

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ :
«ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ»
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ



ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ
ΚΤΙΡΙΩΝ ΑΠΟ Ω.Σ. ΣΕ ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ
ΔΙΕΓΕΡΣΕΙΣ ΕΓΓΥΣ ΠΕΔΙΟΥ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΠΑΠΑΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΥ ΕΥΑΓΓΕΛΟΣ
ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ Χ. ΣΠΥΡΑΚΟΣ

ΑΘΗΝΑ 2012

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Το βασικό αντικείμενο της εργασίας αυτής είναι η ανάδειξη της σημασίας που έχει για τον ελλαδικό αλλά και τον παγκόσμιο χώρο η μελέτη των σεισμών "κοντινού πεδίου", καθώς και η ανάγκη επαρκούς αντισεισμικού σχεδιασμού των κτιρίων προκειμένου να αποφευχθούν τα καταστροφικά αποτελέσματα που έχουν προκληθεί από τέτοιου τύπου σεισμούς, σε μεγάλη κλίμακα. Ως επικεντρική περιοχή ορίζεται η ζώνη σε απόσταση 20-60 km από την περιοχή του ρήγματος.

Για το σκοπό αυτό, στην παρούσα μεταπτυχιακή εργασία αποτιμάται η σεισμική επάρκεια υποστυλωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος, πλαισιακών φορέων, σύμφωνα με τον Παλαιό (1959) και το Νέο (2000) Κανονισμό Σκυροδέματος. Η αποτίμηση γίνεται με δυναμική ανελαστική ανάλυση με βάση την οποία εκτιμάται εάν το στοιχείο ικανοποιεί συγκεκριμένα καθολικά ή τοπικά κριτήρια η υπέρβαση των οποίων καθορίζει την αστοχία.

Στο δεύτερο κεφάλαιο περιγράφονται οι σεισμοί "κοντινού πεδίου". Αναλύονται τα χαρακτηριστικά των εδαφικών κινήσεων που μελετώνται στη μεταπτυχιακή αυτή εργασία, όπως αυτά παρουσιάζονται στη διεθνή βιβλιογραφία. Παρουσιάζονται δημοσιεύσεις με πειράματα, θεωρητικές προσεγγίσεις και συμπεράσματα μελετητών, από διάφορα πανεπιστήμια, πάνω στο συγκεκριμένο αντικείμενο.

Στο τρίτο κεφάλαιο αναλύονται τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά των προσομοιωμάτων, καθώς και οι παραδοχές που υιοθετήθηκαν προκειμένου να γίνουν οι αναλύσεις των πλαισιακών φορέων της εργασίας αυτής.

Στο κεφάλαιο τέσσερα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα και οι βρόχοι υστέρησης των υποστυλωμάτων.

Επιπλέον στο κεφάλαιο πέντε γίνεται έλεγχος του κτιρίου του σχεδιασμένου σύμφωνα με τον Παλαιό Κανονισμό Σκυροδέματος για στάθμη επιτελεστικότητας «Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης», και του κτιρίου του σχεδιασμένου σύμφωνα με το Νέο (2000) Κανονισμό Σκυροδέματος για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία ζωής». Υπολογίζονται τα απαιτούμενα μεγέθη, του κτιρίου του σχεδιασμένου σύμφωνα με τον Παλαιό Κανονισμό Σκυροδέματος για στάθμη επιτελεστικότητας «Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης», και του κτιρίου του σχεδιασμένου σύμφωνα με το Νέο Κανονισμό Σκυροδέματος για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία ζωής».

Στο κεφάλαιο έξι εξάγονται γενικά συμπεράσματα και παρουσιάζεται η σύγκριση μεταξύ των αποτελεσμάτων καθώς και η συγκριτική αποτίμηση της συμπεριφοράς των κτιρίων.

ABSTRACT

The basic object of this diploma thesis is to show of the importance of "near-fault" ground motions, for Greece, as well as, for the whole world for R/C buildings, and to emphasize on the need for right design of new buildings or retrofit of the old ones, so to avoid the recorded devastating consequences of such type of earthquakes. As the "epicentric zone", is defined the area, which is located 20-60 km, away from the fault.

For this purpose in this diploma thesis is estimated the adequacy of reinforced concrete columns, designed according to both the antiseismic standards of 1959 and the R/C standards of 1954 and the antiseismic standards of 2003 and the R/C standards of 2000. In order to achieve that, we analyze the different types of buildings, following inelastic analysis and we set some local and universal failure criteria which help us to determine the seismic adequacy of the building.

In the second chapter we describe the "near-fault" ground motions. We analyze the special characteristics of near fault ground motions, such as they are presented in the international bibliografia. They are presented papers, published from universities all over the world, including experiments, theoretical approaches and conclusions on the specific subject.

In chapter three we describe the characteristics of the models . Moreover they are presented the parameters of the analysis of the elements, investigated in this diploma thesis.

In the fourth chapter we investigate the seismic adequacy of the buildings with the software SEISMOSTRUCT and we present the hysteretic curves of the columns.

Moreover in the fifth chapter we control, the building designed according to the antiseismic standards of 1959 for the “near collapse” Performance level, and the building designed according to the antiseismic standards of 2003 for the “life safety” Performance level. We calculate the required parameters of the building designed according to the antiseismic standards of 1959 for the “near collapse” Performance level, and the required parameters of the building designed according to the antiseismic standards of 2003 for the “life safety” Performance level.

In the sixth chapter we present some useful conclusions with occur the results of the behavior of the structures and finally we compare the seismic request of them.

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η παρούσα μεταπτυχιακή εργασία εκπονήθηκε στα πλαίσια του Διατμηματικού Προγράμματος Μεταπτυχιακών Σπουδών με τίτλο «Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση των Κατασκευών», στο εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας του Ε.Μ.Π.

Ισχυροί σεισμοί προηγούμενων δεκαετιών στην Ελλάδα, την Ιαπωνία, την Τουρκία και την Αμερική, με καταστρεπτικά αποτελέσματα κοντά στην περιοχή του ρήγματος, δημιούργησαν την ανάγκη διερεύνησης του φαινομένου. Ως επικεντρική περιοχή ορίζεται η ζώνη σε απόσταση 20-60 km από την περιοχή του ρήγματος. Σεισμολόγοι που ασχολήθηκαν με το θέμα, αναγνώρισαν το "φαινόμενο κατευθυντικότητας" (*forward directivity*) και το "φαινόμενο των μόνιμων μετατοπίσεων" (*fling step*) ως τα πρωταρχικά και κύρια χαρακτηριστικά των εδαφικών κινήσεων κοντινού πεδίου. Αυτά τα χαρακτηριστικά των σεισμών κοντινού πεδίου, είναι εκείνα που τους κάνουν μοναδικούς και τους διαχωρίζουν από τους συνήθεις σεισμούς, μακρινού πεδίου, στους οποίους βασίζονται όλοι σχεδόν οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί. Για το σκοπό αυτό, στην παρούσα μεταπτυχιακή εργασία μελετήθηκαν με τη χρήση του προγράμματος SEISMOSTRUCT, το οποίο επιτρέπει την ανάλυση είτε σε δύο είτε σε τρεις διαστάσεις με στοιχεία κατανεμημένης πλαστικότητας, κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα, σύμφωνα με τον Παλαιό (1954) και το Νέο (2000) Κανονισμό Σκυροδέματος. Ο σχεδιασμός των πλαισιακών φορέων με βάση τους δύο Κανονισμούς έγινε ώστε να δοθεί η δυνατότητα ελέγχου αλλά και ενίσχυσης υφιστάμενων παλαιών κατασκευών, καθώς και να προταθεί ο πλήρης αντισεισμικός σχεδιασμός νέων κατασκευών. Η ανελαστική δυναμική ανάλυση, με χρονοϊστορίες επικεντρικών σεισμών κοντινού πεδίου, (στην οποία και

επικεντρωνόμαστε) χρησιμοποιεί απλοποιημένες τεχνικές προσέγγισης της μη γραμμικής συμπεριφοράς του φορέα και βοηθά στην κατανόηση της πραγματικής του συμπεριφοράς καταδεικνύοντας τόσο τους μηχανισμούς αστοχίας όσο και το ενδεχόμενο προοδευτικής τους κατάρρευσης. Έπειτα η χρήση λογισμικού με θεώρηση της ανελαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων με βάση τη διανεμημένη πλαστικότητα, δίνει τη δυνατότητα αύξησης της ακρίβειας των αποτελεσμάτων και εξαγωγής ασφαλέστερων συμπερασμάτων σχετικά με ένα μη γνωστό και επαρκώς διερευνημένο αντικείμενο, όπως οι σεισμοί κοντινού πεδίου. Τα μετρούμενα αποτελέσματα αποκάλυψαν το σημαντικό ρόλο που παίζουν τα χαρακτηριστικά της εδαφικής κίνησης στην υστερητική απόκριση, την πλαστιμότητα και τη δυνατότητα κατανάλωσης ενέργειας των υποστυλωμάτων.

Σκοπός της μελέτης είναι η κατανόηση και η εκτενέστερη διερεύνηση του φαινομένου, προκειμένου να βελτιωθεί η σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών και να ελαχιστοποιηθεί η τρωτότητα τους. Θα πρέπει να αναφέρουμε ότι η εργασία εκπονήθηκε με βάση τις μεθόδους που προτείνονται από τον Κανονισμό Σκυροδέματος ΕΑΚ 2003 και τον ΕΚΩΣ 2000 καθώς και τους Παλαιό Κανονισμό Σκυροδέματος 1954 και Αντισεισμικό Κανονισμό Σκυροδέματος 1959, και στηρίχτηκε σε προηγούμενες δημοσιεύσεις και μελέτες που παρουσιάζονται στη διεθνή βιβλιογραφία.

Στο σημείο αυτό θα ήθελα να ευχαριστήσω τον Διευθυντή του Δομοστατικού Τομέα του Ε.Μ.Π. και Διευθυντή του Εργαστηρίου Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Καθηγητή κύριο Κωνσταντίνο Σπυράκο για την ανάθεση της μεταπτυχιακής αυτής εργασίας, την καθοδήγησή του, την πρακτική και την ηθική υποστήριξη, την παροχή κατάλληλης βιβλιογραφίας και το άριστο κλίμα συνεργασίας κατά την εκπόνηση της εργασίας αυτής. Επίσης ευχαριστώ θερμά τον επιστημονικό συνεργάτη του Εργαστηρίου Αντισεισμικής Τεχνολογίας

κύριο Μιχάλη Φραγκιαδάκη για την εξαιρετική του βοήθεια, και την κυρία Δημακοπούλου Βαίτσα που με βοήθησε στη χρήση και κατανόηση του λογισμικού SEISMOSTRUCT, για τις παρατηρήσεις τους και τη βοήθειά τους κατά την εκπόνηση της εργασίας αυτής.

Παπακωνσταντίνου Ευάγγελος

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Περιεχόμενα.....	viii
Κεφάλαιο 1	1
<u>ΕΙΣΑΓΩΓΗ</u>	<u>1</u>
Κεφάλαιο 2	4
<u>ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΩΝ ΣΕΙΣΜΩΝ ΚΟΝΤΙΝΟΥ ΠΕΔΙΟΥ</u>	<u>4</u>
2.1 Χαρακτηριστικά κινήσεως εδάφους σε σεισμούς κοντινού πεδίου.....	4
2.2 Αποτελέσματα κατευθυντικότητας ρήγματος.....	18
2.3 Πιθανοτικά μοντέλα προσομοίωσης και υστερητικές καμπύλες απόκρισης στύλων πλαισίων από οπλισμένο σκυρόδεμα.....	23
2.4 Αποτελέσματα σεισμών κοντινού πεδίου σε βάθρα γεφυρών οπλισμένου σκυροδέματος.....	29
2.5 Επίδραση της δισδιάστατης διέγερσης στην σεισμική συμπεριφορά υποστυλωμάτων γέφυρας οπλισμένου σκυροδέματος.....	34
2.6 Σύγχρονες και νέες μετρήσεις της δριμύτητας των σεισμών κοντινού πεδίου.....	42
Κεφάλαιο 3	49
<u>ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΦΟΡΕΩΝ</u>	<u>49</u>
3.1 Αναλυτική Περιγραφή του φορέα.....	49

3.2	Παρουσίαση των κτιρίων.....	57
3.3	Χαρακτηριστικά του προγράμματος SEISMOSTRUCT.....	69
3.4	Φορτία.....	71
3.5	Υλικά.....	73
	Κεφάλαιο 4	80
	<u>ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΤΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ SEISMOSTRUCT</u>	80
4.1	Παρουσίαση Αποτελεσμάτων Αναλύσεων.....	80
	Κεφάλαιο 5	106
	<u>ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ (ΚΑΝΕΠΕ)</u>	106
	Κεφάλαιο 6	132
	<u>ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ-ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ</u>	132
6.1.	Σύγκριση μεταξύ των δύο κτιρίων.....	132
	6.1.1 Χαρακτηριστικές τιμές των κτιρίων.....	132
	6.1.2. Μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις.....	132
6.2	Σύγκριση του ίδιου κτιρίου για τις διάφορες σεισμικές φορτίσεις.....	134
	6.2.1. Κτίριο σχεδιασμένο με τους Παλαιούς Κανονισμούς (Κ60Α59).....	134
	6.2.2 Κτίριο σχεδιασμένο σύμφωνα με τους Νέους	

Κανονισμούς (Κ60ΑΕΑΚ).....	136
6.3. Στάθμες επιτελεσματικότητας.....	138
6.3.1. Κτίριο σχεδιασμένο με τους Παλαιούς Κανονισμούς (Κ60Α59).....	138
6.3.2 Κτίριο σχεδιασμένο σύμφωνα με τους Νέους Κανονισμούς (Κ60ΑΕΑΚ).....	140
6.4. Γενικά Συμπεράσματα.....	142
Αναφορές.....	146

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στην παρούσα μελέτη αποτιμάται η σεισμική απόκριση δύο κτιρίων, σχεδιασμένων με τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959 και τον Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος του 1954, καθώς και τον αντισεισμικό κανονισμό του 2003 και τον Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος του 2000. Η χρήση των δύο διαφορετικών Κανονισμών όπλισης έγινε προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια αλλά και η ανάγκη ενίσχυσης των υφιστάμενων παλαιών κτιρίων, αλλά και ο ορθός και επαρκής αντισεισμικός σχεδιασμός των νέων κατασκευών, ώστε να πραγματοποιηθεί μια πληρέστερη προσέγγιση του φαινομένου των επικεντρικών σεισμών.

Εφόσον ο ελλαδικός χώρος αποτελεί μια περιοχή έντονης σεισμικής δράσης και ένα μεγάλο ποσοστό των υπαρχόντων κτιρίων είναι παλαιάς κατασκευής, έχει μεγάλη κοινωνική και οικονομική σημασία μια αξιόπιστη εκτίμηση της σεισμικής τους συμπεριφοράς υπό αναμενόμενες στάθμες σεισμικών φορτίσεων. Η ανάγκη αυτή ενισχύεται στην περίπτωση των σεισμών κοντινού πεδίου. Θα πρέπει να αναφέρουμε ότι κτίρια της εποχής αυτής είναι σχεδιασμένα με βάση τις επιτρεπόμενες τάσεις, μια απλοποιημένη υπολογιστική διαδικασία, και μικρή τέμνουσα σχεδιασμού. Επίσης τόσο η ποιότητα των υλικών όσο και οι κατασκευαστικές μέθοδοι ήταν κατώτερες των σημερινών, ενώ ο λεπτομερής σχεδιασμός των κρίσιμων περιοχών (έλλειψη περίσφιξης, αγκυρώσεων, κλειστών και πυκνών συνδετήρων κτλ.) δεν εξασφαλίζει υψηλή πλαστιμότητα. Επιπλέον, θα πρέπει να ληφθεί υπ' όψιν ότι οι προηγούμενες δυναμικές φορτίσεις των κατασκευών αυτών καθ' όλη τη διάρκεια ζωής τους, μειώνουν τη σεισμική τους συμπεριφορά και δεν

επιτρέπουν ακριβή εκτίμηση της επάρκειάς της αλλά μια εκτίμηση της. Έτσι, η ανεπάρκεια των κατασκευών σε συνδυασμό με τη δριμύτητα και τα καταστρεπτικά αποτελέσματα του ιδιαίτερου αυτού τύπου σεισμού επιβάλλουν την διερεύνηση του φαινομένου.

Αντίστοιχα, η ανάγκη ορθού σχεδιασμού και εξασφάλισης των νέων κατασκευών, καθιστούν ιδιαίτερα σημαντική την θωράκιση τους έναντι του σεισμικού φαινομένου, είτε πρόκειται για σεισμούς κοντινού είτε μακρινού πεδίου. Τα κτίρια αυτά είναι σχεδιασμένα με βάσει τις σύγχρονες αντισεισμικές διατάξεις, σύγχρονες κατασκευαστικές διατάξεις, με υλικά υψηλής ποιότητας, κα λεπτομερή σχεδιασμό των κρίσιμων περιοχών (περίσφιξη, αγκυρώσεις, κλειστοί και πυκνοί συνδετήρες κτλ.). Προηγούμενη εμπειρία έδειξε ότι οι σεισμοί κοντινού πεδίου, όπως της Αθήνας (1999), της Λευκάδας (2003), της Λευκάδας (1973), της Καλαμάτας (1986), Αίγιο (1995), Έδεσσας (2003) κ.ά., δημιουργούν ανεπανόρθωτες και επικίνδυνες βλάβες ακόμη και σε νέες κατασκευές υψηλής πλαστιμότητας. Με δεδομένο ότι ακόμη και στα κτίρια αυτά, οι σύγχρονοι κανονισμοί δεν επαρκούν και ότι οι σεισμοί κοντινού πεδίου, με τα ιδιαίτερα τους χαρακτηριστικά, παραγκωνίζονται, φαίνεται πόσο σημαντική είναι η γνώση και οι επιδράσεις των επικεντρικών σεισμών. Η εκτίμηση των αντοχών των υλικών της κατασκευής έγινε όχι με βάση αποτελέσματα εργαστηρίου ή από επί τόπου μετρήσεις με μη καταστροφικές μεθόδους, αλλά με βάση τις θεωρητικές τιμές αντοχών και των άλλων χαρακτηριστικών της διατομής των δοκιμίων.

Η ανάλυση γίνεται με τη χρήση ενός λογισμικού, όπως το SEISMOSTRUCT που προσομοιάζει την ανελαστική ανάλυση των φορέων επιτρέποντας την ανάλυση είτε σε δύο είτε σε τρεις διαστάσεις με στοιχεία κατανεμημένης πλαστικότητας.

Η εκτίμηση της σεισμικής ικανότητας της κατασκευής να ανταποκριθεί στη σεισμική απαίτηση εξαρτάται από την επιμέρους ικανότητα των δομικών

στοιχείων που συνθέτουν τον φέροντα οργανισμό καθώς και από τη συμπεριφορά του συνόλου. Η αποτίμηση γίνεται με βάση κριτήρια τοπικής και καθολικής αστοχίας.

2.ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΩΝ ΣΕΙΣΜΩΝ

ΚΟΝΤΙΝΟΥ ΠΕΔΙΟΥ

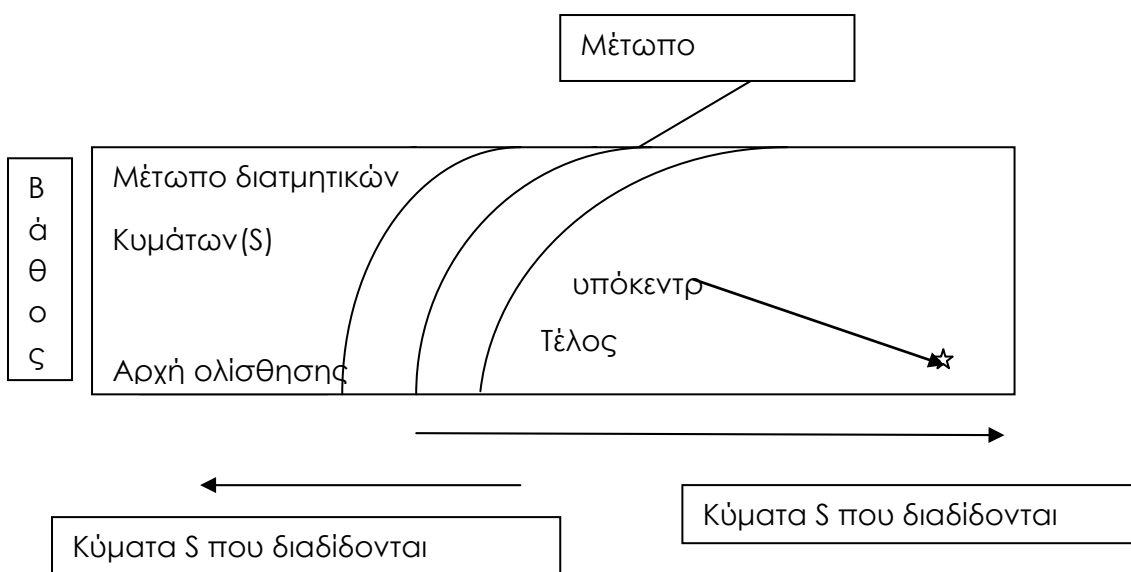
2.1 Χαρακτηριστικά κινήσεως εδάφους σε σεισμούς ΚΟΝΤΙΝΟΥ ΠΕΔΙΟΥ

Ισχυροί σεισμοί προηγουμένων δεκαετιών έδειξαν ότι εδαφικές κινήσεις κοντά σε ρήγματα, είχαν σημαντικά διαφορετικά αποτελέσματα από τις αντίστοιχες μακριά από ρήγματα. Η ζώνη κοντινού πεδίου θεωρείται τυπικά ότι βρίσκεται σε απόσταση 20 – 60 Km από ένα ρήγμα. Μέσα στην ζώνη κοντινού πεδίου οι κινήσεις του εδάφους επηρεάζονται από τον μηχανισμό του ρήγματος, την κατεύθυνση διάδοσης του ρήγματος εν σχέσει με το περιβάλλον χώρο και πιθανές μόνιμες μετακινήσεις που προέρχονται από την ολίσθηση στο ρήγμα. Αυτοί οι παράγοντες στη διεθνή βιβλιογραφία, αναφέρονται ως "forward directivity" και "fling step". Η εκτίμηση των εδαφικών κινήσεων κοντά σε ένα ενεργό ρήγμα, γίνεται βάσει των παραπάνω χαρακτηριστικών, σεισμών κοντινού πεδίου.

Έμπροσθεν κατευθυντικότητα, "forward directivity", συμβαίνει όταν το ρήγμα διαδίδεται προς μια θέση και η διεύθυνση ολίσθησης του πεδίου είναι προς την ίδια θέση. Αυτό προκύπτει επειδή η ταχύτητα ρηγματώσεως είναι περίπου ίση με την ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων στο πέτρωμα που βρίσκεται κοντά στο ρήγμα. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.1 και Σχήμα 2.2, για έναν εστιακό μηχανισμό διαμήκους ολίσθησης, καθώς το μέτωπο του ρήγματος διαδίδεται μακριά από το επίκεντρο και προς μια θέση η ενέργεια συσσωρεύεται κοντά στο ρήγμα, από κάθε ειδική ζώνη ολίσθησης κατά μήκος του ρήγματος. Έτσι το κύμα του μετώπου φτάνει

σαν ένας παλμός κίνησης ο οποίος καταγράφεται στην αρχή κάθε καταγραφής και επικεντρώνεται στην παράλληλη στο ρήγμα διεύθυνση (Somerville et al., 1997a). Αυτός ο παλμός τυπικά χαρακτηρίζεται από μεγάλο εύρος σε ενδιάμεσες και μεγάλες περιόδους και μικρή διάρκεια.

Εάν μια θέση εντοπίζεται κοντά στο επίκεντρο, αλλά βρίσκεται πίσω από αυτό, η άφιξη των σεισμικών κυμάτων διαχέεται στον χρόνο. Αυτή η κατάσταση αναφέρεται ως όπισθεν κατευθυντικότητα, "backward directivity", και χαρακτηρίζεται από κινήσεις με σχετικά μεγάλη διάρκεια και μικρό εύρος. Αναφέρεται τέλος, το φαινόμενο της ουδέτερης κατευθυντικότητας, "neutral directivity", για περιοχές τοποθετημένες εκτός της διαρρηγμένης επιφάνειας (δηλαδή, η διάδοση της ρηγμάτωσης δεν κατευθύνεται ,παροδικά, προς τη συγκεκριμένη περιοχή αλλά ούτε απομακρύνεται από αυτή.

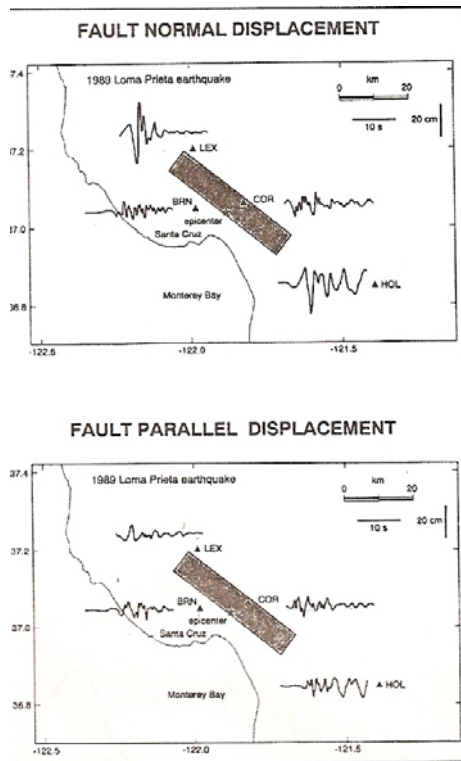


Σχήμα 2.2 Φαινόμενο έμπροσθεν κατευθυντικότητας

Αναλυτική περιγραφή του φαινομένου

Η μελέτη του φαινομένου της κατευθυντικότητας, εξαιτίας της έλειψης επαρκούς θεωρητικού υπόβαθρου γίνεται με καταγραφές και αναλύσεις προηγούμενων σεισμών. Έτσι τα αποτελέσματα του φαινομένου κατευθυντικότητας στις εδαφικές μετακινήσεις που καταγράφηκαν κατά τη διάρκεια του σεισμού της Λόμα Πιέτρα του 1989 φαίνονται στο Σχήμα 2.3. Το επίκεντρο του σεισμού είναι κοντά στα Κοραλλίτος και το Μπάνσιφορτ Ντάιβ, όπου οι οριζόντιες εδαφικές μετακινήσεις διακρίνονται σε κάθετες και παράλληλες στο ρήγμα συνιστώσες. Αυτό οφείλεται στο φαινόμενο της όπισθεν κατευθυντικότητας. Στα χείλη του ρήγματος, πάντως στις περιοχές Χόλλιστερ και Λέξινκτον Νταμ, η έμπροσθεν κατευθυντικότητα προκαλεί οριζόντιες εδαφικές μετακινήσεις στην κάθετη στο ρήγμα διεύθυνση, ωστικές και πολύ μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες στην παράλληλη στο ρήγμα διεύθυνση, οι οποίες είναι παρόμοιες με εκείνες που προκαλούνται κοντά στο επίκεντρο. Οι μεγάλες ωστικές κινήσεις συμβαίνουν μόνο στην κάθετη στο ρήγμα διεύθυνση και μόνο μακριά από το επίκεντρο.

Το φαινόμενο της κατευθυντικότητας μπορεί να παρουσιασθεί και σε περιπτώσεις εγκάρσιας και διαμήκουσ ολίσθησης. Στις περιπτώσεις εγκάρσιας ολίσθησης των πλακών, οι συνθήκες για τη δημιουργία του φαινομένου της έμπροσθεν κατευθυντικότητας υπάρχουν για περιοχές που βρίσκονται κοντά στην πάνω εγκάρσια προβολή της κάτοψης του ρήγματος. Όπως και με τους εστιακούς μηχανισμούς ολίσθησης ο μηχανισμός διάδοσης της διατμητικής μετάθεσης σε ένα αντίστροφο ρήγμα προκαλεί τον παλμό της κίνησης να προέρχεται από παράλληλη στην κάθετη στο ρήγμα συνιστώσα. (Somerville et al., 1997a).



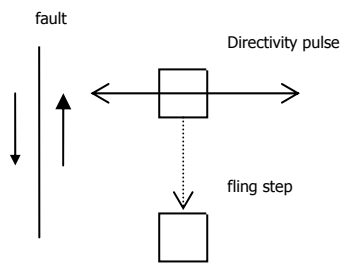
Σχήμα 2.4 Αποτελέσματα της κατευθυντικότητας της ρηγμάτωσης στις καταγεγραμμένες χρονιοιστορίες μετατοπίσεων του σεισμού του 1989, στη Λόμα Πιέτρα (Πηγή: EERI, 1995)

Οι σύγχρονες ψηφιακές καταγραφές εδαφικών κινήσεων κοντινού πεδίου, όπως των σεισμών της Τουρκίας και της Ταιβάν του 1999, περιέχουν μόνιμες μετακινήσεις εδάφους λόγω του στατικού πεδίου παραμορφώσεων του σεισμού. Αυτές οι παραμορφώσεις που ονομάζονται *fling step* συμβαίνουν σε διακριτό διάστημα αρκετών δευτερολέπτων καθώς αναπτύσσεται η ολίσθηση στο ρήγμα. Οι μόνιμες μετατοπίσεις (*fling step*), συμβαίνουν στην κατεύθυνση της ολίσθησης και γι' αυτό δεν είναι στενά συνδεδεμένες με τις αποκαλούμενες δυναμικές μετατοπίσεις, οι οποίες αναφέρονται και ως «παλμός έμπροσθεν κατευθυντικότητας». Στην διάρρηξη με οριζόντια, παράλληλη στο ίχνος, κίνηση των πλακών, οι πλάκες κινούνται δεξιά και αριστερά (*strike slip*), οι δυναμικές μετατοπίσεις περιέχονται στην κάθετη στο ίχνος του ρήγματος καταγραφή, ενώ το φαινόμενο των μόνιμων μετακινήσεων (*fling step*), στην καταγραφή παράλληλα στο ίχνος του ρήγματος. Στην διάρρηξη με εγκάρσια κίνηση των πλακών, η μια βυθίζεται σε σχέση με την άλλη (*dip-slip*), το φαινόμενο των μόνιμων

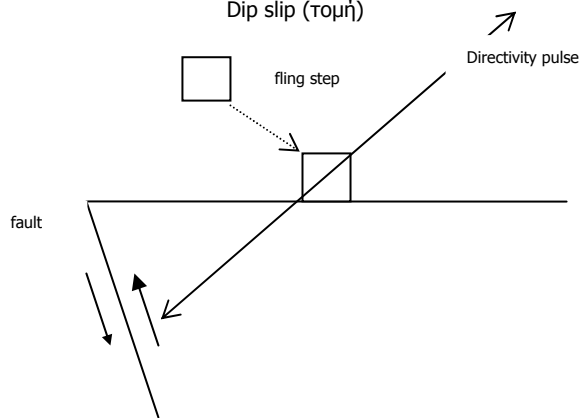
μετακινήσεων (*fling step*), καθώς και ο «παλμός έμπροσθεν κατευθυντικότητας », εμφανίζονται στην παράλληλη στο ίχνος του ρήγμα συνιστώσα. Η προέλευση και η κατεύθυνση των μόνιμων μετακινήσεων (*fling step*), καθώς και του παλμού έμπροσθεν κατευθυντικότητας, παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.5, και οι χρονοιστορίες στις οποίες αυτά τα φαινόμενα αναπτύσσονται παράλληλα, αλλά και το καθένα χωριστά, φαίνονται στο Σχήμα 2.6.

Τα ήδη υπάρχοντα αρχεία ισχυρών εδαφικών κινήσεων που μπορεί να χρησιμοποιηθούν για την ποσοτικοποίηση των φαινομένων και των αποτελεσμάτων είναι περιορισμένα, μολονότι, οι πρόσφατοι σεισμοί στην Τουρκία και την Ταιβάν έχουν εμπλουτίσει τα υπάρχοντα δεδομένα, σχετικά με τις κινήσεις κοντινού πεδίου. Τα υπόλοιπα τμήματα του τρέχοντος κεφαλαίου περιγράφουν τα άμεσα διαθέσιμα μοντέλα για την μοντελοποίηση των κινήσεων κοντινού πεδίου και τα βήματα που απαιτούνται ώστε να ενσωματωθούν αυτά τα μοντέλα σε σχετικά αβέβαιους υπολογισμούς. Τα αποτελέσματα και οι επιδράσεις του φαινομένου της κατευθυντικότητας, με έμφαση στην έμπροσθεν κατευθυντικότητα, είναι αυτά που αναλύονται πρώτα ακολουθούμενα από τα αποτελέσματα των μόνιμων μετακινήσεων (*fling step*).

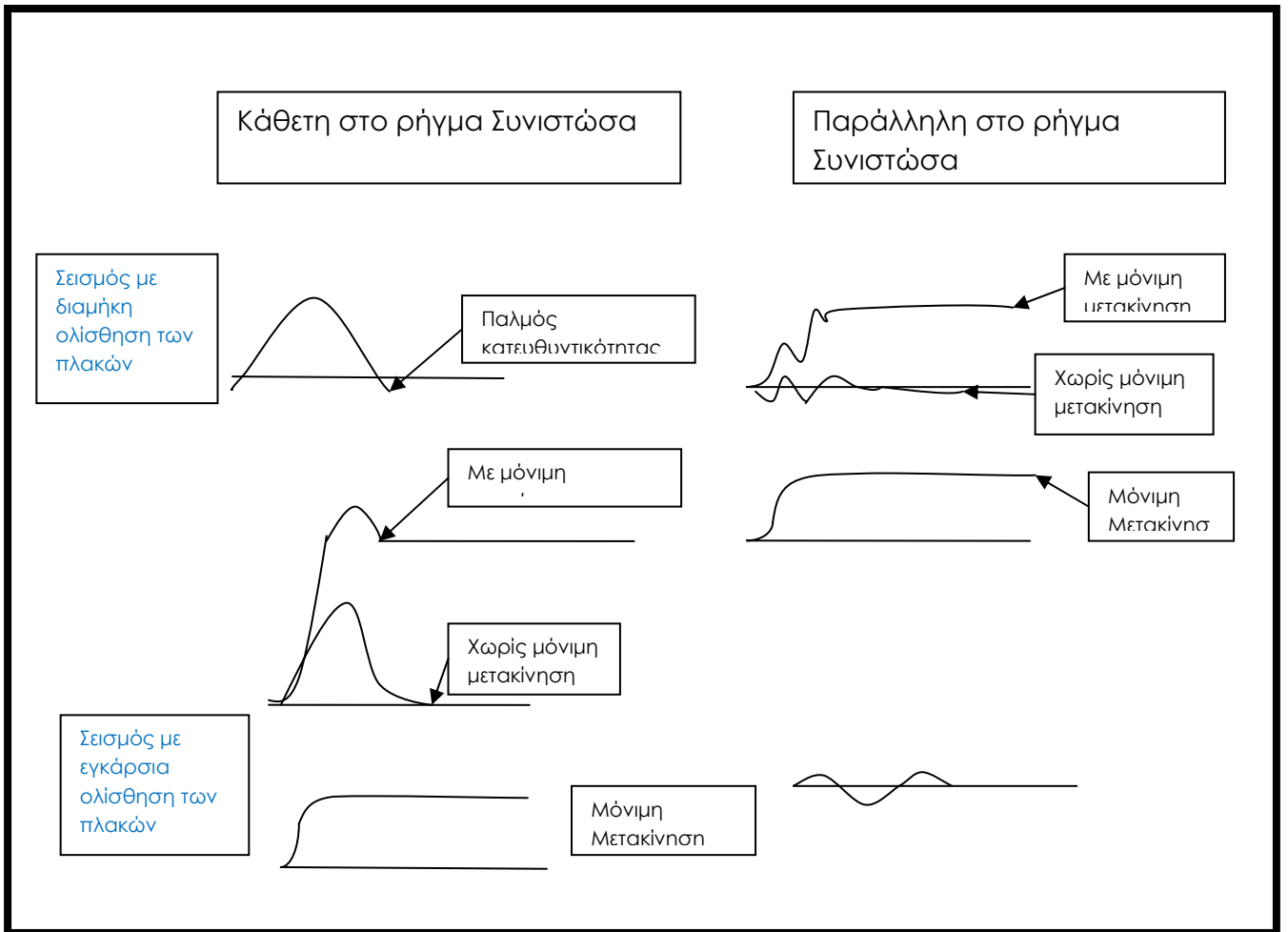
Strike slip (κάτοψη)



Dip slip (τομή)



Σχήμα 2.5 Σχηματικό διάγραμμα που δείχνει την προέλευση των μόνιμων μετατοπίσεων (fling step) και του παλμού κατευθυντικότητας (directivity pulse) για ρηγμάτωση τύπου strike slip και dip slip αντίστοιχα.



Σχήμα 2.6

Σχηματικό διάγραμμα χρονοιστοριών σε ρηγματώσεις τύπου strike-slip και dip-slip στις οποίες το φαινόμενο κατευθυντικότητας και το φαινόμενο των μόνιμων μετακινήσεων απεκονίζονται μαζί και ξεχωριστά

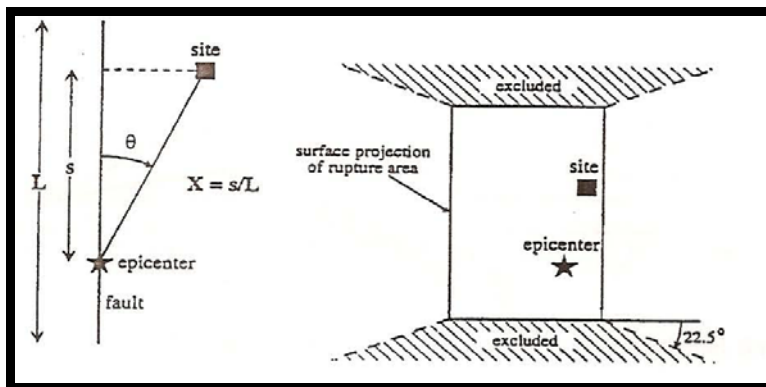
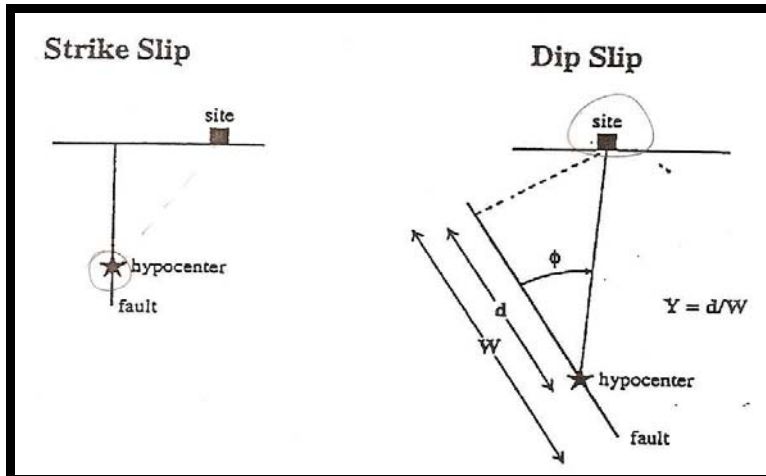
Μοντελοποίηση και παραμετρική ανάλυση των κινήσεων κοντινού πεδίου

Οι Somerville et al. (1997a) παραμετρικοποίησαν τις συνθήκες οι οποίες οδηγούν σε έμπροσθεν και όπισθεν κατευθυντικότητα. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.7 η χωροταξική ποικιλία των φαινομένων της κατευθυντικότητας εξαρτάται από την γωνία μεταξύ της κατεύθυνσης διάρρηξης του ρήγματος και την κατεύθυνση στην οποία τα κύματα ταξιδεύουν προς την θέση. (θ για ρήγματα *strike slip* και φ για ρήγματα *dip slip*) και από το τμήμα της επιφάνειας του διαρρηχθέντος ρήγματος η οποία βρίσκεται μεταξύ του υπόκεντρου και της θέσης (X για ρήγματα με διαμήκη ολίσθηση των πλακών, και Y για ρήγματα με εγκάρσια ολίσθηση των πλακών). Σημαντικότερα αποτελέσματα έχουμε και για μεγαλύτερες αποστάσεις μεταξύ ρήγματος και υπόκεντρου. Αντίστοιχα οι δυσμενέστερες επιπτώσεις της έμπροσθεν κατευθυντικότητας απορρέουν από μικρότερες γωνίες μεταξύ της μελετώμενης περιοχής και του ρήγματος, και από μεγαλύτερα τμήματα της διαρρηγμένης επιφάνειας μεταξύ του υπόκεντρου και της περιοχής. Θα πρέπει να επισημανθεί ότι, ακόμα και όταν οι γεωμετρικές συνθήκες για την ανάπτυξη του φαινομένου της έμπροσθεν κατευθυντικότητας πληρούνται, οι επιδράσεις του, δεν εκδηλώνονται. Αυτό μπορεί να συμβεί όταν ένας σταθμός τοποθετείται στα άκρα του ρήγματος και η διάρρηξη κατευθύνεται προς αυτό, αλλά η ολίσθηση συγκεντρώνεται κοντά στα άκρα του ρήγματος, όπου είναι επίσης τοποθετημένος ο σταθμός.

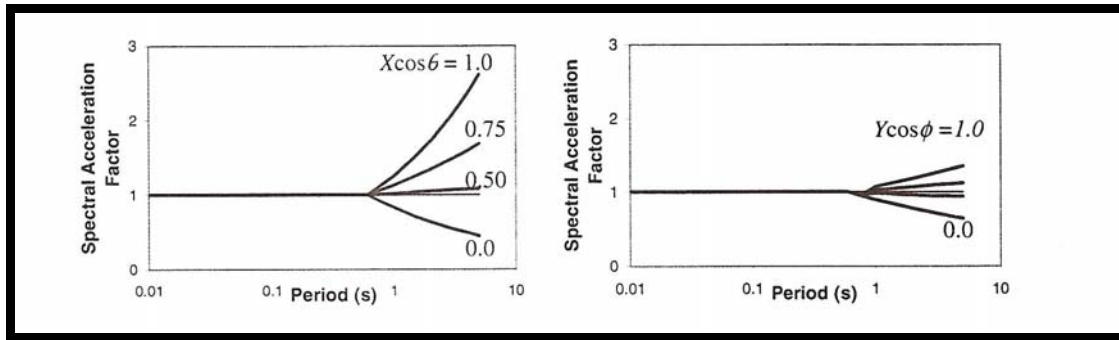
Με σκοπό να αναπτύξουν το φαινόμενο της έμπροσθεν κατευθυντικότητας οι Somerville et al. (1997a) συσχέτισαν τις φασματικές συντεταγμένες απόκρισης με τις γεωμετρικές παραμέτρους που καθορίζονται στο Σχήμα 2.7. Τα αποτελέσματα φαίνονται στο Σχήμα 2.8. Οι εδαφικές παράμετροι που τροποποιούνται είναι το μέσο οριζόντιο φάσμα απόκρισης και οι αναλογίες μεταξύ της παράλληλης και της κάθετης στο ρήγμα φασματικής απόκρισης. Οι υπολογισμοί U.B.C. του 1997 για τις επιδράσεις των κινήσεων κοντινού πεδίου, μέσω των συντελεστών N_a και N_v , τους οποίους πολλαπλασιάζει με των χαμηλών περιόδων κλάδο επιτάχυνσης και ενδιάμεσων περιόδων κλάδο της ταχύτητας στο φάσμα επιτάχυνσης, αντίστοιχα. Οι παράγοντες που

επηρεάζουν τα φαινόμενα των κινήσεων κοντινού πεδίου, ορίζονται για αποστάσεις μικρότερες των 15 km και για τρεις διαφορετικούς τύπους ρηγμάτων.

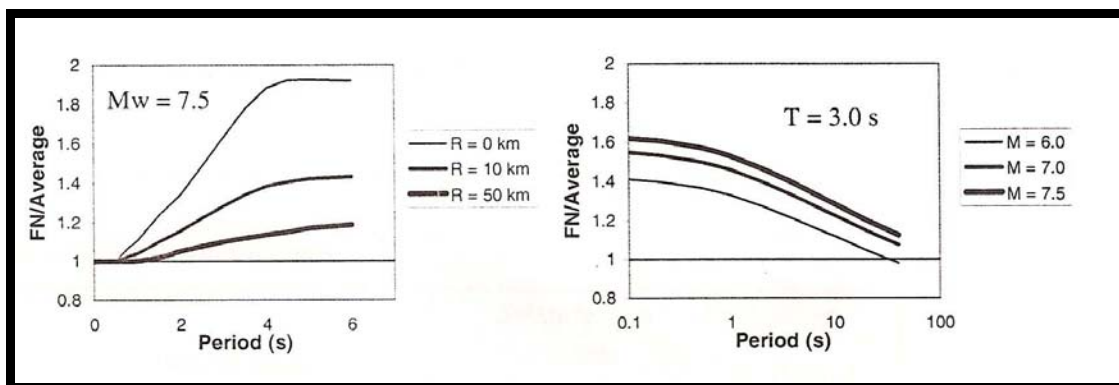
Οι παράγοντες αυτοί στην μελέτη του U.B.C. είναι συμβατοί με το μέσο όρο των παράλληλων και κάθετων στο ρήγμα συνιστωσών του μοντέλου των Somerville et al. (1997a) και ως εκ τούτου οι κωδικές διατάξεις δεν απευθύνονται στη μεγαλύτερη συνιστώσα, την παράλληλη στο ρήγμα (Somerville1998).



Σχήμα 2.7 Παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν ώστε να καθορισθούν οι συνθήκες της κατευθυντικότητας ρηγμάτωσης (Υιοθετήθηκαν από τους Somerville et al.1997a)



(α) Μέσος ρυθμός φασματικής απόκρισης που δείχνει την αλληλοεξάρτηση περιόδου και παραμέτρων κατευθυντικότητας



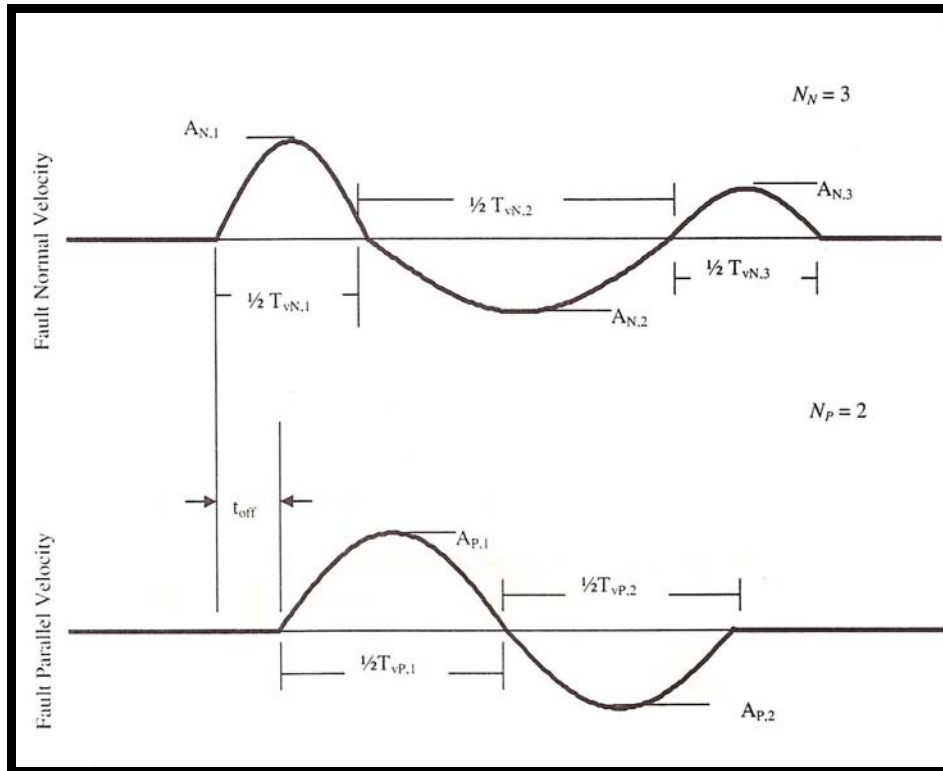
(β) Λόγος της κάθετης στο ρήγμα συνιστώσας προς τη μέση οριζόντια φασματική απόκριση, για μεγιστοποίηση των συνθηκών κατευθυντικότητας

Σχήμα 2.8 Προβλέψεις από τους et al.(1997α), της σχέσης για μεταβλητές συνθήκες κατευθυντικότητας

Μελέτες από τους Alavi και Krawinkler (1998) και, Sasani και Bertero (2000), έδειξαν ότι απλοποιημένες μοντελοποιήσεις του παλμού της ταχύτητας μπορούν να εμπεριέχουν τα κύρια και εμφανή χαρακτηριστικά των κατασκευών που υπόκεινται σε σεισμούς κοντινού πεδίου. Οι απλουστευμένοι ημιτονικοί παλμοί που χρησιμοποιούνται για να αντιπροσωπεύσουν χρονοιστορίες ταχύτητας καθορίζονται από τον αριθμό των ισοδύναμων ημικυκλίων, την περίοδο του κάθε ημικυκλίου και τα αντίστοιχα εύρη. Για την αντιπροσώπευση δόνησης σε δύο διευθύνσεις, ένας ημιτονικός παλμός προσομοίωσης της κάθετης στο ρήγμα συνιστώσας απαιτείται μαζί με μια χρονική υστέρηση μεταξύ της έναρξης της κάθετης και της παράλληλης στο ρήγμα συνιστώσας. Οι συνηθέστερες παράμετροι των εδαφικών κινήσεων κοντινού πεδίου παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.9. Ένας απλός χαρακτηρισμός είναι δυνατόν να γίνει με χρήση της μέγιστης οριζόντιας ταχύτητας (P.H.V), της προσεγγιστικής περιόδου του

κυρίαρχου παλμού (T_v) και του αριθμού των σημαντικών ημικυκλίων της κίνησης στην (ισχυρότερη), κάθετη στο ρήγμα διεύθυνση.

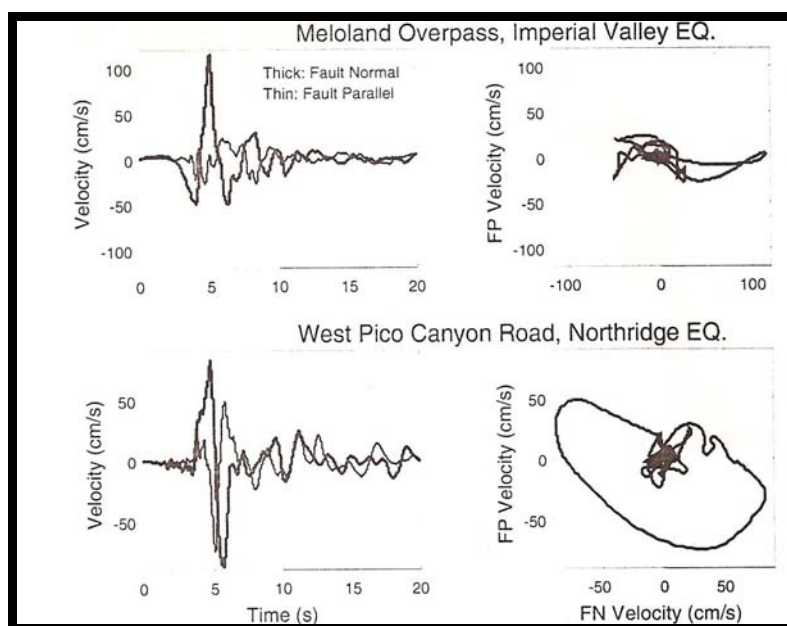
Ο ορισμός της περιόδου του παλμού χρησιμοποιεί είτε τη μηδενική γραμμή βάσης, είτε τη χρονική στιγμή κατά την οποία η ταχύτητα φτάνει το 10% της μέγιστης ταχύτητας του παλμού. Αυτό είναι απαραίτητο για παλμούς που παράγονται με μια μικρή ολίσθηση της γραμμής βάσης στη χρονοιστορία της ταχύτητας. Ένας βαθμός υποκειμενικότητας εισάγεται σ' αυτή την εκτίμηση, και μπορεί να οδηγήσει σε διαφοροποιήσεις του υπολογισμού της περιόδου T_v . Παρόλα αυτά η αβεβαιότητα που υπεισέρχεται στον υπολογισμό της T_v από σεισμολογικές διαφοροποιήσεις είναι πολύ μεγαλύτερη από τα λάθη στην εκτίμηση της από την αρχή των αξόνων. Οι Alani και Krawinkler (1998) αναγνωρίζουν τον παλμό ταχύτητας από ένα ξεκάθαρο και καθολικό μέγιστο στο φάσμα απόκρισης της ταχύτητας, της εδαφικής κίνησης. Σαν συνέπεια, η εκτίμηση της ισοδύναμης περιόδου του παλμού ($T_{v,p}$), είναι σχετικά διαφορούμενη. Για μεμονωμένου παλμού κινήσεις, αυτοί οι διαφορετικοί τρόποι καθορισμού της περιόδου του παλμού παρέχουν κατά προσέγγιση ισοδύναμα αποτελέσματα, αλλά για πιο σύνθετες καταγραφές, αυτοί διαφέρουν σημαντικά. Συνολικά, ο λόγος μεταξύ T_v και $T_{v,p}$ είναι της τάξης του 0,84 με μια σταθερή σχετικά απόκλιση, του 0,28 (Rodriguez-Marek 2000). Η σύμπτωση των T_v και $T_{v,p}$ για μια σεισμική εδαφική κίνηση υποδεικνύει ότι ο παλμός της ταχύτητας περιέχει ενέργεια σε στενή χρονική ζώνη.



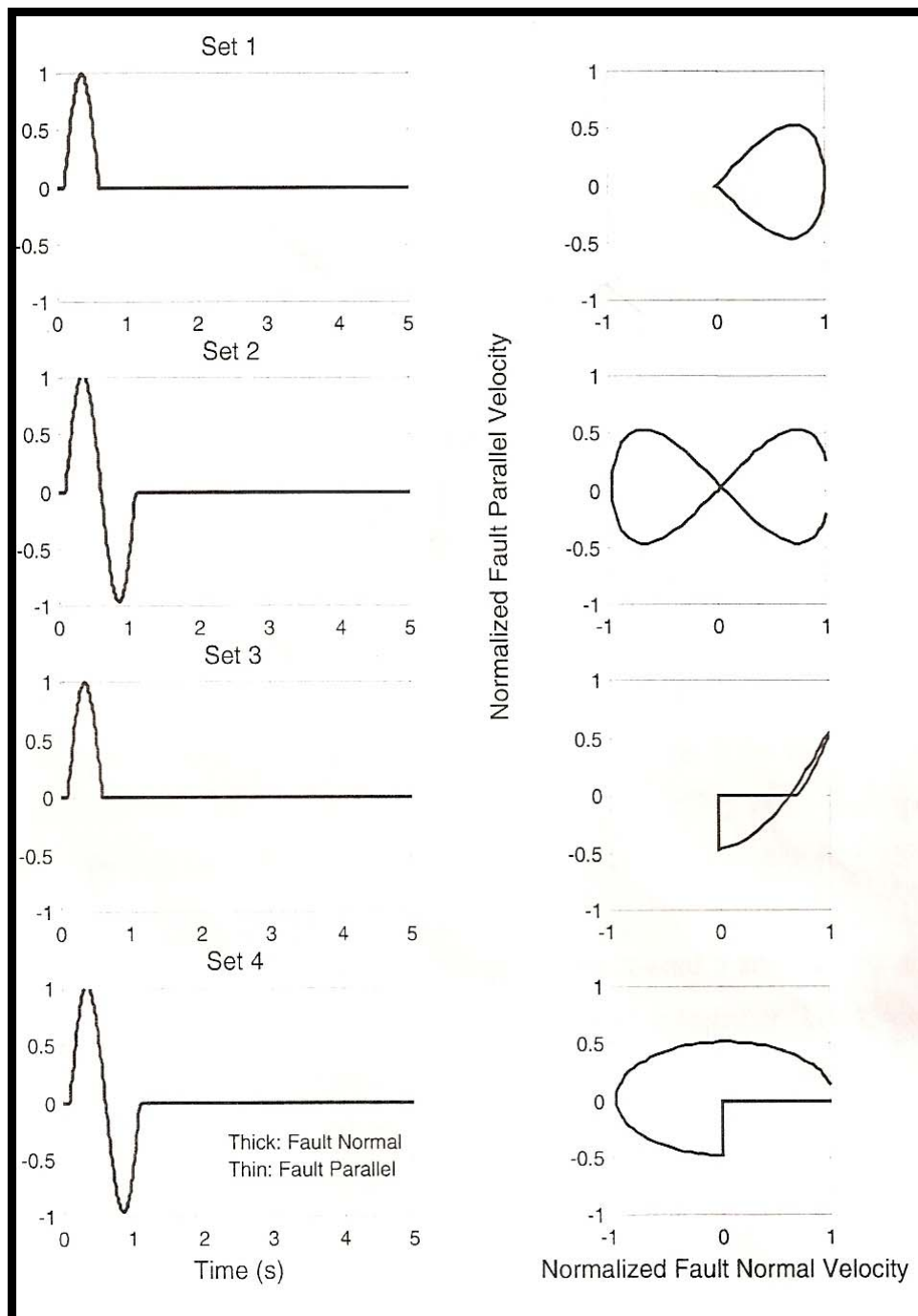
Σχήμα 2.9 Παράμετροι που απαιτούνται για τον καθορισμό των παράλληλων και των κάθετων στο ρήγμα συνιστωσών των απλοποιημένων παλμών. Οι δείκτες N και P , αντιστοιχούν σε κάθετες και παράλληλες στο ρήγμα κινήσεις. (Rodríguez-Markez 2000).

Μελέτες της απόκρισης των κατασκευών σε κινήσεις κοντινού πεδίου έχουν εστιάσει και θεωρούν σημαντικότερες τις επιδράσεις της μεγαλύτερης σε μέγεθος κάθετης στο ρήγμα συνιστώσας (π.χ. Alavi και Krawinkler 2000). Παρ' όλα αυτά υπάρχουν περιπτώσεις στις οποίες η κίνηση η παράλληλη στο ρήγμα μπορεί επίσης να είναι σημαντική. Για παράδειγμα η πτώση της ακαμψίας του εδάφους σε αντίθεση με την μεγάλη κάθετη συνιστώσα κίνησης θα επιτρέψει την ανάπτυξη περισσότερων παραμορφώσεων καθώς το έδαφος θα αντιδρά στην παράλληλη συνιστώσα κίνησης.. Μη γραμμικές αναλύσεις σε δύο διευθύνσεις από τους Rodríguez-Marek (2000), δείχνουν ότι οι τοπικές συνθήκες που επικρατούν στο έδαφος μπορεί να επηρεάσουν τις τιμές των συντελεστών P_{HV} και T_v και στις δύο διευθύνσεις. Δύο εδαφικές κινήσεις κοντινού πεδίου με σημαντικά όμως διαφορετικές παράλληλες στο ρήγμα συνιστώσες, φαίνονται στο Σχήμα 2.10. Αυτές οι διαφορές μπορούν να απεικονισθούν με το

οριζόντιο ίχνος του διαγράμματος της ταχύτητας, στη δεξιά πλευρά του σχήματος. Επιπλέον έρευνα απαιτείται ώστε να διερευνηθούν τα αποτελέσματα της διέγερσης σε δύο διευθύνσεις εδαφικών στρώσεων καθώς και της κατασκευαστικής απόκρισης, στην επικεντρική ζώνη στην οποία οι δύο συνιστώσες της οριζόντιας εδαφικής κίνησης είναι δυνατό να διαφέρουν σημαντικά. Μια εξέταση καταγεγραμμένων εδαφικών κινήσεων που παρουσιάζουν το φαινόμενο της έμπροσθεν κατευθυντικότητας από τους Rodriguez-Marek (2000), απέδειξε ότι οι απλοποιημένες κινήσεις που παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.11, μπορούν να χρησιμοποιηθούν ώστε να διερευνηθεί η σημασία της διέγερσης σε δύο διευθύνσεις, σε μελλοντικές μελέτες και αναλύσεις. Έτσι, εάν είναι σημαντική στη συμπεριφορά των κατασκευών, οι κατακόρυφες κινήσεις στην επικεντρική ζώνη, ίσως χρειασθεί να εκτιμηθούν κατάλληλα, και να δοθεί σ' αυτές η δέουσα σημασία και αξία.



Σχήμα 2.10 Χρονοιστορίες ταχύτητας κάθετης(FN) και παράλληλης(FP) στο ρήγμα συνιστώσας, και απεικόνιση οριζόντιου ίχνους ταχύτητας για δύο καταγραφές σεισμών κοντινού πεδίου. Και οι δύο καταγραφές έχουν σημαντικά υψηλές ταχύτητες στη διεύθυνση την κάθετη στο ρήγμα, αλλά η καταγραφή Meloland περιέχει σχετικά χαμηλότερες ταχύτητες FP.



Σχήμα 2.11 Παρουσίαση απλοποιημένων ημιτονικών παλμών εδαφικών κινήσεων κοντινού πεδίου. Η παράλληλη στο ρήγμα PHV, ορίζεται στο 50 %, της αντίστοιχης κάθετης στο ρήγμα PHV (από τους Rodriguez-Marek 2000).

2.2 Αποτελέσματα κατευθυντικότητας ρήγματος

Διατιθέμενα Μοντέλα

α) Φασματική επιτάχυνση

Οι *Sommerville* και *Abrahamson* (2000) έχουν παρουσιάσει μοντέλα για την τροποποίηση των συντεταγμένων του φάσματος απόκρισης από την σχέση απόσβεσης του *Abrahamson* και *Silva* (1997). Τα μοντέλα προέκυψαν από την παλινδρόμηση των παραμενουσών μετακινήσεων της σχέσης απόσβεσης στις γεωμετρικές παραμέτρους του κοντινού πεδίου.

β) Διάρκεια και ισοδύναμος αριθμός των ομοιόμορφων κύκλων φόρτισης

Το ίδιο έγινε και εδώ (παλινδρόμηση πάνω στην σχέση απόσβεσης). Το μοντέλο εφαρμόζεται στην διάρκεια του γεωμετρικού μέσου και των δύο οριζόντιων συνιστωσών.

γ) Μέγιστη οριζόντια ταχύτητα PHV

Η σχέση που προτείνει ο *Somerville* είναι η:

$$\ln(\text{PHV}) = -2,31 + 1,15m - 0,5\ln(r)$$

όπου $r \geq 3\text{Km}$ ενώ $m = 6,2 - 7,5$ και $r = 0 - 10\text{Km}$

όπου r είναι η κοντινότερη απόσταση προς το ρήγμα αλλά περιορίζεται για τουλάχιστον 3 Km.

Η σχέση των Alavi και Krawinkler (2000) είναι:

$$\ln(\text{PHV}) = -5,11 + 1,59 m - 0,58 \ln(r)$$

Οι Rodriguez Marek (2000) ανέπτυξαν ξεχωριστά σχέση για το έδαφος και για τον βράχο:

$$\ln(\text{PHV}) = a + b \times m + c \times \ln(r^2 + d^2) + n_i + \varepsilon_{ij}$$

όπου PHV σε cm/sec r , η κοντινότερη απόσταση, m στιγμιαίο μέγεθος, n_i η μέση τιμή, και ε_{ij} η τυπική απόκλιση με το j να είναι η ανεξάρτητη καταγραφή και i το γεγονός.

δ) Η περίοδος του παλμού

Η σχέση του Somerville (1998) για την περίοδο του παλμού είναι

$$\log_{10} T_v = -2,5 + 0,425 \times m$$

όπου T_v είναι η περίοδος του μεγαλύτερου κύκλου.

Η περίοδος της ταχύτητας του παλμού σχετίζεται με τον χρόνο ανύψωσης του ρήγματος (TR) η οποία μετράει την διάρκεια ρηγμάτωσης σε συγκεκριμένο σημείο του ρήγματος $T_v = 2,2t$.

Αν το ρήγμα προσομοιωθεί σαν ένα σημείο και αγνοηθούν τα φαινόμενα διάδοσης η διάρκεια του παλμού θα ήταν ίση με τον χρόνο ανύψωσης του ρήγματος. Λόγω του γεγονότος ότι το ρήγμα είναι πεπερασμένο και των φαινομένων διάδοσης συνεισφέρουν στην γιγάντωση του παλμού Somerville 1998.

Οι Alavi και Krawinkler (2000) ορίζουν την περίοδο του παλμού ως την δεσπόζουσα περίοδο στο φάσμα ταχυτήτων (T_v - p). Η σχέση τους χρησιμοποιώντας τον ορισμό της περιόδου του παλμού είναι:

$$\log_{10} (T_v - p) = -1,76 + 0,31 \times m$$

Οι Rodriguez και Marek (2000) ανέπτυξαν την πιο κάτω σχέση περιόδου παλμού:

$$\ln(T_v)_{ij} = a + b \times m + n_i + \varepsilon_{ij1}$$

όπου $(T_v)_{ij}$ είναι η περίοδος του παλμού στην j καταγραφή και στο i γεγονός. Εκτιμήσεις παρέχονται τόσο για την περίοδο του παλμού T_v όσο και για την δεσπόζουσα περίοδο της ταχύτητας, (T_v-p) . Η σχέση ισχύει για $m=6,1-7,4$ και $r < 20\text{Km}$.

ε) Αριθμός σημαντικών παλμών

Ο αριθμός των μισών κύκλων κίνησης (που αναφέρεται ως σημαντικός αριθμός παλμών N_v) καθορίζεται ως ο αριθμός των μισών κύκλων παλμών που έχουν εύρος τουλάχιστον 50% της μέγιστης ταχύτητας εδάφους. Για την αξιολόγηση του αριθμού των σημαντικών κύκλων μόνο η κάθετη στο ίχνος συνιστώσα της κίνησης λαμβάνεται υπόψιν. Οι περισσότερες καταγραφές περιέχουν δύο σημαντικούς παλμούς (έναν πλήρη κύκλο παλμού – κίνησης εδάφους). Ο Somerville προτείνει ότι ο αριθμός των μισών κύκλων στην ιστορία της ταχύτητας μπορεί να σχετίζεται με τον αριθμό των τραχυτήτων που έχει το ρήγμα. Στις περισσότερες περιπτώσεις, ο αριθμός N_v ποικίλει μεταξύ 1 και 3 μ το $N_v=2$ να είναι μια καλή γενική τιμή για υπολογισμούς.

Το φαινόμενο των μόνιμων μετακινήσεων

Το φαινόμενο του *fling step* έχει λάβει λιγότερη προσοχή από ότι το φαινόμενο της κατευθυντικότητας του ρήγματος. Τα αποτελέσματα της διάρρηξης του ρήγματος αξιολογούνται ως οιονεί στατικές και διαχωρίζονται από τη επικινδυνότητα των κινήσεων του εδάφους. Όπως υποδεικνύεται από διάφορους ερευνητές σημαντικές εδαφικές παραμορφώσεις μπορεί να συμβούν μακριά από το αρχικό ρήγμα, έτσι τεκτονικές παραμορφώσεις που σχετίζονται με διάρρηξη του ρήγματος μπορεί να επηρεάσουν κατασκευές που βρίσκονται σε απόσταση από το ρήγμα.

Το *fling step* που είναι αποτέλεσμα μιας στατικής παραμόρφωσης χαρακτηρίζεται από έναν παλμό ταχύτητας μιας μόνο διεύθυνσης και ένα μονοτονικό άλμα στην χρονοϊστορία των μετακινήσεων. Το άλμα στις μετακινήσεις προκύπτει παράλληλα με την διεύθυνση του ρήγματος (κατά μήκος του ρήγματος για το *strike slip* και κατά βάθος για το *dip slip*). Για να έχουμε μια αίσθηση του μέτρου του *fling step* που μπορεί να δούμε σε καταγραφή κοντινού πεδίου οι Wells – Coppersmith μας παρέχουν ένα χρήσιμο αρχικό σημείο. Για όλα τα είδη ρηγμάτων η μέγιστη μετακίνηση ρήγματος σε μέτρα μπορεί να συσχετιστεί με την τιμή m του γεγονότος μέσω της σχέσης. Το m για αυτές τις σχέσεις είναι $m=5,2 - 8,1$.

$$\log_{10}(MD) = -5,46 + 0,82 \times m$$

Η μέση τιμή της μετακίνησης για κάθε είδους ρήγμα είναι

$$\log_{10}(AD) = -4,80 + 0,69 \times m$$

και εδώ το m κυμαίνεται $m=5,2 - 8,1$. Γενικά η μέση μετακίνηση κατά μήκος της επιφάνειας του ρήγματος είναι περίπου η μισή της μέγιστης μετακίνησης.

Οι μόνιμες μετακινήσεις εδάφους που προκαλούνται από διάρρηξη ρήγματος διαφέρουν σημαντικά μακριά από το ίχνος του ρήγματος. Τεκτονικές μετακινήσεις μακριά από το ρήγμα μπορεί να εντοπίζονται σε δευτερεύοντα ίχνη ρηγμάτων και σε άλλες ασυνέχειες. Για την περαιτέρω κατανόηση του μεγέθους της τεκτονική παραμόρφωσης που μπορεί να συμβεί μακριά από την επιφάνεια του αρχικού ρήγματος και έτσι μπορούν να χαρακτηριστούν ως *fling step* σε μια χρονοϊστορία

μετακινήσεων οι Byerly και DeNoyer έβγαλαν μια σχέση η οποία εμπλέκει την κάθετη απόσταση από το αρχικό ρήγμα:

$$TD = 194 \times \cot^{-1}(0,325 \times r_1)$$

Αυτή η σχέση αναπτύχθηκε χρησιμοποιώντας μια μέγιστη μετακίνηση εδάφους 300mm. Για μικρότερου μεγέθους φαινόμενα με χαμηλότερες μέγιστες τιμές αυτή η σχέση πρέπει να τροποποιείται κατάλληλα.

2.3 Πιθανοτικά μοντέλα προσομοίωσης και υστερητικές καμπύλες απόκρισης στύλων πλαισίων από οπλισμένο σκυρόδεμα

Στη δημοσίευση αυτή των Sathish K. Ramammorthy, Paolo Gardoni, Joseph M.Bracci παρουσιάζεται μια μεθοδολογία προκειμένου να προβλεφθούν θεωρητικά μοντέλα προσομοίωσης που προβλέπουν τη μέγιστη πλαστιμότητα ενδιάμεσων ορόφων, με δεδομένη μια θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής.

Τα δεδομένα των μοντέλων που χρησιμοποιήθηκαν, αποκτήθηκαν χρησιμοποιώντας ανελαστικές αναλύσεις, με χρονοιστορίες δύο διευθύνσεων, του κτιρίου για μια σύνθεση εδαφικών κινήσεων που αναπτύχθηκαν για την περιοχή Μέμφις.

Τα προσομοιώματα, αντίστοιχα, αναπτύχθηκαν χρησιμοποιώντας τη μέθοδο Bayesian, και διάφορα και ποικίλα δεδομένα και λαμβάνοντας υπ' όψιν τυχηματικές και μόνιμες φορτίσεις. Εξαιτίας της απουσίας πιθανοτικών μοντέλων πρόβλεψης της σεισμικής συμπεριφοράς και ικανότητας για σχεδιασμένες με φορτία βαρύτητας κατασκευές, χρησιμοποιούνται οι οριακές καταστάσεις πλαστιμότητας (αντοχής), που βασίζονται στις βασικές αρχές σχεδιασμού της F.E.M.A 356, και σε ανελαστικές pushover αναλύσεις.

Τα αποτελέσματα ποσοτικοποιούν την τρωτότητα των χαμηλής πλαστιμότητας, πλαισιακών κατασκευών και δείχνουν την αποτελεσματικότητα του σεισμικού σχεδιασμού στην μείωση της πιθανότητας κατάρρευσης.

Η τρωτότητα των κατασκευών μπορεί να προσεγγισθεί από την παρακάτω εξίσωση :

$$F(S_a) \cong \Phi \left(\frac{\lambda_c - \lambda_{D/S_a}}{\sqrt{\beta_c^2 + \beta_m^2 + \beta_{D/S_a}^2}} \right)$$

Όπου οι όροι λ_c και λ_{D/S_a} αντιπροσωπεύουν την προβλεπόμενη διατιθέμενη και απαιτούμενη πλαστιμότητα, αντίστοιχα των ενδιάμεσων ορόφων για δεδομένη φασματική επιτάχυνση στη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής, σε λογαριθμική όμως κλίμακα. Οι όροι της εξίσωσης β_c και β_{D/S_a} αντιπροσωπεύουν την αβεβαιότητα στην εκτίμηση της απαίτησης και της ικανότητας αντίστοιχα πλαστιμότητας. Τέλος ο όρος β_m χρησιμοποιείται για την εκτίμηση της αβεβαιότητας στην ορθή προσομοίωση της κατασκευής. Σύμφωνα με τους *Luco και Cornel 2001, Cornel et al.(2002) και Wen et al.(2004)*, για μια δεδομένη τιμή της S_a , η απαίτηση ολίσθησης μπορεί να προβλεφθεί χρησιμοποιώντας την παρακάτω εκθετική εξίσωση :

$$D = a_0 \times (S_a)^{a_1} \times e \times D = a_0 - 2,31 + 1,15m - 0,5 \ln(r)$$

όπου e , ένας μοναδιαίος μέσος όρος που περιγράφει το λάθος και την αβεβαιότητα της εξίσωσης.

Παρόμοιες, λογαριθμικές κυρίως, εξισώσεις έχουν προταθεί και από τους *Gardoni, Gupta, Krawlinger, κ.ά.* Σύμφωνα με τον *Gardoni* το μοντέλο απαίτησης μετασχηματίζεται στην παρακάτω εξίσωση :

$$\ln(D) = \ln(a_0) + a_1 \times \ln(S_a) + \sigma_\varepsilon$$

Υπό ορισμένες προϋποθέσεις η παραπάνω εξίσωση μπορεί να γραφεί στην εξής γραμμική μορφή:

$$\ln(D, \Theta) = \mathcal{G}_0 + \mathcal{G}_1 \times \ln(S_a) + \sigma_\varepsilon$$

όπου $\Theta = (\theta_0, \theta_1, \sigma)$, άγνωστες παράμετροι που πρέπει να προσδιορισθούν. Η στατιστική ανάλυση που διεξάγεται προκειμένου να προσδιορισθεί η παράμετρος Θ , βασίζεται σε μη γραμμικές αναλύσεις με χρονοιστορίες, για ένα σύνολο εδαφικών κινήσεων που αναπτύχθηκε από τους Wen και Wu, Rix και Fernandez (2004).

Χρησιμοποιώντας τη μεθοδολογία αυτή οι μελετητές συσχέτισαν την μέγιστη μετακίνηση ενδιάμεσων ορόφων με τη φασματική επιτάχυνση S_a , με ιδιαίτερη προσοχή στο είδος των αβεβαιοτήτων που υπεισέρχονται. Ο έλεγχος της ορθότητας έγινε με την κατασκευή καμπυλών θραυστότητας. Γι' αυτό, και προκειμένου η ισχύς των παραπάνω προσεγγιστικών εξισώσεων να επιβεβαιωθεί, κατασκευάστηκε ένα πλαίσιακό μοντέλο δύο ορόφων από οπλισμένο σκυρόδεμα, ένα τυπικό παλιό κτίριο χαμηλής πλαστιμότητας της περιοχής Μέμφις, σχεδιασμένο σύμφωνα με τις μη σεισμικές διατάξεις κανονισμό A.C.I. 2003. Η απόσταση μεταξύ των υποστυλωμάτων του κτιρίου μεγιστοποιήθηκε χρησιμοποιώντας πλάκα δύο διευθύνσεων, πάχους 200 mm, σχεδιασμένη σύμφωνα με τη μέθοδο που περιγράφεται στον κανονισμό ACI 2002. Το τελικό τμήμα των δοκών στους κόμβους ήταν πλάτους 400 mm και βάθους 600 mm, οπλισμένες με 5 Φ 22 και 2 Φ 22, για τις πάνω και κάτω ράβδους αντίστοιχα. Η φόρτιση που επιβλήθηκε είναι μόνο από το ίδιο βάρος του κτιρίου. Η πλάκα οπλίστηκε με τον ελάχιστο απαιτούμενο οπλισμό διαμέτρου 13 mm, σε αποστάσεις 300mm. Οι οπλισμοί διάτμησης ήταν συνδετήρες διαμέτρου 10 mm, ανά 400mm απόσταση. Οι δοκοί ήταν διατομής T, με συνεργαζόμενο πλάτος 2m και 1m, για εξωτερικές και εσωτερικές δοκούς αντίστοιχα. Τα υποστυλώματα ήταν τετραγωνικής διατομής 400mm, ενισχυμένα με 4 διαμήκειες ράβδους των 25 mm. Η εγκάρσια ενίσχυση γίνεται με συνδετήρες διαμέτρου 10 mm τοποθετημένους ανά 400 mm. Τα υποστυλώματα του κτιρίου σχεδιάστηκαν ασθενέστερα από τις συντρέχουσες δοκούς. Οι μηχανισμοί ορόφου που δημιουργούνται εξαιτίας του τρόπου σχεδίασης, καθώς και το γεγονός ότι δεν λήφθηκαν υπ' όψιν αντισεισμικές διατάξεις, επιβάλλουν χαμηλή και αβέβαιη πλαστιμότητα στα μέλη και την κατασκευή. Εξαιτίας της συμμετρίας της αρχικής κατασκευής, η αριθμητική προσομοίωση έγινε χρησιμοποιώντας ένα πλαίσιο δύο διαστάσεων. Τα μέλη του πλαισίου εμφάνιζαν μη γραμμική συμπεριφορά και καθορίστηκαν φθίνοντα υστερητικά χαρακτηριστικά, ακολουθώντας την μεθοδολογία της IDASS (Kunath 2003). Η ολίσθηση ενδιάμεσων ορόφων βρίσκεται μεταξύ του 3% -

5%. Ιδιομορφική ανάλυση εφαρμόστηκε προκειμένου να καθορισθούν τα δυναμικά χαρακτηριστικά του κτιρίου.

Η σεισμική φόρτιση που επιβλήθηκε στα προσομοιώματα, στο ερευνητικό σεισμικό κέντρο της Κεντρικής Αμερικής (MAE), σύμφωνα με την έρευνα των Wen και Wu, Rix και Fernandez (2004). Οι εδαφικές κινήσεις που αναπτύχθηκαν για την περιοχή του Μέμφις αποτελούνταν από 180 συνολικά σεισμικές καταγραφές με 10 και 2% πιθανότητα υπέρβασης στα πρώτα 50 χρόνια.

Σ' αυτή τη μελέτη το μέτρο μέτρησης της έντασης των εδαφικών κινήσεων, ποσοτικοποιείται ως η επιτάχυνση του ελαστικού φάσματος απόκρισης με απόσβεση 5%, ενός συγκεκριμένου σεισμού σε μια θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής. Η μέγιστη μετακίνηση ενδιάμεσων ορόφων δ , ορίζεται ως η σεισμική παράμετρος απαιτούμενης πλαστιμότητας βάσει της οποίας κατασκευάζονται οι καμπύλες θραυστότητας. Με κριτήριο τη μέγιστη μετακίνηση δ , τα δεδομένα χωρίζονται σε 3 κατηγορίες, και χρησιμοποιείται η κατάλληλη γραμμική εξίσωση.

Σύμφωνα με τους Gardoni et al. (2003,2004), το πιθανοτικό μοντέλο πρόβλεψης της ολίσθησης δ , για μια δεδομένη εδαφική ένταση S_a , δίνεται από τη σχέση :

$$D(S_a, \Theta) = D(S_a, \Theta) + \sigma_\varepsilon$$

όπου $\Theta=(\theta, \sigma)$ και $\theta=\theta_1, \theta_2, \dots, \theta_k$, δηλώνουν το σύνολο των παραμέτρων που χρησιμοποιούνται για το μαθηματικό μοντέλο. Το ε , την τυχαία διακύμανση, το σ τη σταθερή απόκλιση του μοντέλου και $D=ln(\delta)$. Οι παράμετροι αναβαθμίστηκαν με τη χρήση των κανόνων της μεθόδου Bayesian, δίνοντας παρεμφερείς εξισώσεις για κάθε τύπου δεδομένα, και με περισσότερη ασφάλεια στην εκτίμηση των αβεβαιοτήτων.

Η εκτίμηση του επιπέδου απόκρισης (σεισμική ικανότητα) παίζει σημαντικό ρόλο στην κατασκευή των καμπύλων θραυστότητας. Εξαιτίας της έλλειψης προηγούμενων καταγραφών, χρησιμοποιήθηκαν οι τιμές που προβλέπονται στη FEMA 356 και σε ντετρινιστικές μη γραμμικές pushover αναλύσεις. Για κάθε επίπεδο απόκρισης, η τρωτότητα προσδιορίζεται βάσει της εξίσωσης (1) και οι τιμές ικανότητας μετακινήσεων της FEMA αντιμετωπίζονται σαν μέσες τιμές. Επιπλέον εισάγεται ο

συντελεστής β , ώστε να αντιπροσωπευθεί η αβεβαιότητα στην εκτίμηση της ικανότητας μετακινήσεων. Οι οριακές καταστάσεις συμπεριφοράς που καθορίζονται στη FEMA 356 είναι οι IO (ελάχιστη βλάβη), LS (βλάβη χωρίς κίνδυνο για την ανθρώπινη ζωή) και CP (κατάσταση κατάρρευσης), που αντιστοιχούν σε τιμές μετακινήσεων 0,5, 1 και 2%. Οι ποσοτικές pushover αναλύσεις, χρησιμοποιούνται για τον καθορισμό της διαρροής της κατασκευής και των πιθανών μηχανισμών αστοχίας. Οι τιμές ολίσθησης που προκύπτουν από τις αναλύσεις είναι, για κάθε επίπεδο συμπεριφοράς, σημαντικά μικρότερες από όλες τις υπόλοιπες που υπολογίζονται είτε βάσει της FEMA είτε βάσει του σχεδιασμού των κατασκευών μόνο για φορτία βαρύτητας.

Η αξιολόγηση της ευθραυστότητας της κατασκευής, είναι η πιθανότητα υπέρβασης του επιπέδου συμπεριφοράς. Στη θεωρία αξιοπιστίας των κατασκευών, η εξίσωση ενός επιπέδου συμπεριφοράς, περιγράφεται ως εξής :

$$g(S\alpha, \Theta) = C - D(S\alpha, \Theta)$$

όπου το C αντιπροσωπεύει την ικανότητα και το D την απαίτηση, για δεδομένη φασματική επιτάχυνση $S\alpha$. Βάσει της προηγούμενης εξίσωσης η πιθανότητα υπέρβασης ενός σταδίου δίνεται από τη σχέση: $F(S\alpha) = P\{g(S\alpha, \Theta) \leq 0 | S\alpha\}$

Η εκτίμηση της ευθραυστότητας του συγκεκριμένου κτιρίου που μελετάται σ' αυτή τη δημοσίευση γίνεται με την εξίσωση (1) και οι παράμετροι β και λ , σύμφωνα με τη μεθοδολογία του Wen (2004). Οι καμπύλες ευθραυστότητας παρουσιάζουν ασυνέχειες κυρίως λόγω των αλλαγών στην τιμή του συντελεστή αβεβαιότητας της απαίτησης $\beta_{D/Sa} (= \sigma)$. Η λογαριθμική εξίσωση της ευθραυστότητας είναι η παρακάτω:

$$\hat{F}(S\alpha) = \Phi\left(\frac{\ln(S\alpha) - \gamma_1}{\gamma_2}\right)$$

με γ_1 και γ_2 , παράμετροι που προσδιορίζονται προσαρμόζοντας το $\hat{F}(S\alpha)$ στο $F(S\alpha)$, χρησιμοποιώντας μια διαδικασία ελαχίστων τετραγώνων.

Στη συνέχεια της δημοσίευσης παρουσιάζεται η εκτίμηση της ευθραυστότητας με τεχνικές ανακατανομής. Σε κτίρια σχεδιασμένα μόνο για φορτία βαρύτητας, όπως

αυτό του παραδείγματος, ο λόγος αντοχής μεταξύ στύλων και δοκών, με τις δοκούς να είναι ισχυρότερες, επηρεάζει τη σεισμική τους συμπεριφορά τις αντίστοιχες καμπύλες θραυστότητας. Καθορίζοντας τις σεισμικές απαιτήσεις αλλά και τη σεισμική ικανότητα των κατασκευών, σύμφωνα με τα επίπεδα συμπεριφοράς της FEMA και αναπτύσσοντας τα ανάλογα πιθανοτικά μοντέλα απόκρισης, οι ερευνητές δημιούργησαν καμπύλες υστέρησης που έδειξαν ότι τέτοιου τύπου κατασκευές είναι ευαίσθητες σε σεισμούς. Επιπλέον, αποδείχθηκε ότι η σεισμική συμπεριφορά των συγκεκριμένων κατασκευών μπορεί να βελτιωθεί χρησιμοποιώντας απλές μεθόδους ανακατανομής, ενδυναμώνοντας τους στύλους.

2.4 Αποτελέσματα σεισμών κοντινού πεδίου σε βάθρα γεφυρών οπλισμένου σκυροδέματος.

Σύμφωνα με τους σεισμολόγους V. Phan, M. Saiidi, J. Anderson, H. Ghasemi, 2 είναι τα κύρια χαρακτηριστικά των *near fault ground motions*:

1. προς τα εμπρός κατευθυντικότητα
2. *fling effect*

Χαρακτηριστικά σεισμών κοντινού πεδίου:

1. μεγάλο εύρος
2. μικρή διάρκεια

Οι προηγούμενες έρευνες βασίζονται κυρίως σε παλμικές φορτίσεις σε οπλισμένο σκυρόδεμα αλλά οι οιονεί στατικές ή οι ψευδοδυναμικές φορτίσεις χρησιμοποιούνται στα δοκίμια. Επειδή όμως η φύση των παλμικών φορτίσεων είναι εξαρτημένη από τον χρόνο και την ταχύτητα μια πιο ακριβής προσομοίωση χρειάζεται.

Το φαινόμενο της έμπροσθεν κατευθυντικότητας

Όταν συμβαίνει ένας σεισμός η ταχύτητα με την οποία το ρήγμα διαρρηγνύεται είναι ίδια με αυτήν με την οποία κινούνται τα διατμητικά κύματα. Η συσσωρευμένη

ενέργεια συγκεντρώνεται στην μορφή ενός μικρής διάρκειας και μεγάλου εύρους παλμό κάθετο στο ρήγμα καθότι τα διατμητικά κύματα είναι εγκάρσια. Το ίδιο φαινόμενο δεν παρατηρείται στα μετόπισθεν της διεύθυνσης διάρρηξης του ρήγματος. Εκεί η ενέργεια διαχέεται σε μεγάλη χρονική διάρκεια και η καταγραφή μοιάζει αυτήν ενός μακρινού πεδίου. Το Rinaldi ήταν εμπρός από το ρήγμα. Το El Centro ήταν πίσω από το ρήγμα.

Τα δοκίμια

Η NF1 είναι σχεδιασμένη με βάση το CALTRANS ενώ η NF2 είναι σχεδιασμένη με βάση την AASHTO. Η NF1 μοιάζει με το αντίστοιχο 9F1 το οποίο δοκιμάστηκε στο University of Nevada. Η μόνη διαφορά είναι ότι το NF1 δοκιμάζεται σε σεισμό κοντινού πεδίου ενώ το 9F1 δοκιμάστηκε σε σεισμό μακρινού πεδίου. Ο σκοπός δοκιμής του NF2 είναι η περαιτέρω κατανόηση της κίνησης του κοντινού πεδίου.

Πειραματικές μελέτες

Η αστοχία καθορίζεται είτε από την θραύση του διαμήκους οπλισμού ή από την μη δυνατότητα περαιτέρω της τράπεζας. Η καταγραφή Rinaldi έχει κορυφαίες τιμές στην ιστορία

επιτάχυνσης: 0,838g

ταχύτητας: 1660 mm/sec

μετακίνησης: 289 mm

Κάθε δοκίμιο δοκιμάστηκε σε μια σειρά από μετακινήσεις εδάφους Rinaldi στις οποίες το εύρος επιτάχυνσης αυξάνονταν κάθε φορά με έναν αυξητικό συντελεστή σε διαδοχικές μετακινήσεις. Ο σκοπός για τον οποίο έγινε αυτό είναι για να ελεγχθεί και να

αξιολογηθεί η απόδοση των βάθρων σε διαφορετικά στάδια: πριν την διαρροή, κατά την διαρροή, μετά την διαρροή και κατά την αστοχία.

Αποτελέσματα αποκρίσεων

Στα δοκίμια NF1 και NF2 ο διαμήκης οπλισμός έσπασε για το 1,35 του Rinaldi. Οι βλάβες σε κάθε δοκίμιο εντοπίζονται στο κάτω 1/3 του βάρου (όπως θα περίμενε κανείς σε έναν πρόβολο). Η κατώτερη νότια πλευρά του βάρου υπέφερε περισσότερο από θλίψη όπως φαίνεται από το αποφλοιωμένο σκυρόδεμα και από τις οριζόντιες ράβδους οι οποίες έχουν λυγίσει ή σπάσει. Η κατώτερη βόρεια πλευρά του βάρου υπέφερε από εφελκυσμό που φαίνεται από τις ρωγμές που αναπτύχθηκαν κατά την διάρκεια της δοκιμής.

Υστερητικές σχέσεις δύναμης μετατόπισης

Τα υστερητικά δεδομένα έδειξαν (και στα δύο δοκίμια) ότι η κίνηση είναι μιας μόνο κατεύθυνσης και ότι επικρατεί ακόμα περισσότερο ύστερα από κάθε κύκλο. Αυτό συμβαίνει κυρίως όταν η διέγερση (παλμός) είναι ασύμμετρη. Στον σεισμό του Rinaldi η ταχύτητα προς την μια κατεύθυνση είναι 1660mm/sec και προς την άλλη 721mm/sec. Αυτή η ασυμμετρία αυτή προκάλεσε την διαφορετική απόκριση στα δύο δοκίμια. Τα υστερητικά διαγράμματα δείχνουν ασύμμετρη απόκριση προς μια μόνο κατεύθυνση.

Πλαστιμότητα μετακινήσεων

Μέγιστη πλαστιμότητα έχω όταν διαρρέει ταυτόχρονα το σκυρόδεμα και ο χάλυβας ταυτόχρονα. Γι' αυτό το NF2 που έχει περισσότερο διαμήκη οπλισμό κατά 10% από το NF1 διαρρέει πρώτα το σκυρόδεμα και έτσι έχει μικρότερη πλαστιμότητα από το NF1 (την οποία ούτε η περίσφιξη λόγω εγκάρσιου οπλισμού μπορούσε να αλλάξει). Λόγω της μονόπλευρης απόκρισης το βάθρο δεν υποβαθμίζεται τόσο γρήγορα όσο σε μια αμφίπλευρη απόκριση.

Παραμένουσες μετακινήσεις

Οι μεγάλες παραμένουσες μετακινήσεις που αντιμετωπίζονται στο NF1 και NF2 οφείλονται τον ασύμμετρο παλμό του κοντινού πεδίου. Λόγω ακόμα του γεγονότος ότι οι σεισμοί κοντινού πεδίου έχουν υψηλότερη επιτάχυνση λόγω της εγγύτητας τους στο ρήγμα ο παλμός μπορεί να είναι αρκετά δυνατός ώστε να πλαστικοποιήσει το βάθρο.

Μεγέθη παραμορφώσεων και μήκη πλαστικών αρθρώσεων

Οι ερευνητές είχαν υποθέσει ότι οι κολώνες θα είχαν αναπτύξει μεγαλύτερες παραμορφώσεις σε έναν σεισμό κοντινού πεδίου λόγω της υψηλής ταχύτητας. Αυτό δεν προέκυψε στην παρούσα εργασία. Οι σεισμοί κοντινού πεδίου συχνά προσομοιώνονται με αντίστοιχα κρουστικά φαινόμενα (μεγάλο εύρος, μικρή χρονική διάρκεια). Αυτό μπορεί να δημιουργήσει μεγάλες παραμορφώσεις και πιο εντοπισμένα μήκη πλαστικής άρθρωσης.

Συμπεράσματα

- Ένας ασύμμετρος υψηλού εύρους και υψηλής ταχύτητας παλμός έχει την ικανότητα να προκαλέσει μονόπλευρη απόκριση στα βάθρα μιας γέφυρας.
- Η μονόπλευρη απόκριση σε κολώνες οδηγεί σε μεγαλύτερα μεγέθη πλαστιμότητας από ότι οι συμμετρικές διεγέρσεις.
- Το μήκος της πλαστικής άρθρωσης είναι το ίδιο σε δοκίμια τα οποία δοκιμάστηκαν σε σεισμό κοντινού πεδίου και σε αντίστοιχα που δοκιμάστηκαν σε σεισμό μακρινού πεδίου.
- Οι παραμορφώσεις που αναπτύσσονται κατά την διάρκεια ενός σεισμού κοντινού πεδίου είναι παρόμοιες με αυτές ενός σεισμού μακρινού πεδίου.

2.5 Επίδραση της δισδιάστατης διέγερσης στην σεισμική συμπεριφορά υποστυλωμάτων γέφυρας οπλισμένου σκυροδέματος

Παρακάτω παρουσιάζεται η δημοσίευση των Kawashima, Watanabe, Ogimoto, Nagata.

Συνολικά έγιναν 4 είδη φορτίσεων:

1. υβριδική φόρτιση
2. ανακυκλιζόμενη φόρτιση
3. μονοδιάστατη φόρτιση
4. δισδιάστατη φόρτιση

Υβριδικές φορτίσεις και ανακυκλιζόμενες φορτίσεις έγιναν για 11 υποστυλώματα διαστάσεων 400 x 400mm και ύψους 1,35m. Εφαρμόστηκαν και μονοδιάστατες και δισδιάστατες διεγέρσεις. Ενώ έγιναν και αναλύσεις με fiber elements για την συσχέτιση των αποτελεσμάτων των δοκιμών. Έχει αποδειχθεί ότι η ελαστική και η πλαστιμότητα που αναπτύσσονται σε υποστυλώματα οπλισμένου σκυροδέματος περιορίζονται σημαντικά κάτω από διδιάστατη διέγερση από ότι σε μονοδιάστατη έκθεση.

Κατά την διάρκεια επίσης σεισμού μια γέφυρα υπόκειται σε τρεις συνιστώσες κινήσεως εδάφους. Πρακτικά σε βάθρα γεφυρών υποτίθεται ότι υπόκεινται σε δύο πλάγιες συνιστώσες στον ισχυρό και στον ασθενή άξονα ανεξάρτητα.

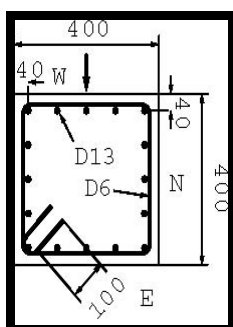
Γενικά η ελαστική δύναμη και η πλαστιμότητα καθορίζονται από την μονοδιάστατη διέγερση σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Επίσης έχει αποκαλυφθεί ότι η ελαστική δύναμη και η πλαστιμότητα κάτω από δισδιάστατη διέγερση είναι μικρότερες από ότι σε μονοδιάστατη διέγερση και είναι πιθανόν ότι η τρέχουσα ικανότητα σε πλαστιμότητα και σε ελαστική δύναμη υπερεκτιμώνται.

Αυτό το άρθρο παρουσιάζει δοκιμές ανακυκλιζόμενης και υβριδικής φόρτισης σε 11 δοκίμια οπλισμένου σκυροδέματος με επίσης επίσης κατασκευαστικές ιδιότητες για να διευκρινιστούν τα αποτελέσματα επίσης αμφίπλευρης διέγερσης. Επίσης ένα νέο μοντέλο (εξίσωση) τάσεων παραμορφώσεων επαληθεύεται βασισμένο στα αποτελέσματα των δοκιμών.

Σχεδιασμός πειράματος

Πειραματικά μοντέλα

Τα δοκίμια αποτελούνται από 16 διαμήκης ράβδους 13mm διαμέτρου με τάση 295 MPa και από ράβδους 6mm ως συνδετήρες ανά 50mm. Οι συνδετήρες κάμπτονται από τύμπανο 135° και με ενεργό μήκος αγκύρωσης 100mm. Τα δοκίμια έχουν διαστάσεις 400*400mm και ύψος 1750mm, με ενεργό ύψος 1350mm. Η όπλιση που εφαρμόστηκε παρουσιάζεται παρακάτω:



Εικόνα 2.12 Όπλιση δοκιμίου

Φορτίσεις

Μια υβριδική φόρτιση και μια ανακυκλιζόμενη φόρτιση επιβλήθηκαν σε 5 και σε 6 δοκίμια αντίστοιχα. Εφαρμόστηκε ένα διαρκές κατακόρυφο φορτίο 160KN το οποίο αντιστοιχεί σε κατακόρυφη θλίψη 1MPa. Τρεις ωθητήρες χρησιμοποιήθηκαν για να θέσουν το κατακόρυφο και το πλευρικό φορτίο, οι οποίοι είναι αρθρωμένοι στο δοκίμιο και στο πλαίσιο φορτίσεως.

Στις υβριδικές φορτίσεις οι επιταχύνσεις που εφαρμόστηκαν ήταν αυτές του Kobe και η καταγραφή του Sylmar parking Lots με μειώσεις στο 30% και 40% για το Kobe και 50% για το Sylmar. Για τις μονοδιάστατες φορτίσεις εφαρμόστηκε μόνο η συνιστώσα N-S ενώ για την αμφίπλευρη και οι δύο συνιστώσες N-S, W-E. Επίσης για αποφυγή μεγάλης μετακίνησης (πιο πάνω από κάποια τιμή) χρησιμοποιήθηκε ολοκλήρωση με μειωτικό συντελεστή με βήμα 0,01sec.

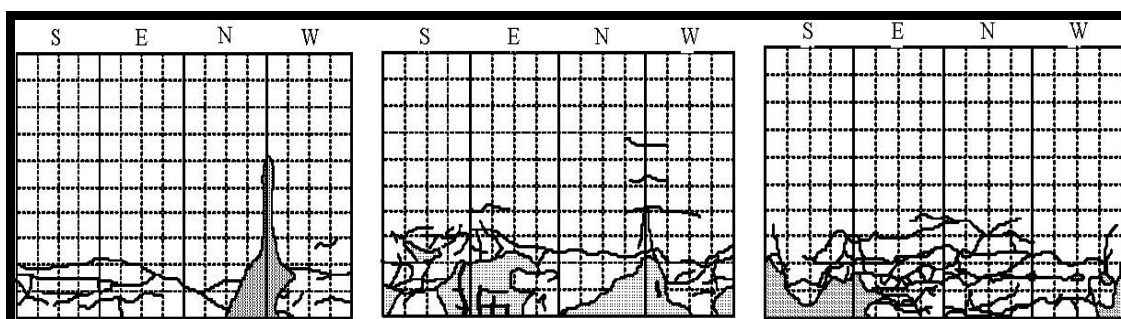
Στην ανακυκλιζόμενη φόρτιση 5 κολώνες φορτίστηκαν μονοδιάστατα και διδιάστατα χρησιμοποιώντας κυκλική, ελλειπτική, διαγώνια και εξαγωνική τροχιά των δύο πλάγιων συνιστωσών. Μόνον όμως τα αποτελέσματα κάτω από μονοδιάστατη και ανακυκλιζόμενη κυκλικής τροχιάς φόρτιση χρησιμοποιούνται εδώ για την σύγκριση με την υβριδική φόρτιση.

Στην κυκλική τροχιά φόρτισης το υποσύλωμα πρώτα στην διεύθυνση N-S μέχρι η μετακίνηση να φτάσει το 0,5% της γωνιακής παραμόρφωσης. Από το σημείο εκείνο το υποσύλωμα φορτίστηκε τρεις φορές ακολουθώντας την κυκλική τροχιά. Τελικά το υποσύλωμα αποφορτίζεται στην διεύθυνση N-S. Η φόρτιση αυτή επαναλαμβάνεται μέχρι την αστοχία με βήμα 0,5% του drift.

Δισδιάστατες διεγέρσεις

Η αστοχία ξεκίνησε από την γωνία και συνέχισε προς το κέντρο της επιφάνειας κάτω από αμφίπλευρη φόρτιση. Τρία υποστυλώματα υπέφεραν από εκτεταμένη αποφλοίωση του επικαλυπτόμενου σκυροδέματος. Είναι προφανές, ύστερα από σύγκριση ότι η αστοχία ήταν περισσότερο προχωρημένη στην διδιάστατη έκθεση από ότι στην μονοδιάστατη. Η περισσότερη αστοχία παρατηρήθηκε στο 40% Kobe όπου στην γωνία S-W καταπονήθηκε όχι μόνο το επικαλυπτόμενο σκυρόδεμα αλλά και ο πυρήνας. Επίσης τοπικός λυγισμός του διαμήκους οπλισμού έλαβε χώρα σ' αυτήν την γωνία.

Οι πιο εκτεταμένες αστοχίες έγιναν στην αμφίπλευρη καταπόνηση λόγω του περιορισμού της ελαστικής δύναμης στην N-S διεύθυνση. Αυτός ο περιορισμός έχει ως αποτέλεσμα μεγαλύτερες αποκρίσεις μετακινήσεων.



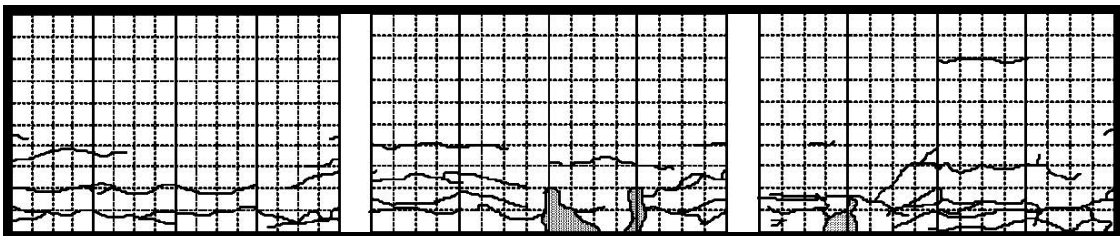
Σχήμα 2.13 Επίδραση της διδιάστατης διέγερσης

Επίδραση της σεισμικής διέγερσης

Το σχήμα 2.14 δείχνει την πρόοδο της αστοχίας στα υποστυλώματα σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Υπό την μονοδιάστατη έκθεση έγινε αποφλοιώση στην περιοχή της πλαστικής άρθρωσης στο 3,5% του drift στις N-S επιφάνειες. Αυτό συνεχίστηκε μέχρι το 4% του drift και ένα τμήμα του πυρήνα άρχισε να καταστρέφεται ενώ 8 ράβδοι διαμήκους οπλισμού λύγισαν τοπικά στην N-S πλευρά.

Αντίθετα στην διδιάστατη έκθεση η αστοχία ξεκίνησε από τις τέσσερις γωνίες και συνέχισε στις επιφάνειες. Όχι μόνο οι γωνίες αλλά και οι επιφάνειες υπέφεραν από αστοχίες στο 2,5% του drift. Οι διαμήκεις ράβδοι εμφανίστηκαν στο 3,5% του drift το οποίο κατέληξε στην εκτεταμένη μείωση της αποθηκευμένης αντοχής του υποστυλώματος στο 3,5% του drift.

Το υποστυλώμα διέρρευσε στο 1% του drift και διατήρησε την δύναμη του, περίπου 110KN, μέχρι το 3,5% του drift. Συγκρίνοντας την δύναμη του υποστυλώματος κάτω από δισδιάστατη υβριδική φόρτιση και την δύναμη του υποστυλώματος κάτω από δισδιάστατη κυκλική φόρτιση είναι 14-23% μικρότερη και 15-35% μικρότερη για τις διευθύνσεις N-S και E-W αντίστοιχα.

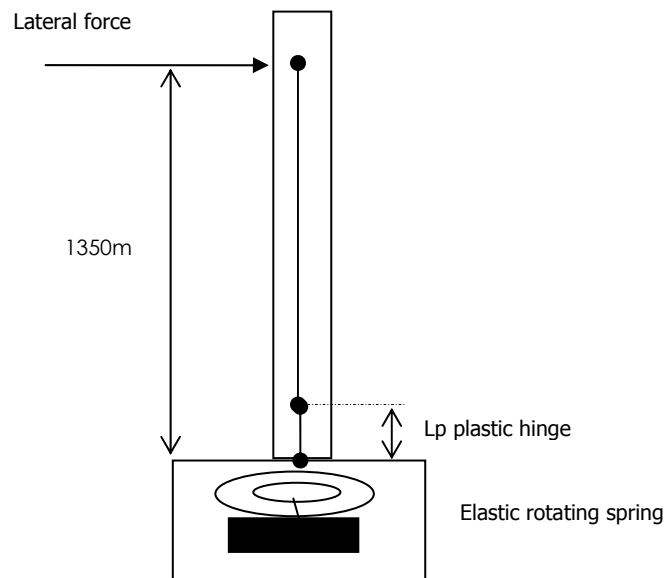


(a) 30% Kobe (b) 40% Kobe (c) 50% Sylmar Fig. 4 Failure Modes after the Unilateral Hybrid Loading

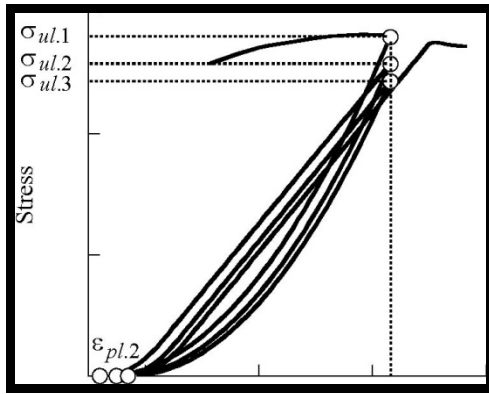
Σχήμα 2.14 Επίδραση μονοδιάστατης σεισμικής διέγερσης

Αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία

Το υποστυλώμα προσομοιώθηκε όπως στο σχήμα. Η πλαστική άρθρωση προσομοιώθηκε από ένα *fiber element*. Το φαινόμενο της παραμόρφωσης των διαμήκων ράβδων στον πόδα του υποστυλώματος προσομοιώθηκε από ένα στροφικό ελατήριο στον πόδα του υποστυλώματος.



Σχήμα 2.15 Προσομοίωμα υποστυλώματος



Εικόνα 2.16 Σχέση τάσεων-παραμορφώσεων

Για την κατασκευή των βρόχων υστέρησης χρησιμοποιήθηκε το εξής μοντέλο από τους Kawashima και Sakai. Για παράδειγμα αν μια πλήρης αποφόρτιση προκύψει από το σημείο παραμόρφωσης ϵ_{ul} η παραμόρφωση μειώνεται στο ϵ_{pli} με 0την τάση. Αυτή καλείται 1^η πλαστική παραμόρφωση. Η τάση κατά την πρώτη ϵ_{ul} ονομάζεται σ_{pli} 1^η πλαστική τάση.

Συμπεράσματα

- Υβριδικές και κυκλικές φορτίσεις διεξήχθησαν σε 11 υποστυλώματα προβόλους οπλισμένου σκυροδέματος τετραγωνικής διατομής 400*400mm. Αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων έγιναν προκειμένου να συγκριθούν με τα αποτελέσματα των πειραμάτων. Τα συμπεράσματα που προέκυψαν είναι:
- Η ελαστική δύναμη και η πλαστιμότητα των υποστυλωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος περιορίζονται σημαντικά κάτω από διδιάστατη διέγερση από ότι σε μονοδιάστατη διέγερση τόσο σε κυκλικές όσο και σε υβριδικές φορτίσεις.
- Η αστοχία των υποστυλωμάτων κάτω από κυκλική φόρτιση, στην οποία η μετατόπιση αυξάνεται σταδιακά με τρεις διεγέρσεις φορτίσεων σε κάθε βήμα φόρτισης είναι πιο εκτεταμένη από ότι η αστοχία που αναπτύσσεται κατά την

υβριδική φόρτιση χρησιμοποιώντας την κίνηση εδάφους του Kobe και την κίνηση εδάφους του Northridge.

- Οι καταγραφές του 40% του Kobe και 50% του Sylmar καταλήγουν σε παρόμοιες μετακινήσεις απόκρισης στην δισδιάστατη υβριδική φόρτιση. Παρόλα αυτά το μόνιμο drift είναι το πιο μεγάλο και στις δύο διεύθυνσης N-S και E-W στην περίπτωση του 50% του Sylmar από την περίπτωση του 40% του Kobe. Το μόνιμο drift εξαρτάται τα μέγιστα από την εδαφική κίνηση.
- Τα αναλυτικά μοντέλα παρέχουν αρκετά καλά αποτελέσματα όσον αφορά στους κύκλους υστέρησης πλευρικής δύναμης – πλευρικής μετατόπισης. Η συνολική απόκριση του υποστυλώματος μπορεί να συσχετισθεί από την ανάλυση αλλά η αξιολόγηση του μόνιμου drift απαιτεί περισσότερη εμπειρία στην ανάλυση διότι η ανάλυση είναι πιο ευαίσθητη στην ακαμψία μετά την διαρροή.

2.6 Σύγχρονες και νέες μετρήσεις της δριμύτητας των σεισμών κοντινού πεδίου

Περίληψη (της δημοσίευσης του Mehdrdad Sasani)

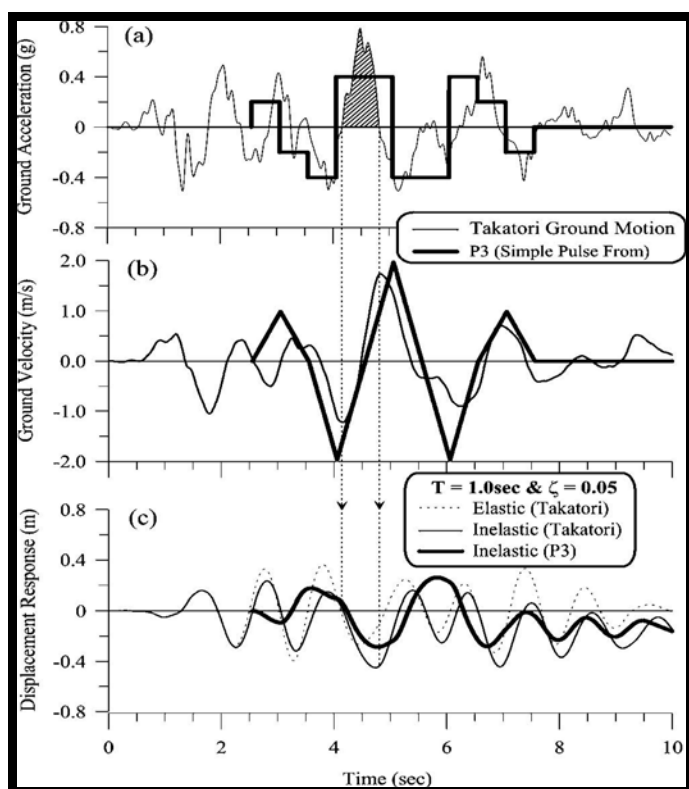
Με στόχο την εκτίμηση των σεισμικών κινδύνων , πρωταρχική σημασία έχει ο κατάλληλος προσδιορισμός της δριμύτητας των εδαφικών κινήσεων. Σ' αυτή τη δημοσίευση αποδεικνύεται ότι η προσομοίωση μιας εδαφικής κίνησης κοντινού πεδίου, με έναν απλοποιημένο τύπο παλμού , που αντιστοιχεί στον κύριο παλμό ταχύτητας της εδαφικής κίνησης, δεν οδηγεί σε αξιόπιστη πρόβλεψη της ανελαστικής συμπεριφοράς των κατασκευών με περίοδο μικρότερη του 1 sec. Ίσως εξαιτίας της μεγάλης διάρκειας των παλμών ταχύτητας και μετατόπισης, η έρευνα εστιάζεται στη μελέτη της ανελαστικής απόκρισης μόνο ψηλών κτιρίων (με περίοδο μικρότερη του 1 sec). Ένας ισοδύναμος τετραγωνικός παλμός επιτάχυνσης , που ονομάζεται σημαντικός μέγιστος παλμός επιτάχυνσης (S.P.G.A.), καθορίζεται. Συγκρινόμενος με τα υπόλοιπα διαθέσιμα μέτρα, ο S.P.G.A., ανταποκρίνεται σημαντικά καλύτερα στην ανελαστική συμπεριφορά των κατασκευών (που έχουν περίοδο μικρότερη του 1 sec και συντελεστή πλαστιμότητας μετακινήσεων τουλάχιστον 2). Συνεπώς, χρησιμοποιώντας τα κύρια χαρακτηριστικά των κατασκευών, αναπτύσσεται μια σχέση μεταξύ του S.P.G.A. και της απόκρισης των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Αποδεικνύεται ότι η σχέση αυτή αξιόπιστα προβλέπει την ανελαστική συμπεριφορά σε εδαφικές κινήσεις τύπου παλμού. Τελικά, η αποτελεσματικότητα του a_{eff} στην εκτίμηση της θραυστότητας ενός δομικού τοίχου συγκρίνεται με την αντίστοιχη του ελαστικού φάσματος απόκρισης.

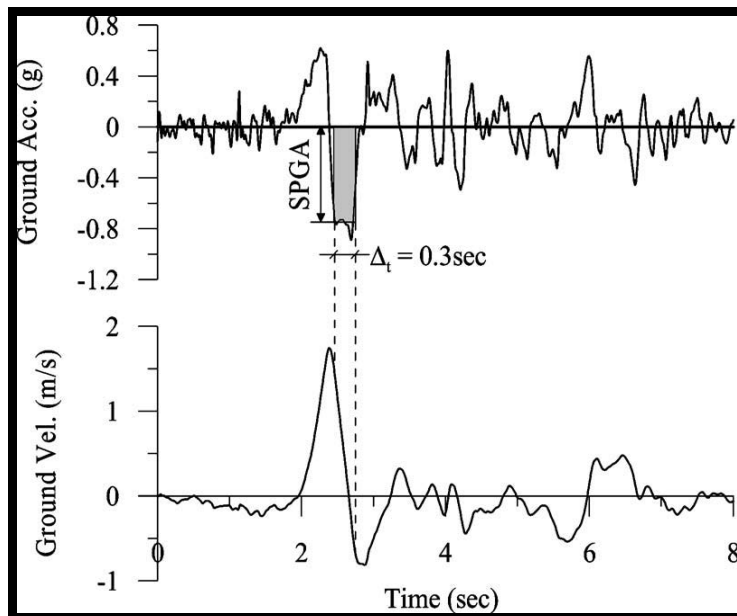
Απλοποιημένοι τύποι παλμού

Οι κινήσεις σεισμών κοντινού πεδίου περιέχουν παλμούς με μεγάλες περιόδους. Σ' αυτή τη δημοσίευση μόνο εδαφικές κινήσεις τύπου παλμού που οφείλονται στην έμπροσθεν κατευθυντικότητα (*forward directivity*) μελετώνται, και αγνοούνται αυτές που οφείλονται στις μόνιμες τεκτονικές μετατοπίσεις (*fling step*). Χρησιμοποιώντας τρία διαφορετικά σχήματα απλοποιημένων παλμών για να προσομοιωθούν οι εδαφικές κινήσεις κοντινού πεδίου, η διαδικασία αναγνωρίζει τις κύριες παραμέτρους του κυρίαρχου παλμού της εδαφικής κίνησης. Οι παράμετροι αυτοί είναι η περίοδος της κίνησης (T_p) και ένα μέτρο της δριμύτητας της κίνησης (όπως π.χ η ενεργός επιτάχυνση a_{eff}). Για τον προσδιορισμό του σωστού σχήματος παλμού, οι ερευνητές προτείνουν μια κριτική προσέγγιση όταν επιθεωρείται η χρονοιστορία της εδαφικής κίνησης και συγκρίνοντας τα φασματικά σχήματα (τα φάσματα απόκρισης της ταχύτητας και της μετακίνησης). Η περίοδος της κίνησης (T_p), μια από τις δύο κύριες παραμέτρους αντιστοιχεί στην κύρια μέγιστη φασματική ταχύτητα. Μια απλή μέθοδος υπολογισμού της a_{eff} , είναι $a_{eff} = 4 * P.G.V. / T_p$, όπου το $P.G.V.$ είναι η μέγιστη ταχύτητα της εδαφικής κίνησης. Η αντιστοιχία μεταξύ της σεισμικής καταγραφής και του απλοποιημένου παλμού μπορεί να θεωρηθεί για $0,375 \leq T / T_p \leq 3$, όπου T_p , η περίοδος της κατασκευής. Στη δημοσίευση χρησιμοποιούνται 16 εδαφικές καταγραφές με ελάχιστα $P.G.A.$ και $P.G.V.$ $0,44g$ m/s^2 και $0,59m/s$ αντίστοιχα. Παράλληλα καθορίζονται οι όροι $E.G.A.$ και $E.G.V.$, ως η ενεργός επιτάχυνση που καλύτερα ταιριάζει σε ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης επιταχύνσεων για περιόδους $0,1 \leq T \leq 0,5$ sec, και η ενεργός ταχύτητα που καλύτερα ταιριάζει σε ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης ταχυτήτων για περιόδους περίπου 1sec. Για τον έλεγχο της ακρίβειας των προσεγγίσεων υπολογίστηκε η απόκριση ενός τελείως πλαστικού μονοβάθμιου ταλαντωτή που υπόκειται σε κάποιες από τις καταγραφές.

Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται η απόκριση ενός τελείως πλαστικού μονοβάθμιου ταλαντωτή, με συντελεστή απόσβεσης $\zeta=0,05$ και αντοχή διαρροής τέτοια που αντιστοιχεί σε συντελεστή πλαστιμότητας $\mu=2$, που υπόκειται στη σεισμική εδαφική κίνηση της περιοχής Takatori, και σε ένα ισοδύναμο απλοποιημένο εδαφικό παλμό.

Στα σχήματα 2.17a. και 2.17b. απεικονίζονται η χρονοιστορία της επιτάχυνσης και της ταχύτητας του εδαφικού παλμού καθώς και οι αντίστοιχο απλοποιημένοι παλμοί. Θα πρέπει να επισημανθεί ότι η χρονοιστορία της ταχύτητας απεικονίζεται σε χρονικό διάστημα που ταιριάζει καλύτερα στο χρόνο εξέλιξης της κίνησης και ότι ο ισοδύναμος παλμός επιτάχυνσης υποεκτιμά τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση. Στο σχήμα 2c. απεικονίζεται η απόκριση του μονοβάθμιου συστήματος στην καταγεγραμμένη εδαφική κίνηση και τον αντίστοιχο παλμό. Συμπερασματικά, προκύπτει ότι ένας ισχυρός εδαφικός παλμός επιτάχυνσης ελέγχει την ανελαστική απόκριση μικρών ή μέσων περιόδων κατασκευών. Αποδεικνύεται ότι για κατασκευές με μικρές περιόδους ($T \leq 0,2 \text{ sec}$), ο συντελεστής P.G.A. ανταποκρίνεται και περιγράφει καλύτερα την εδαφική κίνηση, ενώ για περιόδους $0,2 \leq T \leq 1 \text{ sec}$, ο S.P.G.A. αποτελεί αντιπροσωπευτικότερο μέτρο της δριμύτητας των εδαφικών κινήσεων.





Εικόνα 2.17 Προσδιορισμός του SPGA

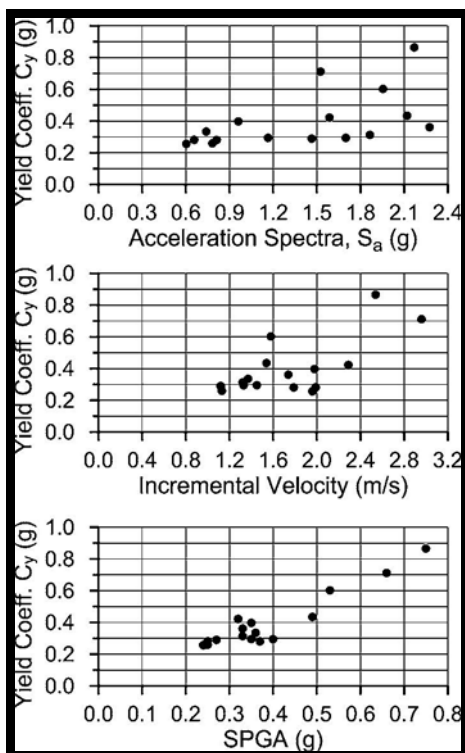
Μέτρο S.P.G.A.

Ένα νέο μέτρο εκτίμησης της δριμύτητας των εδαφικών κινήσεων, εισάγεται και προσμετρά όχι μόνο τις διακυμάνσεις της ταχύτητας, αλλά και το χρονικό διάστημα στο οποίο αυτές συμβαίνουν. Το νέο αυτό μέτρο εισήχθη από το Sasani (2001), και ονομάζεται σημαντικός μέγιστος παλμός επιτάχυνσης (S.P.G.A.). Ο S.P.G.A. ορίζεται ως ο σημαντικότερος λόγος της μέγιστης εδαφικής ταχύτητας και της διάρκειάς της, και γραφικά προσδιορίζεται στο διπλανό σχήμα. Θεωρώντας τον S.P.G.A. ως μέτρο δριμύτητας των εδαφικών κινήσεων, για μη γραμμική απόκριση κατασκευών (με $T \leq 1$ sec και $\mu=2$) η απαιτούμενη αντοχή ενός τέτοιου συστήματος, για ελάχιστη διάρκεια παλμών 0,30 sec, μπορεί να προσεγγισθεί από την παρακάτω, προσεγγιστική μη γραμμική εξίσωση :

$$C_y = (\vartheta_1 \times T^\alpha + \vartheta_2 \times \mu^\beta + \vartheta_3) \times SPGA$$

όπου θ_1 , θ_2 , θ_3 , α και β , είναι παράμετροι του μοντέλου. Η ελάχιστη διάρκεια του παλμού της επιτάχυνσης καθώς και του συντελεστή διακύμανσης, σ_y , προσδιορίζεται χρησιμοποιώντας τη μεθοδολογία Bayesian. Συμπερασματικά για κατασκευές με ιδιοπεριόδους μέχρι 0,2 sec, ο συντελεστής P.G.A. είναι αυτός που καλύτερα δίνει την αντοχή C_y , ενώ για μεγαλύτερες ιδιοπεριόδους ο S.P.G.A. θεωρείται καταλληλότερος.

Ένα άλλο μέτρο μέτρησης της δριμύτητας των σεισμών ώστε να εκτιμηθεί η ανελαστική απόκριση των κατασκευών, είναι το ελαστικό φάσμα απόκρισης. Η συσχέτιση της φασματικής επιτάχυνσης S_a και του S.P.G.A., της ταχύτητας I.V. (Incremental Velocity) καθώς και το συντελεστή διαρροής C_y , φαίνονται στο παρακάτω σχήμα, 2.18. Η I.V., βρίσκεται ολοκληρώνοντας το τμήμα του διαγράμματος της ταχύτητας μεταξύ δύο σημείων της γραμμής βάσης.



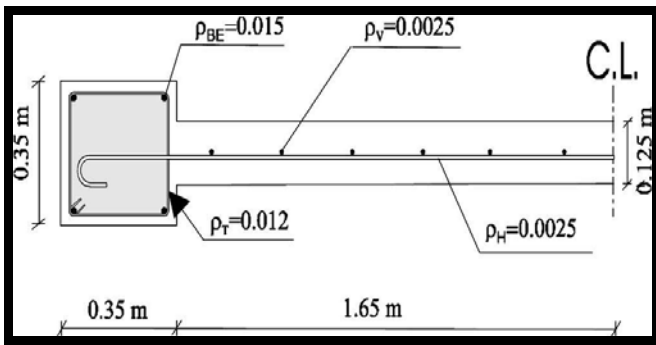
Σχήμα 2.18 Συσχέτιση των συντελεστών C_y , με τα φασματικά μεγέθη

Αντίστοιχα, η μέγιστη μετακίνηση ενός τελείως πλαστικού μονοβάθμιου συστήματος είναι,

$$\Delta_{\max} = (\mu \times T^2 \times C_y) / (4 \times \pi^2)$$

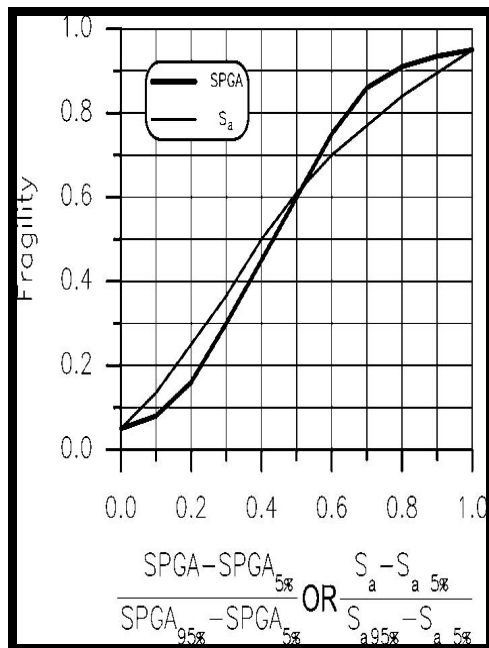
Εκτίμηση θραυστότητας

Προκειμένου να επιβεβαιωθούν τα εξαγόμενα θεωρητικά συμπεράσματα χρησιμοποιήθηκε τοίχωμα οπλισμένου σκυροδέματος, με τάση μέση διαρροής χάλυβα 460 MPa που ακολουθεί λογαριθμοκανονική κατανομή, με συντελεστή διακύμανσης 0,11. Η τάση αστοχίας του χάλυβα θεωρήθηκε ίση με 1,55 φορές την τάση διαρροής του. Το σκυρόδεμα αντίστοιχα που χρησιμοποιήθηκε, ακολουθεί κανονική διακύμανση, με συντελεστή διακύμανσης 0,15 και μέση τάση διαρροής 26,5 MPa. Το ύψος του τοιχώματος ήταν 15m, και το πάχος της διατομής 4 m. Αστοχία συμβαίνει όταν η κατασκευή δεν ακολουθεί τις προκαθορισμένες απαιτήσεις που αντιστοιχούν σε μια δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας. Η φόρτιση επιβλήθηκε στο κατώτερο τμήμα του τοιχώματος μέσω ενός προσαρμοσμένου φορτίου βαρύτητας με τιμή $0,2 \cdot f_c' \cdot A_{BE}$, όπου A_{BE} , η επιφάνεια του οριακού στοιχείου του τοιχώματος και f_c' , η ονομαστική τάση θλίψης του σκυροδέματος. Η μάζα που σχετίζεται με την πλευρική περιοχή είναι 2,5 φορές η αντίστοιχη της κάθετης περιοχής. Ο καθορισμός των δυνάμεων του τοιχώματος έγινε σύμφωνα με τον κανονισμό U.B.C., για μια περιοχή που απέχει 3,9km, από ένα ενεργό ρήγμα τύπου A, σε έδαφος τύπου D. Ο σχεδιασμός του τοιχίου, έγινε σύμφωνα με το ACI 318. Η περίοδος της κατασκευής εκτιμήθηκε στα 0,6 sec, ο συντελεστής πλευρικής φόρτισης ίσος με 0,26, και το ποσοστό του οπλισμού που απαιτείται για καμπτική ενίσχυση ίσο με, $\rho=0,015$. Η εγκάρσια τομή του μοντέλου φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Εικόνα 2.18 Εγκάρσια τομή του μοντέλου προσομοίωσης

Η εκτίμηση της θραυστότητας φαίνεται σχηματικά στο παρακάτω διάγραμμα, και έγινε με τη χρήση καμπύλων θραυστότητας, αποδεικνύοντας παράλληλα την αποτελεσματικότητα της χρήσης του συντελεστή S.P.G.A. Έχοντας εκτιμήσει τη θραυστότητα του συστήματος ο προσδιορισμός της πιθανότητας αστοχίας, μέσα σε συγκεκριμένη χρονική περίοδο, γίνεται με ολοκλήρωση της θραυστότητας και της καμπύλης σεισμικού κινδύνου στην περιοχή της κατασκευής.



Εικόνα 2.19 Εκτίμηση θραυστότητας

3.ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ

ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΦΟΡΕΩΝ

3.1 Αναλυτική Περιγραφή του φορέα

Όπως αναφέρθηκε πρόκειται για τυπικούς πλαίσιακούς φορείς, αποτελούμενους μόνο από υποστυλώματα, χωρίς τοιχώματα, ώστε να υπάρχει αντιστοιχία μεταξύ Παλαιού (1954) και Νέου (2000) Κανονισμού. Με δεδομένο ότι στον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 δεν προβλέπονται τοιχώματα ώστε να παραλαμβάνουν την σεισμική ενέργεια, τα υποστυλώματα των πολυώροφων κτιρίων υπεροπλίζονται, ενώ η όπλιση παρουσιάζει πρακτικές και κατασκευαστικές δυσκολίες. Όλα τα κτίρια ανεξαρτήτως ορόφων, έχουν την ίδια κάτοψη. Αποτελούνται από πλαίσια ανά 3,5 m, όση είναι δηλαδή και η απόσταση μεταξύ των υποστυλωμάτων. Τα ανοίγματα προβλέπονται σχετικά μικρά, λόγω της απουσίας τοιχωμάτων. Θα πρέπει ωστόσο, να σημειωθεί ότι στον Νέο Αντισεισμικό Κανονισμό (2003), δεν επιτρέπονται κτίρια άνω των τριών ορόφων χωρίς τοιχώματα.

Τα υφιστάμενα κτίρια από ωπλισμένο σκυρόδεμα, τα οποία αποτελούν αντικείμενο μελέτης της παρούσας εργασίας, είναι εκείνα τα οποία μελετήθηκαν και κατασκευάστηκαν μετά από την θέση σε ισχύ του Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959 [Β.Δ. 1959] και πριν από την έναρξη αποκλειστικής ισχύος του Νέου Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού [ΝΕΑΚ, 1995] (σε συνδυασμό με τον ισχύοντα Κανονισμό για την μελέτη από έργα από Ω.Σ.). Τα κτίρια της εξεταζόμενης περιόδου δεν διαφέρουν μόνον κατά τους Κανονισμούς βάσει των οποίων μελετήθηκαν, αλλά και κατά την σύλληψη του φέροντος οργανισμού, η οποία επηρεάζει σημαντικά την σεισμική συμπεριφορά. Έτσι, τα κτίρια της εξεταζόμενης δεκαετίας, μπορούν να καταταγούν όπως φαίνεται στον Πίνακα 3.1.

**Πίνακας 3.1. Κατηγορίες υφισταμένων κτιρίων από Ω.Σ.
(πριν από την έναρξη ισχύος των σύγχρονων Κανονισμών)**

Χρονική Περίοδος	Κανονισμοί	Γενικά Χαρακτηριστικά
1 Δεκαετία 1960	B.Δ. 1959 & B.Δ. 1954 (Παλιός Κανονισμός Ω.Σ.)	Σχετικώς πυκνή διάταξη υποστυλωμάτων, απουσία τοιχωμάτων, πυκνή διάταξη τοιχοποιιών σχετικά καλής ποιότητας, μικρές ακανονικότητες καθ' ύψος (με εξαίρεση την εσοχή στον ανώτατο όροφο και/ή το αυξημένο ύψος του ισογείου).

Αναλυτικότερα, τα υφιστάμενα κτίρια κατατάσσονται στην εξής κατηγορία:

(i) Κτίρια Δεκαετίας 1960.

Τα κτίρια αυτά έχουν μελετηθεί σύμφωνα με το B.Δ. 1959 και το B.Δ. 1954 (Παλιό Κανονισμό Ω.Σ.). Χαρακτηρίζονται από πυκνή διάταξη υποστυλωμάτων, απουσία τοιχωμάτων και πυκνή διάταξη τοιχοποιιών σχετικά καλής ποιότητας. Μερική ασυνέχεια στην τοιχοποιία μπορεί να παρουσιαστεί στο ισόγειο ή σε ανώτερους ορόφους, είτε εξ αρχής, είτε μετά από αλλαγή χρήσεως του κτιρίου από κατοικία σε κατάσταση κατά τη διάρκεια ζωής του. Τα φέροντα στοιχεία της κατασκευής είναι σχετικά μικρών διαστάσεων, ενώ τα υλικά παρουσιάζουν μεγάλη διασπορά στις ιδιότητες τους. Επίσης, δεν διατάσσεται επαρκής οπλισμός περίσφιγξης, ούτε γίνεται ικανοτικός έλεγχος κατά τον σχεδιασμό

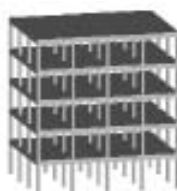
Επίσης, ορισμένα κτίρια σχεδιάζονται και με τους σύγχρονους Κανονισμούς για λόγους σύγκρισης.

Τα κτίρια που επιλέγονται μελετώνται σύμφωνα με τους Αντισεισμικούς Κανονισμούς σε ισχύ, γίνονται μη γραμμικές στατικές και δυναμικές αναλύσεις και τα αποτελέσματα αξιολογούνται.

Τα κτίρια που παρουσιάζονται έχουν τέσσερα επί τρία φατνώματα σε κάτοψη. Τα κτίρια της περιόδου της δεκαετίας του '60 είναι πενταώροφα με ύψος ορόφων 3.0 m και με μήκος φατνωμάτων 3.5 m και στις δύο διευθύνσεις. Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των πλαισίων είναι τα εξής:

1. Κτίριο K60A59 : κανονικό κτίριο με σταθερό ύψος ορόφων 3.0 m.

Ο φέρων οργανισμός των κτιρίων φαίνεται στο Σχήμα 3.1. Στον Πίνακα 3.2 φαίνεται η σήμανση των κτιρίων. Τα γυμνά κτίρια συμβολίζονται με «Κ». Ο αριθμός που ακολουθεί υποδηλώνει την περίοδο κατασκευής του κτιρίου «60», για τα κτίρια της δεκαετίας του '60. Το γράμμα που ακολουθεί υποδηλώνει τον τύπο ακανονικότητας. Με «Α» συμβολίζεται το κανονικό κτίριο. Ο αριθμός που ακολουθεί δηλώνει τον Αντισεισμικό Κανονισμό με τον οποίο έχει σχεδιαστεί το κτίριο, «59» ή «ΕΑΚ» για το Β.Δ. του 1959 ή για τον ΕΑΚ, αντίστοιχα.



K60A59

Σχήμα 3.1. Γενικός τύπος εξεταζόμενων κτιρίων.

Πίνακας 3.2. Σήμανση των τύπων των κτιρίων.

Σύμβολο	Κτίριο - Παράμετροι
Κ	Γυμνά πλαίσια
60	Περίοδος κατασκευής (γεωμετρία πλαισίων)
Α	Κανονικό κτίριο
59/ΕΑΚ	Αντισεισμικός Κανονισμός

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας και Αντισεισμικός Κανονισμός

Τα κτίρια που εξετάζονται στην παρούσα εργασία έχουν μελετηθεί για σεισμική ζώνη I του Β.Δ. 1959, δηλαδή για σεισμικό συντελεστή ε ίσο 0.04.

Επίσης, για να μελετηθεί η επιρροή του Κανονισμού σχεδιασμού σε κτίρια τυπικά της περιόδου της δεκαετίας του '60, δηλαδή πενταώροφα κτίρια με μήκος φατνωμάτων 3.5 m, μελετήθηκαν επιπλέον κτίρια (K60AEAK) τα οποία έχουν την ίδια γεωμετρία με το κτίριο K60A59, αλλά έχουν μελετηθεί σύμφωνα με τον ΕΑΚ.

1. Κτίριο K60AEAK: όπως το κτίριο K60A59, μελετημένο σύμφωνα με τον ΕΑΚ.

ΕΠΙΛΟΓΗ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ ΓΙΑ ΤΗΝ ΜΕΛΕΤΗ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ

Τα κτίρια που εξετάζονται είναι τυπικά κτίρια της δεκαετίας του 1960. Συνεπώς ο σχεδιασμός τους πρέπει να γίνει σύμφωνα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 και τον Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος του 1954, ανάλογα με την κάθε περίπτωση.

Με στόχο τον έλεγχο των αποτελεσμάτων των διαφόρων προγραμμάτων που δοκιμάστηκαν, τα κτίρια της δεκαετίας του '60 μελετήθηκαν όπως γινόταν την εποχή εκείνη, χωρίς την χρήση στατικού προγράμματος. Εφαρμόστηκε δηλαδή η «Ακριβής Ελληνική Μέθοδος» κατά Ρουσσόπουλο [1956] (Μέθοδος Μονώροφου) για την εύρεση των εντατικών μεγεθών, και οι διατομές οπλίστηκαν με επιτρεπόμενες τάσεις.

Μετά από διερεύνηση τεσσάρων γνωστών προγραμμάτων της αγοράς, επιλέχθηκε το εμπορικό πρόγραμμα H/Y FESPA for Windows της LH Λογισμική, για την διαστασιολόγηση των κτιρίων. Το πρόγραμμα αυτό διαθέτει τους παλαιούς Κανονισμούς και κάνει όλους τους απαιτούμενους ελέγχους βάσει αυτών των Κανονισμών.

Μειονέκτημα του προγράμματος είναι το γεγονός ότι κατά την στατική επίλυση, το στατικό πρόγραμμα επιλύει χωρικό πλαίσιο, αντίθετα με την πρακτική της εποχής εκείνης, διότι επιλύσεις χωρικού πλαισίου άρχισαν να πραγματοποιούνται στην δεκαετία του '80. Παρόλα αυτά, η σύγκριση των αποτελεσμάτων του προγράμματος με εκείνα από την επίλυση χωρίς την χρήση προγράμματος, έδειξε ότι το πρόγραμμα Fespa μπορεί να χρησιμοποιηθεί ικανοποιητικά για τον σχεδιασμό των κτιρίων σύμφωνα με τους παλαιούς Κανονισμούς.

ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΥΠΙΚΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ

Τα εξεταζόμενα κτίρια θεωρούνται ότι είναι συνήθη κτίρια κατοικιών ή γραφείων. Ο σχεδιασμός των κτιρίων έγινε με τις παραδοχές που χρησιμοποιούνται την αντίστοιχη περίοδο κατασκευής του κτιρίου. Τα φορτία είναι ίσα με 1.5 KN/m² επικάλυψη και 2.0 KN/m² κινητό. Τα κτίρια μελετήθηκαν για κατηγορία σεισμικής ζώνης I σε έδαφος τύπου A, με αντίστοιχο σεισμικό συντελεστή ϵ ίσο με 0.04. Επιπροσθέτως, σύμφωνα με τον Κανονισμό του 1959, οι επιτρεπόμενες τάσεις για τον σεισμικό συνδυασμό αυξάνονται κατά 20%.

Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν είναι τυπικά της περιόδου και φαίνονται στον Πίνακα 3.3. Στον ίδιο Πίνακα αναφέρονται και οι Κανονισμοί που χρησιμοποιήθηκαν στην μελέτη των κτιρίων. Οι επιτρεπόμενες τάσεις των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν φαίνονται στους Πίνακες 3.4 και 3.5.

Πίνακας 3.3. Παραδοχές σχεδιασμού κτιρίων – Υλικά και Κανονισμοί.

Σκυρόδεμα	Υλικά		Κανονισμοί	
	Διαμήκης Χάλυβας	Χάλυβας Συνδετήρων	Αντισεισμικός	Ωπλισμένου Σκυροδέματος
B160	St I	St I	B.Δ. 1959	B.Δ. 1954

Για τα κτίρια που σχεδιάζονται με τον ΕΑΚ [2000] για λόγους συγκρίσεως, χρησιμοποιούνται υλικά αντίστοιχα με εκείνα των κτιρίων με τα οποία συγκρίνονται. Δηλαδή, για κτίριο της δεκαετίας του '60, μελετημένο με τους σύγχρονους Κανονισμούς, χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα C12/15 (αντίστοιχο του B160), και χάλυβας S220 (αντίστοιχος του St I).

Πίνακας 3.4. Επιτρεπόμενες τάσεις σκυροδέματος.

Σκυροδέμα	Δοκοί		Υποστυλώματα		Πρισματική αντοχή σκυροδέματος β_p [kg/cm ²]
	Τάση σκυροδέματος σ_b [kg/cm ²]	Τάση 20% αυξημένη λόγω σεισμού [kg/cm ²]	Τάση σκυροδέματος σ_b [kg/cm ²]	Τάση 20% αυξημένη λόγω σεισμού [kg/cm ²]	
B160	60	72	70	84	144
B225	80	96	90	108	195

Πίνακας 3.5. Επιτρεπόμενες τάσεις χάλυβα.

Χάλυβας	Τάση χάλυβα σ_e [kg/cm ²]	Τάση 20% αυξημένη λόγω σεισμού	Τάση διαρροής χάλυβα β_s [kg/cm ²]
St I	1400	1680	2400
St III	2200	2640	4200

Κατά την προμελέτη, για την αρχική εκτίμηση των διατομών των υποστυλωμάτων, ελέγχονται οι διατομές σε κεντρική θλίψη υπό την φόρτιση των μονίμων και των κινητών φορτίων ($g + q$), με την παραδοχή ότι οι διατομές πρέπει να λειτουργούν σε τάση:

- Για σκυρόδεμα B160 → 45 – 50 kg/cm²
 - Για σκυρόδεμα B225 → 60 – 65 kg/cm²
- εκτός αν απαιτούνται μεγαλύτερες διατομές λόγω κατασκευαστικών διατάξεων (π.χ. γωνιακά υποστυλώματα).

Για τετραγωνική διατομή υποστυλώματος η διατομή εκτιμάται λαμβάνοντας ποσοστό οπλισμού $\mu = 0.8\%$, σύμφωνα με την θεμελιώδη εξίσωση της κεντρικής θλίψης [Τάσιος, 1984]:

$$P \leq F_b / \omega \cdot (\beta_p/3 + \mu \cdot \sigma_s/3) \quad (3.1)$$

$$\Rightarrow F_b \geq P \cdot \omega / (\beta_p/3 + \mu \cdot \sigma_s/3)$$

$$\Rightarrow b = b F \quad (3.2)$$

όπου P είναι η θλιπτική δύναμη, F_b είναι το εμβαδόν της διατομής του σκυροδέματος, β_p είναι η πρισματική αντοχή του σκυροδέματος, σ_s είναι η τάση διαρροής του χάλυβα, ω είναι ο συντελεστής λυγισμού και μ είναι το ποσοστό του οπλισμού.

- Για σκυρόδεμα B160 → $\beta\rho /3 = 48 \text{ kg/cm}^2$
- Για σκυρόδεμα B225 → $\beta\rho /3 = 65 \text{ kg/cm}^2$
- Για χάλυβα St I → $\sigma_s /3 = 800 \text{ kg/cm}^2$
- Για χάλυβα St III → $\sigma_s /3 = 1400 \text{ kg/cm}^2$

Οι διαστάσεις των διατομών μειώνονται καθ' ύψος του κτιρίου, με σκοπό την επιλογή οικονομικότερης λύσης, όπως συνηθιζόταν την εποχή εκείνη. Έτσι στα πενταώροφα κτίρια, οι διατομές μειώνονται σε κάθε όροφο, μέχρι την ελάχιστη διατομή, συνήθως στον 2ο όροφο και άνω.

Κατά τον σχεδιασμό θεωρήθηκε για τις πλακοδοκούς, συνεργαζόμενο πλάτος b_{ef} σύμφωνα με τους τύπους του Κανονισμού Ωπλισμένου Σκυροδέματος του 1954 (Άρθρο 57ο).

$$b_{ef} = 12 d + b_0 \text{ για εσωτερικές δοκούς} \quad (3.3)$$

$$b_{ef} = 4.5 d + b_0 \text{ για περιμετρικές δοκούς} \quad (3.4)$$

όπου d είναι το πάχος της πλάκας και b_0 το ελάχιστο πλάτος της διατομής της δοκού.

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ

Η διαστασιολόγηση έγινε με το πρόγραμμα Fespa, όπως αναφέρθηκε προηγουμένως. Οι διαστάσεις των διατομών των δοκών και των υποστυλωμάτων των εξεταζομένων κτιρίων παρουσιάζονται ενδεικτικά στον Πίνακα 3.6 και περιγράφονται αναλυτικότερα στα επόμενα.

Πίνακας 3.6. Διατομές δοκών και υποστυλωμάτων εξεταζομένων κτιρίων της δεκαετίας '60.

Κτίριο	Δοκοί	Υποστυλώματα				
		1 ^{ος}	2 ^{ος}	3 ^{ος}	4 ^{ος}	5 ^{ος}
K60A59	20/50	35/35	30/30	25/25	25/25	25/25
K60AEAK	20/50	40/40	40/40	40/40	35/35	30/30

1 Κτίρια δεκαετίας 1960

Τα κτίρια της περιόδου της δεκαετίας του '60 είναι πενταώροφα με ύψος ορόφων 3.0 m και με μήκος φανωμάτων 3.5 m και στις δύο διευθύνσεις. Τα κτίρια αυτά είναι μελετημένα σύμφωνα με το Β.Δ. 1959 και κατά τον σχεδιασμό υιοθετούνται οι πρακτικές της εποχής εκείνης, όπως η χρήση κεκαμμένων ράβδων στις δοκούς, έλλειψη αγκυρώσεων στις κάτω ράβδους των εσωτερικών κόμβων κλπ.

1.1 Ζώνη I (σεισμικός συντελεστής $\varepsilon = 0.04$)

Όλα τα πλαίσια K60-59 για την ζώνη I έχουν τετραγωνικά υποστυλώματα 35/35 cm στο ισόγειο, τα οποία μειώνονται σε 30x30 cm στον 1ο όροφο και στην συνέχεια μειώνονται επιπλέον σε 25x25 cm στους υπολοίπους ορόφους, εκτός από τα γωνιακά υποστυλώματα, τα οποία παραμένουν 30x30 cm. Σε όλα τα κτίρια, το ποσοστό οπλισμού στο ισόγειο κυμαίνεται μεταξύ 1.1% της διατομής, και 1.4% στον 1ο όροφο, ποσοστό το οποίο αυξάνεται σε 2.1% στον 2ο όροφο λόγω της μείωσης των διαστάσεων των υποστυλωμάτων στο ελάχιστο (25x25 cm). Στους δύο ανώτερους ορόφους ο οπλισμός στα υποστυλώματα είναι ο ελάχιστος επιτρεπόμενος (4Φ14 σε υποστυλώματα 25x25 cm).

Η διάμετρος του οπλισμού των συνδετήρων των υποστυλωμάτων είναι 8 mm ανά 25 cm στους κατώτερους ορόφους, και ανά 40 cm στους ανώτερους ορόφους.

Οι δοκοί των κτιρίων έχουν διαστάσεις 20x50 cm. Οι μισές ράβδοι εφελκόμενου οπλισμού των ανοιγμάτων των δοκών κάμπτονται προς τα άνω στις περιοχές των στηρίξεων. Γενικά, οι δοκοί είναι ελαφρά οπλισμένες με ποσοστά οπλισμού της τάξεως του 0.4% για το κτίριο K60A59. Στις ακραίες στηρίξεις των συνεχών δοκών, συνήθως τοποθετούνται πρόσθετες ράβδοι μορφής Π (φουρκέτες), ενώ όπου απαιτούνται, τοποθετούνται πρόσθετα ευθεία ή κεκαμμένα (για να παραλάβουν και τέμνουσα) στις στηρίξεις. Με την πρακτική της εποχής εκείνης, η τέμνουσα αναλαμβάνεται σε ποσοστό μεγαλύτερο του 50% από τις κεκαμμένες διαμήκεις ράβδους, με αποτέλεσμα ο ελάχιστος οπλισμός διαμήσεως να επαρκεί. Οπότε, στις περισσότερες περιπτώσεις κλειστοί συνδετήρες διαμέτρου 8 mm ανά 30 cm επαρκούν. Σε όλες τις περιπτώσεις, οι πλάκες έχουν πάχος 12 cm.

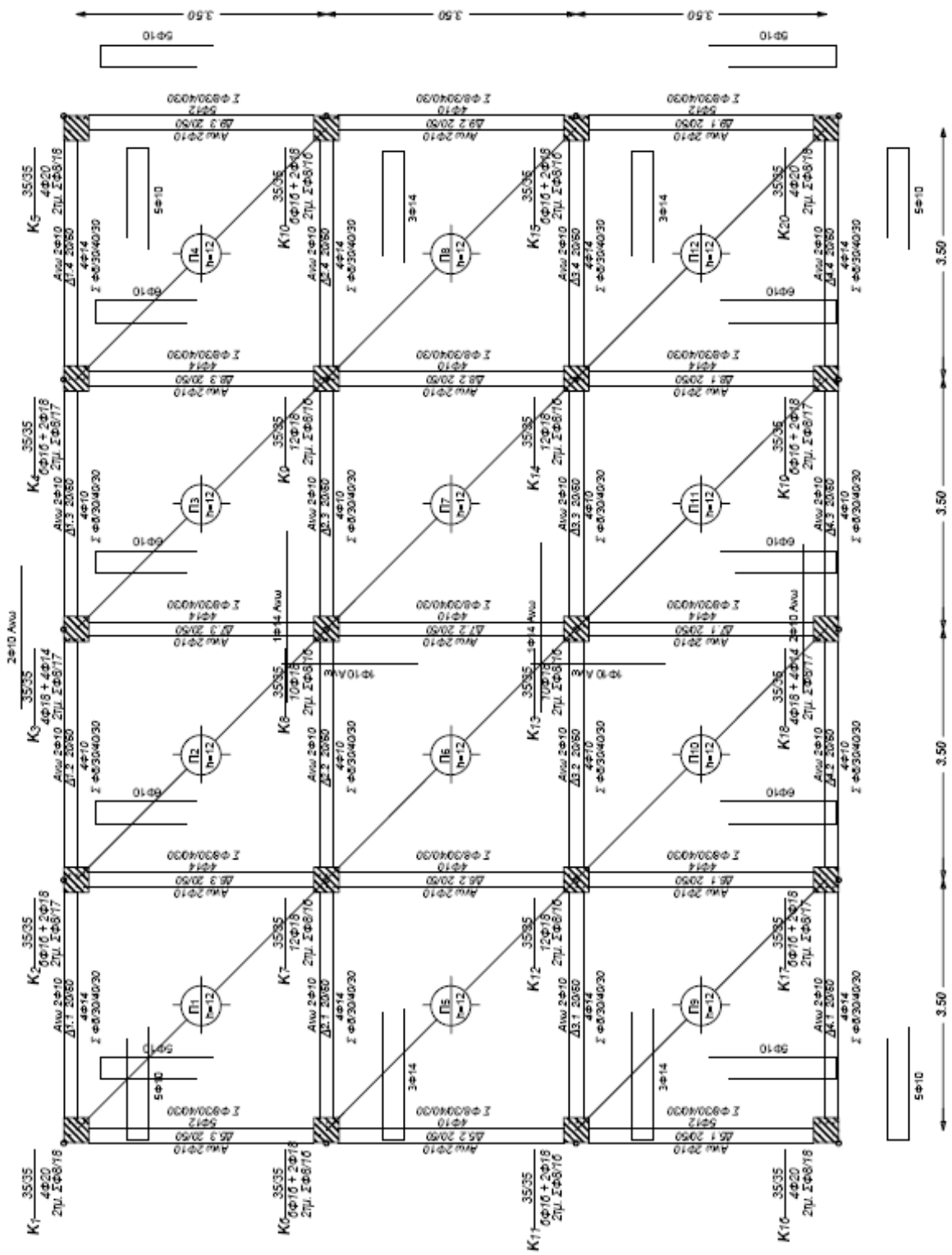
ΣΥΝΟΨΗ

Σε αυτό το πρώτο μέρος του Κεφαλαίου περιγράφονται οι κατηγορίες των υφισταμένων κτιρίων ανάλογα με την εξεταζόμενη περίοδο (δεκαετία '60) και τον Αντισεισμικό Κανονισμό σε ισχύ. Για την περίοδο αυτή επιλέχθηκαν αντιπροσωπευτικά κτίρια, σύμφωνα με τις κατασκευαστικές συνήθειες της περιόδου. Αρχικά παρουσιάζεται η γεωμετρία των κτιρίων που επιλέχθηκαν και ακολουθεί ο σχεδιασμός σύμφωνα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό σε ισχύ καθώς και τις κατασκευαστικές συνήθειες και τον τρόπο όπλισης της αντίστοιχης περιόδου. Τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης παρουσιάζονται συνοπτικά παραπάνω.

3.2 Παρουσίαση των κτιρίων

Αντικείμενο του παρόντος κεφαλαίου αποτελεί η παρουσίαση των υπό μελέτη κτιρίων. Με σκοπό την κατά το δυνατό, αρτιότερη μορφή της εργασίας παρατίθενται στο κεφάλαιο αυτό στοιχεία των κτιρίων. Τα κτίρια δεν είναι υπαρκτά, η σύλληψή τους ωστόσο συμβάλλει σε μια περισσότερο ορθολογική εκτίμηση των διαστάσεων των υποστηλωμάτων, των διατάξεων όπλισης και των συνθηκών φόρτισης. Τα κτίρια αποτελούν τυπικές πολυώροφες κατασκευές, χωρίς τοιχώματα, αποτελούμενα μόνο από υποστυλώματα ώστε να υπάρχει αντιστοιχία μεταξύ του Νέου (2003) και του Παλιού (1959) Κανονισμού σχεδιασμού των κτιρίων.

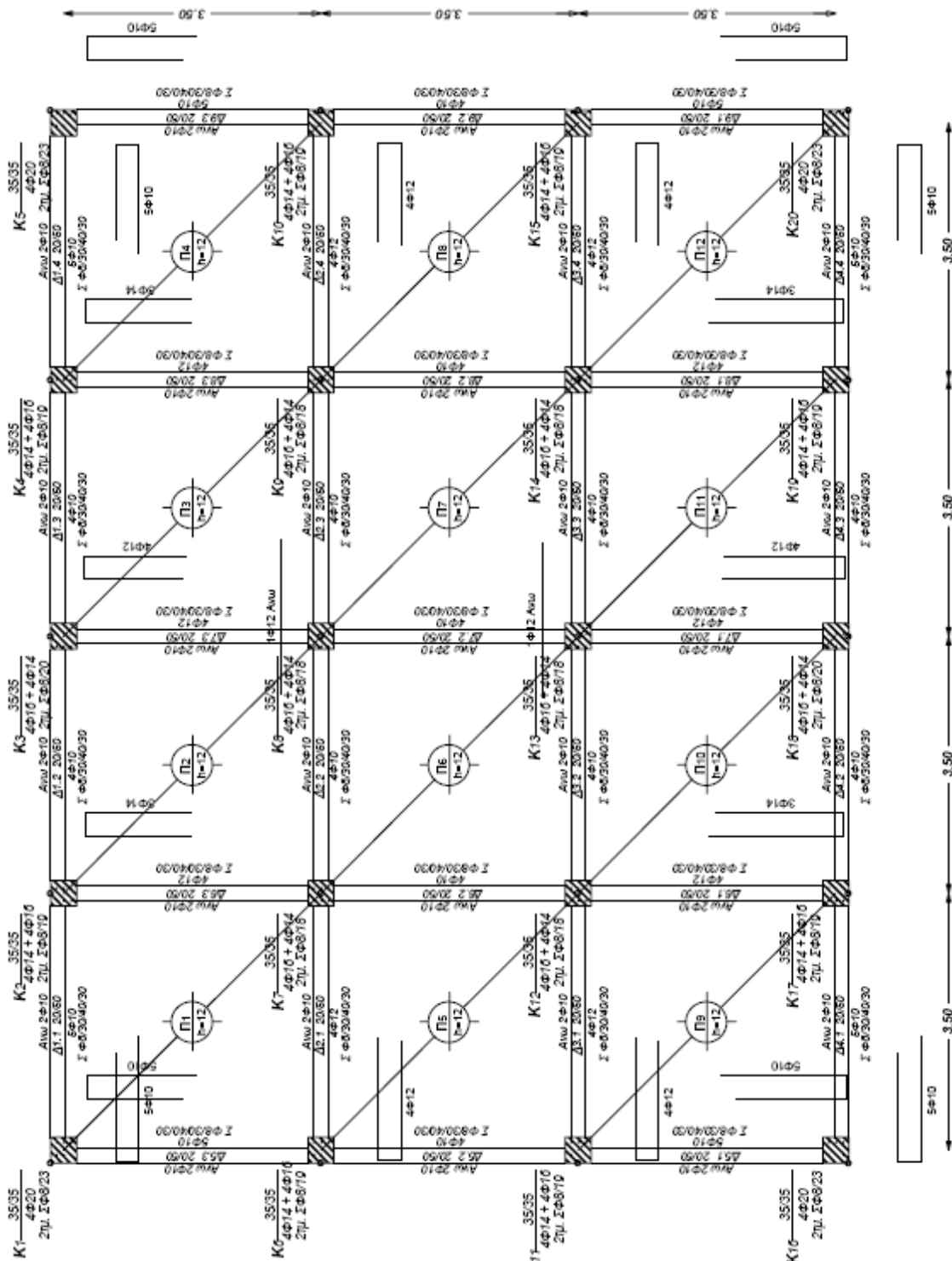
Αρχικά θα παρουσιαστούν οι ξυλότυποι τυπικού πενταορόφου κτιρίου, οπλισμένο σύμφωνα με τον Κανονισμό του 1954, και τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 χωρίς αντισεισμικά κριτήρια όπλισης. Οι κατόψεις του κτιρίου παρουσιάζονται στις επόμενες σελίδες.



1ος ΟΡΟΦΟΣ

K60A59

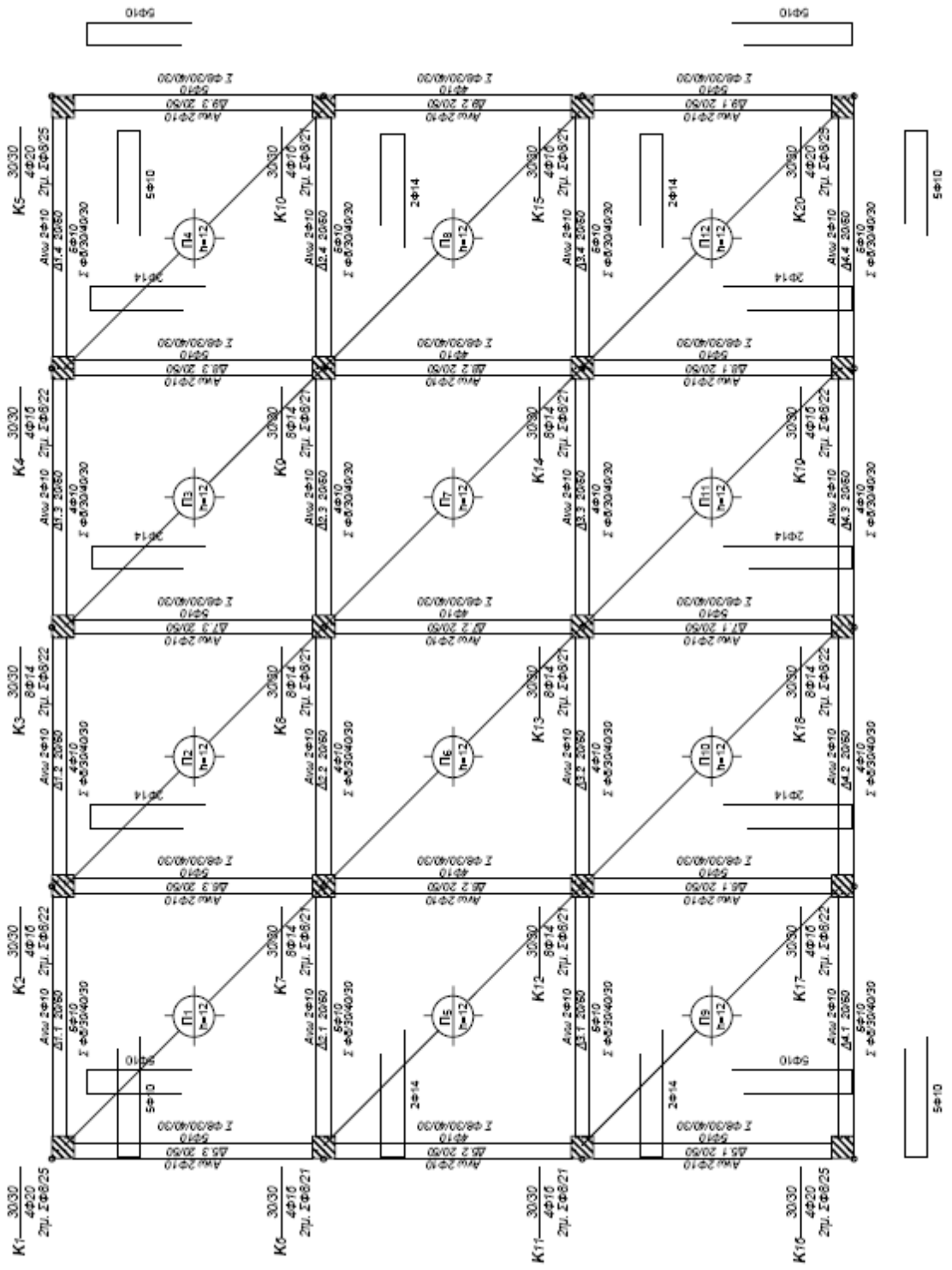
ΚΤΙΡΙΟ Α ΤΟΥ 60
ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ '59



2ος ΟΡΟΦΟΣ

K60A59

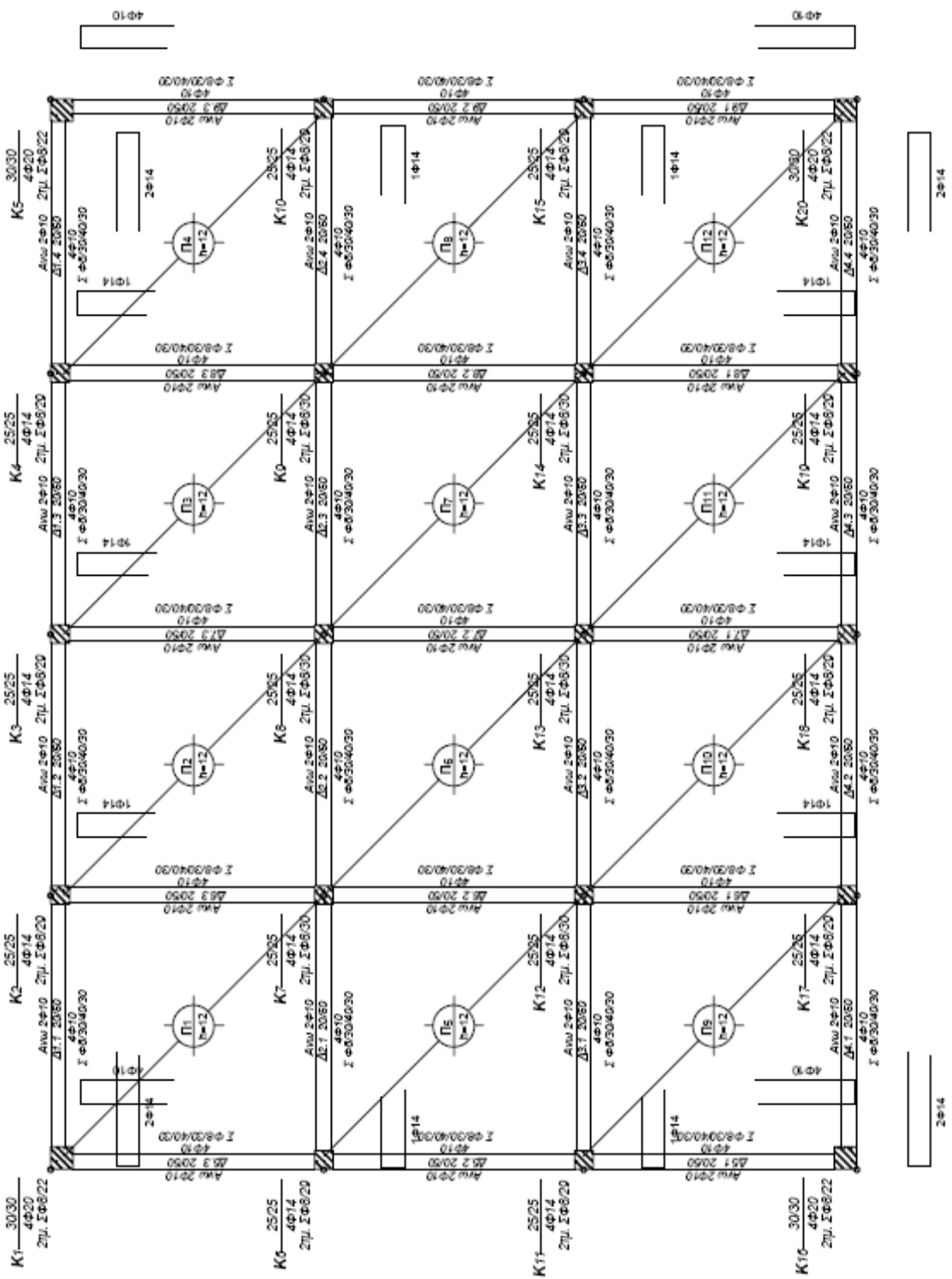
ΚΤΙΡΙΟ Α ΤΟΥ 60
ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ '59



3ος ΟΡΟΦΟΣ

K60A59

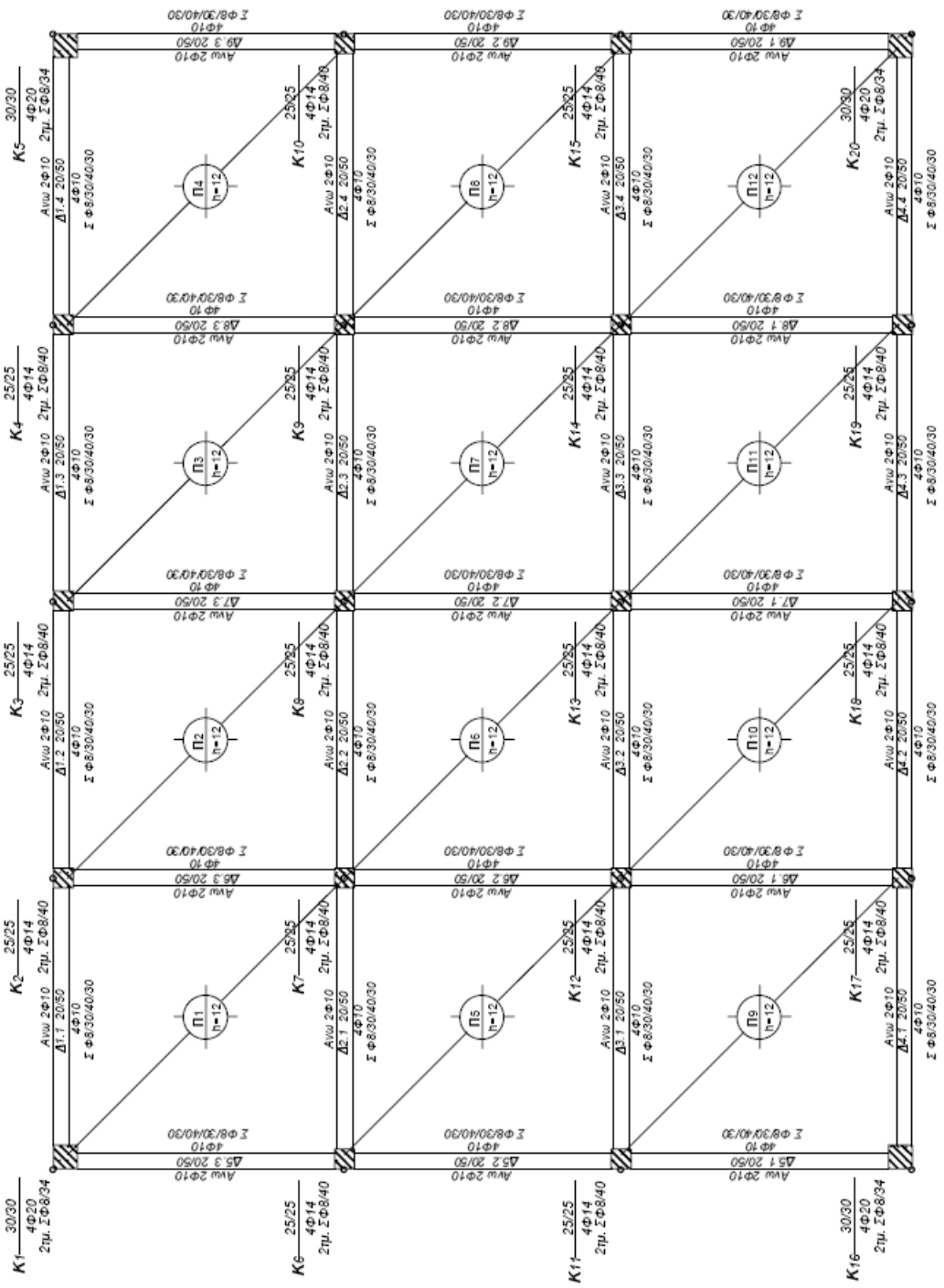
ΚΤΙΡΙΟ Α ΤΟΥ 60
ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ '59



K60A59

ΚΤΙΡΙΟ Α ΤΟΥ 60
ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ '59

4ος ΟΡΟΦΟΣ

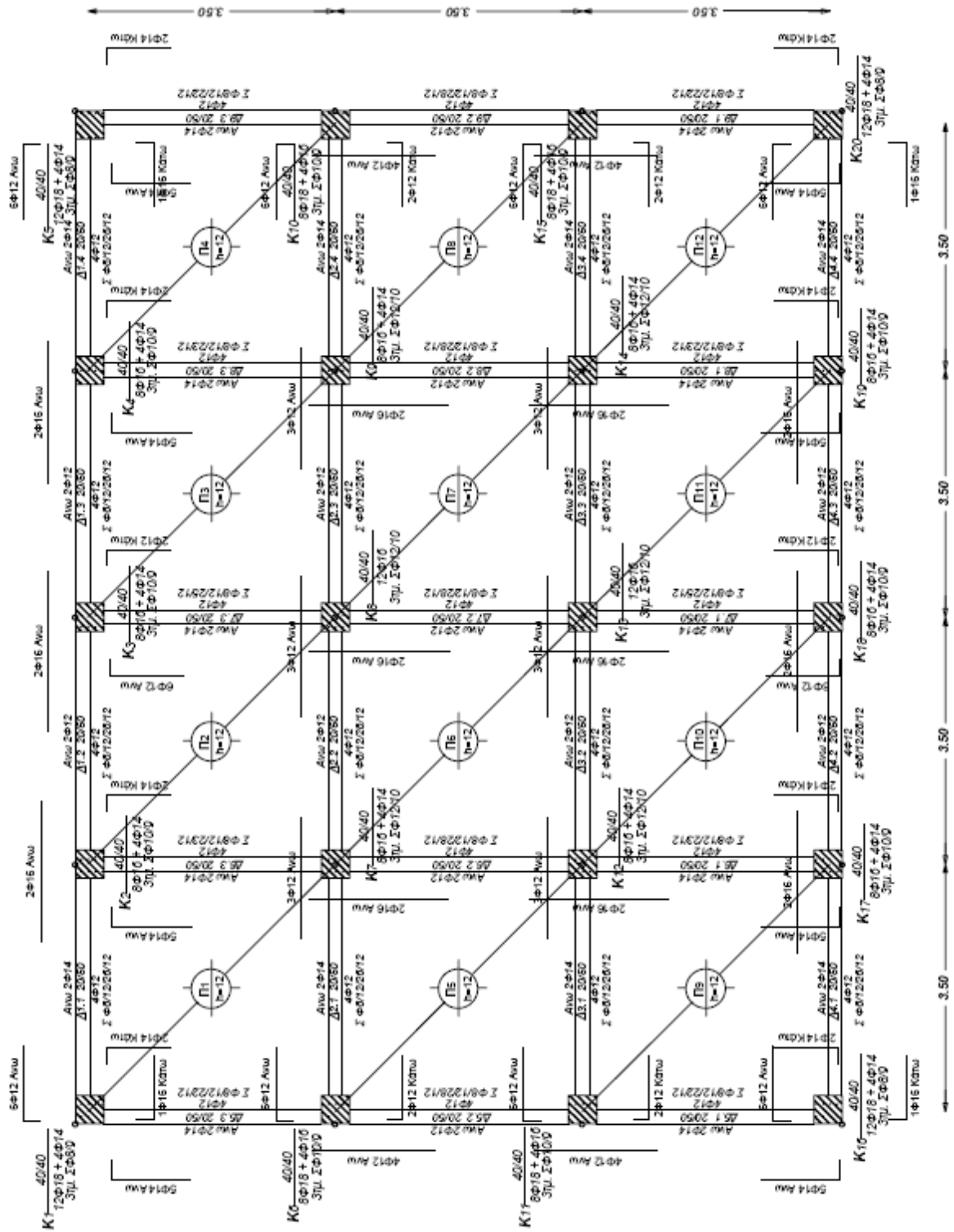


5ος ΟΡΟΦΟΣ

K60A59

ΚΤΙΡΙΟ Α ΤΟΥ 60
ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ '59

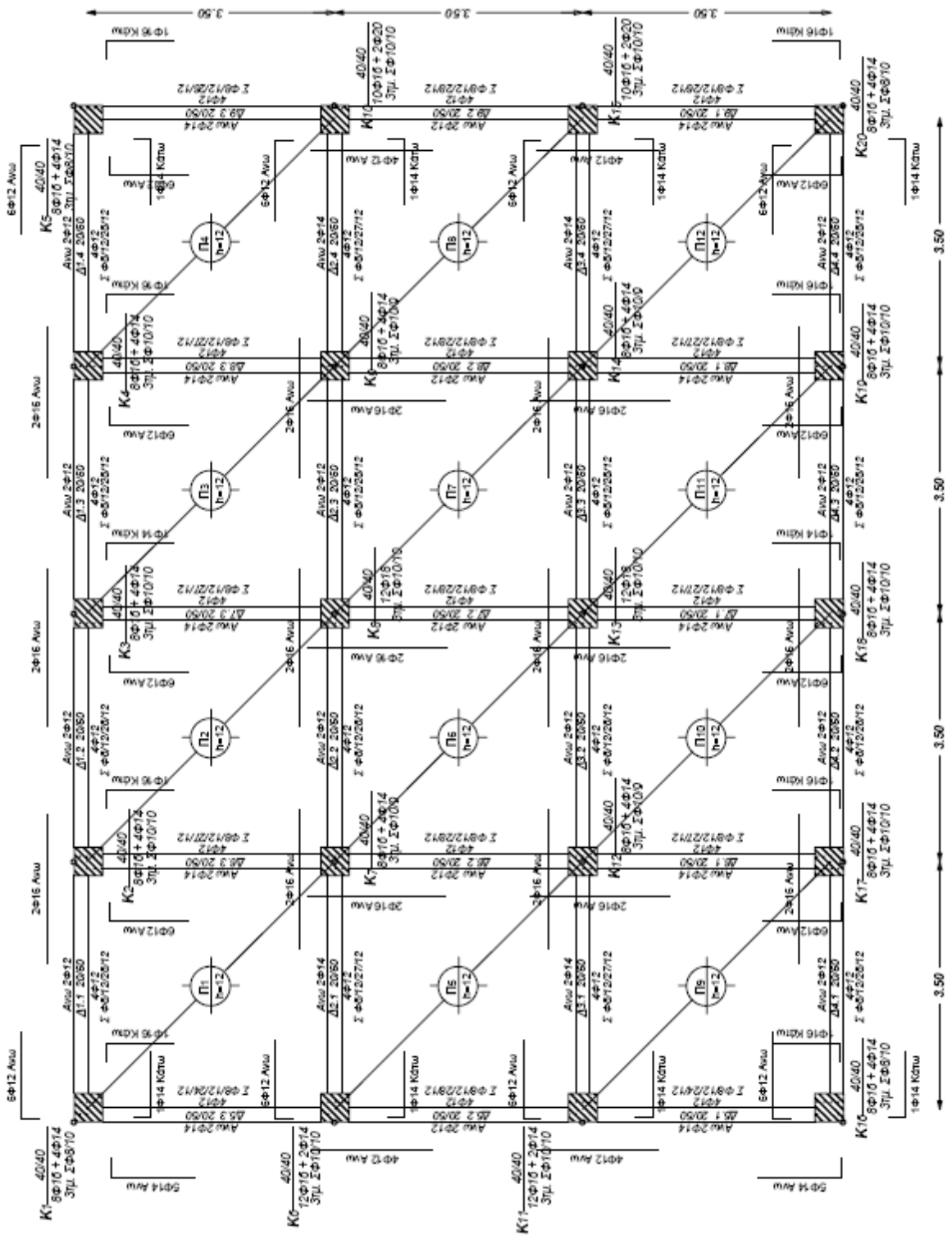
Το κτίριο που αναλύεται είναι πενταόροφο, οπλισμένο σύμφωνα με τον Νέο Κανονισμό Σκυροδέματος του 2000, και τον ΕΑΚ 2003. Οι κατόψεις του κτιρίου παρουσιάζονται παρακάτω.



1ος ΟΡΟΦΟΣ

K60AEAK

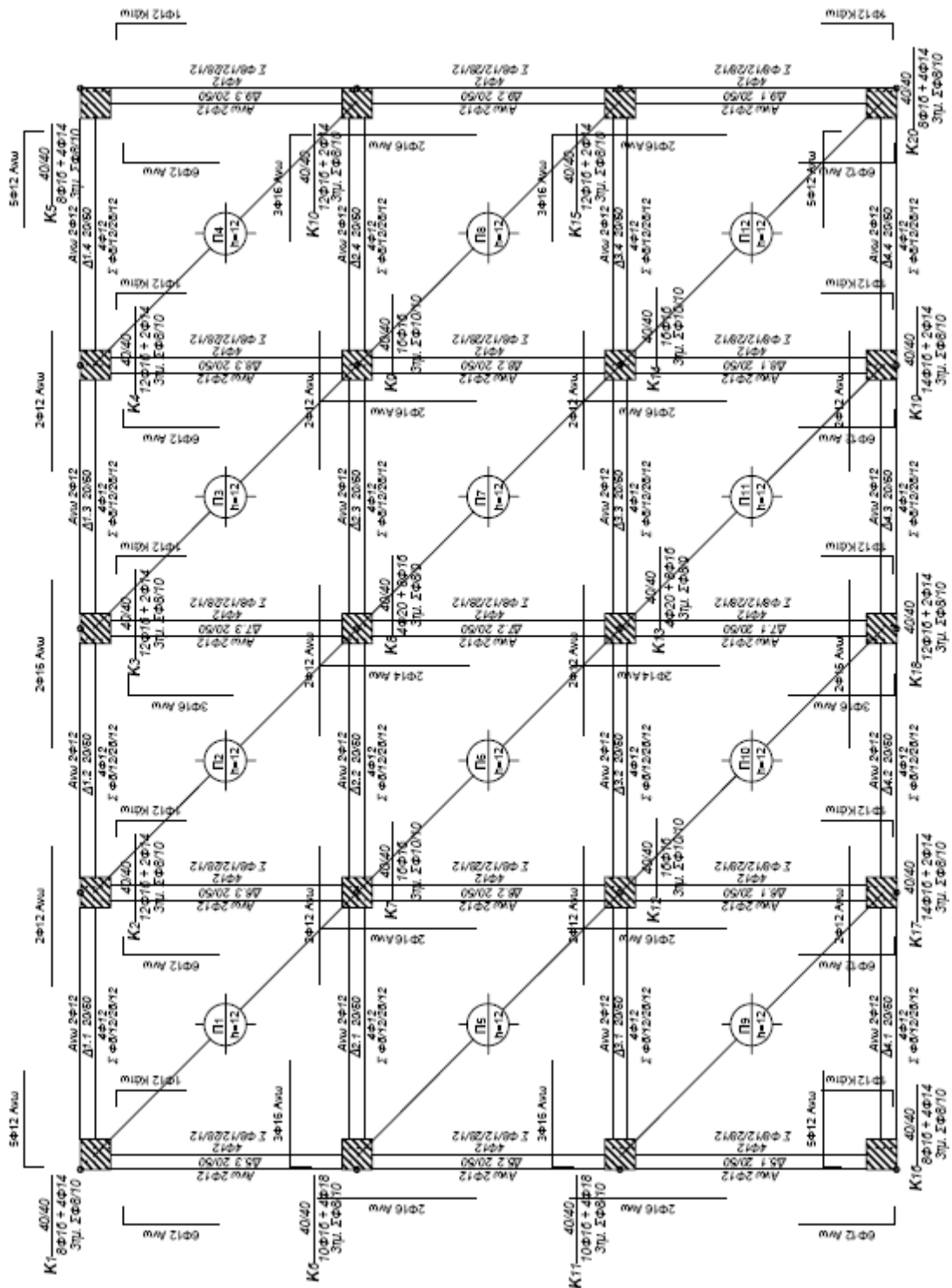
ΚΤΙΠΙΟ Α ΤΟΥ 60
ΕΑΚ 2000



2ος ΟΡΟΦΟΣ

K60ΑΕΑΚ

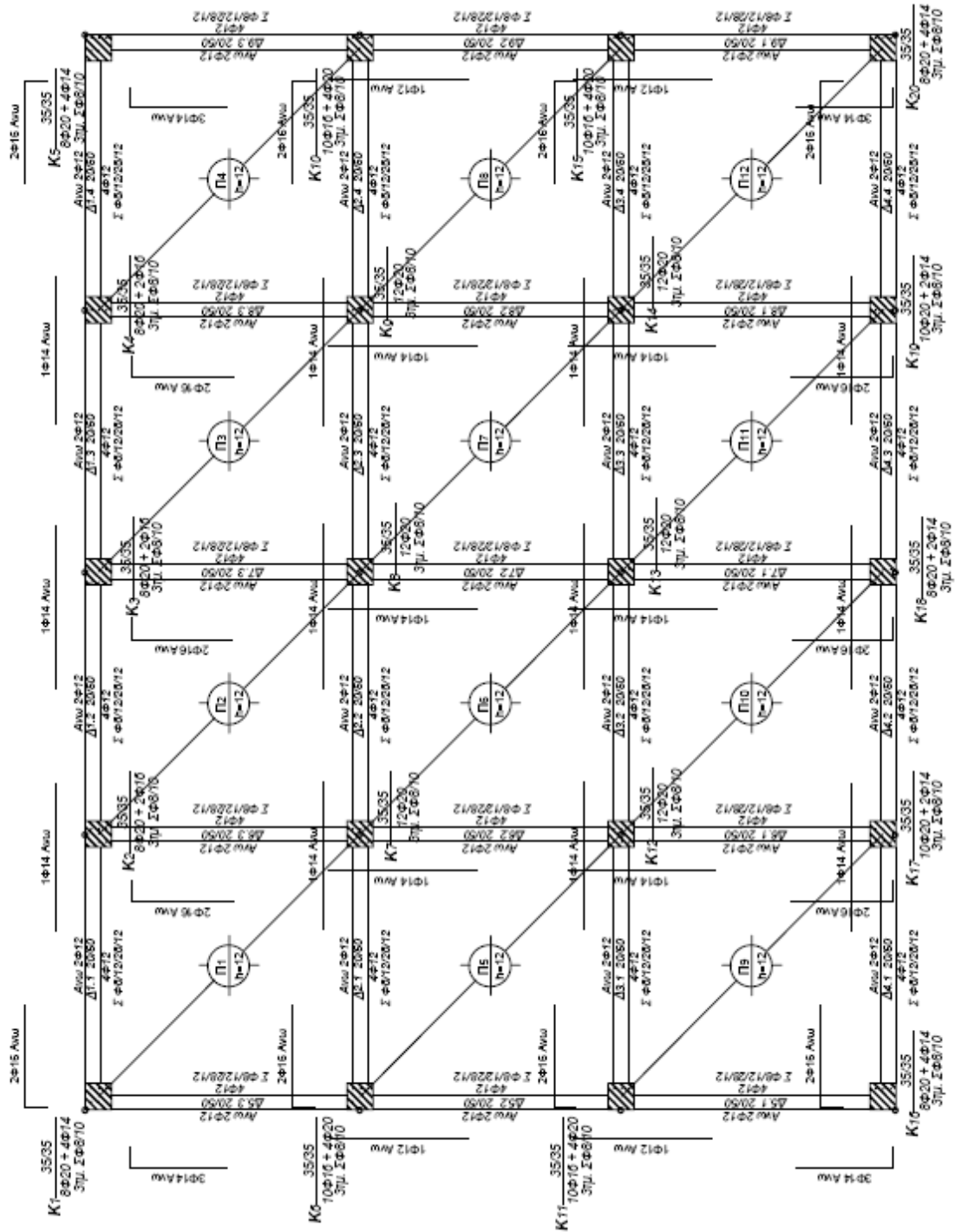
ΚΤΙΠΙΟ Α ΤΟΥ 60
ΕΑΚ 2000



3ος ΟΡΟΦΟΣ

K60AEAK

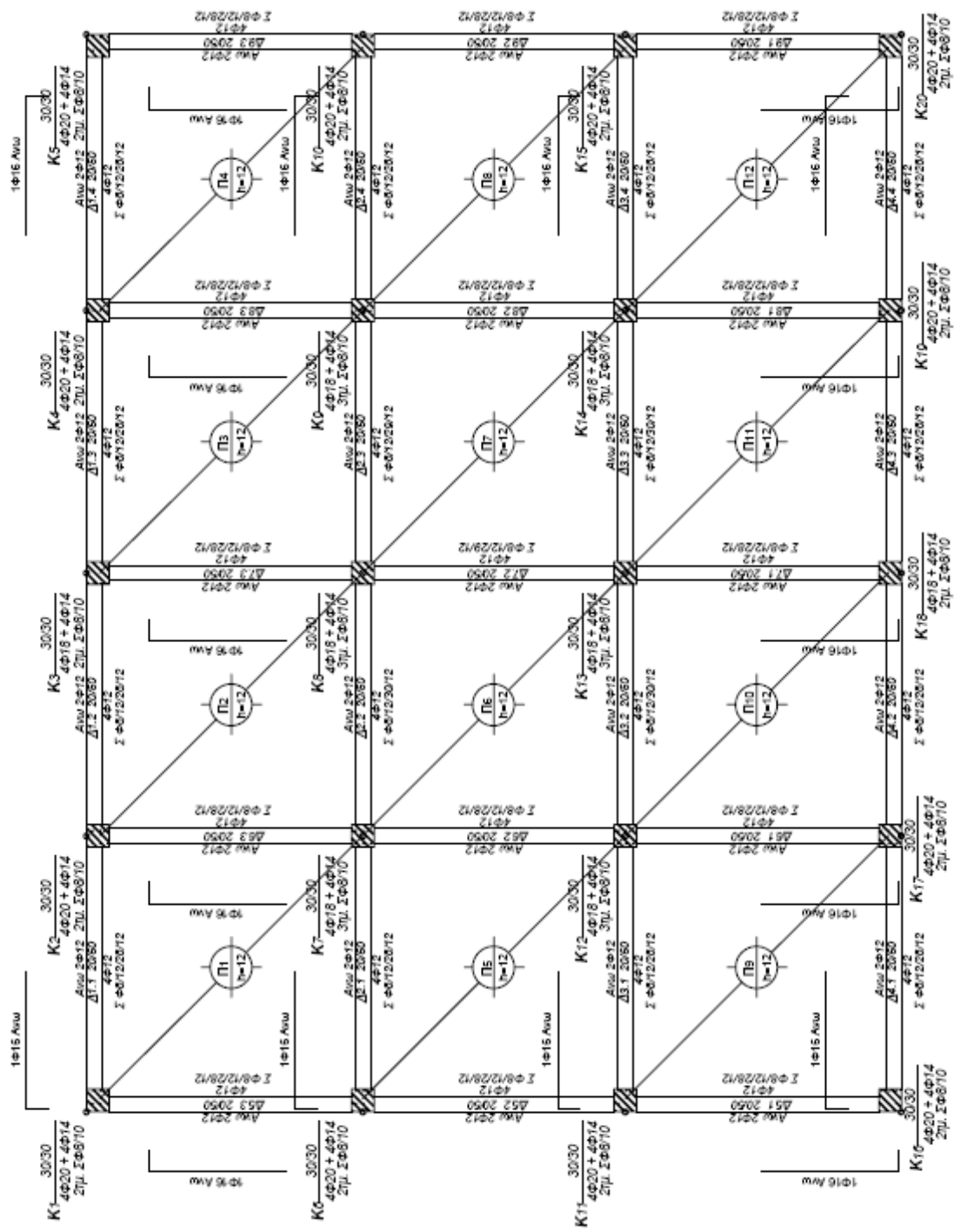
ΚΤΙΠΙΟ Α ΤΟΥ 60
ΕΑΚ 2000



4ος ΟΡΟΦΟΣ

K60ΑΕΑΚ

ΚΤΙΠΙΟ Α ΤΟΥ 60
ΕΑΚ 2000



K60ΑΕΑΚ

ΚΤΙΠΙΟ Α ΤΟΥ 60
ΕΑΚ 2000

5ος ΟΡΟΦΟΣ

3.3 Χαρακτηριστικά του προγράμματος SEISMOSTRUCT

Το SEISMOSTRUCT αναπτύχθηκε και εξελίσσεται από τους Αντωνίου Σ. και Pinho R. την τελευταία δεκαετία και αποτελεί ένα πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων που υπολογίζει την απόκριση πλαισιακών φορέων υπό στατική και δυναμική φόρτιση.

Το πρόγραμμα λαμβάνει υπ' όψιν τόσο γεωμετρικές μη γραμμικότητες, όσο και την ανελαστική συμπεριφορά των υλικών. Διαθέτει βιβλιοθήκες υλικών και μοντέλων σκυροδέματος και χάλυβα, βιβλιοθήκες τρισδιάστατων στοιχείων και διατομών. Έχει γραφικό περιβάλλον σε αντίθεση με το DRAIN 2D και διαθέτει αρκετές ευκολίες στο χρήστη του όσον αφορά την εισαγωγή δεδομένων με αποτέλεσμα την αποφυγή χονδροειδών σφαλμάτων. Παρέχει τη δυνατότητα προσομοίωσης επίπεδων αλλά και χωρικών πλαισίων. Διαθέτει μεγάλες δυνατότητες όσον αφορά την ανάλυση αφού διαθέτει επτά διαφορετικούς τύπους αναλύσεις :

- Ιδιομορφική ανάλυση (*Eigenvalue analysis*)
- Στατική Ανάλυση (*Static analysis*)
- Στατική ανελαστική ανάλυση (*Static pushover analysis*)
- Στατική προσαρμοζόμενη ανελαστική ανάλυση (*Static adaptive pushover analysis*)
- Στατική ανάλυση χρονοϊστορίας (*Static time – history analysis*)
- Δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας (*Dynamic time – history analysis*)
- Επαυξητική δυναμική ανάλυση (*Incremental dynamic analysis - IDA*)

Έχει σταθερότητα όσον αφορά τη διαδικασία της ανάλυσης και χρησιμοποιεί την επαυξητική επαναληπτική μέθοδο (*Incremental Iterative Method*) Newton – Raphson, ενώ είναι και αρκετά ευέλικτο όσον αφορά την υποδιαίρεση του βήματος αύξησης της φόρτισης όταν δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια σύγκλισης.

Το SEISMOSTRUCT ,με τη θεώρηση ανελαστικής συμπεριφοράς του φορέα, κατανέμει την πλαστικότητα στο μέλος κατά μήκος αλλά και εντός της διατομής με τον τρόπο που προαναφέραμε. Έτσι μας δίνεται η δυνατότητα ακριβέστερης εκτίμησης της κατανομής των βλαβών στο κάθε μέλος αλλά και στην κατασκευή.

Ο χρήστης έχει και τη δυνατότητα επιλογής κριτηρίων αστοχίας. Τα κριτήρια αυτά σχετίζονται με :

- Την υπέρβαση παραμορφώσεων στο σκυρόδεμα ή το χάλυβα κατά μήκος των μελών,
- Την υπέρβαση κάποιας τιμής καμπυλότητας
- Την υπέρβαση κάποιας τιμής διατμητικής δύναμης.

Εφόσον το πρόγραμμα αναλύει το φορέα με τη φιλοσοφία της κατανεμημένης πλαστικότητας δε μας δίνει τιμές πλαστικής στροφής, αλλά καμπυλότητες και παραμορφώσεις στις διατομές κατά μήκος των μελών.

Τα αποτελέσματα δίνονται σε γραφικό περιβάλλον με τη δυνατότητα απεικόνισης τόσο των καθολικών παραμορφώσεων του φορέα όσο και των παραμορφώσεων και των εντατικών μεγεθών (M , Q , N) σε κάθε μέλος και κόμβο ξεχωριστά. Έχουμε επίσης τη δυνατότητα επιλογής σημείων που έχουν ενδιαφέρον όσον αφορά την εξέλιξη των τάσεων σε διατομές μελών και να έχουμε τις τάσεις που προκύπτουν σ' αυτά κατά την ανάλυση.

Θα πρέπει να επισημανθεί ότι το πρόγραμμα δεν έχει τη δυνατότητα επιβολής έντασης υπό συγκεκριμένη γωνία. Για το λόγο αυτό, η επιβολή της δυναμικής χρονοιστορίας έγινε σε μία διεύθυνση(κατά τον άξονα x).

3.4 Φορτία

Σε κάθε περιμετρικό πλαίσιο θα εφαρμόσουμε τα ίδια βάρη του και τα αντίστοιχα επιφανειακά φορτία των πλακών που το φορτίζουν το κάθε είδους υποστυλώμα- γωνιακό, περιμετρικό, εσωτερικό). Όσον αφορά τις αδρανειακές μάζες που λαμβάνονται υπ' όψιν στην ιδιομορφική ανάλυση του μοντέλου στο συνδυασμό μόνιμων και κινητών φορτίων προστίθεται και η μάζα του μισού υποστυλώματος που συμβάλει σε κάθε κόμβο δοκού- υποστυλώματος. Οι μάζες θεωρούνται συγκεντρωμένες στους κόμβους των υποστυλωμάτων. Το πάχος πλάκας είναι 0,12 m και οι διαστάσεις δοκού 0,2×0,5 m. Θα πρέπει να τονίσουμε ότι τα δεδομένα δεν είναι αποτέλεσμα τόσο των σχεδίων της υπάρχουσας κατασκευής ή επί τόπου αποτύπωσης, αλλά ενδεικτικά ενός τυπικού πλαισιακού φορέα, αποτελούμενου μόνο από υποστυλώματα, χωρίς τοιχώματα. Τα κινητά φορτία σε κάθε στάθμη είναι 2 kN/m². Αντίστοιχα και τα μόνιμα φορτία σε κάθε στάθμη θεωρούνται 2 kN/m². Τα φορτία, τόσο τα μόνιμα όσο και τα κινητά, ανάγονται από επιφανειακά σε γραμμικά φορτία που φορτίζουν τον εκάστοτε θεωρούμενο δισδιάστατο πλαισιακό φορέα με πλάτος επιρροής 3,5m, όσο και η απόσταση των πλαισίων και αφού αναλύουμε ένα περιμετρικό πλαίσιο. Η απόσταση μεταξύ των υποστυλωμάτων των πλαισίων, επιλέγεται 3,5m αφού η απουσία τοιχωμάτων, δεν επιτρέπει μεγαλύτερα ανοίγματα.

Φορτία μόνιμα από πλάκα :

$$\text{Ακραία Υποστυλώματα:} = (1,35 \times 2 + 1,5 \times 2) \times 3,5^2 / 2 = 34,9 \text{ kN/m}$$

$$\text{Μεσαία Υποστυλώματα:} = (1,35 \times 2 + 1,5 \times 2) \times 3,5^2 = 69,8 \text{ kN/m}$$

$$\text{Γωνιακά Υποστυλώματα:} (1,35 \times 2 + 1,5 \times 2) \times 3,5^2 / 4 = 17,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Ίδιο βάρος δοκού : } 0,62 \times 0,4 \times 24 = 5,95 \text{ kN/m}$$

Τα υποστυλώματα έχουν σταθερή διατομή σε κάθε όροφο. Επίσης τα ακραία υποστυλώματα έχουν ίδια διατομή με τα μεσαία και τα γωνιακά αντίστοιχα, σε κάθε κτίριο. Τα μέγιστα αξονικά φορτία παρουσιάζονται στα εσωτερικά υποστυλώματα.

Ο σχεδιασμός και η επίλυση των πλαισιακών φορέων έγινε με τη χρήση του προγράμματος F.E.S.P.A., ώστε να υπολογισθούν τα εντατικά μεγέθη αλλά και η όπλιση των υποστυλωμάτων. Στη συνέχεια ελέγχθηκαν με υπολογισμό στο χέρι, σύμφωνα με τους ισχύοντες αλλά και τον Παλαιό Κανονισμό (μέθοδος επιτρεπόμενων τάσεων), ενδεικτικά κάποια υποστυλώματα, για να διαπιστωθεί η ταύτιση των αποτελεσμάτων και να ελεγχθεί η ακρίβεια του προγράμματος. Τα αποτελέσματα συνέπιπταν και ο έλεγχος δεν εφαρμόστηκε τελικά για όλα τα αποτελέσματα.

3.5 Υλικά

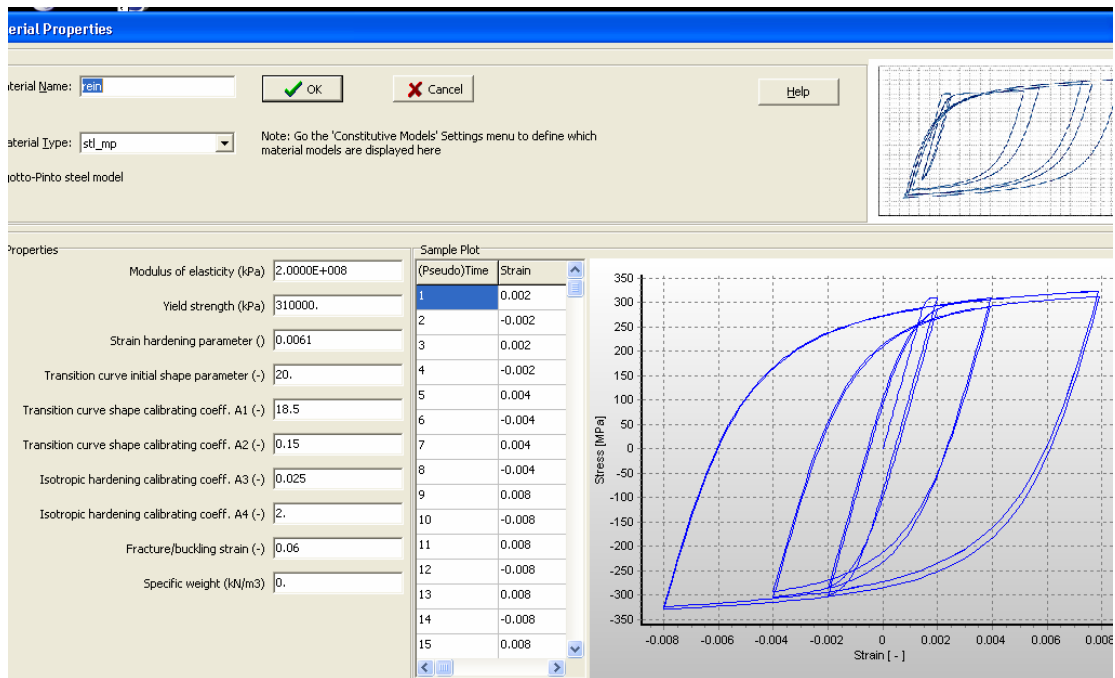
Το πρόγραμμα μας δίνει τη δυνατότητα επιλογής μεταξύ επτά διαφορετικών προσομοιωμάτων υλικών σκυροδέματος και χάλυβα. Με κατάλληλες μετατροπές των παραμέτρων τους μπορούμε να προσομοιώσουμε με μεγάλη ακρίβεια τα υλικά των διατομών για την πλειοψηφία των κροατασκευών.

Συγκεκριμένα για τους φορείς που αναλύουμε επιλέξαμε ένα διγραμμικό μοντέλο χάλυβα (*stl_mp*) και ένα μη γραμμικό μοντέλο για περισφιγμένο σκυρόδεμα (*con_ma*).

Έτσι για τους φορείς που κατασκευάστηκαν σύμφωνα με τον Κανονισμό Σκυροδέματος του 1954 και τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959, χρησιμοποιήθηκαν τα παρακάτω υλικά :

- Διγραμμικό μοντέλο χάλυβα (*stl_mp*)

Το μοντέλο και οι προσδιοριζόμενοι παράμετροι σ' αυτό φαίνονται στο παρακάτω σχήμα. Το χρησιμοποιούμε για να προσομοιώσουμε το είδος του χάλυβα που συναντούμε στο φορέα μας, χάλυβα τύπου *Stl* για τα υποστυλώματα και για τις δοκούς.



Σχήμα 3.2 Διγραμμικό μοντέλο χάλυβα

Προσδιορισμός παραμέτρων χάλυβα :

- Μέτρο Ελαστικότητας E_s :

Είναι η αρχική δυσκαμψία του υλικού και παίρνει τιμές 210 GPa για χάλυβα StIII και 200 GPa για χάλυβα StI.

- Τάση διαρροής f_y :

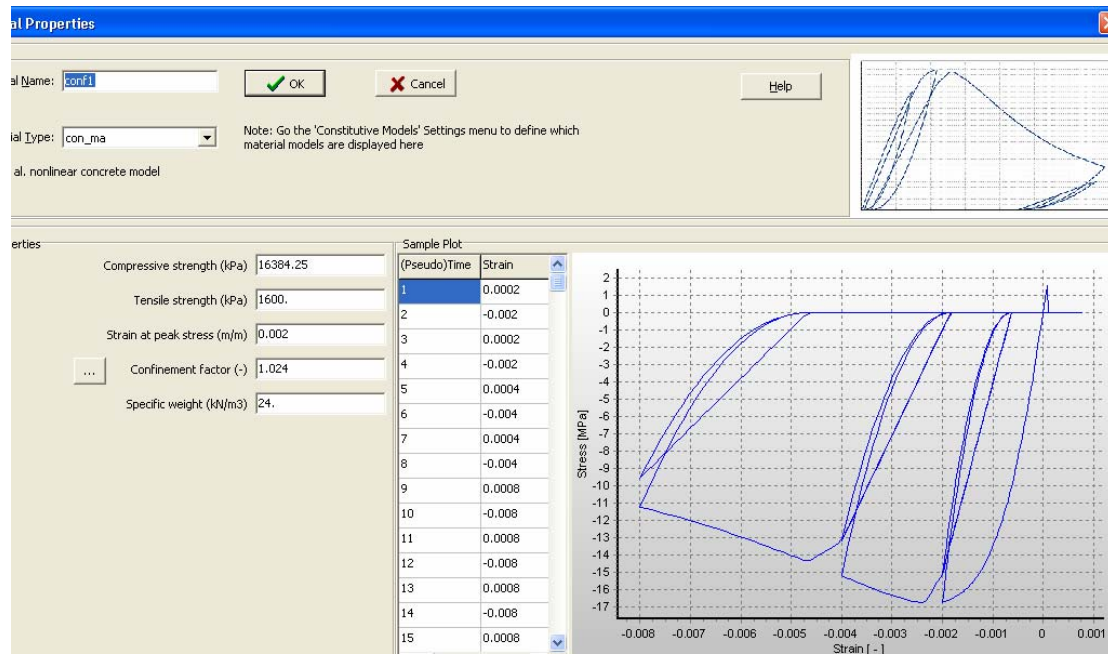
Εφόσον υπάρχουν ακριβείς εργαστηριακές μετρήσεις της τάσης διαρροής για τα δύο είδη χάλυβα δε χρησιμοποιούμε τις ονομαστικές τιμές. Έχουμε $f_y = 310 \text{ MPa}$ για χάλυβα StI.

- Παράμετρος αύξησης τάσης μετελαστικά :

Είναι ο λόγος μεταξύ της μετελαστικής δυσκαμψίας E_{sp} και της αρχικής ελαστικής δυσκαμψίας E_s . Παίρνει την τιμή 0,0061 και για τα δύο είδη χάλυβα.

- Μη γραμμικό μοντέλο περισφιγμένου σκυροδέματος (con ma)

Πρόκειται για ένα μοντέλο το οποίο ακολουθεί την προσέγγιση που προτείνεται από τους Mander et al [1988] για σταθερό συντελεστή περίσφιξης. Το μοντέλο και οι προσδιοριζόμενοι παράμετροι σ' αυτό φαίνονται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 3.3 Μη γραμμικό μοντέλο περισφιγμένου σκυροδέματος

Για να προσαρμόσουμε το μοντέλο στα δικά μας δεδομένα προσδιορίζουμε τέσσερις παραμέτρους :

- Θλιπτική αντοχή f_c :

Για την κατασκευή που αναλύουμε έχουν γίνει εργαστηριακές δοκιμές που μας επιτρέπουν αξιόπιστα να θεωρήσουμε την αντοχή σε θλίψη του σκυροδέματος B225, το οποίο έχει χρησιμοποιηθεί, $f_c = 16 \text{ MPa}$.

- Εφελκυστική αντοχή f_t :

Θεωρούμε ότι η εφελκυστική αντοχή είναι περίπου το 10% της θλιπτικής αντοχής οπότε θέτουμε $f_t = 1,6 \text{ MPa}$.

- Παραμόρφωση στη μέγιστη θλιπτική τάση δίχως περίσφιξη ε_c :

Από τον ΕΚΩΣ 2000 αλλά και τη διεθνή βιβλιογραφία προκύπτει ότι $\varepsilon_c = 0,002$.

- Συντελεστής περίσφιξης k_c :

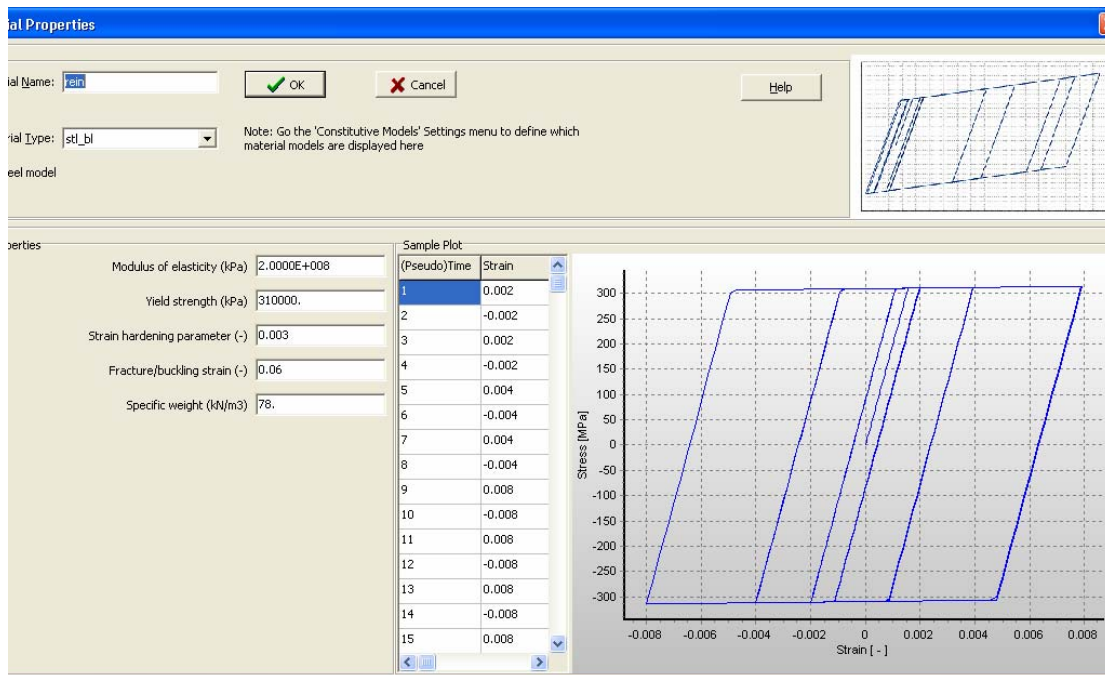
Ο συντελεστής περίσφιξης υπολογίζεται σύμφωνα με τη μέθοδο που προτείνεται από Mander et al [1988]. Στην περίπτωση μας ο φορέας είναι κατασκευασμένος σύμφωνα με τον αντισεισμικό σχεδιασμό του 1959 που δεν προέβλεπε περίσφιξη. Οι συνδετήρες κατά μήκος των υποστρωμάτων είναι αραιοί ($\Phi 10/20$) και προφανώς δεν τηρούν τις κατασκευαστικές λεπτομέρειες που προβλέπονται ώστε να θεωρήσουμε ότι συμβάλουν στην περίσφιξη του πυρήνα σκυροδέματος. Συνεπώς θεωρούμε έναν πολύ μικρό συντελεστή περίσφιξης τέτοιο που να αμελούμε την επίδρασή της στο προσομοίωμα. Θέτουμε λοιπόν $k_c = 1,004 - 1,02$ ενώ μια λογική τιμή σε περίπτωση που είχαμε περίσφιξη θα ήταν $1,2 - 1,3$.

Αντίστοιχα για τους φορείς τους σχεδιασμένους σύμφωνα με τον Κανονισμό Σκυροδέματος του 2000 και τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 2003, χρησιμοποιήθηκαν τα παρακάτω υλικά :

Και για τους συγκεκριμένους φορείς που αναλύουμε επιλέξαμε ένα διγραμμικό μοντέλο χάλυβα (*stl_mp*) και ένα μη γραμμικό μοντέλο για περισφιγμένο σκυρόδεμα (*con_ma*)

- Διγραμμικό μοντέλο χάλυβα (*stl mp*)

Το μοντέλο και οι προσδιοριζόμενοι παράμετροι σ' αυτό φαίνονται στο παρακάτω σχήμα. Το χρησιμοποιούμε για να προσομοιώσουμε το χάλυβα που συναντούμε στο φορέα μας, χάλυβα τύπου *Stl*, με όριο διαρροής $f_y = 310$ MPa για τα υποστρώματα και τις δοκούς.



Σχήμα 3.4 Διγραμμικό μοντέλο χάλυβα

Προσδιορισμός παραμέτρων χάλυβα :

- Μέτρο Ελαστικότητας E_s :

Είναι η αρχική δυσκαμψία του υλικού και παίρνει τιμές 210 GPa για χάλυβα StIII και 200 GPa για χάλυβα StI.

- Τάση διαρροής f_y :

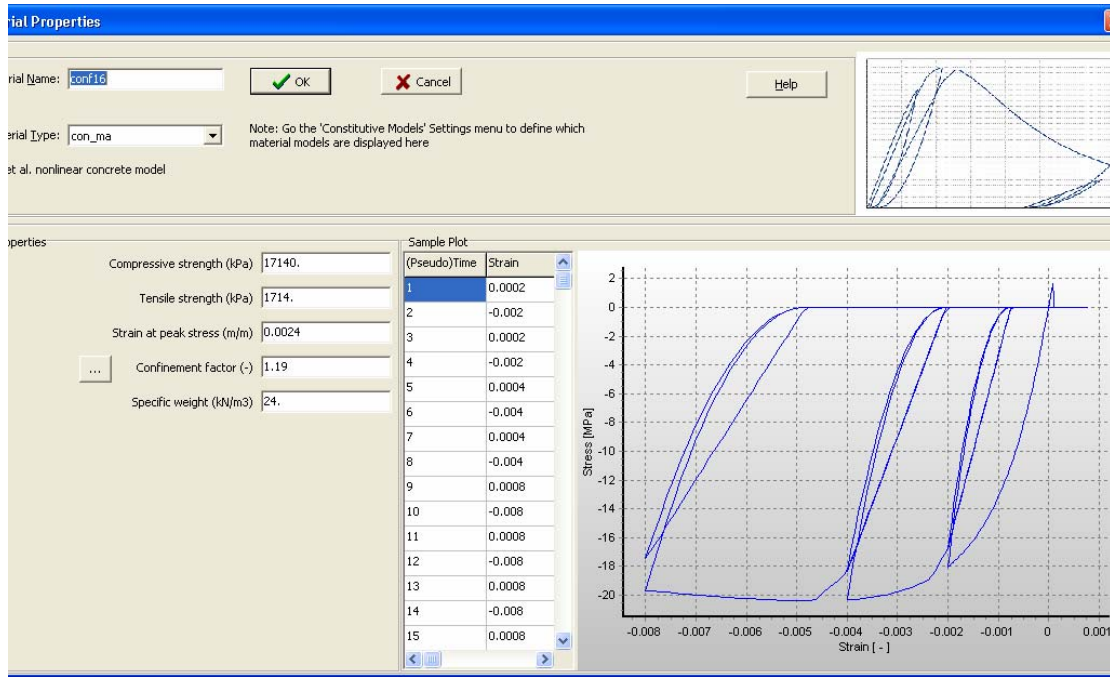
Εφόσον υπάρχουν ακριβείς εργαστηριακές μετρήσεις της τάσης διαρροής για τον χάλυβα δε χρησιμοποιούμε τις ονομαστικές τιμές. Έχουμε $f_y = 310 \text{ MPa}$ για χάλυβα StI.

- Παράμετρος αύξησης τάσης μετελαστικά :

Είναι ο λόγος μεταξύ της μετελαστικής δυσκαμψίας E_{sp} και της αρχικής ελαστικής δυσκαμψίας E_s . Παίρνει την τιμή 0,003 για τον χάλυβα.

- Μη γραμμικό μοντέλο περισφιγμένου σκυροδέματος (con ma)

Πρόκειται για ένα μοντέλο το οποίο ακολουθεί την προσέγγιση που προτείνεται από τους Mander et al [1988] για σταθερό συντελεστή περίσφιξης. Το μοντέλο και οι προσδιοριζόμενοι παράμετροι σ' αυτό φαίνονται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 3.5 Μη γραμμικό μοντέλο περισφιγμένου σκυροδέματος

Για να προσαρμόσουμε το μοντέλο στα δικά μας δεδομένα προσδιορίζουμε τέσσερις παραμέτρους :

- Θλιπτική αντοχή f_c :

Για την κατασκευή που αναλύουμε έχουν γίνει εργαστηριακές δοκιμές που μας επιτρέπουν αξιόπιστα να θεωρήσουμε την αντοχή σε θλίψη του σκυροδέματος B225, το οποίο έχει χρησιμοποιηθεί, $f_c = 16 \text{ MPa}$.

- Εφελκυστική αντοχή f_t :

Θεωρούμε ότι η εφελκυστική αντοχή είναι περίπου το 10% της θλιπτικής αντοχής οπότε θέτουμε $f_t = 1,6 \text{ MPa}$.

- Παραμόρφωση στη μέγιστη θλιπτική τάση δίχως περίσφιξη ε_c :

Από τον ΕΚΩΣ 2000 αλλά και τη διεθνή βιβλιογραφία προκύπτει ότι $\varepsilon_c = 0,002$.

- Συντελεστής περίσφιξης k_c :

Ο συντελεστής περίσφιξης υπολογίζεται σύμφωνα με τη μέθοδο που προτείνεται από Mander et al [1988]. Στην περίπτωση μας ο φορέας είναι κατασκευασμένος σύμφωνα με τον αντισεισμικό σχεδιασμό του 2003 που προβλέπει περίσφιξη. Οι συνδετήρες κατά μήκος των υποστυλωμάτων είναι πυκνά τοποθετημένοι ($\Phi 8/10$) και προφανώς τηρούν τις κατασκευαστικές λεπτομέρειες που προβλέπονται ώστε να θεωρήσουμε ότι συμβάλουν στην περίσφιξη του πυρήνα σκυροδέματος. Συνεπώς θεωρούμε έναν σχετικά μεγάλο συντελεστή περίσφιξης τέτοιο που να μην αμελούμε, όπως στα σχεδιασμένα σύμφωνα με τους παλαιότερους Κανονισμούς κτίρια, την επίδρασή του στο προσομοίωμα. Θεωρώντας λοιπόν μια λογική τιμή του συντελεστή $k_c = 1,2-1,3$ σε περίπτωση περισφιγμένων διατομών θέτουμε $k_c = 1,16- 1,31$.

4.ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΤΟΥ

ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ SEISMOSTRUCT

4.1 Παρουσίαση Αποτελεσμάτων Αναλύσεων

Η αποτίμηση της συμπεριφοράς των δύο κτιρίων γίνεται μέσω της παρουσίασης πινάκων με τις χαρακτηριστικές τους τιμές, πινάκων με τιμές διαφόρων μεγεθών των κτιρίων αυτών(μέγιστη τέμνουσα βάση V_{max} , μέγιστη μετακίνηση οροφής δ_{max} , απαίτηση πλαστιμότητας μ , συντελεστή μεγέθυνσης των μετακινήσεων $C - inelastic displacement ratio$ -, τη μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφων $drift$) για μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις.

Επίσης παρουσιάζονται τα διαγράμματα τέμνουσας βάσης- μετακίνησης οροφής και για τα δύο κτίρια, για μη γραμμική στατική ανάλυση υπό αυξανόμενη ένταση. Στη συνέχεια ακολουθούν τα διαγράμματα των σχετικών μετακινήσεων ορόφων καθ' ύψος των κτιρίων, τόσο για τους σεισμούς κοντινού πεδίου, όσο και αυτούς του μακρινού πεδίου.

Η αποτίμηση της συμπεριφοράς των υποστυλωμάτων του ισογείου γίνεται μέσω της δημιουργίας βρόχων υστέρησης που προκύπτουν από την επιβολή των διαφόρων τύπου σεισμών κοντινού πεδίου, αλλά και ενδεικτικά αυτών του μακρινού πεδίου. Τα αντίστοιχα διαγράμματα αντιπροσωπεύουν τη σχέση τεμνουσών βάσης - μετακινήσεων, ενδεικτικά μεγέθη της συμπεριφοράς των υποστυλωμάτων. Εξυπακούεται ότι οι υστερητικές καμπύλες αποτελούν όχι πειραματικά αποτελέσματα και δεδομένα, αλλά αποτελούν πρόβλεψη της συμπεριφοράς των στοιχείων.

Οι υστερητικές καμπύλες, παρουσιάζονται για κάθε τύπο κτιρίου. Στον οριζόντιο άξονα απεικονίζεται η μετατόπιση της κορυφής του υποστυλώματος, σε μέτρα (m), και στον κατακόρυφο η τέμνουσα που αναπτύσσεται στη βάση του υποστυλώματος, σε KN.

4.1.1. Πίνακες

Πίνακας 4.1. Χαρακτηριστικές τιμές των κτιρίων

Κτίριο	T [sec]	V_y [KN]	u_y [m]
K60A59	0,74	1012,4	0,088
K60ΑΕΑΚ	0,63	2592,1	0,153

όπου T είναι η ιδιοπερίοδος των κτιρίων, u_y η μετακίνηση διαρροής και V_y η τέμνουσα βάσης που αντιστοιχεί σε αυτήν την μετακίνηση.

4.1.1.α. Μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις

Σεισμοί κοντινού πεδίου

Πίνακας 4.2. Καταγραφή CIG- 180-1(Σεισμός San- Salvador- οριζόντια συνιστώσα 180)

Κτίριο	V_{max} [KN]	δ_{max} [m]	$\mu = \delta_{max}/u_y$	$C = \delta_{max}/\delta_{ελαστ}$	max drift	Όροφος που παρατηρείται
K60A59	2.201,7	0,270	3,07	1,97	0,038	4
K60ΑΕΑΚ	2.754,1	0,224	1,47	1,51	0,025	1

Πίνακας 4.3. Καταγραφή CIG- 270-1(Σεισμός San- Salvador- οριζόντια συνιστώσα 270)

Κτίριο	V_{max} [KN]	δ_{max} [m]	$\mu=\delta_{max}/u_y$	$C=\delta_{max}/\delta_{ελαστ}$	max drift	Όροφος που παρατηρείται
K60A59	2.166,0	0,220	2,50	0,74	0,033	4
K60ΑΕΑΚ	2.859,5	0,209	1,37	1,17	0,022	2

Πίνακας 4.4. Καταγραφή ALF- 180 – 1 (Σεισμός Whittier Narrows, USA, οριζόντια συνιστώσα 180)

Κτίριο	V_{max} [KN]	δ_{max} [m]	$\mu=\delta_{max}/u_y$	$C=\delta_{max}/\delta_{ελαστ}$	max drift	Όροφος που Παρατηρείται
K60A59	1.315,9	0,106	0,62	1,44	0,016	4
K60ΑΕΑΚ	2.231,5	0,129	0,85	1,77	0,012	3

Πίνακας 4.5. Καταγραφή ERZ- 090 -1(Σεισμός Erzincan, Turkey, οριζόντια συνιστώσα 090)

Κτίριο	V_{max} [KN]	δ_{max} [m]	$\mu=\delta_{max}/u_y$	$C=\delta_{max}/\delta_{ελαστ}$	max drift	Όροφος που Παρατηρείται
K60A59	1.904,7	0,239	1,40	1,35	0,039	4
K60ΑΕΑΚ	2.663,5	0,209	1,37	1,66	0,022	2

Πίνακας 4.6. Καταγραφή ERZ-000-1(Σεισμός Erzincan, Turkey, οριζόντια συνιστώσα 000)

Κτίριο	V_{max} [KN]	δ_{max} [m]	$\mu=\delta_{max}/u_y$	$C=\delta_{max}/\delta_{ελαστ}$	max drift	Όροφος που Παρατηρείται
K60A59	2204,4	0,378	2,23	2,79	0,044	4
K60ΑΕΑΚ	2942,6	0,309	2,02	3,82	0,042	1

Σεισμοί μακρινού πεδίου

Πίνακας 4.7. Καταγραφή 120911(Σεισμός Landers)

Κτίριο	V_{max} [KN]	δ_{max} [m]	$\mu=\delta_{max}/U_y$	$C=\delta_{max}/\delta_{ελαστ}$	max drift	Όροφος που Παρατηρείται
K60A59	941,5	0,132	0,77	1,73	0,020	4
K60ΑΕΑΚ	2119,7	0,118	0,78	1,10	0,011	3

Πίνακας 4.8. Καταγραφή 120912(Σεισμός Landers)

Κτίριο	V_{max} [KN]	δ_{max} [m]	$\mu=\delta_{max}/U_y$	$C=\delta_{max}/\delta_{ελαστ}$	max drift	Όροφος που Παρατηρείται
K60A59	1263,8	0,077	0,46	1,47	0,007	4
K60ΑΕΑΚ	2080,8	0,071	0,47	1,14	0,006	2

Πίνακας 4.9. Καταγραφή 121321(Σεισμός Cape Mendocino)

Κτίριο	V_{max} [KN]	δ_{max} [m]	$\mu=\delta_{max}/U_y$	$C=\delta_{max}/\delta_{ελαστ}$	max drift	Όροφος που Παρατηρείται
K60A59	1450,4	0,174	1,02	1,33	0,026	4
K60ΑΕΑΚ	2235,0	0,156	1,02	1,02	0,013	3

Πίνακας 4.10. Καταγραφή 121322(Σεισμός Cape Mendocino)

Κτίριο	V_{max} [KN]	δ_{max} [m]	$\mu=\delta_{max}/U_y$	$C=\delta_{max}/\delta_{ελαστ}$	max drift	Όροφος που Παρατηρείται
K60A59	1687,9	0,095	0,56	0,91	0,015	4
K60ΑΕΑΚ	2368,5	0,132	0,87	0,74	0,013	5

Πίνακας 4.11. Καταγραφή 120121(Σεισμός Northridge)

Κτίριο	V_{max} [KN]	δ_{max} [m]	$\mu=\delta_{max}/u_y$	$C=\delta_{max}/\delta_{ελαστ}$	max drift	Όροφος που Παρατηρείται
K60A59	1464,6	0,129	0,76	1,28	0,020	4
K60ΑΕΑΚ	2078,6	0,131	0,86	0,57	0,012	3

Πίνακας 4.12. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων συμβατή με φάσμα κατά Ευρωκώδικα Τύπου Ι με $a_g=0.08g$ (EC8_8)

Κτίριο	V_{max} [KN]	δ_{max} [m]	$\mu=\delta_{max}/u_y$	$C=\delta_{max}/\delta_{ελαστ}$	max drift	Όροφος που Παρατηρείται
K60A59	626,8	0,031	0,35	1,05	0,004	4

Πίνακας 4.13. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων συμβατή με φάσμα με $a_g=0.08g$ και σεισμός της 7 Σεπτεμβρίου 1999 στην Αθήνα (EC8_8- Ath)*

Κτίριο	V_{max} [KN]	δ_{max} [m]	$\mu=\delta_{max}/u_y$	$C=\delta_{max}/\delta_{ελαστ}$	max drift	Όροφος που Παρατηρείται
K60A59	962,3	0,058	0,66	1,31	0,008	4

* συνδυασμός της χρονοϊστορίας αυτής και της καταγραφής SPLB9901 Longitudinal του σεισμού στην Αθήνα.

Πίνακας 4.14. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων συμβατή με φάσμα κατά Ευρωκώδικα Τύπου Ι με $a_g=0.24g$ (EC8_24)

Κτίριο	V_{max} [KN]	δ_{max} [m]	$\mu=\delta_{max}/u_y$	$C=\delta_{max}/\delta_{ελαστ}$	max drift	Όροφος που Παρατηρείται
K60ΑΕΑΚ	2338,6	0,114	0,75	0,69	0.0108	2

Πίνακας 4.15. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων συμβατή με φάσμα με $a_g=0.24g$ και σεισμός της 7 Σεπτεμβρίου 1999 στην Αθήνα (EC8_24-Ath)

Κτίριο	V_{max} [KN]	δ_{max} [m]	$\mu=\delta_{max}/u_y$	$C=\delta_{max}/\delta_{ελαστ}$	max drift	Όροφος που Παρατηρείται
K60AΕΑΚ	2273,9	0,123	0,80	0,68	0,0111	5

Κτίριο σχεδιασμένο σύμφωνα με τους Παλαιούς Κανονισμούς όπλισης (K60A59)

Πίνακας 4.16 . Διάμεσες τιμές.

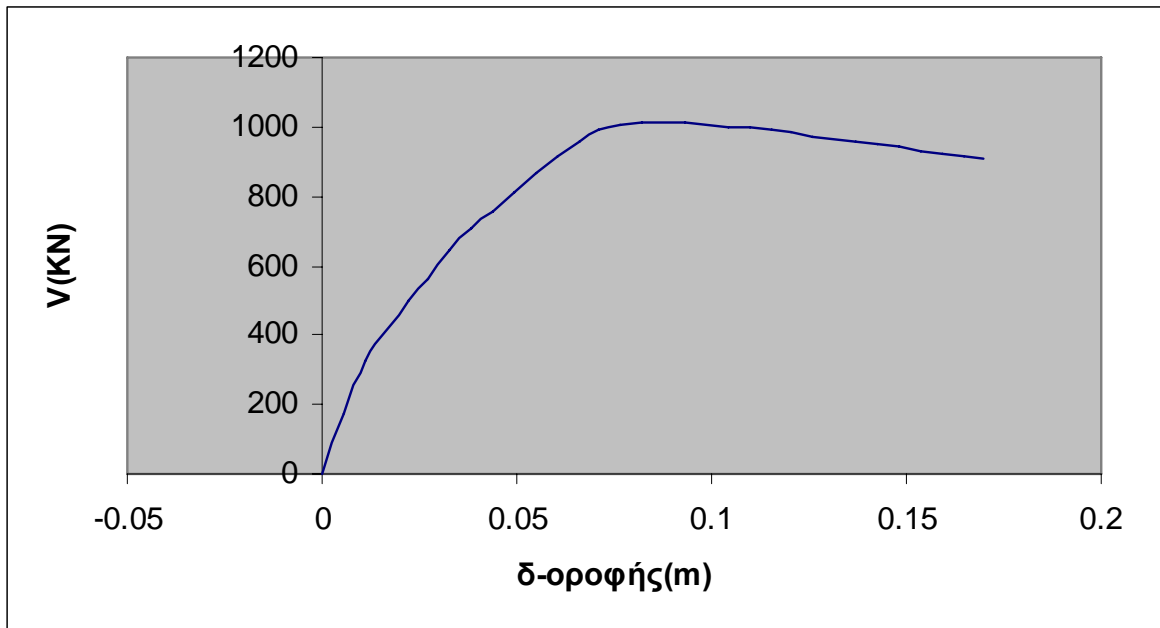
Σεισμοί	V_{max} [KN]	δ_{max} [m]	$\mu=\delta_{max}/u_y$	$C=\delta_{max}/\delta_{ελαστ}$	max drift
κοντινού πεδίου	2.166,0	0,239	2,23	1,44	0,038
μακρινού πεδίου	1.450,4	0,129	0,76	1,33	0,020

Οι τιμές της πρώτης γραμμής είναι οι διάμεσες τιμές των αντιστοίχων τιμών που περιλαμβάνονται στους πίνακες 4.2, 4.3, 4.4, 4.5 και 4.6. Αντιστοίχως αυτές της δεύτερης γραμμής αναφέρονται στους πίνακες 4.7, 4.8, 4.9, 4.10 και 4.11.

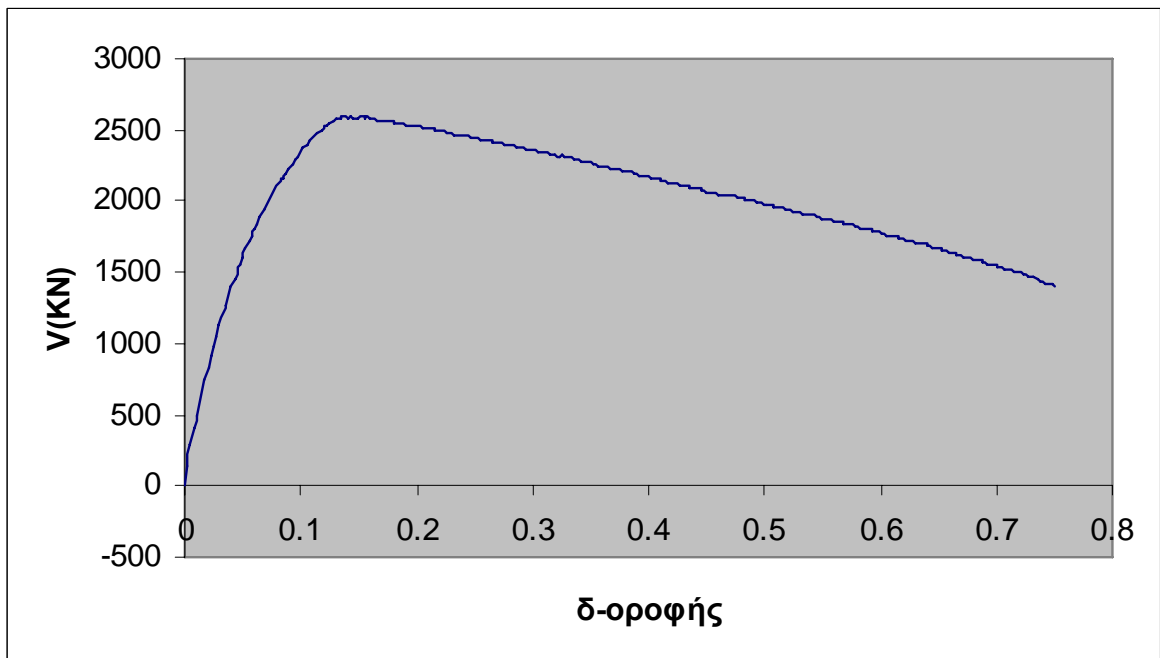
Κτίριο σχεδιασμένο σύμφωνα με τους Νέους Κανονισμούς όπλισης (K60AΕΑΚ)

Πίνακας 4.17 . Διάμεσες τιμές.

Σεισμοί	V_{max} [KN]	δ_{max} [m]	$\mu=\delta_{max}/u_y$	$C=\delta_{max}/\delta_{ελαστ}$	max drift
κοντινού πεδίου	2.754,1	0,209	1,37	1,66	0,022
μακρινού πεδίου	2.119,7	0,131	0,86	1,02	0,012



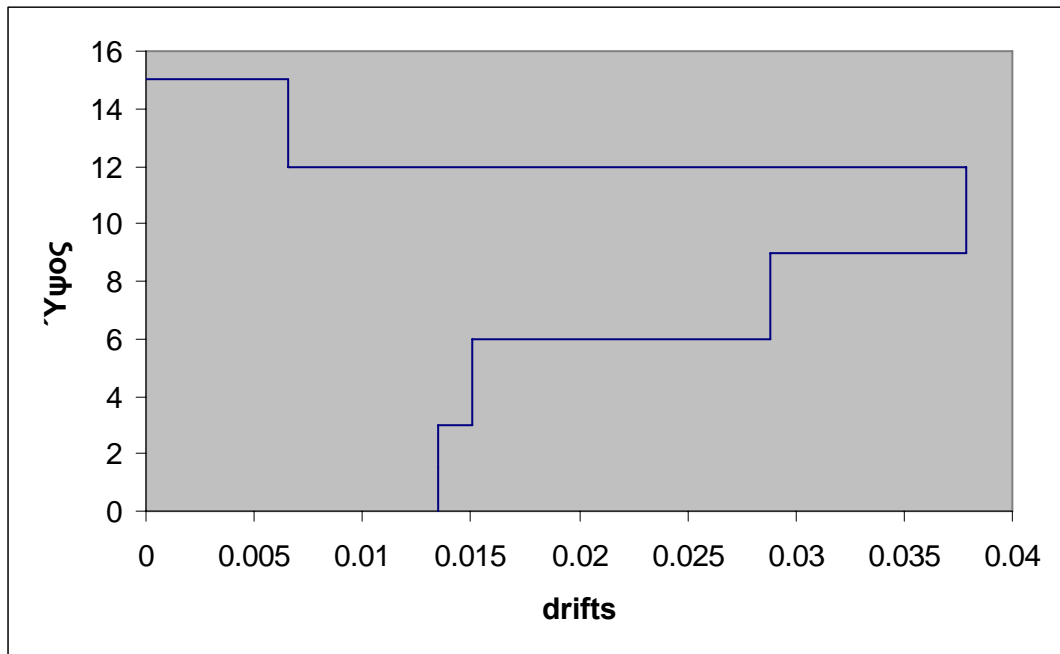
Σχήμα 4.1. Κτίριο δεκαετίας του '60 K60A59. Ανελαστική στατική ανάλυση.



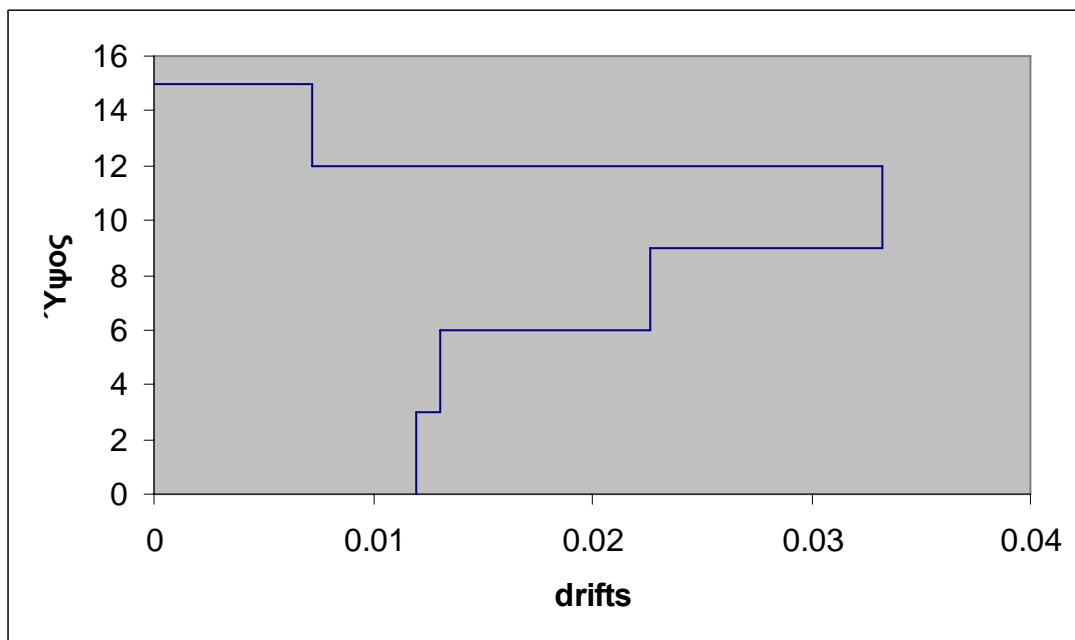
Σχήμα 4.2. Κτίριο δεκαετίας του '60 K60AΕΑΚ. Ανελαστική στατική ανάλυση

Σεισμοί κοντινού πεδίου

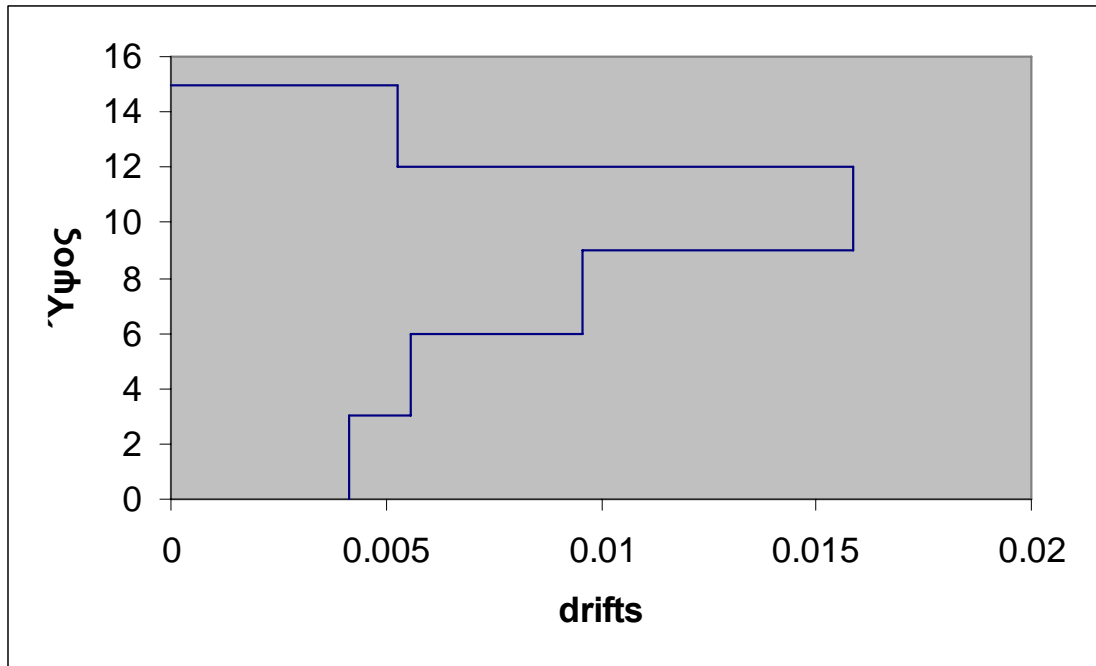
Κτίριο σχεδιασμένο σύμφωνα με τους Παλαιούς Κανονισμούς όπλισης (Κ60Α59)



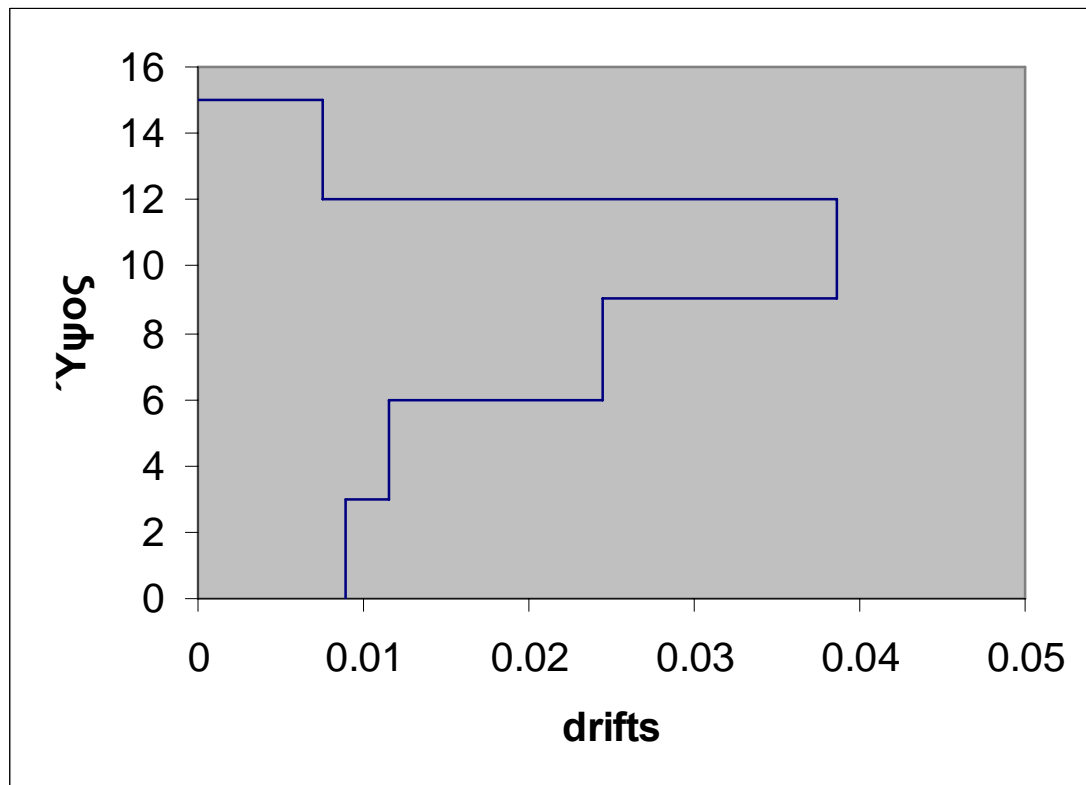
Σχήμα 4.3. Σχετικές μετακινήσεις ορόφων. Σεισμός San- Salvador- οριζόντια συνιστώσα 180.



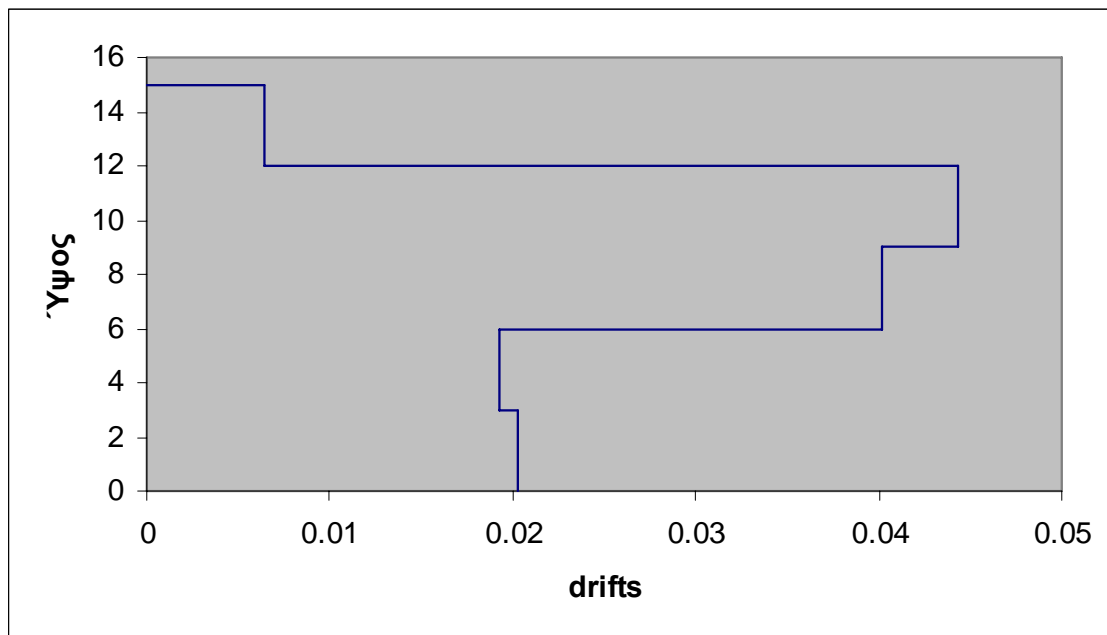
Σχήμα 4.4. Σεισμός San- Salvador- οριζόντια συνιστώσα 270.



Σχήμα 4.5. Σεισμός Whittier Narrows, USA. Καταγραφή ALF- 180 – 1

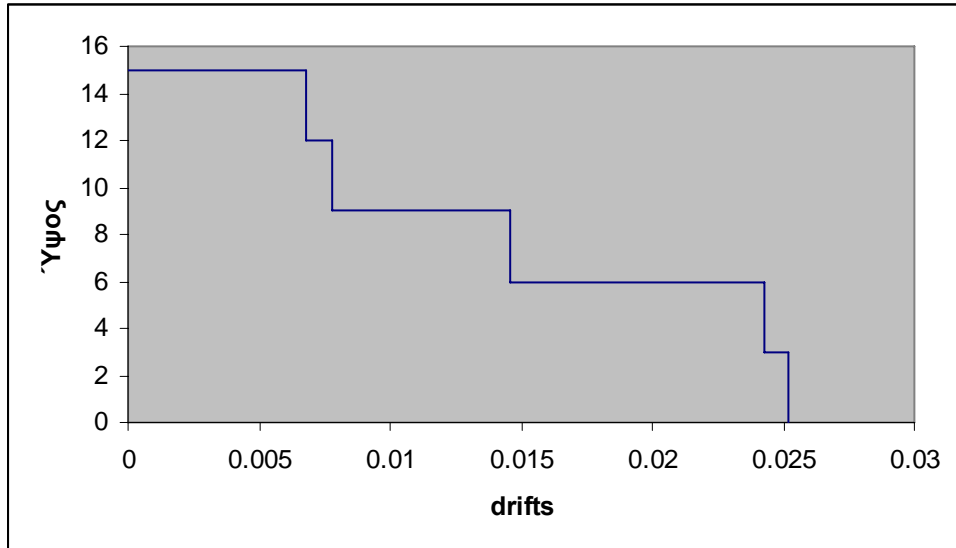


Σχήμα 4.6. Σεισμός Erzincan, Turkey, οριζόντια συνιστώσα 090.

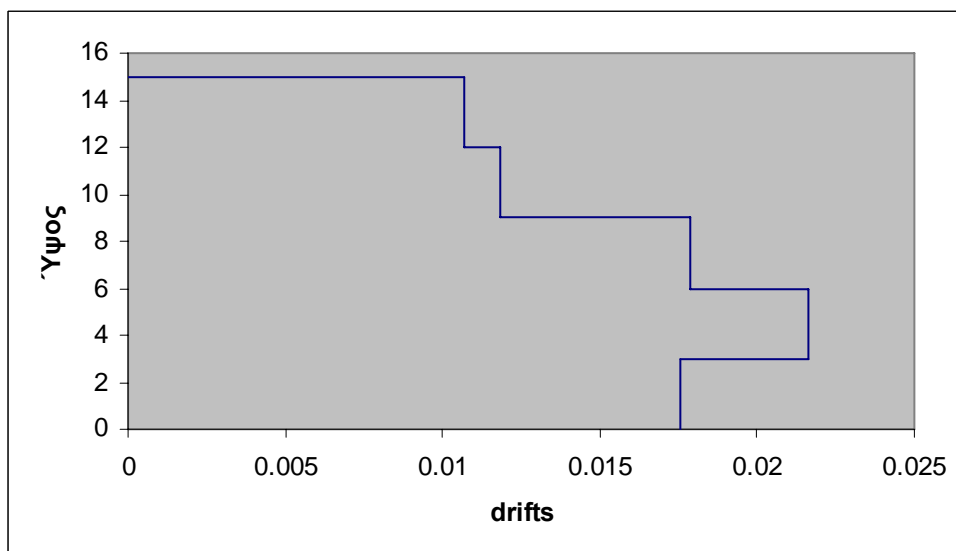


Σχήμα 4.7. Σεισμός Erzincan, Turkey, οριζόντια συνιστώσα 000.

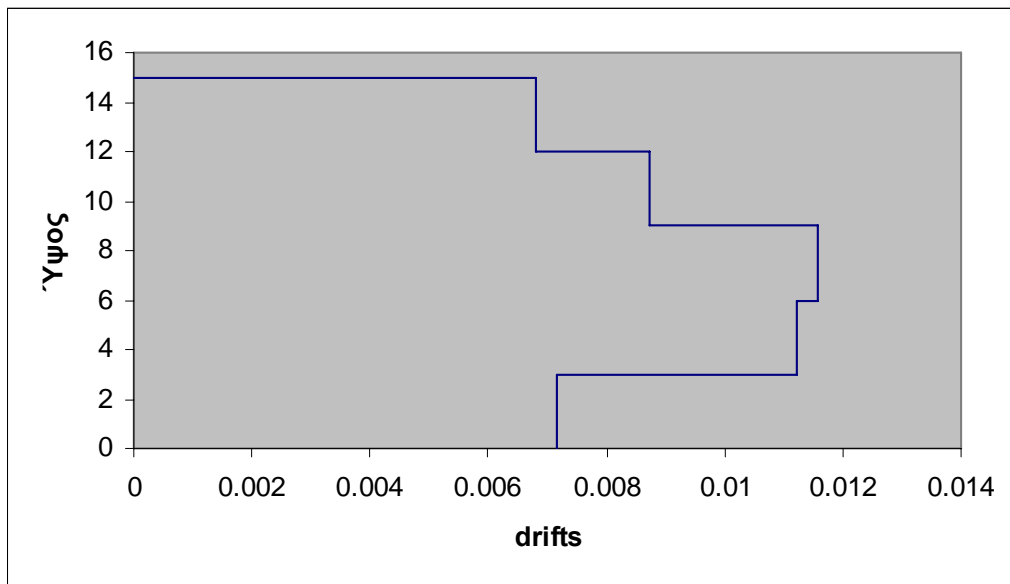
Κτίριο σχεδιασμένο σύμφωνα με τους Νέους Κανονισμούς όπλισης (Κ60ΑΕΑΚ)



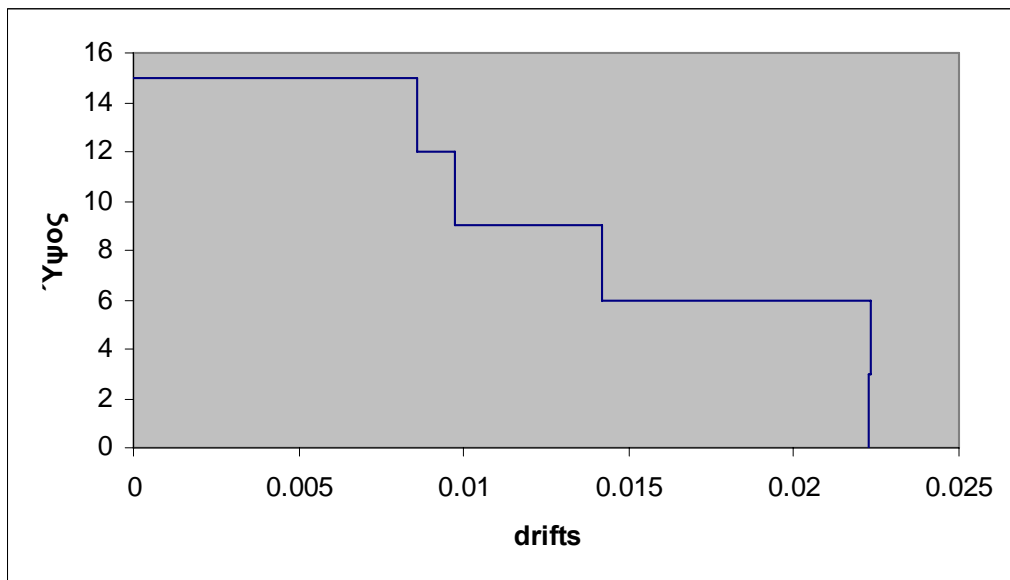
Σχήμα 4.8. Σεισμός San- Salvador- οριζόντια συνιστώσα 180.



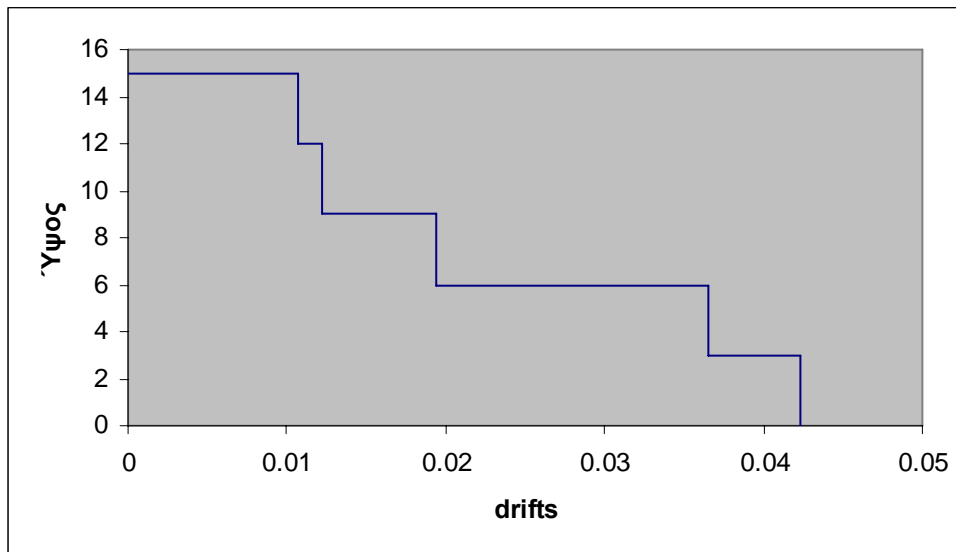
Σχήμα 4.9. Σεισμός San- Salvador- οριζόντια συνιστώσα 270.



Σχήμα 4.10. Σεισμός Whittier Narrows, USA. Καταγραφή ALF- 180 – 1



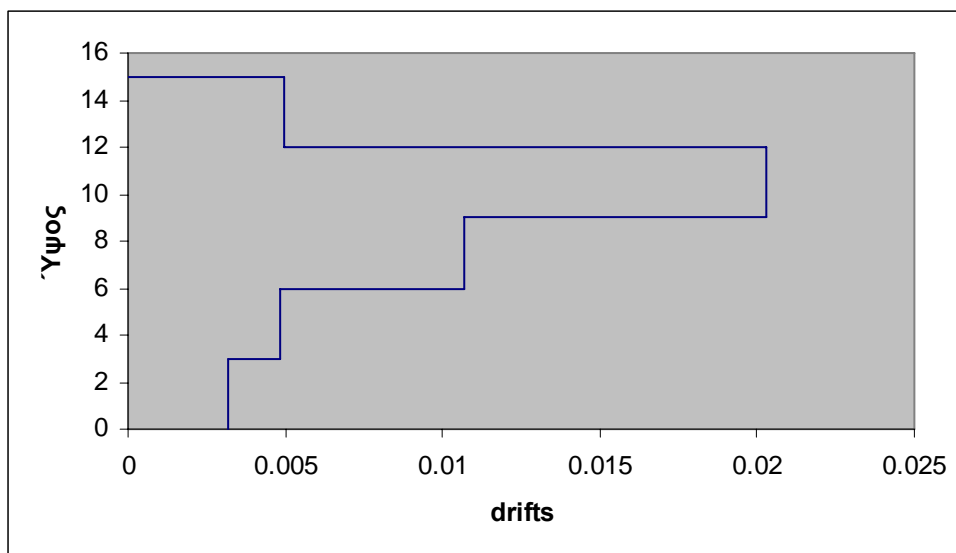
Σχήμα 4.11. Σεισμός Erzincan, Turkey, οριζόντια συνιστώσα 090.



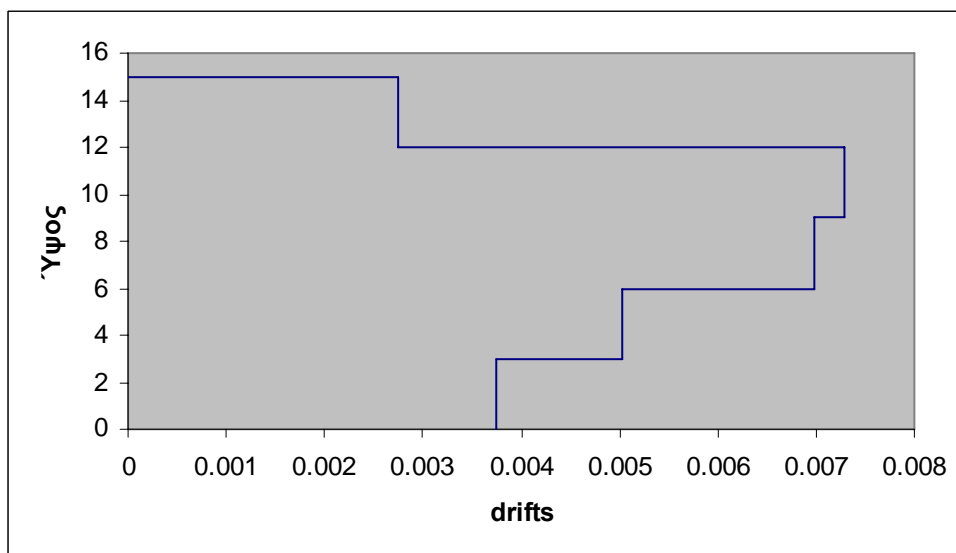
Σχήμα 4.12. Σεισμός *Erzincan, Turkey*, οριζόντια συνιστώσα 000.

Σεισμοί μακρινού πεδίου

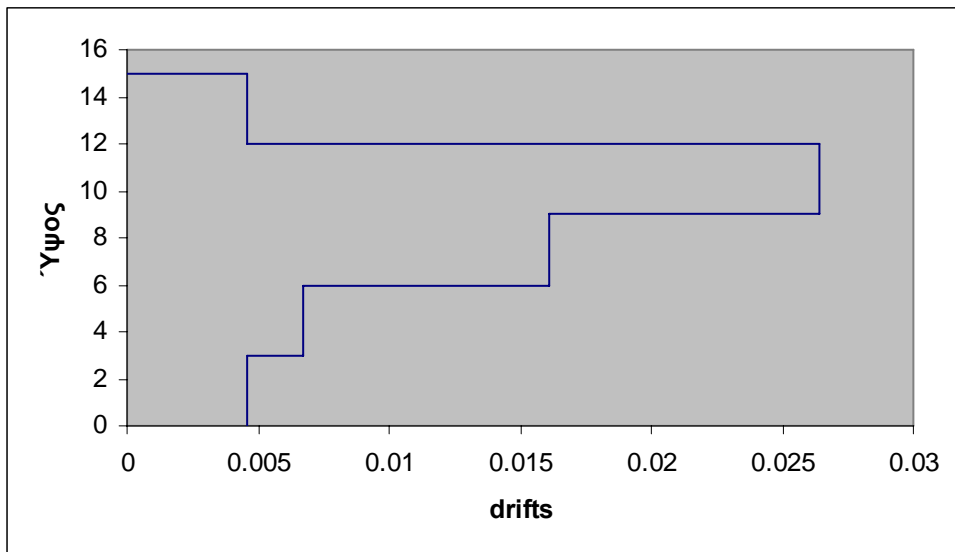
Κτίριο σχεδιασμένο σύμφωνα με τους Παλαιούς Κανονισμούς όπλισης (Κ60Α59)



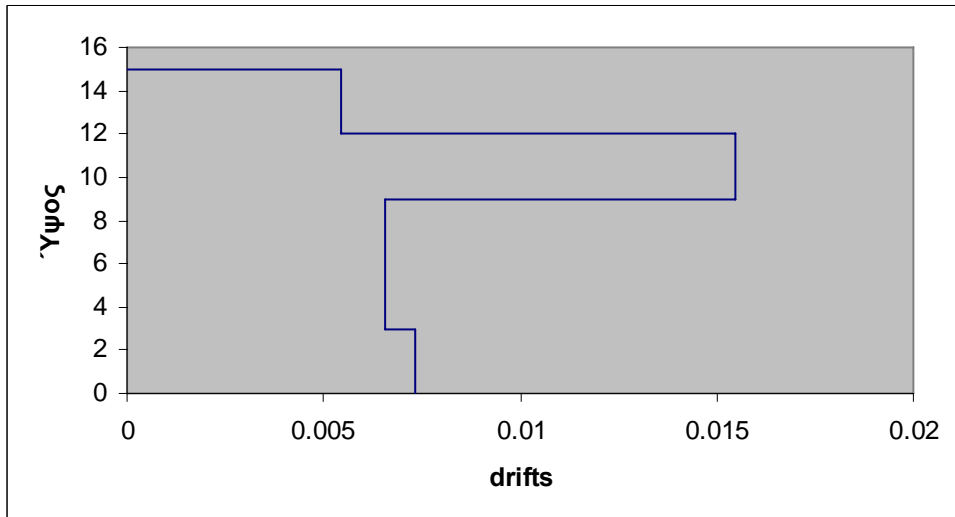
Σχήμα 4.13. Καταγραφή 120911(Σεισμός Landers).



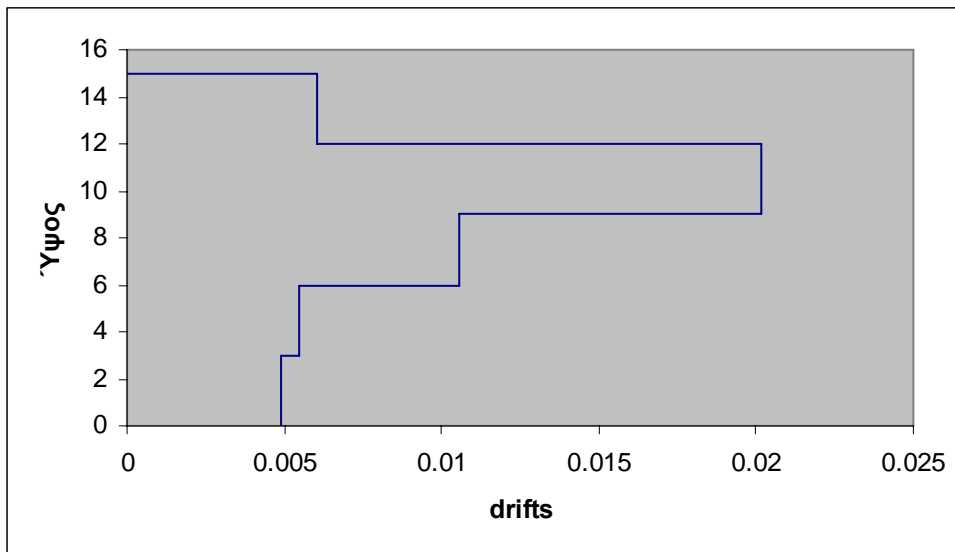
Σχήμα 4.14. Καταγραφή 120912(Σεισμός Landers).



Σχήμα 4.15. Σεισμός Cape Mendocino (Καταγραφή 121321).

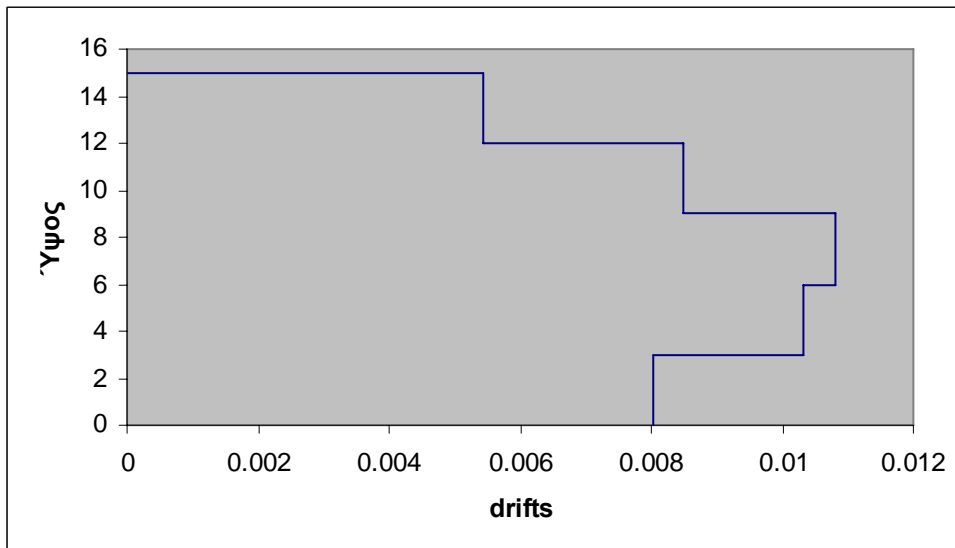


Σχήμα 4.16. Σεισμός Cape Mendocino (Καταγραφή 121322).

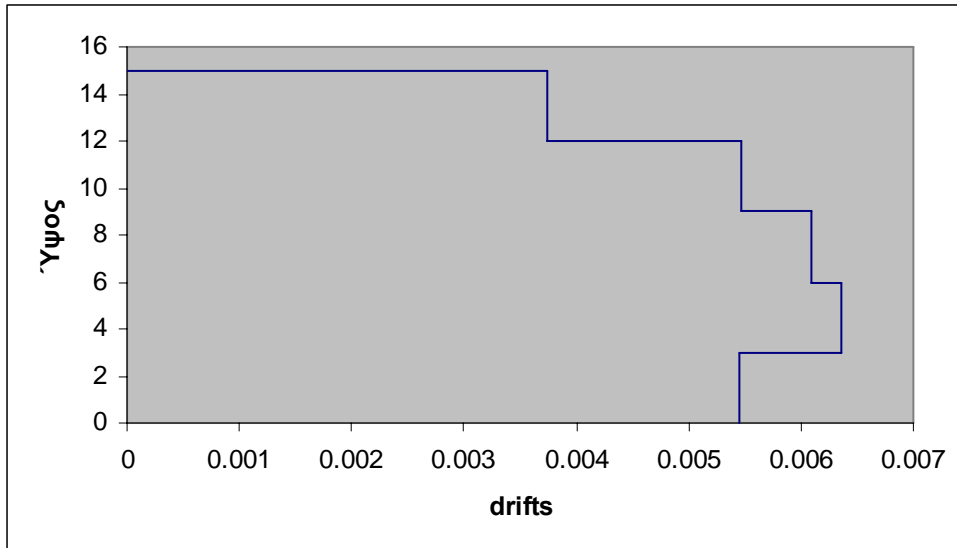


Σχήμα 4.17. Σεισμός Northridge.

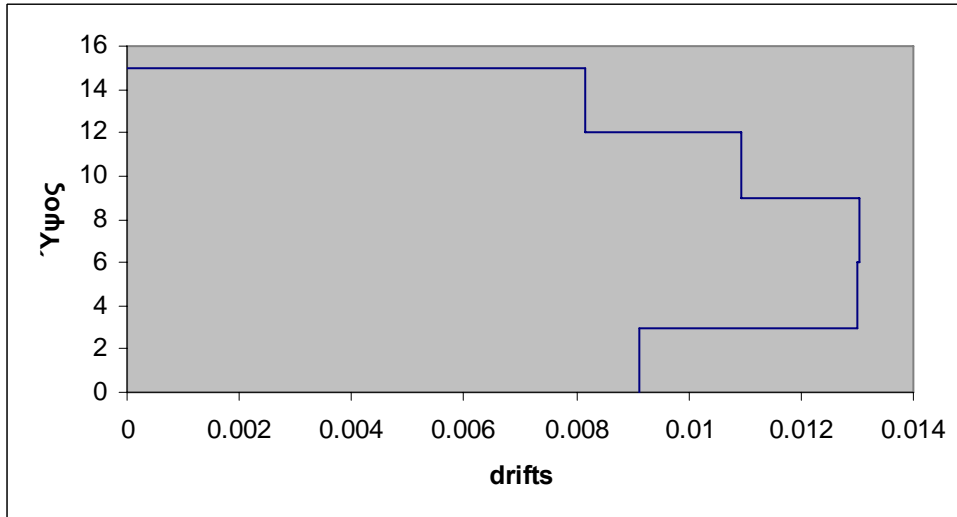
Κτίριο σχεδιασμένο σύμφωνα με τους Νέους Κανονισμούς όπλισης (Κ60ΑΕΑΚ)



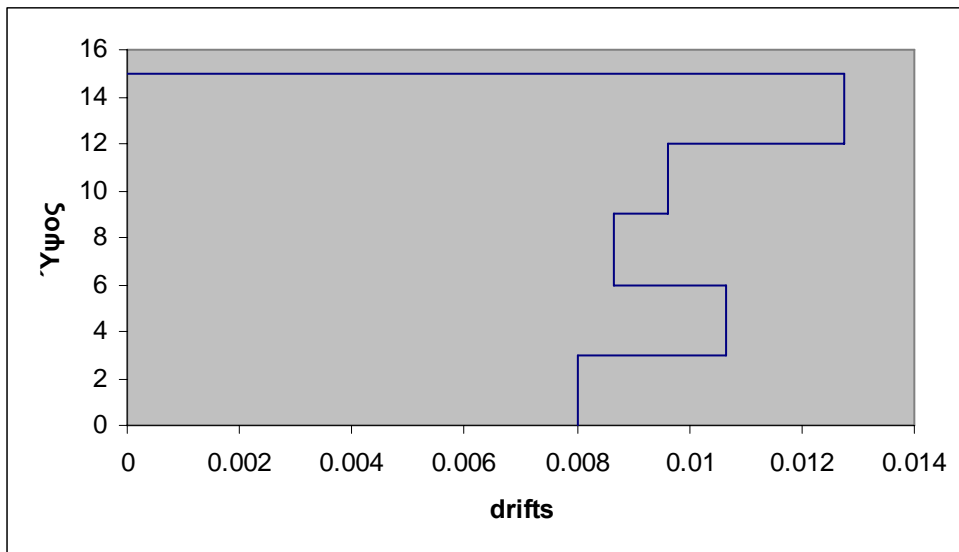
Σχήμα 4.18. Καταγραφή 120911(Σεισμός Landers).



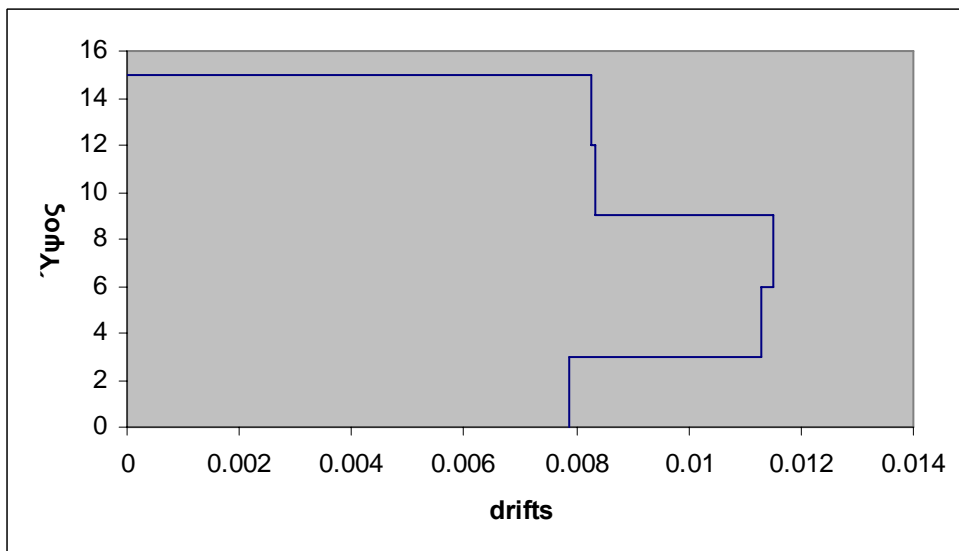
Σχήμα 4.19. Καταγραφή 120912(Σεισμός Landers).



Σχήμα 4.20. Σεισμός Cape Mendocino (Καταγραφή 121321).

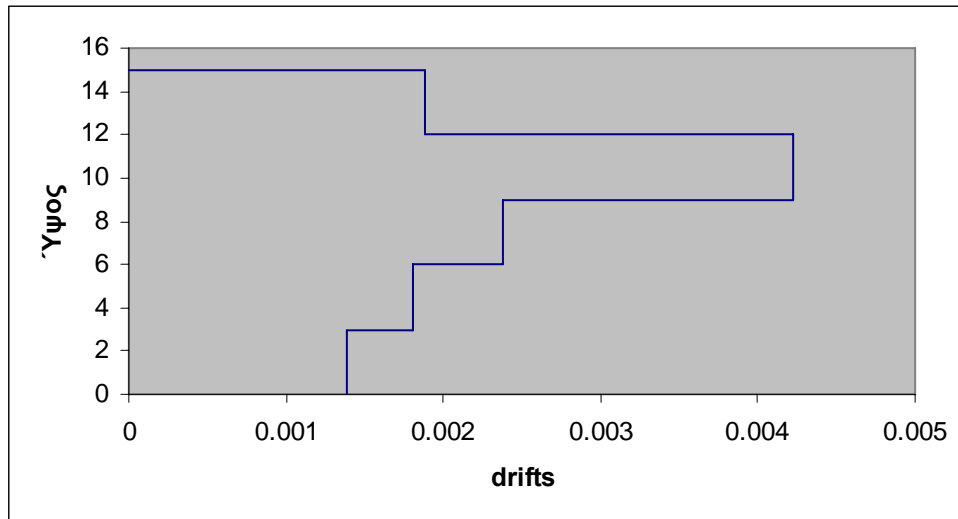


Σχήμα 4.21. Σεισμός Cape Mendocino (Καταγραφή 121322).



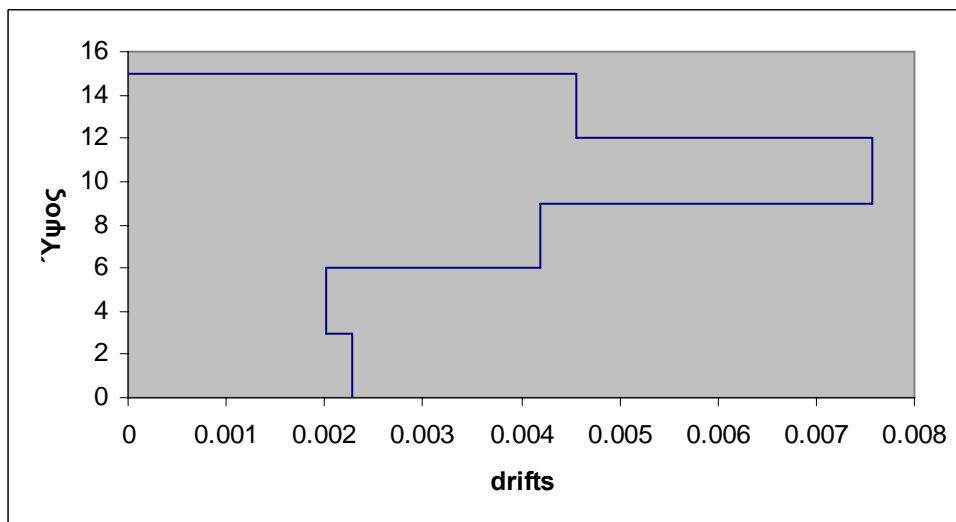
Σχήμα 4.22. Σεισμός Northridge.

Κτίριο σχεδιασμένο σύμφωνα με τους Παλαιούς Κανονισμούς όπλισης (Κ60Α59)



Σχήμα 4.23. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων συμβατή με φάσμα κατά Ευρωκώδικα Τύπου I με $a_g=0.08g$

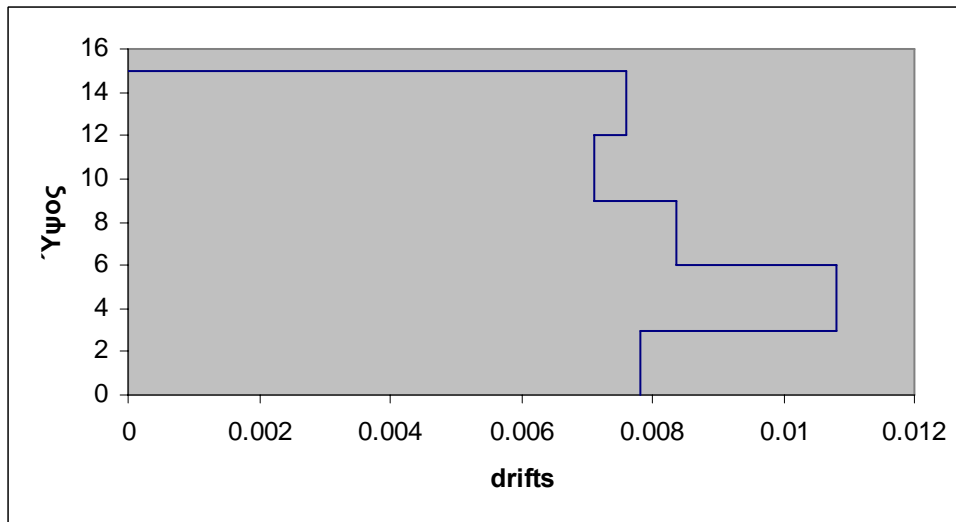
Σχήμα 4.24
Χρονοϊστορία επιταχύνσεων



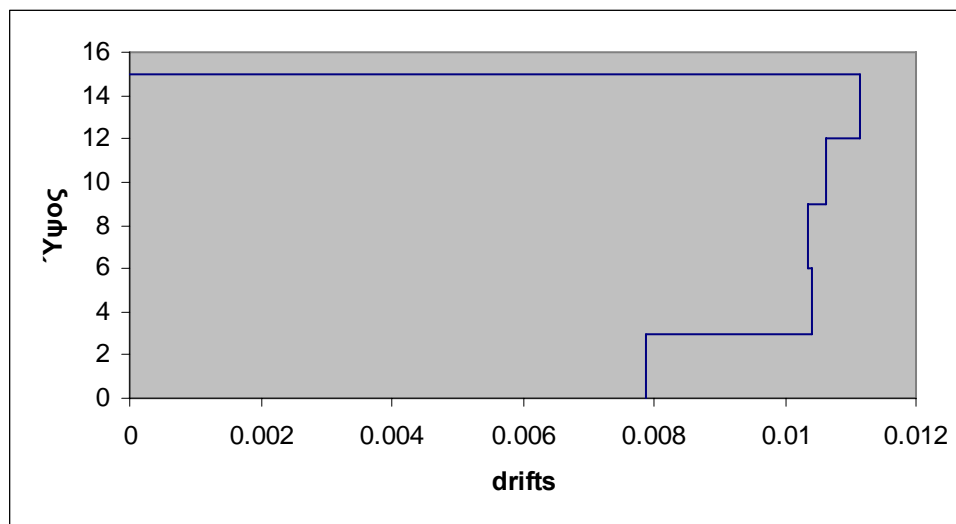
ων συμβατή με φάσμα με $a_g=0.08g$ και σεισμός της 7 Σεπτεμβρίου 1999 στην Αθήνα.

Κτίριο σχεδιασμένο σύμφωνα με τους Νέους Κανονισμούς όπλισης (Κ60ΑΕΑΚ)

Σχήμα 4.25
Χρονοϊστορία επιταχύνσεων



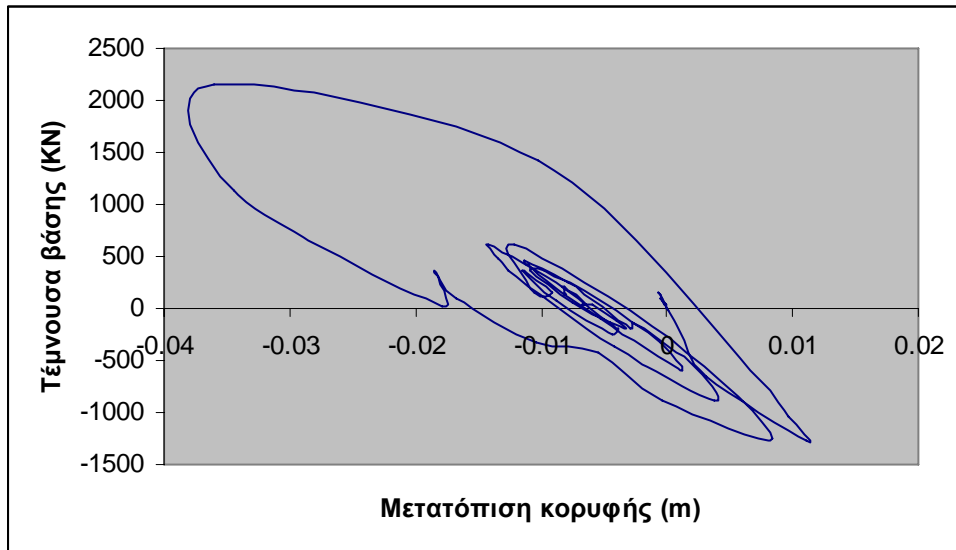
ων συμβατή με φάσμα κατά Ευρωκώδικα Τύπου Ι με $a_g=0.24g$.



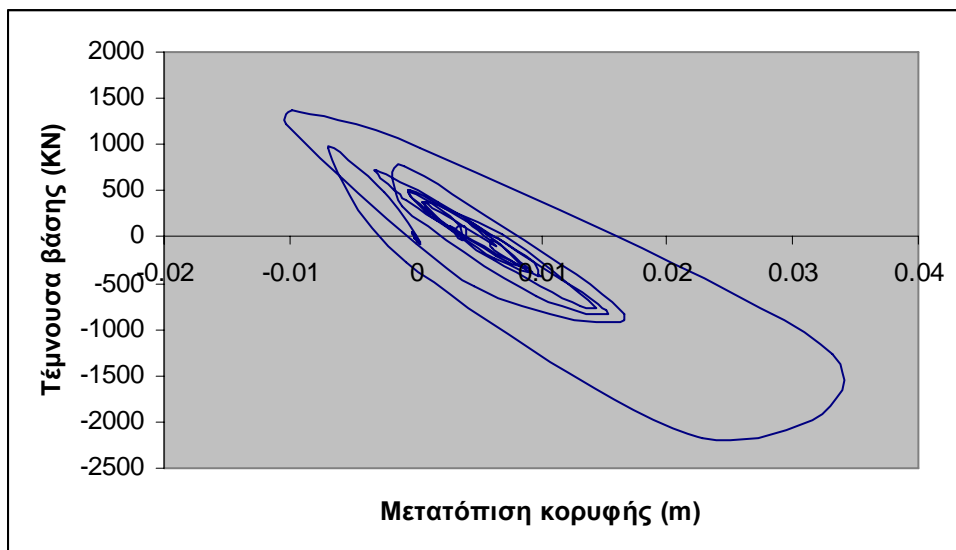
Σχήμα 4.26. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων συμβατή με φάσμα με $a_g=0.24g$ και σεισμός της 7 Σεπτεμβρίου 1999 στην Αθήνα

Σεισμοί κοντινού πεδίου

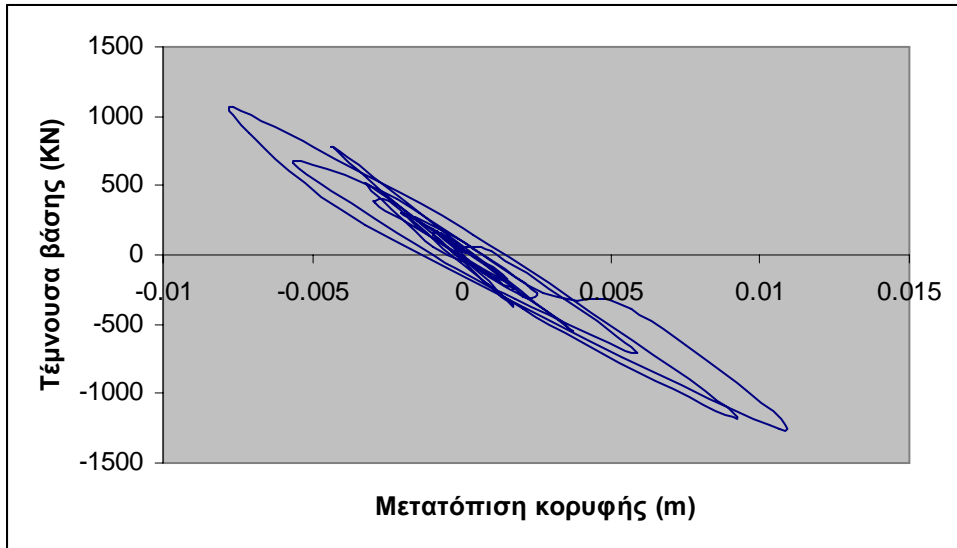
Κτίριο σχεδιασμένο σύμφωνα με τους Παλαιούς Κανονισμούς όπλισης (Κ60Α59)



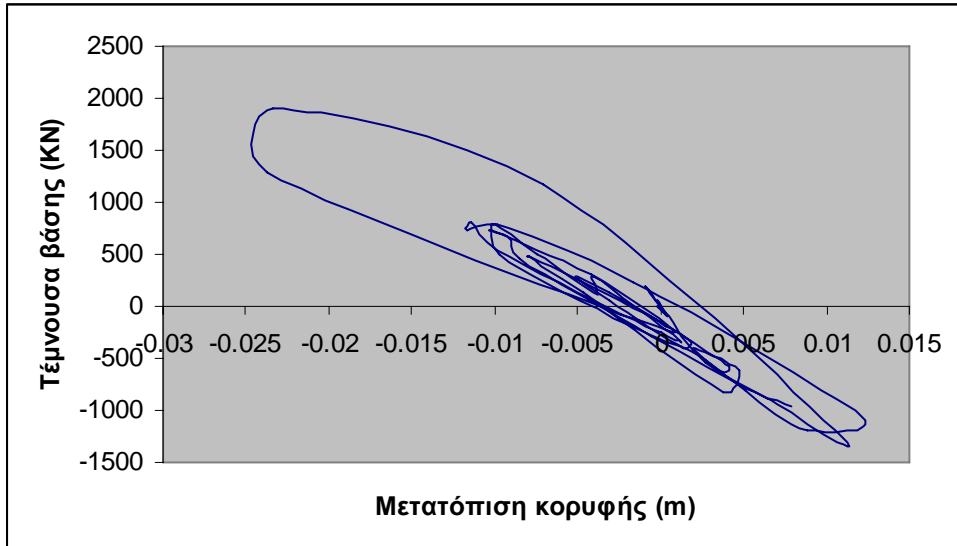
Σχήμα 4.27. Βρόχος υστέρησης. Σεισμός San- Salvador- οριζόντια συνιστώσα 180.



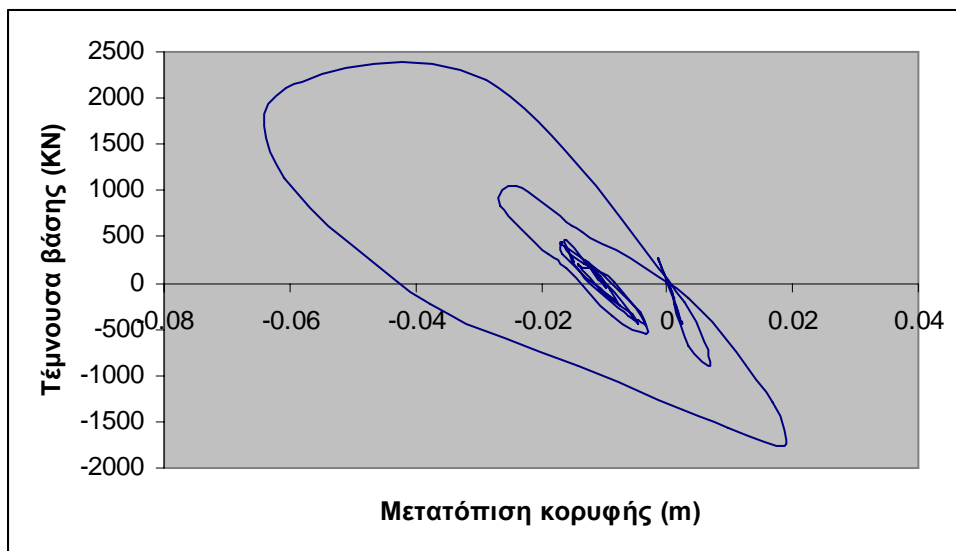
Σχήμα 4.28. Σεισμός San- Salvador- οριζόντια συνιστώσα 270.



Σχήμα 4.29. Σεισμός Whittier Narrows, USA. Καταγραφή ALF- 180 – 1

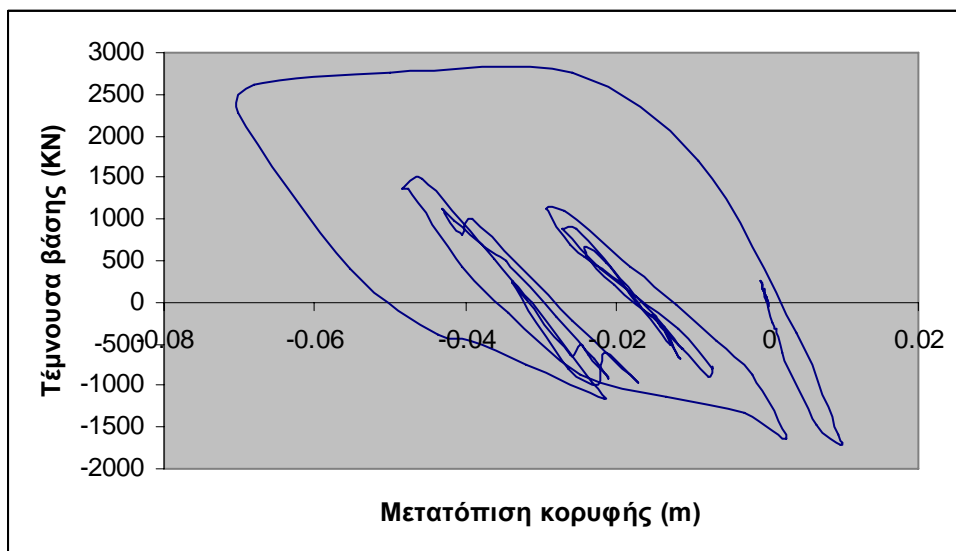


Σχήμα 4.30. Σεισμός Erzincan, Turkey, οριζόντια συνιστώσα 090.

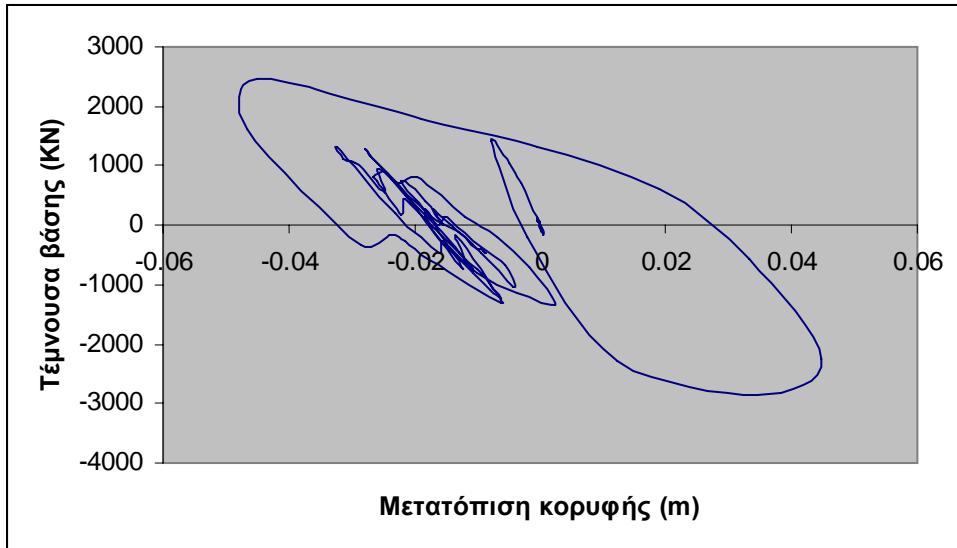


Σχήμα 4.31. Σεισμός Erzincan, Turkey, οριζόντια συνιστώσα 000.

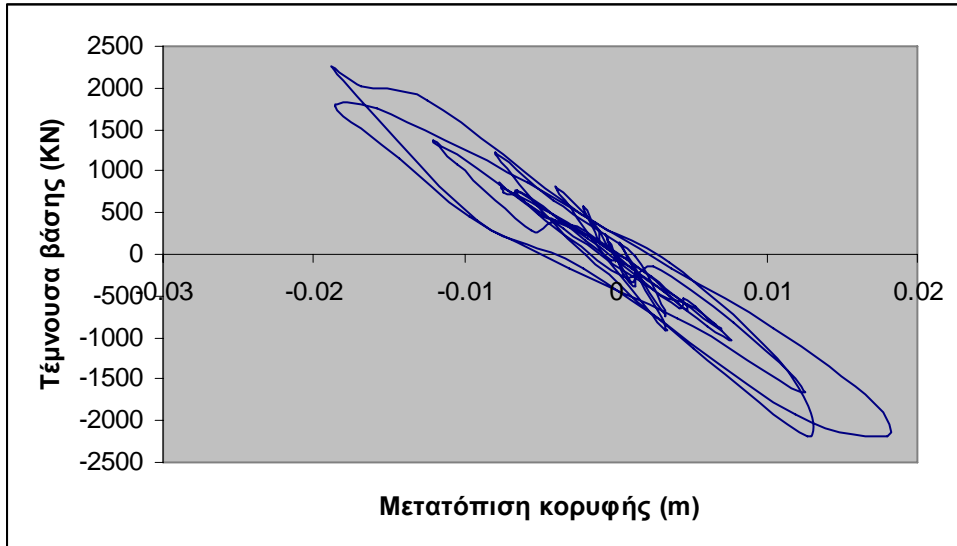
Κτίριο σχεδιασμένο σύμφωνα με τους Νέους Κανονισμούς όπλισης (Κ60ΑΕΑΚ)



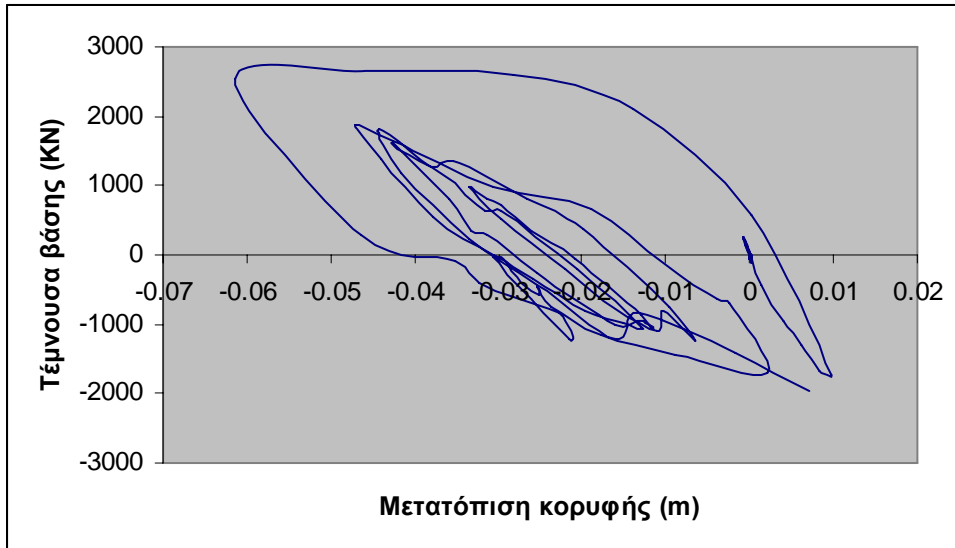
Σχήμα 4.32. Σεισμός San- Salvador- οριζόντια συνιστώσα 180.



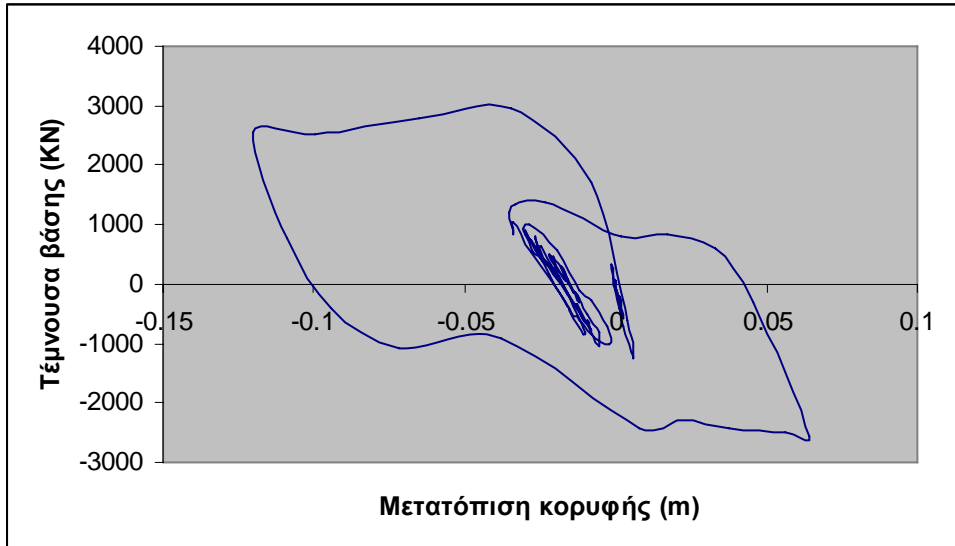
Σχήμα 4.33. Σεισμός San- Salvador- οριζόντια συνιστώσα 270.



Σχήμα 4.34. Σεισμός Whittier Narrows, USA. Καταγραφή ALF- 180 – 1



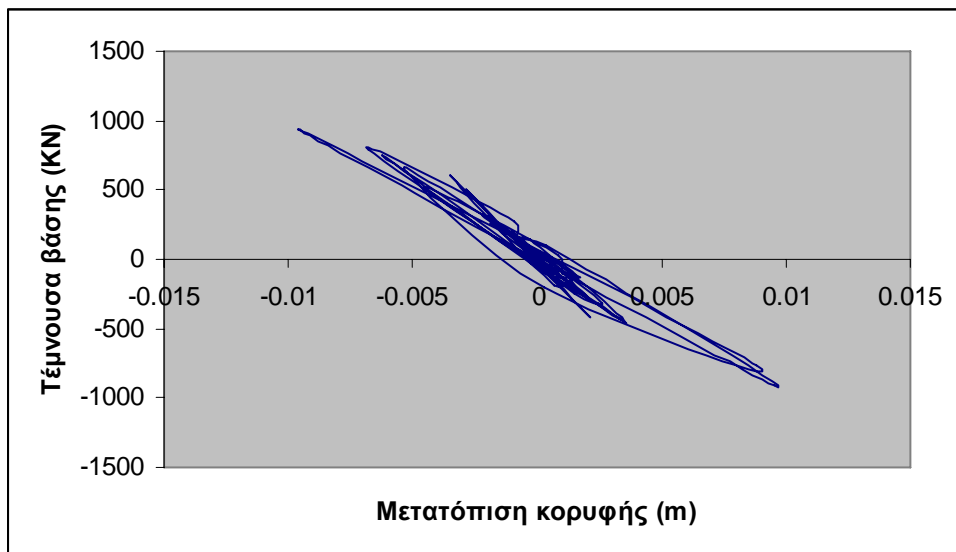
Σχήμα 4.35. Σεισμός *Erzincan, Turkey*, οριζόντια συνιστώσα 090.



Σχήμα 4.36. Σεισμός *Erzincan, Turkey*, οριζόντια συνιστώσα 000.

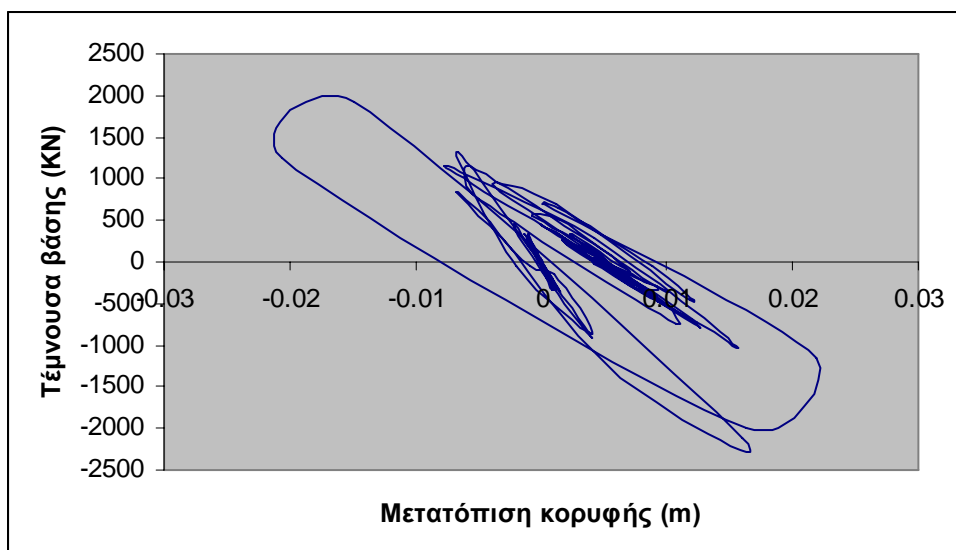
Σεισμοί μακρινού πεδίου

Κτίριο σχεδιασμένο σύμφωνα με τους Παλαιούς Κανονισμούς όπλισης (Κ60Α59)



Σχήμα 4.37. Καταγραφή 120911(Σεισμός Landers).

Κτίριο σχεδιασμένο σύμφωνα με τους Νέους Κανονισμούς όπλισης (Κ60ΑΕΑΚ)



Σχήμα 4.38. Καταγραφή 120911(Σεισμός Landers).

5. ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

(ΚΑΝΕΠΕ).

Στο κτίριο το σχεδιασμένο σύμφωνα με τους Παλαιούς Κανονισμούς όπλισης (Κ60Α59) έγινε έλεγχος ασφαλείας για στάθμη επιτελεστικότητας «Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης».

«**Οιονεί κατάρρευση**» είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν εκτεταμένες σοβαρές (μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες στον φέροντα οργανισμό, ο οποίος όμως έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης.

Στην στάθμη επιτελεστικότητας «Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης» η τιμή της R_d λαμβάνεται ίση με:

$$R_d = \delta_d = \delta_u / \gamma_{Rd},$$

όπου η παραμόρφωση δ_u κατά την αστοχία υπολογίζεται με βάση μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών.

Στο κτίριο το σχεδιασμένο σύμφωνα με τους Νέους Κανονισμούς όπλισης (Κ60ΑΕΑΚ) έγινε έλεγχος ασφαλείας για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία ζωής».

«**Προστασία ζωής**» είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου, χωρίς όμως να συμβεί θάνατος ή σοβαρός τραυματισμός ατόμων εξαιτίας των βλαβών αυτών, και χωρίς να συμβούν ουσιώδεις φθορές στην οικοσκευή ή τα αποθηκευόμενα στο κτίριο υλικά.

Στην στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία ζωής» η τιμή της R_d μπορεί να υπολογισθεί ως:

$$R_d = \delta_d = 0,5(\delta_y + \delta_u) / \gamma_{Rd}$$

Και στις δύο παραπάνω περιπτώσεις, ως δ_u υπολογίζεται η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής:

$$\theta_{um} = 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} (\alpha_s)^{0,35} \frac{1}{25} \left(\alpha_s \frac{f_{yw}}{f_c} \right) (1,25^{100} \rho_d)$$

όπου:

$\alpha_s = M/Vh$, ο λόγος διάτμησης.

ω, ω' : μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού (ο ενδιάμεσος διαμήκης οπλισμός μεταξύ εφελκυσμένου και θλιβομένου πέλματος θεωρείται ως εφελκόμενος).

$v = N/bhf_c$ (b = πλάτος θλιβόμενης ζώνης).

$\rho_s = A_{sh}/b_w s_h$: γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης.

ρ_d : γεωμετρικό ποσοστό τυχόν δισδιαγώνιου οπλισμού.

Ως δ_y υπολογίζεται η γωνία στροφής χορδής θ_y στη διαρροή στοιχείων, η οποία μπορεί να εκτιμηθεί από την ακόλουθη έκφραση:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_V z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8 \sqrt{f_c}}$$

όπου $(1/r)_y$ είναι η καμπυλότητα διαρροής, L_s είναι η απόσταση της ακραίας διατομής στοιχείου από το σημείο μηδενισμού των ροπών και z είναι ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων.

Επίσης, εκτός των ανωτέρω μεγεθών, στα υπολογιστικά φύλλα που παρατίθενται στις επόμενες σελίδες, συναντάμε και τα παρακάτω:

f_y : όριο διαρροής του χάλυβα,

E_s : μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα,

f_{ck} : χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος,

f_{cm} : μέση θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος,

f_{ctm} : μέση εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος,

$f_{ctk0.05}$: χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος για ποσοστημόριο αστοχίας 5%,

T_R : τάση αντοχής σχεδιασμού σε τέμνουσα,

h : ύψος διατομής,

b_w : πλάτος κορμού στοιχείου,

d : στατικό ύψος διατομής,

I_n : καθαρό ύψος υποστυλώματος,

ρ_1 : ποσοστό διαμήκους οπλισμού κλπ.

Κτίριο σχεδιασμένο σύμφωνα με τους Παλαιούς Κανονισμούς όπλισης (Κ60Α59)

fy (MPa)	Es (MPa)	fck (MPa)	fcm (MPa)	fctm (MPa)	fctk0.05 (MPa)	τR (MPa)	c (m)
220	200000	16	24	2.49610059	1.747270411	0.436818	0.02

Υ/Σ	h (m)	bw (m)	N	Db(m)
col1111a	0.35	0.35	2	0.02
col1114b	0.35	0.35	2	0.02
5111a	0.35	0.35	2	0.02
1411a	0.35	0.35	2	0.02
5411a	0.35	0.35	2	0.02
2111a	0.35	0.35	3	0.016
4111a	0.35	0.35	3	0.016
2411a	0.35	0.35	3	0.016
4411a	0.35	0.35	3	0.016
3111a	0.35	0.35	3	0.018
3411a	0.35	0.35	3	0.018
1211a	0.35	0.35	3	0.016
1311a	0.35	0.35	3	0.016
5211a	0.35	0.35	3	0.016
5311a	0.35	0.35	3	0.016
2211a	0.35	0.35	4	0.018
4211a	0.35	0.35	4	0.018
2311a	0.35	0.35	4	0.018
4311a	0.35	0.35	4	0.018
3211a	0.35	0.35	4	0.018
3311a	0.35	0.35	4	0.018
1121a	0.35	0.35	2	0.02
5121a	0.35	0.35	2	0.02
1421a	0.35	0.35	2	0.02
5421a	0.35	0.35	2	0.02
2121a	0.35	0.35	3	0.014
4121a	0.35	0.35	3	0.014
2421a	0.35	0.35	3	0.014
4421a	0.35	0.35	3	0.014
3121a	0.35	0.35	3	0.016

3421a	0.35	0.35	3	0.016
1221a	0.35	0.35	3	0.014
1321a	0.35	0.35	3	0.014
5221a	0.35	0.35	3	0.014
5321a	0.35	0.35	3	0.014
2221a	0.35	0.35	3	0.016
4221a	0.35	0.35	3	0.016
2321a	0.35	0.35	3	0.016
4321a	0.35	0.35	3	0.016
3221a	0.35	0.35	3	0.016
3321a	0.35	0.35	3	0.016
1131a	0.3	0.3	2	0.02
5131a	0.3	0.3	2	0.02
1431a	0.3	0.3	2	0.02
5431a	0.3	0.3	2	0.02
2131a	0.3	0.3	2	0.016
4131a	0.3	0.3	2	0.016
2431a	0.3	0.3	2	0.016
4431a	0.3	0.3	2	0.016
3131a	0.3	0.3	3	0.014
3431a	0.3	0.3	3	0.014
1231a	0.3	0.3	2	0.016
2231a	0.3	0.3	3	0.014
3231a	0.3	0.3	3	0.014
1141a	0.3	0.3	2	0.02
2141a	0.25	0.25	2	0.014
3141a	0.25	0.25	2	0.014
1241a	0.25	0.25	2	0.014
2241a	0.25	0.25	2	0.014
3241a	0.25	0.25	2	0.014
1151a	0.3	0.3	2	0.02
2151a	0.25	0.25	2	0.014
3151a	0.25	0.25	2	0.014
1251a	0.25	0.25	2	0.014
2251a	0.25	0.25	2	0.014
3251a	0.25	0.25	2	0.014

ln (m)	Ls (m)	k (m)	ρ_1	NSd (kN)	σ_{cp} (kN/m ²)
2.500	1.25			307.967	2.514016327
2.500	1.25			300.08	2.449632653
2.500	1.25			307.926	2.513681633
2.500	1.25			307.926	2.513681633
2.500	1.25			307.848	2.513044898
2.500	1.25			454.924	3.713665306
2.500	1.25			454.967	3.714016327
2.500	1.25			454.906	3.713518367
2.500	1.25			454.970	3.714040816
2.500	1.25			464.278	3.79002449
2.500	1.25			464.266	3.789926531
2.500	1.25			456.500	3.726530612
2.500	1.25			456.500	3.726530612
2.500	1.25			456.500	3.726530612
2.500	1.25			456.500	3.726530612
2.500	1.25			661.900	5.403265306
2.500	1.25			661.900	5.403265306
2.500	1.25			661.900	5.403265306
2.500	1.25			661.900	5.403265306
2.500	1.25			668.300	5.455510204
2.500	1.25			668.300	5.455510204
2.500	1.25			241.300	1.969795918
2.500	1.25			241.300	1.969795918
2.500	1.25			241.300	1.969795918
2.500	1.25			241.300	1.969795918
2.500	1.25			352.900	2.880816327
2.500	1.25			352.900	2.880816327
2.500	1.25			352.900	2.880816327
2.500	1.25			352.900	2.880816327
2.500	1.25			364.100	2.972244898
2.500	1.25			364.100	2.972244898
2.500	1.25			355.600	2.902857143
2.500	1.25			355.600	2.902857143
2.500	1.25			355.600	2.902857143
2.500	1.25			355.600	2.902857143
2.500	1.25			520.300	4.247346939
2.500	1.25			520.300	4.247346939
2.500	1.25			520.300	4.247346939

2.500	1.25	520.300	4.247346939
2.500	1.25	531.500	4.33877551
2.500	1.25	531.500	4.33877551
2.500	1.25	172.200	1.913333333
2.500	1.25	172.200	1.913333333
2.500	1.25	172.200	1.913333333
2.500	1.25	172.200	1.913333333
2.500	1.25	250.600	2.784444444
2.500	1.25	250.600	2.784444444
2.500	1.25	250.600	2.784444444
2.500	1.25	250.600	2.784444444
2.500	1.25	261.800	2.908888889
2.500	1.25	261.800	2.908888889
2.500	1.25	253.500	2.816666667
2.500	1.25	384.400	4.271111111
2.500	1.25	394.600	4.384444444
2.500	1.25	105.600	1.173333333
2.500	1.25	151.900	2.4304
2.500	1.25	162.000	2.592
2.500	1.25	154.500	2.472
2.500	1.25	249.900	3.9984
2.500	1.25	258.500	4.136
2.500	1.25	36.800	0.408888889
2.500	1.25	56.700	0.9072
2.500	1.25	62.800	1.0048
2.500	1.25	58.400	0.9344
2.500	1.25	118.400	1.8944
2.500	1.25	123.100	1.9696

My (kN·m)	Vmu (kN)	av	θy (rad)	s (m)	n
165.82	132.656	1	0.001988	0.3	2
160.167	128.1336	1	0.001988	0.3	2
128.58183	102.8655	1	0.001988	0.3	2
148.85906	119.0872	1	0.001988	0.3	2
155.40824	124.3266	1	0.001988	0.3	2
127.20836	101.7667	1	0.001988	0.3	2
89.34757	71.47806	1	0.001988	0.3	2
55.508261	44.40661	1	0.001988	0.3	2
119.685	95.748	1	0.001988	0.3	2
81.396548	65.11724	1	0.001988	0.3	2
47.7048	38.16384	1	0.001988	0.3	2
125.46472	100.3718	1	0.001988	0.3	2
145.45624	116.365	1	0.001988	0.3	2
126.7145	101.3716	1	0.001988	0.3	2
180.2163	144.173	1	0.001988	0.3	2
327.40602	261.9248	1	0.001988	0.3	2
366.9213	293.537	1	0.001988	0.3	2
232.96434	186.3715	1	0.001988	0.3	2
85.236998	68.1896	1	0.001988	0.3	2
138.43746	110.75	1	0.001988	0.3	2
238.7675	191.014	1	0.001988	0.3	2
277.51444	222.0115	1	0.001988	0.3	2
171.40114	137.1209	1	0.001988	0.3	2
48.80113	39.0409	1	0.001988	0.3	2
103.00984	82.40787	1	0.001988	0.3	2
71.234033	56.98723	1	0.001988	0.3	2
45.713345	36.57068	1	0.001988	0.3	2
121.76421	97.41137	1	0.001988	0.3	2
97.970085	78.37607	1	0.001988	0.3	2
74.083186	59.26655	1	0.001988	0.3	2
107.11914	85.69531	1	0.001988	0.3	2
63.948381	51.1587	1	0.001988	0.3	2
43.846996	35.0776	1	0.001988	0.3	2
149.63827	119.7106	1	0.001988	0.3	2
116.44637	93.1571	1	0.001988	0.3	2
81.304586	65.04367	1	0.001988	0.3	2
116.20409	92.96327	1	0.001988	0.3	2

93.861015	75.08881	1	0.001988	0.3	2
68.954177	55.16334	1	0.001988	0.3	2
192.98158	154.3853	1	0.001988	0.3	2
147.15531	117.7243	1	0.001988	0.3	2
96.337391	77.06991	1	0.001904	0.3	2
276.85836	221.4867	1	0.001904	0.3	2
191.6958	153.3566	1	0.001904	0.3	2
127.31046	101.8484	1	0.001904	0.3	2
223.04628	178.437	1	0.001904	0.3	2
168.3618	134.6894	1	0.001904	0.3	2
107.31771	85.85417	1	0.001904	0.3	2
295.72326	236.5786	1	0.001904	0.3	2
218.66523	174.9322	1	0.001904	0.3	2
143.09256	114.474	1	0.001904	0.3	2
140.84258	112.6741	1	0.001904	0.3	2
109.97983	87.98386	1	0.001904	0.3	2
76.453126	61.1625	1	0.001904	0.3	2
185.01434	148.0115	1	0.001904	0.3	2
130.59157	104.4733	1	0.00182	0.3	2
78.57586	62.86069	1	0.00182	0.3	2
65.133725	52.10698	1	0.00182	0.3	2
80.962013	64.76961	1	0.00182	0.3	2
96.846615	77.47729	1	0.00182	0.3	2
99.710557	79.76845	1	0.001904	0.3	2
140.58971	112.4718	1	0.00182	0.3	2
112.0871	89.66968	1	0.00182	0.3	2
80.287391	64.22991	1	0.00182	0.3	2
74.749364	59.79949	1	0.00182	0.3	2
99.248013	79.39841	1	0.00182	0.3	2

ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

v	$\omega=\omega'$	as	bc (m)	hc (m)	$bi(b)$ (m)
0.104751	0.047017	0.5	0.302	0.302	0.274
0.102068	0.047017	0.5	0.302	0.302	0.274
0.104737	0.047017	0.5	0.302	0.302	0.274
0.104737	0.047017	0.5	0.302	0.302	0.274
0.10471	0.047017	0.5	0.302	0.302	0.274
0.154736	0.045136	0.5	0.302	0.302	0.278
0.154751	0.045136	0.5	0.302	0.302	0.278
0.15473	0.045136	0.5	0.302	0.302	0.278
0.154752	0.045136	0.5	0.302	0.302	0.278
0.157918	0.057126	0.5	0.302	0.302	0.276
0.157914	0.057126	0.5	0.302	0.302	0.276
0.155272	0.045136	0.5	0.302	0.302	0.278
0.155272	0.045136	0.5	0.302	0.302	0.278
0.155272	0.045136	0.5	0.302	0.302	0.278
0.155272	0.045136	0.5	0.302	0.302	0.278
0.225136	0.076168	0.5	0.302	0.302	0.276
0.225136	0.076168	0.5	0.302	0.302	0.276
0.225136	0.076168	0.5	0.302	0.302	0.276
0.225136	0.076168	0.5	0.302	0.302	0.276
0.227313	0.076168	0.5	0.302	0.302	0.276
0.227313	0.076168	0.5	0.302	0.302	0.276
0.082075	0.047017	0.5	0.302	0.302	0.274
0.082075	0.047017	0.5	0.302	0.302	0.274
0.082075	0.047017	0.5	0.302	0.302	0.274
0.082075	0.047017	0.5	0.302	0.302	0.274
0.120034	0.034558	0.5	0.302	0.302	0.28
0.120034	0.034558	0.5	0.302	0.302	0.28
0.120034	0.034558	0.5	0.302	0.302	0.28
0.120034	0.034558	0.5	0.302	0.302	0.28
0.123844	0.045136	0.5	0.302	0.302	0.278
0.123844	0.045136	0.5	0.302	0.302	0.278
0.120952	0.034558	0.5	0.302	0.302	0.28
0.120952	0.034558	0.5	0.302	0.302	0.28
0.120952	0.034558	0.5	0.302	0.302	0.28
0.120952	0.034558	0.5	0.302	0.302	0.28
0.176973	0.045136	0.5	0.302	0.302	0.278

0.176973	0.045136	0.5	0.302	0.302	0.278
0.176973	0.045136	0.5	0.302	0.302	0.278
0.176973	0.045136	0.5	0.302	0.302	0.278
0.180782	0.045136	0.5	0.302	0.302	0.278
0.180782	0.045136	0.5	0.302	0.302	0.278
0.079722	0.063995	0.5	0.252	0.252	0.224
0.079722	0.063995	0.5	0.252	0.252	0.224
0.079722	0.063995	0.5	0.252	0.252	0.224
0.079722	0.063995	0.5	0.252	0.252	0.224
0.116019	0.040957	0.5	0.252	0.252	0.228
0.116019	0.040957	0.5	0.252	0.252	0.228
0.116019	0.040957	0.5	0.252	0.252	0.228
0.116019	0.040957	0.5	0.252	0.252	0.228
0.121204	0.047037	0.5	0.252	0.252	0.23
0.121204	0.047037	0.5	0.252	0.252	0.23
0.117361	0.040957	0.5	0.252	0.252	0.228
0.177963	0.047037	0.5	0.252	0.252	0.23
0.182685	0.047037	0.5	0.252	0.252	0.23
0.048889	0.063995	0.5	0.252	0.252	0.224
0.101267	0.045155	0.5	0.202	0.202	0.18
0.108	0.045155	0.5	0.202	0.202	0.18
0.103	0.045155	0.5	0.202	0.202	0.18
0.1666	0.045155	0.5	0.202	0.202	0.18
0.172333	0.045155	0.5	0.202	0.202	0.18
0.017037	0.063995	0.5	0.252	0.252	0.224
0.0378	0.045155	0.5	0.202	0.202	0.18
0.041867	0.045155	0.5	0.202	0.202	0.18
0.038933	0.045155	0.5	0.202	0.202	0.18
0.078933	0.045155	0.5	0.202	0.202	0.18
0.082067	0.045155	0.5	0.202	0.202	0.18

bi(h) (m)	α	ρ_s	θ_{um} (rad)	ξ_y (m)
0.274	0.114305	0.000957	0.017967	0.174
0.274	0.114305	0.000957	0.018025	0.177
0.274	0.114305	0.000957	0.017967	0.159706
0.274	0.114305	0.000957	0.017967	0.171
0.274	0.114305	0.000957	0.017968	0.175
0.278	0.110216	0.000957	0.016916	0.159
0.278	0.110216	0.000957	0.016916	0.137
0.278	0.110216	0.000957	0.016916	0.105
0.278	0.110216	0.000957	0.016916	0.154
0.276	0.112268	0.000957	0.016852	0.13
0.276	0.112268	0.000957	0.016852	0.0955
0.278	0.110216	0.000957	0.016905	0.157
0.278	0.110216	0.000957	0.016905	0.162
0.278	0.110216	0.000957	0.016905	0.150167
0.278	0.110216	0.000957	0.016905	0.128
0.276	0.112268	0.000957	0.015542	0.1673
0.276	0.112268	0.000957	0.015542	0.188
0.276	0.112268	0.000957	0.015542	0.161
0.276	0.112268	0.000957	0.015542	0.1337
0.276	0.112268	0.000957	0.015501	0.1204
0.276	0.112268	0.000957	0.015501	0.1585
0.274	0.114305	0.000957	0.018464	0.1696
0.274	0.114305	0.000957	0.018464	0.134
0.274	0.114305	0.000957	0.018464	0.0969
0.274	0.114305	0.000957	0.018464	0.143
0.28	0.10815	0.000957	0.017637	0.121403
0.28	0.10815	0.000957	0.017637	0.0929
0.28	0.10815	0.000957	0.017637	0.1462
0.28	0.10815	0.000957	0.017637	0.127
0.278	0.110216	0.000957	0.017557	0.102
0.278	0.110216	0.000957	0.017557	0.1368
0.28	0.10815	0.000957	0.017617	0.114
0.28	0.10815	0.000957	0.017617	0.0903
0.28	0.10815	0.000957	0.017617	0.122
0.28	0.10815	0.000957	0.017617	0.1125

0.278	0.110216	0.000957	0.016469	0.1001
0.278	0.110216	0.000957	0.016469	0.1124
0.278	0.110216	0.000957	0.016469	0.0986
0.278	0.110216	0.000957	0.016469	0.089
0.278	0.110216	0.000957	0.016394	0.147
0.278	0.110216	0.000957	0.016394	0.128
0.224	0.077534	0.001117	0.018504	0.111
0.224	0.077534	0.001117	0.018504	0.1616
0.224	0.077534	0.001117	0.018504	0.1468
0.224	0.077534	0.001117	0.018504	0.1316
0.228	0.074424	0.001117	0.017711	0.1579
0.228	0.074424	0.001117	0.017711	0.13762
0.228	0.074424	0.001117	0.017711	0.119
0.228	0.074424	0.001117	0.017711	0.1768
0.23	0.072849	0.001117	0.0176	0.156
0.23	0.072849	0.001117	0.0176	0.1401
0.228	0.074424	0.001117	0.017683	0.1252
0.23	0.072849	0.001117	0.016438	0.1088
0.23	0.072849	0.001117	0.016344	0.095
0.224	0.077534	0.001117	0.019204	0.149
0.18	0.031188	0.00134	0.018007	0.128
0.18	0.031188	0.00134	0.017861	0.1105
0.18	0.031188	0.00134	0.017969	0.094
0.18	0.031188	0.00134	0.016645	0.111
0.18	0.031188	0.00134	0.01653	0.126
0.224	0.077534	0.001117	0.019955	0.123
0.18	0.031188	0.00134	0.019437	0.1589
0.18	0.031188	0.00134	0.019342	0.139
0.18	0.031188	0.00134	0.01941	0.111
0.18	0.031188	0.00134	0.018497	0.105
0.18	0.031188	0.00134	0.018428	0.128

Στάθμη Επιτελεσματικότητας		
A	B	Γ
		0.009982
		0.010014
		0.009982
		0.009982
		0.009982
		0.009398
		0.009398
		0.009398
		0.009398
		0.009362
		0.009362
		0.009392
		0.009392
		0.009392
		0.008634
		0.008634
		0.008634
		0.008634
		0.008612
		0.008612
		0.010258
		0.010258
		0.010258
		0.010258
		0.009798
		0.009798
		0.009798
		0.009798
		0.009754
		0.009754
		0.009787
		0.009787

		0.009787
		0.009787
		0.009149
		0.009149
		0.009149
		0.009149
		0.009108
		0.009108
		0.01028
		0.01028
		0.01028
		0.01028
		0.00984
		0.00984
		0.00984
		0.00984
		0.009778
		0.009778
		0.009824
		0.009132
		0.00908
		0.010669
		0.010004
		0.009923
		0.009983
		0.009247
		0.009183
		0.011086
		0.010798
		0.010745
		0.010783
		0.010276
		0.010238

**Κτίριο σχεδιασμένο σύμφωνα με τους Νέους Κανονισμούς όπλισης
(Κ60ΑΕΑΚ)**

fy (MPa)	Es (MPa)	fck (MPa)	fcm (MPa)	fctm (MPa)	fctk0.05 (MPa)	τR (MPa)	c (m)
220	200000	16	24	2.49610059	1.747270411	0.436818	0.02

Υ/Σ	N ₂	Db(m)	h (m)	bw (m)	N	Db(m)	d (m)
5111			0.4	0.4	6	0.018	0.363
2111			0.4	0.4	4	0.016	0.364
3111			0.4	0.4	4	0.016	0.364
1211			0.4	0.4	4	0.018	0.363
2211			0.4	0.4	4	0.016	0.364
3211			0.4	0.4	6	0.016	0.364
1121	3	0.01	0.4	0.4	4	0.016	0.337
1121-b	1	0.01	0.4	0.4	4	0.016	0.364
2121	3	0.01	0.4	0.4	4	0.016	0.337
3121	3	0.01	0.4	0.4	4	0.016	0.337
1221	2	0.01	0.4	0.4	6	0.016	0.347
2221	3	0.01	0.4	0.4	4	0.016	0.337
3221	2	0.018	0.4	0.4	4	0.018	0.333
1131	3	0.01	0.4	0.4	4	0.016	0.337
2131	1	0.01	0.4	0.4	6	0.016	0.334
3131	1	0.01	0.4	0.4	6	0.016	0.334
1231	1	0.01	0.4	0.4	6	0.016	0.334
2231	2	0.016	0.4	0.4	6	0.016	0.321
3231	4	0.016	0.4	0.4	2	0.02	0.337
1141	3	0.01	0.35	0.35	4	0.02	0.293
2141	5	0.01	0.35	0.35	4	0.02	0.282
3141	5	0.01	0.35	0.35	4	0.02	0.282
1241	2	0.01	0.35	0.35	4	0.016	0.29
2241	4	0.01	0.35	0.35	4	0.02	0.298
3241	4	0.01	0.35	0.35	4	0.02	0.298

1151	3	0.01	0.3	0.3	2	0.02	0.242
2151	3	0.01	0.3	0.3	2	0.02	0.242
3151	3	0.01	0.3	0.3	2	0.018	0.239
1251	3	0.01	0.3	0.3	2	0.02	0.242
2251	3	0.01	0.3	0.3	2	0.018	0.239
3251	3	0.01	0.3	0.3	2	0.018	0.239

ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ

z (m)	(1/r)y	ln (m)	Ls (m)	k (m)	ρ_1	NSd (kN)	σ_{cp} (Μpa)
0.326	0.004868	2.500	1.25	1.237	0.010515	614.9	3.843125
0.328	0.004868	2.500	1.25	1.236	0.005524	838.7	5.241875
0.328	0.004868	2.500	1.25	1.236	0.005524	853.8	5.33625
0.326	0.004868	2.500	1.25	1.237	0.00701	850.4	5.315
0.328	0.004868	2.500	1.25	1.236	0.005524	1039.1	6.494375
0.328	0.004868	2.500	1.25	1.236	0.008286	1067.8	6.67375
0.305	0.004868	2.500	1.25	1.263	0.007714	482.7	3.016875
0.328	0.004868	2.500	1.25	1.236	0.006063	482.7	3.016875
0.305	0.004868	2.500	1.25	1.263	0.007714	655.9	4.099375
0.305	0.004868	2.500	1.25	1.263	0.007714	670.8	4.1925
0.3	0.004868	2.500	1.25	1.253	0.009823	671	4.19375
0.305	0.004868	2.500	1.25	1.263	0.007714	820.3	5.126875
0.26	0.004868	2.500	1.25	1.267	0.011463	848.3	5.301875
0.305	0.004868	2.500	1.25	1.263	0.007714	341.7	2.135625
0.274	0.004868	2.500	1.25	1.266	0.009618	474.3	2.964375
0.274	0.004868	2.500	1.25	1.266	0.009618	487.6	3.0475
0.274	0.004868	2.500	1.25	1.266	0.009618	483	3.01875
0.235	0.004868	2.500	1.25	1.279	0.012527	606.3	3.789375
0.279	0.004868	2.500	1.25	1.263	0.010627	626	3.9125
0.256	0.005563	2.500	1.25	1.307	0.014552	198.6	1.62122449
0.245	0.005563	2.500	1.25	1.318	0.016711	293.4	2.395102041
0.245	0.005563	2.500	1.25	1.318	0.016711	302.5	2.469387755
0.256	0.005563	2.500	1.25	1.31	0.011452	297.5	2.428571429
0.243	0.005563	2.500	1.25	1.302	0.01506	394	3.216326531
0.243	0.005563	2.500	1.25	1.302	0.01506	406	3.314285714
0.21	0.00649	2.500	1.25	1.358	0.0119	61.4	0.6822222222
0.21	0.00649	2.500	1.25	1.358	0.0119	115.1	1.278888889
0.207	0.00649	2.500	1.25	1.361	0.010384	120.2	1.335555556
0.21	0.00649	2.500	1.25	1.358	0.0119	115.5	1.283333333
0.207	0.00649	2.500	1.25	1.361	0.010384	183.3	2.036666667
0.207	0.00649	2.500	1.25	1.361	0.010384	188.1	2.09

VR1 (kN)	My (kN·m)	Vmu (kN)	av	θy (rad)	s (m)	n	Vw (kN)
210.8528459	214.31176	171.4494	0	0.004592	0.3	2	24.08521
226.1837683	201.25696	161.0056	0	0.004537	0.3	2	24.15156
228.2449183	203.32157	162.6573	0	0.004537	0.3	2	24.15156
231.9102322	221.88632	177.5091	0	0.004592	0.3	2	24.08521
253.5383683	228.92458	183.1397	0	0.004537	0.3	2	24.15156
266.1402907	234.22855	187.3828	0	0.004537	0.3	2	24.15156
173.1921218	138.31079	110.6486	0	0.004537	0.3	2	22.3601
179.2859348	135.59323	108.4746	0	0.004537	0.3	2	24.15156
195.0802718	161.37702	129.1016	0	0.004537	0.3	2	22.3601
196.9632593	163.32897	130.6632	0	0.004537	0.3	2	22.3601
208.328013	186.4874	149.1899	0	0.004537	0.3	2	23.0236
215.8563218	182.66181	146.1294	0	0.004537	0.3	2	22.3601
228.1950562	213.84763	171.0781	0	0.004592	0.3	2	22.0947
155.3732468	118.95017	95.16014	0	0.004537	0.3	2	22.3601
176.487622	151.07243	120.8579	0	0.004537	0.3	2	22.16105
178.153447	152.86541	122.2923	0	0.004537	0.3	2	22.16105
177.577297	152.24575	121.7966	0	0.004537	0.3	2	22.16105
195.0122679	182.22223	145.7778	0	0.004537	0.3	2	21.29849
199.9677525	181.22847	144.9828	0	0.004647	0.3	2	22.3601
129.2743753	108.08653	86.46922	0	0.00493	0.3	2	19.44068
141.6310275	123.01355	98.41084	0	0.00493	0.3	2	18.71082
142.7308275	124.06754	99.25403	0	0.00493	0.3	2	18.71082
133.2789531	102.09973	81.67978	0	0.004805	0.3	2	19.24163
157.2372607	137.76639	110.2131	0	0.00493	0.3	2	19.77243
158.7698321	139.1629	111.3303	0	0.00493	0.3	2	19.77243
79.6082981	46.843617	37.47489	0	0.005337	0.3	2	16.05681
86.1059981	52.527795	42.02224	0	0.005337	0.3	2	16.05681
83.22127068	47.469502	37.9756	0	0.005264	0.3	2	15.85775
86.1543981	52.569706	42.05576	0	0.005337	0.3	2	16.05681
90.76172068	54.053056	43.24244	0	0.005264	0.3	2	15.85775
91.33532068	54.547865	43.63829	0	0.005264	0.3	2	15.85775

VR (kN)	θ_y (shear) (rad)	ΕΛΕΓΧΟΣ
234.9381	0.00459194	ok
250.3353	0.0045373	ok
252.3965	0.0045373	ok
255.9954	0.00459194	ok
277.6899	0.0045373	ok
290.2918	0.0045373	ok
195.5522	0.0045373	ok
203.4375	0.0045373	ok
217.4404	0.0045373	ok
219.3234	0.0045373	ok
231.3516	0.0045373	ok
238.2164	0.0045373	ok
250.2898	0.00459194	ok
177.7333	0.0045373	ok
198.6487	0.0045373	ok
200.3145	0.0045373	ok
199.7383	0.0045373	ok
216.3108	0.0045373	ok
222.3278	0.00464659	ok
148.7151	0.00493039	ok
160.3419	0.00493039	ok
161.4417	0.00493039	ok
152.5206	0.00480548	ok
177.0097	0.00493039	ok
178.5423	0.00493039	ok
95.6651	0.00533679	ok
102.1628	0.00533679	ok
99.07903	0.00526393	ok
102.2112	0.00533679	ok
106.6195	0.00526393	ok
107.1931	0.00526393	ok

ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

v	$\omega=\omega'$	as	bc (m)	hc (m)
0.16013	0.087474	0.5	0.352	0.352
0.218411	0.046077	0.5	0.352	0.352
0.222344	0.046077	0.5	0.352	0.352
0.221458	0.058316	0.5	0.352	0.352
0.270599	0.046077	0.5	0.352	0.352
0.278073	0.069115	0.5	0.352	0.352
0.125703	0.059576	0.5	0.352	0.352
0.125703	0.050576	0.5	0.352	0.352
0.170807	0.059576	0.5	0.352	0.352
0.174688	0.059576	0.5	0.352	0.352
0.17474	0.078114	0.5	0.352	0.352
0.21362	0.059576	0.5	0.352	0.352
0.220911	0.087474	0.5	0.352	0.352
0.088984	0.059576	0.5	0.352	0.352
0.123516	0.073615	0.5	0.352	0.352
0.126979	0.073615	0.5	0.352	0.352
0.125781	0.073615	0.5	0.352	0.352
0.157891	0.092153	0.5	0.352	0.352
0.163021	0.082074	0.5	0.352	0.352
0.067551	0.111665	0.5	0.302	0.302
0.099796	0.12342	0.5	0.302	0.302
0.102891	0.12342	0.5	0.302	0.302
0.10119	0.086982	0.5	0.302	0.302
0.134014	0.117543	0.5	0.302	0.302
0.138095	0.117543	0.5	0.302	0.302
0.028426	0.087994	0.5	0.252	0.252
0.053287	0.087994	0.5	0.252	0.252
0.055648	0.075835	0.5	0.252	0.252
0.053472	0.087994	0.5	0.252	0.252
0.084861	0.075835	0.5	0.252	0.252

bi(b) (m)	bi(h) (m)	a	ρ_s	θ_{um} (rad)
0.326	0.326	0.141008	0.000838	0.016813
0.328	0.328	0.138691	0.000838	0.015672
0.328	0.328	0.138691	0.000838	0.015598
0.326	0.326	0.141008	0.000838	0.015616
0.328	0.328	0.138691	0.000838	0.014718
0.328	0.328	0.138691	0.000838	0.014586
0.328	0.328	0.138691	0.000838	0.016889
0.328	0.328	0.138691	0.000838	0.017523
0.328	0.328	0.138691	0.000838	0.015996
0.328	0.328	0.138691	0.000838	0.015922
0.328	0.328	0.138691	0.000838	0.01607
0.328	0.328	0.138691	0.000838	0.015193
0.326	0.326	0.141008	0.000838	0.015626
0.328	0.328	0.138691	0.000838	0.017653
0.328	0.328	0.138691	0.000838	0.017569
0.328	0.328	0.138691	0.000838	0.017496
0.328	0.328	0.138691	0.000838	0.017521
0.328	0.328	0.138691	0.000838	0.016857
0.324	0.324	0.143312	0.000838	0.016755
0.274	0.274	0.114305	0.000957	0.018326
0.274	0.274	0.114305	0.000957	0.017235
0.274	0.274	0.114305	0.000957	0.017171
0.278	0.278	0.110216	0.000957	0.017288
0.274	0.274	0.114305	0.000957	0.017345
0.274	0.274	0.114305	0.000957	0.01726
0.224	0.224	0.077534	0.001117	0.018814
0.224	0.224	0.077534	0.001117	0.018259
0.226	0.226	0.075986	0.001117	0.018059
0.224	0.224	0.077534	0.001117	0.018255
0.226	0.226	0.075986	0.001117	0.017435
0.226	0.226	0.075986	0.001117	0.017388

ΜΕΙΩΣΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΜΕ ΤΗΝ ΑΝΑΚΥΚΛΙΣΗ ΤΩΝ ΜΕΤΕΛΑΣΤΙΚΩΝ
ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ

ξy (m)	$\mu\theta$	$\mu\theta,pl$	ρ_{tot}	V_w (kN)	V_R (kN)	$V_{R,max}$ (kN)
0.168701	3.661321	2.661321	0.02103	24.0336	288.0887	818.1135065
0.180966	3.454127	2.454127	0.011047	24.18105	206.5198	677.0572145
0.181903	3.437812	2.437812	0.011047	24.18105	207.6466	680.0662569
0.183727	3.400719	2.400719	0.01402	24.0336	237.066	736.2165166
0.175	3.243774	2.243774	0.011047	24.18105	228.1523	717.0543468
0.182917	3.214716	2.214716	0.016571	24.18105	284.2492	842.7968394
0.142466	3.722298	2.722298	0.014263	22.48543	211.3171	620.1798774
0.144935	3.862011	2.862011	0.012126	24.18105	189.86	626.0312177
0.154197	3.525552	2.525552	0.014263	22.48543	227.9215	655.1795931
0.155116	3.50912	2.50912	0.014263	22.48543	229.2935	658.1962468
0.159419	3.541708	2.541708	0.018515	22.11681	270.3524	722.3922557
0.163692	3.348431	2.348431	0.014263	22.48543	242.6265	688.5104786
0.16537	3.402958	2.402958	0.022925	19.1679	329.2108	730.9834043
0.131125	3.890546	2.890546	0.014263	22.48543	196.7688	591.7839531
0.142658	3.872196	2.872196	0.019235	20.20002	256.187	629.4721167
0.143572	3.856082	2.856082	0.019235	20.20002	257.5728	632.2108366
0.143257	3.861648	2.861648	0.019235	20.20002	257.0944	631.2635168
0.150934	3.71521	2.71521	0.025054	17.32484	325.2107	642.27587
0.154019	3.605897	2.605897	0.021255	20.56864	292.7672	706.8787698
0.118196	3.716901	2.716901	0.027571	18.87301	245.1974	579.9606135
0.126544	3.495756	2.495756	0.030238	18.06206	275.8194	610.940703
0.127158	3.482753	2.482753	0.030238	18.06206	276.7438	613.3583084
0.122499	3.597461	2.597461	0.020923	18.87301	204.3229	524.7663383
0.133153	3.518015	2.518015	0.030121	17.91462	282.416	628.9141971
0.133941	3.500769	2.500769	0.030121	17.91462	283.5738	632.0782226
0.086972	3.52539	2.52539	0.021636	15.48177	141.451	343.178748
0.093486	3.421431	2.421431	0.021636	15.48177	146.5373	355.0467927
0.091335	3.430647	2.430647	0.018578	15.2606	129.3586	326.4745487
0.093532	3.420668	2.420668	0.021636	15.48177	146.5742	355.1352908
0.098314	3.312083	2.312083	0.018578	15.2606	134.9189	339.2937861
0.098806	3.303233	2.303233	0.018578	15.2606	135.3292	340.2701759

ΕΛΕΓΧΟΣ	θυ,pl (rad)	ΕΛΕΓΧΟΣ
αστοχεί σε κάμψη	0.0122206	οινονεί πλάστιμη
αστοχεί σε κάμψη	0.0111351	οινονεί πλάστιμη
αστοχεί σε κάμψη	0.0110611	οινονεί πλάστιμη
αστοχεί σε κάμψη	0.011024	οινονεί πλάστιμη
αστοχεί σε κάμψη	0.0101807	οινονεί πλάστιμη
αστοχεί σε κάμψη	0.0100488	οινονεί πλάστιμη
αστοχεί σε κάμψη	0.0123519	οινονεί πλάστιμη
αστοχεί σε κάμψη	0.0129858	οινονεί πλάστιμη
αστοχεί σε κάμψη	0.0114592	οινονεί πλάστιμη
αστοχεί σε κάμψη	0.0113846	οινονεί πλάστιμη
αστοχεί σε κάμψη	0.0115325	οινονεί πλάστιμη
αστοχεί σε κάμψη	0.0106555	οινονεί πλάστιμη
αστοχεί σε κάμψη	0.0110343	οινονεί πλάστιμη
αστοχεί σε κάμψη	0.0131153	οινονεί πλάστιμη
αστοχεί σε κάμψη	0.013032	οινονεί πλάστιμη
αστοχεί σε κάμψη	0.0129589	οινονεί πλάστιμη
αστοχεί σε κάμψη	0.0129841	οινονεί πλάστιμη
αστοχεί σε κάμψη	0.0123197	οινονεί πλάστιμη
αστοχεί σε κάμψη	0.0121085	οινονεί πλάστιμη
αστοχεί σε κάμψη	0.0133954	οινονεί πλάστιμη
αστοχεί σε κάμψη	0.012305	οινονεί πλάστιμη
αστοχεί σε κάμψη	0.0122409	οινονεί πλάστιμη
αστοχεί σε κάμψη	0.0124821	οινονεί πλάστιμη
αστοχεί σε κάμψη	0.0124148	οινονεί πλάστιμη

αστοχεί σε κάμψη	0.0123298	οινονεί πλάστιμη
αστοχεί σε κάμψη	0.0134775	οινονεί πλάστιμη
αστοχεί σε κάμψη	0.0129227	οινονεί πλάστιμη
αστοχεί σε κάμψη	0.0127947	οινονεί πλάστιμη
αστοχεί σε κάμψη	0.0129186	οινονεί πλάστιμη
αστοχεί σε κάμψη	0.0121706	οινονεί πλάστιμη
αστοχεί σε κάμψη	0.012124	οινονεί πλάστιμη

Στάθμη Επιτελεστικότητας		
A	B	Γ
	0.005946	
	0.005614	
	0.005593	
	0.005613	
	0.005349	
	0.005312	
	0.005952	
	0.006128	
	0.005704	
	0.005683	
	0.005724	
	0.005481	
	0.005616	
	0.006164	
	0.006141	
	0.00612	
	0.006127	
	0.005943	
	0.005945	
	0.00646	
	0.006157	
	0.006139	
	0.006137	
	0.006188	
	0.006164	
	0.006709	
	0.006555	
	0.006478	
	0.006553	
	0.006305	
	0.006292	

6. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ- ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

6.1. Σύγκριση μεταξύ των δύο κτιρίων

6.1.1 Χαρακτηριστικές τιμές των κτιρίων

1. Η ιδιοπερίοδος T για το κτίριο το σχεδιασμένο με τους Παλαιούς Κανονισμούς (Κ60Α59) είναι μεγαλύτερη απ'ότι για το κτίριο το σχεδιασμένο με τους Νέους Κανονισμούς (Κ60ΑΕΑΚ).
2. Η μετακίνηση διαρροής u_y για το κτίριο Κ60Α59 είναι μικρότερη αυτής για το κτίριο Κ60ΑΕΑΚ (σχεδόν η μισή).
3. Η τέμνουσα βάσης που αντιστοιχεί σε αυτήν την μετακίνηση V_y για το κτίριο Κ60Α59 είναι πολύ μικρότερη αυτής για το κτίριο Κ60ΑΕΑΚ.

6.1.2. Μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις

1. Η μέγιστη τέμνουσα βάσης V_{max} για το κτίριο Κ60Α59 είναι μικρότερη αυτής για το κτίριο Κ60ΑΕΑΚ, τόσο για τους σεισμούς κοντινού πεδίου, όσο και αυτούς μακρινού πεδίου.
2. Η μέγιστη μετακίνηση οροφής δ_{max} είναι μεγαλύτερη για το κτίριο το σχεδιασμένο με τους Παλαιούς Κανονισμούς (Κ60Α59), απ'ότι για το κτίριο το σχεδιασμένο με τους Νέους Κανονισμούς (Κ60ΑΕΑΚ) για τους σεισμούς κοντινού πεδίου, εκτός του σεισμού Whittier Narrows, USA. Το ίδιο ισχύει και για τους σεισμούς μακρινού πεδίου, εκτός των σεισμών του Cape Mendocino (Καταγραφή 121322) και του σεισμού του Northridge.
3. Η απαίτηση πλαστιμότητας μ για το κτίριο Κ60Α59 είναι μεγαλύτερη αυτής για το κτίριο Κ60ΑΕΑΚ, για τους σεισμούς κοντινού πεδίου, εκτός του σεισμού Whittier Narrows, USA.
Ενώ αντίστοιχα, για τους σεισμούς μακρινού πεδίου, η απαίτηση πλαστιμότητας για το κτίριο Κ60Α59 είναι μικρότερη ή ίση αυτής για το κτίριο Κ60ΑΕΑΚ.
4. Ο συντελεστής C για το κτίριο Κ60Α59, είναι μικρότερος αυτού για το κτίριο Κ60ΑΕΑΚ, για τους σεισμούς κοντινού πεδίου, εκτός του σεισμού San- Salvador (οριζόντια συνιστώσα 180).
Ενώ αντίστοιχα, για τους σεισμούς μακρινού πεδίου, ο συντελεστής C για το κτίριο Κ60Α59 είναι μεγαλύτερος αυτού για το κτίριο Κ60ΑΕΑΚ.

5. Η μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφων (*drift*) για το κτίριο K60A59 είναι μεγαλύτερη αυτής για το κτίριο K60AΕΑΚ, τόσο για τους σεισμούς κοντινού πεδίου, όσο και αυτούς μακρινού πεδίου.
Παρατηρείται δε στον 4^ο όροφο για το κτίριο K60A59, ενώ στον 1^ο έως 3^ο όροφο για το κτίριο K60AΕΑΚ, εκτός του σεισμού του Cape Mendocino (Καταγραφή 121322).
6. Η μέγιστη τέμνουσα βάση V_{max} (θεωρώντας διάμεσες τιμές) για τους σεισμούς κοντινού πεδίου, είναι μεγαλύτερη αυτής για τους σεισμούς μακρινού πεδίου, και για τα δύο κτίρια.
7. Η μέγιστη μετακίνηση οροφής δ_{max} για τους σεισμούς κοντινού πεδίου, είναι μεγαλύτερη αυτής για τους σεισμούς μακρινού πεδίου, τόσο για το κτίριο το σχεδιασμένο με τους Παλαιούς Κανονισμούς (K60A59), όσο και για το κτίριο το σχεδιασμένο με τους Νέους Κανονισμούς (K60AΕΑΚ).
8. Η απαίτηση πλαστιμότητας μ για τους σεισμούς κοντινού πεδίου, είναι μεγαλύτερη αυτής για τους σεισμούς μακρινού πεδίου, και για τα δύο κτίρια.
9. Ο συντελεστής C για τους σεισμούς κοντινού πεδίου, είναι μεγαλύτερος αυτού για τους σεισμούς μακρινού πεδίου, τόσο για το κτίριο K60A59, όσο και για το κτίριο K60AΕΑΚ.
10. Η μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφων (*drift*) για τους σεισμούς κοντινού πεδίου, είναι μεγαλύτερη αυτής για τους σεισμούς μακρινού πεδίου, και για τα δύο κτίρια.
11. Η μέγιστη σχετική μετακίνηση ορόφων (*drift*) για το κτίριο K60AΕΑΚ, παρατηρείται στον 1^ο έως 3^ο όροφο για τους σεισμούς κοντινού πεδίου, ενώ στον 2^ο, 3^ο, 5^ο για τους σεισμούς μακρινού πεδίου.

6.2. Σύγκριση του ίδιου κτιρίου για τις διάφορες σεισμικές φορτίσεις

6.2.1. Κτίριο σχεδιασμένο με τους Παλαιούς Κανονισμούς (Κ60Α59)

Σεισμοί κοντινού πεδίου

1. Η μέγιστη μετακίνηση της κορυφής για το υποστύλωμα του ισογείου το σχεδιασμένο με το Παλαιό Κανονισμό που προκύπτει από το σεισμό του San-Salvador (οριζόντια συνιστώσα 180) είναι 0,037 m , και εμφανίζεται για τέμνουσα στη βάση ίση με 2.000 KN.
2. Οι αντίστοιχοι βρόχοι που προκύπτουν από το σεισμό του San- Salvador (οριζόντια συνιστώσα 270) δείχνουν μέγιστη μετακίνηση 0,034 m για τέμνουσα στη βάση 1.600 KN. Το υποστύλωμα αστοχεί αρχικά από υπέρβαση της διατμητικής του αντοχής σε όλα τα στοιχεία του και στη συνέχεια από υπέρβαση της παραμόρφωσης διαρροής του χάλυβα και λυγισμό των διαμήκων ράβδων, και υπέρβαση της παραμόρφωσης αστοχίας του σκυροδέματος. Η υπέρβαση της αντοχής του σκυροδέματος, εξαιτίας της έλλειψης επαρκούς περίσφιξης, οδηγεί σε μεγάλη και άμεση πτώση της αντοχής στους βρόχους ανακύκλισης.
3. Για το σεισμό του Whittier Narrows, USA , η μέγιστη μετακίνηση της κορυφής είναι 0,011 m και η τέμνουσα στη βάση 1.255 KN. Το υποστύλωμα αστοχεί από διάτμηση, η οποία συμβαίνει καθ' ύψος του υποστυλώματος ξεκινώντας από τη βάση του, και συνεχίζεται με αστοχία σε θλίψη του σκυροδέματος του περισφιγμένου πυρήνα και λυγισμό των διαμήκων ράβδων. Η αστοχίες αρχικά παρουσιάζονται στη βάση του υποστυλώματος, στην περιοχή, δηλαδή, σχηματισμού της πλαστικής άρθρωσης. Στη συνέχεια η υπέρβαση της αντοχής του σκυροδέματος συνεχίζεται στο δεύτερο τέταρτο του ύψους του υποστυλώματος, λόγω της απουσίας συνδετήρων, και συμβάλλει στην κατακόρυφη πτώση της αντοχής του υποστυλώματος. Οι βρόχοι υστέρησης έχουν ελάχιστο εμβαδόν, η ενέργεια που απορροφάται πολύ λίγη και η πτώση της αντοχής κατακόρυφη.
4. Η μέγιστη μετακίνηση της κορυφής για το υποστύλωμα το σχεδιασμένο με τον Παλαιό Κανονισμό, που προκύπτει από το σεισμό του Erzincan, Turkey (οριζόντια συνιστώσα 090) είναι 0,025 m , και εμφανίζεται για τέμνουσα στη βάση ίση με 1.600 KN. Το στοιχείο εμφανίζει αρχικά αστοχία από διάτμηση σε όλα τα στοιχεία του υποστυλώματος και στη συνέχεια της σεισμικής φόρτισης παρουσιάζεται υπέρβαση της παραμόρφωσης διαρροής του χάλυβα και της αντίστοιχης παραμόρφωσης

του σκυροδέματος του περισφιγμένου πυρήνα, στη βάση του υποστυλώματος, στην περιοχή σχηματισμού της πλαστικής άρθρωσης. Στη συνέχεια εμφανίζεται υπέρβαση της καμπυλότητας διαρροής της διατομής.

5. Οι αντίστοιχοι βρόχοι που προκύπτουν από το σεισμό του *Erzincan, Turkey* (οριζόντια συνιστώσα 000) δείχνουν μέγιστη μετακίνηση 0,064 μέτρα για τέμνουσα στη βάση 1.800 KN.

Σεισμοί μακρινού πεδίου

Η μέγιστη μετακίνηση της κορυφής για το υποστύλωμα του ισογείου το σχεδιασμένο με το Παλαιό Κανονισμό που προκύπτει από το σεισμό του *Landers* (Καταγραφή 120911) είναι 0,0096 m , και εμφανίζεται για τέμνουσα στη βάση ίση με 942 KN.

6.2.2 Κτίριο σχεδιασμένο σύμφωνα με τους Νέους

Κανονισμούς (Κ60ΑΕΑΚ)

Σεισμοί κοντινού πεδίου

1. Η μέγιστη μετακίνηση της κορυφής για το υποστύλωμα το σχεδιασμένο με το Νέο Κανονισμό, που προκύπτει από το σεισμό του San- Salvador (οριζόντια συνιστώσα 180) είναι 0,070 m, και εμφανίζεται για τέμνουσα στη βάση ίση με 2.268 KN. Η αστοχία εμφανίζεται από διάτμηση σε όλα τα στοιχεία του υποστυλώματος. Η πτώση της αντοχής είναι μικρή στους υπόλοιπους βρόχους, εξαιτίας της ύπαρξης κυρίως επαρκούς περίσφιξης και της μη αστοχίας τους, κατά τη διάρκεια των ανακυκλήσεων. Μετά την υπέρβαση της διατμητικής αντοχής, ακολουθεί υπέρβαση της παραμόρφωσης αστοχίας του σκυροδέματος του περισφιγμένου πυρήνα και υπέρβαση της παραμόρφωσης του χάλυβα που οδηγεί σε λυγισμό των διαμήκων ράβδων.
2. Οι αντίστοιχοι βρόχοι που προκύπτουν από το σεισμό του San- Salvador (οριζόντια συνιστώσα 270) δείχνουν μέγιστη μετακίνηση 0,048 m για τέμνουσα στη βάση 2.300 KN. Το υποστύλωμα αστοχεί αρχικά από υπέρβαση της διατμητικής του αντοχής σε όλα τα στοιχεία του και στη συνέχεια από υπέρβαση της παραμόρφωσης αστοχίας του σκυροδέματος.
3. Για το σεισμό του Whittier Narrows, USA , η μέγιστη μετακίνηση της κορυφής είναι 0,019 m και η τέμνουσα στη βάση 2.232 KN. Το υποστύλωμα αστοχεί από διάτμηση, η οποία συμβαίνει καθ' ύψος του υποστυλώματος ξεκινώντας από τη βάση του, και συνεχίζεται με υπέρβαση της παραμόρφωσης του χάλυβα σε εφελκυσμό και λυγισμό των διαμήκων ράβδων, καθώς και υπέρβαση της παραμόρφωσης αστοχίας του σκυροδέματος του περισφιγμένου πυρήνα. Οι αστοχίες παρουσιάζονται στη βάση του υποστυλώματος, στην περιοχή, δηλαδή, σχηματισμού της πλαστικής άρθρωσης.
4. Η μέγιστη μετακίνηση της κορυφής για το υποστύλωμα το σχεδιασμένο με τον Παλιό Κανονισμό, που προκύπτει από το σεισμό του Erzincan, Turkey (οριζόντια συνιστώσα 090) είναι 0,061 m , και εμφανίζεται για τέμνουσα στη βάση ίση με 2.539 KN. Η μέγιστη τέμνουσα είναι ίση με 2.750 KN και αντιστοιχεί σε μετακίνηση 0,056 m . Το στοιχείο εμφανίζει αρχικά αστοχία από διάτμηση σε όλα τα στοιχεία του υποστυλώματος και στη συνέχεια της σεισμικής φόρτισης παρουσιάζεται υπέρβαση της παραμόρφωσης διαρροής του χάλυβα και της αντίστοιχης παραμόρφωσης του σκυροδέματος του περισφιγμένου πυρήνα, στη βάση του υποστυλώματος, στην

περιοχή σχηματισμού της πλαστικής άρθρωσης. Στη συνέχεια εμφανίζεται υπέρβαση της καμπυλότητας διαρροής της διατομής. Όλα τα παραπάνω επηρεάζουν το σχήμα και τη μορφή των βρόχων υστέρησης.

5. Οι αντίστοιχοι βρόχοι που προκύπτουν από το σεισμό του *Erzincan, Turkey* (οριζόντια συνιστώσα 000) δείχνουν μέγιστη μετακίνηση 0,120 μέτρα για τέμνουσα στη βάση 2.554 KN.

Σεισμοί μακρινού πεδίου

Η μέγιστη μετακίνηση της κορυφής για το υποστύλωμα του ισογείου το σχεδιασμένο με το Νέο Κανονισμό που προκύπτει από το σεισμό του *Landers* (Καταγραφή 120911) είναι 0,022 m, και εμφανίζεται για τέμνουσα στη βάση ίση με 1.300 KN.

6.3. Στάθμες επιτελεστικότητας

6.3.1. Κτίριο σχεδιασμένο με τους Παλαιούς Κανονισμούς

(K60A59)

Σεισμοί κοντινού πεδίου

1. Για τον σεισμό του San- Salvador (οριζόντια συνιστώσα 180) παρατηρείται υπέρβαση της τιμής σχεδιασμού, για στάθμη επιτελεστικότητας «Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης», σε 144 στοιχεία (τμήματα) υποστυλωμάτων.
2. Για τον σεισμό του San- Salvador (οριζόντια συνιστώσα 270) παρατηρείται υπέρβαση της τιμής σχεδιασμού σε 108 στοιχεία.
3. Για τον σεισμό του Whittier Narrows, USA, δεν παρατηρείται υπέρβαση της τιμής σχεδιασμού σε κάποιο στοιχείο υποστυλώματος.
4. Όσον αφορά τον σεισμό του Erzincan, Turkey (οριζόντια συνιστώσα 090), παρατηρείται υπέρβαση της τιμής σχεδιασμού σε 118 στοιχεία.
5. Για τον σεισμό του Erzincan, Turkey (οριζόντια συνιστώσα 000), παρατηρείται υπέρβαση της τιμής σχεδιασμού σε 203 στοιχεία υποστυλωμάτων.
6. Για όλες τις παραπάνω σεισμικές φορτίσεις, διαπιστώνεται ότι η υπέρβαση της τιμής σχεδιασμού αφορά στοιχεία υποστυλωμάτων του 3^{ου} και 4^{ου} ορόφου του κτιρίου, εκτός από τον σεισμό του Erzincan, Turkey (οριζόντια συνιστώσα 000), στον οποίο παρατηρείται σε υποστυλώματα του 1^{ου}, 2^{ου}, 3^{ου} και 4^{ου} ορόφου.

Σεισμοί μακρινού πεδίου

1. Για τον σεισμό του Landers (Καταγραφή 120911) παρατηρείται υπέρβαση της τιμής σχεδιασμού σε 32 στοιχεία (τμήματα) υποστυλωμάτων.
2. Για τον σεισμό του Landers (Καταγραφή 120912), δεν παρατηρείται υπέρβαση της τιμής σχεδιασμού σε κάποιο στοιχείο.
3. Όσον αφορά τον σεισμό του Cape Mendocino (Καταγραφή 121321), παρατηρείται υπέρβαση της τιμής σχεδιασμού σε 66 στοιχεία υποστυλωμάτων.
4. Στην περίπτωση του σεισμού του Cape Mendocino (Καταγραφή 121322) παρατηρείται υπέρβαση της τιμής σχεδιασμού σε 18 στοιχεία.
5. Για τον σεισμό του Northridge, παρατηρείται υπέρβαση της τιμής σχεδιασμού σε 41 στοιχεία υποστυλωμάτων.
6. Για όλες τις παραπάνω σεισμικές φορτίσεις, διαπιστώνεται ότι η υπέρβαση της τιμής σχεδιασμού αφορά στοιχεία υποστυλωμάτων του 4^{ου} ορόφου του κτιρίου.

Σύγκριση σεισμών κοντινού και μακρινού πεδίου

Γίνεται αντιληπτό, ότι η υπέρβαση της τιμής σχεδιασμού, για τους σεισμούς κοντινού πεδίου, είναι μεγαλύτερη της αντίστοιχης υπέρβασης για τους σεισμούς μακρινού πεδίου, στην συντριπτική πλειοψηφία των περιπτώσεων.

Χρονοϊστορία επιταχύνσεων συμβατή με φάσμα κατά

Ευρωκώδικα Τύπου I με $a_g=0.08g$

Στην περίπτωση αυτή δεν παρατηρείται υπέρβαση της τιμής σχεδιασμού σε κάποιο στοιχείο υποστυλώματος.

Χρονοϊστορία επιταχύνσεων συμβατή με φάσμα με $a_g=0.08g$

και σεισμός της 7 Σεπτεμβρίου 1999 στην Αθήνα.

Δεν παρατηρείται υπέρβαση της τιμής σχεδιασμού, για στάθμη επιτελεστικότητας «Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης», σε κάποιο στοιχείο υποστυλώματος.

6.3.2 Κτίριο σχεδιασμένο σύμφωνα με τους Νέους

Κανονισμούς (Κ60ΑΕΑΚ)

Σεισμοί κοντινού πεδίου

1. Για τον σεισμό του San- Salvador (οριζόντια συνιστώσα 180) παρατηρείται υπέρβαση της τιμής σχεδιασμού, για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία ζωής», σε 52 στοιχεία (τμήματα) υποστυλωμάτων.
2. Για τον σεισμό του San- Salvador (οριζόντια συνιστώσα 270) παρατηρείται υπέρβαση της τιμής σχεδιασμού σε 43 στοιχεία.
3. Για τον σεισμό του Whittier Narrows, USA, δεν παρατηρείται υπέρβαση της τιμής σχεδιασμού σε κάποιο στοιχείο υποστυλώματος.
4. Όσον αφορά τον σεισμό του Erzincan, Turkey (οριζόντια συνιστώσα 090), παρατηρείται υπέρβαση της τιμής σχεδιασμού σε 47 στοιχεία.
5. Για τον σεισμό του Erzincan, Turkey (οριζόντια συνιστώσα 000), παρατηρείται υπέρβαση της τιμής σχεδιασμού σε 82 στοιχεία υποστυλωμάτων.
6. Για όλες τις παραπάνω σεισμικές φορτίσεις, διαπιστώνεται ότι η υπέρβαση της τιμής σχεδιασμού αφορά στοιχεία υποστυλωμάτων του 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου του κτιρίου, εκτός από τον σεισμό του Erzincan, Turkey (οριζόντια συνιστώσα 090), στον οποίο παρατηρείται σε υποστυλώματα του 1^{ου}, 2^{ου} και 5^{ου} ορόφου.

Σεισμοί μακρινού πεδίου

1. Για τον σεισμό του Landers (Καταγραφή 120911) παρατηρείται υπέρβαση της τιμής σχεδιασμού σε 18 στοιχεία (τμήματα) υποστυλωμάτων.
2. Για τον σεισμό του Landers (Καταγραφή 120912), δεν παρατηρείται υπέρβαση της τιμής σχεδιασμού σε κάποιο στοιχείο.
3. Όσον αφορά τον σεισμό του Cape Mendocino (Καταγραφή 121321), παρατηρείται υπέρβαση της τιμής σχεδιασμού σε 16 στοιχεία υποστυλωμάτων.
4. Στην περίπτωση του σεισμού του Cape Mendocino (Καταγραφή 121322) παρατηρείται υπέρβαση της τιμής σχεδιασμού σε 36 στοιχεία.
5. Για τον σεισμό του Northridge δεν παρατηρείται υπέρβαση της τιμής σχεδιασμού σε κάποιο στοιχείο υποστυλώματος.
6. Για όλες τις παραπάνω σεισμικές φορτίσεις, διαπιστώνεται ότι η υπέρβαση της τιμής σχεδιασμού αφορά στοιχεία υποστυλωμάτων του 1^{ου} ορόφου του κτιρίου, εκτός από τον σεισμό του Cape Mendocino (Καταγραφή 121322), στον οποίο παρατηρείται σε υποστυλώματα του 5^{ου} ορόφου.

Σύγκριση σεισμών κοντινού και μακρινού πεδίου

Παρατηρείται, ότι η υπέρβαση της τιμής σχεδιασμού, για τους σεισμούς κοντινού πεδίου, είναι μεγαλύτερη της αντίστοιχης υπέρβασης για τους σεισμούς μακρινού πεδίου, στην συντριπτική πλειοψηφία των στοιχείων των υποστυλωμάτων .

Χρονοϊστορία επιταχύνσεων συμβατή με φάσμα κατά

Ευρωκώδικα Τύπου I με $a_g=0.24g$.

Δεν παρατηρείται υπέρβαση της τιμής σχεδιασμού, για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία ζωής», σε κάποιο στοιχείο υποστυλώματος.

Χρονοϊστορία επιταχύνσεων συμβατή με φάσμα με $a_g=0.24g$ και

σεισμός της 7 Σεπτεμβρίου 1999 στην Αθήνα

1. Στην περίπτωση αυτή παρατηρείται υπέρβαση της τιμής σχεδιασμού σε 2 στοιχεία υποστυλωμάτων .
2. Για τον συνδυασμό αυτό, διαπιστώνεται ότι η υπέρβαση της τιμής σχεδιασμού αφορά στοιχεία υποστυλωμάτων του 5^{ου} ορόφου του κτιρίου.

6.4. Γενικά Συμπεράσματα

I. Καθοριστικός παράγοντας που επηρεάζει και καθορίζει την συμπεριφορά των υποστυλωμάτων, και συνεπώς τη μορφή των βρόχων υστέρησης είναι η ύπαρξη της περίσφιξης. Η απόκριση των υποστυλωμάτων των σχεδιασμένων με τους Νέους Κανονισμούς όπλισης είναι πολύ διαφορετική από τα αντίστοιχα, τα σχεδιασμένα με τους Παλαιούς Κανονισμούς όπλισης. Τα δομικά αυτά στοιχεία σχηματίζουν υστερητικούς βρόχους λιγότερο πεπλατυσμένους, με μεγαλύτερο εμβαδόν και μικρότερη μέση κλίση. Οι διαφορές είναι εντονότερες γύρω από την αρχή των αξόνων, στην οποία οι βρόχοι των υποστυλωμάτων των σχεδιασμένων με τους παλιούς Κανονισμούς όπλισης, παρουσιάζουν πολύ μεγάλη στένωση. Η πτώση της αντοχής στις περιπτώσεις του μειωμένου εγκάρσιου οπλισμού είναι έντονη και απότομη, αφού εμφανίζεται ακόμη και από το δεύτερο κύκλο φόρτισης. Στην αντίθετη περίπτωση η μείωση της απόκρισης των υποστυλωμάτων γίνεται βαθμιαία, και με χαμηλό ρυθμό πτώση της αντοχής, οδηγώντας σε πιο επιθυμητές μορφές αστοχίας. Ο σχηματισμός των βρόχων υστέρησης για τα στοιχεία αυτά γίνεται με συνεχώς αυξανόμενη ροπή ή τουλάχιστον σταθερή μέγιστη ροπή μέχρι τον επόμενο κύκλο. Αντίθετα, στα χαμηλής πλαστιμότητας στοιχεία οι βρόχοι εμφανίζουν απότομη πτώση της ροπής διαρροής, άρα και της αντοχής, στη περιοχή των μεγάλων μετατοπίσεων.

Η χρήση επαρκούς αριθμού πυκνών και κλειστών συνδετήρων οδηγεί σε βελτίωση τόσο της αντοχής σε τέμνουσας, όσο και της δυσκαμψίας, της ικανότητας απόσβεσης ενέργειας και της συνάφειας των διαμήκων ράβδων. Η περίσφιξη, η οποία ενεργοποιείται και να επηρεάζει τη συμπεριφορά του σκυροδέματος από τη στιγμή που η εσωτερική ρηγμάτωση προκαλεί διόγκωση του υλικού, αυξάνει την αντοχή του σκυροδέματος με αποτέλεσμα να αναπληρώνονται τυχόν απώλειες που δημιουργούνται από την αποφλοίωση, η οποία επέρχεται όταν οι θλιπτικές παραμορφώσεις ξεπερνούν το 4% περίπου. Επιπλέον, οι συνδετήρες που υπάρχουν στα σχεδιασμένα με τους Νέους Κανονισμούς όπλισης υποστυλώματα μειώνουν την κλίση του φθίνοντα κλάδου του διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων του σκυροδέματος ($\sigma_c - \varepsilon_c$) και επομένως αυξάνουν τη μέγιστη παραμόρφωση του σκυροδέματος ε_{cu} (σε τιμές που μπορεί να ξεπερνούν κατά πολύ την τιμή 3,5% που δέχονται οι Κανονισμοί), δηλαδή αυξάνει την πλαστιμότητα του υλικού.

Παράλληλα αποτρέποντας την ψαθυρού τύπου αστοχία, συντελεί σε μικρότερη πτώση της αντοχής στους διαδοχικούς κύκλους ανακύκλησης. Το

γεγονός αυτό σε συνδυασμό με την ύπαρξη αξονικού φορτίου, εμποδίζει την ανάπτυξη διαμπερών ρωγμών οπότε υπάρχει πάντα θλιβόμενη ζώνη που να συντελεί στην παραλαβή της τέμνουσας, τμήμα της οποίας μεταφέρεται και από τους μηχανισμούς εμπλοκής των αδρανών και δράσης βλήτρου των διαμήκων ράβδων. Η ύπαρξη επαρκούς εγκάρσιου οπλισμού αποτρέπει, παραλαμβάνοντας τη σεισμική ένταση, την αποδιοργάνωση του σκυροδέματος την οποία προκαλεί η ανακύκλιση σε υψηλά επίπεδα έντασης, όπως συμβαίνει για τα μελετώμενα υποστυλώματα, τα οποία υπόκεινται σε επικεντρικούς σεισμούς μεγάλης δριμύτητας. Ακόμη μολονότι στα περισσότερα στοιχεία υπερβαίνονται τα κριτήρια αστοχίας που έχουν ορισθεί στο σχεδιασμό, η συμπεριφορά των στοιχείων συνεχίζει να παραμένει όλκιμη. Η αστοχία στη βάση, την περιοχή δηλαδή σχηματισμού της πλαστικής άρθρωσης, όταν δεν επεκτείνεται στα υπόλοιπα στοιχεία καθ' ύψος του υποστυλώματος, δεν επηρεάζει σημαντικά την απόκριση του.

- II. Επιπλέον σημαντική για την απόκριση, είναι και η διαμήκης όπλιση των υποστυλωμάτων. Έτσι, παρόλο που οι προκύπτουσες μετακινήσεις είναι σχεδόν ίσες για τα στοιχεία τα οπλισμένα με τους Νέους και Παλαιούς Κανονισμούς οι ροπές που αναπτύσσονται διαφέρουν σημαντικά. Τα υποστυλώματα που οπλίζονται με τους Νέους Κανονισμούς, εξαιτίας της ύπαρξης περισσότερου διαμήκους οπλισμού παραλαμβάνουν περισσότερη σεισμική ένταση. Τα δομικά στοιχεία με το υψηλότερο επίπεδο τέμνουσας δύναμης σχηματίζουν υστερητικούς βρόχους με μεγαλύτερο εμβαδόν και μικρότερη μέση κλίση. Οι διαφορές είναι μεγαλύτερες γύρω από την αρχή των αξόνων, στην οποία οι βρόχοι των υποστυλωμάτων των σχεδιασμένων με τους παλιούς Κανονισμούς όπλισης, παρουσιάζουν έντονη στένωση.
- III. Ένας άλλος βασικός παράγοντας που διαφοροποιεί τη συμπεριφορά των υποστυλωμάτων είναι η αξονική φόρτιση, η οποία έχει τόσο δυσμενή όσο και ευμενή αποτελέσματα. Η αξονική επιπόνηση είναι φυσικά μεγαλύτερη για τα υποστυλώματα μεγαλύτερης διατομής, και για τα αντίστοιχα εσωτερικά των πλαισιακών φορέων.
 - i. Η ύπαρξη αξονικού φορτίου συντελεί στο κλείσιμο των ρωγμών από κάμψη και διάτμηση, ιδιαίτερα στην περιοχή των υψηλών ροπών, όπως αυτές που αναπτύσσονται κατά κύριο λόγο στα στοιχεία που φορτίζονται με σεισμούς κοντινού πεδίου. Η αύξηση του αξονικού φορτίου προκαλεί αύξηση της δυσκαμψίας του υποστυλώματος, που είναι ιδιαίτερα έντονη στην περιοχή γύρω από την αρχή του άξονα των συντεταγμένων. Έτσι το πλάτος των βρόχων υστέρησης, είναι μεγαλύτερο από το αντίστοιχο άλλων δομικών

στοιχείων, όπως οι δοκοί με ανάλογα χαρακτηριστικά. Η επιρροή του αξονικού φορτίου είναι σημαντική και ως προς τη συμπεριφορά των υποστυλωμάτων σε διάτμηση, δεδομένου ότι, συντελώντας στο κλείσιμο των εγκάρσιων ως προς το διαμήκη άξονα ρωγμών, αποτρέπει πρόωρες αστοχίες από διατμητική ολίσθηση. Επιπλέον είναι πειραματικά εξακριβωμένο, ότι το αξονικό φορτίο, αποτρέπει την πρόωρη αστοχία αγκυρώσεων σε υποστυλώματα επιπονούμενα με μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις.

- ii. Η παρουσία αξονικού φορτίου έχει ως αποτέλεσμα τη δημιουργία εκτεταμένης θλιβόμενης ζώνης με μεγαλύτερες απαιτήσεις βράχυνσης, συγκριτικά με την περίπτωση $N=0$. Το γεγονός αυτό οδηγεί σε πρόωρη αποφλοίωση της επικάλυψης του σκυροδέματος για σχετικά χαμηλά επίπεδα μετακίνησης και πτώση της αντοχής, που προφανώς είναι τόσο μεγαλύτερη όσο μεγαλύτερο είναι το εμβαδόν της επικάλυψης σε σχέση με το συνολικό εμβαδόν της διατομής. Επίσης η αποφλοίωση του σκυροδέματος, διαπιστώνεται και με τη χρήση του προγράμματος SEISMOSTRUCT. Η αντίστοιχη πτώση της αντοχής φαίνεται χαρακτηριστικά, στην περιοχή των αρνητικών μετατοπίσεων (εφελκυσμός κάτω πέλματος). Η σχετικά πρόωρη αποφλοίωση αυξάνει τον κίνδυνο λυγισμού των διαμήκων ράβδων, κάτι που είναι σαφώς εμφανέστερο και εντονότερο στα μελετώμενα υποστυλώματα, τα οπλισμένα σύμφωνα με τις παλιές κανονιστικές διατάξεις. Γι' αυτό η επικρατούσα μορφή αστοχίας σε υποστυλώματα με υψηλό επίπεδο αξονικής φόρτισης, όπως τα εσωτερικά υποστυλώματα ισογείου, η επικρατούσα μορφή αστοχίας συνίσταται σε λυγισμό των διαμήκων οπλισμών σε συνδυασμό με αποδιοργάνωση του σκυροδέματος κυρίως λόγω διάτμησης σε περιοχές όπου έχει επέλθει αποφλοίωση.
- iii. Η σχετική μετατόπιση της κορυφής ως προς τον πόδα ενός κατακόρυφου στοιχείου με αξονικό φορτίο δημιουργεί ροπές δευτέρας τάξης, που συχνά αναφέρονται στην αγγλοσαξονική κυρίως βιβλιογραφία ως φαινόμενο P-δ. Ο κλάδος της διαρροής παρουσιάζει μια αρνητική κλίση που οφείλεται στις ροπές N.δ, και είναι εντονότερη στα υποστυλώματα με μεγάλο αξονικό φορτίο, όπως τα εσωτερικά υποστυλώματα ισογείου του πενταώροφου κτιρίου, που είναι και τα περισσότερο επιπονούμενα σε αξονική δύναμη. Για υψηλά επίπεδα επιβαλλόμενης πλαστιμότητας, οι ροπές δευτέρας τάξης είναι σημαντικές και μπορεί να οδηγήσουν σε αστοχία από πλευρική αστάθεια. Κάτι τέτοιο είναι ιδιαίτερα πιθανό σε κτίρια στα οποία αναμένεται σχηματισμός μηχανισμού κατάρρευσης υποστυλωμάτων.
- iv. Συμπερασματικά μπορεί να λεχθεί ότι, ενώ σχετικά χαμηλά επίπεδα αξονικής φόρτισης έχουν ευμενή επιρροή στη συμπεριφορά ενός στοιχείου από Ο/Σ, αυξάνοντας την ικανότητα απόσβεσης ενέργειας και αποτρέποντας την αστοχία από διατμητική ολίσθηση, ψηλότερα επίπεδα αξονικού φορτίου μειώνουν σημαντικά την πλαστιμότητα του στοιχείου προκαλώντας μορφές αστοχίας που μπορεί να οδηγήσουν σε ολικές ή μερικές καταρρεύσεις φορέων. Από τα σχήματα φαίνεται ότι όσο αυξάνεται το αξονικό φορτίο, λόγω της θέσης των στύλων, "ανοίγουν" οι βρόχοι, αυξάνεται το εμβαδόν τους, αυξάνεται η

δυσκαμψία. Οι διαφοροποιήσεις που μπορεί να παρατηρούνται σε κάποιες υστερητικές καμπύλες, οφείλονται στο γεγονός ότι στη διάρκεια του σεισμού οι ροπές ανατροπής και η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού, μπορεί να δημιουργήσουν ακόμη και εφελκυσμό σε ορισμένα υποστυλώματα. Αντίστοιχα η ύπαρξη του αξονικού εφελκυσμού προκαλεί στένωση των βρόχων και μείωση της απόκρισης, συντελώντας στο να παραμένουν ανοιχτά τα κάθε είδους ρήγματα κατά τη διάρκεια της ανακύκλησης. Αυτό οδηγεί σε μείωση της δυσκαμψίας και της ικανότητας απόσβεσης ενέργειας, της συνάφειας των διαμήκων ράβδων και της αντοχής σε τέμνουσα, οπότε ο κίνδυνος αστοχίας από διατμητική ολίσθηση είναι έντονος.

Θα πρέπει βέβαια να επισημανθεί ότι η μελέτη της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων γίνεται θεωρώντας τη δράση του σεισμού κατά μία διεύθυνση. Το ακριβές ιστορικό της φόρτισης των υποστυλωμάτων κατά τη διάρκεια ενός σεισμού είναι περίπλοκο και δύσκολα προσδιορίζεται. Για το λόγο αυτό και για να αποφευχθούν οι ανακρίβειες που μπορεί να εισαχθούν στην ανάλυση και από το ίδιο το λογισμικό (SEISMOSTRUCT), έγινε η παραπάνω θεώρηση. Τα υποστυλώματα όμως των κτιρίων στη διάρκεια ενός πραγματικού σεισμού, υπόκεινται σε διαξονική επιπόνηση. Μια πρώτη συνέπεια του γεγονότος αυτού, σύμφωνα με τα διατιθέμενα πειραματικά αποτελέσματα, είναι η μείωση της δυσκαμψίας των υποστυλωμάτων σε σχέση με την περίπτωση της μονοαξονικής επιπόνησης, γεγονός που μπορεί να οδηγήσει σε μεγαλύτερες μετακινήσεις του κτιρίου και σε αύξηση της έντασης λόγω των φαινομένων δευτέρας τάξης (P-δ). Εξάλλου όταν οι μετακινήσεις στη μια διεύθυνση είναι μεγάλες ($\mu\delta \geq 3$), είναι πιθανό να προκύψει διαρροή των στοιχείων και κατά την άλλη διεύθυνση, ακόμη και όταν η γωνία δράσης της σεισμικής διέγερσης είναι σχετικά μικρή

ΑΝΑΦΟΡΕΣ

Abrams Daniel, <<Influence of Axial Force Variations on Flexural Behavior of Reinforced Concrete Columns>> ACI STRUCTURAL JOURNAL TITLE NO 84-S26

Akkar Sinan¹ and Asli Metin² ,<< Assessment of Improved Nonlinear Static Procedures in FEMA-440>> 1246 / JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING © ASCE / SEPTEMBER 2007

Antoniou S. and Pinho R. [2000] “Seismostruct Help Guide”
ATC-40

Calvi Gian Michele, “A DISPLACEMENT-BASED APPROACH FOR VULNERABILITY EVALUATION OF CLASSES OF BUILDINGS” *Journal of Earthquake Engineering*, Vol 3, No 3 (1999) 411-438

Chai Juin-Fu and Tsung-Jen Teng << NUMERICAL SIMULATION OF PULSE-LIKE NEAR-FAULT GROUND MOTIONS>> , National Center for Research on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan

Chopra Anil K. *, † and Chatpan Chintanapakdee, << Comparing response of SDF systems to near-fault and far-fault earthquake motions in the context of spectral regions>>, *EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS*

Elwood Kenneth J., << Behavior and Modeling of Existing Reinforced Concrete Columns>> University of British Columbia

Fajfar P. [2000] “A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design”, *Earthquake Spectra*, Vol.16

KAWASHIMA Kazuhiko 1, Gakuho WATANABE², Seiji NAGATA³, and Hidenori OGIMOTO⁴ << EFFECT OF BILATERAL EXCITATION ON THESEISMIC PERFORMANCE OF REINFORCED CONCRETE BRIDGE COLUMNS.>>

Macrae G. A.^{1*}s and K. Kawashima^{2t} ,<< Post-Earthquake Residual displacements of bilinear oscillators>>, *EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS*, VOL. 26, 701Ð716 (1997)

Miranda E., Bertero V.V. [1994] "Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake – Resistance Design"

Park R., Paulay T. , [1975] "Reinforced Concrete Structures", John Wiley & Sons, Inc.

Paulay T., Priestley M.J.N. , [1999] «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα και Τοιχοποιία» [1999] , John Wiley & Sons, Inc

Phan Vu 1; M. Saiid Saiidi, F.ASCE2; John Anderson3; and Hamid Ghasemi4 <<Near-Fault Ground Motion Effects on Reinforced Concrete Bridge Columns>> JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING © ASCE / JULY 2007 / 989

Phan V.1, M. Saiidi2, J. Anderson3, and H. Ghasemi4 << AN EXPLORATORY EXPERIMENTAL STUDY OF NEAR-FAULT GROUND MOTION EFFECTS ON REINFORCED CONCRETE BRIDGE COLUMNS>>

Ramamoorthy Sathish K. 1; Paolo Gardoni2; and Joseph M. Bracci3, <<Probabilistic Demand Models and Fragility Curves for Reinforced Concrete Frames>> 1572 / JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING © ASCE / OCTOBER 2006

Repapis C. , Zeris C. , Vintzileou E. [2003] "Evaluation of the Seismic Performance of Existing RC buildings: I. Suggested Methology"

Sasani Mehrdad1 << New Measure for Severity of Near-Source Seismic Ground Motion>>

Somerville Paul << Characterizing Near Fault Ground Motion For The Design And Evaluation Of Bridges>>

Δροσόπουλος Γιώργος "Πειραματική διερεύνηση της συμπεριφοράς υποστυλωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος υπό ανακυκλιζόμενη διαξονική ένταση" Διπλωματική Εργασία, Επόπτης: Χρήστος Ζέρης

EAK 1959

EAK 2003

EΚΩΣ 1954

ΕΚΩΣ 2000

Ρεπαπής Κ. [2007] «Αποτίμηση της σεισμική συμπεριφοράς υφισταμένων κτιρίων από ωπλισμένο σκυρόδεμα» Διδακτορική Διατριβή

Σπυράκος Κ. [2004] «Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία», ΤΕΕ