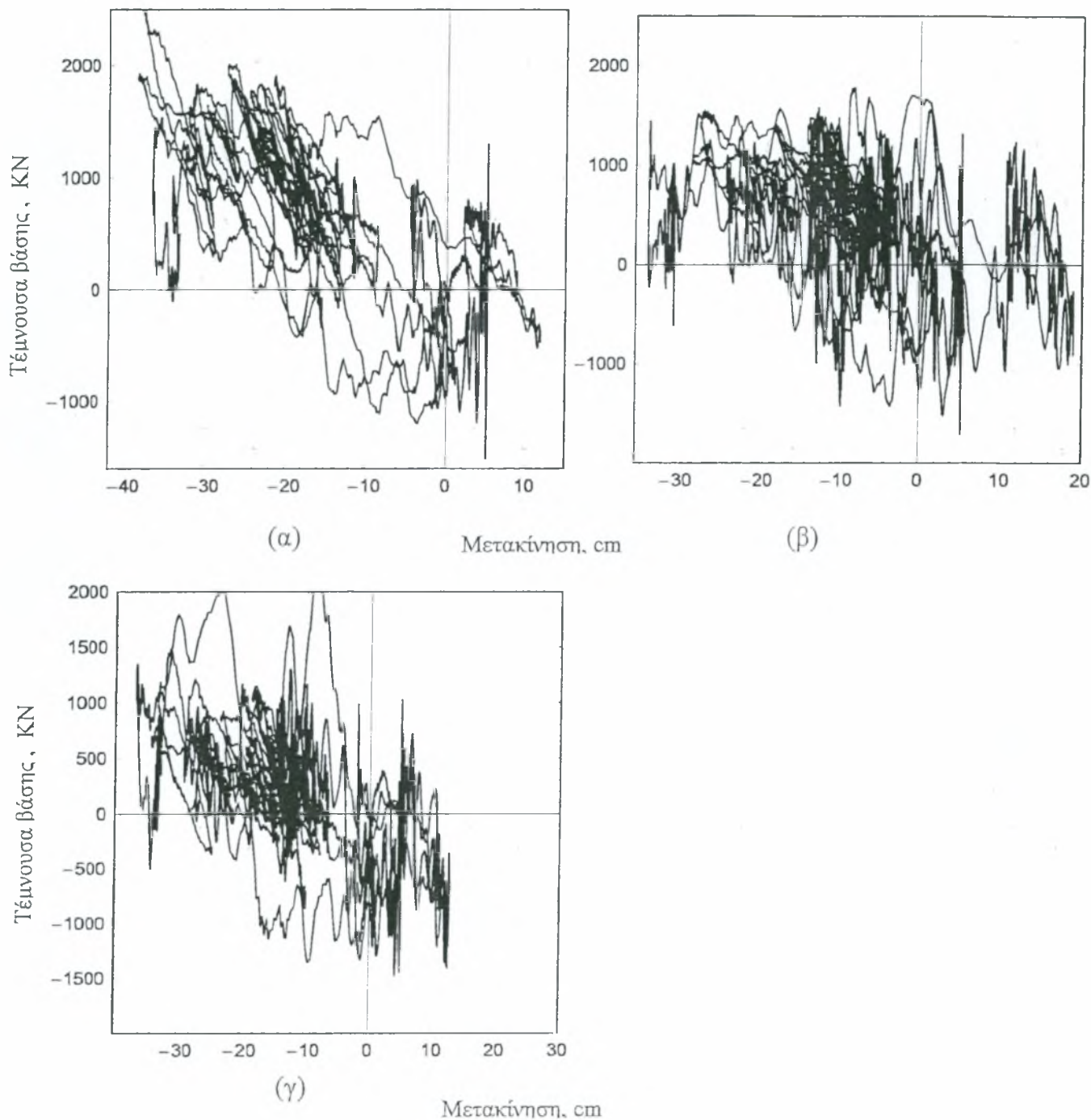


Σχήμα Γ.13 Μέγιστες μετακινήσεις καθ' ύψος του κτιρίου

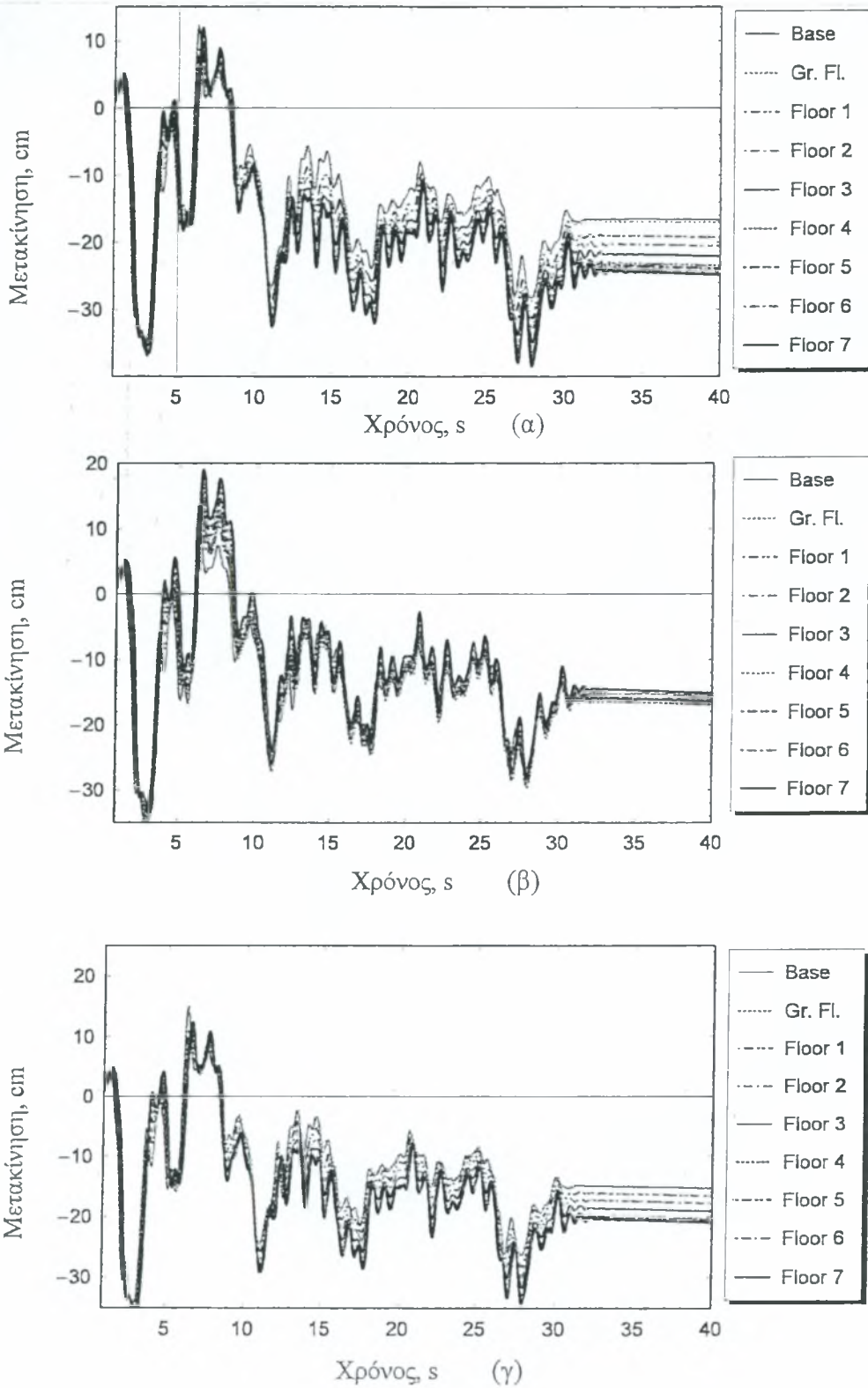


Σχήμα Γ.14 Μόνιμες μετακινήσεις καθ' ύψος του κτιρίου

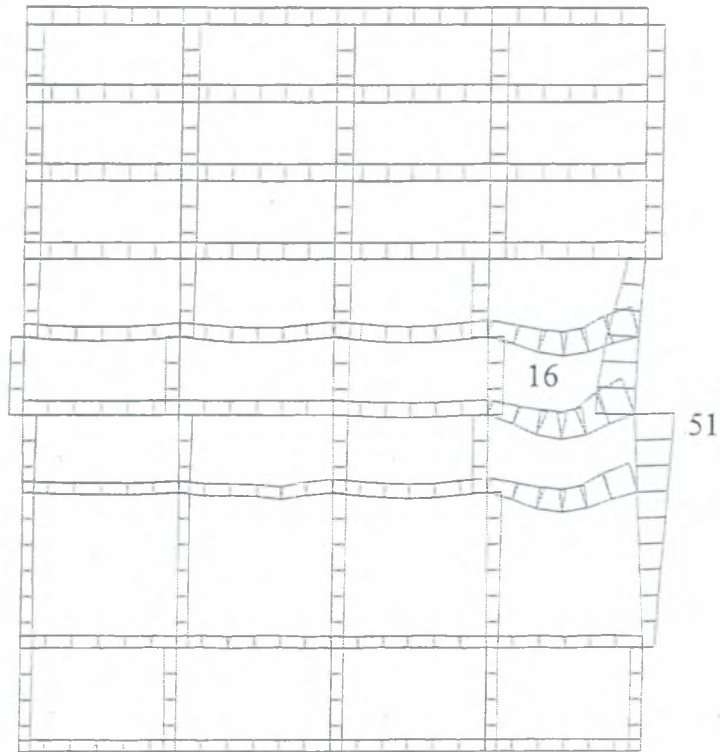
Παρατηρούμε ότι τόσο οι μόνιμες μετακινήσεις σε όλο το ύψος της κατασκευής όσο και οι μέγιστες μετακινήσεις γίνονται μέγιστες για σχετική πυκνότητα ίση με 40%. Παρακάτω δίνονται οι τέμνουσες βάσης για κάθε σεισμό καθώς και οι χρονοϊστορίες των μετακινήσεων σε κάθε όροφο.



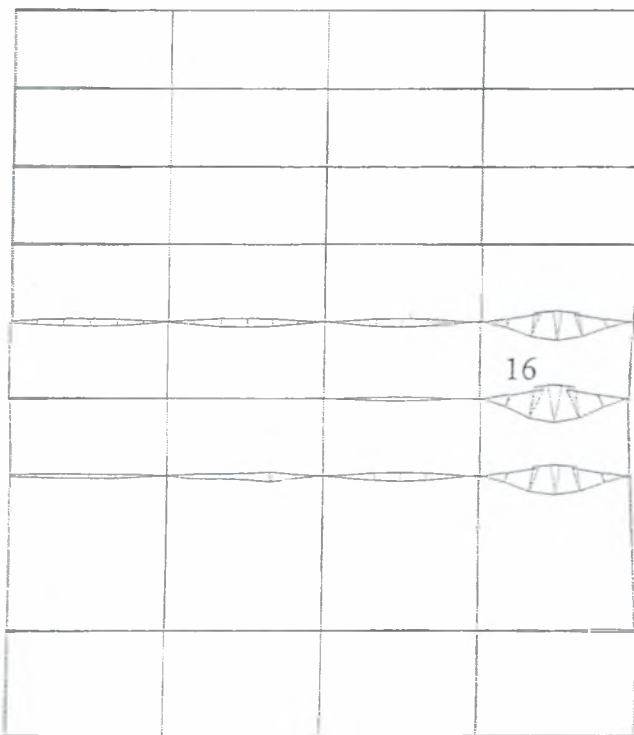
Σχήμα Γ.15 Τέμνουσα βάσης ως προς την μετατόπιση του ορόφου για σχετικές πυκνότητες (α) $D_r=40\%$, (β) $D_r=50\%$, (γ) $D_r=60\%$



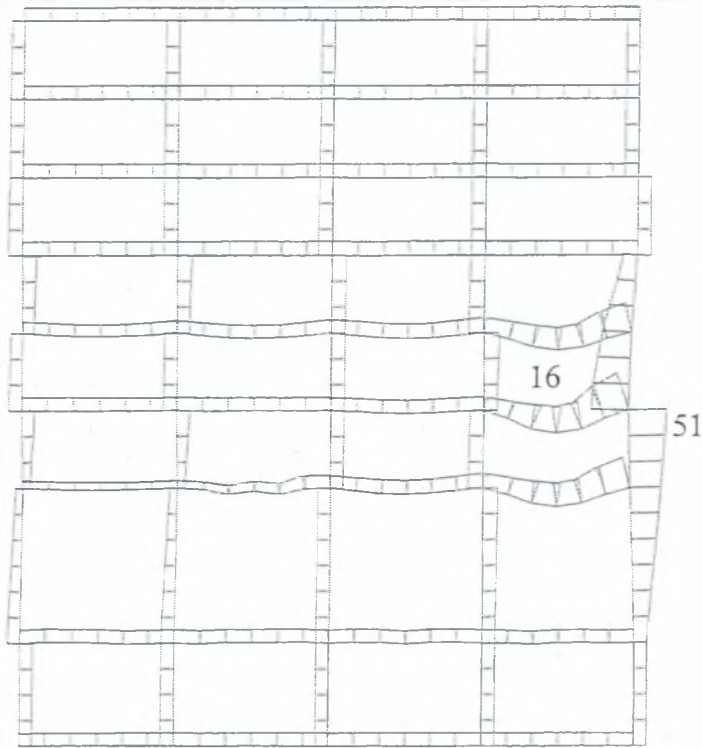
Σχήμα Γ.16 Χρονοϊστορία της μετακίνησης κάθε ορόφου για σχετικές πυκνότητες
(α) $D_r=40\%$, (β) $D_r=50\%$, (γ) $D_r=60\%$



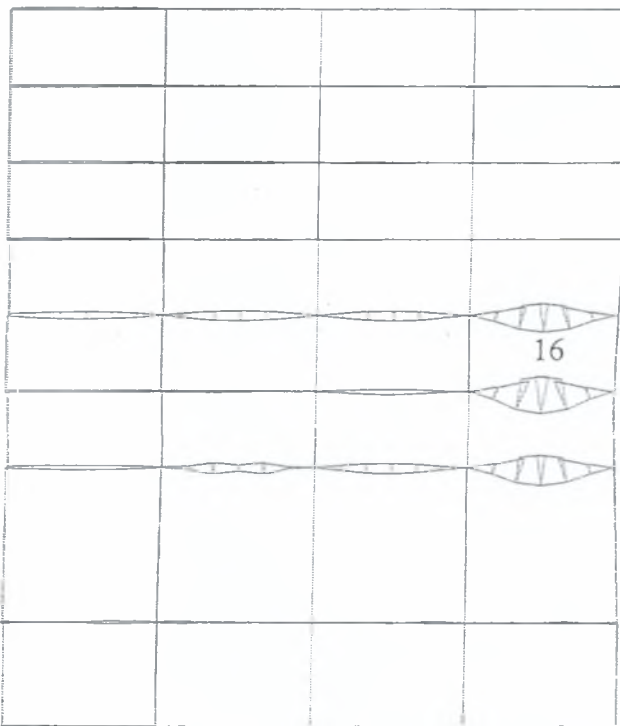
Σχήμα Γ.17 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 40%. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.56m (δοκός 51, 16)



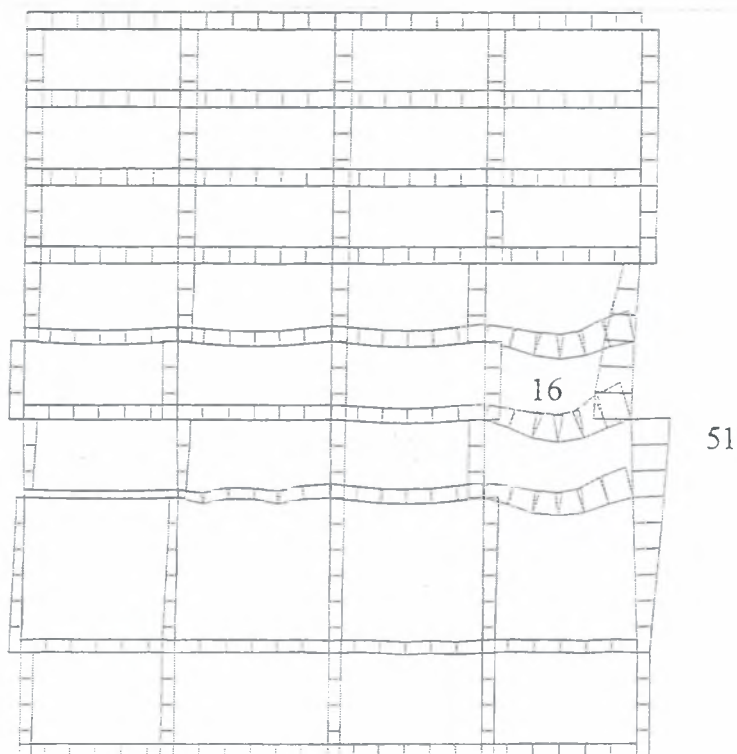
Σχήμα Γ.18 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 40%. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.92m (δοκός 16)



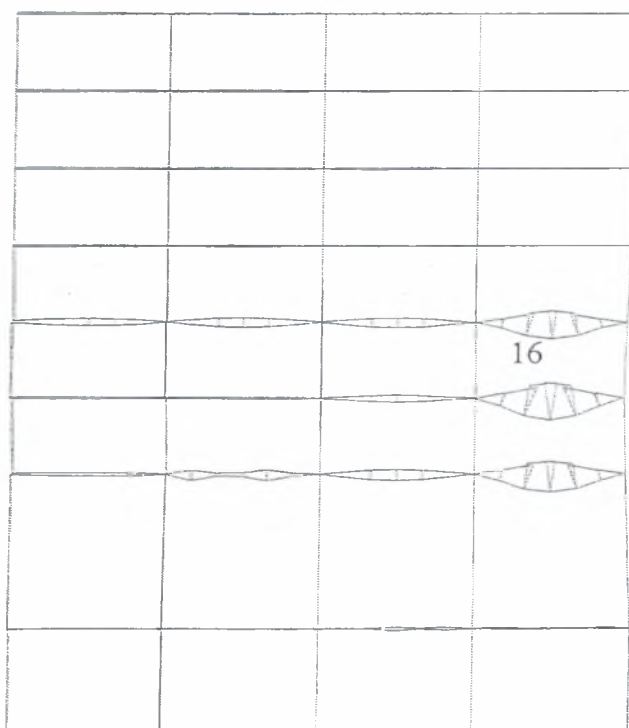
Σχήμα Γ.19 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 50%. Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση -0.47m (δοκός 51, 16)



Σχήμα Γ.20 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 50%. Μέγιστη μόνιμη κατακόρυφη μετακίνηση -0.87m (δοκός 16)

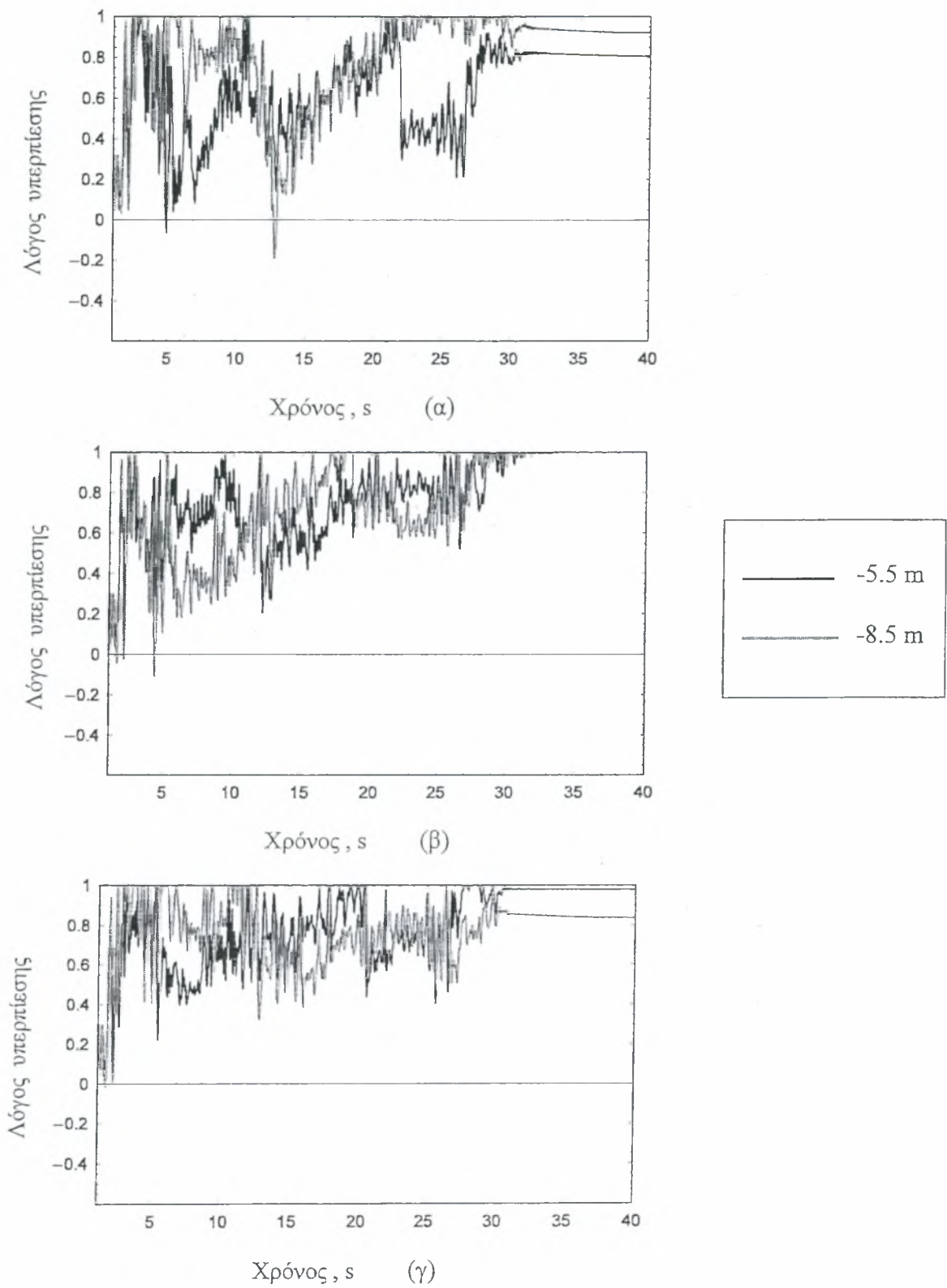


Σχήμα Γ.21 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 60%. Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση -0.48m (δοκός 51, 16)



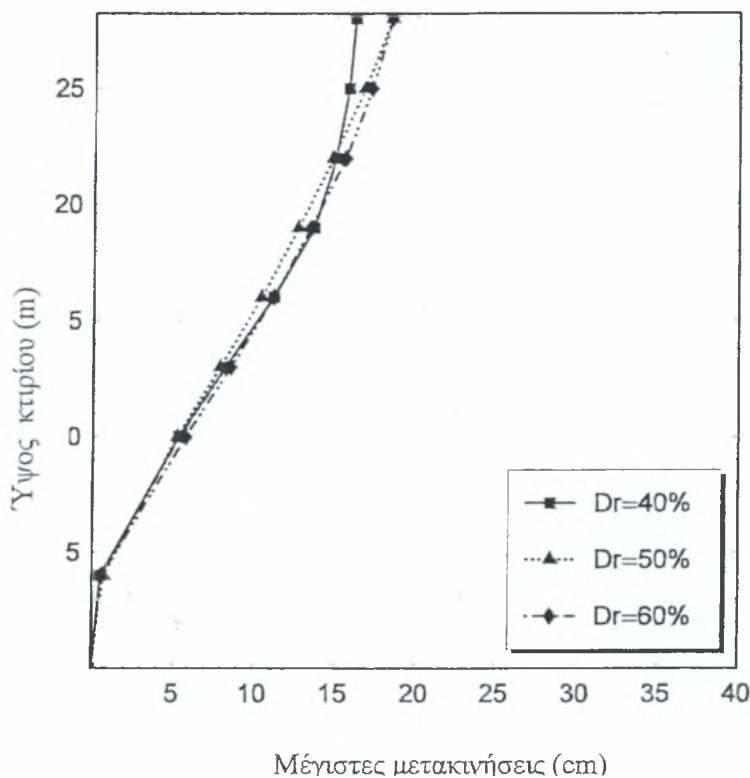
Σχήμα Γ.22 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 60%. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.87m (δοκός 16)

Ρευστοποιήσιμη ζώνη σε βάθος 5 m με πάχος 6 m

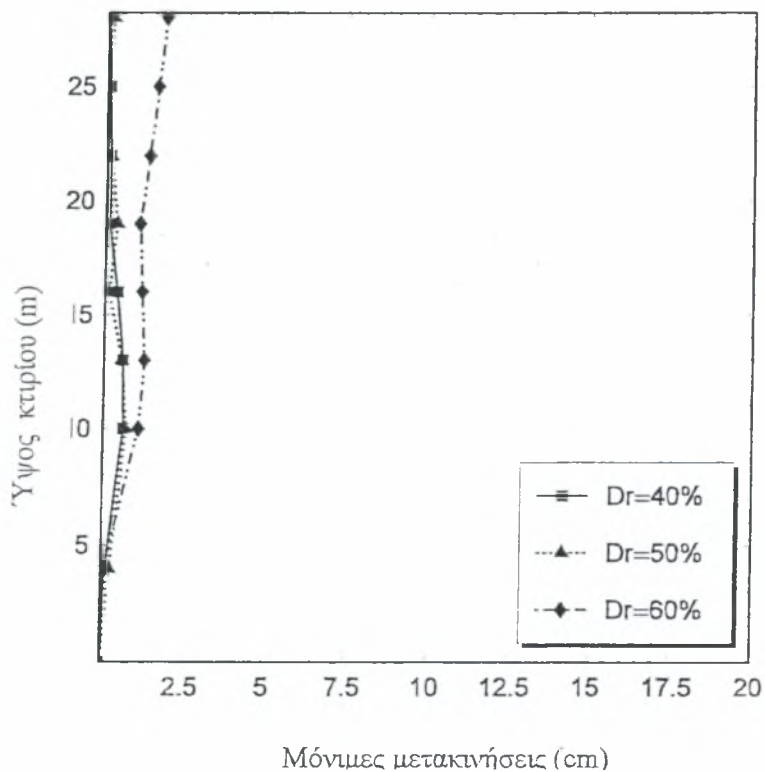


Σχήμα Γ.23 : Χρονοϊστορία του λόγου πίεσης πόρων προς την κατακόρυφη ενεργό τάση για σχετικές πυκνότητες (α) 40%, (β) 50%, (γ) 60% αντίστοιχα

Στα σχήματα Γ.24, Γ.25 φαίνονται οι μέγιστες και οι παραμένουσες μετακινήσεις των σεισμών αυτών.

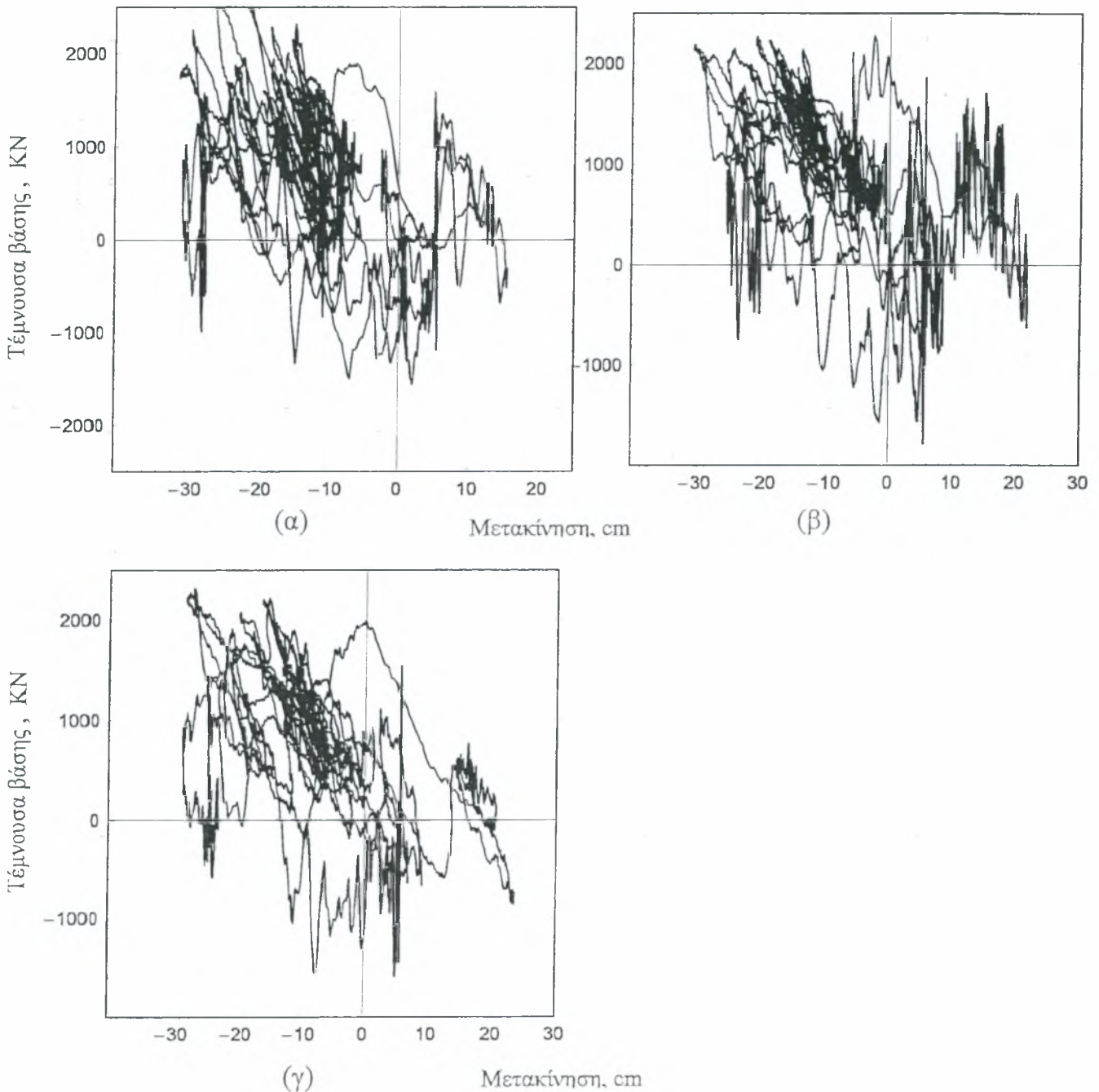


Σχήμα Γ.24 Μέγιστες μετακινήσεις καθ' ύψος του κτιρίου

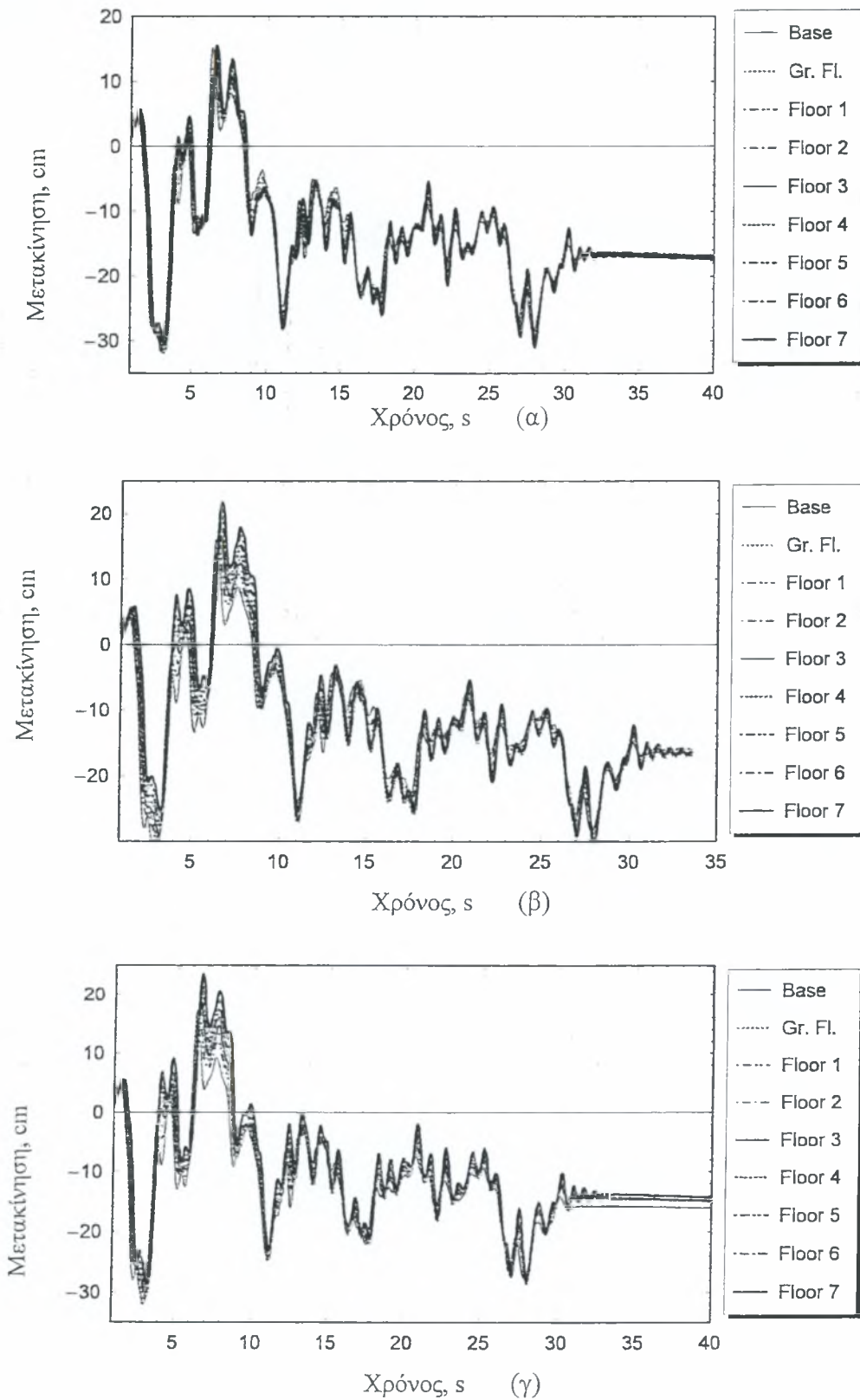


Σχήμα 25 Μόνιμες μετακινήσεις καθ' ύψος του κτιρίου

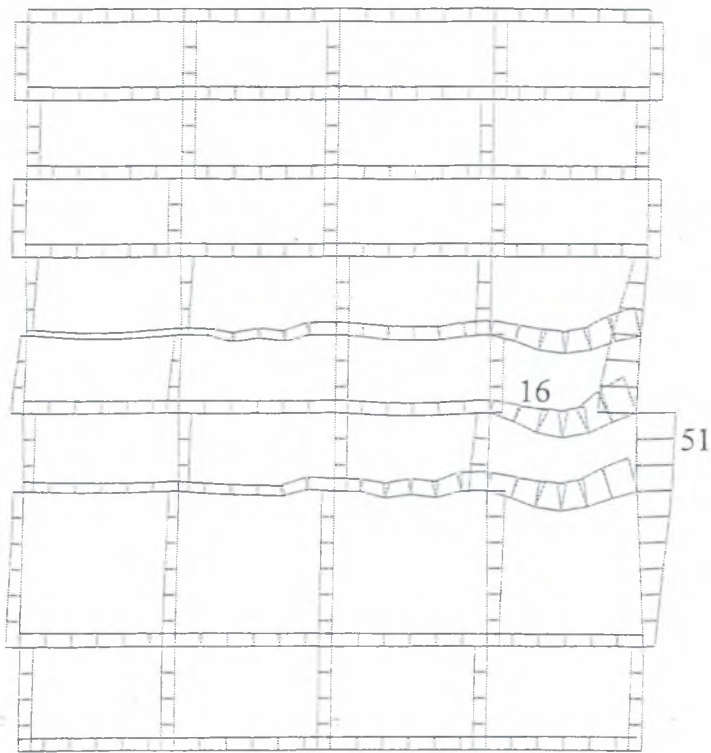
Παρατηρούμε ότι τόσο οι μόνιμες μετακινήσεις σε όλο το ύψος της κατασκευής όσο και οι μέγιστες μετακινήσεις γίνονται μέγιστες για σχετική πυκνότητα ίση με 40%. Παρακάτω δίνονται οι τέμνουσες βάσης για κάθε σεισμό καθώς και οι χρονοϊστορίες των μετακινήσεων σε κάθε όροφο.



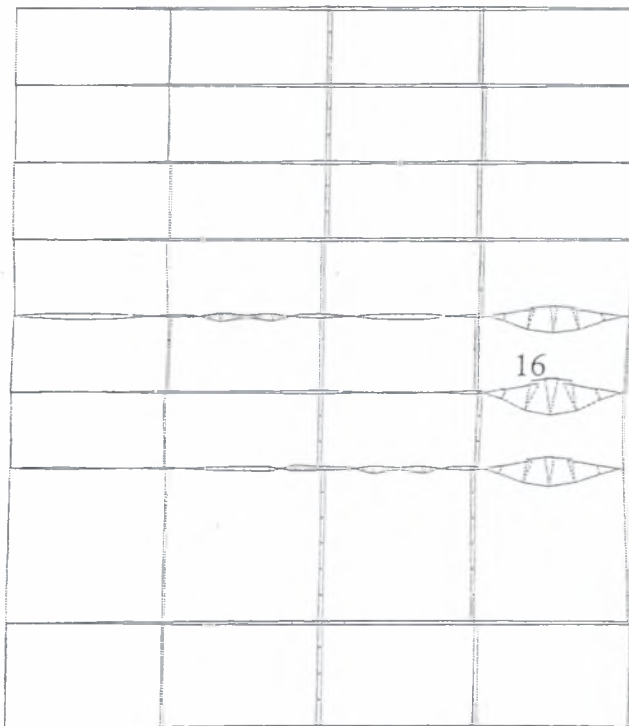
Σχήμα Γ.26 Τέμνουσα βάσης ως προς την μετατόπιση του ορόφου για σχετικές πυκνότητες (α) $D_r=40\%$, (β) $D_r=50\%$, (γ) $D_r=60\%$



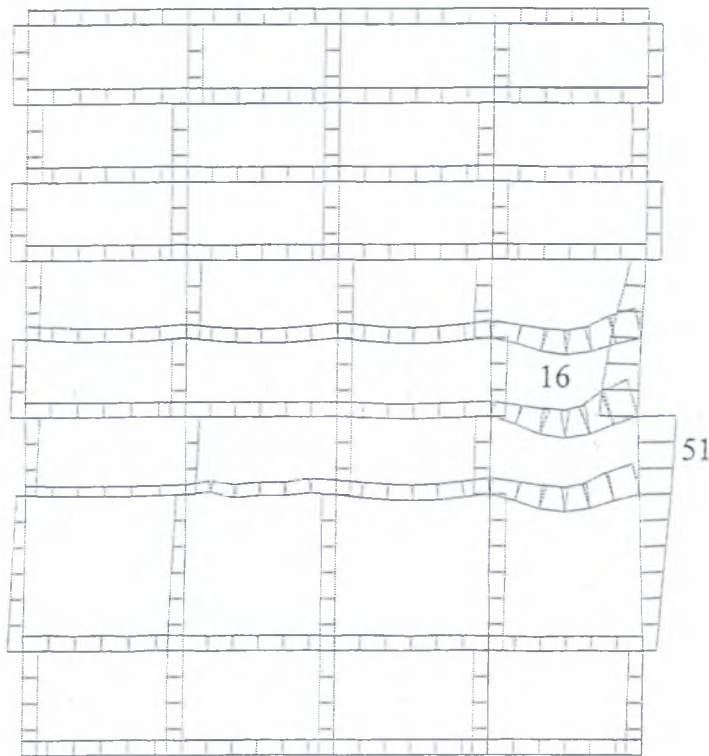
Σχήμα Γ.27 Χρονοϊστορία της μετακίνησης κάθε ορόφου για σχετικές πυκνότητες
(α) $D_r=40\%$, (β) $D_r=50\%$, (γ) $D_r=60\%$



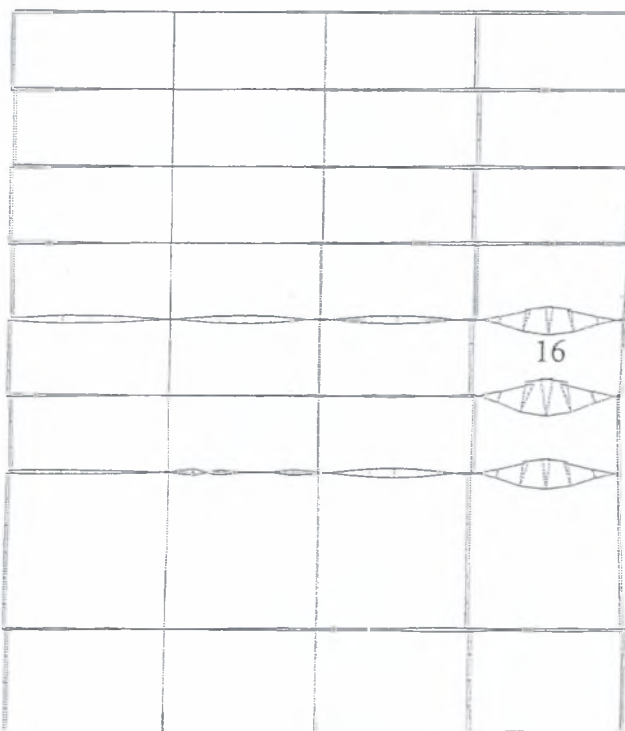
Σχήμα Γ.28 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 40%. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.56m (δοκός 51, 16)



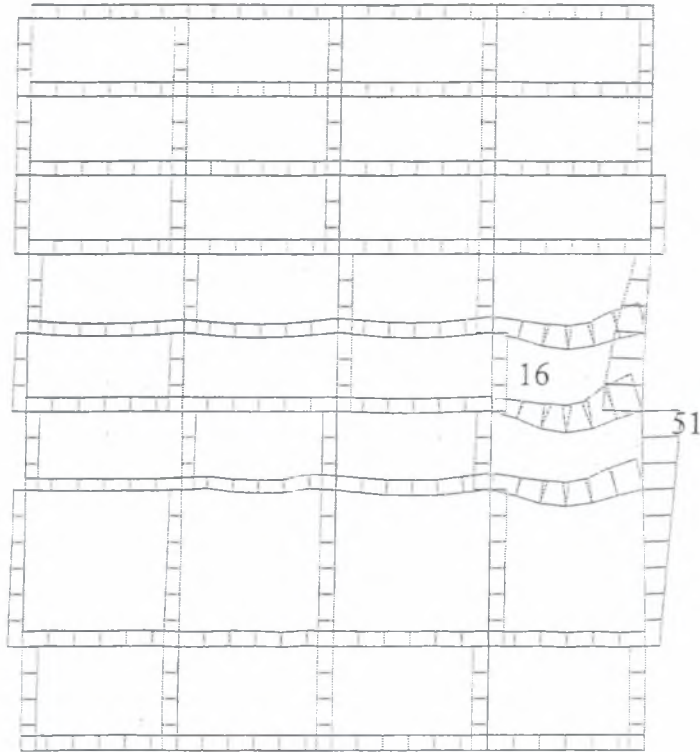
Σχήμα Γ.29 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 40%. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.92m (δοκός 16)



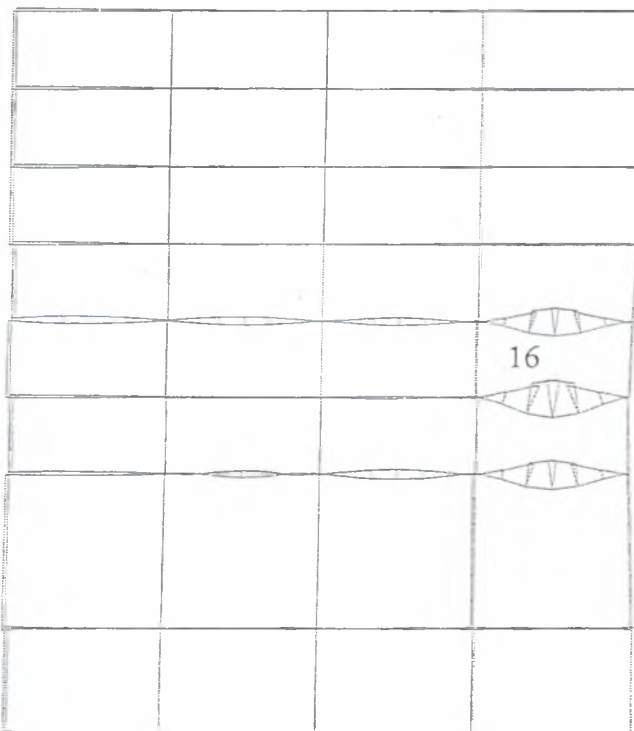
Σχήμα Γ.30 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 50%. Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση -0.48m (δοκός 51, 16)



Σχήμα Γ.31 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 50%. Μέγιστη μόνιμη κατακόρυφη μετακίνηση -0.87m (δοκός 16)

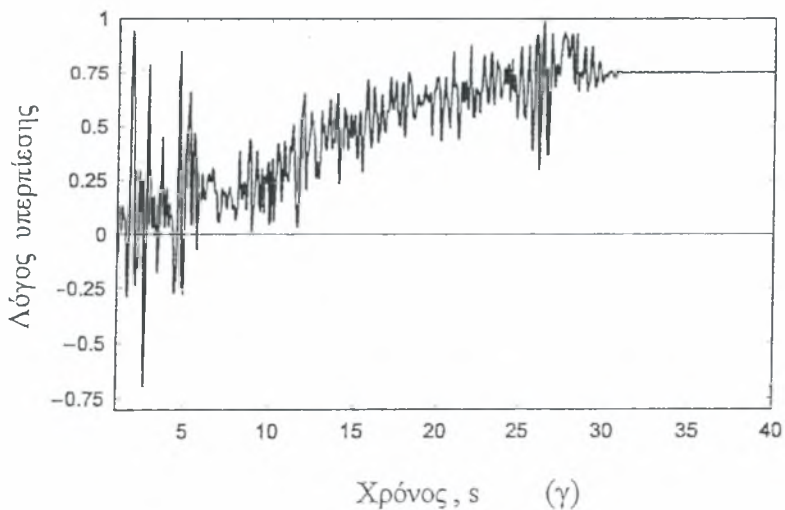
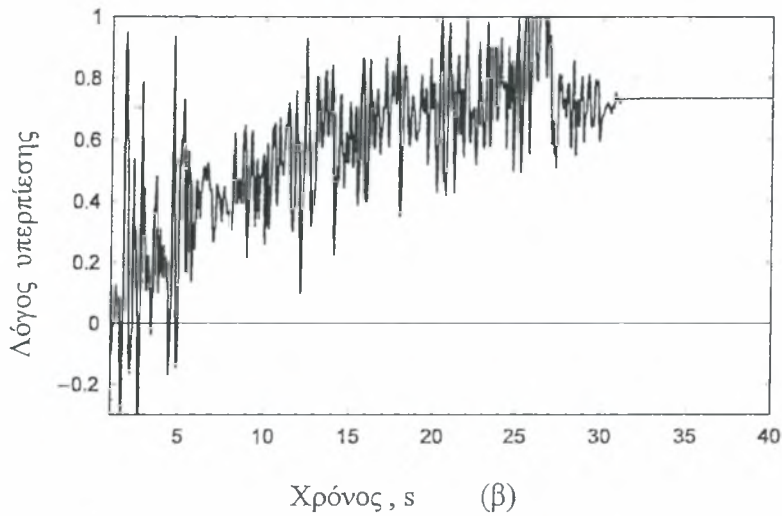
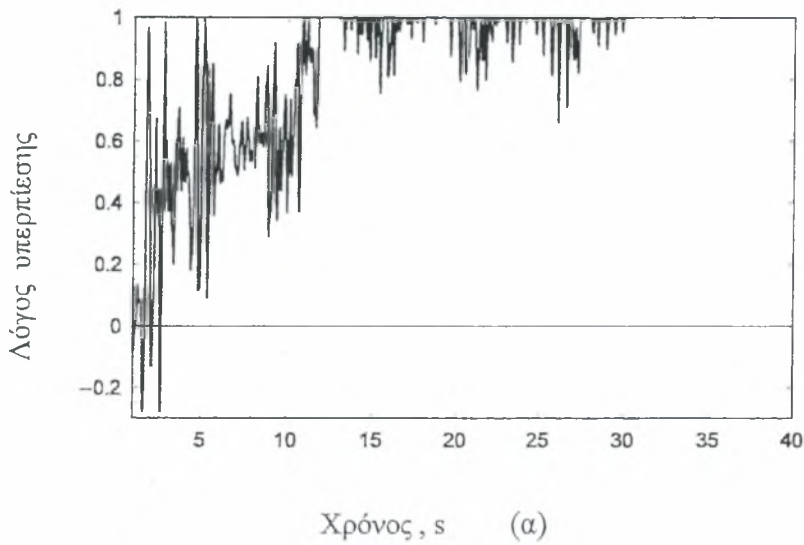


Σχήμα Γ.32 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 60%. Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση -0.41m (δοκός 51, 16)



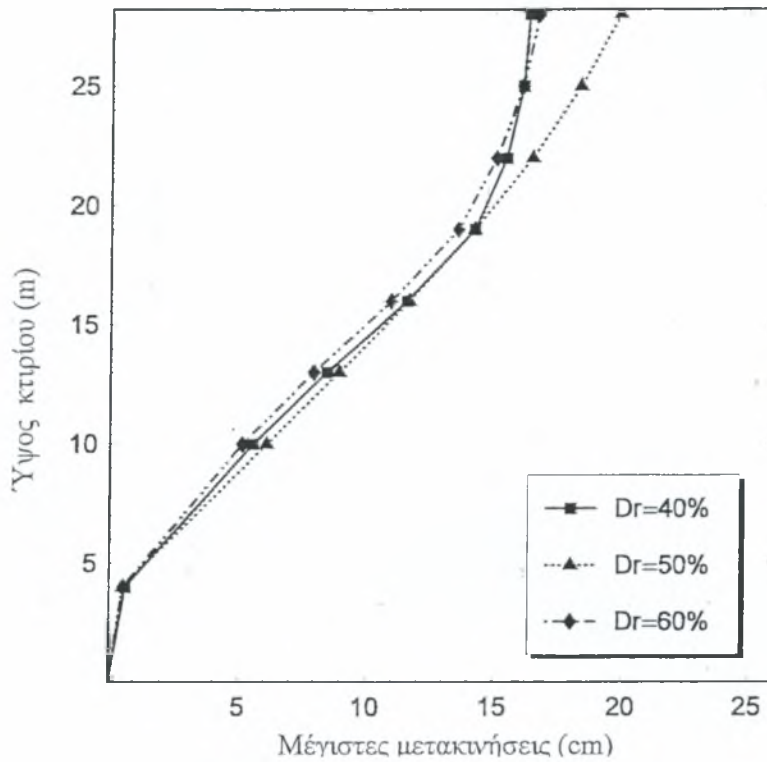
Σχήμα Γ.33 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 60%. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.79m (δοκός 16)

Ρευστοποιήσιμη ζώνη σε βάθος 7 m με πάχος 2 m

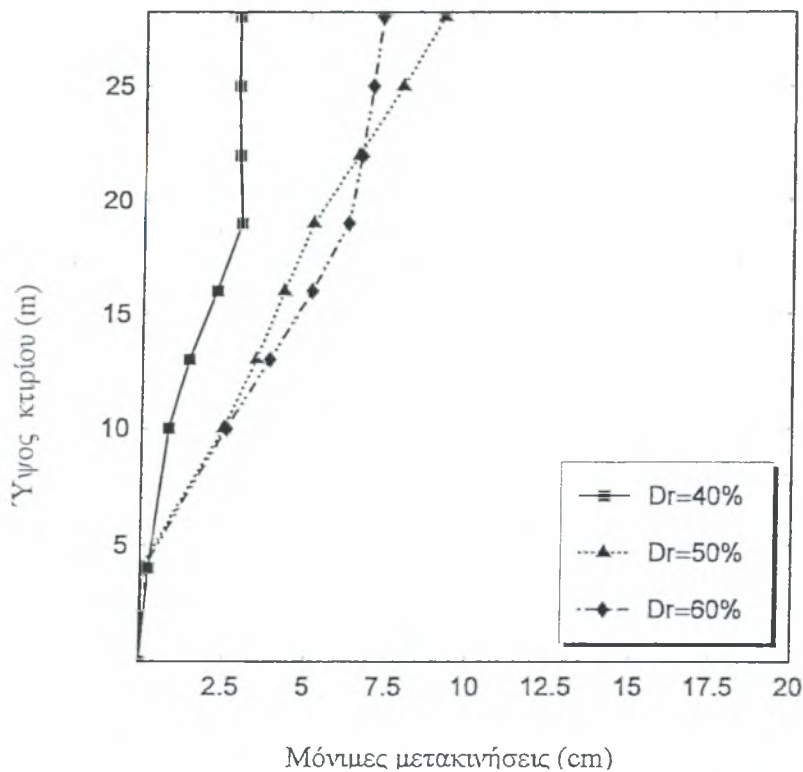


Σχήμα Γ.34 : Χρονοϊστορία του λόγου πίεσης πόρων προς την κατακόρυφη ενεργό τάση για σχετικές πυκνότητες (α) 40%, (β) 50%, (γ) 60% αντίστοιχα

Στα σχήματα Γ.35, Γ.36 φαίνονται οι μέγιστες και οι παραμένουσες μετακινήσεις των σεισμών αυτών.

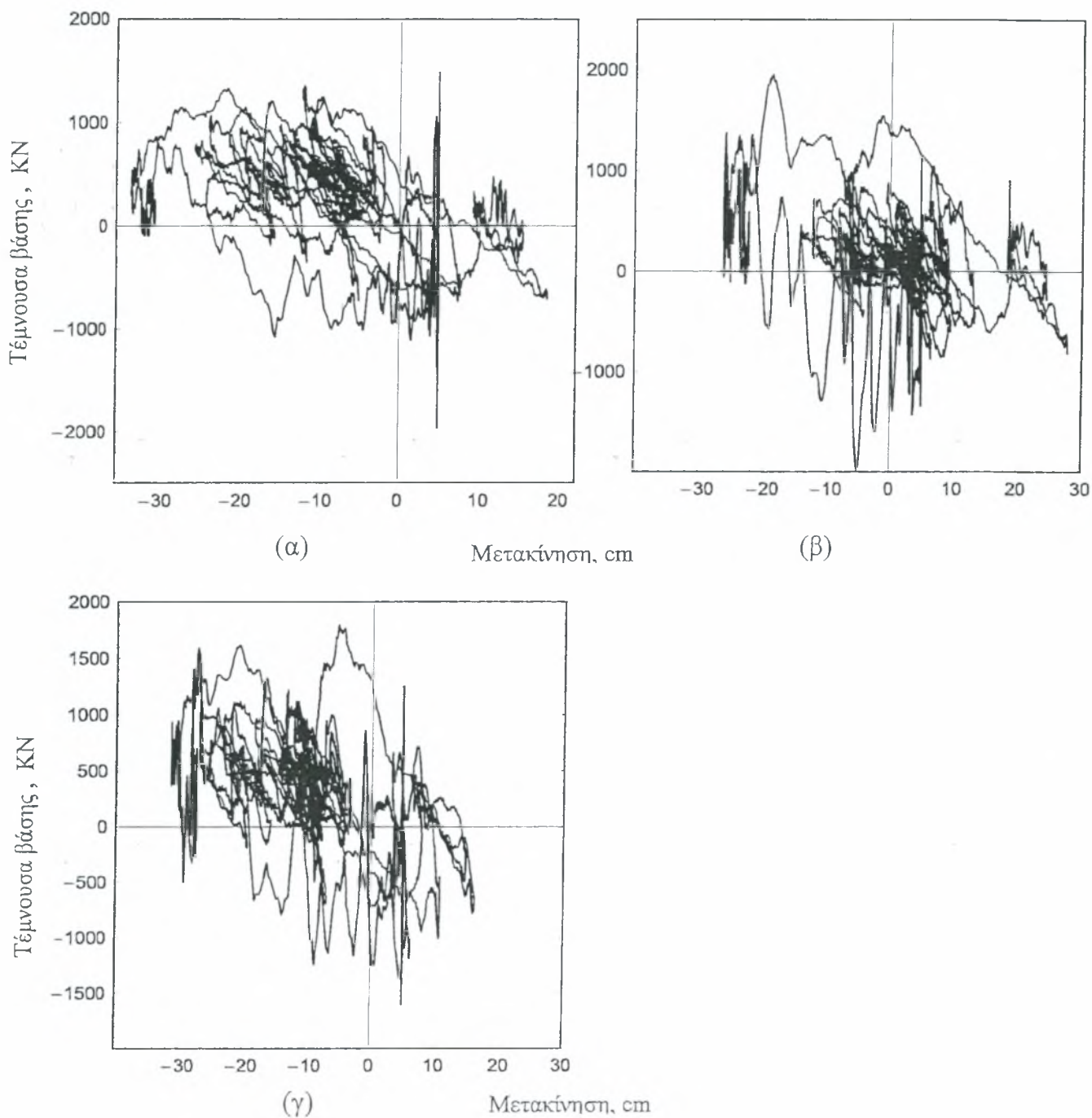


Σχήμα Γ.35 Μέγιστες μετακινήσεις καθ' ύψος του κτιρίου

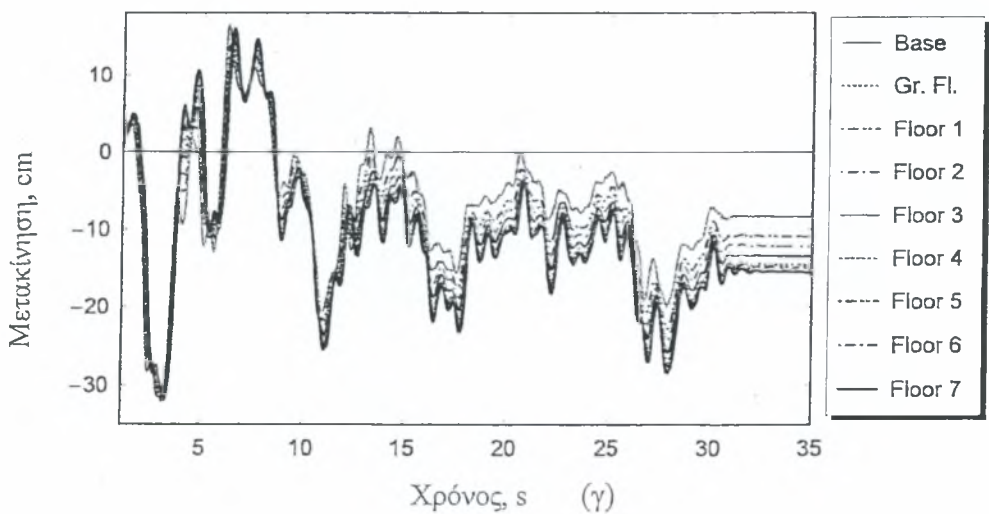
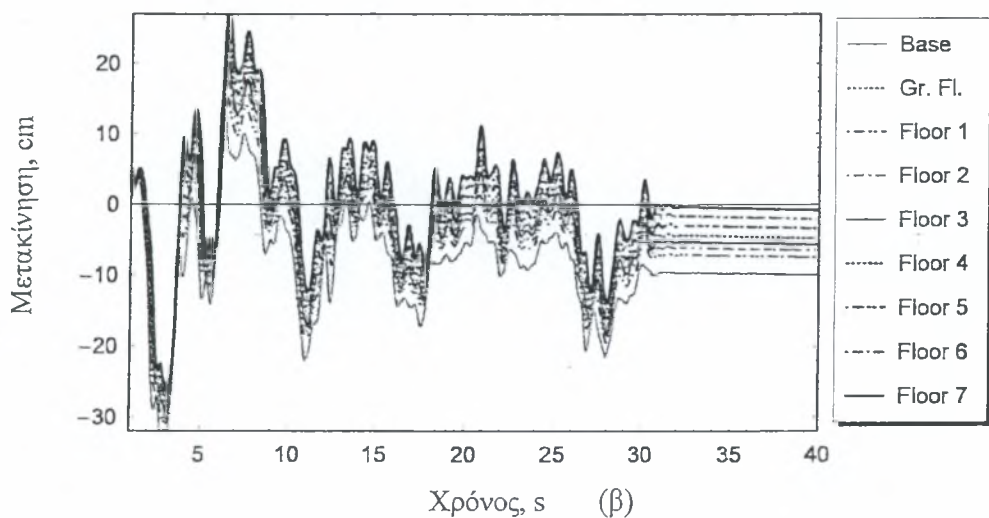
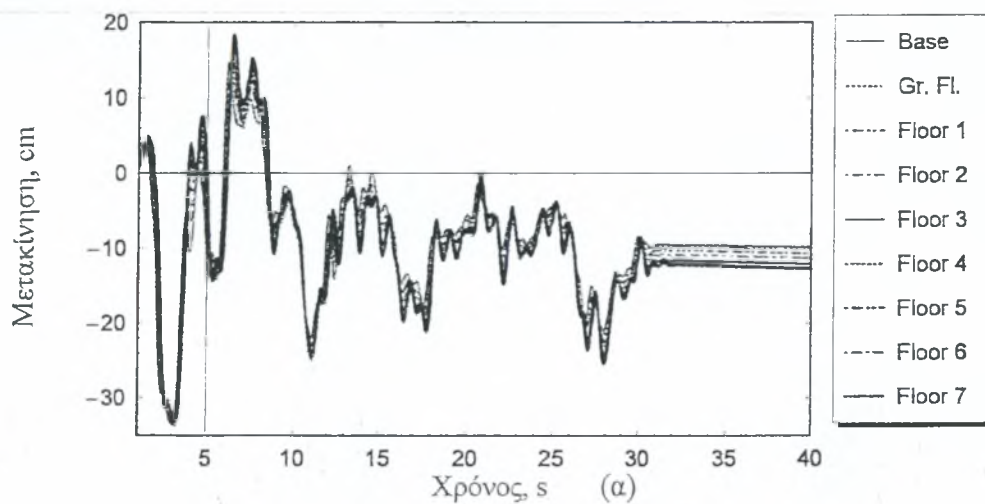


Σχήμα Γ.36 Μόνιμες μετακινήσεις καθ' ύψος του κτιρίου

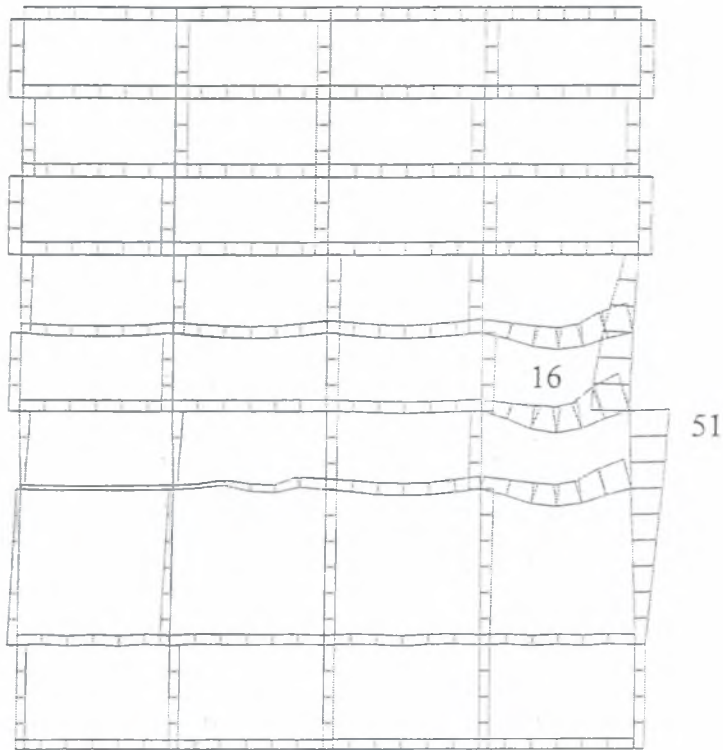
Παρατηρούμε ότι τόσο οι μόνιμες μετακινήσεις σε όλο το ύψος της κατασκευής όσο και οι μέγιστες μετακινήσεις γίνονται μέγιστες για σχετική πυκνότητα ίση με 40%. Παρακάτω δίνονται οι τέμνουσες βάσης για κάθε σεισμό καθώς και οι χρονοϊστορίες των μετακινήσεων σε κάθε όροφο.



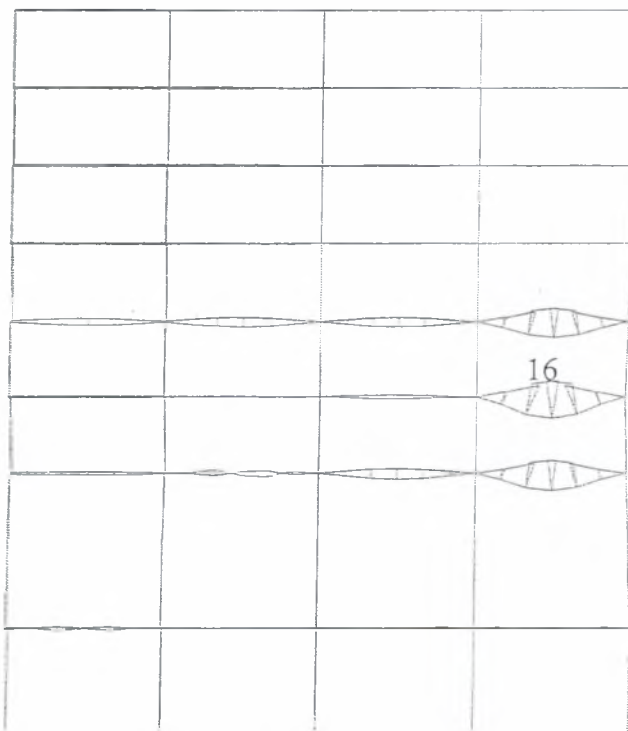
Σχήμα Γ.37 Τέμνουσα βάσης ως προς την μετατόπιση του ορόφου για σχετικές πυκνότητες (α) $D_r=40\%$, (β) $D_r=50\%$, (γ) $D_r=60\%$



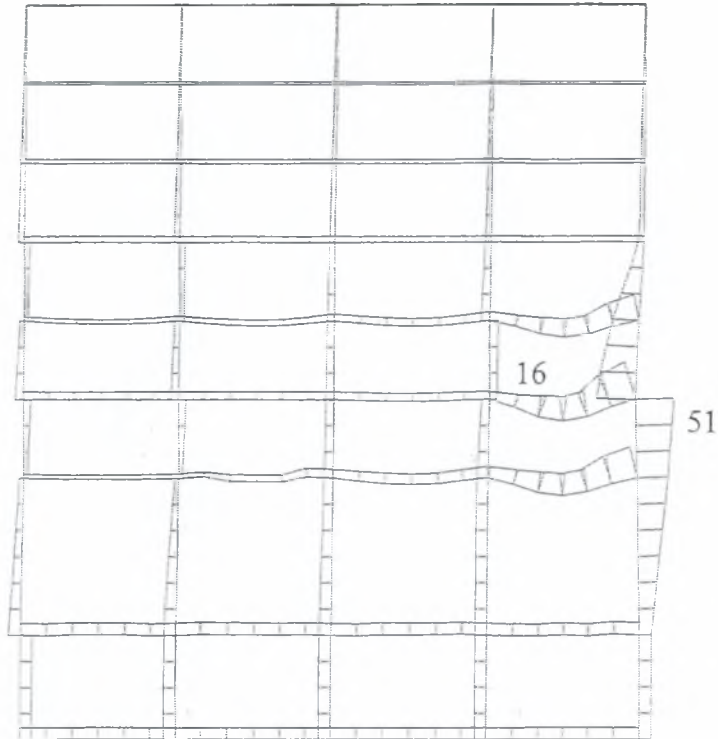
Σχήμα Γ38 Χρονοϊστορία της μετακίνησης κάθε ορόφου για σχετικές πυκνότητες (α) $D_r=40\%$, (β) $D_r=50\%$, (γ) $D_r=60\%$



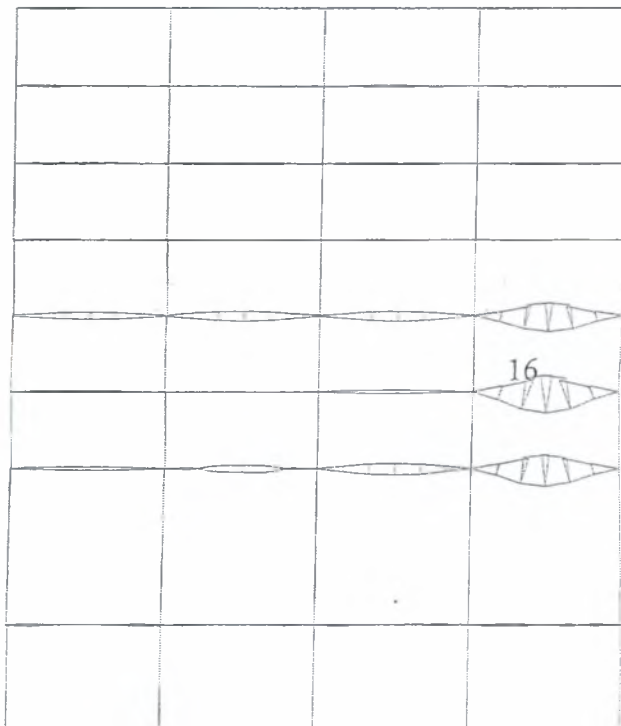
Σχήμα Γ.39 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 40%. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.39m (δοκός 51, 16)



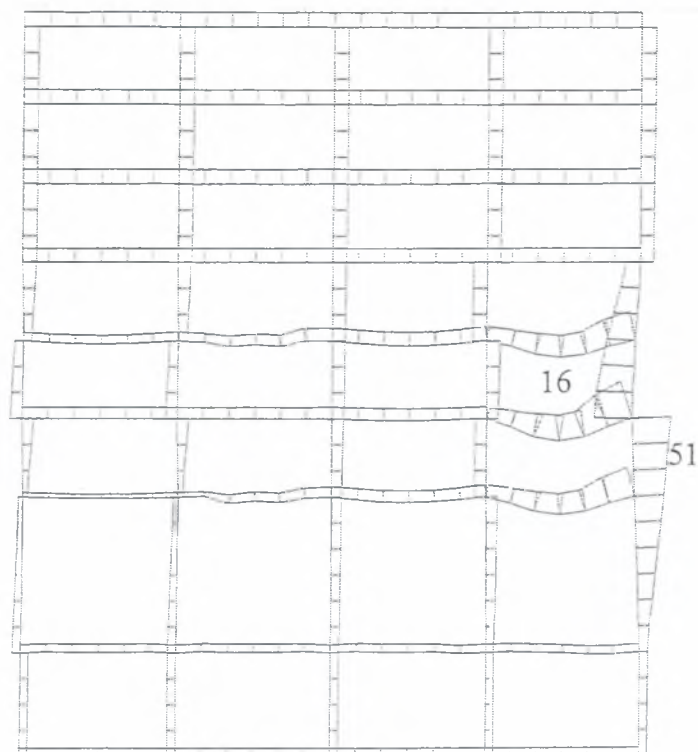
Σχήμα Γ.40 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 40%. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.84m (δοκός 16)



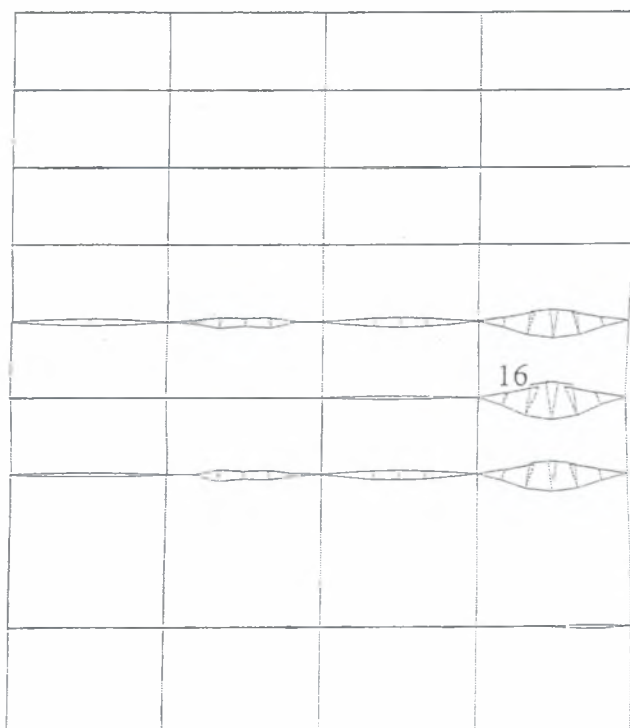
Σχήμα 41 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 50%. Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση -0.33m (δοκός 51, 16)



Σχήμα Γ.42 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 50%. Μέγιστη μόνιμη κατακόρυφη μετακίνηση -0.83m (δοκός 16)

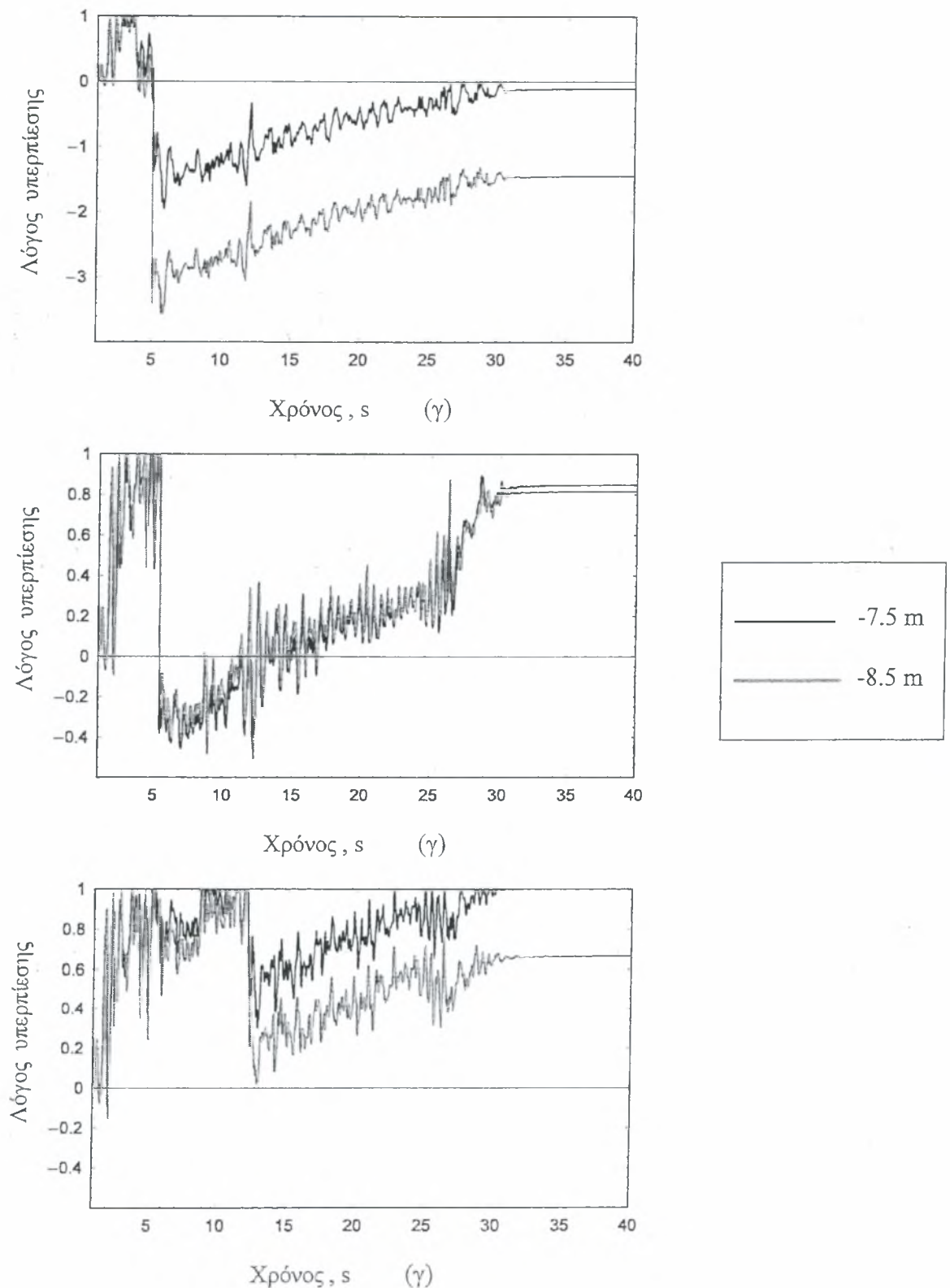


Σχήμα Γ.43 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 60%. Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση -0.42m (δοκός 51, 16)



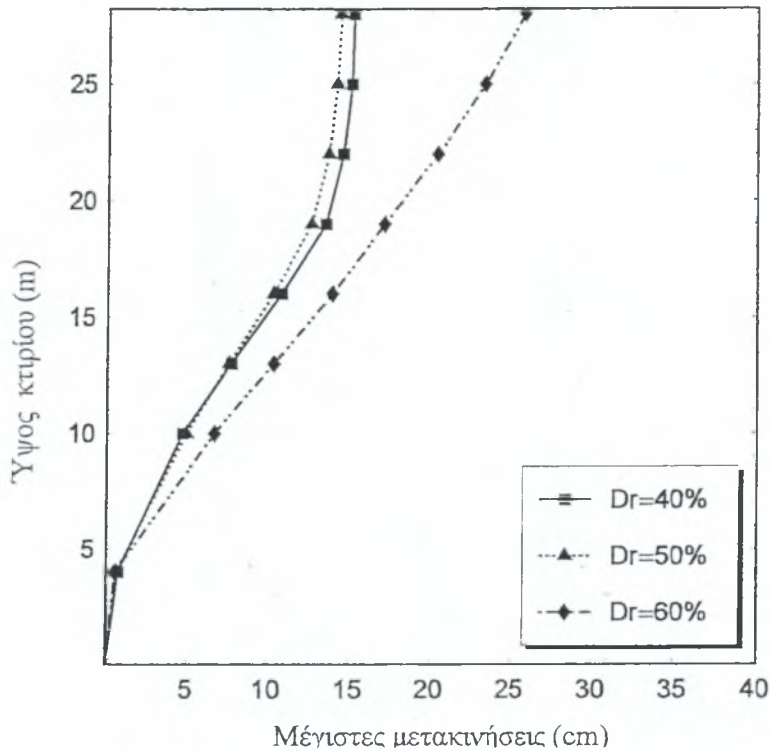
Σχήμα Γ.44 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 60%. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.88m (δοκός 16)

Ρευστοποιήσιμη ζώνη σε βάθος 7 m με πάχος 4 m

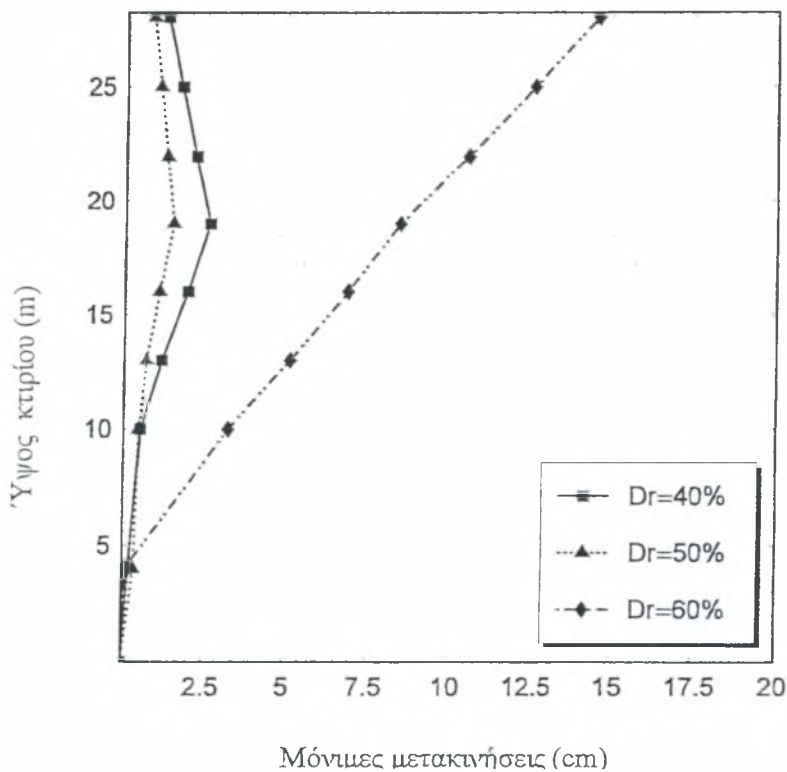


Σχήμα Γ.45 : Χρονοϊστορία του λόγου πίεσης πόρων προς την κατακόρυφη ενεργό τάση για σχετικές πυκνότητες (α) 40%, (β) 50%, (γ) 60% αντίστοιχα

Στα σχήματα Γ.46, Γ.47 φαίνονται οι μέγιστες και οι παραμένουσες μετακινήσεις των σεισμών αυτών.

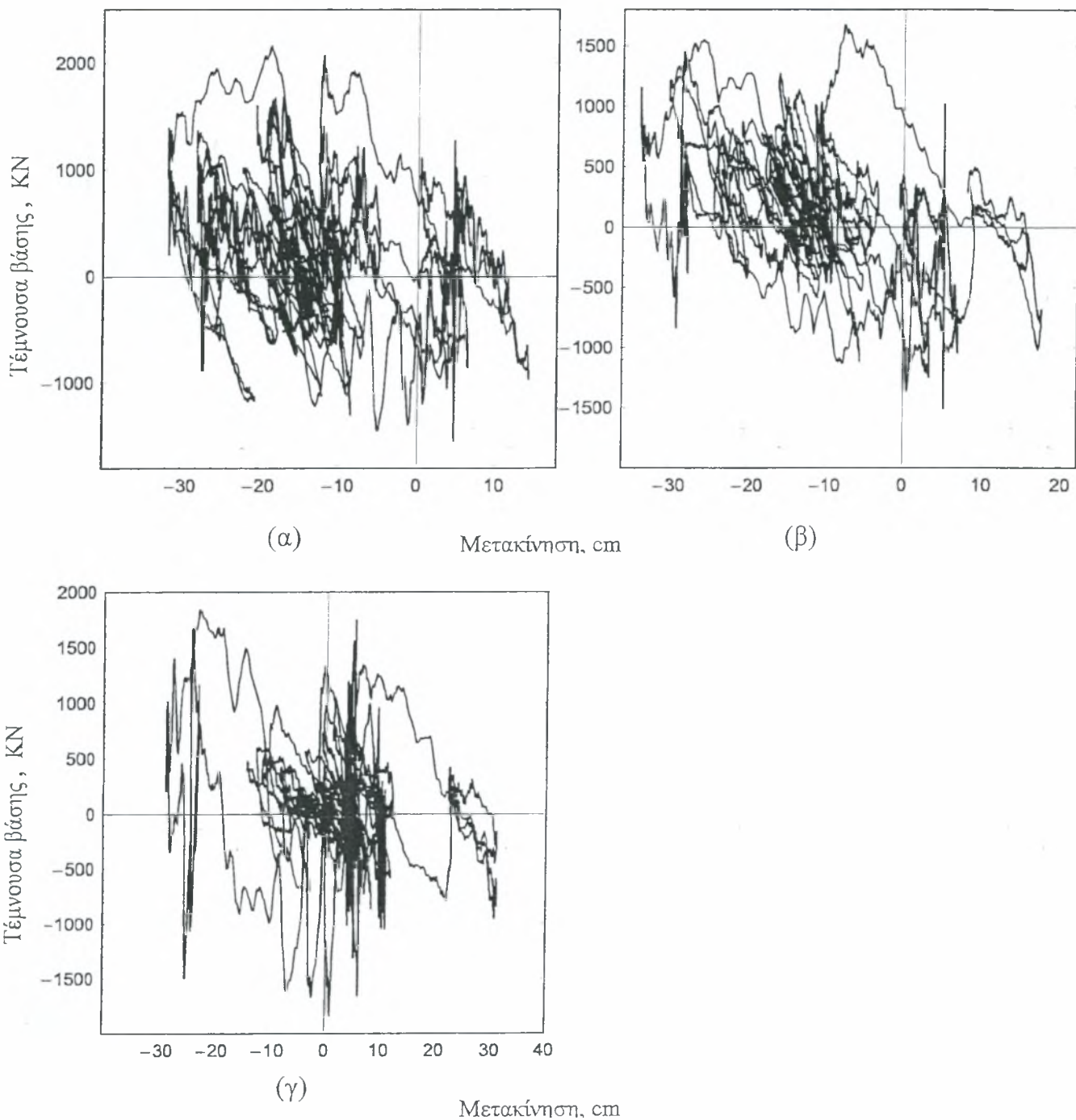


Σχήμα Γ.46 Μέγιστες μετακινήσεις καθ' ύψος του κτιρίου

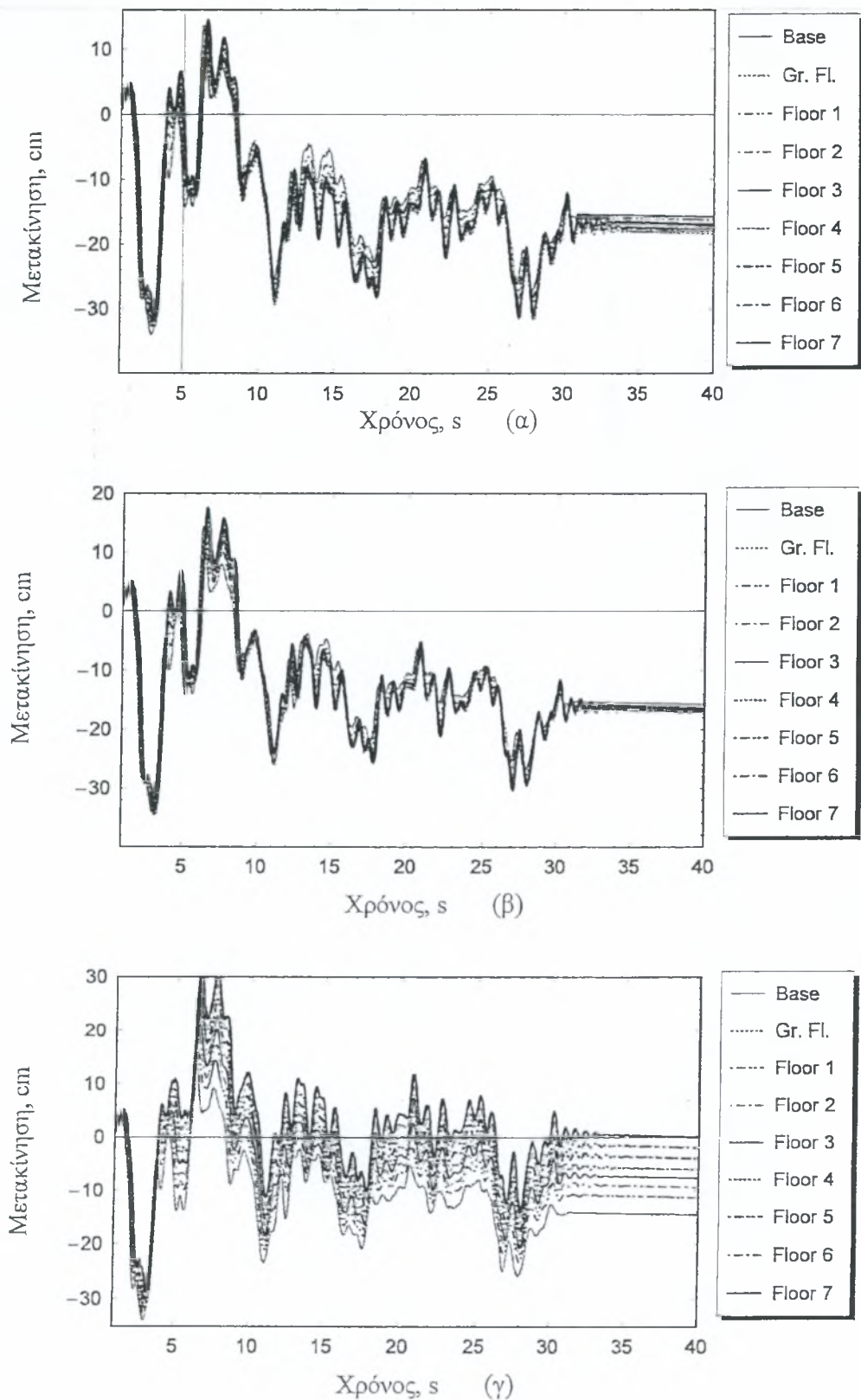


Σχήμα Γ.47 Μόνιμες μετακινήσεις καθ' ύψος του κτιρίου

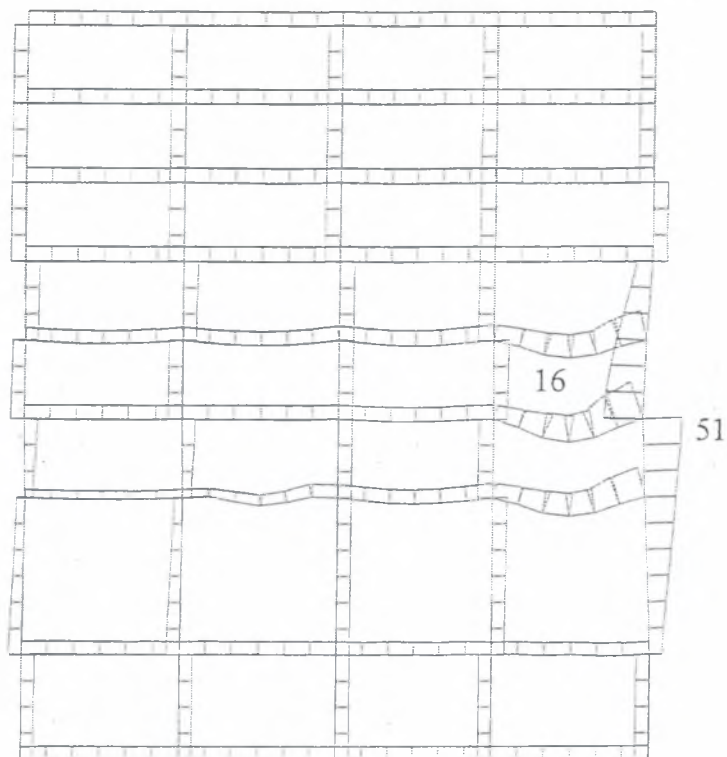
Παρατηρούμε ότι τόσο οι μόνιμες μετακινήσεις σε όλο το ύψος της κατασκευής όσο και οι μέγιστες μετακινήσεις γίνονται μέγιστες για σχετική πυκνότητα ίση με 40%. Παρακάτω δίνονται οι τέμνουσες βάσης για κάθε σεισμό καθώς και οι χρονοϊστορίες των μετακινήσεων σε κάθε όροφο.



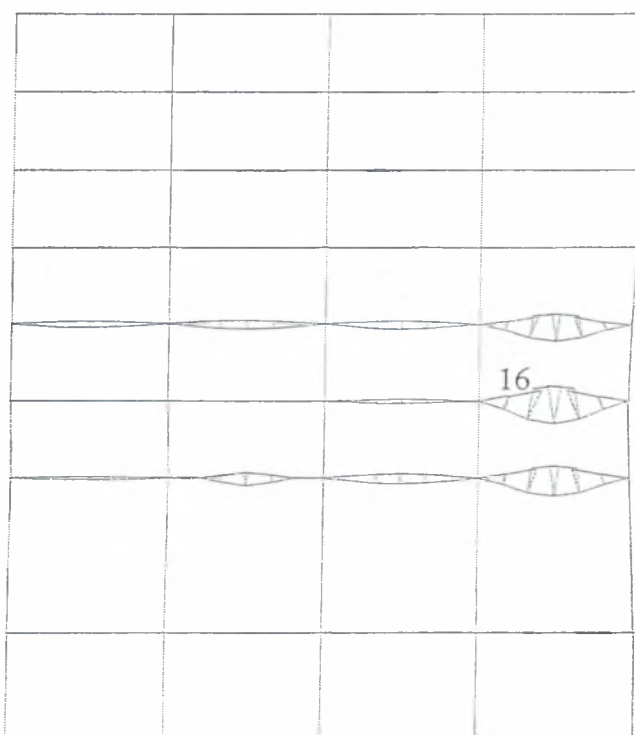
Σχήμα Γ.48 Τέμνουσα βάσης ως προς την μετατόπιση του ορόφου για σχετικές πυκνότητες (α) $D_r=40\%$, (β) $D_r=50\%$, (γ) $D_r=60\%$



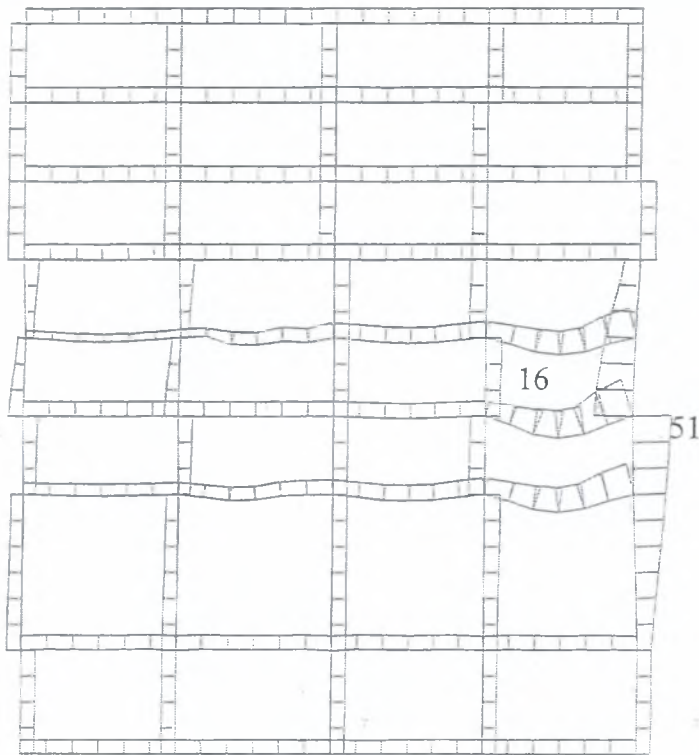
Σχήμα Γ.49 Χρονοϊστορία της μετακίνησης κάθε ορόφου για σχετικές πυκνότητες
(α) $D_r=40\%$, (β) $D_r=50\%$, (γ) $D_r=60\%$



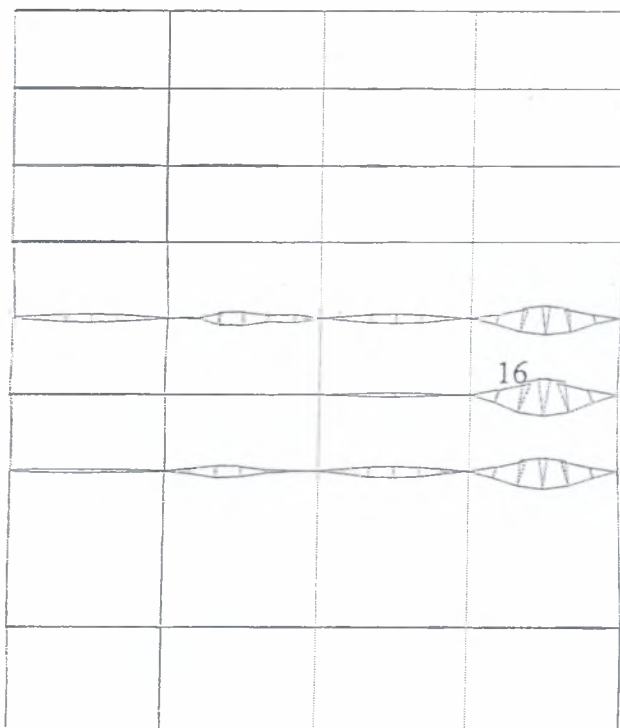
Σχήμα Γ.50 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 40%. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.48m (δοκός 51, 16)



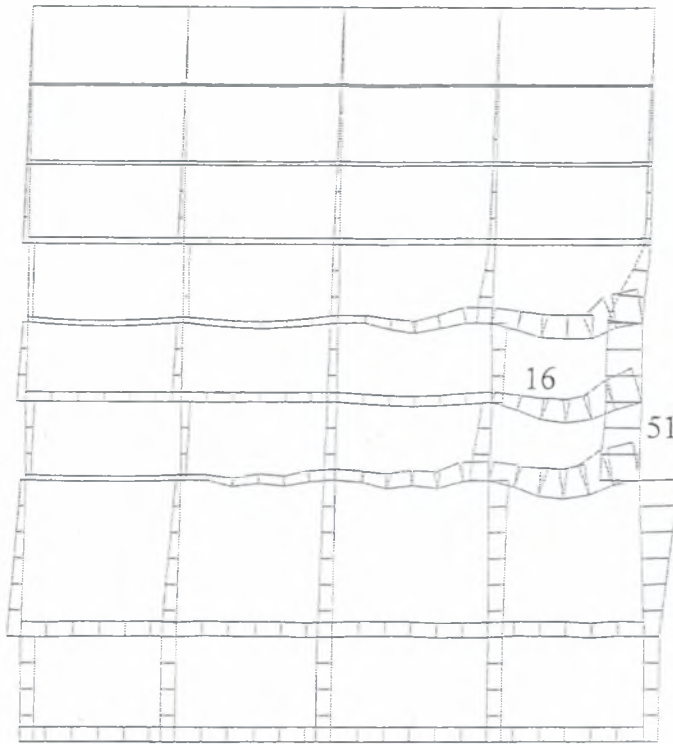
Σχήμα Γ.51 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 40%. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.89m (δοκός 16)



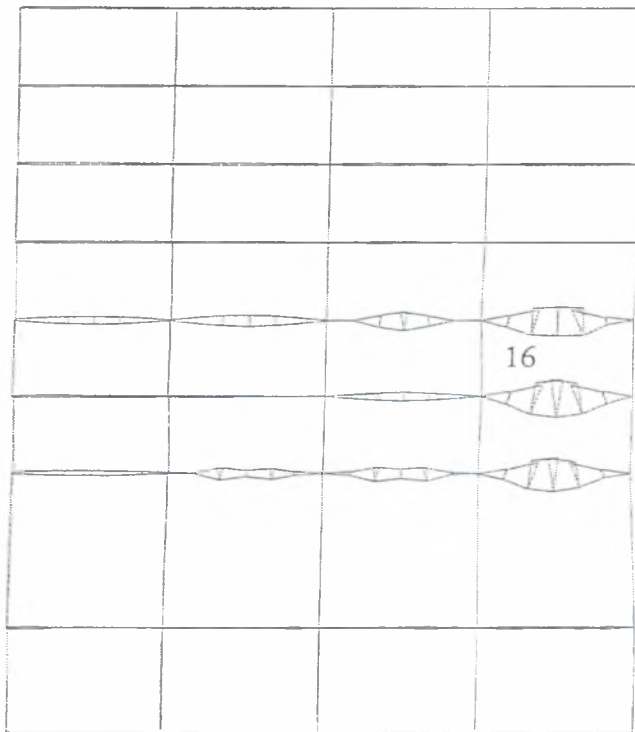
Σχήμα Γ.52 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 50%. Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση -0.44m (δοκός 51, 16)



Σχήμα Γ.53 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 50%. Μέγιστη μόνιμη κατακόρυφη μετακίνηση -0.83m (δοκός 16)

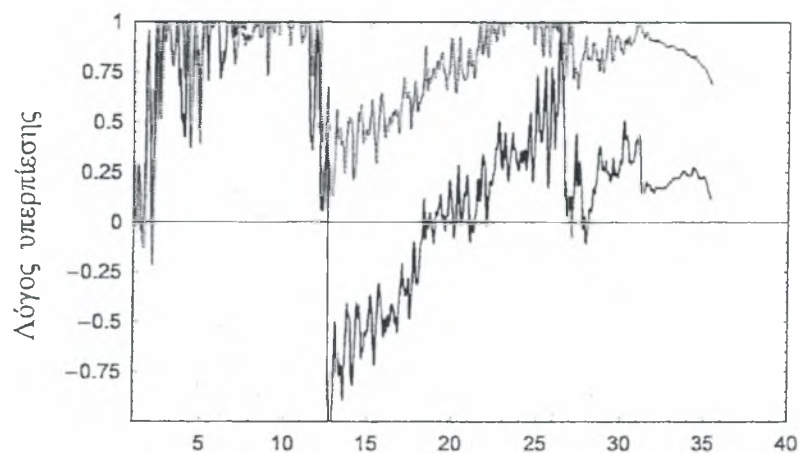


Σχήμα Γ.54 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 60%. Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση -0.39m (δοκός 51, 16)

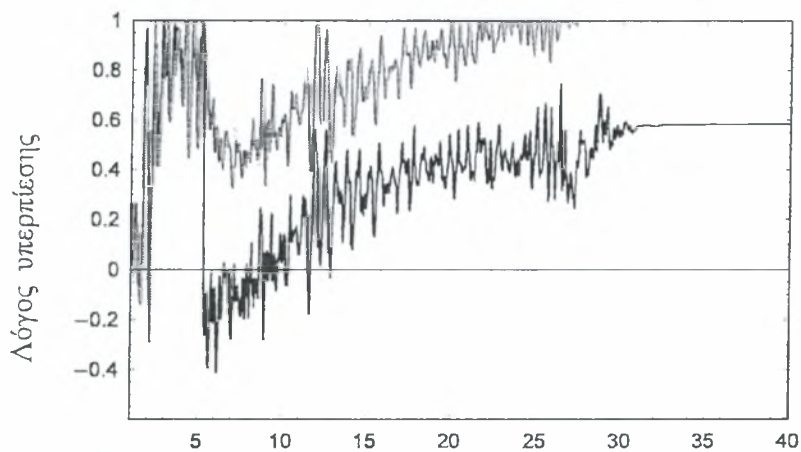


Σχήμα Γ.55 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 60%. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.81m (δοκός 16)

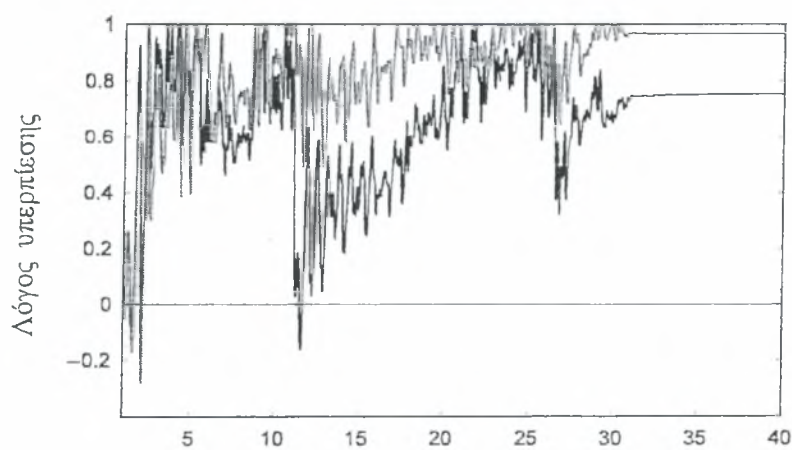
Ρευστοποίηση ζώνη σε βάθος 7 m με πάχος 6 m



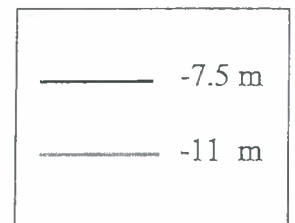
Χρόνος, s (α)



Χρόνος, s (β)

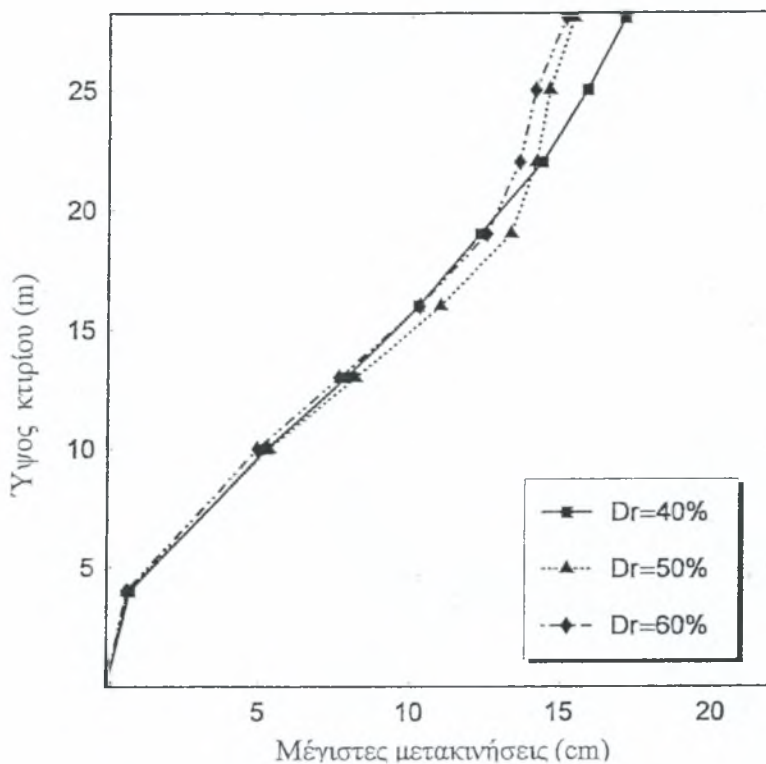


Χρόνος, s (γ)

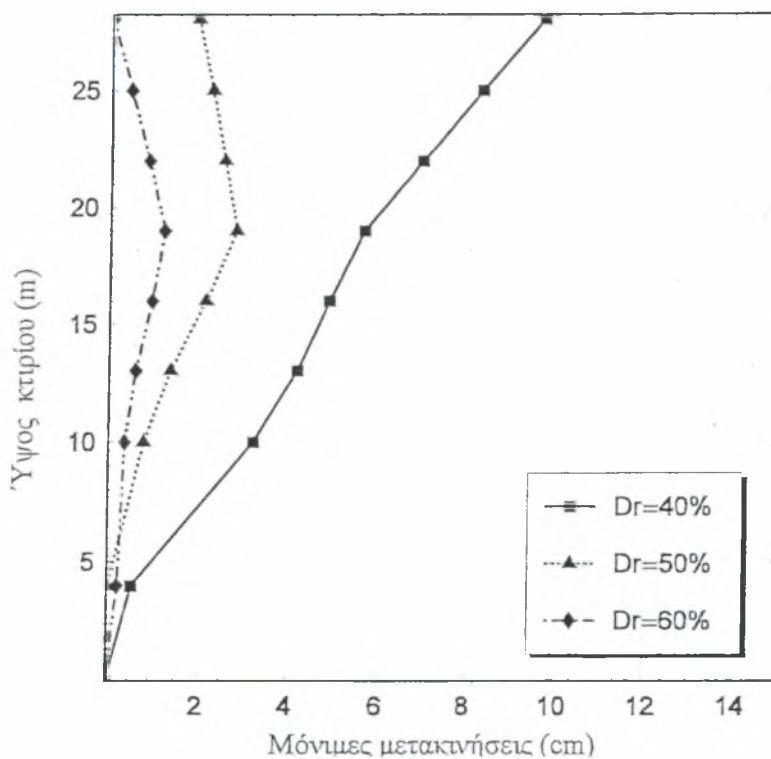


Σχήμα Γ.56 : Χρονοϊστορία του λόγου πίεσης πόρων προς την κατακόρυφη ενεργό τάση για σχετικές πυκνότητες (α) 40%, (β) 50%, (γ) 60% αντίστοιχα

Στα σχήματα Γ.57, Γ.58 φαίνονται οι μέγιστες και οι παραμένουσες μετακινήσεις των σεισμών αυτών.

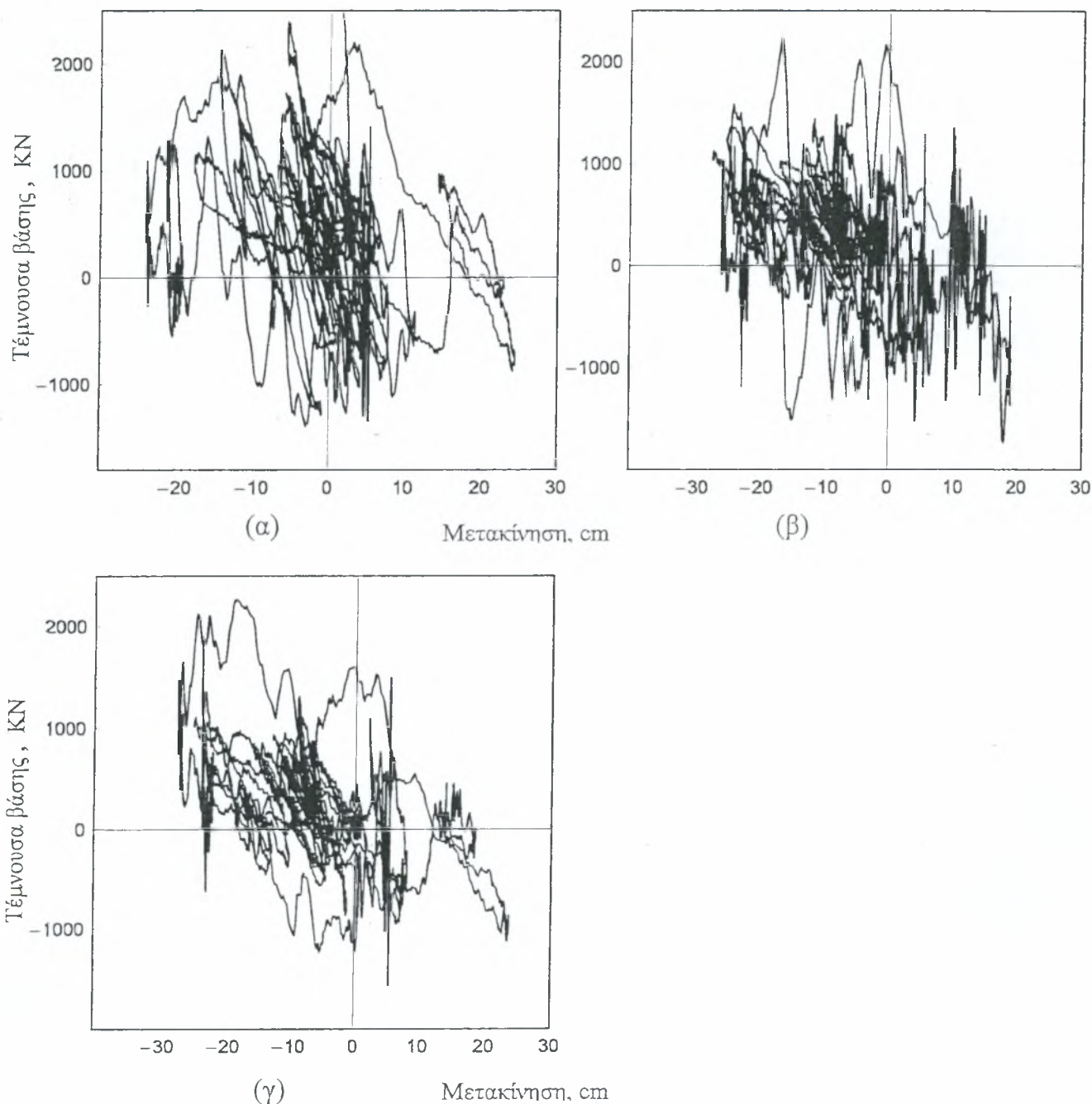


Σχήμα Γ.57 Μέγιστες μετακινήσεις καθ' ύψος του κτιρίου

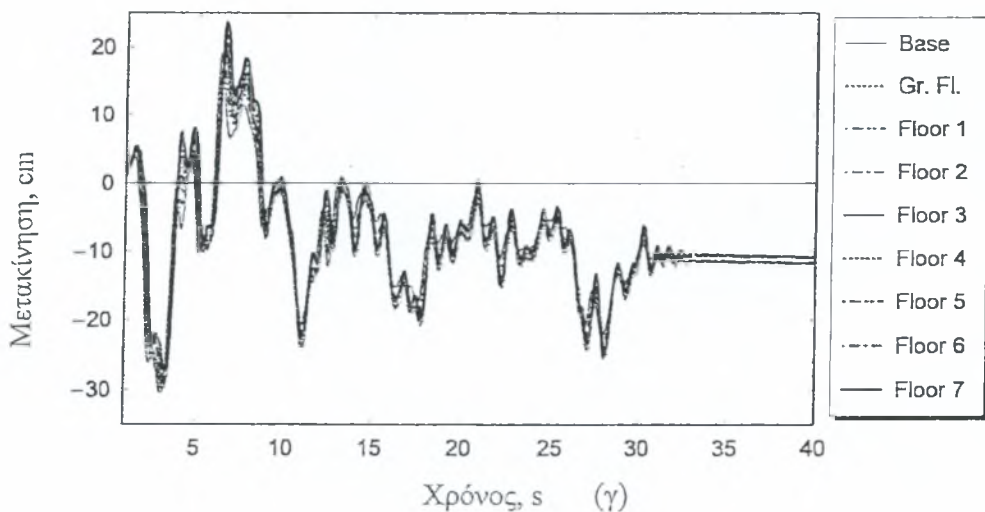
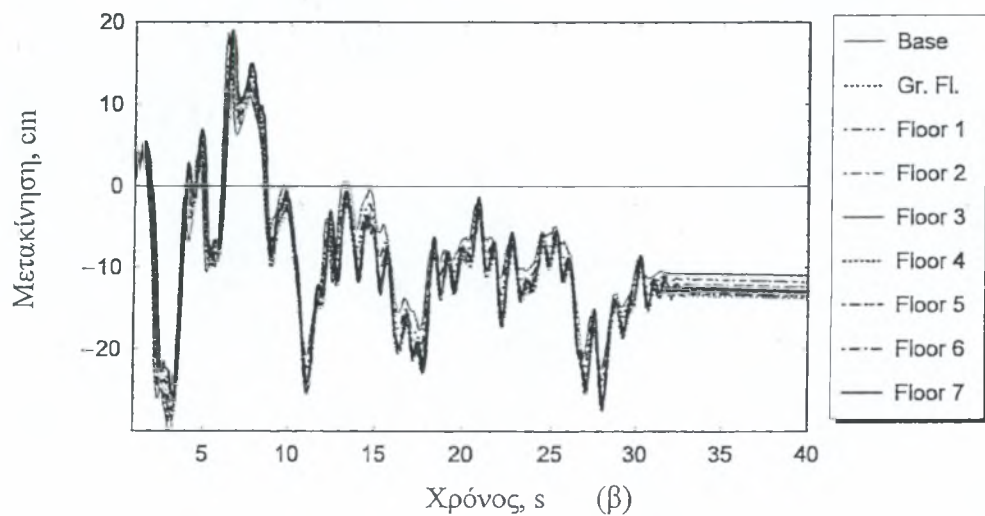
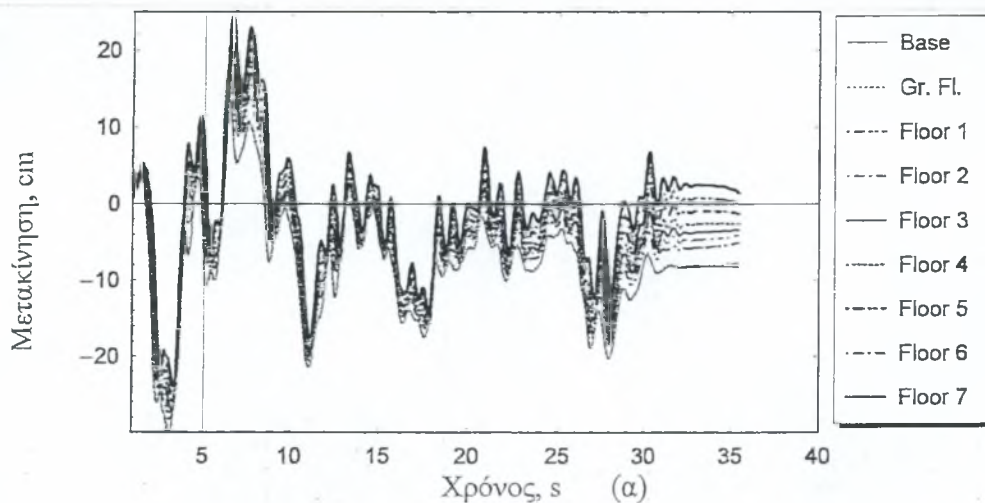


Σχήμα Γ.58 Μόνιμες μετακινήσεις καθ' ύψος του κτιρίου

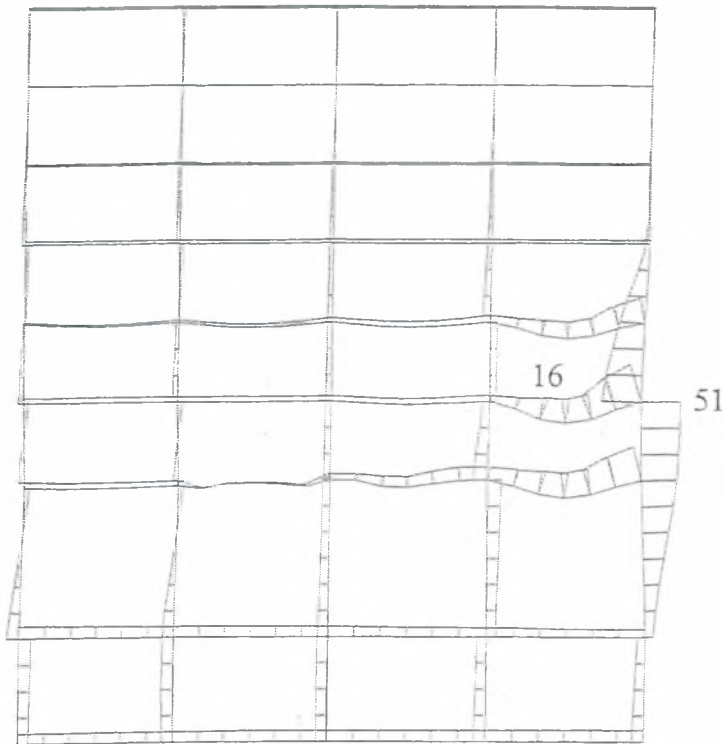
Παρατηρούμε ότι τόσο οι μόνιμες μετακινήσεις σε όλο το ύψος της κατασκευής όσο και οι μέγιστες μετακινήσεις γίνονται μέγιστες για σχετική πυκνότητα ίση με 40%. Παρακάτω δίνονται οι τέμνουσες βάσης για κάθε σεισμό καθώς και οι χρονοϊστορίες των μετακινήσεων σε κάθε όροφο.



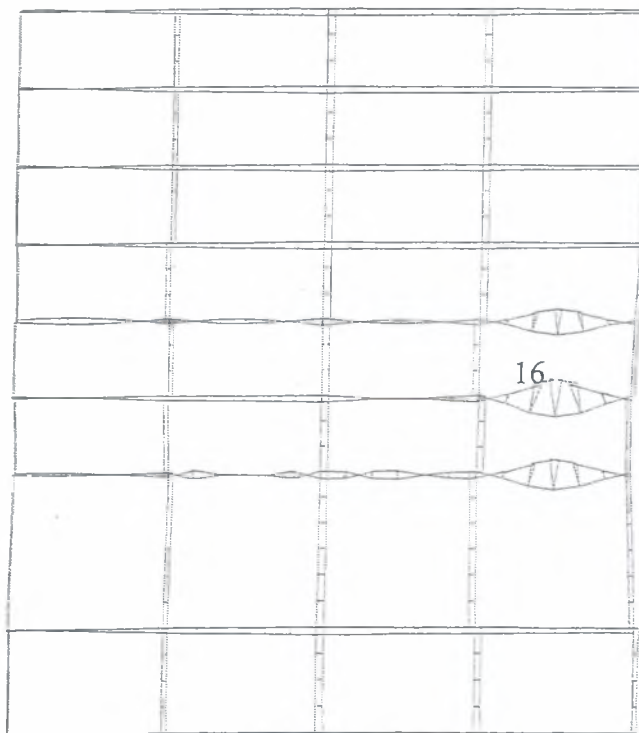
Σχήμα Γ.59 Τέμνουσα βάσης ως προς την μετατόπιση του ορόφου για σχετικές πυκνότητες (α) $D_r=40\%$, (β) $D_r=50\%$, (γ) $D_r=60\%$



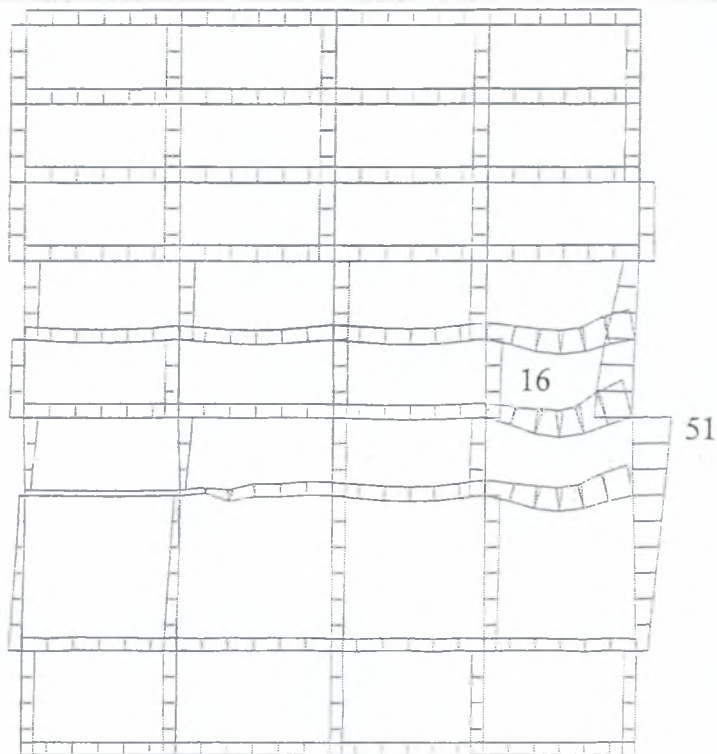
Σχήμα Γ.60 Χρονοϊστορία της μετακίνησης κάθε ορόφου για σχετικές πυκνότητες (α) $Dr=40\%$, (β) $Dr=50\%$, (γ) $Dr=60\%$



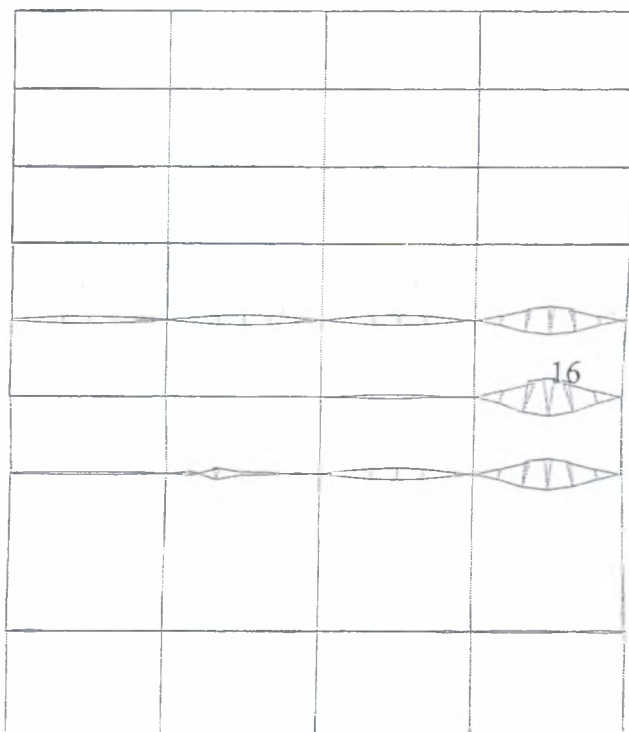
Σχήμα Γ.61 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 40%. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.30m (δοκός 51, 16)



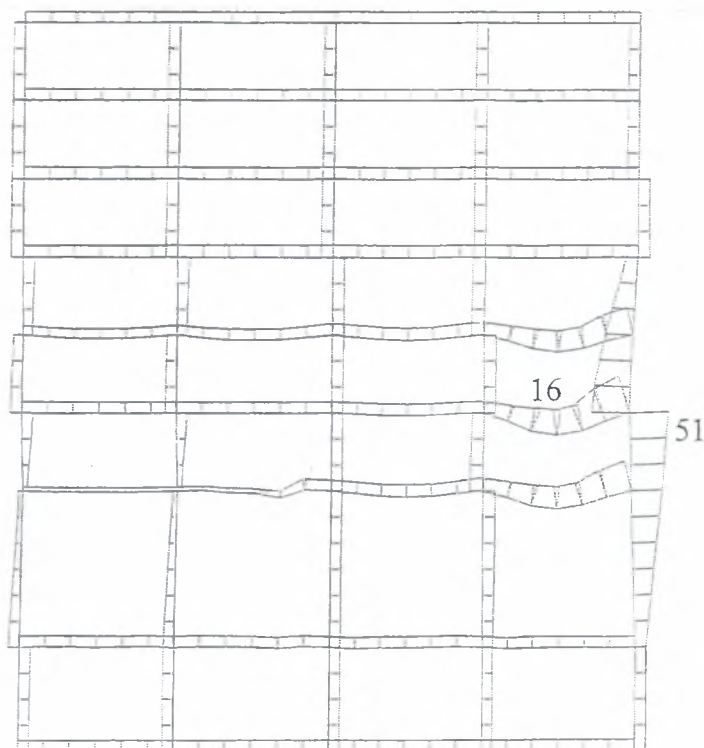
Σχήμα Γ.62 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 40%. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.72m (δοκός 16)



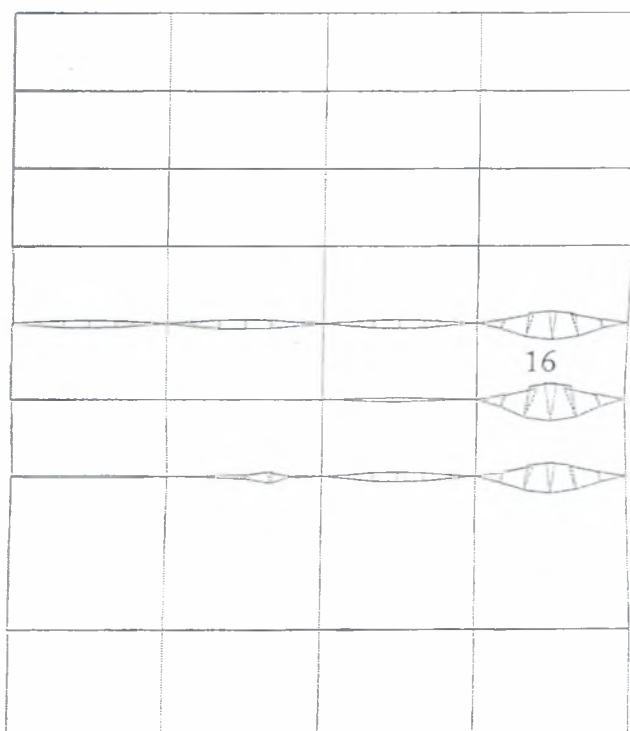
Σχήμα Γ.63 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 50%. Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση -0.34m (δοκός 51, 16)



Σχήμα Γ.64 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 50%. Μέγιστη μόνιμη κατακόρυφη μετακίνηση -0.74m (δοκός 16)

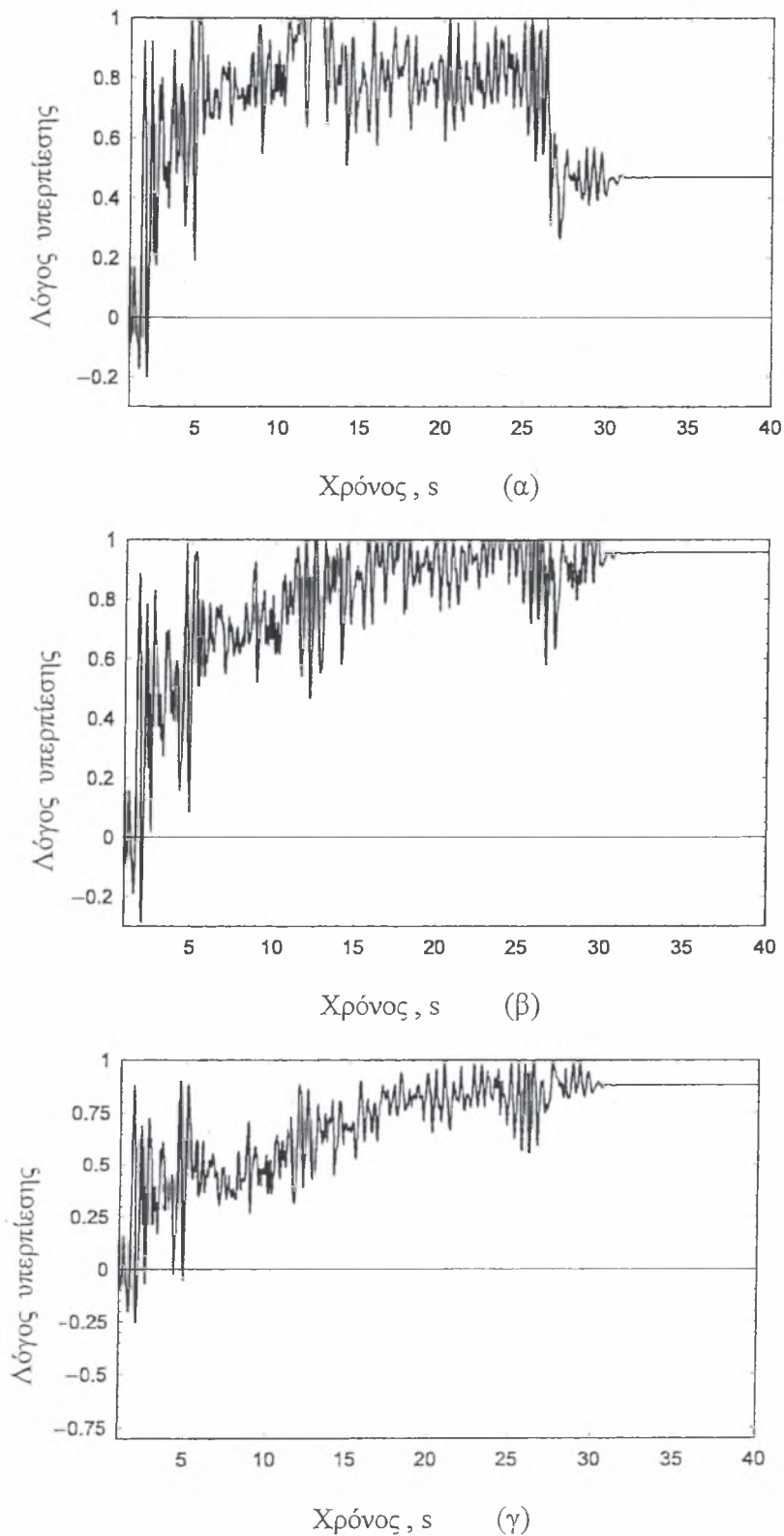


Σχήμα Γ.65 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 60%. Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση -0.39m (δοκός 51, 16)



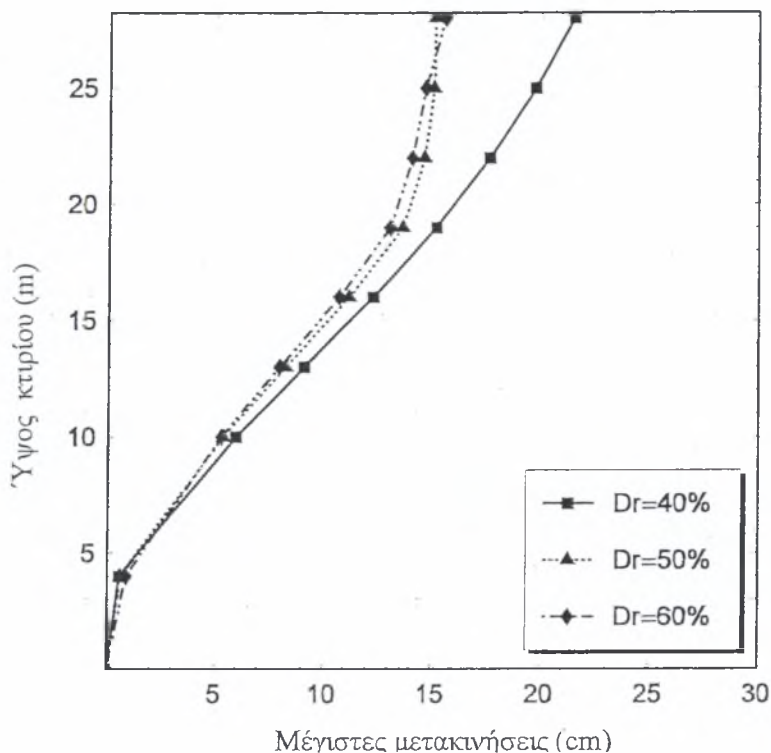
Σχήμα Γ.66 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 60%. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.84m (δοκός 16)

Ρευστοποίηση ζώνη σε βάθος 9 m με πάχος 2 m

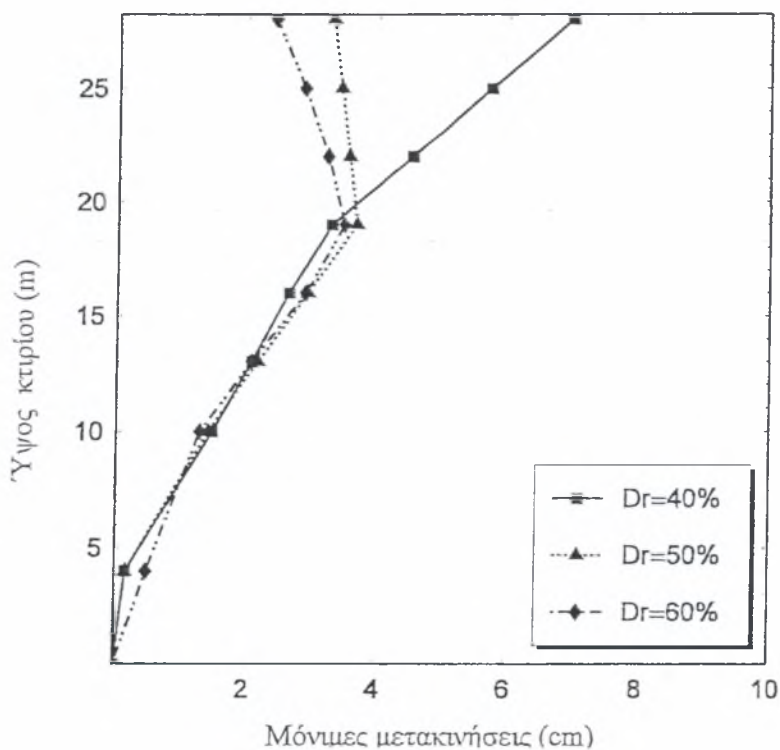


Σχήμα Γ.67 : Χρονοϊστορία του λόγου πίεσης πόρων προς την κατακόρυφη ενεργό τάση για σχετικές πυκνότητες (α) 40%, (β) 50%, (γ) 60% αντίστοιχα

Στα σχήματα Γ.68, Γ.69 φαίνονται οι μέγιστες και οι παραμένουσες μετακινήσεις των σεισμών αυτών.

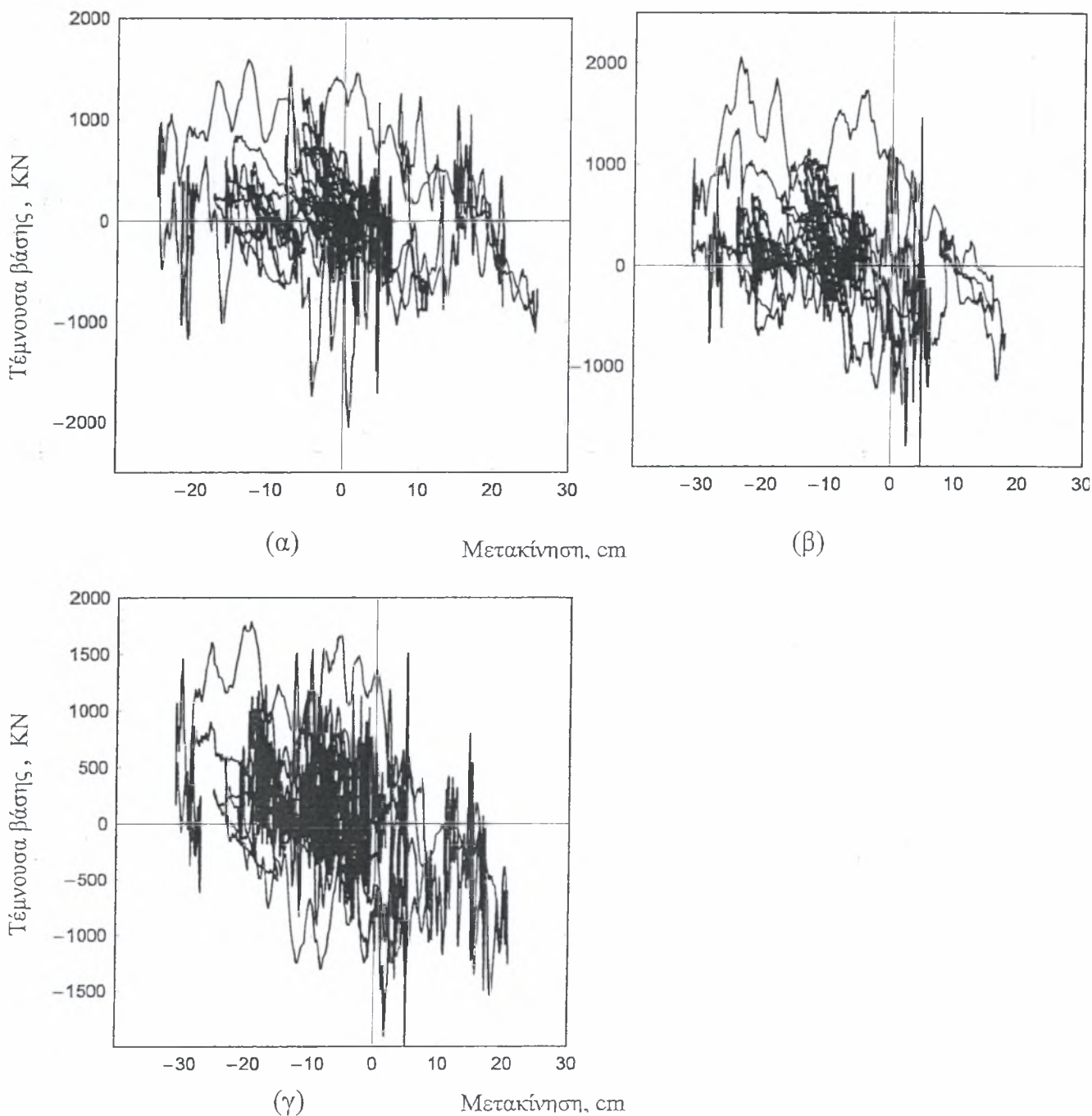


Σχήμα Γ.68 Μέγιστες μετακινήσεις καθ' ύψος του κτιρίου

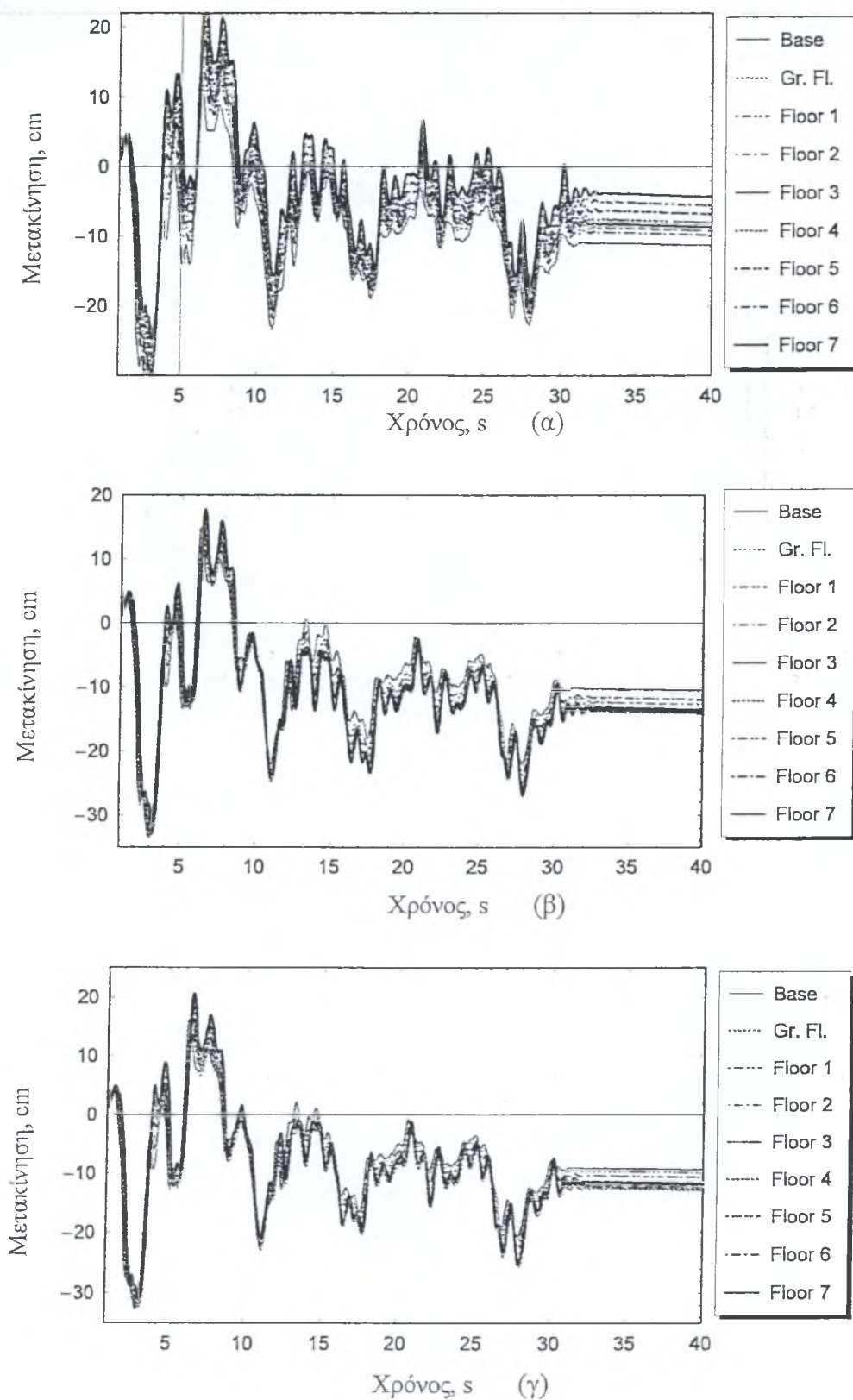


Σχήμα Γ.69 Μόνιμες μετακινήσεις καθ' ύψος του κτιρίου

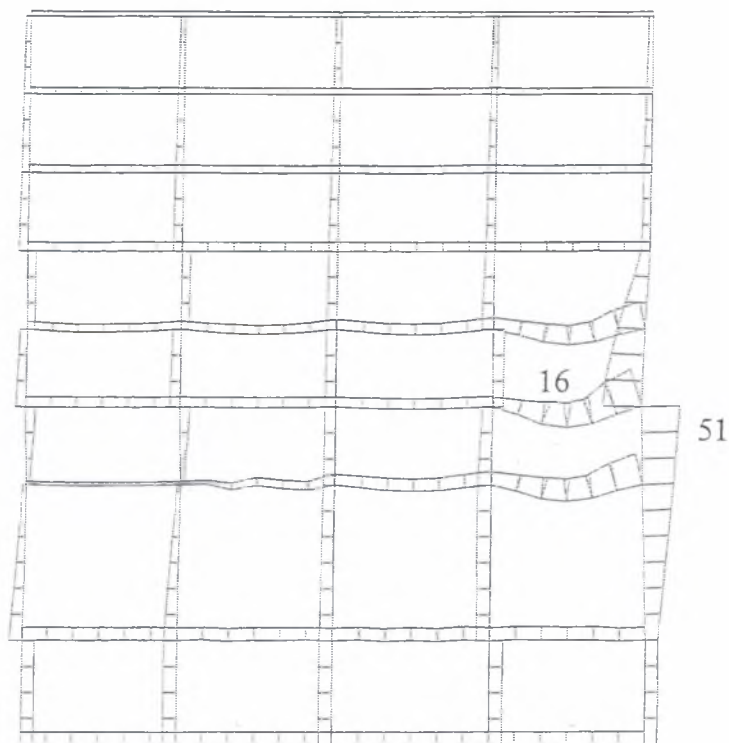
Παρατηρούμε ότι τόσο οι μόνιμες μετακινήσεις σε όλο το ύψος της κατασκευής όσο και οι μέγιστες μετακινήσεις γίνονται μέγιστες για σχετική πυκνότητα ίση με 40%. Παρακάτω δίνονται οι τέμνουσες βάσης για κάθε σεισμό καθώς και οι χρονοϊστορίες των μετακινήσεων σε κάθε όροφο.



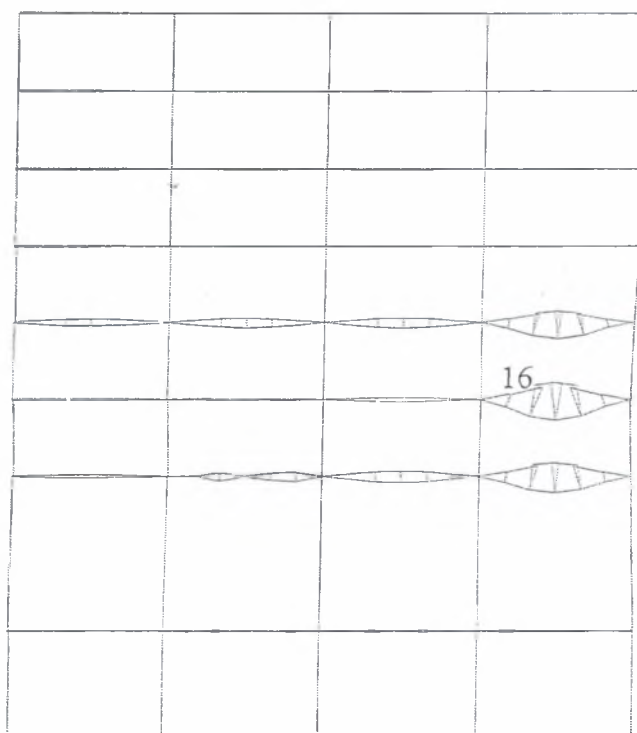
Σχήμα Γ.70 Τέμνουσα βάσης ως προς την μετατόπιση του ορόφου για σχετικές πυκνότητες (α) $D_r=40\%$, (β) $D_r=50\%$, (γ) $D_r=60\%$



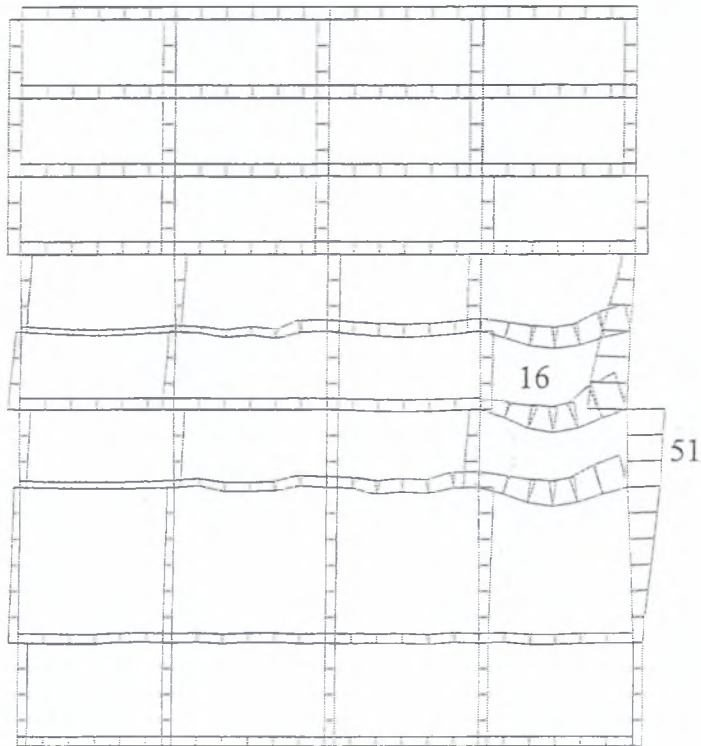
Σχήμα Γ.71 Χρονοϊστορία της μετακίνησης κάθε ορόφου για σχετικές πυκνότητες (α) $D_r=40\%$, (β) $D_r=50\%$, (γ) $D_r=60\%$



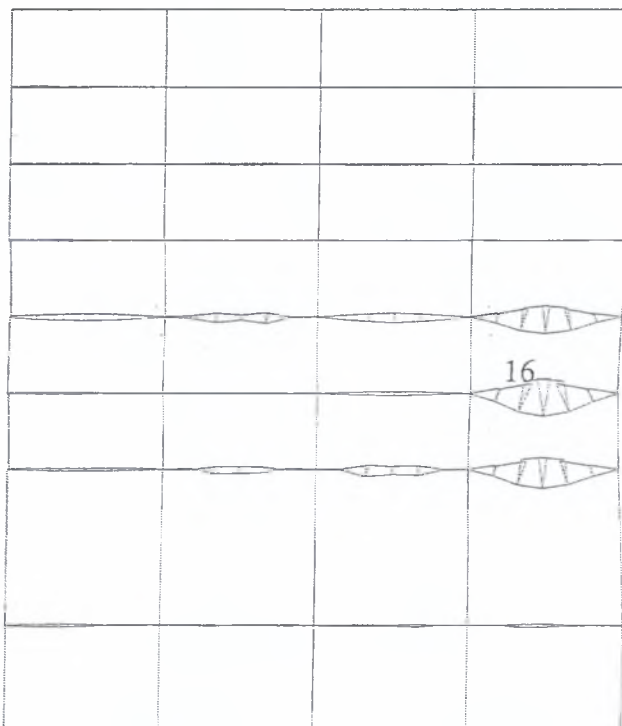
Σχήμα Γ.72 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 40%. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.35m (δοκός 51, 16)



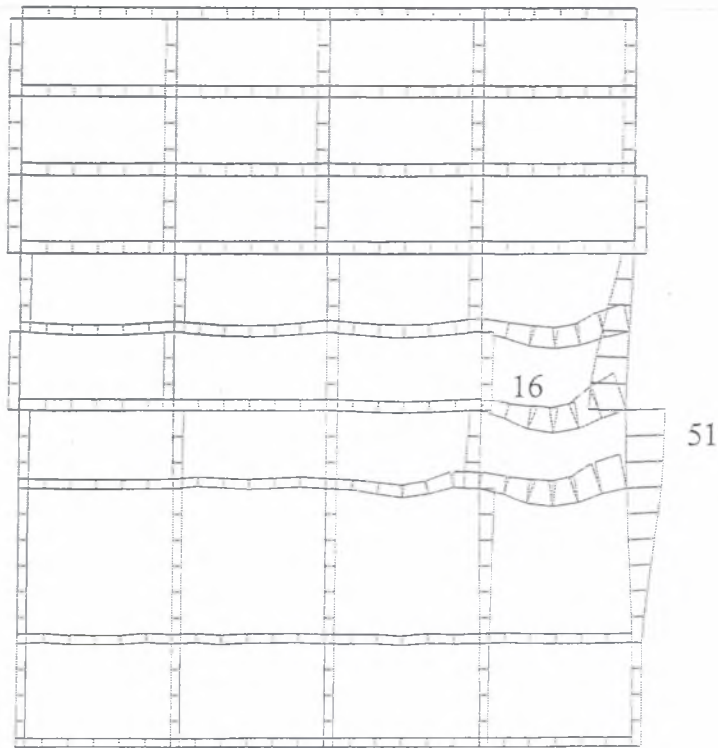
Σχήμα Γ.73 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 40%. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.81m (δοκός 16)



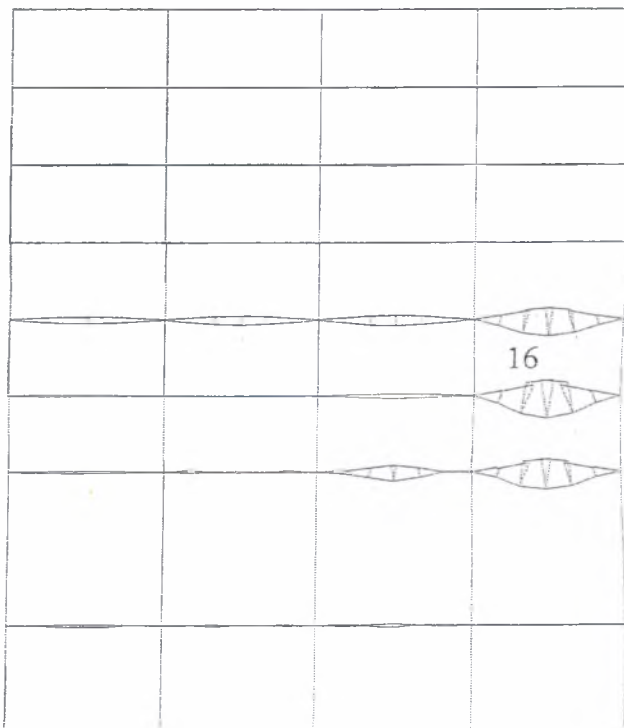
Σχήμα Γ.74 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 50%. Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση -0.44m (δοκός 51, 16)



Σχήμα Γ.75 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 50%. Μέγιστη μόνιμη κατακόρυφη μετακίνηση -0.90m (δοκός 16)

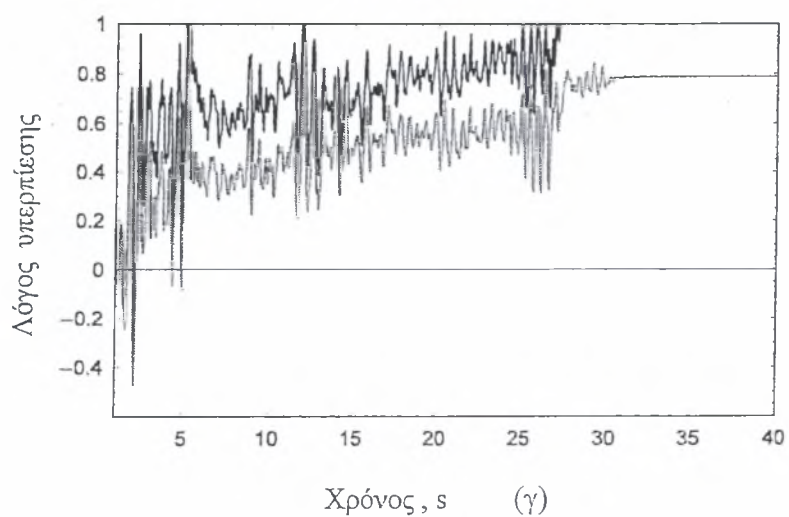
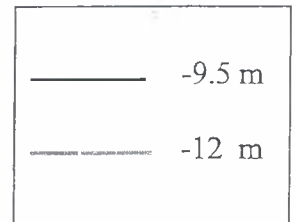
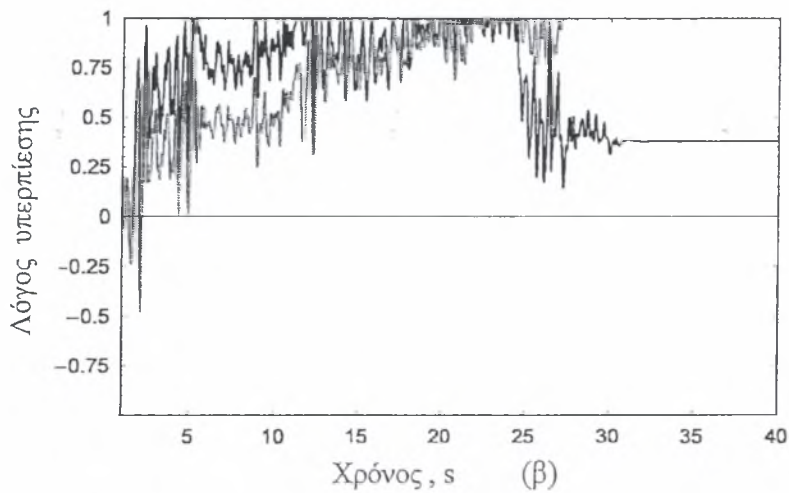
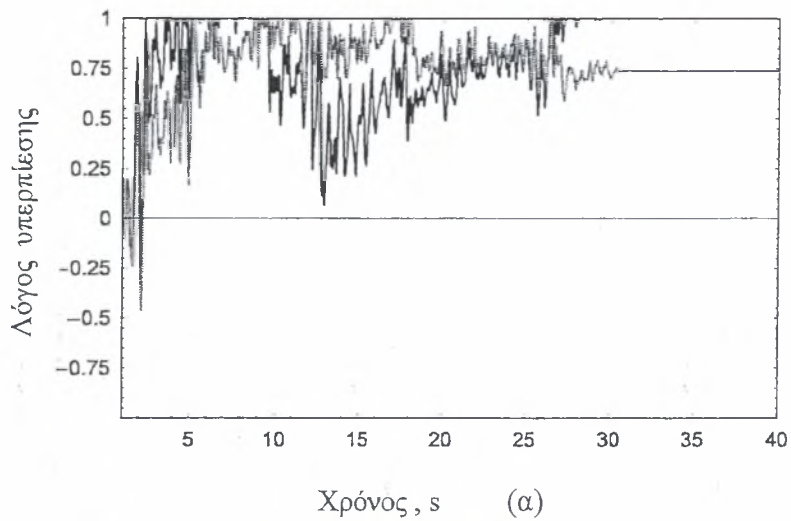


Σχήμα Γ.76 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 60%. Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση -0.41m (δοκός 51, 16)



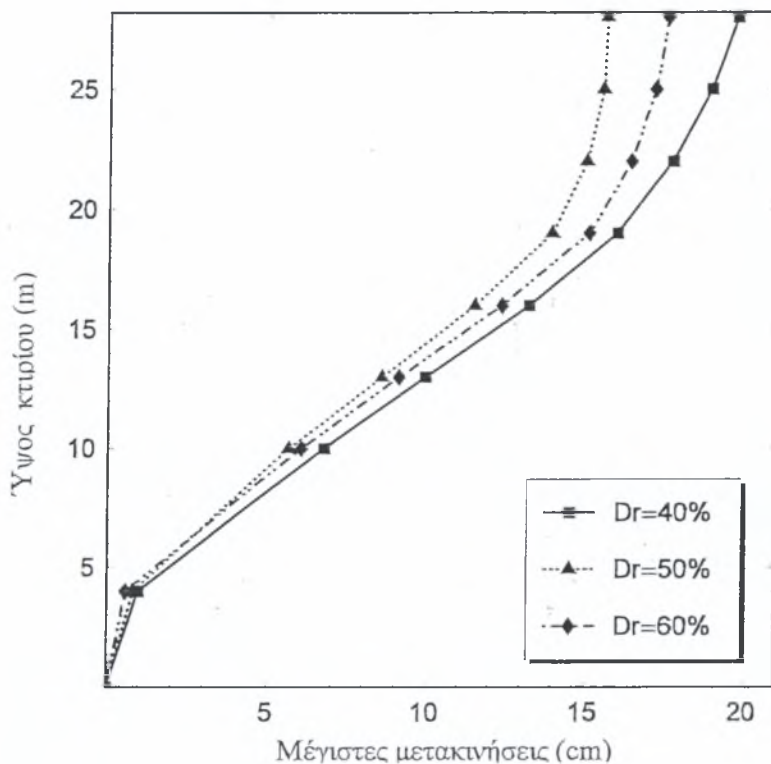
Σχήμα Γ.77 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 60%. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.88m (δοκός 16)

Ρευστοποιήσιμη ζώνη σε βάθος 9 m με πάχος 4 m

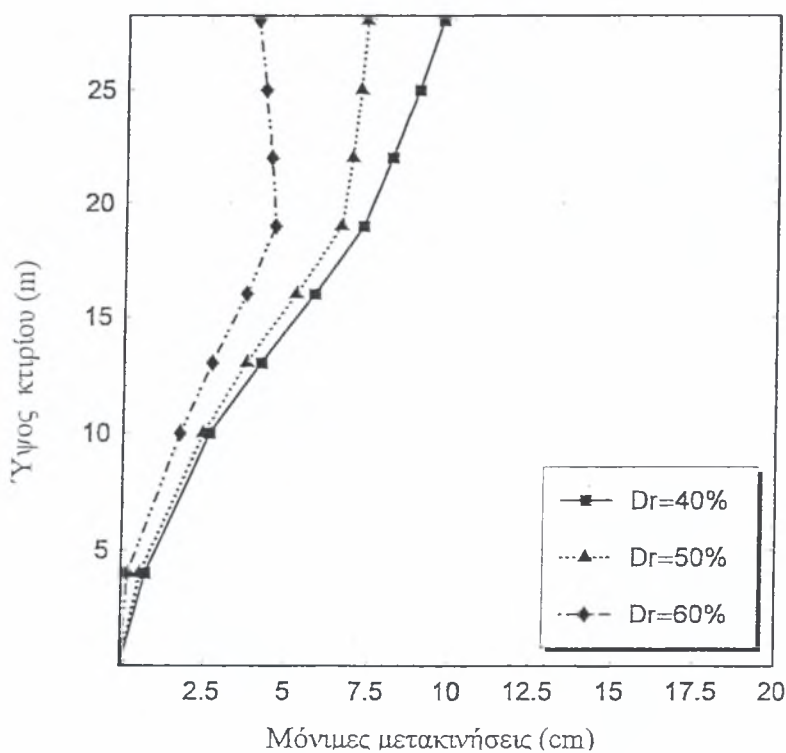


Σχήμα Γ.78 : Χρονοϊστορία του λόγου πίεσης πόρων προς την κατακόρυφη ενεργό τάση για σχετικές πυκνότητες (α) 40%, (β) 50%, (γ) 60% αντίστοιχα

Στα σχήματα Γ.79, Γ.80 φαίνονται οι μέγιστες και οι παραμένουσες μετακινήσεις των σεισμών αυτών.

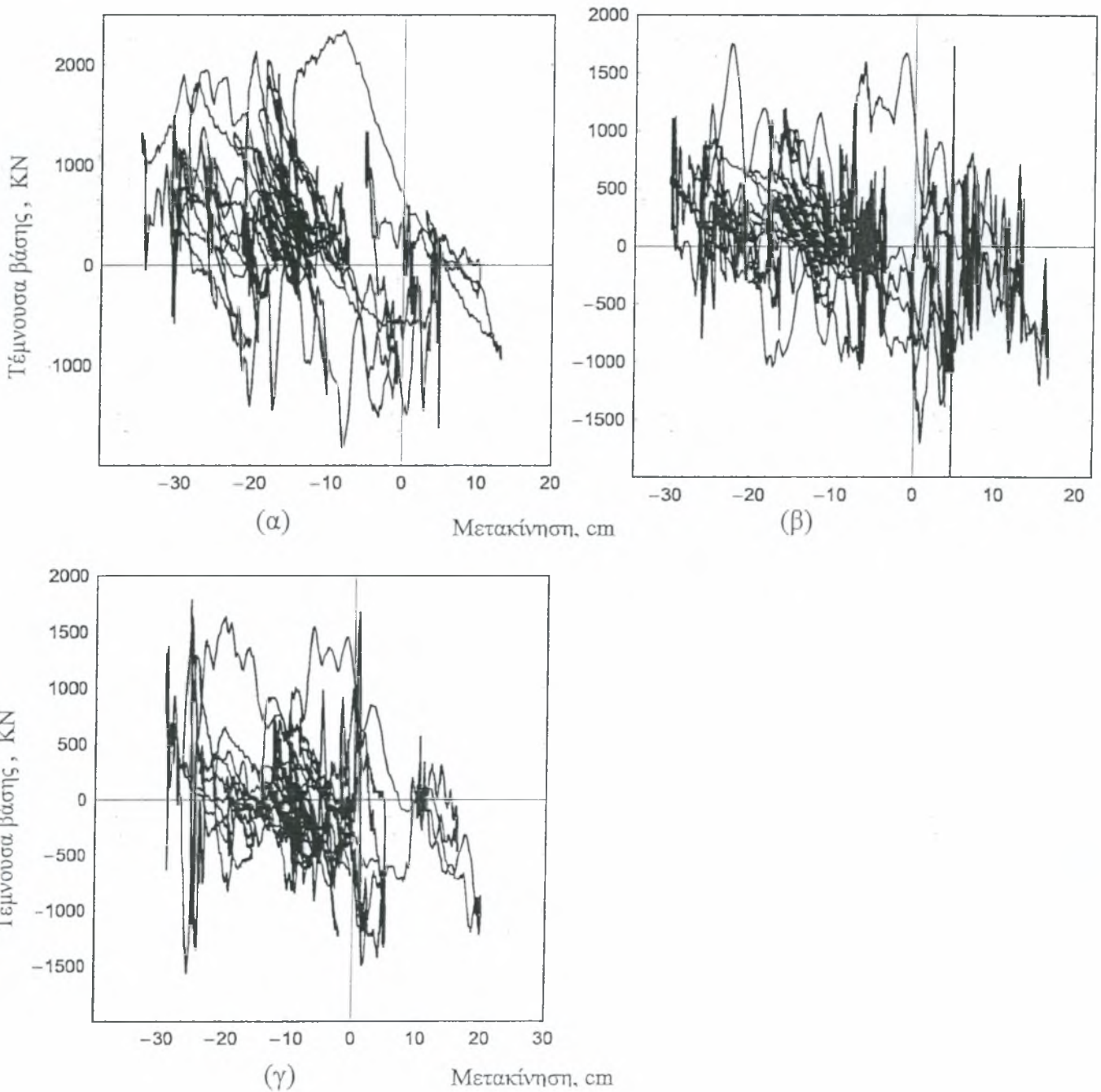


Σχήμα Γ.79 Μέγιστες μετακινήσεις καθ' ύψος του κτιρίου

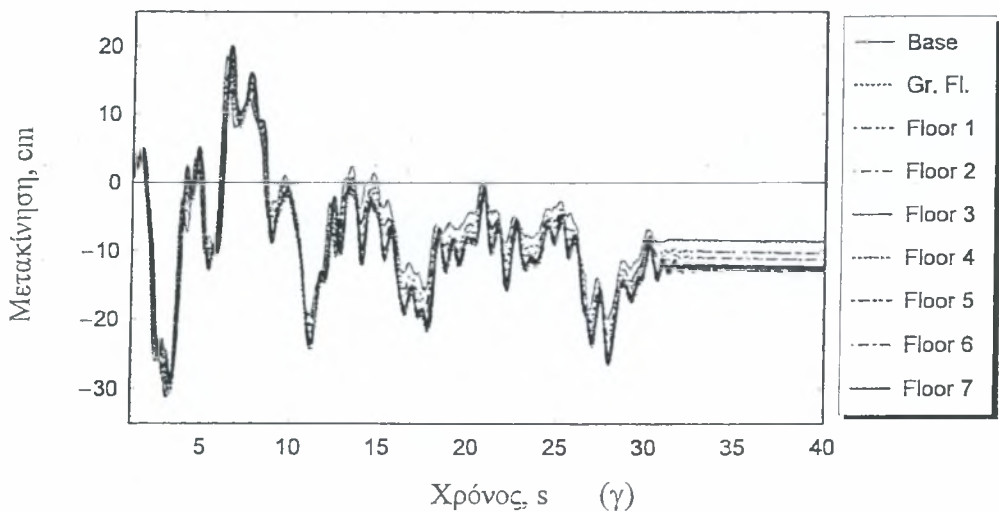
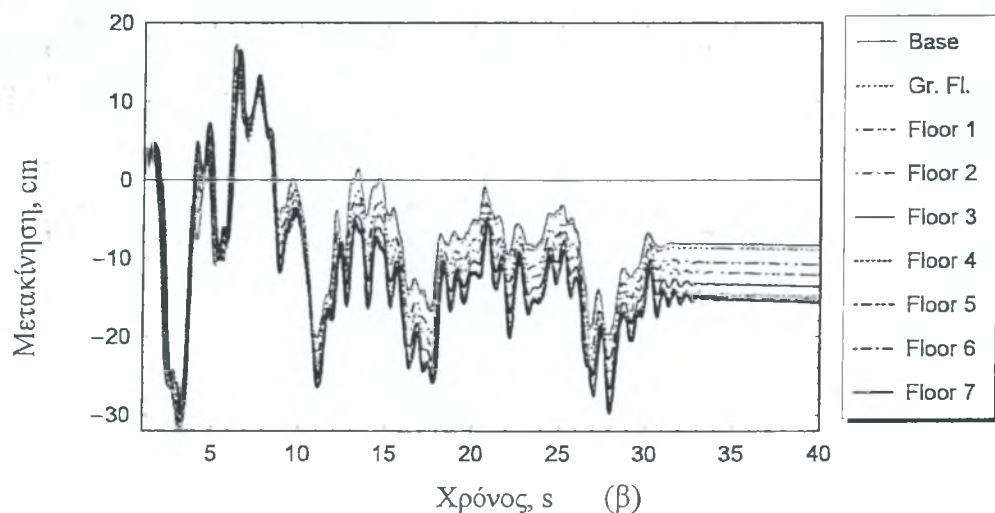
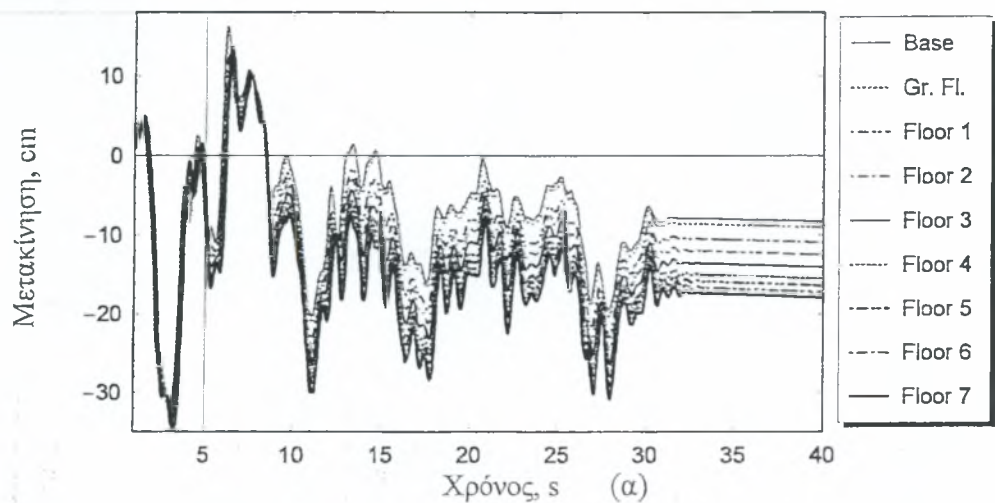


Σχήμα Γ.80 Μόνιμες μετακινήσεις καθ' ύψος του κτιρίου

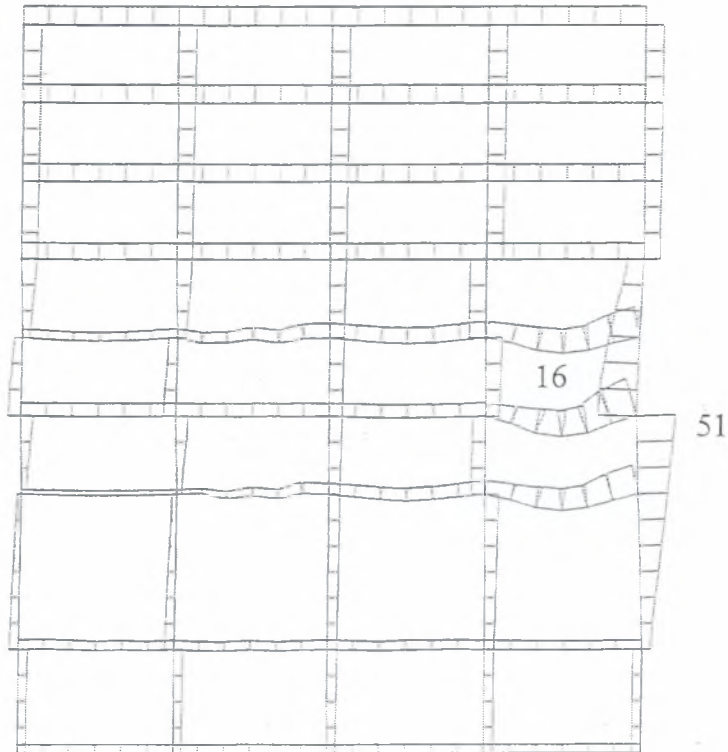
Παρατηρούμε ότι τόσο οι μόνιμες μετακινήσεις σε όλο το ύψος της κατασκευής όσο και οι μέγιστες μετακινήσεις γίνονται μέγιστες για σχετική πυκνότητα ίση με 40%. Παρακάτω δίνονται οι τέμνουσες βάσης για κάθε σεισμό καθώς και οι χρονοϊστορίες των μετακινήσεων σε κάθε όροφο.



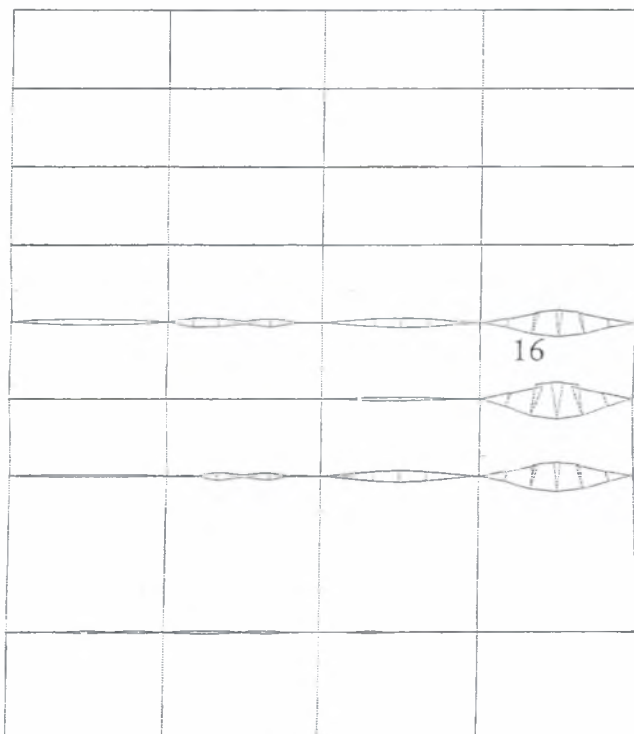
Σχήμα Γ.81 Τέμνουσα βάσης ως προς την μετατόπιση του ορόφου για σχετικές πυκνότητες (α) $D_r=40\%$, (β) $D_r=50\%$, (γ) $D_r=60\%$



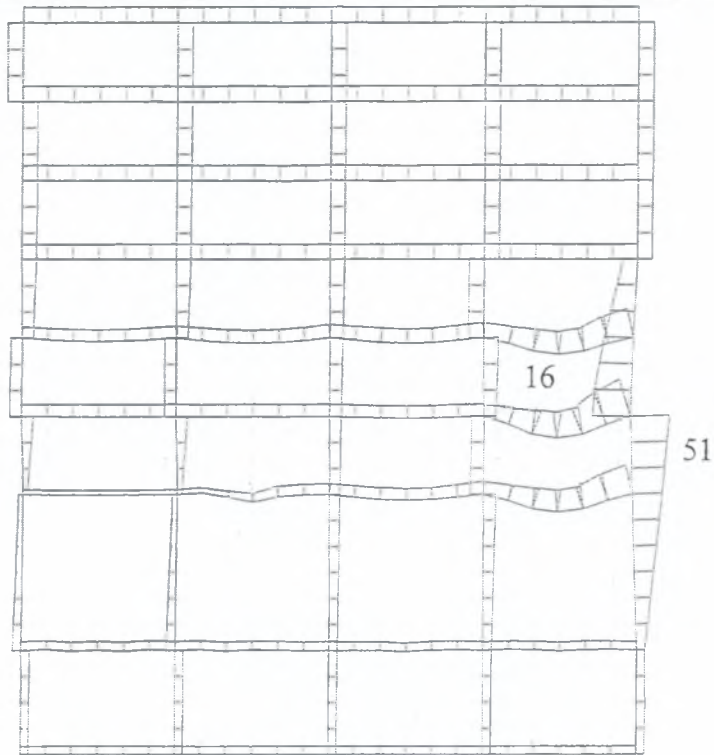
Σχήμα Γ.82 Χρονοϊστορία της μετακίνησης κάθε ορόφου για σχετικές πυκνότητες (α) $D_r=40\%$, (β) $D_r=50\%$, (γ) $D_r=60\%$



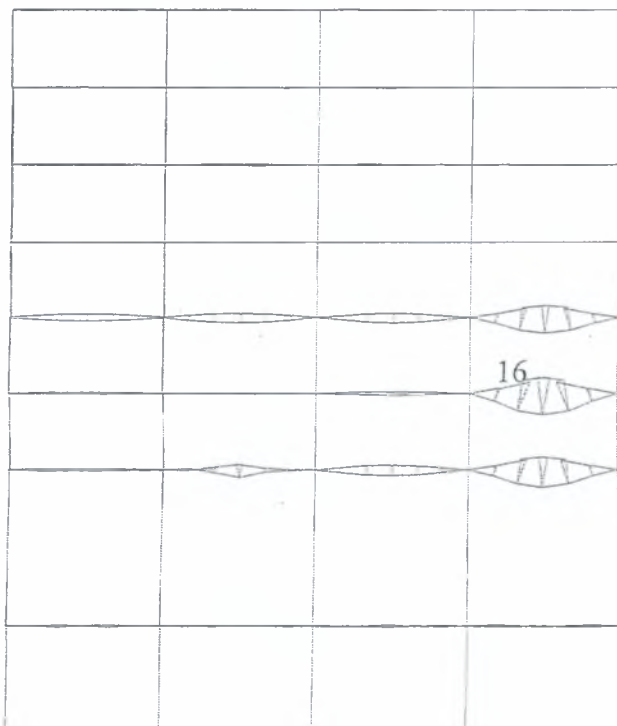
Σχήμα Γ.83 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 40%. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.38m (δοκός 51, 16)



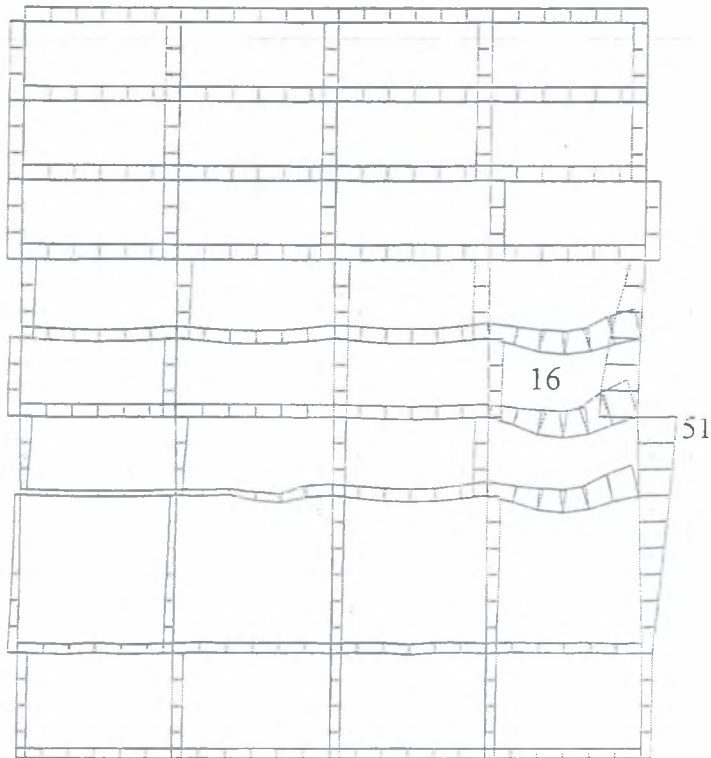
Σχήμα Γ.84 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 40%. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.80m (δοκός 16)



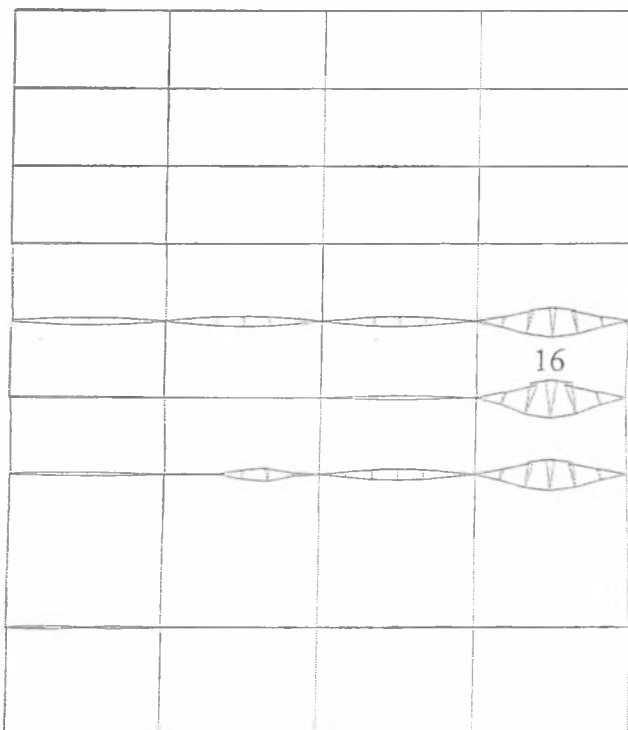
Σχήμα Γ.85 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 50%. Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση -0.40m (δοκός 51, 16)



Σχήμα Γ.86 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 50%. Μέγιστη μόνιμη κατακόρυφη μετακίνηση -0.84m (δοκός 16)



Σχήμα Γ.87 Οριζόντιες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 60%. Μέγιστη οριζόντια μετακίνηση -0.35m (δοκός 51, 16)



Σχήμα Γ.88 Κατακόρυφες μετακινήσεις των στοιχείων για σχετική πυκνότητα 60%. Μέγιστη μόνιμη μετακίνηση -0.79m (δοκός 16)

Κωδικός Αριθμός	Σχετική Πυκνότητα Μετακίνηση	Dr 40%		Dr 50%		Dr 60%	
		x	y	x	y	x	y
52		$-4,47 \cdot 10^{-1}$	$-9,01 \cdot 10^{-1}$	$-3,98 \cdot 10^{-1}$	$-8,79 \cdot 10^{-1}$	$-9,08 \cdot 10^{-1}$	$-9,08 \cdot 10^{-1}$
5,4		$-5,58 \cdot 10^{-1}$	$-9,168 \cdot 10^{-1}$	$-4,67 \cdot 10^{-1}$	$-8,68 \cdot 10^{-1}$	$-4,78 \cdot 10^{-1}$	$-8,07 \cdot 10^{-1}$
5,6		$-5,24 \cdot 10^{-1}$	$-8,84 \cdot 10^{-1}$	$-4,25 \cdot 10^{-1}$	$-7,69 \cdot 10^{-1}$	$-4,09 \cdot 10^{-1}$	$-7,85 \cdot 10^{-1}$
7,2		$-3,9 \cdot 10^{-1}$	$-8,42 \cdot 10^{-1}$	$-3,27 \cdot 10^{-1}$	$-8,29 \cdot 10^{-1}$	$-4,17 \cdot 10^{-1}$	$-8,76 \cdot 10^{-1}$
7,4		$-4,83 \cdot 10^{-1}$	$-8,89 \cdot 10^{-1}$	$-4,37 \cdot 10^{-1}$	$-8,33 \cdot 10^{-1}$	$-3,91 \cdot 10^{-1}$	$-8,11 \cdot 10^{-1}$
7,6		$-3,01 \cdot 10^{-1}$	$-7,17 \cdot 10^{-1}$	$-3,43 \cdot 10^{-1}$	$-7,36 \cdot 10^{-1}$	$-3,924 \cdot 10^{-1}$	$-8,4 \cdot 10^{-1}$
9,2		$-3,49 \cdot 10^{-1}$	$-8,01 \cdot 10^{-1}$	$-4,35 \cdot 10^{-1}$	$-8,99 \cdot 10^{-1}$	$-4,1 \cdot 10^{-1}$	$-8,78 \cdot 10^{-1}$
9,4		$-3,76 \cdot 10^{-1}$	$-7,96 \cdot 10^{-1}$	$-3,95 \cdot 10^{-1}$	$-8,39 \cdot 10^{-1}$	$-3,53 \cdot 10^{-1}$	$-7,94 \cdot 10^{-1}$

Πίνακας 1 Μέγιστες μετατοπίσεις και βυθίσεις της κατασκευής για τα σενάρια της παραμετρικής ανάλυσης

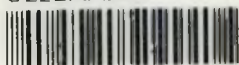
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Αξιοποίηση Μικροζωνικής Μελέτης Λάρισας (2000), Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος (ΤΕΕ), Περιφερειακό Τμήμα Κεντρικής και Δυτικής Θεσσαλίας, Λάρισα.
- [2] Μικροζωνική Μελέτη Βόλου, Ερευνητικό Πρόγραμμα (Ε.Ε /Α.Π.Θ.) ΚΩΔ #8870# Πιτιλάκης Σ. Και Τσότσος, Θεσσαλονίκη
- [3] Γκαζέτας Γ. (1995) Σημειώσεις Εδαφοδυναμικής, Εκδόσεις : Υπηρεσία Δημοσιευμάτων Ε.Μ.Π., Αθήνα.
- [4] Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (2000), Έκδοση : *Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού & Προστασίας(ΟΑΣΠ) και Σύλλογος Πολιτικών Μηχανικών Ελλάδος (ΣΠΜΕ)*.
- [5] Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος (2000), Έκδοση : *Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού & Προστασίας(ΟΑΣΠ) και Σύλλογος Πολιτικών Μηχανικών Ελλάδος (ΣΠΜΕ)*.
- [6] Κωμοδρόμος Α. (2001) Υπολογιστική Γεωτεχνική Μηχανική – Γραμμική-Μη Γραμμική Ανάλυση, Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη.
- [7] Πενέλης Γ., Στυλιανίδης Κ., Κάππος Α., Ιγνατάκης Χ. (1995), Κατασκευές από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, Εκδόσεις : Υπηρεσία Δημοσιευμάτων Α.Π.Θ., Θεσσαλονίκη.
- [8] Οριστική Μικροζωνική Μελέτη Λάρισας (1995), Νομαρχία Λάρισας, Διεύθυνση Τεχνικών Υπηρεσιών και Κ. Πιτιλάκης Σ. Και Τσότσος, Θεσσαλονίκη.
- [9] Ντακούλας Πάνος (2004), Σημειώσεις Εδαφοδυναμικής II Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας.
- [10] EERA (2000), Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses of Layered Soil Deposits, Bardet J., Ichii K. and Lin C., Computer Software, Manual.
- [11] FLAC (1998) Fast Lagrangian Analysis of Continua, Itasca: A Consulting Group Inc. Computer Software, Manuals version 4.
- [12] Υ.Π.Ε.Χ.Ω.Δ.Ε. Γενική γραμματεία δημοσίων έργων, ΚΕΔΕ, Κανονισμός τεχνολογίας σκυροδέματος, (Φ.Ε.Κ.:266/Β/9-5-1985)
- [13] Krammer L. (1996) Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice-Hall.
- [14] Papazaxos B. and Papazaxou C. (1997) The Earthquakes of Greece, Ziti.
- [15] SHAKE (1972), Equivalent Linear Seismic Response Analysis of Horizontally Layered Soil Deposits, P. B. Schnabel, J. Lysmer, and H. B. Seed, Computer Software.
- [16] Ι.Θ Κατσιαδέλης (2002), Δυναμική των κατασκευών (τόμος Ι), εκδόσεις συμμετρία ,Αθήνα 2002.
- [17] Συνέδριο Συλλόγου Πολιτικών Μηχανικών Ελλάδος (1984).

- [18] Αξιοποίηση της μικροζωνικής μελέτης στο κέντρο της Λάρισας και στις παραποτάμιες περιοχές. Γ. Καλύβας. Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, τμήμα πολιτικών μηχανικών.
- [19] Arulmoli K., Muraleetharan M., Hossain M and Fruth L.(1992), “Verification of liquefaction Analyses by Centrifuge Studies Laboratory Testing Program Soil Data Report”, Report, The Earth Technology Corporation, Long Beach, California.
- [20] Bachmann (1998): Αντισεισμική Προστασία Κατασκευών, Εκδ. Γκιούρδας, Αθήνα.
- [21] Castro G., (1969): “Liquefaction of sands,” Ph.D. Thesis, Harvard University, Harvard Soil Mechanics Series, No. 81
- [22] Dakoulas P. and Gazetas G., (2005): Seismic Effective Stress Analysis of Caisson Quay Walls : Application to Kobe Soils and Foundations, Vol. 45(4), 113-125.
- [23] Dakoulas P. (2003): Verification of a constitutive model for non-cohesive soils. Research Report, Univ, of Thessaly, Volos, Greece.
- [24] DeAlba P., Seed H. B., & Chan C. K. (1976): “Sand liquefaction in large scale simple shear tests”, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE Vol. 102, 9, pp 909-927.
- [25] Pastor M., O. Zienkiewicz, O., & Chan C. H. (1990): “Generalized plasticity and the modeling of soil behavior”, International J. of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 14, pp 151-190.



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ
ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ



004000085933