



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ

«ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ»

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ
ΟΚΤΑΩΡΟΦΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ ΑΠΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ
ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΤΗΣ ΠΡΟΣΑΥΞΗΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ
ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΣΕ ΣΕΙΣΜΟΥΣ ΚΟΝΤΙΝΟΥ ΠΕΔΙΟΥ**

ΔΙΑΤΡΙΒΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΟΣ ΕΙΔΙΚΕΥΣΗΣ

ΑΠΟΣΤΟΛΟΣ ΓΕΡ. ΑΓΓΕΛΑΤΟΣ

Διπλ. Πολιτικός Μηχανικός

ΑΘΗΝΑ 2012



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

**ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
«ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ»**

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ
ΟΚΤΑΩΡΟΦΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ ΑΠΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ
ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΤΗΣ ΠΡΟΣΑΥΞΗΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ
ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΣΕ ΣΕΙΣΜΟΥΣ ΚΟΝΤΙΝΟΥ ΠΕΔΙΟΥ**

ΔΙΑΤΡΙΒΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΟΣ ΕΙΔΙΚΕΥΣΗΣ

ΑΠΟΣΤΟΛΟΣ ΓΕΡ. ΑΓΓΕΛΑΤΟΣ

Διπλ. Πολιτικός Μηχανικός

Ενεκρίθη από την τριμελή εξεταστική επιτροπή την 2^α Ιουλίου 2012.

.....

Κ. Σπυράκος

Καθηγητής Ε.Μ.Π.

.....

Ι. Ψυχάρης

Αναπλ. Καθηγητής Ε.Μ.Π.

.....

Χ. Μουζάκης

Επ. Καθηγητής Ε.Μ.Π.

ΑΘΗΝΑ 2012

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η πρόοδος της τεχνολογίας και η αλματώδης ανάπτυξη της υπολογιστικής ισχύος των τελευταίων ετών έχει αλλάξει ριζικά την εικόνα στον τομέα της Σεισμικής Μηχανικής. Αυτό είχε ως αποτέλεσμα την αναζήτηση ολοένα ακριβέστερων και συνθετότερων μεθόδων ανάλυσης των κατασκευών που θα εγγυώνται την ασφάλεια και την ακρίβεια μιας μελέτης, καθώς και το μικρότερο οικονομικό κόστος. Από την παραδοσιακή μηχανική και την θεωρία του μονώροφου, τις ελαστικές μεθόδους ανάλυσης και το χωρικό μοντέλο έχουμε φθάσει στο σημείο να μιλούμε σήμερα για σύγχρονες ανελαστικές μεθόδους ανάλυσης των κατασκευών.

Η πλέον γνωστή σε όλους ανελαστική μέθοδος ανάλυσης είναι η μη-γραμμική στατική υπερωθητική μέθοδος ή αλλιώς *Pushover*. Ωστόσο, εκτός από τις ανελαστικές στατικές μεθόδους υπάρχουν και οι ανελαστικές δυναμικές μέθοδοι. Αυτές οι τελευταίες αποτελούν τον πιο πλήρη και ακριβή τρόπο ανάλυσης, καθώς βοηθούν στην καλύτερη κατανόηση της ανελαστικής συμπεριφοράς των κατασκευών και του τρόπου αστοχίας των υπό τη δράση δυναμικών, δηλαδή πραγματικών φορτίσεων. Μία εφαρμογή της τελευταίας αυτής μεθόδου αποτελεί και η μέθοδος της «προσαυξητικής δυναμικής ανάλυσης» (*incremental dynamic analysis, IDA*) που διαλαμβάνει η παρούσα εργασία. Η μέθοδος αυτή έχει πλέον υιοθετηθεί και από τους πιο σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς και καθιερωθεί ως η πιο σύγχρονη μέθοδος για τον προσδιορισμό της γενικής ικανότητας κατάρρευσης μιας κατασκευής. Με τη μέθοδο, λοιπόν, αυτή εξετάζεται η ανελαστική συμπεριφορά ενός οκταώροφου κτηρίου που υποβάλλεται σε καταγραφές σεισμών κοντινού πεδίου.

Από τη θέση αυτή επιθυμούμε να ευχαριστήσουμε εκθύμως τον καθηγητή της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Ε.Μ.Π. κ. Ι. Ψυχάρη για την ανάθεση κι επίβλεψη της παρούσας εργασίας. Θερμότατες ευχαριστίες εκφράζουμε και στον δρ. Πολιτικό Μηχανικό κ. Ι. Ταφλαμπά για το αδιάλειπτο ενδιαφέρον του, την πολύτιμη βοήθειά του και την παρακολούθηση της εξέλιξης της παρούσας εργασίας. Τέλος, ευχαριστούμε θερμώς και τον υπ. διδάκτορα κ. Π. Μίμογλου για την ουσιαστική βοήθειά του σε θέματα υπολογιστικής φύσεως.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η διερεύνηση της ανελαστικής συμπεριφοράς ενός υφισταμένου οκταωρόφου κτηρίου από ωπλισμένο σκυρόδεμα που υποβάλλεται σε καταγραφές σεισμών κοντινού πεδίου με εφαρμογή μιας ανελαστικής δυναμικής μεθόδου. Η ανελαστική δυναμική μέθοδος που χρησιμοποιείται για το σκοπό αυτό είναι η «προσαυξητική δυναμική ανάλυση» (*incremental dynamic analysis, IDA*).

Η ανάπτυξη της υπολογιστικής ισχύος των τελευταίων ετών επιτρέπει την αναζήτηση ακριβέστερων μεθόδων ανάλυσης των κατασκευών. Μία από αυτές τις ακριβείς μεθόδους είναι και η *IDA*. Η *IDA* είναι μία παραμετρική μέθοδος ανάλυσης, η οποία εμφανίστηκε πρόσφατα σε διάφορες μορφές προκειμένου να εκτιμήσει εκτενέστερα τη συμπεριφορά των κατασκευών υπό σεισμικά φορτία. Η μέθοδος περιλαμβάνει την υποβολή της κατασκευής σε μία ή περισσότερες καταγραφές εδαφικής κίνησης, η καθεμιά από τις οποίες κλιμακώνεται (μεγεθύνεται ή σμικρύνεται) σε διάφορα επίπεδα έντασης, ώστε να καλυφθεί πλήρως όλο το φάσμα της απόκρισής της, από την ελαστική στην ανελαστική περιοχή και μέχρι την κατάρρευση. Κάθε κλιμακωμένη καταγραφή παράγει μία καμπύλη, την καμπύλη *IDA*, το σύνολο των οποίων για όλες τις καταγραφές μάς δίνει σημαντικές πληροφορίες για την ανελαστική συμπεριφορά της κατασκευής.

Στην παρούσα εργασία, χρησιμοποιούνται δύο παραλλαγές του οκταωρόφου κτηρίου ως φορείς ανάλυσης. Ο ένας φορέας είναι ο «πλαισιωτός φορέας» (*frame building*) που αποτελείται μόνον από πλαίσια και στις δύο διευθύνσεις και ο άλλος είναι ο «τοιχοπληρωμένος φορέας» (*pilotis building*), όπου στα ανοίγματα των πλαισίων όλων των ορόφων πλήν του ισογείου υπάρχουν τοίχοι εν είδει πάνελς κατά τη μία διεύθυνση. Οι δύο αυτοί φορείς υποβάλλονται σε σεισμούς κοντινού πεδίου και με την ανάλυση *IDA* εξετάζεται η ανελαστική συμπεριφορά τους.

Η εργασία αποτελείται από πέντε κεφάλαια. Στο πρώτο κεφάλαιο, γίνεται μια παρουσίαση των βασικών θεωρητικών εννοιών των σεισμών κοντινού πεδίου. Ορίζεται η έννοια του «παλμού κατευθυντικότητας» και της «δεσπίζουσας περιόδου» του παλμού, καθώς και άλλα σημαντικά στοιχεία που αφορούν στις εδαφικές κινήσεις του κοντινού πεδίου.

Στο δεύτερο κεφάλαιο, παρουσιάζεται εκτενώς η μέθοδος *IDA* σε θεωρητικό

επίπεδο. Δίνονται οι βασικοί ορισμοί των εννοιών της μεθόδου και η χρησιμότητα της ως μεθόδου ανελαστικής ανάλυσης των κατασκευών.

Στο τρίτο κεφάλαιο, γίνεται η περιγραφή των χρησιμοποιούμενων φορέων και η παρουσίαση του τρόπου προσομοίωσής του τόσο σε γεωμετρικό επίπεδο όσο και σε επίπεδο ανελαστικής συμπεριφοράς.

Στο τέταρτο κεφάλαιο, γίνεται η ανελαστική ανάλυση των φορέων με τη μέθοδο *Pushover* και εξάγεται για τον καθένα η «καμπύλη ικανότητας».

Στο πέμπτο και τελευταίο κεφάλαιο, γίνεται η εφαρμογή της μεθόδου *IDA* στους εξεταζόμενους φορείς που υποβάλλονται σε μία σειρά εδαφικών κινήσεων κοντινού πεδίου. Γίνεται η επεξεργασία των αποτελεσμάτων της ανάλυσης χρονοϊστορίας με βάση τη μεθοδολογία *IDA* και κατασκευάζονται τα κατάλληλα γραφήματα που περιγράφουν την ανελαστική συμπεριφορά των φορέων στις ανωτέρω καταγραφές.

Το σημαντικότερο συμπέρασμα της εργασίας αφορά στη σχέση του συντελεστή συμπεριφοράς q και της πλαστιμότητας μ που δημιουργείται από τις επιβαλλόμενες κλιμακωμένες καταγραφές του κοντινού πεδίου. Παρατηρείται το φαινόμενο ότι για καταγραφές με παλμό κατευθυντικότητας και δεσπόζουσα περίοδο αρκετά μεγαλύτερη από τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο των φορέων η πλαστιμότητα μ είναι γενικά μεγαλύτερη από τον συντελεστή συμπεριφοράς q ($\mu > q$).

ABSTRACT

The objective of the present dissertation is to examine the inelastic behaviour of an existing 8-storey reinforced concrete building subjected to near-fault ground motions by applying an inelastic dynamic method. The inelastic dynamic method used for this purpose is *incremental dynamic analysis (IDA)*.

The growth in computer processing power over the last years has made possible a continuous drive towards increasingly accurate analysis methods. One of these accurate methods is *IDA*. *IDA* is a parametric analysis method that has recently emerged in several different forms to estimate more thoroughly structural performance under seismic loads. It involves subjecting a structural model to one or more ground motion records, each scaled (up or down) to multiple levels of intensity so that the whole range of its displacements can be covered from the elastic segment to the inelastic one until collapse. Each scaled record produces one curve, the *IDA* curve, all of which gives us important information on the inelastic behaviour of the structure.

In this paper, two variations of the 8-storey building are used as “bearing systems”. The first one is the *frame building* consisting only of frames in both directions and the other is the *pilotis building* where the openings of the frames of all storeys except pilotis have walls in one direction. Those two buildings are subjected to near-fault ground motions and through the *IDA* study its inelastic performance is examined.

The dissertation is separated into five chapters. In the first chapter, a presentation of the basics of near-fault ground motions is made. Forward directivity and predominant pulse period are defined in addition to other important things concerning near-fault ground motions.

In the second chapter, the *IDA* method is thoroughly presented. The basic definitions of this method and its usefulness as an inelastic analysis method are given.

In the third chapter, the description and the simulation of the two “bearing systems” (structural models) take place.

In the fourth chapter, the inelastic analysis by applying the *Pushover* method is done in order to extract the *Pushover* curve for each model.

In the last chapter, chapter five, we apply the *IDA* method to both models subjected to a series of near-fault ground motions. The processing of the time-history analysis results takes place and appropriate graphs describing the inelastic behaviour of both models subjected to the above recordings are made.

The most important conclusion of this dissertation concerns the relationship between behaviour factor q and ductility μ . It is observed the phenomenon that, for forward directivity records with predominant pulse period much larger than the fundamental period of the structural models, ductility μ is generally greater than behaviour factor q ($\mu > q$).

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

	Σελίδα
ΠΡΟΛΟΓΟΣ	ii
ΠΕΡΙΛΗΨΗ	iii
ABSTRACT	v
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ	vii
1. ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΩΝ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΚΙΝΗΣΕΩΝ ΚΟΝΤΙΝΟΥ ΠΕΔΙΟΥ	1
1.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
1.2. ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΠΟΙΗΣΗ ΤΩΝ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΚΙΝΗΣΕΩΝ ΚΟΝΤΙΝΟΥ ΠΕΔΙΟΥ	6
1.3. ΤΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΗΣ ΚΑΤΕΥΘΥΝΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΡΡΗΞΗΣ – ΔΙΑΘΕΣΙΜΑ ΜΟΝΤΕΛΑ	17
1.3.1. Φασματική επιτάχυνση	17
1.3.2. Διάρκεια και ισοδύναμος αριθμός ομοειδών κύκλων έντασης	17
1.3.3. Μέγιστη οριζόντια ταχύτητα (PHV)	18
1.3.4. Περίοδος του παλμού	22
1.3.5. Αριθμός σημαντικών παλμών	25
1.3.6. Ενσωμάτωση της κατευθυντικότητας σε αναλύσεις επικινδυνότητας	27
1.4. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΗΣ ΠΑΡΑΜΕΝΟΥΣΑΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ	27
2. Η ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΗΣ ΠΡΟΣΑΥΞΗΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	31
2.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ	31
2.2. ΒΑΣΙΚΕΣ ΕΝΝΟΙΕΣ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ <i>IDA</i> ΓΙΑ ΜΙΑ ΚΑΤΑΓΡΑΦΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ	32
2.3. ΓΕΝΙΚΕΣ ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΤΗΣ ΚΑΜΠΥΛΗΣ <i>IDA</i>	37
2.4. ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΑΙ ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΣΕ ΚΑΜΠΥΛΕΣ <i>IDA</i>	42
2.5. ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΑΜΠΥΛΩΝ <i>IDA</i> ΠΟΛΛΩΝ ΚΑΤΑΓΡΑΦΩΝ	46
2.6. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΤΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ <i>IDA</i> ΜΕ ΤΗΝ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ <i>PUSHOVER</i>	49
3. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΠΡΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΕΑ	53
3.1. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ	53
3.1.1. Γενικά – Γεωμετρία	53
3.1.2. Υλικά	54
3.1.3. Φορτία	54

3.2.	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ	54
3.2.1.	Γενικά	54
3.2.2.	Υλικά	56
3.2.3.	Δομικά στοιχεία και φορτία υπολογισμού	56
3.3.	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ	57
3.3.1.	Κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία	57
3.3.2.	Διάγραμμα έντασης – παραμόρφωσης « $F - \delta$ » δομικού στοιχείου .	58
3.3.3.	Διάγραμμα ροπών – καμπυλοτήτων « $M - \varphi$ » δομικού στοιχείου	61
3.3.3.1.	<i>Εισαγωγή</i>	61
3.3.3.2.	<i>Υπολογισμοί</i>	62
3.3.4.	Γωνία στροφής χορδής	66
3.3.5.	Ενεργός δυσκαμψία	70
3.3.6.	Επιρροές 2 ^α ς τάξεως	72
4.	ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΥ ΠΟΛΥΒΑΘΜΙΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ	73
4.1.	ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	73
4.2.	ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	74
4.2.1.	Γενικά	74
4.2.2.	Χρήση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης σε νέα και υφιστάμενα κτήρια	75
4.2.3.	Ο λόγος υπεραντοχής α_u/α_1	76
4.2.4.	Διαγραμματική ροή ανάλυσης της ανελαστικής στατικής ανάλυσης	77
4.3.	ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ	78
4.3.1.	Βασικές έννοιες	78
4.3.2.	Προϋποθέσεις κατασκευής της καμπύλης ικανότητας	80
4.3.3.	Κατανομή οριζοντίων μετακινήσεων καθ' ύψος	81
4.3.4.	Υπολογιστικά βήματα	84
4.4.	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ	88
4.4.1.	Εισαγωγή	88
4.4.2.	Το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα	89
4.4.3.	Η μέθοδος N2	92
4.5.	ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	96
4.6.	ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	97
4.7.	Η ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΤΩΝ ΠΡΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΕΩΝ	98
4.8.	ΜΕΤΑΤΡΟΠΗ ΤΟΥ ΠΟΛΥΒΑΘΜΙΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΣΕ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	105

5. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΤΗΣ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ	108
5.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ	108
5.2. ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ	109
5.3. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ ΓΙΑ ΤΟΥΣ ΕΞΕΤΑΖΟΜΕΝΟΥΣ ΦΟΡΕΙΣ	110
5.3.1. Αποτελέσματα για τον «frame building»	113
5.3.1.1. <i>Επεξεργασία αποτελεσμάτων</i>	113
5.3.1.2. <i>Σχόλια – Παρατηρήσεις</i>	131
5.3.2. Αποτελέσματα για τον «pilotis building»	135
5.3.2.1. <i>Επεξεργασία αποτελεσμάτων</i>	135
5.3.2.2. <i>Σύγκριση «frame building» - «pilotis building»</i>	148
5.3.2.3. <i>Σχόλια – Παρατηρήσεις</i>	152
5.4. ΓΕΝΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	155
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	157
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α	159
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β	165
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ	167
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ	178
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ε	182

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

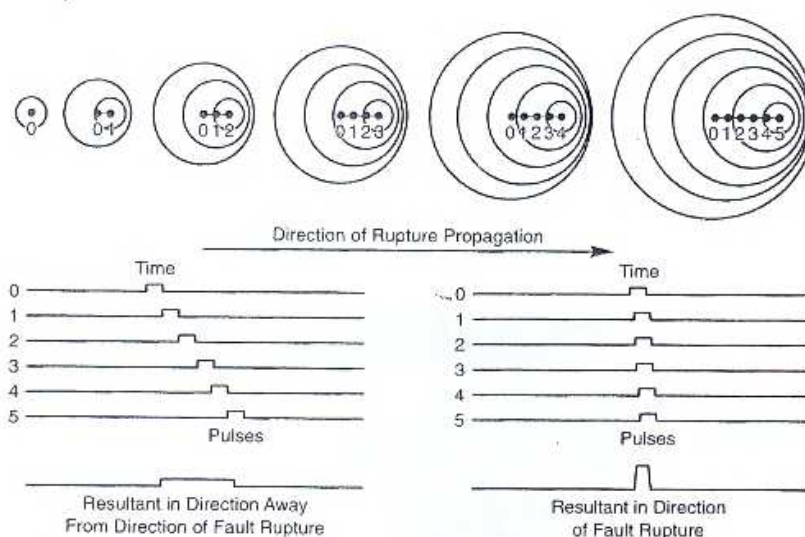
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΩΝ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΚΙΝΗΣΕΩΝ ΚΟΝΤΙΝΟΥ ΠΕΔΙΟΥ

1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

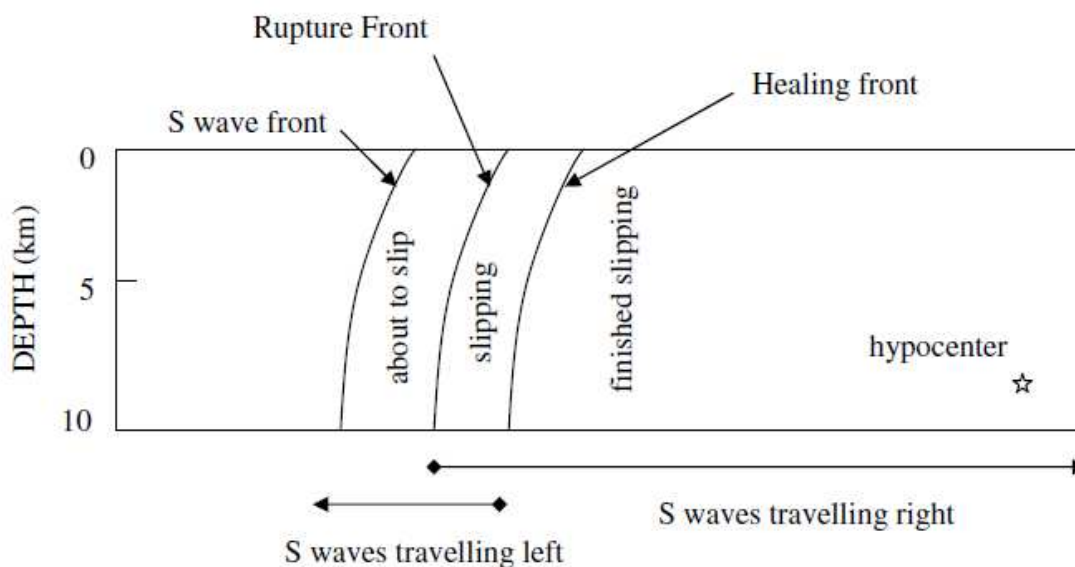
Οι εδαφικές κινήσεις κοντά σε ένα ρήγμα μπορεί να είναι σε μεγάλο βαθμό διαφορετικές από εκείνες που βρίσκονται μακριά από τη σεισμική πηγή. Αναλυτικότερα, η διάρρηξη στο επίπεδο του ρήγματος, που αποτελεί την αιτία ενός σεισμικού γεγονότος, επέρχεται, όταν οι αναπτυσσόμενες διατμητικές τάσεις ξεπεράσουν την «φαινομένη» (φύσει και θέσει) αντοχή του πετρώματος στην περιοχή της σεισμικής εστίας. Η ρηγμάτωση που προκαλείται απαρτίζεται από μία σειρά μικρότερων διαρρήξεων (θραύση «κλειδιών» κατά μήκος του ρήγματος) που μπορούν να θεωρηθούν σαν μία σειρά μικρών σεισμών με μεγάλη χωρική και χρονική εγγύτητα. Η περιοχή στην οποία επικεντρώνονται οι βλάβες κατά την διάρκεια ενός σεισμού είναι συνήθως συγκεντρωμένη γύρω από το ρήγμα και έχει διαστάσεις ανάλογες με την επιφάνεια ρηγμάτωσης. Θεωρητικά η ζώνη αυτή βρίσκεται μέσα σε μια απόσταση 20-60 km από ένα ρήγμα. Η περιοχή αυτή ονομάζεται *κοντινό πεδίο* και κοντά της η εδαφική κίνηση χαρακτηρίζεται από το *φαινόμενο της κατευθυντικότητας*. Μέσα σε αυτήν την ζώνη κοντινού πεδίου, οι εδαφικές κινήσεις επηρεάζονται σημαντικά από το μηχανισμό διάρρηξης, την κατεύθυνση της διάδοσης της διάρρηξης σε σχέση με την εξεταζόμενη θέση και τις πιθανές μόνιμες εδαφικές μετατοπίσεις ως αποτέλεσμα της ολίσθησης του ρήγματος.

Όταν η ρηγμάτωση κατευθύνεται από το επίκεντρο του σεισμού προς μία θέση, παρουσιάζεται ένα φαινόμενο αντίστοιχο με το *Doppler* (Σχ. 1.1). Όπως είδαμε, η διάρρηξη γίνεται σταδιακά σε επιμέρους περιοχές του ρήγματος. Κατά την διάρκεια κάθε τέτοιας διάρρηξης, παράγεται ένας παλμός ταχύτητας που διαδίδεται ως κύμα S με ταχύτητα ανάλογη της ταχύτητας διάρρηξης. Επειδή η ταχύτητα της διάρρηξης στο ρήγμα είναι κοντά στην (γενικά λίγο μικρότερη) ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων (κύματα S) του βράχου κοντά στην πηγή, όταν

η διάδοση της διάρρηξης γίνεται προς μια περιοχή και η κατεύθυνση της ολίσθησης στο ρήγμα είναι επίσης προς την περιοχή, εμφανίζεται το φαινόμενο της *έμπροσθεν κατευθυντικότητας (forward directivity)*. Για έναν μηχανισμό οριζόντιας ολίσθησης (Σχ. 1.2), όπου το μέτωπο της διάρρηξης διαδίδεται μακριά από το υπόκεντρο και προς μια περιοχή, η ενέργεια συσσωρεύεται κοντά στο μέτωπο της διάρρηξης από κάθε διαδοχική ζώνη της ολίσθησης κατά μήκος του ρήγματος. Το μέτωπο των κυμάτων φθάνει ως ένας μεγάλος παλμός της κίνησης. Ο παλμός της κίνησης χαρακτηρίζεται από το μεγάλο εύρος στις ενδιάμεσες ως τις μεγάλες περιόδους και τη μικρή διάρκεια. Εάν, αντίθετα, μια περιοχή βρίσκεται κοντά στο επίκεντρο, δηλαδή η διάρρηξη διαδίδεται μακριά από την περιοχή, η άφιξη κάθε παλμού της επιμέρους σεισμικής διάρρηξης γίνεται στο τέλος του προηγούμενου του. Αυτή η κατάσταση καλούμενη ως *όπισθεν κατευθυντικότητα (backward directivity)* χαρακτηρίζεται από κινήσεις με σχετικά μεγάλη διάρκεια και μικρό εύρος. Η *ουδέτερη κατευθυντικότητα (neutral directivity)* εμφανίζεται, όταν η διάρρηξη δεν είναι δεσπόζουσα ούτε προς ούτε μακριά από την περιοχή.



Σχήμα 1.1 Επίδραση της κατευθυντικότητας της διάρρηξης που εξηγείται από το φαινόμενο Doppler.

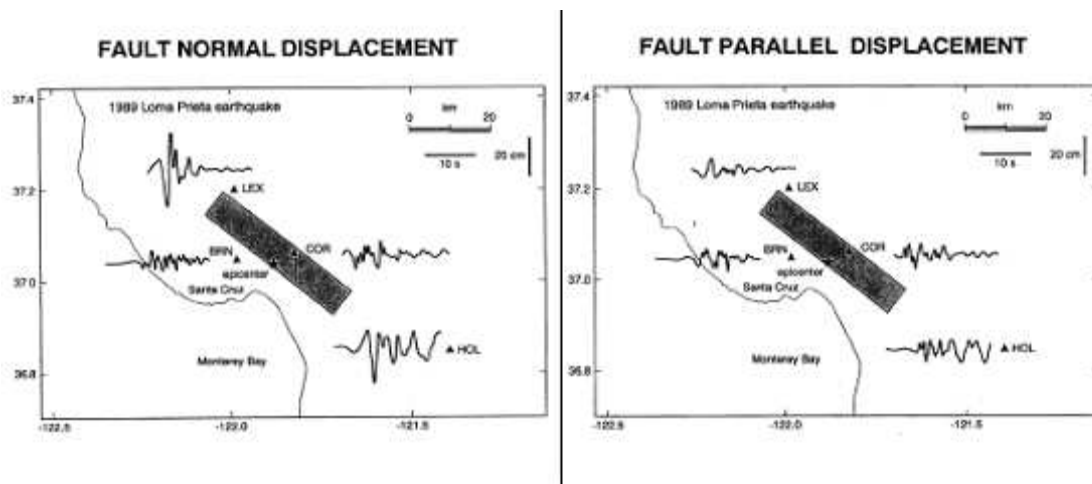


Σχήμα 1.2 Σχηματικό διάγραμμα επίδρασης της κατευθυντικότητας της διάρρηξης για ένα ρήγμα οριζόντιας ολίσθησης. Η διάρρηξη αρχίζει στο υπόκεντρο και διαδίδεται με μια ταχύτητα που είναι περίπου 80% της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων. Η εικόνα παρουσιάζει ένα στιγμιότυπο του μετώπου της διάρρηξης σε μια δεδομένη στιγμή (από Somerville et al. 1997a).

Τα αποτελέσματα της κατευθυντικότητας της διάρρηξης στις εδαφικές μετακινήσεις που καταγράφηκαν κατά τη διάρκεια του σεισμού στο Loma Prieta το 1989 φαίνονται στο Σχ. 1.3. Το επίκεντρο του σεισμού είναι κοντά στο «Corralitos and Branciforte Drive», όπου οι οριζόντιες εδαφικές μετακινήσεις είναι μέτριες και στις κάθετες και στις παράλληλες με το ρήγμα συνιστώσες. Αυτό αποδίδεται στην οπίσθια κατευθυντικότητα. Στα άκρα του ρήγματος, εντούτοις, στο «Lexington Dam» και το «Hollister», η εμπρόσθια κατευθυντικότητα προκαλεί τις οριζόντιες εδαφικές κινήσεις στην κάθετη διεύθυνση του ρήγματος να είναι παλμικές και πολύ μεγαλύτερες από τις κινήσεις τις παράλληλες στο ρήγμα, οι οποίες είναι παρόμοιες με εκείνες κοντά στο επίκεντρο. Οι μεγάλες παλμικές κινήσεις εμφανίζονται μόνο στην κάθετη στο ρήγμα διεύθυνση και μόνο μακριά από το επίκεντρο.

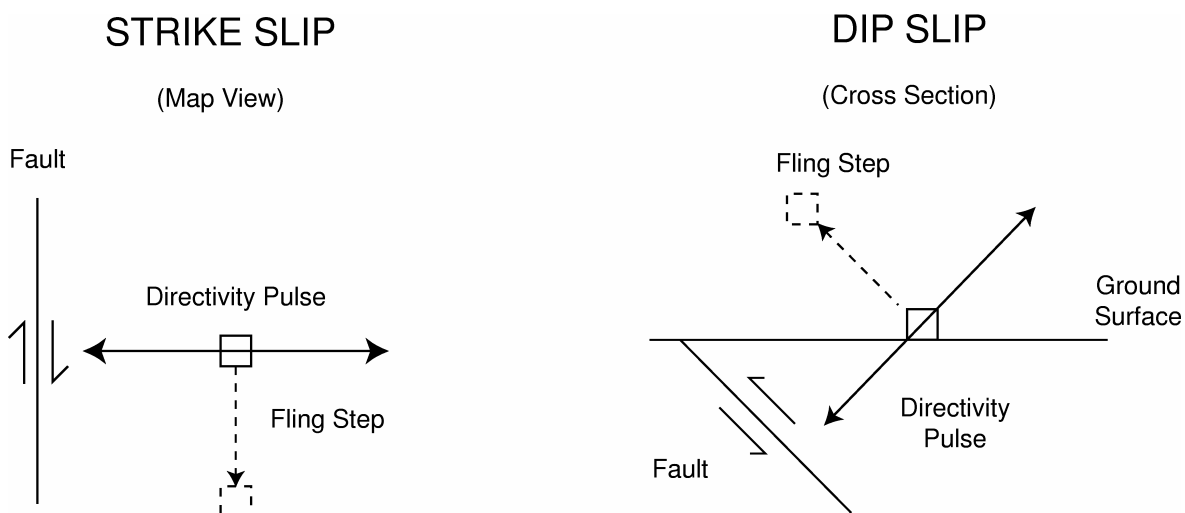
Τα αποτελέσματα της κατευθυντικότητας της διάρρηξης μπορούν να παρουσιαστούν τόσο σε περιπτώσεις οριζόντιας ολίσθησης (strike-slip) όσο και σε κατακόρυφης ολίσθησης/βύθισης (dip-slip). Στις περιπτώσεις κατακόρυφης βύθισης (dip-slip), οι συνθήκες εμπρόσθιας κατευθυντικότητας εμφανίζονται για περιοχές κοντά στην προβολή του υπερκειμένου τεμάχου του ρήγματος. Όπως και με μηχανισμούς οριζόντιας ολίσθησης, ο τρόπος εκπομπής ενέργειας λόγω

διάτμησης σε ένα ανάστροφο ρήγμα (reverse fault) προκαλεί τον παλμό της κίνησης να είναι προσανατολισμένος κάθετα στο οριζόντιο ρήγμα (strike fault) (Somerville et al., 1997a).

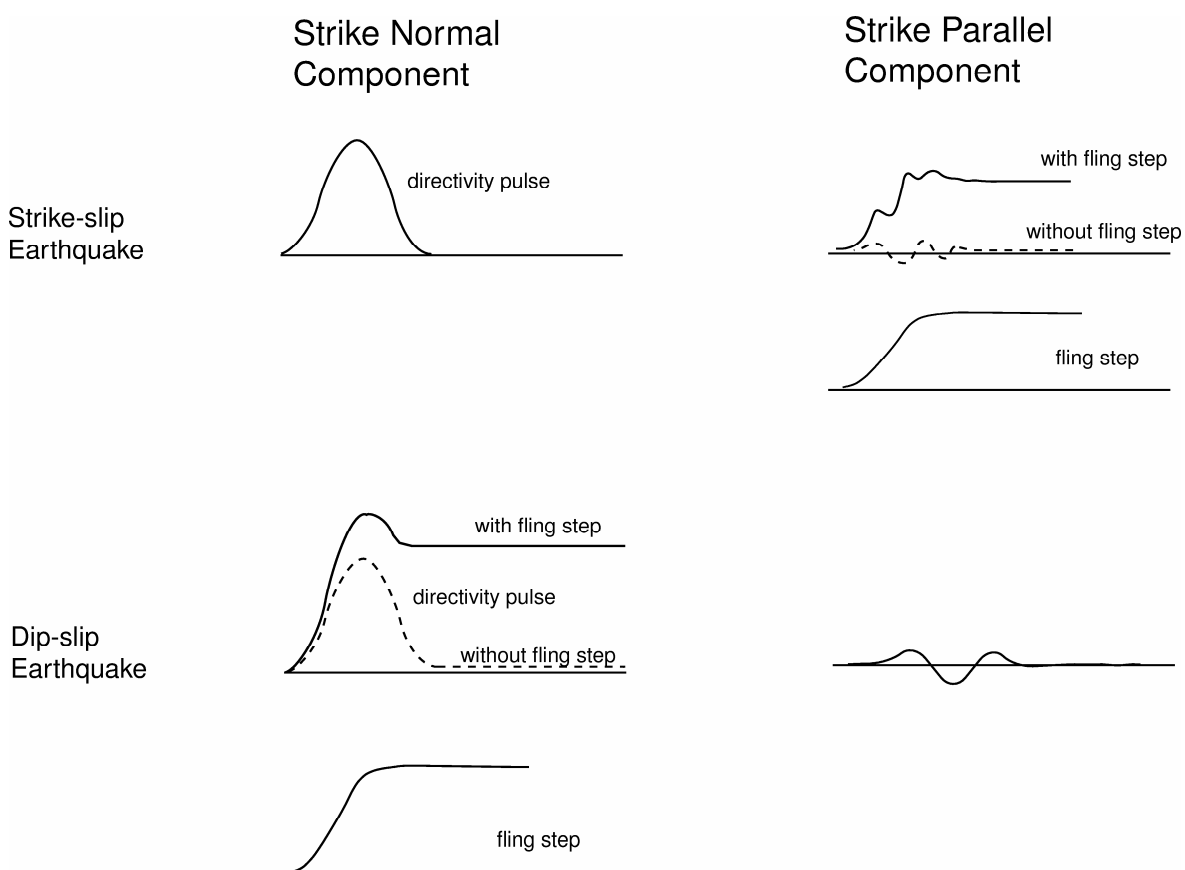


Σχήμα 1.3 Αποτελέσματα της κατευθυντικότητας της διάρρηξης στις καταγεγραμμένες χρονοϊστορίες μετακινήσεων του σεισμού του «Loma Prieta» το 1989 για τις κάθετες (αριστερά) και παράλληλες (δεξιά) στο ρήγμα συνιστώσες. Πηγή: EERI, 1995.

Οι σύγχρονες ψηφιακές καταγραφές των εδαφικών κινήσεων κοντινού πεδίου, π.χ. από τους σεισμούς της Τουρκίας και της Ταϊβάν το 1999, περιέχουν μόνιμες εδαφικές μετακινήσεις λόγω του στατικού πεδίου παραμόρφωσης του σεισμού. Αυτές οι στατικές μετατοπίσεις, που καλούνται *παραμένουσες μετακινήσεις* (fling step), εμφανίζονται μετά από ένα χρονικό διάστημα αρκετών δευτερολέπτων καθώς η ολίσθηση του ρήγματος προχωρά. Οι παραμένουσες μετακινήσεις (fling step) εμφανίζονται παράλληλα στην διεύθυνση ολίσθησης του ρήγματος και επομένως δεν συνδέονται έντονα με τις προαναφερθείσες δυναμικές μετακινήσεις που αναφέρονται ως «παλμός κατευθυντικότητας της διάρρηξης». Στα ρήγματα οριζόντιας ολίσθησης, ο παλμός κατευθυντικότητας εμφανίζεται στην κάθετη συνιστώσα, ενώ η παραμένουσα μετακίνηση εμφανίζεται στην παράλληλη συνιστώσα. Στα ρήγματα κατακόρυφης βύθισης, τόσο η παραμένουσα μετακίνηση όσο και ο παλμός κατευθυντικότητας εμφανίζονται στην κάθετη συνιστώσα. Οι προσανατολισμοί της παραμένουσας μετακίνησης και του παλμού κατευθυντικότητας για ρήγματα οριζόντιας ολίσθησης και κατακόρυφης βύθισης παρουσιάζονται σχηματικά στο Σχ. 1.4 και οι χρονοϊστορίες στις οποίες αυτές οι «συμβολές» εμφανίζονται μαζί και χωριστά παρουσιάζονται στο Σχ. 1.5.



Σχήμα 1.4 Σχηματικό διάγραμμα που δείχνει τους προσανατολισμούς της παραμένουσας μετακίνησης και του παλμού κατευθυντικότητας για ρήγματα οριζόντιας ολίσθησης και κατακόρυφης βύθισης.



Σχήμα 1.5 Σχηματικό διάγραμμα των χρονιοιστοριών για ρήγματα οριζόντιας ολίσθησης και κατακόρυφης βύθισης, στο οποίο η παραμένουσα μετακίνηση και ο παλμός κατευθυντικότητας φαίνονται μαζί και χωριστά.

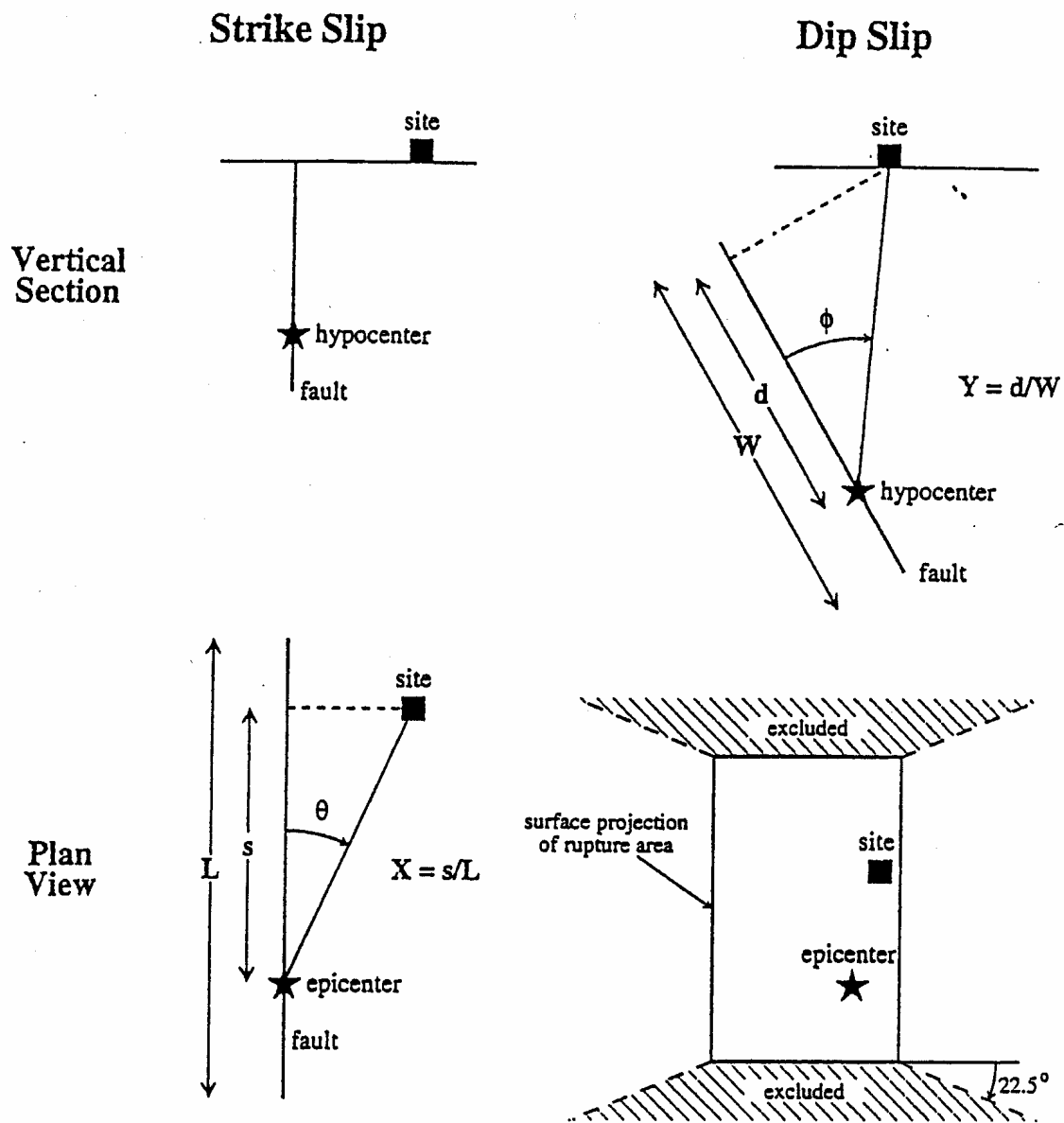
Τα διαθέσιμα δεδομένα ισχυρών κινήσεων που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να ποσοτικοποιηθούν αυτά τα αποτελέσματα είναι περιορισμένα, παρόλο που οι πρόσφατοι σεισμοί στην Τουρκία και την Ταϊβάν έχουν συμπληρώσει σημαντικά τη βάση δεδομένων εδαφικών κινήσεων κοντινού πεδίου. Παρακάτω περιγράφονται διαθέσιμα μοντέλα για τα αποτελέσματα του κοντινού πεδίου και τα βήματα που απαιτούνται για να ενσωματώσουμε αυτά τα αποτελέσματα σε υπολογισμούς κινδύνου. Τα αποτελέσματα της κατευθυντικότητας της διάρρηξης με έμφαση στην εμπρόσθια κατευθυντικότητα παρουσιάζονται σε πρώτη φάση και ακολουθούν τα αποτελέσματα της παραμένουσας μετακίνησης.

1.2 ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΠΟΙΗΣΗ ΤΩΝ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΚΙΝΗΣΕΩΝ ΚΟΝΤΙΝΟΥ ΠΕΔΙΟΥ

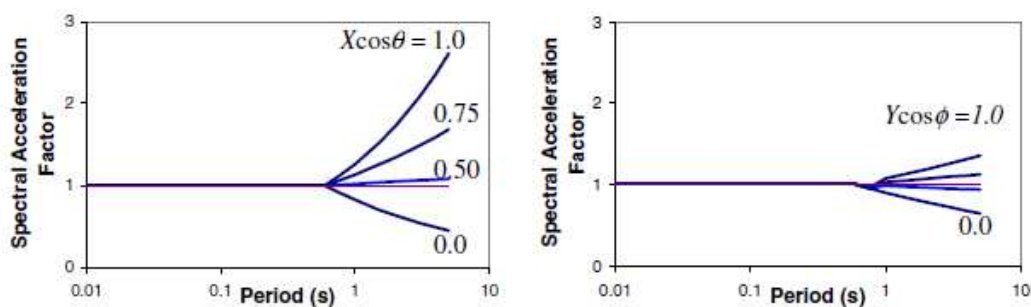
Οι Somerville et al. (1997a) παραμετροποίησαν τις συνθήκες που οδηγούν σε εμπρόσθια και οπίσθια κατευθυντικότητα. Όπως φαίνεται στο Σχ. 1.6, η διαφοροποίηση στο χώρο των αποτελεσμάτων της κατευθυντικότητας εξαρτάται από τη γωνία μεταξύ της διεύθυνσης της διάδοσης της διάρρηξης και της διεύθυνσης των κυμάτων που ταξιδεύουν από το ρήγμα στην περιοχή (θ για τα ρήγματα οριζόντιας ολίσθησης και φ για τα ρήγματα κατακόρυφης βύθισης), καθώς και απ' το λόγο της επιφάνειας διάρρηξης του ρήγματος που βρίσκεται μεταξύ του υποκέντρου και της εξεταζόμενης περιοχής (X για ρήγματα οριζόντιας ολίσθησης και Y για κατακόρυφης βύθισης). Σημαντικότερα αποτελέσματα εμπρόσθιας κατευθυντικότητας προκύπτουν από μικρότερες γωνίες μεταξύ της εξεταζόμενης περιοχής και του ρήγματος και για μεγαλύτερους λόγους του διερρηγμένου ρήγματος μεταξύ της θέσης και υποκέντρου. Πρέπει να σημειωθεί ότι, ακόμα κι όταν ικανοποιούνται οι γεωμετρικές συνθήκες για την εμπρόσθια κατευθυντικότητα, τα αποτελέσματα της εμπρόσθιας κατευθυντικότητας μπορούν να μην εμφανιστούν. Αυτό θα μπορούσε να συμβεί, εάν ένας σταθμός ήταν στο άκρο ενός ρήγματος και η διάρρηξη συνέβαινε με κατεύθυνση προς το σταθμό, αλλά η ολίσθηση συγκεντρωνόταν κοντά στο άκρο του ρήγματος όπου και βρίσκεται ο σταθμός.

Για να εξηγήσουν τα αποτελέσματα της κατευθυντικότητας, οι Somerville et

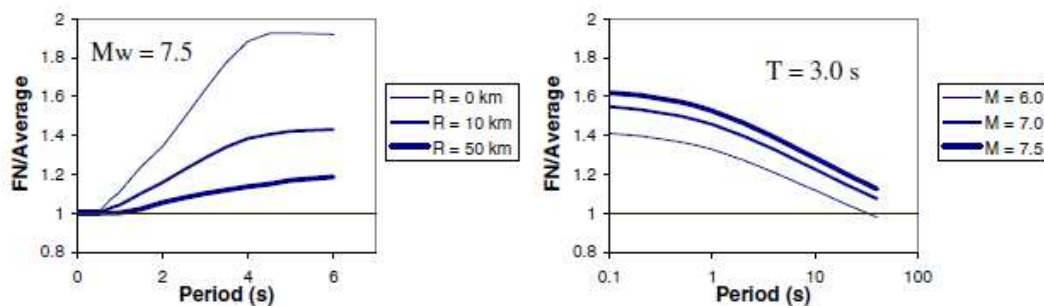
al. (1997a) συσχέτισαν τις υπολειπόμενες τιμές των φασμάτων απόκρισης (με απόσβεση 5%) με τις γεωμετρικές παραμέτρους που καθορίζονται στο Σχ. 1.6 και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στο Σχ. 1.7. Οι παράμετροι εδαφικής κίνησης που τροποποιούνται είναι τα μέσα οριζόντια φάσματα απόκρισης και οι λόγοι των φασμάτων απόκρισης κάθετα στο ρήγμα προς τα φάσματα απόκρισης παράλληλα σ' αυτό. Ο κανονισμός «UBC (1997)» εξηγεί τα αποτελέσματα του κοντινού πεδίου με τη βοήθεια των παραγόντων κοντινής πηγής N_a και N_v που εφαρμόζονται στις περιοχές μικρών (επιτάχυνση) και ενδιάμεσων (ταχύτητα) περιόδων αντίστοιχα του φάσματος απόκρισης επιταχύνσεων. Οι παράγοντες κοντινής πηγής καθορίζονται για αποστάσεις μικρότερες από 15 km και για τρεις διαφορετικούς τύπους σεισμικών πηγών (Πίν. 1.1). Οι παράγοντες κοντινής πηγής από τον κανονισμό «UBC (1997)» είναι συμβατοί με το μέσο όρο των καθέτων και των παράλληλων στο ρήγμα συνιστωσών στο μοντέλο Somerville et al. (1997a) και, ως εκ τούτου, οι διατάξεις του κανονισμού δεν εξετάζουν τη μεγαλύτερη κάθετη στο ρήγμα συνιστώσα της κίνησης (Somerville, 1998).



Σχήμα 1.6 Οι παράμετροι που χρησιμοποιούνται για να ορίσουν τις συνθήκες της κατευθυντικότητας της διάρρηξης (από Somerville et al. 1997a).



(a) Average response spectra ratio, showing dependence on period and on directivity parameters



(b) Strike-normal to average horizontal response spectral ratio for maximum forward-directivity conditions ($X\cos\theta = 1$)

Σχήμα 1.7 Προβλέψεις από την σχέση των *Somerville et al. (1997a)* για διαφορετικές συνθήκες κατευθυντικότητας.

Πίνακας 1.1 Παράγοντες κοντινής πηγής από «UBC (1997)»(a) Short-period factor (N_a)

Seismic Source Type	Closest Distance to Known Seismic Source ¹		
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1.5	1.2	1.0
B	1.3	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0

(b) Intermediate-period factor (N_v)

Seismic Source Type	Closest Distance to Known Seismic Source ¹			
	≤ 2 km	5 km	10 km	≥ 15 km
A	2.0	1.6	1.2	1.0
B	1.6	1.2	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0

(c) Description of seismic source types

Seismic Source Type	Description	Seismic Source Definition	
		Maximum Moment Magnitude, m	Slip Rate, s (mm/year)
A	Faults that are capable of producing large magnitude events and that have a high rate of seismic activity	$m \geq 7.0$	$s \geq 5$
B	All faults other than Types A and C	$m \geq 7.0$ $m < 7.0$ $m \geq 6.5$	$s > 5$ $s > 2$ $s < 2$
C	Faults that are not capable of producing large magnitude earthquakes and that have a relatively low rate of seismic activity	$m < 6.5$	$s \leq 2$

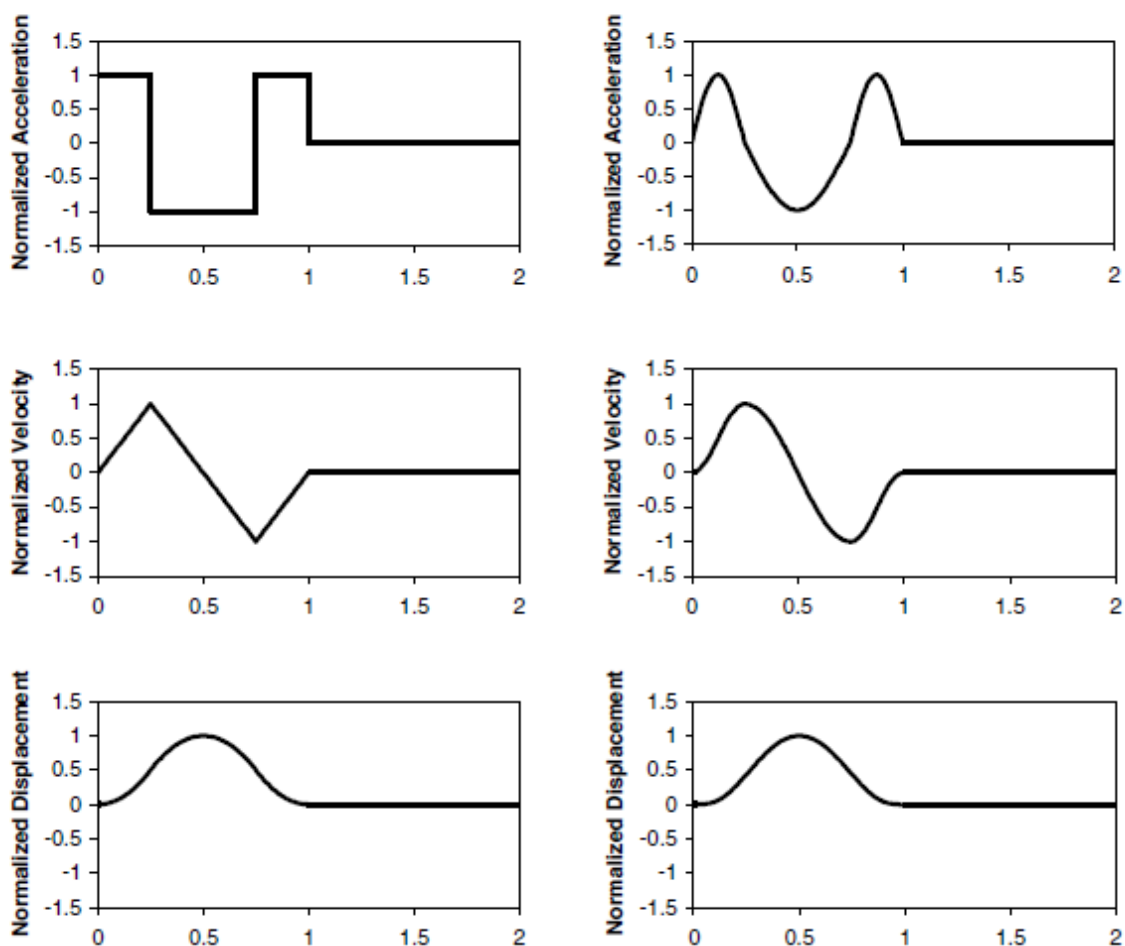
¹ Η πλησιέστερη απόσταση στην σεισμική πηγή θα πρέπει να λαμβάνεται ως η ελάχιστη απόσταση μεταξύ της εξεταζόμενης θέσης και της προβολής του επιπέδου του ρήγματος στην επιφάνεια. Η επιφανειακή προβολή δεν χρειάζεται να περιλαμβάνει τμήματα της πηγής σε βάθη των 10 km ή μεγαλύτερα.

Έρευνες πάνω στην απόκριση των κατασκευών σε κινήσεις κοντινού πεδίου έχουν δείξει ότι μια απεικόνιση των κινήσεων βάσει χρονοϊστορίας είναι προτιμότερη από μια απεικόνιση βάσει του φάσματος απόκρισης (π.χ. Somerville, 1998, Alavi και Krawinkler, 2000, Sasani και Bertero, 2000 Rodriguez-Marek, 2000). Μια απεικόνιση βάσει χρονοϊστορίας είναι προτιμητέα, επειδή ο χαρακτηρισμός στο πεδίο συχνοτήτων της εδαφικής κίνησης (δηλ. μέσω ενός φάσματος απόκρισης) υποδηλώνει μια στοχαστική διαδικασία που έχει μια σχετικά ομοιόμορφη διανομή της ενέργειας καθ' όλη τη διάρκεια της κίνησης. Όταν η ενέργεια συγκεντρώνεται σε λίγους παλμούς κίνησης, το φαινόμενο του «συντονισμού», το οποίο το φάσμα απόκρισης ανέλαβε να παρουσιάσει, μπορεί να μη διαθέτει επαρκή χρόνο να αναπτυχθεί (Somerville, 1998).

Μελέτες από τους Krawinkler και Alavi (1998) και Sasani και Bertero (2000) έχουν δείξει ότι απλουστευμένες απεικονίσεις του παλμού ταχύτητας μπορούν να «συλλάβουν» τα σημαντικότερα χαρακτηριστικά της απόκρισης κατασκευών που υποβάλλονται σε εδαφικές κινήσεις κοντινού πεδίου. Μερικοί απλουστευμένοι παλμοί παρουσιάζονται στο Σχ. 1.8. Για να περιγραφεί μια δόνηση δύο διευθύνσεων, απαιτείται η απεικόνιση του ημιτονικού παλμού της παράλληλης στο ρήγμα συνιστώσας, καθώς και η χρονική υστέρηση μεταξύ της έναρξης της κάθετης και της παράλληλης στο ρήγμα συνιστώσας. Ο Πίν. 1.2 παρέχει ορισμούς συνηθισμένων παραμέτρων εδαφικών κινήσεων κοντινού πεδίου, οι οποίες απεικονίζονται στο Σχ. 1.9. Ένας απλός χαρακτηρισμός είναι δυνατός με τη χρήση της μέγιστης οριζόντιας ταχύτητας (PHV), της κατά προσέγγιση περιόδου του δεσπόζοντος παλμού (T_v) και του αριθμού σημαντικών ημικύκλων της κίνησης στη (μεγαλύτερη) κάθετη διεύθυνση στο ρήγμα.

Ο ορισμός της περιόδου του παλμού χρησιμοποιεί είτε το χρόνο μηδενισμού των τιμών (zero crossing time) είτε το χρόνο στον οποίο η ταχύτητα είναι ίση με 10% της μέγιστης ταχύτητας για αυτόν τον παλμό. Αυτό είναι απαραίτητο για παλμούς στους οποίους προηγείται μία απόκλιση από το μηδενικό άξονα στη χρονοϊστορία της ταχύτητας. Ο παραπάνω ορισμός εμπεριέχει κάποιο βαθμό υποκειμενικότητας και μπορεί να οδηγήσει σε διαφοροποιήσεις στην εκτίμηση της T_v . Εντούτοις, η αβεβαιότητα που συνδέεται με την πρόβλεψη της T_v από σεισμολογικές μεταβλητές είναι πολύ μεγαλύτερη από τα λάθη στον υπολογισμό της από τα σημεία μηδενισμού (zero crossings). Οι Krawinkler και Alavi (1998)

προσδιορίζουν τον παλμό ταχύτητας με βάση ένα σαφές συνολικό μέγιστο του φάσματος απόκρισης ταχύτητας της εδαφικής κίνησης. Ως εκ τούτου, η παραπάνω εκτίμηση της ισοδύναμης περιόδου παλμού (T_{v-p}) είναι σχετικά ξεκάθαρη. Για τις μονοπαλμικές κινήσεις, αυτοί οι διαφορετικοί ορισμοί της περιόδου του παλμού παρέχουν περίπου ισοδύναμα αποτελέσματα, αλλά για πιο σύνθετες καταγραφές, αυτά μπορεί να διαφέρουν σημαντικά. Συνολικά, ο λόγος μεταξύ της T_v και της T_{v-p} είναι 0.84 με τυπική απόκλιση 0.28 (Rodriguez-Marek 2000). Η ταύτιση της T_v και της T_{v-p} για κάποια σεισμική κίνηση του εδάφους δηλώνει ότι ο παλμός της ταχύτητας εμπεριέχει ενέργεια σε ένα στενό εύρος περιόδων.



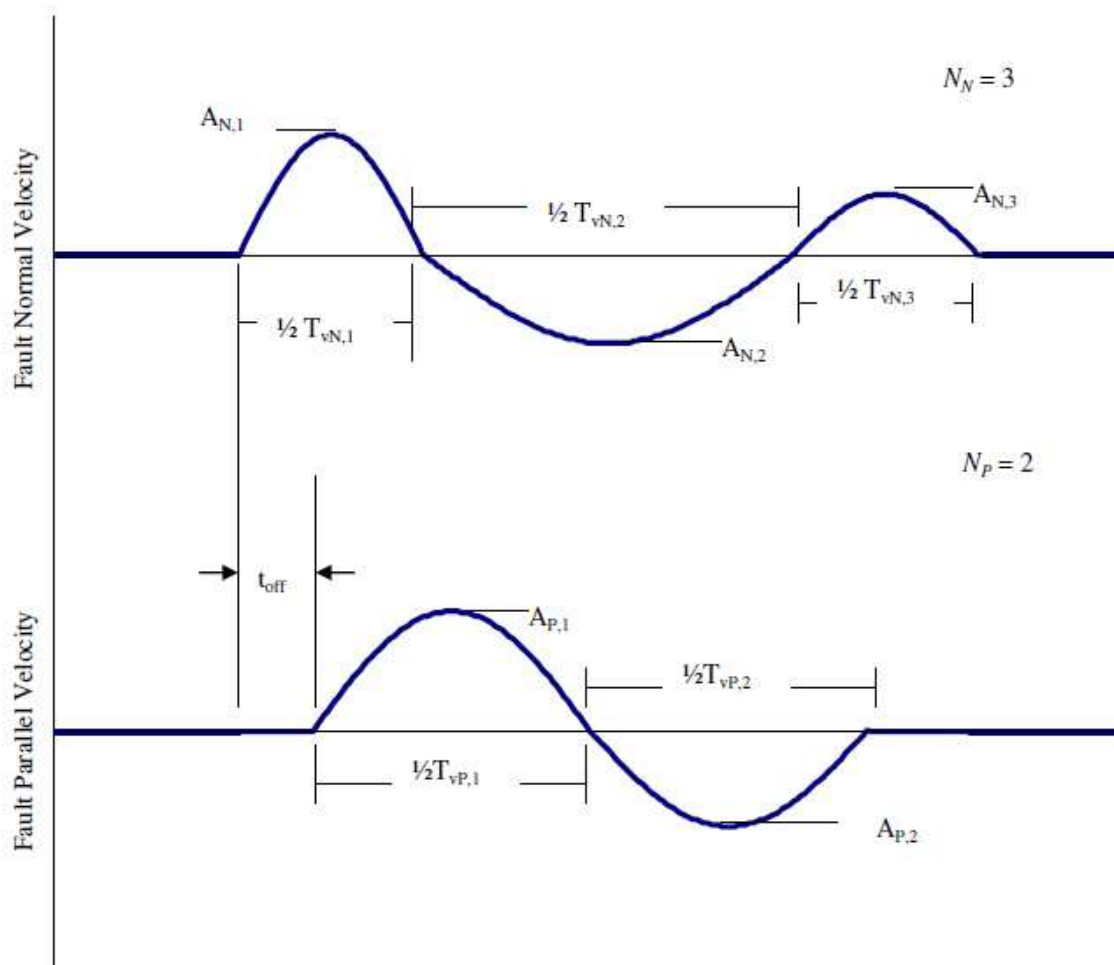
(a) Krawinkler and Alavi

(b) Sasani and Bertero

Σχήμα 1.8 Απλουστευμένες απεικονίσεις παλμών από ορισμένους ερευνητές

Πίνακας 1.2 Παράμετροι που χρησιμοποιούνται για να ορίσουν τις απλοποιημένες εδαφικές κινήσεις ημιτονικού παλμού (από Rodriguez-Marek 2000).

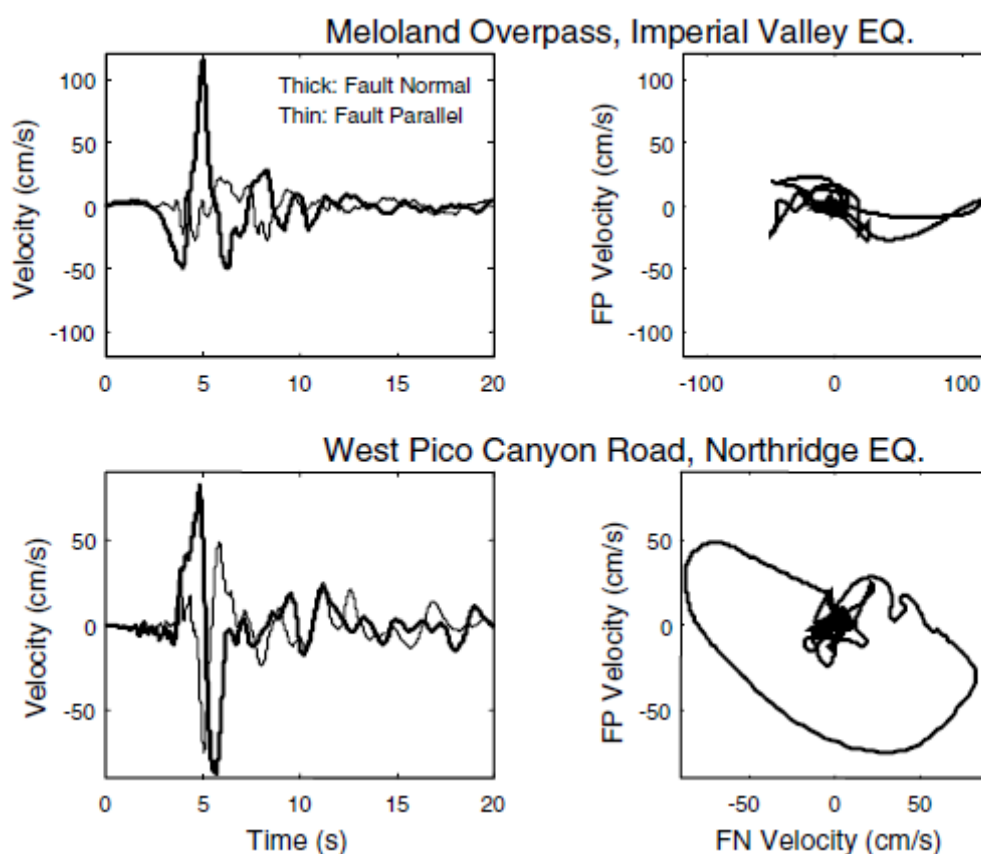
Parameter	Abbreviation	Methodology to obtain parameter
Number of significant pulses.	N	Number of half-cycle pulses in the velocity-time history with amplitudes at least 50% of the peak ground velocity of the record.
Pulse period.	$T_{v,i}$	For each half sine pulse, $T_{v,i} = 2(t_2 - t_1)$, where t_1 and t_2 are either the zero-crossing time, or the time at which velocity is equal to 10% of the peak velocity for the pulse if this time is significantly different than the zero crossing time. T_v corresponding to the pulse with maximum amplitude is the overall representative velocity pulse period.
Predominant period from pseudo-velocity response spectra.	T_{p-v}	Period corresponding to a clear and global peak in the pseudo-velocity response spectra at 5% damping.
Pulse amplitude.	A_i	For each half sine pulse, the peak ground velocity in the time interval $[t_1, t_2]$.
Peak ground velocity	PHV	Maximum velocity, defined by the maximum value of A_i . Note, however, that in very few exceptions, the maximum value of A_i in the fault parallel direction does not occur concurrently with the fault normal pulse.
Ratio of fault parallel to fault normal amplitude	$PHV_{P/N}$	Defined by the ratio of maximum A_P divided by maximum A_N , where the subscripts P and N denote fault-parallel and fault-normal motions respectively.
Time delay between fault normal and fault parallel pulse	t_{off}	Time of initiation of fault parallel pulse minus the time of initiation of fault normal pulse.



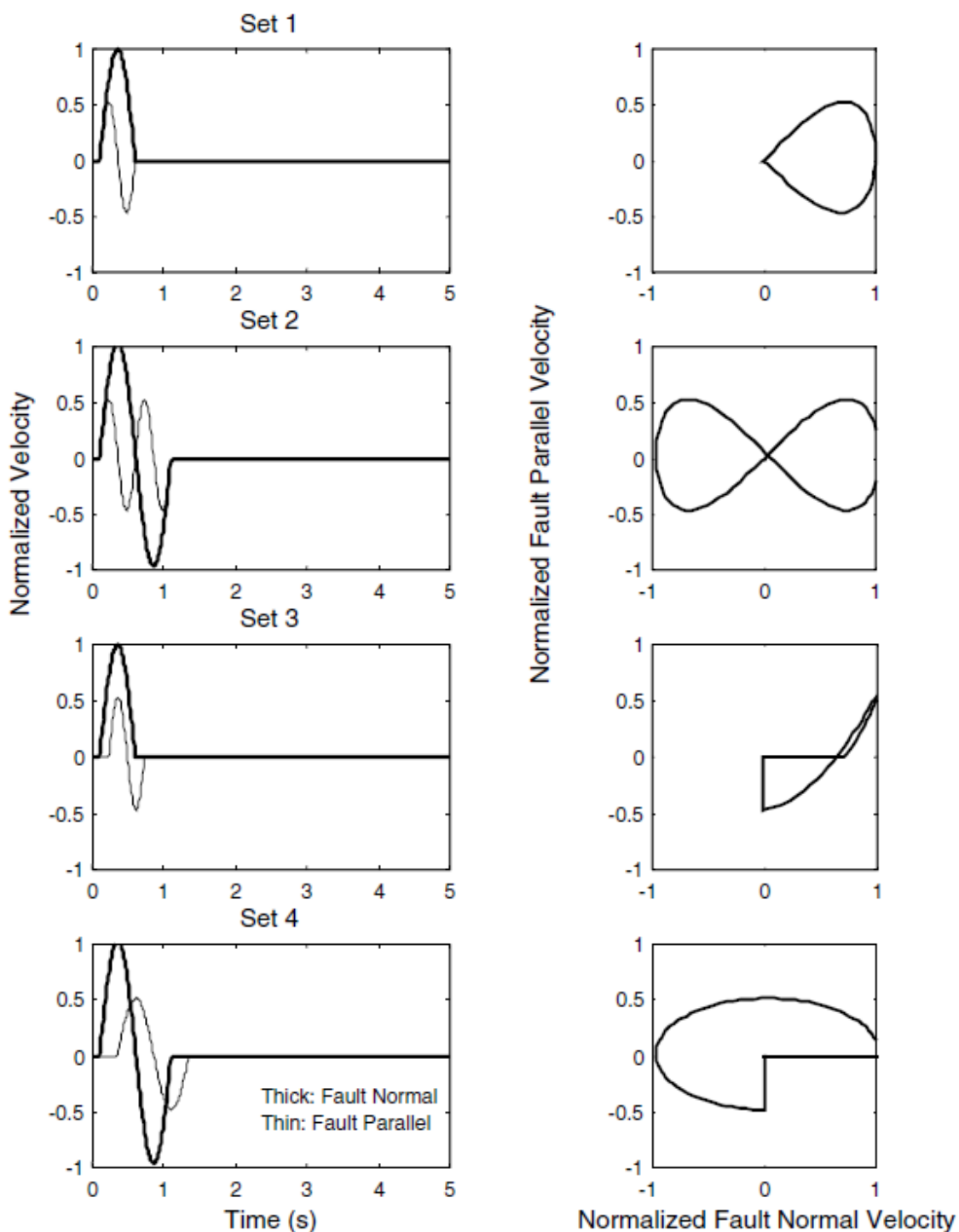
Σχήμα 1.9 Παράμετροι που χρειάζονται για να ορίσουν την παράλληλη και την κάθετη στο ρήγμα συνιστώσα για απλοποιημένους παλμούς ταχύτητας. Οι δείκτες «N» και «P» αντιστοιχούν στις κάθετες και τις παράλληλες στο ρήγμα κινήσεις αντίστοιχα (από Rodriguez-Marek 2000).

Μελέτες της απόκρισης των κατασκευών σε κινήσεις κοντινού πεδίου έχουν εστιάσει στα αποτελέσματα της μεγαλύτερης κάθετης στο ρήγμα συνιστώσας (π.χ. Alavi και Krawinkler 2000). Εντούτοις, υπάρχουν εφαρμογές για τις οποίες η παράλληλη στο ρήγμα κίνηση μπορεί επίσης να είναι σημαντική. Για παράδειγμα, η «χαλάρωση» της δυσκαμψίας του εδάφους ως αντίδραση στη μεγάλη κάθετη στο ρήγμα συνιστώσα της κίνησης θα επιτρέψει περισσότερη παραμόρφωση να αναπτυχθεί στην παράλληλη στο ρήγμα διεύθυνση, καθώς το έδαφος αντιδρά στην παράλληλη στο ρήγμα συνιστώσα της κίνησης. Μη-γραμμικές αναλύσεις της εδαφικής απόκρισης σε δύο διευθύνσεις από τους Rodriguez-Marek (2000) δείχνουν ότι οι τοπικές εδαφικές συνθήκες μπορούν να επηρεάσουν τιμές της μέγιστης οριζόντιας ταχύτητας (PHV) και της T_v και στις δύο διευθύνσεις. Δύο

κινήσεις κοντινού πεδίου με πολύ διαφορετικές κινήσεις παράλληλα στο ρήγμα φαίνονται στο Σχ. 1.10. Πρόσθετη έρευνα απαιτείται για τη διαπίστωση των αποτελεσμάτων της δόνησης σε δύο διευθύνσεις στην απόκριση του εδάφους και των κατασκευών στη ζώνη κοντινού πεδίου, όπου οι δύο συνιστώσες της οριζόντιας εδαφικής κίνησης μπορούν να διαφέρουν σημαντικά. Από μια εξέταση καταγεγραμμένων κινήσεων κοντινού πεδίου που παρουσιάζουν εμπρόσθια κατευθυντικότητα των Rodriguez-Marek (2000), βρέθηκε ότι οι απλουστευμένες κινήσεις που φαίνονται στο Σχ. 1.11 θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν, για να ερευνηθούν τη σημασία της δόνησης σε δύο διευθύνσεις σε μελλοντικές μελέτες. Τέλος, εφόσον παίζουν σημαντικό ρόλο στην συμπεριφορά των κατασκευών, οι κατακόρυφες κινήσεις στη ζώνη κοντινού πεδίου ίσως χρειάζεται να υπολογιστούν.



Σχήμα 1.10 Χρονοϊστορίες ταχύτητας και οριζόντια τροχιακά σχέδια για κάθετη (FN) και παράλληλη (FP) στο ρήγμα συνιστώσα για δύο καταγραφές κοντινού πεδίου. Και οι δύο καταγραφές παρουσιάζουν σημαντικές κάθετες στο ρήγμα ταχύτητες, αλλά το «Meloland» έχει σχετικά μικρότερες παράλληλες στο ρήγμα (FP) ταχύτητες.



Σχήμα 1.11 Απλοποιημένη απεικόνιση ημιτονικού παλμού για εδαφικές κινήσεις κοντινού πεδίου. Η μέγιστη οριζόντια ταχύτητα (PHV) παράλληλα στο ρήγμα αντιστοιχεί στο 50% της κάθετης στο ρήγμα PHV (από Rodriguez-Marek 2000).

1.3 ΤΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΗΣ ΚΑΤΕΥΘΥΝΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΡΡΗΞΗΣ – ΔΙΑΘΕΣΙΜΑ ΜΟΝΤΕΛΑ

1.3.1 Φασματική επιτάχυνση

Οι Somerville et al. (1997a) και ο Abrahamson (2000) έχουν παρουσιάσει μοντέλα για την τροποποίηση των φασματικών τεταγμένων της απόκρισης με απόσβεση 5% από τη σχέση απόσβεσης Abrahamson και Silva (1997). Τα μοντέλα αναπτύχθηκαν με παλινδρόμηση των παραμενουσών τιμών αυτής της σχέσης απόσβεσης στις γεωμετρικές παραμέτρους του κοντινού πεδίου του ρήγματος, όπως παρουσιάζονται στο Σχ. 1.6. Παρουσιάζονται μοντέλα για την τροποποίηση του γεωμετρικού μέσου των δύο οριζόντιων συνιστωσών και του λόγου της κάθετης στο ρήγμα προς τη μέση οριζόντια φασματική τεταγμένη. Οι λεπτομέρειες των μοντέλων φαίνονται στις δύο πρώτες σειρές του Πίν. 1.3.

1.3.2 Διάρκεια και ισοδύναμος αριθμός ομοειδών κύκλων έντασης

Οι Somerville et al. (1997a) παρουσίασαν ένα μοντέλο για την τροποποίηση του 5-75% της σημαντικής διάρκειας από τη σχέση απόσβεσης Abrahamson και Silva (1996). Το μοντέλο αναπτύχθηκε με παλινδρόμηση των παραμενουσών τιμών αυτής της σχέσης απόσβεσης στις γεωμετρικές παραμέτρους του κοντινού πεδίου του ρήγματος (Σχ. 1.6). Το μοντέλο ισχύει για τη διάρκεια του γεωμετρικού μέσου και των δύο οριζόντιων συνιστωσών. Ένα παρόμοιο μοντέλο αναπτύχθηκε από τους Liu et al. (2001) για τον ισοδύναμο αριθμό των ομοειδών κύκλων έντασης (N). Οι λεπτομέρειες της διάρκειας και των μοντέλων N φαίνονται στις δύο τελευταίες σειρές του Πίν. 1.3.

Πίνακας 1.3 Τροποποίηση των παραμέτρων εδαφικής κίνησης για την ερμηνεία των αποτελεσμάτων της κατευθυντικότητας. Οι παράμετροι X , Y , θ και ϕ ορίστηκαν στο Σχ. 1.6 μαζί με τις αποκλειόμενες ζώνες για ρήγματα οριζόντιας ολίσθησης. Οι τροποποιήσεις στα φάσματα φαίνονται στο Σχ. 1.7.

Ground Motion Parameter (Reference)	Description	Equation	Range of Applicability
Spectral Acceleration: Ratio of data/model (Somerville et al., 1997a; Abrahamson, 2000)	y =Bias in average horizontal response spectral acceleration (ln units) with respect to Abrahamson and Silva (1997)	Strike-Slip faults: $y = c_1 + 1.88c_2 X \cos\theta$ ($X \cos\theta \leq 0.4$) $y = c_1 + 0.75c_2$ ($X \cos\theta > 0.4$) Dip-Slip faults: $y = c_1 + c_2 Y \cos\phi$	$m > 6.5$ For $m < 6.5$, replace y with $T_m \cdot xy$ Where $T_m = 0$ for $m \leq 6$ and $T_m = 1 + (m - 6.5)/0.5$ for $6.5 > m > 6$ $r < 30$ km For $r > 30$, replace y with $T_d \cdot xy$ Where $T_d = 0$ for $r > 60$ and $T_d = 1 - (r - 30)/30$ for $60 > r > 30$ km
Spectral Acceleration: Ratio of Strike Normal/Average Amplitude (Somerville et al., 1997a)	Natural logarithm of the ratio of strike normal to average horizontal spectral acceleration	$y = \cos 2\xi [C_1 + C_2 \ln(r + 1) + C_3(m - 6)]$	$6.0 \leq m \leq 7.5$ $0 \leq r \leq 50$ km $\xi = \theta$ for strike-slip, ϕ for dip-slip. $0 < \xi < 90^\circ$ C_1, C_2, C_3 function of period. Given separately for cases in which dependence on ξ is included, and cases in which dependence on ξ is ignored.
5-75% sig. duration: Ratio of data/model (Somerville et al., 1997a)	Bias in duration of acceleration with respect to Abrahamson and Silva (1996)	Strike-Slip faults: $y = C_1 + C_2 X \cos\theta$ Dip-Slip faults: $y = C_1 + C_2 Y \cos\phi$	$6.5 \leq m \leq 7.5$ $0 \leq r \leq 20$ km
Number of Cycles (N): Ratio of data/model (Liu et al., 2001)	Bias in N with respect to Liu et al. (2001)	Strike-Slip faults: $y = C_1 + C_2 X \cos\theta$ Dip-Slip faults: $y = C_1 + C_2 Y \cos\phi$	$6.5 \leq m \leq 7.5$ $0 \leq r \leq 20$ km

1.3.3 Μέγιστη οριζόντια ταχύτητα (PHV)

Η μέγιστη οριζόντια ταχύτητα (peak horizontal velocity, PHV) επηρεάζεται σημαντικά από το μέγεθος του σεισμού, την απόσταση και τις συνθήκες της εξεταζόμενης περιοχής. Ο Somerville (1998) πρότεινε τη χρήση μιας διγραμμικής σχέσης μεταξύ του λογαρίθμου της PHV, του μεγέθους και του λογαρίθμου της απόστασης. Ο Somerville (1998) εκτέλεσε μια ανάλυση παλινδρόμησης, χρησιμοποιώντας δεδομένα από 15 καταγεγραμμένες χρονοϊστορίες αυξημένες

κατά 12 τεχνητές (μη πραγματικές) χρονοϊστορίες. Οι καταγραφές αντιστοιχούν σε μέγεθος σεισμού $m=6.2-7.5$ και απόσταση $r=0-10$ km. Για να αποφύγει μη ρεαλιστικές προβλέψεις της PHV σε κοντινές αποστάσεις, ο Somerville (1998) έθεσε ένα κάτω όριο αποστάσεων στα 3 km. Η σχέση του Somerville (1998) για την PHV στη ζώνη κοντά στο ρήγμα είναι:

$$\ln(PHV) = -2.31 + 1.15m - 0.5\ln(r) \quad (1.1)$$

όπου το r είναι η ελάχιστη απόσταση από το διερρηγμένο ρήγμα υπό τον περιορισμό να είναι τουλάχιστον 3 km. Μια παρόμοια μελέτη που συσχετίζει την PHV με το μέγεθος της σεισμικής ροπής και την απόσταση στη ζώνη κοντινού πεδίου παρουσιάστηκε από τους Alavi και Krawinkler (2000), βασισμένη στο ίδιο σύνολο δεδομένων που χρησιμοποιήθηκε από τον Somerville (1998). Η σχέση για την PHV των Alavi και Krawinkler (2000) είναι:

$$\ln(PHV) = -5.11 + 1.59m - 0.58\ln(r) \quad (1.2)$$

Οι Rodriguez-Marek (2000) πραγματοποίησαν αναλύσεις παλινδρόμησης, χρησιμοποιώντας 48 χρονοϊστορίες ταχύτητας από 11 γεγονότα. Τα δεδομένα αφορούσαν περιοχές σε αποστάσεις r από την πηγή $r < 20$ km και $m=6.1-7.4$. Ξεχωριστές αναλύσεις εκτελέστηκαν για τις κινήσεις που καταγράφηκαν στο βράχο και το έδαφος, καθώς και σ' όλες τις ως άνω θέσεις. Με βάση την ανάλυση αυτών των καταγραφών, προτάθηκε η ακόλουθη σχέση για την PHV:

$$\ln(PHV) = a + bm + c\ln(r^2 + d^2) + \eta_i + \varepsilon_{ij} \quad (1.3)$$

όπου η PHV είναι σε μονάδες cm/s, τα a , b , c και d είναι οι παράμετροι του μοντέλου, το r είναι η ελάχιστη απόσταση από το ρήγμα, m είναι το μέγεθος της σεισμικής ροπής, η_i είναι ο όρος που αφορά στη διαφοροποίηση από γεγονός σε γεγονός και ο ε_{ij} αντιπροσωπεύει την εσωτερική διαφοροποίηση μέσα σε κάποιο γεγονός, όπου το j αφορά στην κάθε καταγραφή του γεγονότος και το i αφορά στο γεγονός. Οι όροι του σφάλματος από γεγονός σε γεγονός και μέσα σε κάποιο γεγονός θεωρείται ότι είναι ανεξάρτητες τυχαίες μεταβλητές που ακολουθούν

κανονική κατανομή με αποκλίσεις τ^2 και σ^2 αντίστοιχα. Το τυπικό σφάλμα της εκτίμησης της PHV δίδεται τότε από τη σχέση:

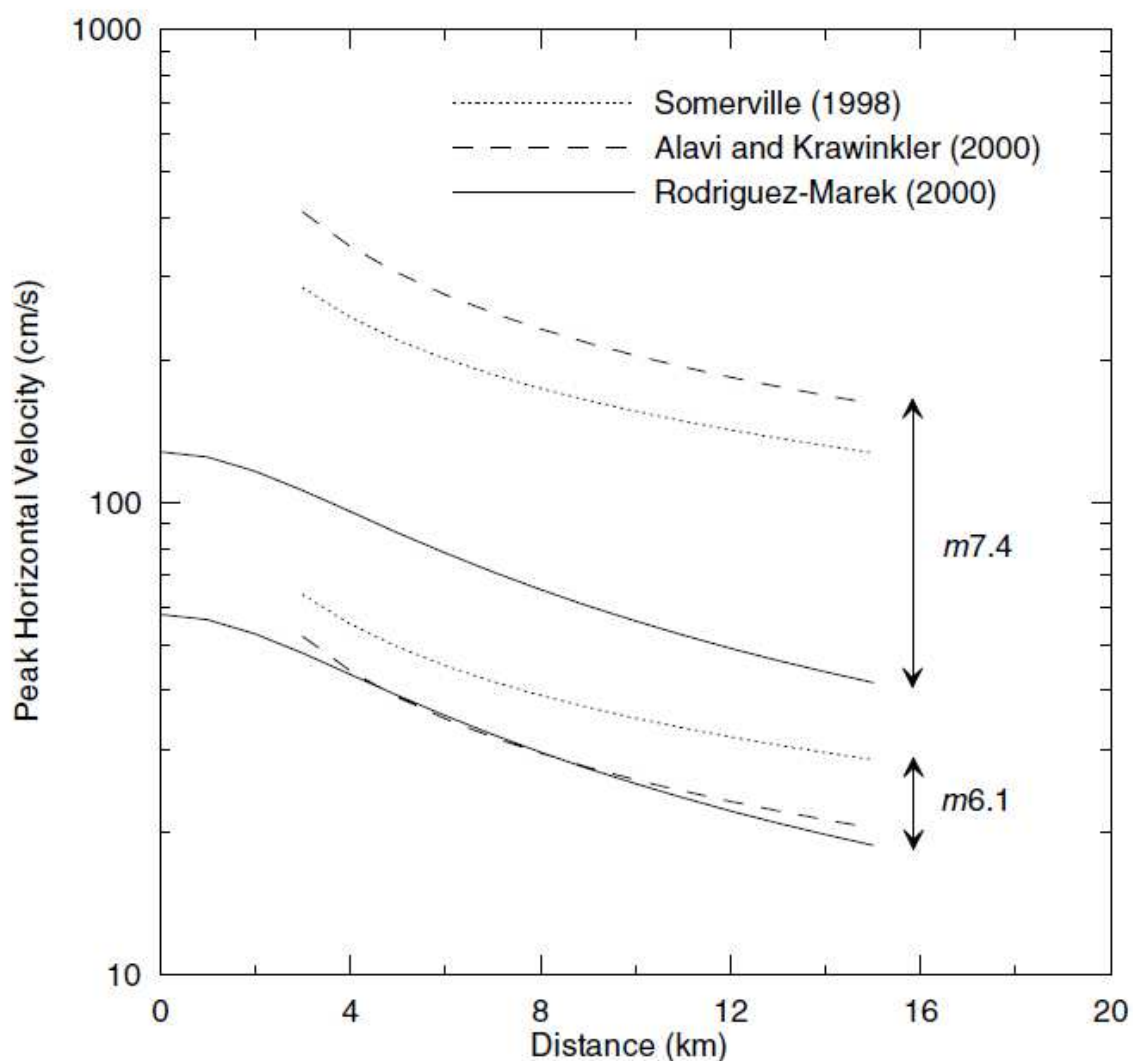
$$\sigma_{total}^2 = \tau^2 + \sigma^2 \quad (1.4)$$

Οι τιμές των παραμέτρων του μοντέλου Rodriguez-Marek (2000) παρουσιάζονται στον Πίν. 1.4.

Πίνακας 1.4 Παράμετροι από τις αναλύσεις παλινδρόμησης για την PHV (Rodriguez-Marek 2000).

Data Set	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	σ	τ	σ_{total}	$Var(\sigma^2)$	$Var(\tau^2)$	$Cov(\sigma^2, \tau^2)$
All Motions	2.44	0.50	-0.41	3.93	0.47	0.41	0.62	0.0026	0.011	8.2e-4
Rock	1.46	0.61	-0.38	3.93	0.53	0.25	0.59	0.023	0.019	-0.0120
Soil	3.86	0.30	-0.42	3.93	0.43	0.41	0.59	0.014	0.0026	8.6e-4

Το Σχ. 1.12 συγκρίνει τη σχέση για όλες τις τοποθεσίες που προτάθηκε πρόσφατα από τους Rodriguez-Marek (2000) με αυτές που αναπτύχθηκαν προηγουμένως από τους Somerville (1998) και Alavi και Krawinkler (2000). Οι σχέσεις διαφέρουν κυρίως στο εύρος του μεγέθους m . Οι Somerville (1998) και Alavi and Krawinkler (2000) προτείνουν μία πολύ μεγαλύτερη διαφοροποίηση της PHV ως προς το μέγεθος m . Η διαφοροποίηση αυτή δεν μπορεί να αποδοθεί στη χρήση των επιπρόσθετων τεχνητών χρονοϊστοριών, γιατί ο Somerville (1998) δείχνει ότι η PHV των καταγεγραμμένων χρονοϊστοριών αυξάνει πιο γρήγορα με το μέγεθος από ό, τι αυτή των τεχνητών χρονοϊστοριών. Οι διαφορές οφείλονται πιθανώς στο μεγαλύτερο πλήθος δεδομένων που συμπεριελήφθησαν στην πιο πρόσφατη μελέτη.



<p>Rodriguez-Marek (2000): $\ln(\text{PHV}) = 2.44 + 0.5 m - 0.41 \ln(r^2 + 3.93^2)$</p> <p>Somerville (1998): $\ln(\text{PHV}) = -2.31 + 1.15 m - 0.5 \ln(r)$</p> <p>Alavi and Krawinkler (2000): $\ln(\text{PHV}) = -5.11 + 1.59 m - 0.58 \ln(r)$</p>

Σχήμα 1.12 Σύγκριση των αποτελεσμάτων από ανάλυση παλινδρόμησης για την PHV με σχέσεις προτεινόμενες από άλλους ερευνητές για μία βάση δεδομένων με σεισμούς κοντινού πεδίου και με κινήσεις με εμπρόσθια κατευθυντικότητα (από Rodriguez-Marek 2000).

1.3.4 Περίοδος του παλμού

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

$$\log_{10} T_v = -2.5 + 0.425 m \quad (1.5)$$

όπου T_v είναι η περίοδος του μεγαλύτερου κύκλου της κίνησης και m είναι το μέγεθος της σεισμικής ροπής. Σε μια μεγαλύτερη μελέτη των διανομών ολίσθησης, χρησιμοποιώντας μοντέλα ολίσθησης για 15 σεισμούς, οι Somerville et al. (1999) αιτιολογούν τη χρήση σχέσεων που κλιμακώνονται από μόνες τους παρόμοια (self-similar), προκειμένου να περιορίσουν τις παραμέτρους του ρήγματος. Σ' ένα αυτό-παρόμοιο (self-similar) σύστημα, γεγονότα διαφορετικής έντασης δεν μπορούν να διακριθούν, παρά μ' έναν συντελεστή κλιμάκωσης. Χρησιμοποιώντας αυτό το αυτό-παρόμοιο (self-similar) μοντέλο, ο συντελεστής του m στην παραπάνω εξίσωση γίνεται 0.5, οπότε προκύπτει η παρακάτω εξίσωση:

$$\log_{10} T_v = -3.0 + 0.5 m \quad (1.6)$$

Η περίοδος του παλμού της ταχύτητας συνδέεται με τη χρονική διάρκεια (rise time) της ολίσθησης στο ρήγμα (T_R), η οποία μετρά τη διάρκεια της ολίσθησης σε ένα συγκεκριμένο σημείο στο ρήγμα. Η σχέση μεταξύ της περιόδου του παλμού και της χρονικής διάρκειας είναι (Somerville 1998):

$$T_v = 2.2 t_r \quad (1.7)$$

Η σχέση μεταξύ της περιόδου του παλμού και της χρονικής διάρκειας (rise time) μπορεί επίσης να προκύψει, εξετάζοντας το φαινόμενο της διάρρηξης του ρήγματος από φυσική σκοπιά. Εάν θεωρήσουμε ένα σημειακό ρήγμα και τα αποτελέσματα της διάδοσης αγνοηθούν, η διάρκεια της κίνησης θα είναι ίση με τη χρονική διάρκεια (rise time) (Somerville 1998). Το πεπερασμένο του ρήγματος και τα αποτελέσματα της διάδοσης συμβάλλουν στη διεύρυνση του παλμού. Η χρονική διάρκεια της ολίσθησης (rise time) είναι τότε, στην ουσία, ένα κάτω όριο της περιόδου του παλμού.

Οι Alavi και Krawinkler (2000) όρισαν την περίοδο του παλμού ως τη «δεσπόζουσα περίοδο» στο φάσμα απόκρισης ταχυτήτων (T_{v-p}). Η σχέση τους που χρησιμοποιεί αυτόν τον ορισμό για την περίοδο του παλμού είναι:

$$\log_{10} T_{v-p} = -1.76 + 0.31m \quad (1.8)$$

Οι Rodriguez-Marek (2000) ανέπτυξαν την ακόλουθη σχέση για την περίοδο του παλμού:

$$\ln(T_v)_{ij} = \alpha + bm + \eta_i + \varepsilon_{ij} \quad (1.9)$$

όπου $(T_v)_{ij}$ είναι η περίοδος του παλμού της j καταγραφής του i γεγονότος, τα α και b είναι οι παράμετροι του μοντέλου, ο η_i όρος αφορά στη διαφοροποίηση από γεγονός σε γεγονός και ο ε_{ij} αντιπροσωπεύει την εσωτερική διαφοροποίηση κάποιου γεγονότος. Εκτιμήσεις παρέχονται για τη περίοδο του παλμού T_v και τη δεσπόζουσα περίοδο του φάσματος ταχύτητας T_{v-p} . Οι τιμές των παραμέτρων του μοντέλου παρουσιάζονται στον Πίν. 1.5. Η σχέση ισχύει για $m=6.1-7.4$ και για $r < 20$ km. Οι όροι του σφάλματος από γεγονός σε γεγονός και μέσα σε κάποιο γεγονός θεωρείται ότι είναι ανεξάρτητες τυχαίες μεταβλητές που ακολουθούν κανονική κατανομή με αποκλίσεις τ^2 και σ^2 αντίστοιχα. Το τυπικό σφάλμα της εκτίμησης της T_v ορίζεται τότε από την εξ. (1.4).

Στο Σχ. 1.13 γίνεται σύγκριση της σχέσης που προτάθηκε πρόσφατα από τους Rodriguez-Marek (2000) με τις σχέσεις που αναπτύχθηκαν από τον Somerville (1998) και τους Alavi και Krawinkler (2000). Οι σχέσεις των Rodriguez-Marek (2000) για τις T_v και T_{v-p} προβλέπουν συστηματικά μικρότερες περιόδους παλμού από αυτές του Somerville (1998) για το T_v και αυτές των Alavi και Krawinkler (2000) για το T_{v-p} . Οι διαφορές στις προβλέψεις δεν είναι πιθανότατα σημαντικές στις περισσότερες περιπτώσεις λόγω των μεγάλων αβεβαιοτήτων που περιλαμβάνονται στην εκτίμηση της περιόδου του παλμού, ειδικά για μεγάλους σεισμούς ($m > 7.0$), όπου οι καμπύλες παλινδρόμησης είναι αρκετά κοντά η μία στην άλλη.

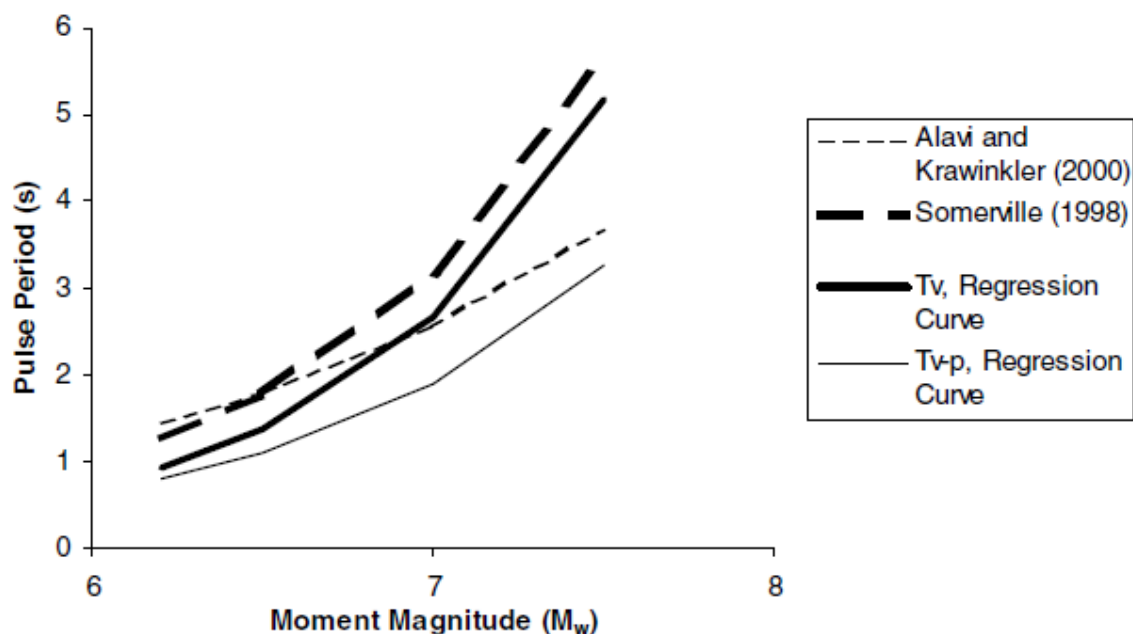
Πίνακας 1.5 Παράμετροι από τις αναλύσεις παλινδρόμησης για την περίοδο του παλμού που αντιστοιχεί στο μέγιστο πλάτος, T_v , και την περίοδο που αντιστοιχεί στη μέγιστη τιμή στο φάσμα απόκρισης ψευδοταχυτήτων, T_{v-p} , (Rodriguez-Marek 2000).

(a) T_v

Data Set	a	b	σ	τ	σ_{total}	$Var(\sigma^2)$	$Var(\tau^2)$	$Cov(\sigma^2, \tau^2)$
All Motions	-8.33	1.33	0.36	0.40	0.54	0.0008	0.0078	-0.0003
Rock	-11.10	1.70	0.31	0.41	0.51	0.0029	0.0140	-0.0018
Soil	-5.81	0.97	0.32	0.40	0.51	0.0008	0.0100	-0.0003

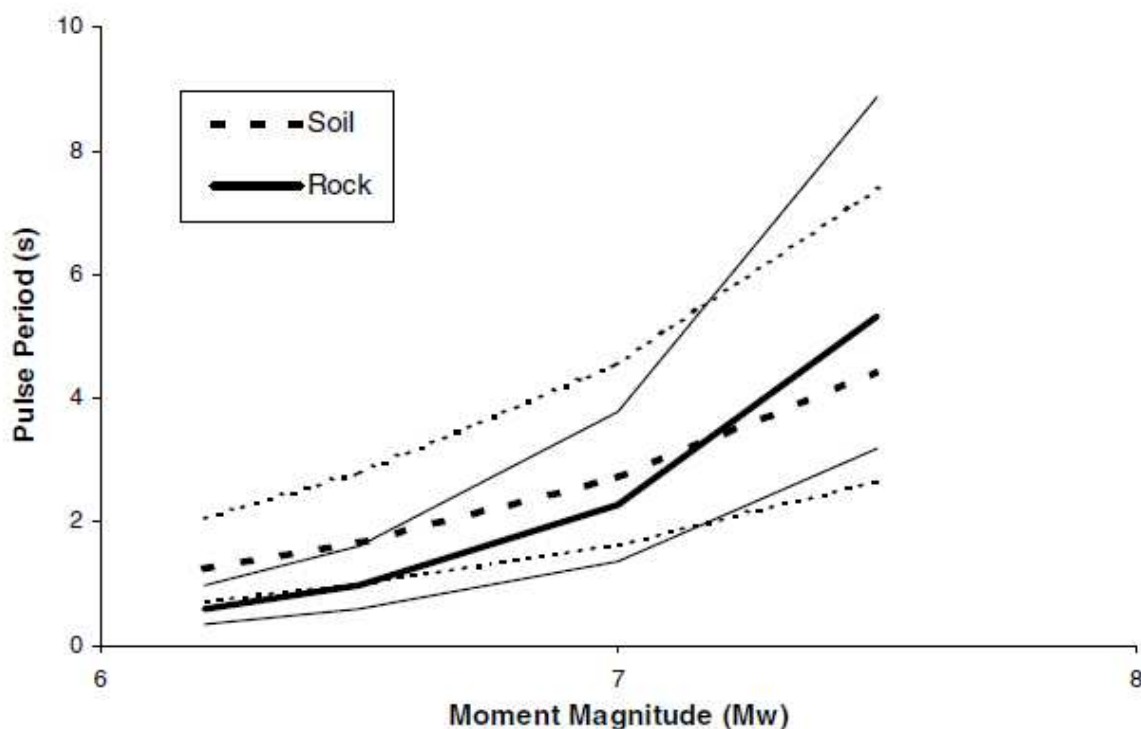
(b) T_{v-p}

Data Set	a	b	σ	τ	σ_{total}	$Var(\sigma^2)$	$Var(\tau^2)$	$Cov(\sigma^2, \tau^2)$
All Motions	-6.92	1.08	0.48	0.45	0.66	0.0028	0.0154	-0.0009
Rock	-9.53	1.42	0.37	0.61	0.71	0.0062	0.0555	-0.0041
Soil	-5.66	0.91	0.41	0.45	0.61	0.0022	0.0181	-0.0008



Σχήμα 1.13 Σύγκριση του μοντέλου Rodriguez-Marek (2000) με αυτά που προτάθηκαν από τον Somerville (1998) για την περίοδο του παλμού T_v και αυτά από τους Alavi and Krawinkler (2000) για την περίοδο που αντιστοιχεί στη μέγιστη τιμή στο φάσμα απόκρισης ψευδοταχυτήτων (T_{v-p}) (από Rodriguez-Marek 2000).

Η επίδραση των εδαφικών συνθηκών μπορεί να ερευνηθεί μέσω της χρήσης των σχέσεων των Rodriguez-Marek (2000) για την περίοδο του παλμού για βράχο και έδαφος. Στο Σχ. 1.14 φαίνονται, για εδαφικές και βραχώδεις περιοχές, ο στατιστικός μέσος και ο στατιστικός μέσος \pm μία τυπική απόκλιση των τιμών της περιόδου του παλμού. Η διαφορά μεταξύ των τιμών της περιόδου του παλμού για βράχο και έδαφος είναι μικρή για μεγάλου μεγέθους γεγονότα ($m > 7$), αλλά η περίοδος του παλμού είναι σημαντικά μεγαλύτερη για έδαφος παρά για βράχο για γεγονότα μικρότερου μεγέθους. Η εξέταση συνδυασμένων καταγραφικών σταθμών σε βράχο και έδαφος και τα αποτελέσματα μη-γραμμικών αναλύσεων απόκλισης επιβεβαιώνουν αυτήν την παρατήρηση (Rodriguez-Marek 2000).



Σχήμα 1.14 Προβλέψεις του μοντέλου των Rodriguez-Marek (2000) για την περίοδο του παλμού T_v για βραχώδεις και εδαφικές τοποθεσίες. Η έντονη γραμμή απεικονίζει τον στατιστικό μέσο και οι πιο λεπτές γραμμές δείχνουν το εύρος της μίας τυπικής απόκλισης (από Rodriguez-Marek 2000).

1.3.5 Αριθμός σημαντικών παλμών

Ο αριθμός των ημικύκλων της κίνησης (αναφερόμενος και ως ο αριθμός των σημαντικών παλμών, N_v) ορίζεται ως ο αριθμός των παλμών των ημικύκλων ταχύτητας που έχουν εύρη τουλάχιστον 50% της μέγιστης εδαφικής ταχύτητας της

κίνησης του εδάφους (Πίν. 1.3). Για τον υπολογισμό του αριθμού των σημαντικών παλμών ταχύτητας, εξετάζεται μόνον η κάθετη στο ρήγμα συνιστώσα της κίνησης. Η επιλογή του 50% ως όριο αποκοπής είναι αυθαίρετη και ο αριθμός των σημαντικών παλμών είναι κάπως «ευαίσθητος» σ' αυτήν την τιμή. Ο αριθμός των σημαντικών παλμών στην κάθετη στο ρήγμα συνιστώσα 48 καταγραφών κοντινού πεδίου παρουσιάζεται στον Πίν. 1.6. Οι περισσότερες καταγραφές περιέχουν δύο σημαντικούς παλμούς (δηλαδή έναν πλήρη κύκλο εδαφικής κίνησης τύπου παλμού). Ο Somerville (1998) προτείνει ότι ο αριθμός των παλμών μισού ημιτόνου στη χρονοϊστορία της ταχύτητας θα μπορούσε να συνδεθεί με τον αριθμό των ασυνεχειών (asperities) σε ένα ρήγμα, ο οποίος διαδοχικά συνδέεται με τη διανομή της ολίσθησης ρήγματος. Αυτό το φαινόμενο φυσικά είναι δύσκολο να εκτιμηθεί εκ των προτέρων. Προς το παρόν δεν υπάρχει κανένα μοντέλο διαθέσιμο για την πρόβλεψη του αριθμού των σημαντικών παλμών στη χρονοϊστορία της ταχύτητας. Για τις περισσότερες περιπτώσεις, ο N_v θα ποικίλλει μεταξύ 1 και 3. Για σεισμικές εκτιμήσεις, το $N_v=2$ αποτελεί μία ικανοποιητική τιμή.

Πίνακας 1.6 Αριθμός παλμών ημικύκλου (N_v) ανά γεγονός για 48 κοντινού πεδίου κινήσεις (κάθετη στο ρήγμα συνιστώσα). Η τιμή στις παρενθέσεις είναι ο αριθμός των παλμών ημικύκλου της ταχύτητας που αντιστοιχεί σε τιμές ταχύτητας τουλάχιστον 33% της PHV, αντί για 50% που χρησιμοποιήθηκε στον ορισμό του N_v (από Rodriguez Marek 2000).

Earthquake	Year	Number of Records	Number of Records with given number of half-cycle pulses (N_v)			
			1 pulse	2 pulses	3 pulses	> 3 pulses
Parkfield	66	2	0 (0)	1 (1)	0 (0)	1 (1)
San Fernando	71	1	1 (0)	0 (0)	0 (1)	0 (0)
Imperial Valley	79	13	1 (0)	10 (1)	1 (7)	1 (5)
Morgan Hill	84	2	0 (0)	0 (0)	1 (0)	1 (2)
Superstition Hills(B)	87	2	1 (0)	1 (1)	0 (0)	0 (1)
Loma Prieta	89	8	0 (0)	4 (0)	1 (1)	3 (7)
Erzincan, Turkey	92	1	0 (0)	0 (0)	1 (1)	0 (0)
Landers	92	1	1 (0)	0 (1)	0 (0)	0 (0)
Northridge	94	10	3 (0)	4 (4)	3 (2)	0 (4)
Kobe	95	4	0 (0)	1 (0)	0 (1)	3 (3)
Kocaeli, Turkey	99	4	0 (0)	3 (2)	0 (0)	1 (2)
Totals		48	7 (0)	24 (10)	7 (13)	10 (25)

1.3.6 Ενσωμάτωση της κατευθυντικότητας σε αναλύσεις επικινδυνότητας

Πρόσφατα προταθείσες σχέσεις από τους Rodriguez-Marek (2000) περιλαμβάνουν ποσοτικοποίηση της αβεβαιότητας που εμπεριέχεται στην πρόβλεψη των αποτελεσμάτων της κατευθυντικότητας της διάρρηξης. Με αυτά τα μοντέλα, η κατευθυντικότητα μπορεί να ενσωματωθεί σε αναλύσεις επικινδυνότητας (Hazard Analysis). Ωστόσο, οι αβεβαιότητες που συνδέονται με αυτά τα μοντέλα είναι μεγάλες και γι' αυτό απαιτείται επιπλέον προσπάθεια που να ενσωματώνει πρόσφατες καταγραφές κοντινού πεδίου και ειδικότερα αυτές από τον σεισμό «Chi-Chi» το 1999. Επιπρόσθετες μελέτες χρειάζονται επίσης για να διασφαλίσουν ότι οι παράμετροι της εδαφικής κίνησης του κοντινού πεδίου, που προσδιορίστηκαν παραπάνω, παρέχουν μία κατάλληλη έκφραση της σεισμικής ζήτησης για εφαρμογή στη μη-γραμμική απόκριση των κατασκευών.

1.4 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΗΣ ΠΑΡΑΜΕΝΟΥΣΑΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ

Τα αποτελέσματα των εδαφικών κινήσεων παραμένουσας μετακίνησης (fling step) στη δομική συμπεριφορά των κατασκευών έχουν τύχει μικρότερης προσοχής από αυτά της κατευθυντικότητας της διάρρηξης. Οι πρόσφατοι σεισμοί στην Τουρκία (1999) και την Ταϊβάν (1999) κατέδειξαν τη σημασία της μόνιμης εδαφικής παραμόρφωσης που συνδέεται με την επιφανειακή διάρρηξη στη συμπεριφορά των κατασκευών που τέμνουν ή βρίσκονται κοντά σε ενεργά σεισμικά ρήγματα. Τα αποτελέσματα της επιφανειακής διάρρηξης ρήγματος κοινώς αξιολογούνται ως ψευδοστατικές εδαφικές παραμορφώσεις που αποσυνδέονται από την επικινδυνότητα της εδαφικής δόνησης. Ευδιάκριτες μετατοπίσεις εγκαρσίως διαρρήξεων, η διαφορική καθίζηση, εδαφικές στρεβλώσεις, η εδαφική θραύση και εφελκυστικές και θλιπτικές οριζόντιες εδαφικές παραμορφώσεις είναι το κέντρο αυτών των εκτιμήσεων, αφού οι διαφορικές εδαφικές μετακινήσεις και οι παραμορφώσεις του εδάφους είναι τα πιο καταστροφικά σε υπέργειες κατασκευές. Όπως επισημάνθηκε από πολυάριθμους ερευνητές (π.χ. Byerly and DeNoyer 1958, Bonilla 1970, Bray et al. 1994 and Lazarte et al. 1994), σημαντική παραμόρφωση του εδάφους μπορεί να συμβεί μακριά από το κύριο ίχνος του διερρηγμένου ρήγματος, ώστε η τεκτονική παραμόρφωση που συνδέεται με την

επιφανειακή διάρρηξη ρήγματος να μπορεί να επιδράσει σε κατασκευές που βρίσκονται σε κάποια απόσταση από το ρήγμα (παρόλο που υπάρχουν επίσης πολλές περιπτώσεις όπου σχετικές εδαφικές μετακινήσεις είναι περιορισμένες σε μία αρκετά στενή ζώνη κατά μήκος του κύριου ρήγματος). Ο Bray (2001) συνοψίζει τους κινδύνους που συνδέονται με την επιφανειακή διάρρηξη ρήγματος, αναλυτικές διαδικασίες που χρησιμοποιούνται στην εκτίμηση αυτών των κινδύνων και μεθόδους σχεδιασμού που μπορούν να επιστρατευθούν για να μετριάσουν αυτούς τους κινδύνους. Η προσοχή μας σ' αυτήν την ενότητα εστιάζεται στη δυναμική ύπαρξη αυτών των εδαφικών μετατοπίσεων κοντά στα ρήγματα, δηλαδή τις εδαφικές κινήσεις παραμένουσας μετακίνησης (fling step ground motions).

Η παραμένουσα μετακίνηση (fling step), που είναι αποτέλεσμα μιας στατικής μετακίνησης του εδάφους, χαρακτηρίζεται γενικά από έναν παλμό ταχύτητας μονής διεύθυνσης και ένα μονοτονικό βήμα στη χρονοϊστορία των μετακινήσεων. Το διακριτό βήμα στη χρονοϊστορία των μετακινήσεων εμφανίζεται παράλληλα στη διεύθυνση της ολίσθησης του ρήγματος, δηλαδή κατά μήκος της «παράταξης» (strike) για περιπτώσεις οριζόντιας ολίσθησης (strike-slip) και κατά μήκος της «κλίσης» (dip) για περιπτώσεις κατακόρυφης βύθισης (dip-slip). Για να αποκτήσουμε μία αίσθηση του μεγέθους της παραμένουσας μετακίνησης που ίσως να είναι παρούσα στις καταγραφές του κοντινού πεδίου, η μετάφραση σε γλώσσα μηχανής των δεδομένων από τους Wells and Coppersmith (1994) παρέχει ένα χρήσιμο σημείο εκκίνησης. Για όλους τους τύπους ρηγμάτων, η μέγιστη μετακίνηση (MD) ρήγματος σε μέτρα (m) μπορεί να συσχετισθεί με το μέγεθος της σεισμικής ροπής (m) του γεγονότος μέσω της εξίσωσης παλινδρόμησης:

$$\log_{10}(MD) = -5.46 + 0.82 m \quad (1.10)$$

όπου η τυπική απόκλιση γι' αυτήν την εκτίμηση είναι 0.42 (σε μονάδες του \log_{10}). Η παραπάνω εξίσωση ισχύει για εύρος έντασης $m=5.2-8.1$ και για εύρος MD από 0.01 m σε 14.6 m. Η εκτίμηση της μετακίνησης του ρήγματος εξαρτάται σε κάποιο βαθμό από τον τύπο του ρήγματος και στη μελέτη των Wells και Coppersmith (1994) δίδονται συντελεστές συσχέτισης παλινδρόμησης χωριστά για ρήγματα οριζόντιας ολίσθησης και κανονικά ρήγματα. Παλινδρομήσεις σε σύνολο

δεδομένων ανάστροφων ρηγμάτων δεν ήταν σημαντικές. Η μέγιστη μετακίνηση ρήγματος απαντάται σε κάποιο σημείο κατά μήκος του ρήγματος και το μέγεθος της μετακίνησης του ρήγματος μεταβάλλεται κατά μήκος του ίχνους του ρήγματος. Η μέση μετακίνηση (AD) ρήγματος για όλους τους τύπους ρηγμάτων είναι:

$$\log_{10}(AD) = -4.80 + 0.69 m \quad (1.11)$$

όπου η τυπική απόκλιση γι' αυτήν την εκτίμηση είναι 0.36 (σε μονάδες του \log_{10}). Το εύρος της έντασης γι' αυτά τα γεγονότα είναι $m=5.6-8.1$. Γενικώς, η μέση μετακίνηση κατά μήκος της διάρρηξης ρήγματος στην επιφάνεια ισούται με περίπου το μισό της μέγιστης μετακίνησης, αν και αυτός ο λόγος διαφέρει σημαντικά.

Η μόνιμη μετακίνηση της επιφάνειας του εδάφους ως αποτέλεσμα της διάρρηξης ρήγματος μπορεί να ποικίλλει σημαντικά με την απόσταση μακριά από το ίχνος του ρήγματος. Τεκτονική μετακίνηση μακριά από το ρήγμα μπορεί να εντοπιστεί σε δευτερεύοντα ίχνη ρήγματος και λοιπές ασυνέχειες. Σχετική κίνηση εγκαρσίως ευδιάκριτων επιφανειακών διαρρήξεων είναι περισσότερο καταστροφική σε κατασκευές, αλλά όπως ανεφέρθη προηγουμένως, είναι πέραν του σκοπού αυτής της εργασίας. Για να έχουμε μία πολύ προσεγγιστική αίσθηση του μεγέθους της τεκτονικής παραμόρφωσης που μπορεί να συμβεί μακριά από την κύρια επιφανειακή διάρρηξη και, γι' αυτόν τον λόγο, να φανεί ως ένα αποτέλεσμα παραμένουσας μετακίνησης σε μία χρονοϊστορία μετακινήσεων, ευρήματα από μία μελέτη από τους Byerly και DeNoyer (1958) παρουσιάζονται. Η τεκτονική μετακίνηση από τον σεισμό του San Francisco το 1906 ($m \approx 7.8$) μετρήθηκε από γεωδαιτικές τοπογραφήσεις και από αυτές οι Byerly και DeNoyer (1958) ανέπτυξαν ένα μοντέλο, για να ποσοτικοποιήσουν το μέγεθος της τεκτονικής μετακίνησης (TD) υπό μία γενική έννοια ως μία συνάρτηση της απόστασης από το κύριο ίχνος ρήγματος. Το μοντέλο τους που είναι κατάλληλο μόνον για αυτό το γεγονός σε αυτό το γεωλογικό περιβάλλον δίνει:

$$TD = 194 \cot^{-1}(0.325 r_{\perp}) \quad (1.12)$$

όπου TD είναι το μέγεθος της τεκτονικής μετακίνησης σε εκατοστά (cm) και r_{\perp} είναι

η απόσταση από το ίχνος ρήγματος σε χιλιόμετρα (km) που μετριοούνται κάθετα στην «παράταξη» (strike). Η σχέση ανεπτύχθη, χρησιμοποιώντας μια μέγιστη μετακίνηση ρήγματος στο ίχνος ρήγματος των 300 cm περίπου. Για μικρότερης έντασης γεγονότα με μικρότερες τιμές της μέγιστης μετακίνησης ρήγματος στο ίχνος ρήγματος, αυτή η σχέση θα έπρεπε να διορθωθεί αναλόγως. Όπως ειπώθηκε προηγουμένως, το πρόβλημα είναι πιο σύνθετο από ό, τι αυτό το μοντέλο θα πρότεινε και παρουσιάζεται εδώ, μόνον για να έχουμε μία αίσθηση της τάξης της παραμένουσας μετακίνησης που μπορεί να συμβεί σε μια τοποθεσία ευρισκόμενη μακριά από το ίχνος του ρήγματος. Χαρτογραφήσεις της τεκτονικής παραμόρφωσης που προκύπτει από άλλα γεγονότα με επιφανειακή διάρρηξη ρήγματος, όπως οι σεισμοί «Kocaeli (1999)» και «Chi-Chi (1999)», θα δώσουν πιθανότατα σημαντικά στοιχεία σχετικά με αυτά που εξετάσαμε.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

Η ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΗΣ ΠΡΟΣΑΥΞΗΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η Προσαυξητική Δυναμική Ανάλυση (*Incremental Dynamic Analysis – IDA*) είναι μία παραμετρική μέθοδος ανάλυσης, η οποία εμφανίστηκε πρόσφατα σε διάφορες μορφές, προκειμένου να εκτιμήσει εκτενέστερα τη συμπεριφορά των κατασκευών υπό σεισμικά φορτία. Περιλαμβάνει την υποβολή του μοντέλου κάποιας κατασκευής σε μία (ή περισσότερες) καταγραφές εδαφικής κίνησης, η καθεμία από τις οποίες κλιμακώνεται σε διάφορα επίπεδα έντασης, παράγοντας έτσι μία (ή περισσότερες) καμπύλες απόκρισης ως προς κάποιο επίπεδο έντασης.

Η ανάπτυξη της υπολογιστικής ισχύος επιτρέπει την αναζήτηση ολοένα ακριβέστερων αλλά και συνθετότερων μεθόδων ανάλυσης. Έτσι, η κατάσταση της τεχνολογίας έχει προχωρήσει σταδιακά από την ελαστική στατική ανάλυση στη δυναμική ελαστική, την ανελαστική στατική και τελικώς στην ανελαστική δυναμική ανάλυση. Στην τελευταία περίπτωση, το σύνηθες ήταν το τρέξιμο διαφόρων καταγραφών, από μία φορά την κάθε μία, και η παραγωγή μίας ή περισσότερων αναλύσεων του «ενός σημείου», οι οποίες χρησιμοποιούνταν κατά κύριο λόγο για τον έλεγχο της σχεδιασθείσας κατασκευής. Από την άλλη πλευρά, μέθοδοι όπως η «μη-γραμμική στατική υπερωθητική» (Pushover) ή η «φασματικής ικανότητας» προσφέρουν, με κατάλληλη βαθμονόμηση του τρόπου στατικής φόρτισης, μία «συνεχή» εικόνα, καθώς εξετάζεται ολόκληρο το εύρος της συμπεριφοράς της κατασκευής, από την ελαστικότητα μέχρι τη διαρροή και τελικώς την κατάρρευση, διευκολύνοντας έτσι σημαντικά την κατανόηση του τρόπου παραμόρφωσης της κατασκευής.

Κατ' αναλογία με το πέρασμα από μία απλή στατική ανάλυση στην προσαυξητική στατική ανάλυση pushover, η ανάλυση των κατασκευών έχει προχωρήσει από μία απλή ανάλυση χρονοϊστορίας σε μία προσαυξητική (*Incremental Dynamic Analysis* ή *IDA*), στην οποία κλιμακώνεται η σεισμική

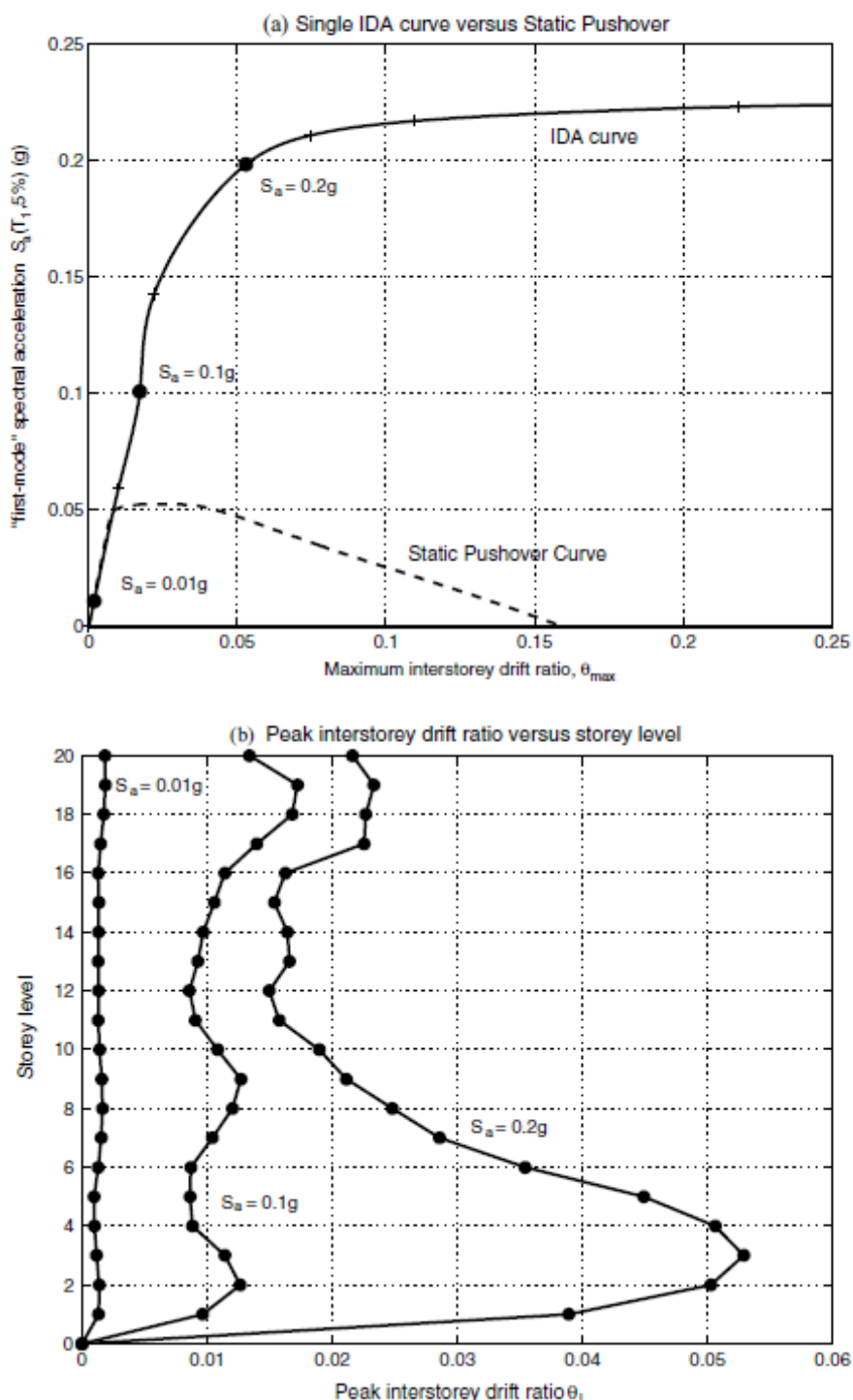
«φόρτιση». Η ιδέα απαντάται ήδη από το 1977 από τον Bertero και έχει προταθεί σε διάφορες μορφές στο έργο διαφόρων ερευνητών, συμπεριλαμβανομένων και των Lucio και Cornell, Bazzurro και Cornell, Yun and Foutch, Mehanny και Deierlein, Dubina et al., De Matteis et al., Nassar και Krawinkler και Psycharis et al.. Προσφάτως, έχει υιοθετηθεί και από τις οδηγίες της αμερικανικής FEMA ως «προσαυξητική δυναμική ανάλυση» (incremental dynamic analysis – IDA) και έχει καθιερωθεί ως πλέον σύγχρονη μέθοδος για τον προσδιορισμό της γενικής ικανότητας κατάρρευσης μιας κατασκευής. Η μελέτη της IDA έχει πλέον ευρύτατη και πολυσχιδή εφαρμογή και οι στόχοι της, κάποιοι από τους οποίους φαίνονται στο Σχ. 2.1α-β, περιλαμβάνουν:

1. Την κατανόηση σε βάθος του εύρους της απόκρισης της κατασκευής ή των «απαιτήσεων» σε σχέση με το εύρος των πιθανών διαβαθμίσεων του επιπέδου της έντασης των καταγραφών των εδαφικών κινήσεων.
2. Την καλύτερη κατανόηση των επιπτώσεων που επιφέρουν στην κατασκευή σπανιότερες/σοβαρότερες εδαφικές κινήσεις.
3. Την καλύτερη κατανόηση των αλλαγών στη φύση της απόκρισης της κατασκευής καθώς αυξάνει το επίπεδο της έντασης της εδαφικής κίνησης (π.χ. αλλαγές στην καθ' ύψος απόκριση της κατασκευής, έναρξη της απομείωσης της δυσκαμψίας και αντοχής της κατασκευής καθώς και τα μοτίβα και την ένταση με την οποία εμφανίζονται τα παραπάνω).
4. Την εκτίμηση της δυναμικής ικανότητας ολόκληρου του φορέα.
5. Και τέλος, δοθέντος ενός συνόλου εδαφικών καταγραφών, την κατανόηση της ευστάθειας (ή αστάθειας) των παραπάνω παραγόντων από καταγραφή σε καταγραφή.

2.2 ΒΑΣΙΚΕΣ ΕΝΝΟΙΕΣ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ IDA ΓΙΑ ΜΙΑ ΚΑΤΑΓΡΑΦΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ

Σε πρώτη φάση, ας ορίσουμε με σαφήνεια όλους τους χρησιμοποιούμενους όρους και ας ξεκινήσουμε τη δόμηση της μεθοδολογίας που θα ακολουθήσουμε, χρησιμοποιώντας ως βασικό στοιχείο την ιδέα της κλιμάκωσης ενός επιταχυνσιογραφήματος.

INCREMENTAL DYNAMIC ANALYSIS



Σχήμα 2.1 Ένα παράδειγμα της πληροφορίας που μπορεί να συναχθεί από μίας καταγραφής μελέτη IDA ενός 20ώροφου χαλύβδινου καμπτικού πλαισίου με όλκιμα μέλη και συνδέσεις, λαμβάνοντας υπόψη φαινόμενα P-Δ δευτέρας τάξεως, υποβαλλόμενο στην καταγραφή του El Centro (1940) (συνιστώσα παράλληλη στο ρήγμα).

Ας υποθέσουμε ότι μάς δίνονται ένα επιταχυνσιογράφημα, το οποίο έχουμε επιλέξει από μια βάση δεδομένων επιταχυνσιογραφήματων, στο οποίο θα αναφερόμαστε ως βασικό, όπως αυτό έχει καταγραφεί (παρ' όλο που μπορεί να έχει υποστεί κάποια επεξεργασία από σεισμολόγους), μη βαθμονομημένο επιταχυνσιογράφημα, ένα διάνυσμα με στοιχεία $a_1(t_i)$, $t=0, t_1, \dots, t_{n-1}$. Προκειμένου να εξηγηθούν ισχυρότερες ή ηπιότερες εδαφικές κινήσεις, εισάγουμε έναν απλό μετασχηματισμό, βάσει του οποίου πολλαπλασιάζουμε το πλάτος επιταχυνσιογραφήματος με έναν κοινό προσαυξητικό ή μειωτικό συντελεστή $\lambda \in [0, +\infty)$: $a_\lambda = \lambda \cdot a_1$. Η παραπάνω διαδικασία ισοδυναμεί με τον πολλαπλασιασμό του φάσματος ελαστικής επιτάχυνσης με λ ή ισοδύναμα με τον πολλαπλασιασμό με λ των πλατών όλων των συχνοτήτων των συναρτήσεων του μετασχηματισμού Fourier, χωρίς να μεταβάλλουμε το φασικό περιεχόμενο.

Ορισμός 1

Ο πολλαπλασιαστικός συντελεστής (*scale factor – SF*) ενός βαθμονομημένου επιταχυνσιογραφήματος a_λ είναι ο θετικός αριθμητικός συντελεστής $\lambda \in [0, +\infty)$ ο οποίος παράγει το a_λ , όταν εφαρμοστεί πολλαπλασιαστικά στη μη-βαθμονομημένη (φυσική) χρονοϊστορία επιταχύνσεων a_1 .

Ας σημειωθεί εδώ ότι ο *SF* αποτελεί μια μία προς μία απεικόνιση του αρχικού επιταχυνσιογραφήματος σε όλες τις κλιμακωμένες εικόνες του. Το $\lambda=1$ δηλώνει το αρχικό επιταχυνσιογράφημα, το $\lambda < 1$ ένα μειωμένο, ενώ το $\lambda > 1$ ένα αυξημένο.

Παρ' όλο που ο *SF* αποτελεί τον απλούστερο τρόπο περιγραφής των κλιμακωμένων εικόνων ενός επιταχυνσιογραφήματος, εντούτοις δεν προσφέρεται σε καμία περίπτωση για τους σκοπούς του μηχανικού, καθώς δεν παρέχει καμία πληροφορία για την πραγματική «ισχύ» της κλιμακωμένης καταγραφής, καθώς και της επίπτωσής της σε κάποια κατασκευή. Πρακτικότερο θα ήταν ίσως κάποιο μέγεθος το οποίο θα αποτελούσε μια μία προς μία απεικόνιση του *SF*, που όμως θα έδινε πληροφορίες για την ενδεχόμενη καταστροφική δύναμη του τελευταίου.

Ορισμός 2

Το μέτρο της έντασης μιας μονοτονικώς κλιμακούμενης εδαφικής κίνησης (*intensity measure – IM*) ενός βαθμονομημένου επιταχυνσιογραφήματος a_λ είναι ο θετικός αριθμητικός συντελεστής $IM \in [0, +\infty)$ που αποτελεί μια συνάρτηση

$IM=f_{a1}(\lambda)$ και που εξαρτάται από το μη-βαθμονομημένο επιταχυνσιογράφημα a_1 και μονοτονικά αυξάνει με τον αριθμητικό συντελεστή λ .

Παρ' όλο που έχουν προταθεί πολλές ποσότητες για το χαρακτηρισμό της «έντασης» μιας εδαφικής καταγραφής, δεν είναι πάντοτε προφανές το πώς αυτές θα κλιμακωθούν (π.χ. το Μέγεθος Σεισμικής Ροπής, η διάρκεια, η Τροποποιημένη κλίμακα Έντασης Mercalli). Οι παραπάνω ποσότητες θα πρέπει να χαρακτηρισθούν ως μη-κλιμακούμενες. Συνήθη παραδείγματα κλιμακούμενων IMs αποτελούν η Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση (PGA), η Μέγιστη Εδαφική Ταχύτητα, η Φασματική Επιτάχυνση για απόσβεση $\xi=5\%$ για την πρώτη ιδιοπερίοδο της κατασκευής ($S_a(T_1, 5\%)$) και ο κανονικοποιημένος συντελεστής $R=\lambda/\lambda_{yield}$, (όπου λ_{yield} για δεδομένη κατασκευή και επιταχυνσιογράφημα ο μικρότερος απαιτούμενος συντελεστής προκειμένου να προκληθεί διαρροή), ο οποίος είναι αριθμητικά ισοδύναμος με το μειωτικό συντελεστή ορίου διαρροής R-factor (για παράδειγμα για διγραμμικά μονοβάθμια συστήματα). Οι παραπάνω IM είναι ανάλογοι του SF , καθώς ικανοποιούν τη σχέση $IM_{prop}=\lambda \cdot f_{a1}$. Από την άλλη πλευρά, η ποσότητα $S_{am}(T_1, \xi, a, b, c)=[S_a(T_1, \xi)]^p \cdot [S_a(cT_1, \xi)]^b$, η οποία προτάθηκε από τους Shome και Cornell και Mehanny και Deierlein είναι μεν κλιμακούμενη και μονοτονική, όχι όμως αναλογική, εκτός αν $a+b=1$. Έχουν προταθεί επίσης κάποια μη-μονοτονικά IMs , όπως η ανελαστική μετακίνηση ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή από τους Lucio και Cornell, αλλά δεν θα εστιάσουμε σ' αυτά, ώστε εφεξής το IM θα σημαίνει απλουστευτικά μονοτονικό και κλιμακούμενο, εκτός αν ορίζεται διαφορετικά.

Ορισμός 3

Μέτρο βλάβης (damage measure – DM) ή μέτρο κατάστασης της κατασκευής είναι ο θετικός αριθμητικός συντελεστής $DM \in [0, +\infty)$ που χαρακτηρίζει την επιπλέον απόκριση του δομικού μοντέλου σ' ένα προκαθορισμένο σεισμικό φορτίο.

Με άλλα λόγια, ένα DM είναι μία αισθητή ποσότητα που είναι μέρος του αποτελέσματος ή μπορεί να συναχθεί από το αποτέλεσμα της αντίστοιχης μη-γραμμικής δυναμικής ανάλυσης. Πιθανές επιλογές θα μπορούσε να είναι η μέγιστη τέμνουσα βάση, οι στροφές των κόμβων, η μέγιστη πλαστιμότητα των ορόφων, διάφοροι άλλοι δείκτες βλάβης (όπως π.χ. η συνολική αθροιστική υστερητική ενέργεια, ο γενικός δείκτης Park–Ang ή ο δείκτης ευστάθειας κατά τον Mehanny, η

μέγιστη μετακίνηση κορυφής, η μέγιστη γωνία στροφής ορόφου $\theta_1, \theta_2, \dots, \theta_n$ μιας κατασκευής με n ορόφους ή το μέγιστο αυτών, $\theta_{max} = \max(\theta_1, \dots, \theta_n)$. Η επιλογή του κατάλληλου DM εξαρτάται από τη χρήση του καθώς και από την ίδια την κατασκευή. Μπορεί να είναι σκόπιμη η χρήση δύο ή και περισσότερων DMs (οι οποίοι προκύπτουν από τις ίδιες μη-γραμμικές αναλύσεις), προκειμένου να αποτιμήσουμε διαφορετικά χαρακτηριστικά της απόκρισης της κατασκευής, οριακές καταστάσεις ή τύπους αστοχίας. Αν θέλουμε να εκτιμήσουμε τις βλάβες σε μη-δομικά στοιχεία ενός πολυωρόφου πλαισίου, είναι προφανής η επιλογή των μέγιστων επιταχύνσεων των ορόφων. Από την άλλη πλευρά, όταν πρόκειται για τις κατασκευαστικές βλάβες πλαισιωτών κτηρίων, η στροφή θ_{max} σχετίζεται επαρκώς με τις στροφές των κόμβων, καθώς και με τη συνολική κατάρρευση της κατασκευής ή την τοπική κατάρρευση ορόφου και επομένως είναι ένας ισχυρός «υποψήφιος» για το DM .

Ορισμός 4

Μία μελέτη IDA μιας μονής καταγραφής (*single-record IDA study*) είναι μια μελέτη δυναμικής ανάλυσης ενός δοσμένου μοντέλου κατασκευής που παραμετροποιείται από τον πολλαπλασιαστικό συντελεστή μιας δοσμένης χρονοϊστορίας εδαφικής κίνησης.

Γνωστή επίσης απλά και ως IDA ή *δυναμική υπερωθητική ανάλυση* (*dynamic pushover – DPO*), περιλαμβάνει μια σειρά δυναμικών ανελαστικών αναλύσεων εκτελουμένων επί τη βάση κλιμακωμένων εικόνων ενός επιταχυνσιογραφήματος, των οποίων τα IMs επιλέγονται, έτσι ώστε να καλύπτουν στην ιδανική περίπτωση ολόκληρο το εύρος απόκρισης της κατασκευής, από την ελαστική έως την ανελαστική απόκριση και τελικά την κατάρρευσή της. Σκοπός της είναι η καταγραφή των DMs του μοντέλου της κατασκευής σε κάθε επίπεδο IM της κλιμακωμένης εδαφικής κίνησης. Οι τιμές που προκύπτουν συχνά παριστάνονται γραφικά ως προς το επίπεδο έντασης ως συνεχείς καμπύλες.

Ορισμός 5

Μια καμπύλη IDA (*IDA Curve*) είναι μία γραφική παράσταση ενός μέτρου κατάστασης της κατασκευής (DM) σε μία μελέτη IDA σε σχέση με ένα ή περισσότερα IMs που χαρακτηρίζουν το εφαρμοζόμενο κλιμακωμένο

επιταχυνσιογράφημα.

Μια καμπύλη *IDA* μπορεί να απεικονισθεί σε δύο ή περισσότερες διαστάσεις, ανάλογα με τον αριθμό των *IMs*. Προφανώς, τουλάχιστον ένας από αυτούς πρέπει να διαθέτει δυνατότητα κλιμάκωσης. Στη συνήθη πρακτική των μηχανικών, τέτοια διαγράμματα συχνά απεικονίζονται «ανάποδα», δηλαδή η ανεξάρτητη μεταβλητή είναι το *IM* που θεωρείται ανάλογο προς τη «δύναμη» και παριστάνεται γραφικά στον κατακόρυφο άξονα (Σχ. 2.1α), όπως σε μία καμπύλη τάσης – παραμόρφωσης, δύναμης – μετατόπισης ή γραφήματα μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης Pushover (SPO). Όπως είναι προφανές, τα αποτελέσματα μιας μελέτης *IDA* μπορούν να παρασταθούν γραφικά σ' ένα πλήθος διαφορετικών καμπυλών *IDA*, ανάλογα με την επιλογή των *IMs* και του *DM*.

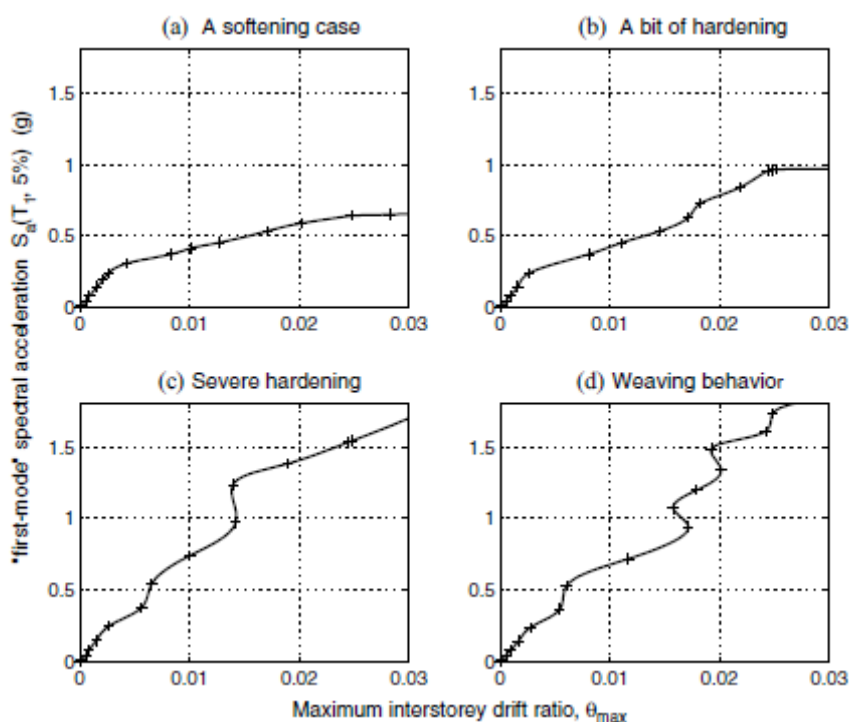
Για την διευκρίνιση της ιδέας της *IDA*, θα χρησιμοποιήσουμε αρκετά μοντέλα πολλών βαθμών ελευθερίας (MDOF) και ενός βαθμού ελευθερίας (SDOF) κίνησης ως παραδείγματα στις επόμενες ενότητες. Ειδικότερα, τα μοντέλα MDOFs που χρησιμοποιούνται είναι ένα 20-ώροφο μεταλλικό καμπτικό πλαίσιο με όγκιμα μέλη και συνδέσεις ($T_1=4$ sec), που περιλαμβάνει μία πρώτης τάξεως αντιμετώπιση των γενικών γεωμετρικών μη-γραμμικοτήτων (P-Δ φαινόμενα), ένα 9-ώροφο κτήριο ($T_1=2.2$ sec) και ένα 3-ώροφο μεταλλικό καμπτικό πλαίσιο με όγκιμα μέλη, ψαθυρές συνδέσεις και φαινόμενα P-Δ ($T_1=1.3$ sec) και τέλος ένα 5-ώροφο μεταλλικό πλαίσιο με συνδέσμους δυσκαμψίας και με όγκιμα μέλη και συνδέσεις με φαινόμενα P-Δ ($T_1=1.8$ sec).

2.3 ΓΕΝΙΚΕΣ ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΤΗΣ ΚΑΜΠΥΛΗΣ *IDA*

Η μελέτη *IDA* αναφέρεται ειδικά στο εκάστοτε επιταχυνσιογράφημα και μοντέλο της κατασκευής. Υποβαλλόμενο σε διαφορετικές εδαφικές κινήσεις, ένα συγκεκριμένο μοντέλο μπορεί να παραγάγει πολύ ανόμοιες μεταξύ τους αποκρίσεις, οι οποίες είναι δύσκολο να προσδιορισθούν εκ των προτέρων. Παρατηρώντας, για παράδειγμα, το Σχ. 2.2, διαπιστώνουμε ότι η απόκριση του εν λόγω πλαισίου κυμαίνεται από μια σταδιακή εξασθένιση προς κατάρρευση μέχρι μια γρήγορη, μη-μονοτονική, κυματοειδή συμπεριφορά. Κάθε ένα από τα γραφήματα παρουσιάζει τις *απαιτήσεις* που επιβάλλονται στην κατασκευή από κάθε εδαφική καταγραφή σε διάφορα επίπεδα έντασης και τόσο οι ομοιότητες όσο

και οι ανομοιότητες τους παρουσιάζουν κάποιο ενδιαφέρον.

Όλες οι καμπύλες παρουσιάζουν μια διακριτή ελαστική περιοχή, η οποία λήγει για $S_a^{yield}(T_1, 5\%) \approx 0.2g$ και $\theta_{max}^{yield} \approx 0.2\%$, οπότε και συμβαίνει ο πρώτος λυγισμός των συνδέσμων δυσκαμψίας. Στην πραγματικότητα, κάθε μοντέλο με αρχικώς ελαστικά στοιχεία παρουσιάζει τέτοια συμπεριφορά, η οποία τερματίζεται τη στιγμή που εμφανίζεται η πρώτη μη-γραμμικότητα, δηλαδή όταν οποιοδήποτε στοιχείο φτάσει στο τέλος της ελαστικής περιοχής του. Την κλίση IM/DM αυτού του κλάδου σε κάθε καμπύλη IDA θα την ονομάζουμε ελαστική «στιβαρότητα» για τα δοθέντα DM , IM . Συνήθως μεταβάλλεται σε κάποιο βαθμό από καταγραφή σε καταγραφή, όμως παραμένει σταθερή ανεξαρτήτως καταγραφής για μονοβάθμια συστήματα ακόμα και για πολυβάθμια συστήματα, αν το IM λαμβάνει υπόψιν την επιρροή ανώτερων ιδιομορφών.



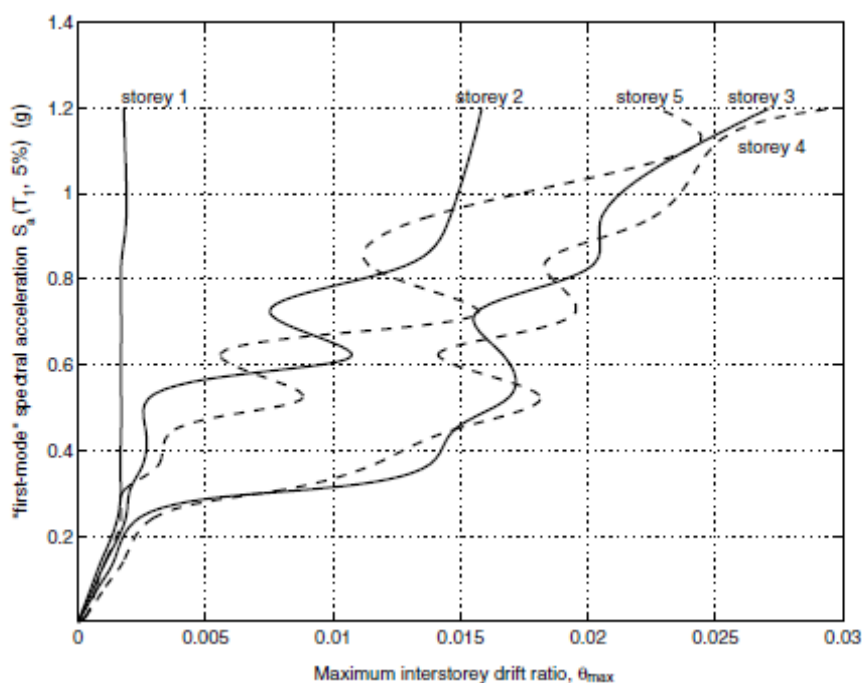
Σχήμα 2.2 Καμπύλες IDA για ένα 5-ώροφο μεταλλικό πλαίσιο με συνδέσμους δυσκαμψίας ($T_1=1.8$ sec) υποβαλλόμενο σε τέσσερις (4) διαφορετικές καταγραφές.

Εστιάζοντας στο άλλο άκρο των καμπυλών του Σχ. 2.2, παρατηρούμε ότι τερματίζονται σε διαφορετικά επίπεδα του IM . Η καμπύλη (a) «χαλαρώνει» απότομα μετά τον πρώτο λυγισμό και επιταχύνει απότομα προς μεγάλες μετακινήσεις μέχρι την τελική κατάρρευση. Από την άλλη πλευρά, οι καμπύλες (c)

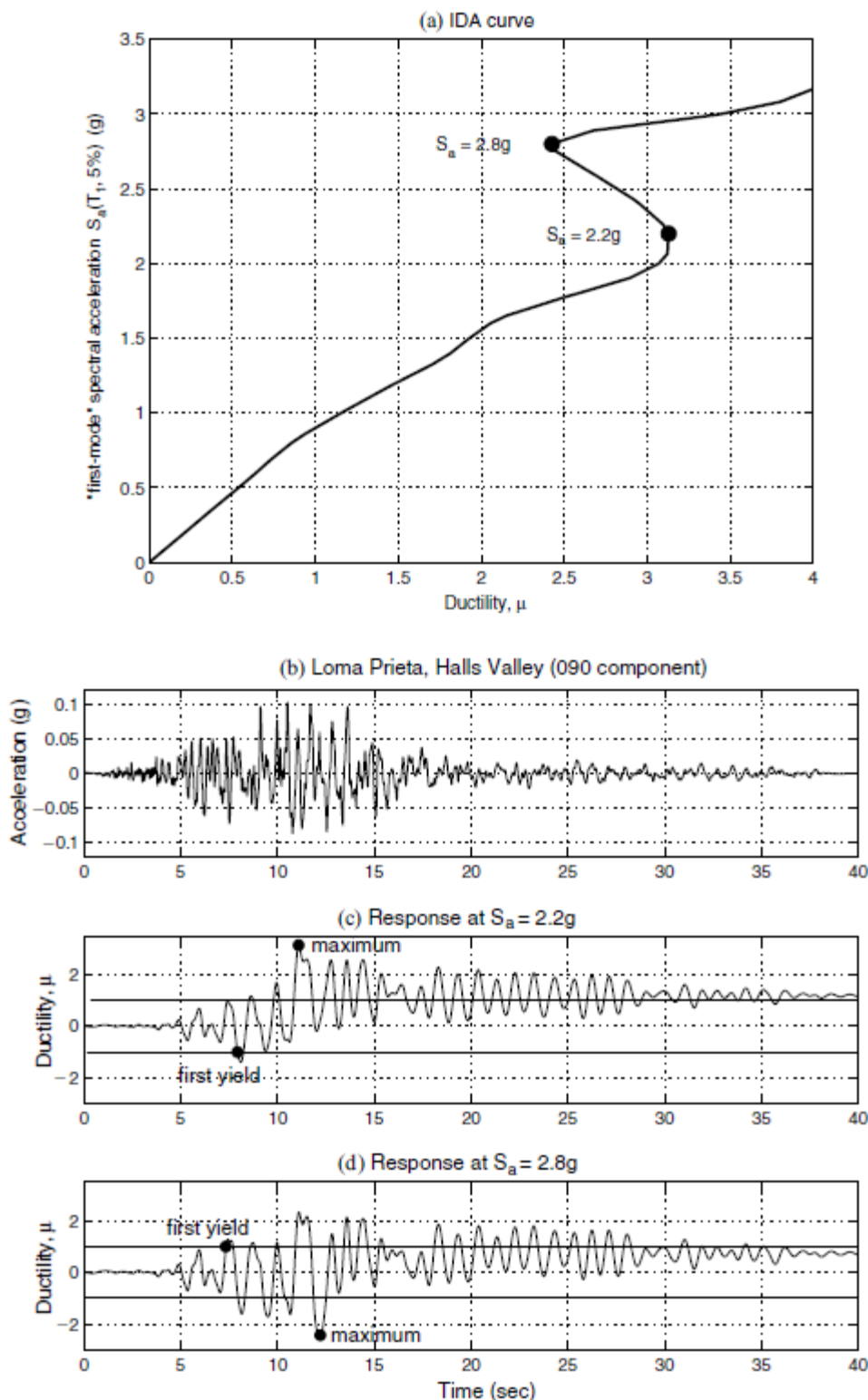
και (d) φαίνεται να ελίσσονται γύρω από την ευθεία του ελαστικού κλάδου. Ακολουθούν στενά το γνωστό κανόνα των *ίσων μετατοπίσεων*, δηλαδή την εμπειρική παρατήρηση ότι, για κατασκευές μεσαίας περιόδου, οι ανελαστικές συνολικές μετακινήσεις είναι περίπου ίσες με τις αντίστοιχες ελαστικές. Οι κυματοειδείς μορφές που εμφανίζουν οι καμπύλες (c) και (d) αποτελούν διαδοχικά τμήματα της «χαλάρωσης» (softening) και της «κράτυνσης» (hardening), περιοχές όπου η τοπική κλίση της καμπύλης (ή δυσκαμψία) μειώνεται με την αύξηση του *IM* και άλλες στις οποίες αυξάνεται. Σε όρους μηχανικής, αυτό σημαίνει ότι κατά διαστήματα η κατασκευή υπόκειται σε επιταχυνόμενο ρυθμό συσσώρευσης του *DM*, ενώ σε άλλες χρονικές στιγμές μια επιβράδυνση συμβαίνει, η οποία μπορεί να είναι αρκετά ισχυρή, ώστε να ανακόψει αμέσως τη συσσώρευση ή ακόμα και να την αναστρέψει, τραβώντας έτσι τοπικά την καμπύλη *IDA* προς χαμηλότερα *DMs* και κάνοντάς την μια μη-μονοτονική συνάρτηση του *IM* (Σχ. 2.2d). Τέλος, υποθέτοντας ότι το μοντέλο προβλέπει κάποιο μηχανισμό κατάρρευσης και ότι το χρησιμοποιούμενο *DM* μπορεί να τον εντοπίσει, παρουσιάζεται ένα τελικό τμήμα «χαλάρωσης», όταν η κατασκευή συσσωρεύει το *DM* με ολοένα αυξανόμενους ρυθμούς, σηματοδοτώντας την έναρξη *δυναμικής αστάθειας*. Αυτή ορίζεται, κατ' ανάλογο τρόπο με τη στατική αστάθεια, ως το σημείο στο οποίο οι παραμορφώσεις αυξάνονται απεριόριστα για απειροστή αύξηση του *IM*. Τότε, για τη μέγιστη τιμή του *IM* η καμπύλη γίνεται οριζόντια καθώς το *DM* κινείται προς το «άπειρο» (Σχ. 2.2a-b). Παρ' όλο που τα παραδείγματα που παρουσιάζονται αφορούν στα μεγέθη $S_a(T_1, 5\%)$ και θ_{max} , αυτή η συμπεριφορά παρατηρείται για μια ευρεία γκάμα *DMs* και *IMs*.

Η «κράτυνση» στις καμπύλες *IDA* δεν είναι μια καινούργια παρατήρηση, μιας και έχει ήδη αναφερθεί ακόμα και για απλά διγραμμικά ελαστικά-τελείως πλαστικά συστήματα, π.χ. από τον Chopra (1995, σελ. 257-259). Παρ' όλα αυτά, εξακολουθεί να είναι αντίθετο με τη διαίσθησή μας το γεγονός ότι ένα σύστημα το οποίο παρουσίασε υψηλή απόκριση για δεδομένο επίπεδο έντασης μπορεί να παρουσιάσει την ίδια ή και χαμηλότερη απόκριση, όταν υποβληθεί σε μεγαλύτερες σεισμικές εντάσεις λόγω πολύ μεγάλης «κράτυνσης». Όμως, πρέπει να σημειωθεί εδώ ότι σημαντικό ρόλο παίζει όχι μόνο η ένταση του επιταχυνσιογραφήματος, αλλά μάλλον η μορφή του και ο χρόνος που αυτό ακολουθεί. Καθώς το επιταχυνσιογράφημα μεγεθύνεται, ασθενείς κύκλοι απόκρισης νωρίς στη

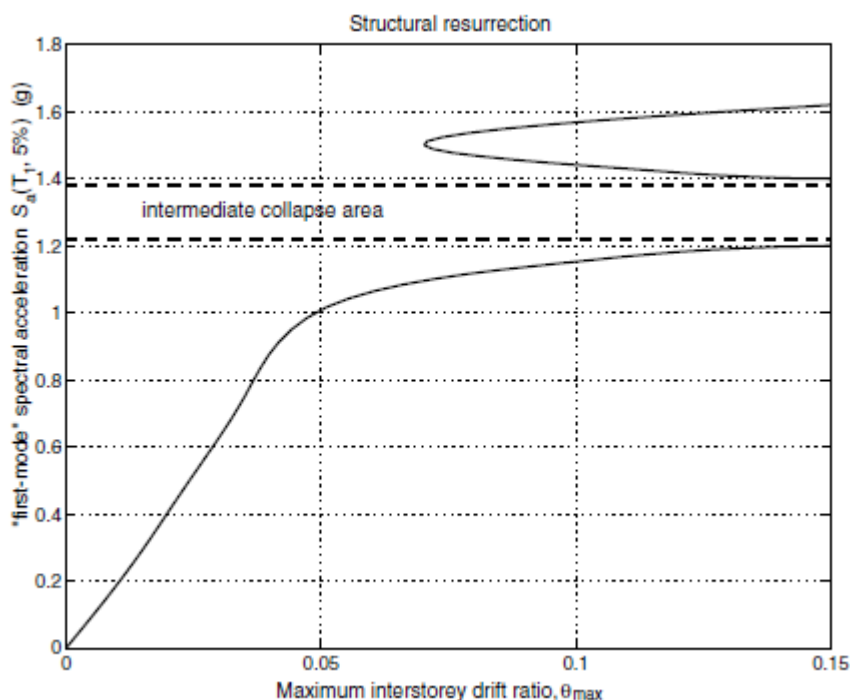
χρονοϊστορία γίνονται αρκετά ισχυροί, ώστε να προκαλέσουν βλάβη (διαρροή), αλλάζοντας έτσι τις ιδιότητες της κατασκευής για τους επόμενους, ισχυρότερους κύκλους. Για πολυώροφες κατασκευές, μια ισχυρότερη εδαφική κίνηση μπορεί να οδηγήσει σε πρωιμότερη διαρροή κάποιου ορόφου, η οποία με τη σειρά της λειτουργεί ως δικλείδα ασφαλείας, ανακουφίζοντας κάποιον άλλο (συνήθως υψηλότερο) όροφο, όπως φαίνεται στο Σχ. 2.3. Ακόμα και απλοί ταλαντωτές, όταν αυτοί αναγκάζονται να διαρρεύσουν σε κάποιον πρωιμότερο κύκλο, μπορεί να εμφανίσουν μικρότερη απόκριση σε επόμενους κύκλους, οι οποίοι είχαν προκαλέσει υψηλότερες τιμές του DM προηγουμένως (Σχ. 2.4), ίσως λόγω της παρατηρούμενης «επιμήκυνσης της περιόδου». Τα ίδια φαινόμενα εξηγούν την «επιαναφορά της κατασκευής» (structural resurrection), μία ακραία περίπτωση «κράτυνσης», στην οποία ένα σύστημα ωθείται εντελώς μέχρι τη συνολική κατάρρευση (δηλαδή ο κώδικας της ανάλυσης δεν συγκλίνει, παράγοντας «αριθμητικώς άπειρα» DMs) για κάποιο IM , μόνο για να επανέλθει σε κατάσταση μη-κατάρρευσης σε κάποιο υψηλότερο επίπεδο έντασης, παρουσιάζοντας μεν υψηλή απόκριση, όμως ακόμη σταθερή (Σχ. 2.5).



Σχήμα 2.3 Καμπύλες IDA της μέγιστης στροφής ορόφου (peak interstorey drift) για κάθε όροφο ενός 5-ώροφου μεταλλικού πλαισίου με συνδέσμους δυσκαμψίας ($T_1=1.8$ sec). Παρατηρήστε τη σύνθετη «κυματοειδή» αλληλεπίδραση, όπου η ακραία «χαλάρωση» του 2^{ου} ορόφου λειτουργεί ως μία «δικλείδα ασφαλείας» για την ανακούφιση των ανωτέρων ορόφων (3,4,5).



Σχήμα 2.4 Πλαστιμότητα ενός μονοβάθμιου ελαστοπλαστικού ταλαντωτή ($T=1$ sec) σε διάφορα επίπεδα δόνησης. Η πρωιμότερη διαρροή στην ισχυρότερη εδαφική κίνηση οδηγεί σε μία μικρότερη μέγιστη απόκριση κατ' απόλυτη τιμή.



Σχήμα 2.5 Επαναφορά της κατασκευής (*structural resurrection*) στην καμπύλη *IDA* ενός 3-ωρόφου μεταλλικού καμπτικού πλαισίου με ψαθυρές συνδέσεις ($T_1=1.3$ sec).

Λόγω της πολυπλοκότητας που παρουσιάζει η καμπύλη *IDA* ακόμα και σε δύο διαστάσεις, είναι φυσικό να εξετάσουμε τις ιδιότητές της ως μία μαθηματική οντότητα. Υποθέτοντας ένα μονοτονικό *IM*, η καμπύλη *IDA* γίνεται μια συνάρτηση ($[0, +\infty) \rightarrow [0, +\infty)$), δηλαδή κάθε τιμή του *IM* παράγει μία μοναδική τιμή του *DM*, ενώ για κάθε δοθείσα τιμή *DM* υπάρχει τουλάχιστον ένας ή περισσότεροι *IMs* (για μη-μονοτονικές καμπύλες *IDA*), καθώς η απεικόνιση δεν είναι απαραίτητα “1-1”. Επίσης, η καμπύλη *IDA* δεν είναι απαραίτητα ομαλή, μιας και το *DM* ορίζεται συχνά ως η μέγιστη, κατ’ απόλυτη τιμή, τιμή της απόκρισης, οπότε εξ ορισμού είναι μη-διαφορήσιμος. Επιπλέον, μπορεί να περιέχει έναν αριθμό (ας ελπίσουμε πεπερασμένο) ασυνεχειών, λόγω των πολλαπλών καταρρεύσεων και διαδοχικών «επαναφορών» της κατασκευής.

2.4 ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΑΙ ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΣΕ ΚΑΜΠΥΛΕΣ *IDA*

Οι στάθμες επιτελεστικότητας ή οριακές καταστάσεις είναι σημαντικά συστατικά του αντισεισμικού σχεδιασμού των κατασκευών με στάθμες

επιτελεστικότητα (performance-based earthquake engineering – PBEE) και η καμπύλη *IDA* περιέχει τις απαραίτητες πληροφορίες για την εκτίμησή τους. Όμως, πρέπει να ορίσουμε αυτά τα συστατικά με έναν λιγότερο αφηρημένο τρόπο που να έχει νόημα σε μια καμπύλη *IDA*, δηλαδή μέσω ενός ισχυρισμού ή ενός κανόνα που, όταν ικανοποιούνται, οι ενδείξεις οδηγούν σε μια οριακή κατάσταση. Για παράδειγμα, η «Άμεση Χρήση» (Immediate Occupancy) είναι μία στάθμη επιτελεστικότητας που έχει συνδεθεί με μία δεδομένη τιμή του *DM*, συνήθως σε όρους της στροφής ορόφου θ_{max} , ενώ η συνολική κατάρρευση συνδέεται με την τιμή του *IM* ή *DM*, όπου και παρατηρείται δυναμική αστάθεια.

Η αιτία των πολλαπλών σημείων που μπορούν να ικανοποιήσουν έναν κανόνα οριακής κατάστασης είναι κυρίως το θέμα της «κράτυνσης» και η ακραία της μορφή, η «επιαναφορά της κατασκευής» (structural resurrection). Γενικά, θα ήθελε κανείς να είναι συντηρητικός και να θεωρήσει το χαμηλότερο, σε όρους *IM*, σημείο που θα σηματοδοτήσει την οριακή κατάσταση. Γενικεύοντας αυτήν την σκέψη στη συνολική καμπύλη *IDA*, σημαίνει ότι θα απορρίψουμε το τμήμα της πάνω από την γραμμή του πλατώ (σε όρους *IM*) και να θεωρήσουμε απλά μόνο τα σημεία μέχρι αυτή την πρώτη ένδειξη δυναμικής αστάθειας.

Συνήθως, στην πρόβλεψη της κατάρρευσης μιας κατασκευής ταυτίζουμε τη δυναμική με την αριθμητική αστάθεια. Σαφέστατα, η μη-σύγκλιση της αριθμητικής χρονικής ολοκλήρωσης είναι το ασφαλέστερο και ίσως το μόνο αριθμητικό ισοδύναμο του πραγματικού φαινομένου της δυναμικής κατάρρευσης. Θα πρέπει όμως εδώ να τονιστεί ότι η μη-σύγκλιση επηρεάζεται από την αριθμητική μέθοδο που χρησιμοποιούμε, το μέγεθος βήματος της επανάληψης, ακόμα και από το σφάλμα στρογγυλοποίησης. Συνεπώς, θα υποθέτουμε ότι έχουμε φροντίσει τα παραπάνω θέματα όσο το δυνατόν καλύτερα, ώστε οι προβλέψεις που κάνουμε να είναι ακριβείς σε ικανοποιητικό βαθμό. Τώρα, μπορούμε να ορίσουμε τους πιο βασικούς κανόνες για τον καθορισμό μίας οριακής κατάστασης.

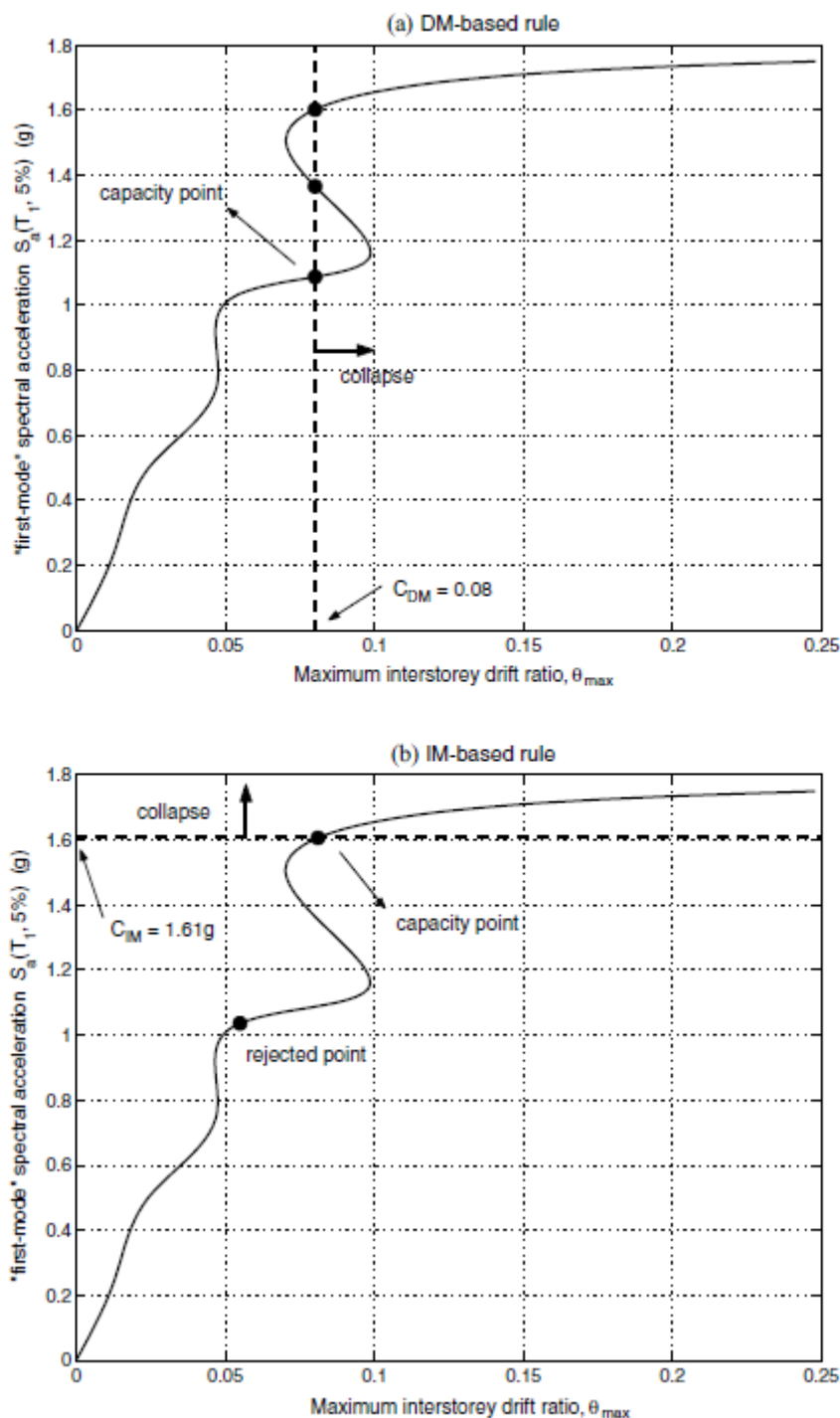
Ο πρώτος κανόνας βασίζεται στο *DM* και προκύπτει από τον εξής ισχυρισμό: «Εάν ισχύει $DM \geq C_{DM}$, τότε η οριακή κατάσταση υπερβαίνεται» (Σχ. 2.6α). Η βασική ιδέα είναι συνήθως ότι το *DM* είναι ένας δείκτης βλάβης, και ως εκ τούτου, όταν αυξάνει πέραν από μία συγκεκριμένη τιμή, το μοντέλο της κατασκευής υποτίθεται ότι είναι εντός της οριακής κατάστασης. Τέτοιες τιμές για το C_{DM} μπορούν να αποκτηθούν μέσω πειραμάτων, θεωρίες και εμπειρίες της μηχανικής

και δεν μπορεί να είναι ντετερμινιστικές, αλλά θα έχουν μία πιθανοτική κατανομή. Ένα παράδειγμα είναι το όριο του $\theta_{max}=2\%$ που δηλώνει τη στάθμη «Άμεση Χρήση» για μεταλλικά καμπικά πλαίσια με συνδέσεις τύπου-1 στις οδηγίες της FEMA. Άλλες τιμές γι' αυτό το όριο δίνει η FEMA. Οι κανόνες που βασίζονται στο *DM* έχουν το πλεονέκτημα της απλότητας και της ευκολίας υλοποίησης, ειδικότερα για στάθμες επιτελεστικότητας εκτός από την κατάρρευση.

Ο εναλλακτικός κανόνας που βασίζεται στο *IM* κυρίως δημιουργήθηκε από την ανάγκη καλύτερης εκτίμησης της ικανότητας κατάρρευσης, μέσω ενός σημείου στην καμπύλη *IDA* που ξεκάθαρα τη χωρίζει σε δύο περιοχές, της μη-κατάρρευσης (μικρότερο *IM*) και αυτήν της κατάρρευσης (μεγαλύτερο *IM*). Για μονοτονικά *IMs*, ένας τέτοιος κανόνας δημιουργείται από τον εξής ισχυρισμό: «Εάν ισχύει $IM \geq C_{IM}$, τότε η οριακή κατάσταση υπερβαίνεται» (Σχ. 2.6b). Μια σημαντική διαφορά με την προηγούμενη περίπτωση είναι η δυσκολία στον καθορισμό μιας τιμής του C_{IM} που σηματοδοτεί την κατάρρευση για όλες τις καμπύλες *IDA*, συνεπώς πρέπει να γίνει χωριστά καμπύλη προς καμπύλη. Ακόμη, το πλεονέκτημα είναι ότι δημιουργεί ξεκάθαρα μια μονή περιοχή κατάρρευσης και το μειονέκτημα ότι υπάρχει δυσκολία στον καθορισμό ενός τέτοιου σημείου για κάθε καμπύλη μ' έναν ομοιόμορφο τρόπο. Γενικώς, ένας τέτοιος κανόνας καταλήγει σε περιγραφές της ικανότητας για το *IM* και το *DM*. Μία ειδική (ακραία) περίπτωση είναι να πάρουμε το «τελικό» σημείο της καμπύλης ως την ικανότητα, δηλαδή χρησιμοποιώντας την χαμηλότερη γραμμή του πλατώ για τον καθορισμό της ικανότητας σε όρους του *IM*, όπου όλα τα σημεία της καμπύλης *IDA* μέχρι την πρώτη εμφάνιση της πρώτης δυναμικής αστάθειας θεωρείται ως μη-κατάρρευση.

Σύμφωνα με τον κανονισμό FEMA, το τελευταίο σημείο της καμπύλης με μια επαπτόμενη κλίση ίση με το 20% της ελαστικής κλίσης ορίζεται ως το σημείο ικανότητας (αντίστασης). Αυτό προκύπτει θεωρώντας ότι οριζοντίωση της καμπύλης είναι ένα δείγμα δυναμικής αστάθειας (δηλαδή το *DM* παίρνει πολύ μεγάλες τιμές και επιταχύνεται προς το «άπειρο»). Καθώς το «άπειρο» δεν είναι ένα δυνατό αριθμητικό αποτέλεσμα, είμαστε ικανοποιημένοι με το να επιστρέψουμε σ' έναν ρυθμό αύξησης του θ_{max} ίσο με πέντε (5) φορές τον αρχικό/ελαστικό ρυθμό, ως την περιοχή όπου καταγράφουμε το σημείο ικανότητας. Ιδιαίτερη προσοχή χρειάζεται, καθώς η δυνατή «κυματοειδής» συμπεριφορά μιας καμπύλης *IDA* μπορεί να δώσει αρκετά τέτοια σημεία, όπου η

κατασκευή φαίνεται να κατευθύνεται προς κατάρρευση, μόνο για να επανέλθει κάπως σ' ένα υψηλότερο επίπεδο του IM , όπως στο Σχ. 2.6b. Κατ' αρχήν, αυτά τα χαμηλότερα σημεία πρέπει συνεπώς να απορριφθούν ως υποψήφια κατάρρευσης.



Σχήμα 2.6 Δύο διαφορετικοί κανόνες που παράγουν πολλαπλά σημεία ικανότητας για ένα 3-ώροφο μεταλλικό καμπτικό πλαίσιο με ψαθυρές συνδέσεις ($T_1=1.3$ sec). Ο κανόνας DM, όπου DM είναι το θ_{max} , εφαρμόζεται για $C_{DM}=0.08$ και ο κανόνας IM χρησιμοποιεί το κριτήριο της 20% κλίσης.

2.5 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΑΜΠΥΛΩΝ *IDA* ΠΟΛΛΩΝ ΚΑΤΑΓΡΑΦΩΝ

Όπως συνάγεται από τα παραπάνω, μια μελέτη *IDA* μίας μονής καταγραφής δεν μπορεί να συλλάβει πλήρως την απόκριση του κτηρίου σε κάποιο μελλοντικό γεγονός. Η *IDA* εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από την επιλεγείσα καταγραφή, επομένως χρειάζεται ένας επαρκής αριθμός καταγραφών, ώστε να καλυφθεί όλο το εύρος των πιθανών αποκρίσεων της κατασκευής. Επομένως, καταφεύγουμε αναγκαστικά στην υποβολή του μοντέλου της κατασκευής σε μια σειρά καταγραφών εδαφικών κινήσεων.

Ορισμός 6

Μία μελέτη *IDA* πολλών καταγραφών (*multi-record IDA study*) είναι μία συλλογή από μελέτες *IDA* μονής καταγραφής του ίδιου όμως φορέα υπό διαφορετικά επιταχυνσιογραφήματα.

Μια τέτοια μελέτη παράγει αντίστοιχα μία σειρά καμπυλών *IDA*, οι οποίες, για μια κοινή επιλογή των *IMs* και του ίδιου *DM*, μπορούν να απεικονιστούν γραφικά στο ίδιο γράφημα, όπως στο Σχ. 2.7α για ένα 5-ώροφο μεταλλικό πλαίσιο με συνδέσμους δυσκαμψίας.

Ορισμός 7

Μία σειρά καμπυλών *IDA* (*IDA curve set*) είναι μια συλλογή από καμπύλες *IDA* του ίδιου φορέα υπό διαφορετικά επιταχυνσιογραφήματα, που είναι όλες παραμετροποιημένες στα ίδια μεγέθη *IMs* και *DM*.

Παρόλο που κάθε καμπύλη είναι μια πλήρως καθορισμένη ντετερμινιστική οντότητα για δεδομένο μοντέλο και εδαφική κίνηση, αν θέλουμε να λάβουμε υπόψιν την έμφυτη τυχαιότητα των καταγραφών στις οποίες είναι πιθανόν να υποβληθεί το κτήριο, πρέπει να καταφύγουμε σε πιθανοτική ανάλυση. Η καμπύλη *IDA* για δεδομένο μοντέλο και πληθυσμό καταγραφών παύει να είναι ντετερμινιστική. Είναι μια τυχαία καμπύλη ή μια τυχαία συνάρτηση $DM=f(IM)$ (για ένα συγκεκριμένο, μονοτονικό *IM*). Έτσι, όπως ακριβώς μπορούμε να συνοψίσουμε μια σειρά καταγραφών, έχοντας για παράδειγμα τη μέση τιμή, τη διάμεσο, το 16% και το 84% των φασμάτων απόκρισης, με τον ίδιο τρόπο

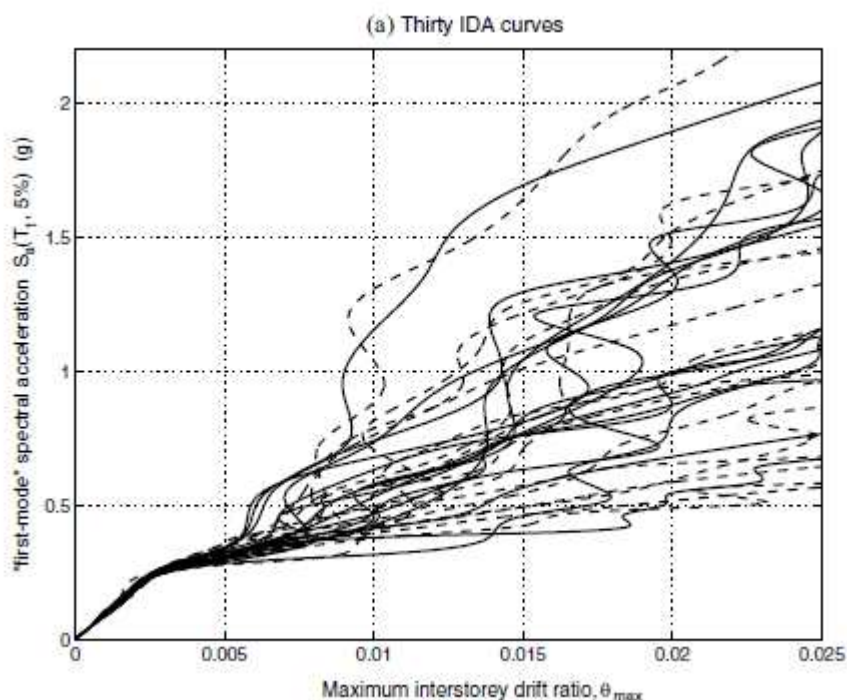
μπορούμε να ορίσουμε καμπύλες που αντιστοιχούν στη μέση τιμή, τη διάμεσο και στο πολλοστημόριο για το 16% ή το 84% (π.χ. Σχ. 2.7b), για να περιγράψουμε (οριακά) μία σειρά καμπυλών *IDA*. Γι' αυτό το λόγο, χρειαζόμαστε μεθόδους στατιστικής ανάλυσης ενός τυχαίου δείγματος δισδιάστατων καμπυλών (για δεδομένο, μοναδικό *IM*), ένα θέμα με το οποίο ασχολείται η «Λειτουργική Ανάλυση Δεδομένων». Αυτές οι μέθοδοι εμπίπτουν εύκολα σε δύο μεγάλες κατηγορίες.

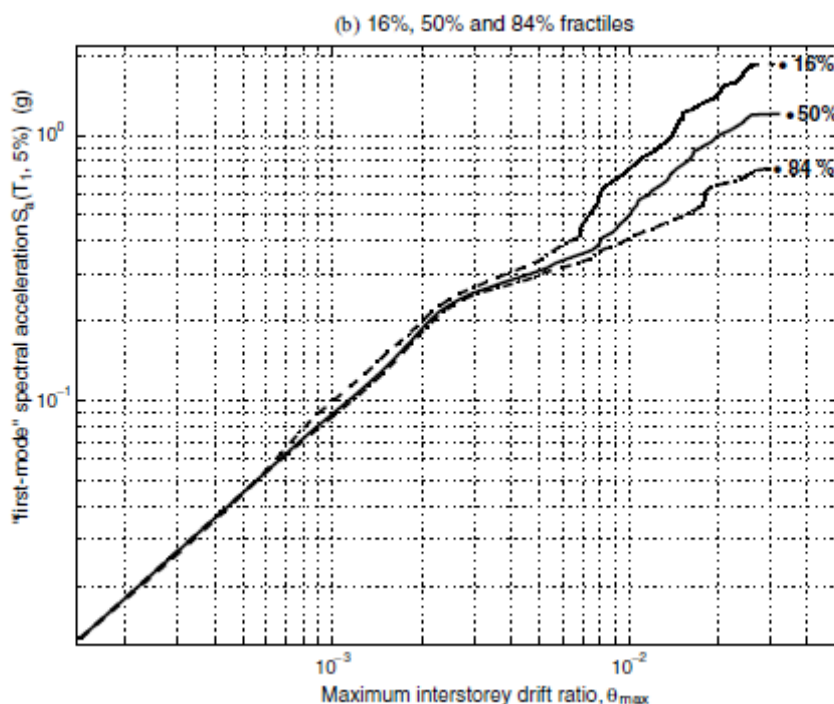
Κατ' αρχάς, υπάρχουν οι παραμετρικές μέθοδοι ανάλυσης. Σε αυτήν την περίπτωση, υποθέτουμε ένα παραμετρικό μοντέλο για το *DM*, δεδομένου του *IM*, στο οποίο προσαρμόζουμε κάθε καμπύλη χωριστά. Παράγεται έτσι ένα σύνολο τιμών για κάθε παράμετρο του μοντέλου, του οποίου τα στατιστικά στοιχεία υπολογίζουμε. Εναλλακτικά, μπορούμε να προσαρμόσουμε ένα παραμετρικό μοντέλο στη διάμεσο του *DM*, για δεδομένο *IM*, σε όλες τις καμπύλες ταυτοχρόνως. Για παράδειγμα, έστω το διπαραμετρικό εκθετικό μοντέλο $\theta_{max} = \alpha \cdot [S_a(T_1, 5\%)]^\beta$ (που εισήχθη από τους Shome και Cornell), το οποίο, υποθέτοντας ότι οι θ_{max} ακολουθούν λογαριθμοκανονική κατανομή για δεδομένο $S_a(T_1, 5\%)$ (υπόθεση καλά τεκμηριωμένη), παρέχει συχνά μια απλή αλλά δυνατή περιγραφή των καμπυλών, επιτρέποντας την εξαγωγή μερικών σημαντικών αναλυτικών συμπερασμάτων. Αυτή είναι μια γενική ιδιότητα των παραμετρικών μεθόδων. Παρόλο που δε διαθέτουν την απαιτούμενη ευελιξία, ώστε να περιγράψουν με ακρίβεια κάθε καμπύλη χωριστά, εντούτοις επιτρέπουν την απλή περιγραφή του συνόλου των καμπυλών.

Στην άλλη άκρη του φάσματος, βρίσκονται οι μη-παραμετρικές μέθοδοι, οι οποίες περιλαμβάνουν κατά κύριο λόγο «εξομαλυντές γραφικών παραστάσεων», όπως τον τρέχοντα μέσο όρο, την τρέχουσα διάμεσο, τον εξομαλυντή LOESS ή την εξομαλυντική συνάρτηση παρεμβολής «spline». Ίσως ο πιο απλός εξομαλυντής από όλους, ο τρέχων μέσος όρος, να περιλαμβάνει απλώς τον υπολογισμό του συνόλου των τιμών του *DM* σε κάθε επίπεδο του *IM* και έπειτα τον υπολογισμό της μέσης τιμής και της τυπικής απόκλισης του *DM* για κάθε επίπεδο του *IM*. Η μέθοδος δουλεύει χωρίς πρόβλημα μέχρι το πρώτο σημείο που καμπύλη εξαντλεί την αντοχή της, οπότε ο *DM* τείνει στο άπειρο, όπως και η μέση καμπύλη *IDA*. Δυστυχώς οι περισσότεροι εξομαλυντές πάσχουν από το παραπάνω πρόβλημα, εκτός από την τρέχουσα διάμεσο ή το «x-ποσοστιαίο σημείο» που αντιστοιχεί σε κάποιο ποσοστό του δείγματος, τα οποία είναι γενικώς

πιο αξιόπιστα στο συγκεκριμένο θέμα. Αντί, λοιπόν, να υπολογίζουμε το μέσο όρο για κάθε επίπεδο του IM , υπολογίζουμε τη διάμεσο και τα 16% και 84% ποσοστιαία σημεία για το δείγμα, τα οποία τείνουν στο άπειρο, μόνο όταν συμβαίνει η κατάρρευση στο 50%, 84% και 16% των καταγραφών αντίστοιχα. Ένα άλλο πλεονέκτημα της παραπάνω μεθόδου είναι ότι, υπό κατάλληλες προϋποθέσεις (π.χ. συνέχεια και μονοτονικότητα των καμπύλων), η καμπύλη που συνδέει τα $x\%$ -ποσοστιαία σημεία της κατανομής του DM για δεδομένο IM είναι η ίδια με εκείνη που συνδέει τα $(100-x)\%$ -ποσοστιαία σημεία του IM για δεδομένο DM . Επιπλέον, η μέθοδος αυτή εναρμονίζεται πολύ καλά με την καλά τεκμηριωμένη υπόθεση της λογαριθμοκανονικής κατανομής της θ_{max} για δεδομένη $S_a(T_1, 5\%)$, όπου η διάμεσος είναι η συνήθης «κεντρική τιμή» και τα 16% και 84% ποσοστιαία σημεία αντιστοιχούν στη διάμεσο επί την ποσότητα $e^{\mp \text{διασπορά}}$, όπου «διασπορά» είναι η τυπική απόκλιση των λογαρίθμων των τιμών.

Τέλος, μία παραλλαγή για την αντιμετώπιση των καταρρεύσεων προτάθηκε από τους Shome και Cornell, όπου χρησιμοποιούνται συμβατικές ροπές για τον χαρακτηρισμό μη-καταρρεύσεων, ώστε να εξαλείφεται το πρόβλημα με τις «άπειρες» τιμές, ενώ η πιθανότητα κατάρρευσης για δεδομένο IM συνοψίζεται χωριστά από μία συμβολική παλινδρόμηση.





Σχήμα 2.7 Μία μελέτη IDA για 30 καταγραφές σ' ένα 5-ώροφο μεταλλικό πλαίσιο με συνδέσμους δυσκαμψίας ($T_1=1.8$ sec) που δείχνει (a) τις 30 ξεχωριστές καμπύλες και (b) την συγκέντρωσή τους στις καμπύλες που αντιστοιχούν στα 16%, 50% και 84% ποσοστιαία σημεία (σε λογαριθμική κλίμακα).

2.6 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΤΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ IDA ΜΕ ΤΗΝ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ PUSHOVER

Η ομοιότητα των αναλύσεων IDA (*incremental dynamic analysis*) και SPO (*static pushover*) ως προς την προσαύξηση των επιβαλλόμενων φορτίων υποδεικνύει τη διερεύνηση της σύνδεσης μεταξύ των αποτελεσμάτων τους. Καθώς και οι δύο αποσκοπούν στην περιγραφή της ίδιας κατασκευής, περιμένει κανείς κάποιο βαθμό συσχέτισης μεταξύ της καμπύλης SPO και οποιασδήποτε καμπύλης IDA του κτηρίου (Σχ. 2.1), ακόμα περισσότερο δε μεταξύ της SPO και της «μέσης» (διαμέσου) καμπύλης IDA, καθώς η τελευταία παρουσιάζει μικρότερη μεταβλητότητα από καταγραφή σε καταγραφή. Προκειμένου να παραστήσουμε και τις δύο καμπύλες στο ίδιο διάγραμμα, είναι προτιμητέο να εκφράσουμε την καμπύλη SPO ως προς τις συντεταγμένες IM και DM, οι οποίες έχουν επιλεγεί για τη «μέση» καμπύλη IDA. Παρ' όλο που κάποια DMs (π.χ. η θ_{max}) μπορούν εύκολα να ληφθούν τόσο από τη στατική όσο και από τη δυναμική ανάλυση, ίσως να μην είναι τόσο συνηθισμένη η μετατροπή των IMs, π.χ. της συνολικής τέμνουσας

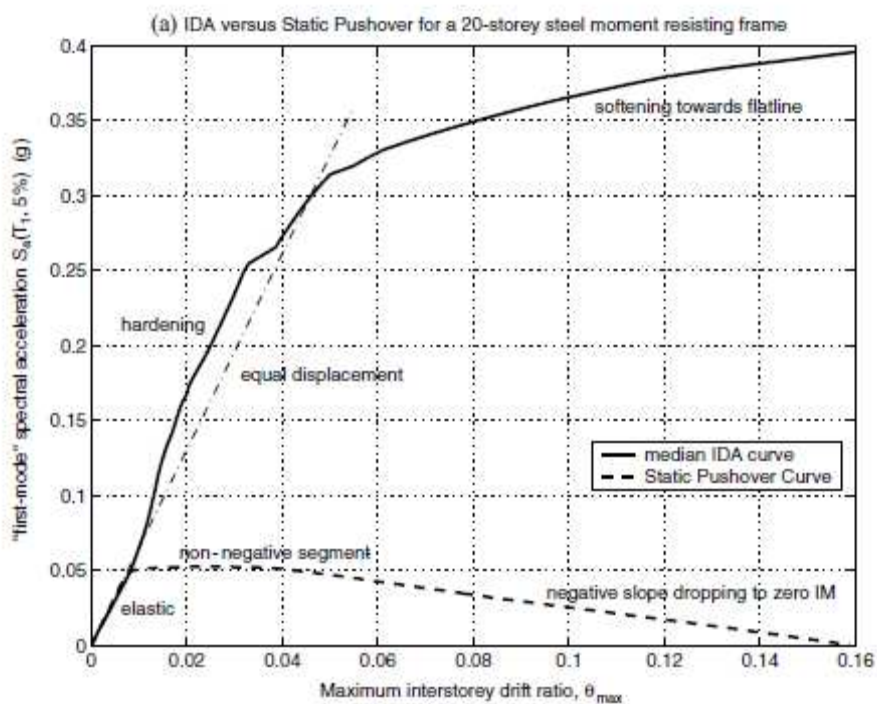
βάσης σε μορφή $S_a(T_1, 5\%)$. Η συνιστώμενη αντιμετώπιση είναι η προσαρμογή της «ελαστικής δυσκαμψίας» της SPO , ώστε να ταυτιστεί με αυτήν της IDA , δηλαδή ταιριάζοντας τα ελαστικά τμήματα των δύο καμπυλών. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί στο προαναφερθέν παράδειγμα, διαιρώντας την τέμνουσα βάσης με τη μάζα του κτηρίου. Αυτό αρκεί για τα μονοβάθμια συστήματα και για τα πολυβάθμια συστήματα ο παραπάνω λόγος πρέπει να πολλαπλασιαστεί με κάποιον κατάλληλο συντελεστή.

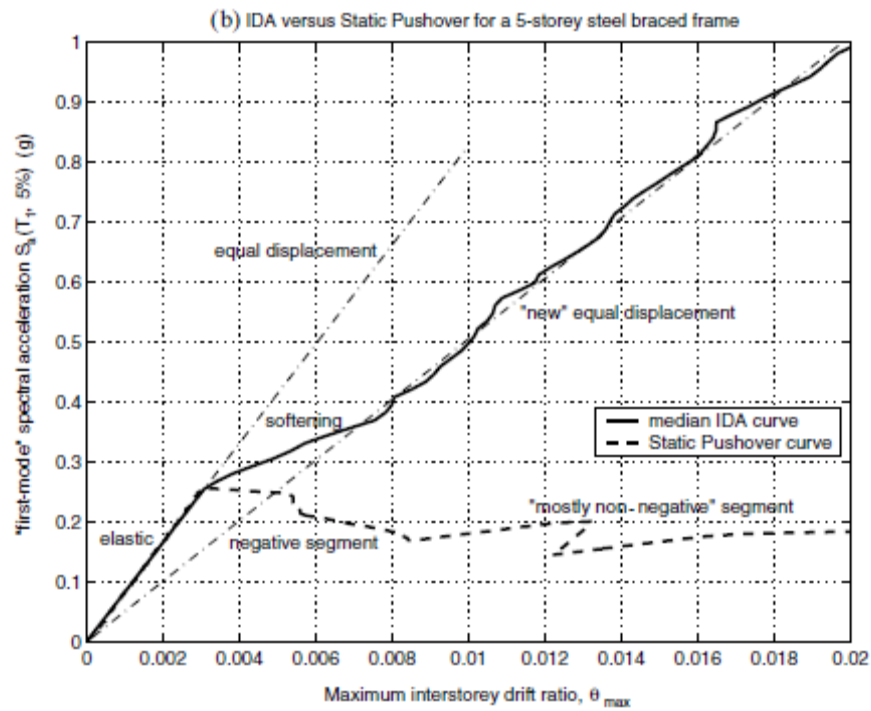
Τα αποτελέσματα μιας τέτοιας διαδικασίας παρουσιάζονται στο Σχ. 2.8a-b, όπου σχεδιάζουμε την καμπύλη SPO , η οποία έχει παραχθεί χρησιμοποιώντας μια κατανομή δυνάμεων κατά την 1^η ιδιομορφή, συγκριτικά με τη διάμεσο καμπύλη IDA για ένα 20-ώροφο μεταλλικό καμπτικό πλαίσιο με πλάστιμες συνδέσεις και για ένα 5-ώροφο μεταλλικό πλαίσιο με συνδέσμους δυσκαμψίας, με συντεταγμένες $S_a(T_1, 5\%)$, θ_{max} . Είναι εμφανές ότι οι και δύο καμπύλες διαθέτουν παρόμοια εύρη τιμών του DM . Ωστόσο, η καμπύλη IDA βρίσκεται συνεχώς αρκετά υψηλότερα από την καμπύλη SPO σε όρους IM . Παρ' όλο που η εξεύρεση μιας ποσοτικής σχέσης μεταξύ των δύο καμπυλών είναι δύσκολη και αξίζει βαθύτερη μελέτη, εντούτοις μπορούμε να κάνουμε κάποια γενικά ποιοτικά σχόλια που επιτρέπουν να συνάγουμε το προσεγγιστικό σχήμα της διαμέσου IDA , παρατηρώντας απλώς την καμπύλη SPO . Συνεπώς, έχουμε:

1. Εκ κατασκευής, ο ελαστικός κλάδος της SPO προσεγγίζει ικανοποιητικά αυτόν της IDA , συμπεριλαμβανομένου και του πρώτου σημείου μη-γραμμικότητας, το οποίο παρουσιάζεται για τις ίδιες τιμές των IM και DM και για τις δύο καμπύλες.
2. Ο επόμενος κλάδος μειωμένης, αλλά μη-αρνητικής δυσκαμψίας της SPO συσχετίζεται με την IDA βάσει του προσεγγιστικού κανόνα των «ίσων μετακινήσεων» (για κατασκευές μεσαίας περιόδου), δηλαδή υπάρχει σχεδόν μια συνέχιση του ελαστικού κλάδου. Πράγματι, αυτό το σχεδόν ελαστικό τμήμα της IDA συχνά έπεται ενός τμήματος αυξημένης δυσκαμψίας («κράτυνση») (Σχ. 2.8a). Αντιθέτως, κατασκευές μικρότερης περιόδου παρουσιάζουν συνήθως κάποια μείωση δυσκαμψίας («χαλάρωση»).
3. Η αρνητική κλίση στην καμπύλη SPO μεταφράζεται σε μείωση της δυσκαμψίας («χαλάρωση») στην IDA , το οποίο μπορεί να οδηγήσει σε

κατάρρευση, δηλαδή σε οριζόντια καμπύλη *IDA* (Σχ. 2.8a), εκτός αν κρατηθεί πριν φτάσει το μηδέν σε όρους *IM* από κάποιο μη-αρνητικό τμήμα της *SPO* (Σχ. 2.8b).

4. Το μη-αρνητικό τμήμα της *SPO*, το οποίο ακολουθεί το τμήμα με την αρνητική κλίση, η οποία έχει προκαλέσει σημαντική μείωση του *IM*, εμφανίζεται φαινομενικά στην *IDA* ως ένας καινούργιος, τροποποιημένος κανόνας «ίσων μετατοπίσεων» (δηλαδή ένα σχεδόν γραμμικό τμήμα το οποίο βρίσκεται σε τέμνουσα θέση), που έχει μικρότερη «δυσκαμψία» από το ελαστικό τμήμα (Σχ. 2.8b).





Σχήμα 2.8 Η διάμεσος καμπύλη IDA σε σύγκριση με την καμπύλη SPO (a) για ένα 20-ώροφο μεταλλικό καμπτικό πλαίσιο με πλάστιμες συνδέσεις ($T_1=4$ sec) και (b) για ένα 5-ώροφο μεταλλικό πλαίσιο με συνδέσμους δυσκαμψίας ($T_1=1.8$ sec).

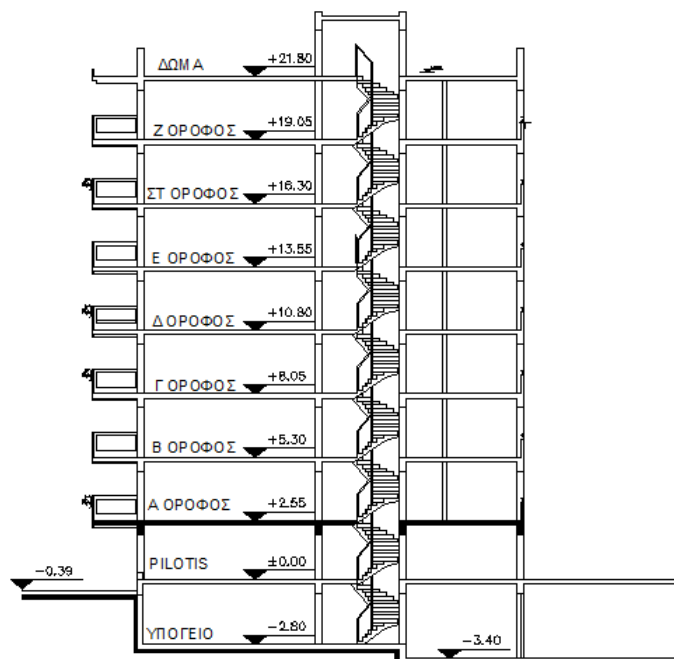
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΠΡΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΕΑ

3.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

3.1.1 Γενικά - Γεωμετρία

Το υπό μελέτη κτήριο είναι ένα πραγματικό κτήριο που κατασκευάστηκε το 2007 στη Ν. Σμύρνη Αττικής. Αυτό αποτελείται από οκτώ (8) ορόφους (οκτώ πλάκες οροφής), υπόγειο και δώμα (Σχ. 3.1). Το θεωρητικό ύψος ενός τυπικού ορόφου είναι 2.75 m, ενώ στη στάθμη της pilotis είναι 2.55 m, με ενιαίο πάχος πλάκας για όλους τους ορόφους ίσο με 20 cm. Η κάτοψη του κτηρίου έχει ορθογωνικό σχήμα διαστάσεων 16.02x16.70 m, ενώ του δώματος είναι 3.90x5.80 m. Επίσης, υπάρχουν στην μπροστινή και στην πίσω όψη συνολικά 5 εξώστες ανά όροφο μήκους 1.40-2.30 m.



Σχήμα 3.1 Σχηματική τομή του εξεταζομένου κτηρίου

Ο φέρων οργανισμός κατασκευάστηκε από ωπλισμένο σκυρόδεμα και ο οργανισμός πλήρωσης από οπτοπλινθοδομές. Η στατική συμπεριφορά του κτηρίου είναι αυτή του πλαισιωτού φορέα (διπλά συστήματα που συμπεριφέρονται ως πλαισιωτά πολλών ανοιγμάτων), αποτελούμενου από οριζόντιες πλάκες μονολιθικώς συνδεδεμένες με δοκούς (πλακοδοκοί) και υποστυλώματα (τοιχώματα δεν υπάρχουν). Η θεμελίωση του κτηρίου έγινε με το σύστημα των πεδילוδοκών μορφής ανεστραμμένου «ταυ» («Τ»).

Οι ξυλότυποι των ορόφων του προς εξέταση κτηρίου, όπου απεικονίζονται οι διαστάσεις των δομικών στοιχείων και οι οπλισμοί τους καθώς και άλλες πληροφορίες, παρουσιάζονται στο Παράρτημα Α.

3.1.2 Υλικά

- Ποιότητα σκυροδέματος C20/25
- Ποιότητα χάλυβος S500
- Ποιότητα χάλυβος συνδετήρων S500

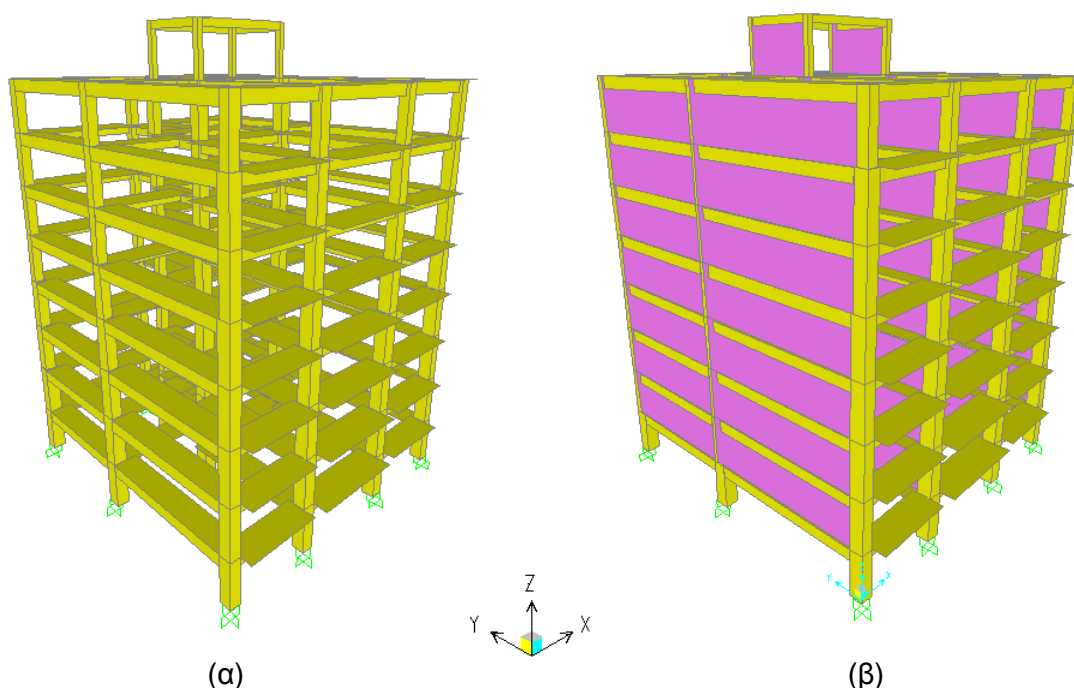
3.1.3 Φορτία

- Ίδιον βάρος σκυροδέματος: 25 KN/m^3
- Τοίχοι μπατικοί: 9 KN/m
- Τοίχοι δρομικοί: 5 KN/m
- Επιστρώσεις γενικώς: 2 KN/m^2
- Κινητά φορτία πλακών: 2 KN/m^2
- Κινητά φορτία εξωστών: 5 KN/m^2
- Κινητά φορτία κλιμάκων: 3.5 KN/m^2
- Κινητά φορτία ισογείου: 5 KN/m^2

3.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

3.2.1 Γενικά

Η ανάλυση του εξεταζομένου κτηρίου έγινε με τη χρήση του προγράμματος *SAP2000 v14.1.0 Advanced*. Για την ανάλυση, χρησιμοποιήθηκαν δύο φορείς, παραλλαγές του εν λόγω κτηρίου. Ο μιν ένας είναι το κτήριο αποτελούμενο από πλαίσια μόνον και στις δύο διευθύνσεις, χωρίς τοιχοπληρώσεις, και ο οποίος εφεξής θα ονομάζεται εν συντομία «πλαισιωτός φορέας» ή αγγλιστί *frame building*, ο δε άλλος είναι το τοιχοπληρωμένο κτήριο, όπου στα ανοίγματα των πλαισίων όλων των ορόφων – πλην του ισογείου – υπάρχουν τώρα τοίχοι εν είδει πάνελς κατά τη διεύθυνση y , τη διεύθυνση δηλαδή συμμετρίας του κτηρίου κατά την οποία γίνεται και η ανάλυση, και ο οποίος εφεξής θα ονομάζεται εν συντομία «τοιχοπληρωμένος φορέας» ή αγγλιστί *pilotis building* (Σχ. 3.2α-β).



Σχήμα 3.2 Τρισδιάστατο προσομοίωμα για το (α) *frame building* και (β) *pilotis building*

Οι ως άνω φορείς προσομοιώθηκαν σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8. Το υπολογιστικό προσομοίωμα είναι χωρικό και περιλαμβάνει το σύνολο των γραμμικών δομικών στοιχείων, τα οποία θεωρούνται όλα πρωτεύοντα. Η προσομοίωση έγινε με τη χρήση ραβδωτών πεπερασμένων στοιχείων και για το *pilotis building*, ειδικότερα, έγινε και χρήση πεπερασμένων στοιχείων δίσκου για τα πάνελς. Τα πάνελς δεν είναι παρά τοίχοι (τοιχοποιία) πάχους 20 cm με

χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή $f_{wk}=6$ MPa και μέτρο ελαστικότητας και διάτμησης $E_m=6$ GPa και $G_m=2.4$ GPa αντίστοιχα. Επίσης, οι κόμβοι των πλαισίων θεωρήθηκαν ως απολύτως στερεά τμήματα (άκαμπτες απολήξεις).

Ακόμη, θεωρούμε ότι η πλάκα σε κάθε στάθμη ορόφου είναι απαραμόρφωτη στο επίπεδό της και λειτουργεί ως στερεός δίσκος, γίνεται δηλαδή η παραδοχή της διαφραγματικής λειτουργίας της πλάκας. Συνεπώς, η μάζα και η μαζική ροπή αδρανείας κάθε ορόφου μπορούν να θεωρηθούν συγκεντρωμένες περί κατακόρυφο άξονα στο κέντρο βάρους του ορόφου.

Επιπλέον, θεωρούμε ότι ο φορέας είναι πακτωμένος στο έδαφος στη στάθμη του ισογείου (το υπόγειο και η θεμελίωση αγνοούνται), χωρίς να υπάρχει αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής.

Τέλος, εξετάζουμε τη συμπεριφορά του φορέα σε οριζόντιες δράσεις μόνον κατά τη μία διεύθυνση και συγκεκριμένα κατά τη διεύθυνση y , που είναι και η διεύθυνση συμμετρίας του φορέα. Οπότε, δεχόμαστε τρεις ελευθερίες κίνησης, δύο μεταφορικές κατά τις διευθύνσεις y και z και μία στροφική περί τον άξονα x (Σχ. 3.2).

3.2.2 Υλικά

Η ανάλυση πραγματοποιείται με τη χρήση των μέσων τιμών των αντοχών του σκυροδέματος και του χάλυβα σύμφωνα με τον EC8-3, δηλαδή:

- $f_{cm}=f_{ck}+8$ (MPa)
- $f_{ym}=1.15 \cdot f_{yk}$

Για την περίπτωση του εξεταζομένου κτηρίου, είναι $f_{cm}=28$ MPa και $f_{ym}=575$ MPa.

3.2.3 Δομικά στοιχεία και φορτία υπολογισμού

Στις πλάκες του φορέα, εφαρμόζονται τα μόνιμα και κινητά φορτία της §3.1.3. Αυτά συνδυάζονται με βάση το συνδυασμό $G+\psi_2 Q$. Η τιμή του συντελεστή συνδυασμού ψ_2 για τη μακροχρόνια («οιονεί μόνιμη») τιμή των κινητών φορτίων λαμβάνεται ίση με $\psi_2=0.3$. Η μεταφορά του συνολικού φορτίου του ως άνω συνδυασμού από τις πλάκες στις δοκούς γίνεται μέσω των επιφανειών επιρροής (βλ. Παράρτημα Β). Συνεπώς, τα κατακόρυφα φορτία βάσει του παραπάνω

συνδυασμού δύνανται τώρα να συνδυαστούν με τις εκάστοτε οριζόντιες δράσεις που επιβάλλονται στο φορέα και να προκύψουν έτσι τα ανάλογα αποτελέσματα.

Οι δοκοί φορτίζονται με το ίδιο βάρος τους, καθώς και με τα φορτία των πλακών που μεταφέρονται σ' αυτές. Οι δε ακριανές δοκοί φορτίζονται επιπλέον με το βάρος των τοιχοποιιών. Οι δοκοί ως μονολιθικώς συνδεδεμένες με τις πλάκες λειτουργούν ως ένα σύνθετο μέλος (πλακοδοκός), στο οποίο η πλάκα συνεργάζεται και συμμετέχει στην κάμψη της δοκού. Το συνεργαζόμενο πλάτος των πλακοδοκών του εξεταζόμενου φορέα, καθώς και οι πρόσθετοι οπλισμοί (πλέον αυτών που υπάρχουν στις διατομές των δοκών) στηρίξεων των δοκών λόγω πλακών υπολογίζονται σύμφωνα με τους ευρωκώδικες EC2 και EC8 (βλ. Παράρτημα Β).

3.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

3.3.1 Κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία

Γενικώς, ως *κύρια (πρωτεύοντα)* ορίζονται τα στοιχεία που συμβάλλουν στην αντοχή και την ευστάθεια της κατασκευής υπό σεισμικά φορτία, ενώ όλα τα υπόλοιπα χαρακτηρίζονται ως *δευτερεύοντα*. Η διάκριση των επιμέρους μελών της κατασκευής σε κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία βασίζεται στο κατά πόσο σημαντική είναι η συνεισφορά τους στην παραλαβή των σεισμικών φορτίων (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §2.4.3.4 και EC8-1 §4.2.2). Ως εκ τούτου, ως δευτερεύοντα χαρακτηρίζονται τελικώς τα στοιχεία εκείνα που συμβάλλουν μεν στην ανάληψη κατακορύφων στοιχείων, αλλά δεν θεωρείται ότι συνεισφέρουν σε σημαντικό βαθμό στην αντίσταση σε σεισμό ή ο βαθμός συνεισφοράς τους είναι αναξιόπιστος, λόγω μικρής δυσκαμψίας ή αντοχής ή πλαστιμότητας. Επίσης, οι παραμορφώσεις και οι αναμενόμενες βλάβες που αντιστοιχούν στα δευτερεύοντα στοιχεία είναι γενικώς μεγαλύτερες από αυτές των πρωτευόντων.

Σε ανελαστικές αναλύσεις, τα δευτερεύοντα μέλη μπορούν να προσομοιωθούν με δύο τρόπους: (α) Όπως ακριβώς και τα κύρια μέλη της κατασκευής, αλλά με χρήση διαφορετικών συντελεστών γ_{el} . (β) Με εφαρμογή αρθρωτών στηρίξεων στα άκρα τους, ώστε να μη συμμετέχουν στην ανάληψη οριζόντιων φορτίσεων.

Ο χαρακτηρισμός κάποιων στοιχείων ως δευτερευόντων σεισμικών μελών δεν θα πρέπει να μεταβάλλει την ταξινόμηση του φορέα από μη-κανονικό σε όψη και κάτοψη σε κανονικό σε όψη και κάτοψη (EC8-1, §4.2.2(5)). Τόσο τα κύρια όσο και τα δευτερεύοντα στοιχεία μιας κατασκευής ελέγχονται με βάση τις δυνάμεις και παραμορφώσεις λόγω σεισμικών δυνάμεων και μετακινήσεων.

Σε αυτό το σημείο, πρέπει να επισημανθεί το γεγονός πως η τοιχοποιία δεν θεωρείται δευτερεύον στοιχείο και η εκτίμηση της επίδρασής της στην απόκριση της κατασκευής θα πρέπει να εκτιμηθεί από το μελετητή μηχανικό και να ληφθεί υπόψη σε περίπτωση που είναι δυσμενής.

Εφαρμογή στον εξεταζόμενο φορέα

Στην ανάλυσή μας, όλα τα δομικά στοιχεία θεωρούνται πρωτεύοντα.

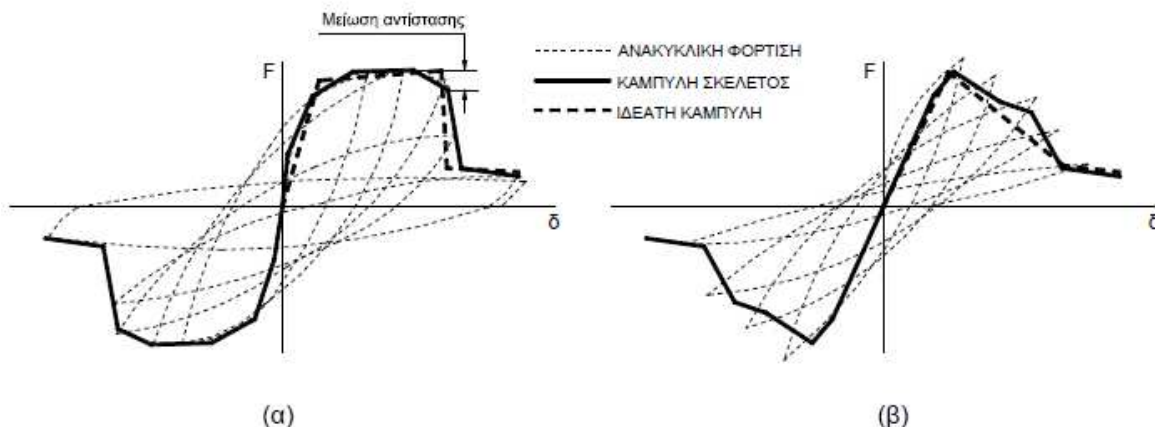
3.3.2 Διάγραμμα έντασης – παραμόρφωσης « $F - \delta$ » δομικού στοιχείου

Είναι φανερό πως η ανελαστική στατική ανάλυση βασίζεται στην εμφάνιση των πλαστικών αρθρώσεων στα μέλη της κατασκευής. Η ανελαστικότητα προσομοιώνεται με στροφικό ελατήριο, του οποίου οι ιδιότητες βασίζονται στο διάγραμμα έντασης – παραμόρφωσης. Αυτό προκύπτει με τη συσχέτιση των γενικευμένων μεγεθών δύναμης “ F ” με τις αντίστοιχες παραμορφώσεις ή σχετικές μετακινήσεις “ δ ”. Τα μεγέθη F μπορούν να είναι δυνάμεις ή ροπές και οι σχετικές μετακινήσεις δ παραμορφώσεις, καμπυλότητες ή στροφές. Εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη, τότε κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η ροπή κάμψης M και η καμπυλότητα C (ή $1/r$) αντίστοιχα. Εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η διάτμηση, τότε κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η διατμητική δύναμη V και η διατμητική παραμόρφωση γ αντίστοιχα.

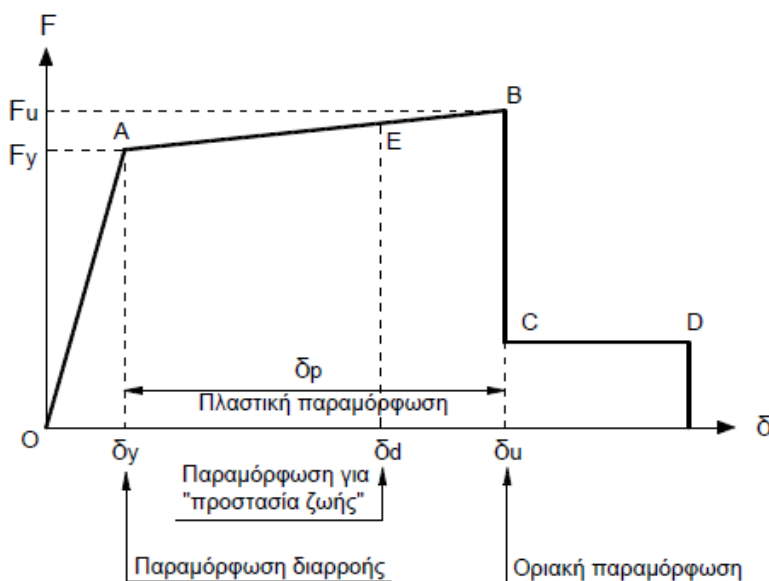
Επειδή στα στοιχεία από Ω.Σ. οι καμπτικές και οι διατμητικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν, ενώ οι στροφές των ακραίων διατομών των στοιχείων επηρεάζονται και από την εξόλκευση των οπλισμών στις αγκυρώσεις, η καταλληλότερη επιλογή F και δ είναι η ροπή κάμψης M και η γωνία στροφής χορδής θ στα άκρα του στοιχείου (βλ. και επόμενη παράγραφο).

Η κατασκευή των διαγραμμάτων $F-\delta$ των στοιχείων έχει συνήθως ιδεατή μορφή, η οποία βασίζεται στην καμπύλη–σκελετό της συμπεριφοράς σε

ανακυκλική φόρτιση, όπως φαίνεται στο Σχ. 3.3. Στο Σχ. 3.3(α), φαίνεται η ανελαστική συμπεριφορά ενός στοιχείου σε καμπτική καταπόνηση και στο Σχ. 3.3(β) σε διατμητική καταπόνηση.



Σχήμα 3.3 Καμπύλες $F-\delta$ δομικών στοιχείων: (α) καμπτική συμπεριφορά και (β) διατμητική συμπεριφορά.



Σχήμα 3.4 Ιδεατή καμπύλη $F-\delta$ δομικών στοιχείων

Η γενική μορφή των διαγραμμάτων $F-\delta$ λαμβάνεται συνήθως όπως φαίνεται στο Σχ. 3.4. Στους διάφορους κανονισμούς δίνονται οδηγίες υπολογισμού των χαρακτηριστικών σημείων. Γενικώς, οι κλάδοι αυτού του διαγράμματος ορίζονται ως εξής:

Τμήμα OA:

Αντιπροσωπεύει την ελαστική συμπεριφορά μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής. Η κλίση της ευθείας OA ορίζει την τέμνουσα δυσκαμψία που πρέπει να ληφθεί υπόψη στην ελαστική ανάλυση.

Σημειώνεται ότι, εάν η παραμόρφωση δίνεται σε όρους στροφής χορδής, η τιμή της $\delta_y = \theta_y$ πρέπει να υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη όχι μόνο την καμπυλότητα διαρροής C_y ή $(1/r)_y$, αλλά και τη συμμετοχή των διατμητικών παραμορφώσεων και της πιθανής ολίσθησης οπλισμού στις αγκυρώσεις. Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον EC8-3 δίνονται σχέσεις για τον υπολογισμό της θ_y για συνήθεις διατομές από Ω.Σ., λαμβάνοντας υπόψη αυτά τα φαινόμενα.

Τμήμα AB:

Αντιπροσωπεύει τη μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι τη θεωρητική αστοχία (σημείο B). Το σημείο B καθορίζεται από την οριακή παραμόρφωση αστοχίας δ_u που ορίζεται ως η παραμόρφωση για την οποία έχει συμβεί ουσιαστική μείωση της ικανότητας παραλαβής φορτίων. Συνήθως, στην καμπύλη–σκελετό το σημείο αυτό αντιστοιχεί σε μείωση της αντοχής (δηλαδή του μεγέθους F) κατά 20% σε σύγκριση με τη μέγιστη τιμή της (βλ. Σχ. 3.3(α)). Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον EC8-3 δίνονται σχέσεις για τον υπολογισμό της οριακής γωνίας στροφής χορδής θ_u για συνήθεις διατομές από Ω.Σ.

Πολλές φορές, η κλίση του κλάδου AB λαμβάνεται οριζόντια. Σε αυτή την περίπτωση, η αντίσταση διαρροής F_y μπορεί να ληφθεί ίση με την οριακή αντίσταση για τον κρίσιμο τρόπο αστοχίας.

Η παραμόρφωση δ_u ορίζει και την ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης, η οποία ορίζεται από το μετελαστικό τμήμα της παραμόρφωσης μέχρι την αστοχία, δηλαδή: $\delta_p = \delta_u - \delta_y$.

Τμήμα CD:

Αντιπροσωπεύει την απομένουσα ικανότητα του στοιχείου. Συνήθως, μετά την παραμόρφωση αστοχίας δ_u η ικανότητα ενός μέλους να παραλάβει σεισμικά φορτία μειώνεται σημαντικά, αλλά δεν μηδενίζεται και έτσι το στοιχείο μπορεί να εξακολουθήσει να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία. Στο σημείο D, θεωρούμε ότι το στοιχείο χάνει την ικανότητα να παραλαμβάνει και κατακόρυφα φορτία.

Η τιμή της απομένουσας αντοχής είναι δύσκολο να εκτιμηθεί. Συνήθως, λαμβάνεται ίση με το 20% της οριακής αντοχής.

Στάθμες επιτελεστικότητας, E:

Στην καμπύλη $F-\delta$ του δομικού στοιχείου ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας με βάση τις αντίστοιχες παραμορφώσεις δ_a . Στο Σχ. 3.4, το σημείο E αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας *προστασία ζωής*. Ο ορισμός των σημείων επιτελεστικότητας E δίνεται στους διάφορους κανονισμούς ανάλογα με το είδος του στοιχείου (υποστυλώματα, δοκοί, κ.λπ.), τον τρόπο αστοχίας (δηλαδή εάν η συμπεριφορά είναι πλάσιμη ή ψαθυρή) και την κατηγοριοποίηση του στοιχείου σε πρωτεύον ή δευτερεύον.

Σε περιπτώσεις πλάσιμων στοιχείων (όταν το στοιχείο διαρρέει σε κάμψη πριν να διαρρεύσει σε διάτμηση), κρίσιμες είναι οι παραμορφώσεις, γι' αυτό ο ορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται σε όρους παραμορφώσεων. Αντίθετα, σε περιπτώσεις ψαθυρών στοιχείων (όταν η διαρροή σε διάτμηση προηγείται αυτής σε κάμψη) ο ορισμός γίνεται σε όρους δυνάμεων.

3.3.3 Διάγραμμα ροπών – καμπυλοτήτων « $M - \varphi$ » δομικού στοιχείου

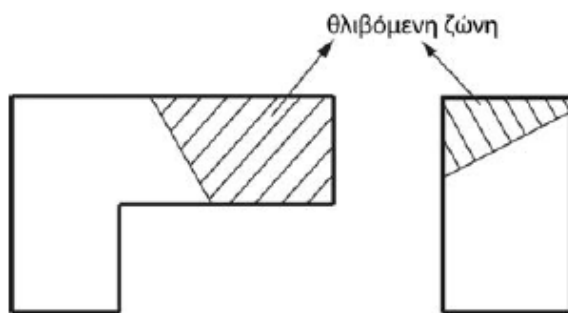
3.3.3.1 Εισαγωγή

Ο προσδιορισμός της συμπεριφοράς των μελών της κατασκευής στη μη-γραμμική στατική ανάλυση απαιτεί την εύρεση της αντοχής των διατομών των μελών. Για κάθε κρίσιμη διατομή, είναι δυνατή η εξαγωγή του διαγράμματος ροπών – καμπυλοτήτων $M - \varphi$. Βασική παραδοχή της προσέγγισης αποτελεί το ότι η επιπεδότητα των διατομών διατηρείται στην παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα. Το διάγραμμα είναι δυνατόν να υπολογιστεί με ακρίβεια τόσο για ορθογωνικές όσο και για οποιουδήποτε άλλου σχήματος θλιβόμενες ζώνες (Σχ. 3.5) μέσω της επιβολής καμπυλοτήτων και υπολογισμό των αντιστοίχων ροπών.

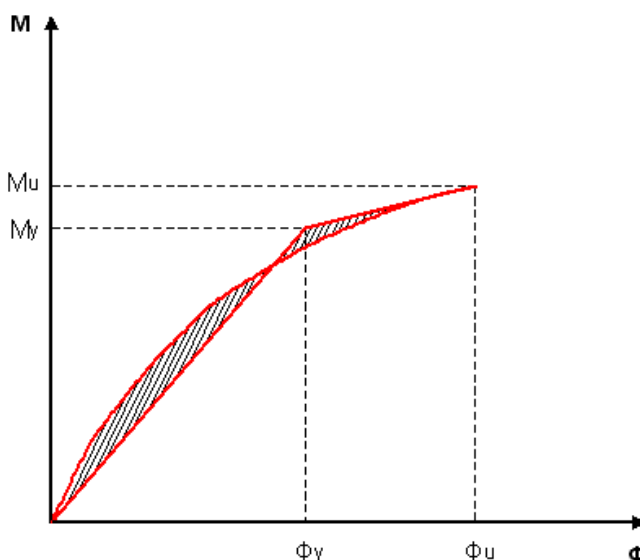
Το διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων είναι μη-γραμμικό και η διγραμμικοποίηση αυτού επιτυγχάνεται με την εξαγωγή διγραμμικού διαγράμματος του οποίου η ενέργεια (εμβαδό του χωρίου ανάμεσα στο διάγραμμα και τον οριζόντιο άξονα) ισούται με την ενέργεια του αρχικού μη-γραμμικού διαγράμματος. Η διγραμμικοποίηση του διαγράμματος ροπών – καμπυλοτήτων τελικά έγκειται:

- (α) Στην εξίσωση των γραμμοσκιασμένων εμβαδών που διακρίνονται στο Σχ. 3.6.
- (β) Στη διέλευση του ελαστικού κλάδου του διγραμμικού διαγράμματος από το

σημείο διαρροής στο μη-γραμμικό διάγραμμα.



Σχήμα 3.5 Διατομές με θλιβόμενη ζώνη τυχαίου σχήματος



Σχήμα 3.6 Διγραμμικοποίηση του διαγράμματος ροπών – καμπυλοτήτων διατομής

3.3.3.2 Υπολογισμοί

Ο υπολογισμός των απαραίτητων εντατικών μεγεθών και παραμορφώσεων που χρησιμοποιούνται στο διάγραμμα ροπών – καμπυλοτήτων (Σχ. 3.6) μπορεί να γίνει είτε με εφαρμογή κλειστών τύπων είτε με χρήση επαναληπτικής διαδικασίας. Ακολούθως, παρατίθενται και οι δύο τρόποι υπολογισμού.

Κλειστοί τύποι

Η ροπή στη διαρροή μπορεί να υπολογιστεί μέσω κλειστών τύπων στην περίπτωση που η θλιβόμενη ζώνη του στοιχείου είναι ορθογωνική, όπως αναφέρεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ.-Παράρτημα 7Α, ως εξής:

$$\frac{M_y}{bd^3} = (1/r)_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0.5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[(1 - \xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1 - \delta') \right] \cdot (1 - \delta') \frac{E_s}{2} \right\} \quad (3.1)$$

όπου η καμπυλότητα στη διαρροή $(1/r)_y$ για ορθογωνικές διατομές (και λοιπές διατομές σταθερού πλάτους θλιβόμενης ζώνης) προσδιορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$(1/r)_y = \frac{f_y}{E_s(1 - \xi_y)d} \quad (3.2\alpha)$$

$$(1/r)_y = \frac{\varepsilon_c}{\xi_y d} \approx \frac{1.8 f_c}{E_c \xi_y d} \quad (3.2\beta)$$

Η εξ. (3.2α) ισχύει, όταν η διαρροή διατομής οφείλεται σε διαρροή του εφελκυσμένου οπλισμού, και η εξ. (3.2β) ισχύει, όταν η διαρροή της διατομής οφείλεται σε μη-γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβομένου σκυροδέματος (για παραμόρφωση ακραίας θλιβομένης ίνας πέραν του $\varepsilon_c \approx 1.8 f_c / E_c$). Λαμβάνεται η μικρότερη τιμή από τις εξ. (3.2α) και (3.2β).

Αντί των εξ. (3.2α) και (3.2β), μπορούν να χρησιμοποιηθούν προσεγγιστικά και οι ημιεμπειρικές σχέσεις:

$$(1/r)_y = 1.77 f_y / E_s h \quad \text{ή} \quad (1/r)_y = 1.55 f_y / E_s d \quad (\text{για υποστυλώματα και δοκούς}) \quad (3.3)$$

Στις παραπάνω εξισώσεις χρησιμοποιούνται οι εξής παράμετροι:

ρ, ρ' και ρ_v είναι τα ποσοστά του εφελκυσμένου, του θλιβόμενου και του μεταξύ τους κατανεμημένου οπλισμού (ανηγμένα στο bd) αντίστοιχα

$\delta' = d'/d$ όπου d' είναι η απόσταση από το κέντρο του θλιβομένου οπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα σκυροδέματος και d το στατικό ύψος

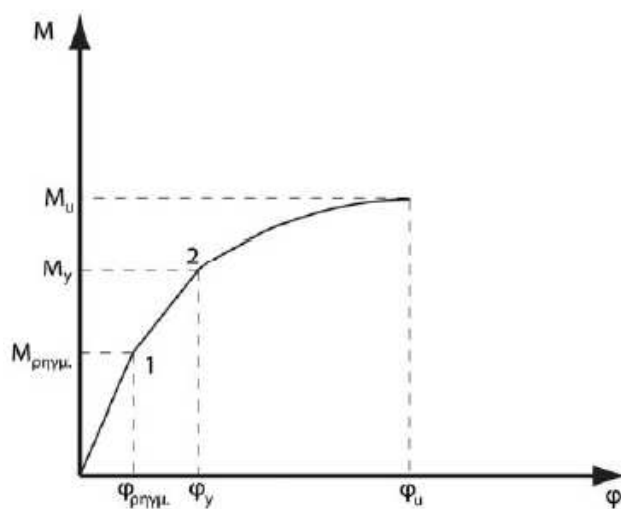
f_c	η μέση τιμή της αντοχής του σκυροδέματος, όπως αυτή προκύπτει από επιτόπιες δοκιμές για υπάρχοντα κτήρια και διαιρεμένη με το κατάλληλο συντελεστή εμπιστοσύνης
f_y	η μέση τιμή της τάσης διαρροής του χάλυβα, όπως αυτή προκύπτει από επιτόπιες δοκιμές για υπάρχοντα κτίρια και διαιρεμένη με τον κατάλληλο συντελεστή εμπιστοσύνης
E_s και E_c	τα μέτρα ελαστικότητας του χάλυβα και του σκυροδέματος αντίστοιχα
ξ_y	το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή ανηγμένο στο στατικό ύψος, για τον υπολογισμό του οποίου διατίθενται σχέσεις στον ΚΑΝ.ΕΠΕ.-Παράρτημα 7Α

Επαναληπτική διαδικασία

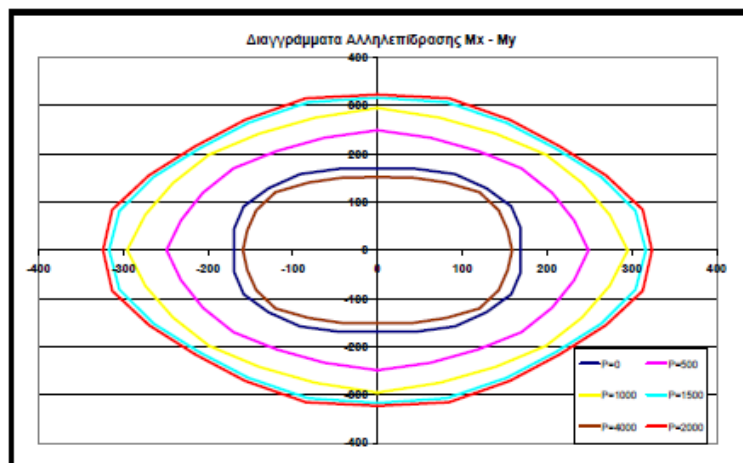
Στη γενικότερη και συνηθέστερη περίπτωση, όπου η θλιβόμενη ζώνη δεν είναι ορθογωνική (εξαιτίας μεταβολής της θέσης του ουδέτερου άξονα στο υποστύλωμα), η ροπή διαρροής υπολογίζεται με επαναληπτική διαδικασία. Η διαδικασία επιτυγχάνεται με επιβολή συγκεκριμένου αξονικού φορτίου και καμπυλοτήτων κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις της διατομής ($x-x'$ και $y-y'$). Ο αλγόριθμος πραγματοποίησης της διαδικασίας συνοψίζεται ως εξής:

1. Προσδιορισμός των σημείων “1” (πρώτης ρηγμάτωσης) και “2” (διαρροής είτε του οπλισμού είτε του σκυροδέματος) (Σχ. 3.7).
2. Προσδιορισμός των σημείων της καμπύλης μετά το σημείο “2” με επιβολή αξονικού φορτίου P και καμπυλοτήτων κατά τον $x-x'$ και $y-y'$ άξονα ($\varphi_{xx'}$, $\varphi_{yy'}$). Εύρεση των καμπυλοτήτων (μέσω των ακραίων παραμορφώσεων καθ' ύψος της διατομής) που οδηγούν σε ισορροπία της διατομής. Εν συνεχεία, από τις καμπυλότητες προσδιορίζονται τα εντατικά μεγέθη τις διατομής και προκύπτει το διάγραμμα που φαίνεται στο Σχ. 3.7.

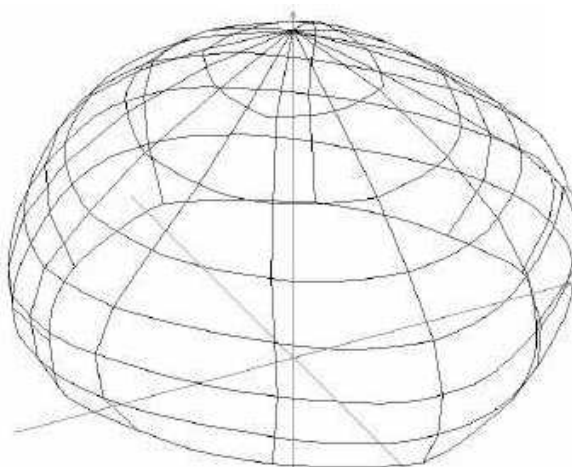
Τα αποτελέσματα αυτής της διαδικασίας απεικονίζονται γραφικά σε τρεις διαστάσεις και για ευκολότερη χρήση σε δύο διαστάσεις. Στο Σχ. 3.8 φαίνεται η αλληλεπίδραση ροπών ως προς τις δύο κύριες διευθύνσεις για διάφορα επίπεδα μεγέθους αξονικής δύναμης P . Στο Σχ. 3.9 διακρίνεται η τρισδιάστατη απεικόνιση διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης.



Σχήμα 3.7 Βήματα εξαγωγής διαγράμματος ροπών – καμπυλοτήτων διατομής



Σχήμα 3.8 Διαγράμματα αλληλεπίδρασης M_x - M_y για διάφορα επίπεδα αξονικής δύναμης



Σχήμα 3.9 Τρισδιάστατη απεικόνιση διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης

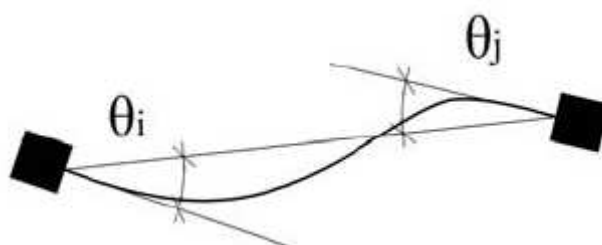
Εφαρμογή στον εξεταζόμενο φορέα

Στην ανάλυσή μας, η καμπυλότητα στη διαρροή $(1/r)_y$ υπολογίστηκε από την εξ. (3.3) και η ροπή διαρροής M_y υπολογίστηκε αυτόματα από το πρόγραμμα *SAP2000* κατά την εισαγωγή των πλαστικών αρθρώσεων, ο τύπος των οποίων είναι σύμφωνα με τους πίνακες της FEMA 356 (βλ. Παράρτημα Γ).

3.3.4 Γωνία στροφής – χορδής

Όσον αφορά στις καμπτικές παραμορφώσεις μελών οπλισμένου σκυροδέματος, η καμπυλότητα χάνει το φυσικό της νόημα μετά τη ρηγμάτωση. Αυτό οφείλεται στη διακριτή φύση της ρηγμάτωσης και αλλά και στο γεγονός πως ο λυγισμός των ράβδων και η θλιπτική αστοχία του απερίσφιγχτου ή του περιεσφιγμένου σκυροδέματος συμβαίνουν σε ένα μικρό μήκος του μέλους. Επιπλέον, είναι σκόπιμο στις τιμές της παραμόρφωσης που χρησιμοποιούνται να λαμβάνεται υπόψη η συνύπαρξη καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων, αλλά και φαινόμενα όπως η εξόλκευση των ράβδων οπλισμού.

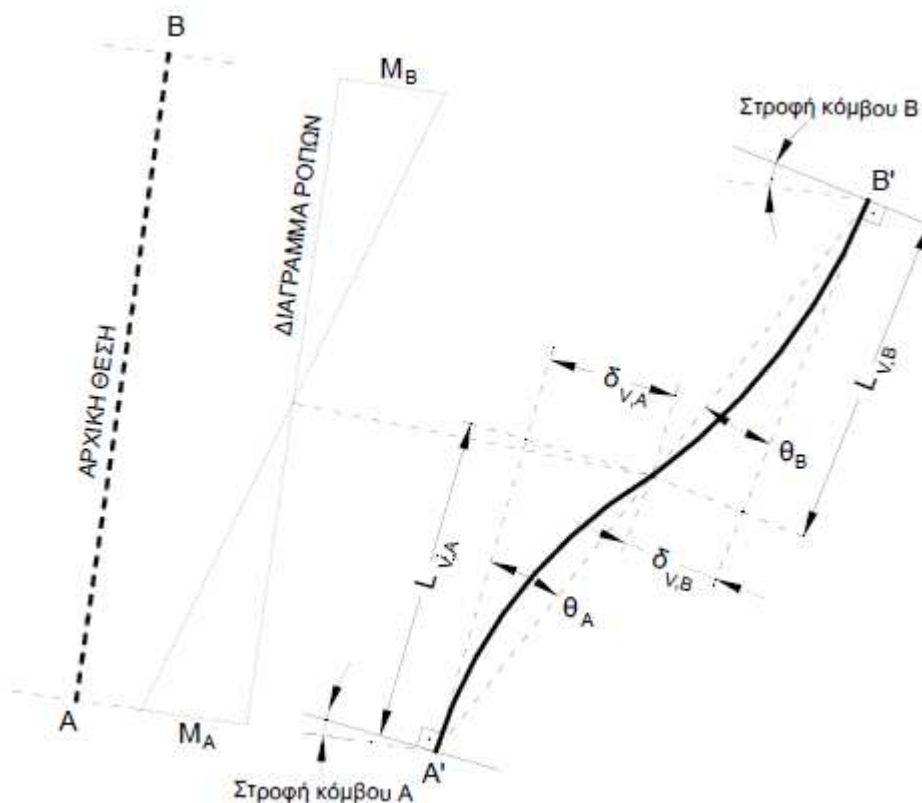
Για τους προαναφερθέντες λόγους, τα μεγέθη τα οποία συνήθως επιλέγονται για τον προσδιορισμό της αντοχής είναι η ροπή κάμψης M και η γωνία στροφής χορδής θ . Ως γωνία στροφής χορδής ορίζεται η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον άξονα του στοιχείου στο άκρο υπό διαρροή και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρο του ανοίγματος διάτμησης, δηλαδή το σημείο μηδενισμού των ροπών. Στο Σχ. 3.10 διακρίνεται απλοποιητικά η γραφική επεξήγηση της γωνίας στροφής χορδής.



Σχήμα 3.10 Γωνίες στροφής χορδής σε κάθε κόμβο μέλους

Στο Σχ. 3.11 φαίνονται το μήκος διάτμησης L_v , καθώς επίσης και οι γωνίες

στροφής χορδής θ_i σε κάθε κόμβο. Παρατηρώντας ότι το μέλος συντρέχει κάθετα στον κάθε κόμβο, γίνεται κατανοητό πως οι συγκεκριμένες γωνίες στροφής σχετίζονται με την παραμορφωμένη κατάσταση μέλους στην ελαστική περιοχή.

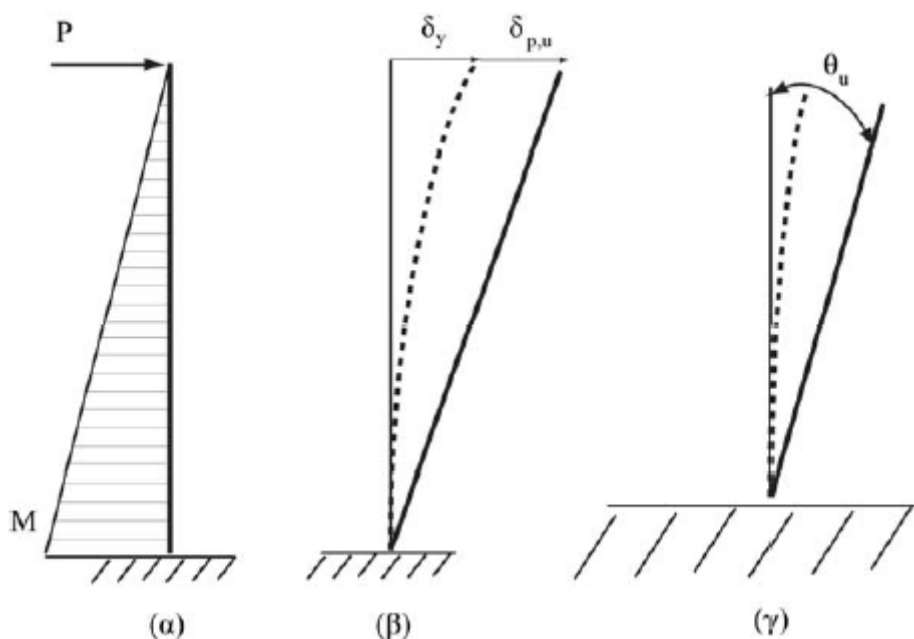


Σχήμα 3.11 Ελαστικές γωνίες στροφής χορδής σε κάθε κόμβο μέλους

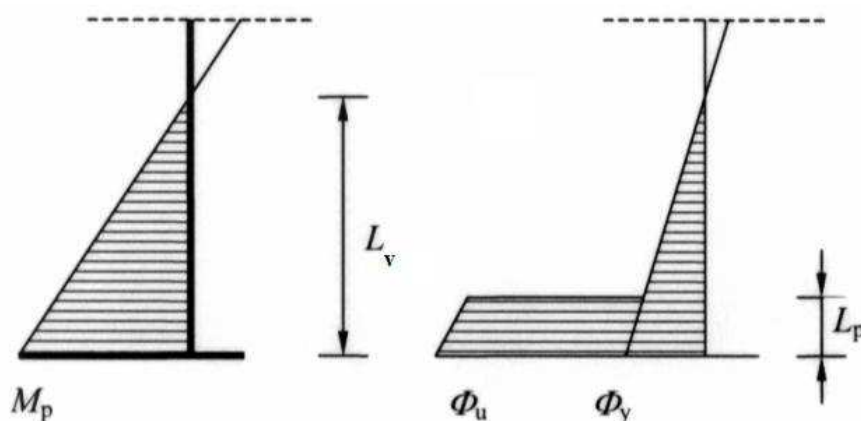
Επιπρόσθετα, η γωνία στροφής χορδής προβόλου υποκειμένου σε οριζόντια φόρτιση φαίνεται και από το Σχ. 3.12. Η διακεκομμένη γραμμή συνδέει το ένα άκρο του μέλους με το άκρο στο οποίο γίνεται μηδενισμός των ροπών. Η κατακόρυφη γραμμή είναι η εφαπτομένη στον άξονα του στοιχείου υπό διαρροή. Είναι φανερό πως, για γωνίες μικρότερες ή ίσες της θ_y , το μέλος παραμένει στην ελαστική περιοχή και είναι κάθετο στο σημείο στήριξης.

Η γωνία στροφής χορδής ορίζεται ως $\theta = \Delta/L$. Η γενική πλαστιμότητα του φορέα εξαρτάται από την τοπική πλαστιμότητα στις πλαστικές αρθρώσεις. Η τελευταία μπορεί να εκφραστεί ως ο λόγος της καμπυλότητας της διατομής στην οριακή κατάσταση αστοχίας προς την καμπυλότητα στη διαρροή, $\mu_\phi = \Phi_u/\Phi_y$, και ονομάζεται πλαστιμότητα σε όρους καμπυλοτήτων. Με παρόμοιο τρόπο, η τοπική πλαστιμότητα μπορεί να εκφραστεί μέσω μετακινήσεων ή στροφών χορδών, αλλά

η πλέον κατάλληλη μέθοδος θεωρείται αυτή των καμπυλοτήτων.



Σχήμα 3.12 Πρόβολος υποκείμενος σε οριζόντια φόρτιση. Φαίνονται (α) το διάγραμμα ροπών, (β) το μέλος στην παραμορφωμένη κατάσταση τη στιγμή της διαρροής και μετά την πλαστικοποίηση της στήριξης και (γ) λεπτομέρεια κοντά στη στήριξη, όπου σχηματίζεται η πλαστική άρθρωση.



Σχήμα 3.13 Διάγραμμα ροπών και καμπυλοτήτων κατά μήκος ενός μέλους που εμφανίζει πλαστική άρθρωση στο ένα του άκρο.

Το διάγραμμα ροπών και οι καμπυλοτήτες κατά μήκος ενός μέλους το οποίο έχει μια πλαστική άρθρωση στο ένα του άκρο φαίνεται στο Σχ. 3.13. Από το σχήμα φαίνεται πως στο σημείο εμφάνισης της πλαστικής άρθρωσης η ροπή έφτασε στην πλαστική ροπή αντοχής M_{pl} και πως η καμπυλότητα μέσα στο μήκος της

πλαστικής άρθρωσης L_{pl} είναι αρκετά αυξημένη στην αστοχία (Φ_u) σε σχέση με τη διαρροή (Φ_y).

Για γραμμική μεταβολή της ροπής κάμψεως, η στροφή διαρροής θ_y μπορεί να υποτεθεί εξιδανικευτικά ίση με:

$$\theta_y = \frac{\Delta_y}{L_s} = \frac{1}{L_s} \int_0^{L_s} \Phi(x) x dx = \frac{1}{L_s} \int_0^{L_s} \frac{\Phi_y x^2}{L_s} dx = \frac{\Phi_y L_s}{3} \quad (3.4)$$

Σαφέστατα, σε αυτή την εξίσωση της γωνίας στροφής χορδής στη διαρροή, δεν λαμβάνονται φαινόμενα που εμφανίζονται σε μέλη οπλισμένου σκυροδέματος, όπως αναλύεται πιο κάτω στις εξισώσεις που προτείνονται από τους Κανονισμούς.

Συνεπώς, η γωνία στροφής χορδής κατά τη διαρροή της κρίσιμης περιοχής του μέλους μπορεί να υπολογιστεί σύμφωνα με τις σχέσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.-§7.2.2 και του EC8-3-§Α.3.2.4 ως εξής:

- Για δοκούς ή υποστυλώματα:

$$\theta_y = (1/r_y) \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0014 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{(1/r_y) d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (3.5)$$

- Για τοιχώματα:

$$\theta_y = (1/r_y) \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0013 + \frac{(1/r_y) d_b f_y}{8\sqrt{f_c}} \quad (3.6)$$

όπου:

$(1/r_y)$ είναι η καμπυλότητα στη διαρροή

L_s είναι το μήκος διάτμησης του στοιχείου

a_v είναι μια παράμετρος που είναι ίση με 1, αν αναμένεται διατμητική ρηγμάτωση (λοξή ρηγμάτωση) του στοιχείου πριν την καμπτική, ενώ διαφορετικά είναι ίση με το 0. Ο έλεγχος πραγματοποιείται με σύγκριση της αντοχής του μέλους χωρίς συνδετήρες σε διάτμηση και του M_y/L_v .

h είναι το ύψος της διατομής

z ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων ($\sim 0.9d$)

ϵ_y η παραμόρφωση διαρροής του χάλυβα του οπλισμού

d_b είναι η μέση διάμετρος ράβδου του εφελκυσμένου οπλισμού

Οι τιμές των f_y και f_c είναι σε MPa (μέσες τιμές όπως παραπάνω). Από τους τρεις όρους των εξ. (3.5)-(3.6), ο πρώτος εκφράζει τη συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων, ο δεύτερος τις μέσες διατμητικές παραμορφώσεις στο μήκος L_s και ο τρίτος την επιρροή της εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου.

Η οριακή ικανότητα στροφής χορδής προκύπτει με βάση τις παρακάτω εξισώσεις:

$$\theta_u = \theta_y + \theta_{\rho,u}$$

$$\theta_{\rho,u} = (\Phi_u - \Phi_y)L_{pl} \left(1 - \frac{L_{pl}}{2L_s} \right) \quad (3.7)$$

όπου:

θ_y είναι η στροφή της χορδής στη διαρροή

Φ_u η οριακή καμπυλότητα στην ακραία διατομή

Φ_y η καμπυλότητα διαρροής στην ακραία διατομή

L_s το μήκος διάτμησης

L_{pl} το μήκος της πλαστικής άρθρωσης (EC8-3-§A.3.2.2(7))

Ο EC8-3-§A.3.2.2 και ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.-§7.2.4 υπολογίζουν με κλειστούς τύπους την οριακή ικανότητα στροφής χορδής της εξ. (3.7).

Εφαρμογή στον εξεταζόμενο φορέα

Στην ανάλυσή μας, η στροφή της χορδής στη διαρροή θ_y υπολογίστηκε από την εξ. (3.5) και η οριακή ικανότητα στροφής χορδής θ_u υπολογίστηκε αυτόματα από το πρόγραμμα *SAP2000* (το πρόγραμμα υπολογίζει τις στροφές χορδής μόνον από τη διαρροή κι ύστερα ως πλαστικές στροφές) κατά την εισαγωγή των πλαστικών αρθρώσεων, ο τύπος των οποίων είναι σύμφωνα με τους πίνακες της FEMA 356. Με βάση τη στροφή χορδής στη διαρροή, υπολογίζεται παρακάτω η ενεργός (ελαστική) δυσκαμψία των μελών του φορέα (βλ. Παράρτημα Γ).

3.3.5 Ενεργός δυσκαμψία

Σύμφωνα με τους αντισεισμικούς κανονισμούς σε κατασκευές από ωπλισμένο σκυρόδεμα, η ελαστική δυσκαμψία των δομικών στοιχείων πρέπει να αντιστοιχεί σε αυτήν των ρηγματωμένων διατομών (στάδιο II). Η οιονεί ελαστική δυσκαμψία (ενεργός δυσκαμψία), που χρησιμοποιείται στην ανάλυση του δομικού συστήματος, ορίζεται και υπολογίζεται ως η επιβατική (τέμνουσα) δυσκαμψία του μέλους μέχρι τη διαρροή του, δηλαδή $K = F_y / \delta_y$. Ο υπολογισμός της οιονεί ελαστικής δυσκαμψίας K βασίζεται στις μέσες τιμές των ιδιοτήτων των υλικών (βλ. §3.2.2).

Η ενεργός δυσκαμψία του μήκους διάτμησης L_s ενός ρηγματωμένου μέλους μέχρι τη διαρροή του μπορεί να υπολογιστεί με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.-§7.2.3 ως:

$$K = EI_{eff} = \frac{M_y L_s}{3\theta_y} \quad (3.8)$$

όπου M_y και θ_y η τιμή της ροπής και της γωνίας στροφής χορδής αντίστοιχα στη διαρροή της ακραίας διατομής του στοιχείου. Το μήκος διάτμησης L_s είναι ο λόγος M/V στην ακραία διατομή του στοιχείου, δηλαδή η απόσταση της ακραίας διατομής από το σημείο μηδενισμού των ροπών. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.-§7.2.3 η τιμή του μήκους L_s μπορεί να είναι σταθερή ως εξής:

- ❖ Σε δοκούς που συνδέονται και στα δύο άκρα με κατακόρυφα στοιχεία, το L_s μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το μισό του καθαρού ανοίγματος της δοκού.
- ❖ Σε δοκούς που συνδέονται με κατακόρυφο στοιχείο μόνο στο ένα άκρο, το L_s μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το συνολικό καθαρό άνοιγμα της δοκού.
- ❖ Σε υποστυλώματα, το L_s μπορεί να λαμβάνεται ως το μισό του καθαρού ύψους μεταξύ δοκών με τις οποίες το υποστύλωμα συνδέεται μονολιθικά μέσα στο υπόψη επίπεδο κάμψης.
- ❖ Σε τοιχώματα, το L_s μπορεί να λαμβάνεται σε κάθε όροφο διαφορετικό και ίσο με το μισό της απόστασης της διατομής βάσης ορόφου από την κορυφή του τοιχώματος στο κτήριο.

Η ενεργός δυσκαμψία K του συνολικού μήκους του στοιχείου μπορεί να λαμβάνεται ίση με το μέσο όρο των τιμών που υπολογίζονται από την εξ. (3.8) στις δύο ακραίες διατομές του στοιχείου. Εάν οι διατομές αυτές έχουν μη συμμετρικό σχήμα ή σπλισμό (διαφορετικό για θετική ή αρνητική ροπή κάμψης), λαμβάνονται οι μέσοι όροι των τιμών του K από την εξ. (3.8) για τις δύο φορές κάμψης (θετική ή

αρνητική).

Τέλος, η εξ. (3.8) εφαρμόζεται για τον υπολογισμό της ενεργού δυσκαμψίας, ακόμη και αν η διατμητική αστοχία του στοιχείου προηγείται της καμπτικής διαρροής του άκρου του.

Εφαρμογή στον εξεταζόμενο φορέα

Στην ανάλυσή μας, χρησιμοποιήθηκε η εξ. (3.8) για τον προσδιορισμό της ενεργού δυσκαμψίας κάθε στοιχείου μέχρι τη διαρροή του. Στην εξίσωση αυτή, η στροφή της χορδής στη διαρροή θ_y υπολογίστηκε από την εξ. (3.5) και η ροπή στη διαρροή M_y υπολογίστηκε αυτόματα από το πρόγραμμα *SAP2000* κατά την εισαγωγή των πλαστικών αρθρώσεων. Το μήκος διάτμησης L_s υπολογίστηκε, έχοντας σταθερή τιμή, σύμφωνα με τα παραπάνω. Η ενεργός ρηγματωμένη δυσκαμψία ως ποσοστό επί της αρηγμάτωτης υπολογίζεται σε πίνακες (βλ. Παράρτημα Γ).

3.3.6 Επιρροές 2^{ας} τάξεως

Στην ανελαστική ανάλυση, οι στατικές επιρροές 2^{ας} τάξεως θα συνεκτιμώνται στην ανάλυση (ΚΑΝ.ΕΠΕ.-§5.4.7). Συγκεκριμένα, όταν ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας θ (EC8-1-§4.4.2.2 (2)) προκύπτει μικρότερος του 0.1, οι επιρροές 2^{ας} τάξεως μπορεί να αγνοηθούν. Όταν ο δείκτης θ κυμαίνεται μεταξύ 0.1 και 0.2, οι σεισμικές δυνάμεις και μετακινήσεις στον όροφο i θα επαυξάνονται με το συντελεστή $1/(1-\theta)$. Όταν ο δείκτης θ υπερβαίνει την τιμή 0.2, το κτίριο θα θεωρείται οιονεί ασταθές, οπότε θα απαιτείται κατάλληλη ενίσχυσή του, ώστε να μειωθούν οι πλευρικές του μετακινήσεις προκειμένου ο δείκτης θ να προκύπτει εντός των ανωτέρω ορίων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΥ ΠΟΛΥΒΑΘΜΙΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ

ΜΕΡΟΣ Α' ΘΕΩΡΗΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

4.1 ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Οι μέθοδοι ανάλυσης που χρησιμοποιούνται για την ανάλυση κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα είναι οι ακόλουθες:

- Ελαστική στατική
- Ελαστική δυναμική
- Ανελαστική στατική
- Ανελαστική δυναμική

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης υιοθετούν την παραδοσιακή γραμμική σχέση έντασης – παραμόρφωσης για τα δομικά στοιχεία της κατασκευής με κατάλληλες τροποποιήσεις των μετακινήσεων και των κριτηρίων επιτελεστικότητας, έτσι ώστε να λαμβάνεται υπόψη η πιθανότητα εκδήλωσης μη-γραμμικής συμπεριφοράς για το σεισμό σχεδιασμού. Η ελαστική στατική ανάλυση και η ελαστική δυναμική ανάλυση αντιστοιχούν στην απλοποιημένη φασματική μέθοδο και στη δυναμική φασματική μέθοδο σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών, όπως ο ΕΑΚ 2000.

Η ανελαστική στατική ανάλυση (μη-γραμμική στατική ανάλυση), που συχνά καλείται και μέθοδος ελέγχου των μετακινήσεων, χρησιμοποιεί απλοποιημένες τεχνικές προσέγγισης της μη-γραμμικής συμπεριφοράς του φορέα για την εκτίμηση των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία, όταν η κατασκευή υπόκειται στη σεισμική δράση σχεδιασμού.

Η ανελαστική δυναμική ανάλυση, γνωστή και ως ανάλυση χρονοϊστορίας, αποτελεί μεν την πιο πλήρη και ρεαλιστική μέθοδο ανάλυσης, αλλά ταυτόχρονα απαιτεί σημαντική κριτική ικανότητα και εμπειρία του μηχανικού, που διενεργεί τον έλεγχο αποτίμησης και ανασχεδιασμού της υφιστάμενης κατασκευής, καθώς και

αξιόπιστη γνώση των μηχανικών ιδιοτήτων των δομικών υλικών. Για τους λόγους αυτούς, σε συνδυασμό με την αυξημένη της πολυπλοκότητα, δεν κρίνεται πρακτική για γενική χρήση.

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης μπορούν μεν να δώσουν μία καλή ένδειξη της ελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής μέχρι το σημείο της πρώτης διαρροής, αλλά δεν μπορούν να προβλέψουν την ανακατανομή των εντάσεων που θα συμβεί κατά τη διάρκεια της προοδευτικής διαρροής των δομικών στοιχείων του φορέα.

Οι ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης βοηθούν στην κατανόηση της πραγματικής συμπεριφοράς των κατασκευών, καταδεικνύοντας τόσο τους μηχανισμούς αστοχίας όσο και το ενδεχόμενο προοδευτικής κατάρρευσης. Η χρήση ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων κατασκευών επιτρέπει καλύτερη εποπτεία και κατανόηση της συμπεριφοράς μίας κατασκευής, όταν υποβληθεί σε ισχυρούς σεισμούς, για τους οποίους είναι δεδομένο ότι θα συμπεριφερθεί ανελαστικά. Με τον τρόπο αυτό, αντιμετωπίζονται πολλές από τις αβεβαιότητες που σχετίζονται με τις ελαστικές μεθόδους ανάλυσης που υιοθετούνται από τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς.

4.2 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

4.2.1 Γενικά

Μία από τις πιο γνωστές εφαρμογές της ανελαστικής ανάλυσης κατασκευών, που προτείνεται από τους σύγχρονους κανονισμούς, είναι η *ανελαστική (μη-γραμμική) στατική ανάλυση* ή αλλιώς *μη-γραμμική μέθοδος σταδιακής εξώθησης* και πιο γνωστή στα αγγλικά και ως *ανάλυση Pushover*. Η ανάλυση αυτή είναι μία ευρύτατα διαδεδομένη μέθοδος υπολογισμού κυρίως υφισταμένων κατασκευών που εφαρμόζεται σε πολλούς κανονισμούς, όπως ο Ευρωκώδικας 8, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ., ο FEMA 356, ο ATC-40, κ.ά.. Στόχος της είναι:

- Η δημιουργία της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης κορυφής. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους

τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας, δηλαδή την αποτίμηση της στατικής συμπεριφοράς υφισταμένων ή ανασχεδιαζομένων κατασκευών.

- Η τεκμηρίωση της ύπαρξης επαρκούς πλαστιμότητας στο κτήριο (λόγος α_u/α_1).
- Η εκτίμηση των αναμενόμενων πλαστικών μηχανισμών κατάρρευσης και η εποπτεία της συμπεριφοράς των μελών της κατασκευής ως προς τη σειρά και τα σημεία εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων. Επιτυγχάνεται με αυτόν τον τρόπο η αποτύπωση της κατανομής των ζημιών στην κατασκευή και γίνεται κατανοητός ο μηχανισμός απορρόφησης ενέργειας.

Με αυτόν τον τρόπο, ο μελετητής μηχανικός έχει τη δυνατότητα να χρησιμοποιήσει τη μέθοδο *Pushover* τόσο στην αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό παλαιότερων κτηρίων όσο και στην ανάλυση νέων κατασκευών. Η χρήση της μεθόδου στον ανασχεδιασμό παλαιότερων κατασκευών και στη μελέτη νέων κατασκευών διαφοροποιείται σε ορισμένα σημεία όπως αναλύεται παρακάτω.

4.2.2 Χρήση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης σε νέα και υφιστάμενα κτήρια

Η μη-γραμμική στατική ανάλυση είναι απαραίτητη τόσο σε νέες όσο και σε υφιστάμενες κατασκευές για διαφορετικούς λόγους σε κάθε περίπτωση. Η διαφοροποίηση έγκειται στο σκοπό που επιδιώκεται να επιτευχθεί μέσω της ανάλυσης αυτής.

Αφ' ενός για μεν τα νέα κτήρια επιδιώκεται μέσω της ανάλυσης *Pushover* η εξαγωγή της *καμπύλης αντίστασης* της κατασκευής και εξ' αυτής ο προσδιορισμός του λόγου α_u/α_1 , όπως αυτός αναλύεται στην αμέσως επόμενη παράγραφο. Ο λόγος α_u/α_1 χρησιμοποιείται τελικά στον υπολογισμό του συντελεστή συμπεριφοράς q της κατασκευής. Οι απαραίτητοι έλεγχοι της κατασκευής παρόλα αυτά πραγματοποιούνται με βάση τα αποτελέσματα της ελαστικής ανάλυσης. Ο μελετητής θεωρείται πως έχει πλήρη γνώση της γεωμετρίας του φορέα της κατασκευής, της ποιότητας των χρησιμοποιούμενων υλικών και των κατασκευαστικών λεπτομερειών.

Αφ' ετέρου για δε τα υφιστάμενα κτήρια που ενισχύονται και

ανασχεδιάζονται, στόχος της ανάλυσης *Pushover* είναι η εξαγωγή της καμπύλης αντίστασης και βάσει αυτής ο προσδιορισμός του *σημείου επιτελεστικότητας* για δεδομένη σεισμική διέγερση. Με βάση το σημείο επιτελεστικότητας πραγματοποιούνται οι απαραίτητοι έλεγχοι σε όρους δυνάμεων ή παραμορφώσεων. Ο μελετητής θεωρείται πάλι πως έχει γνώση της γεωμετρίας του φορέα της κατασκευής, της ποιότητας των χρησιμοποιούμενων υλικών και των κατασκευαστικών λεπτομερειών που μπορεί να κυμαίνεται από πλήρης έως περιορισμένη.

4.2.3 Ο λόγος υπεραντοχής α_u/α_1

Ο ενιαίος *συντελεστής συμπεριφοράς* q μιας κατασκευής είναι σταθερός ή ανάλογος του λόγου α_u/α_1 σύμφωνα με την κατηγορία πλαστιμότητάς της (EC8-1-§5.2.2.2). Ο λόγος αυτός απαιτείται από τον EC8 στην ανάλυση νέων κατασκευών και είναι δυνατόν να προσδιοριστεί με δύο τρόπους:

- Προσεγγιστικά, ανάλογα με το στατικό σύστημα του φορέα και κατάλληλη απομείωση στην περίπτωση που το κτήριο δεν είναι κανονικό σε όψη.
- Υπολογιστικά, με πραγματοποίηση μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης (*Pushover*).

Ο λόγος α_u/α_1 δηλώνει την αντοχή πέραν της 1^{ης} διαρροής και απορτίζεται από:

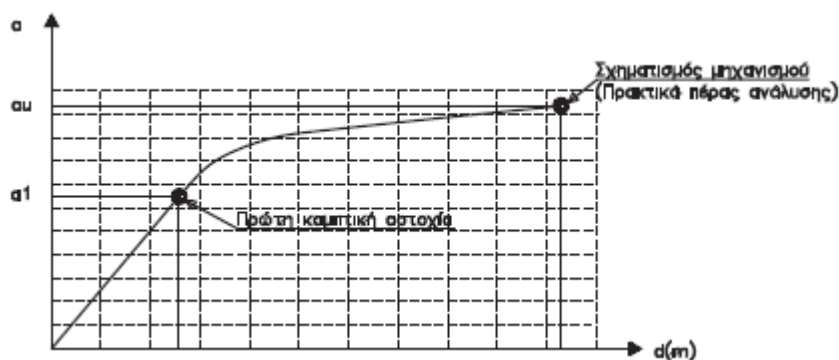
α_1 η τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστούν τα οριζόντια φορτία, ώστε να φτάσει για πρώτη φορά κάποιο μέλος της κατασκευής στην καμπτική του αντοχή, ενώ όλες οι άλλες φορτίσεις παραμένουν σταθερές (εμφάνιση της πρώτης πλαστικής άρθρωσης οπουδήποτε στο φέροντα οργανισμό).

α_u η τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστούν τα οριζόντια φορτία, ώστε να δημιουργηθεί επαρκής αριθμός πλαστικών αρθρώσεων στο φέροντα οργανισμό για την αστάθειά του (*μηχανισμός κατάρρευσης*), ενώ όλες οι άλλες φορτίσεις παραμένουν σταθερές. Η τιμή του α_u προσδιορίζεται μέσω της μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης.

Είναι φανερό πως σε μια αμφιέριστη δοκό ο λόγος αυτός είναι ίσος με τη μονάδα, διότι η δημιουργία της πρώτης πλαστικής άρθρωσης θα οδηγήσει στη δημιουργία πλαστικού μηχανισμού κατάρρευσης. Συνεπώς, όσο μεγαλύτερη είναι

η ικανότητα της κατασκευής να καταναλώνει ενέργεια μέσω πλαστικών παραμορφώσεων, τόσο μεγαλύτερος είναι ο λόγος αυτός.

Η τιμή του λόγου a_u/a_1 σύμφωνα με τον EC8-1-§5.2.2.2, όταν δεν πραγματοποιείται ανάλυση *Pushover*, κυμαίνεται από 1.1 έως 1.3, ανάλογα και με το στατικό σύστημα. Επιτρέπονται δε και μεγαλύτερες τιμές, όταν αυτό αποδεικνύεται με χωρική ανάλυση *Pushover*, με μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή 1.5. Αυτή η απόδειξη είναι αναγκαία, προκειμένου να είναι βέβαιο πως η κατασκευή είναι ικανή να αναπτύξει μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις, πριν να φτάσει στο σημείο κατάρρευσης. Ενδεικτικά το διάγραμμα a - δ φαίνεται στο Σχ. 4.1.

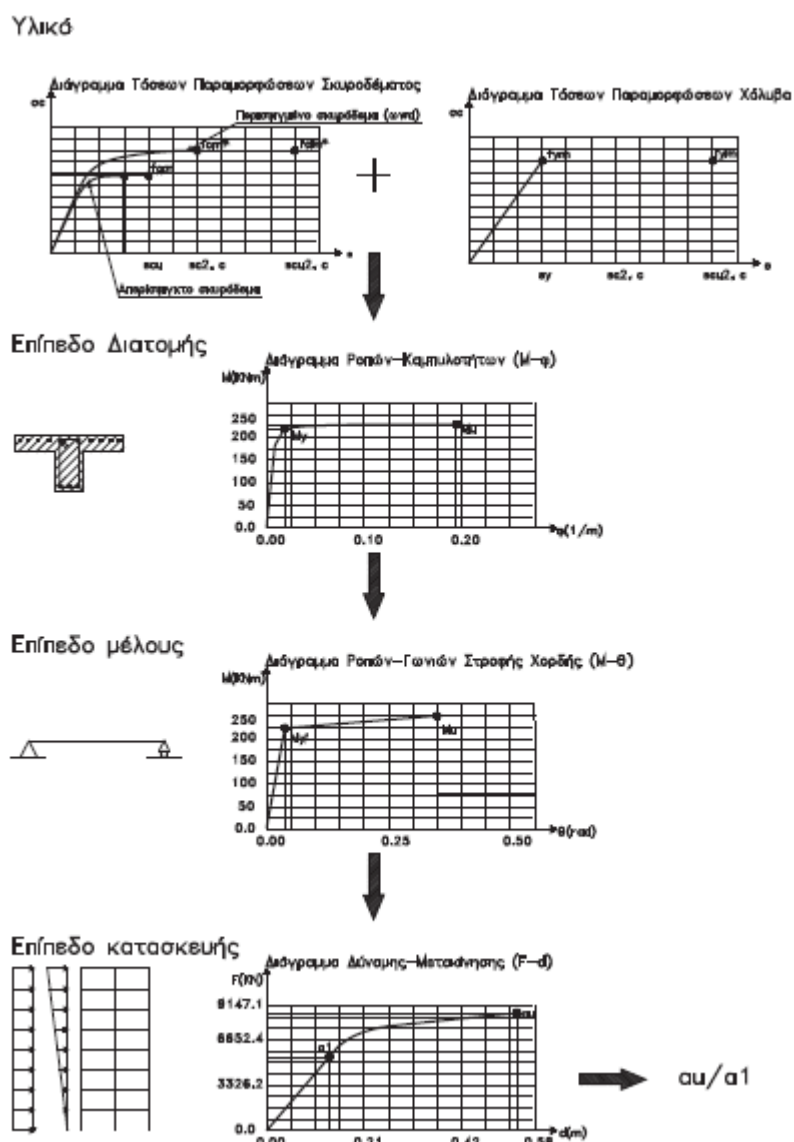


Σχήμα 4.1 Διάγραμμα a - δ

4.2.4 Διαγραμματική ροή ανάλυσης της ανελαστικής στατικής ανάλυσης

Για την εξαγωγή της καμπύλης αντίστασης, απαιτείται ο προσδιορισμός της αντοχής των μελών της κατασκευής και, προκειμένου να επιτευχθεί κάτι τέτοιο, η διαδικασία που θα πρέπει να ακολουθηθεί φαίνεται στο Σχ. 4.2. Η πορεία εξαγωγής της καμπύλης αντίστασης ακολουθεί τη λογική της εκκίνησης από την τοπική αντοχή των κρίσιμων διατομών μέσα στην κατασκευή (άκρα των φερόντων μελών της κατασκευής) και της κατάληξης στη γενική απόκριση ολόκληρης της κατασκευής. Αρχικά, ορίζονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών και εκ των υστέρων το διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων των ακραίων διατομών των φερόντων μελών της κατασκευής για διάφορα επίπεδα αξονικής δύναμης. Γνωρίζοντας τη συμπεριφορά των κρίσιμων διατομών ενός μέλους, είναι δυνατός ο προσδιορισμός της συμπεριφοράς αυτού που εκφράζεται με το διάγραμμα ροπών-γωνιών στροφής χορδής. Η γενικότερη απόκριση της κατασκευής υπό

οριζόντια φόρτιση βασίζεται στην πλέον ορισμένη συμπεριφορά των μελών.



Σχήμα 4.2 Διαγραμματική ροή ανάλυσης Pushover

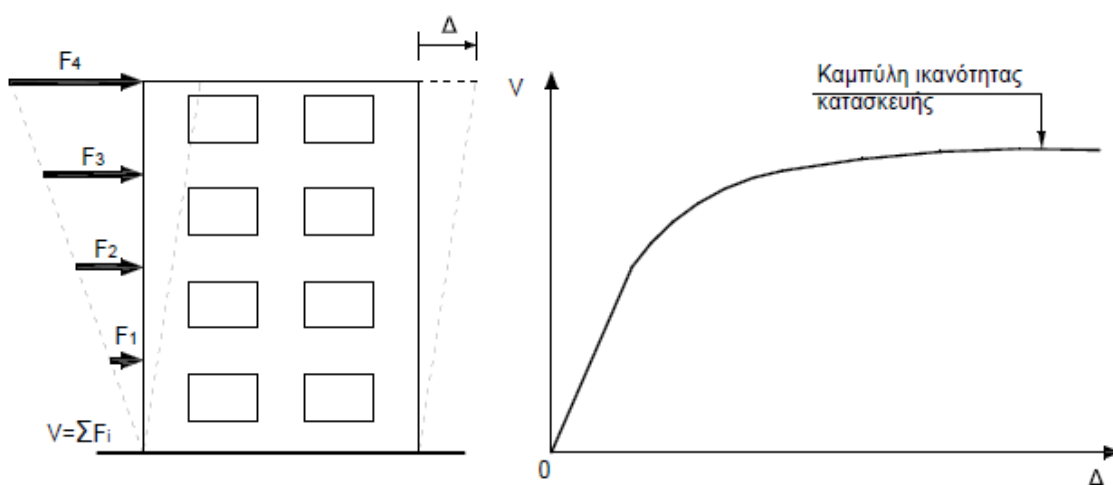
4.3 ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ

4.3.1 Βασικές έννοιες

Η συνολική ικανότητα της κατασκευής εξαρτάται από την επιμέρους ικανότητα των δομικών στοιχείων που συνθέτουν το φέροντα οργανισμό. Προκειμένου να προσδιοριστεί η ικανότητα πέραν από το όριο διαρροής,

απαιτείται κάποιας μορφής ανελαστική ανάλυση, όπως η μέθοδος σταδιακού ελέγχου των μετακινήσεων (μη-γραμμική στατική ανάλυση, *pushover analysis*). Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιεί μία σειρά από διαδοχικές ελαστικές αναλύσεις για την προσέγγιση της ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Καθεμία από τις αναλύσεις αυτές αποτελεί ένα ξεχωριστό υπολογιστικό βήμα. Τα αποτελέσματα κάθε ανάλυσης προστίθενται στα αποτελέσματα της προηγούμενης, έτσι ώστε να προσεγγιστεί το συνολικό διάγραμμα τέμνουσας βάσης V και μετακίνησης στην κορυφή της κατασκευής Δ . Το διάγραμμα αυτό ονομάζεται *καμπύλη ικανότητας* ή *αντίσταση* και αγγλιστί *capacity curve* (Σχ. 4.3). Η καμπύλη δύναμης – μετακίνησης του Σχ. 4.3 καταγράφει τη μη-γραμμική μεταβολή της τέμνουσας βάσης καθώς μεταβάλλεται η μετακίνηση στην κορυφή του κτηρίου για σταδιακή αύξηση του καθ' ύψος κατανεμημένου πλευρικού φορτίου.

Μετά από κάθε ελαστική ανάλυση, το αναλυτικό προσομοίωμα της κατασκευής τροποποιείται κατάλληλα, ώστε να ληφθεί υπόψη η πραγματική εντατική κατάσταση και η μείωση της δυσκαμψίας των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει. Εφαρμόζεται μία νέα κατανομή μονοτονικά αυξημένων πλευρικών φορτίων και η ελαστική ανάλυση επαναλαμβάνεται, μέχρι να διαρρεύσει μία νέα ομάδα δομικών στοιχείων. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται, έως ότου η κατασκευή να γίνει ασταθής ή η συνολική μετακίνηση της κατασκευής να γίνει ίση με μία προκαθορισμένη οριακή τιμή.



Σχήμα 4.3 Κατασκευή της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής

4.3.2 Προϋποθέσεις κατασκευής της καμπύλης ικανότητας

Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η μικρή επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών της κατασκευής, καθώς η καμπύλη ικανότητας κατασκευάζεται με βάση την παραδοχή ότι η θεμελιώδης ιδιομορφή της ταλάντωσης είναι δεσπόζουσα όσον αφορά στη σεισμική απόκριση της κατασκευής. Η παραδοχή αυτή είναι γενικά ορθή για κτήρια με θεμελιώδεις ιδιοπεριόδους έως 1 sec. Για περισσότερα εύκαμπτα κτήρια, πρέπει κατά κανόνα να συμπεριληφθεί και η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών στην ανάλυση.

Σύμφωνα με δόκιμες συστάσεις επεμβάσεων, όπως οι *FEMA 356*, προκειμένου να καθοριστεί αν οι ανώτερες ιδιομορφές είναι σημαντικές, απαιτείται μία δυναμική φασματική ανάλυση στην οποία θα λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές που συνεισφέρουν αθροιστικά τουλάχιστον στο 90% της ταλαντούμενης μάζας του συστήματος. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης αυτής συγκρίνονται με τα αντίστοιχα αποτελέσματα μίας δεύτερης δυναμικής φασματικής ανάλυσης με βάση μόνο την πρώτη ιδιομορφή. Η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών πρέπει να θεωρείται σημαντική, εφόσον η τέμνουσα που προκύπτει σε κάθε όροφο από την πρώτη ανάλυση ξεπερνά το 130% της αντίστοιχης τέμνουσας από τη δεύτερη ανάλυση. Στην περίπτωση που η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, η ανελαστική στατική ανάλυση πρέπει να γίνεται σε συνδυασμό με μία ελαστική δυναμική ανάλυση και η κατασκευή να ικανοποιεί τα κριτήρια επιτελεστικότητας που καθορίζονται και για τις δύο αναλύσεις, με τη διαφορά ότι τα κριτήρια επιτελεστικότητας της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης επιτρέπεται να αυξάνονται κατά 33%.

Προκειμένου να κατασκευαστεί η καμπύλη ικανότητας, απαιτείται αρχικά να γίνει το αναλυτικό προσομοίωμα της κατασκευής και να κατηγοριοποιηθούν τα δομικά στοιχεία σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα με βάση τα κριτήρια που καθορίστηκαν στην §3.3.1. Η σχέση δύναμης – μετακίνησης όλων των στοιχείων πρέπει να περιλαμβάνεται με όσο το δυνατόν μεγαλύτερη ακρίβεια στο προσομοίωμα μέσω καμπύλων μονοτονικής φόρτισης μέχρι την αστοχία του στοιχείου. Στις καμπύλες αυτές είναι απαραίτητο να απεικονίζεται τόσο η φάση απομείωσης της αντοχής του στοιχείου, όσο και η ανάπτυξη παραμένουσας

αντοχής, αν υπάρχουν. Προκειμένου να εκτιμηθεί αξιόπιστα η απαίτηση σε παραμόρφωση όσων δευτερευόντων στοιχείων δεν περιλαμβάνονται στο προσομοίωμα, ο μηχανικός μπορεί μεν να τα συμπεριλάβει, αλλά με αμελητέα δυσκαμψία, έτσι ώστε να υπολογίσει την παραμόρφωσή τους, χωρίς να επηρεαστεί σημαντικά η συνολική συμπεριφορά της κατασκευής. Η διακριτοποίηση του αναλυτικού προσομοιώματος πρέπει να είναι αντιπροσωπευτική της σχέσης έντασης – παραμόρφωσης των στοιχείων που ανήκουν στις περιοχές του φορέα στις οποίες αναμένεται ανελαστική συμπεριφορά.

4.3.3 Κατανομή οριζοντίων φορτίων καθ' ύψος

Τα φορτία βαρύτητας των στοιχείων πρέπει να συμπεριλαμβάνονται στην ανάλυση, έτσι ώστε να συνδυάζονται με τα οριζόντια πλευρικά φορτία σύμφωνα με το σεισμικό συνδυασμό που καθορίζει ο αντισεισμικός κανονισμός. Τα οριζόντια φορτία εφαρμόζονται σε κάθε ανάλυση σε συγκεκριμένη διεύθυνση και φορά και οδηγούν σε αντίστοιχα εντατικά μεγέθη για κάθε στοιχείο. Για κάθε διεύθυνση τα πλευρικά φορτία εφαρμόζονται στο προσομοίωμα σε αντιστοιχία με την κατανομή των αδρανειακών δυνάμεων που αναπτύσσονται λόγω σεισμού στο επίπεδο του διαφράγματος κάθε ορόφου. Η κατανομή των οριζόντιων πλευρικών φορτίων αποτελεί μέτρο του σχετικού μεγέθους των τεμνουσών, ροπών και παραμορφώσεων των στοιχείων της κατασκευής. Η κατανομή αυτών των εντατικών μεγεθών μεταβάλλεται συνεχώς κατά τη διάρκεια ενός ισχυρού σεισμού, καθώς τμήματα της κατασκευής διαρρέουν και η δυσκαμψία τους αλλάζει. Οι ακραίες τιμές της κατανομής εξαρτώνται από το βαθμό ανελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Επομένως, για όλες τις αναλύσεις είναι απαραίτητο να εφαρμόζονται τουλάχιστον δύο διαφορετικές καθ' ύψος κατανομές φορτίων, έτσι ώστε να περικλείουν το εύρος των δράσεων που είναι πιθανό να συμβούν κατά τη διάρκεια της πραγματικής δυναμικής συμπεριφοράς της κατασκευής, καθώς και να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών. Προκειμένου να αντιμετωπισθεί ρεαλιστικά το θέμα της κατανομής των φορτίων, προτείνεται από κάθε ομάδα κατανομών που δίνεται παρακάτω να επιλέγεται μία από τις δύο απαιτούμενες κατανομές.

- Μία κατανομή μπορεί να επιλέγεται από τις ακόλουθες τρεις:
 1. Καθ' ύψος τριγωνική κατανομή σύμφωνα με τη σχέση:

$$F_i = V_o \frac{m_i z_i}{\sum m_j z_j} \quad (4.1)$$

όπου m_i είναι η συγκεντρωμένη μάζα στη στάθμη i , z_i η απόσταση της στάθμης i από τη βάση του κτηρίου και V_o η τέμνουσα βάσης, η τιμή της οποίας αυξάνει προοδευτικά. Η χρήση αυτής της κατανομής επιτρέπεται με την προϋπόθεση ότι περισσότερο από το 75% της συνολικής μάζας του συστήματος ταλαντώνεται σύμφωνα με τη θεμελιώδη ιδιομορφή στη θεωρούμενη διεύθυνση.

2. Καθ' ύψος κατανομή με βάση το σχήμα της θεμελιώδους ιδιομορφής στη θεωρούμενη διεύθυνση σύμφωνα με τη σχέση:

$$F_i = V_o \frac{m_i \varphi_{i1}}{\sum m_j \varphi_{j1}} \quad (4.2)$$

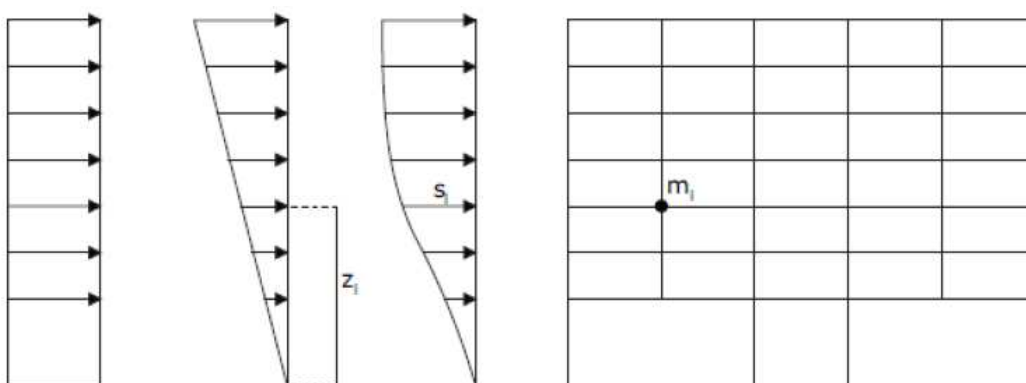
όπου φ_{i1} είναι η συνιστώσα της θεμελιώδους ιδιομορφής του κτηρίου στη στάθμη i . Ομοίως με την προηγούμενη περίπτωση, η χρήση αυτής της κατανομής επιτρέπεται με την προϋπόθεση ότι περισσότερο από το 75% της συνολικής μάζας του συστήματος ταλαντώνεται σύμφωνα με τη θεμελιώδη ιδιομορφή.

3. Καθ' ύψος κατανομή σε αντιστοιχία με την κατανομή των τεμνουσών στους ορόφους της κατασκευής, όπως αυτές υπολογίζονται με συνδυασμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων που προκύπτουν από τη δυναμική φασματική ανάλυση του κτηρίου. Πρέπει να γίνει χρήση επαρκούς αριθμού ιδιομορφών, για να ενεργοποιηθεί τουλάχιστον το 90% της ταλαντούμενης μάζας του συστήματος και το κατάλληλο φάσμα απόκρισης με βάση τις εδαφικές συνθήκες στη θέση της κατασκευής. Η συγκεκριμένη κατανομή πρέπει να χρησιμοποιείται, όταν η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτηρίου είναι μεγαλύτερη από 1 sec, επειδή στην περίπτωση αυτή η επιρροή των ανώτερων

ιδιομορφών είναι σημαντική και πρέπει να συνεκτιμάται στην κατασκευή της καμπύλης ικανότητας.

- Η δεύτερη κατανομή μπορεί να επιλέγεται από τις παρακάτω:
 1. Ομοιόμορφη (ορθογωνική) κατανομή αποτελούμενη από οριζόντια πλευρικά φορτία σε κάθε στάθμη τα οποία είναι ανάλογα προς τη συνολική μάζα του κτηρίου ανεξάρτητα από τη στάθμη (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης).
 2. Αναπροσαρμοζόμενη κατανομή φορτίων που μεταβάλλεται καθώς η κατασκευή παραμορφώνεται. Ο τρόπος με τον οποίο τροποποιείται η αρχική κατανομή φορτίων πρέπει να λαμβάνει υπόψη τις ιδιότητες της κατασκευής πέρα από το όριο διαρροής της. Οι μεθοδολογίες για την ανάπτυξη των αναπροσαρμοζόμενων κατανομών φορτίων χρησιμοποιούν κατανομή οριζόντιων φορτίων που προκύπτει από το παραμορφωμένο σχήμα της κατασκευής, σε αντίθεση με την κατανομή της πρώτης περίπτωσης που βασίζεται στις ιδιομορφές του απαραμόρφωτου φορέα. Συγκεκριμένα τα φορτία κατανέμονται με βάση τις ιδιομορφές που προκύπτουν από τις τέμνουσες δυσκαμψίες σε κάθε υπολογιστικό βήμα. Παρόλο που η χρήση αναπροσαρμοζόμενης κατανομής πλευρικών φορτίων απαιτεί μεγαλύτερη υπολογιστική προσπάθεια, κατά κανόνα δίνει περισσότερο αξιόπιστα αποτελέσματα.

Οι πιο ευρέως χρησιμοποιούμενες κατανομές είναι η τριγωνική, η ιδιομορφική και η ομοιόμορφη, όπως φαίνεται και στο Σχ. 4.4.



Σχήμα 4.4 Κατανομές φόρτισης: ομοιόμορφη, τριγωνική και ιδιομορφική.

4.3.4 Υπολογιστικά βήματα

Για τη δημιουργία της καμπύλης ικανότητας (ή αντίστασης), πραγματοποιούνται διαδοχικές στατικές αναλύσεις με σταδιακή αύξηση της οριζόντιας φόρτισης κατά τη φορά μιας διεύθυνσης και υπολογισμό της μετακίνησης στον κόμβο ελέγχου, ο οποίος βρίσκεται στο κέντρο μάζας της τελευταίας οροφής (κορυφή) του κτηρίου (το δώμα ορόφου σε εσοχή δεν αποτελεί την κορυφή του κτηρίου). Κατά τη διάρκεια αυτής τη διαδικασίας, στοιχεία τα οποία έχουν διαρρεύσει εμφανίζουν μειωμένη δυσκαμψία, η οποία λαμβάνεται υπόψη στο μητρώο δυσκαμψίας του κτηρίου σε επόμενο βήμα. Οι θέσεις πεπερασμένου μήκους, όπου αναμένονται ανελαστικές παραμορφώσεις, είναι τα άκρα των δοκών και η κορυφή και βάση των υποστυλωμάτων. Πέραν αυτών των περιοχών, η συμπεριφορά του μέλους βασίζεται στην ελαστική θεωρία.

Η εξαγωγή της καμπύλης αντίστασης γίνεται σε κάθε περίπτωση με αύξηση του επιβαλλόμενου φορτίου. Αυτή μπορεί να γίνει είτε με τη *Μέθοδο των Δυνάμεων* είτε με τη *Μέθοδο των Μετακινήσεων*. Η πρώτη σχετίζεται με σταθερή αύξηση της επιβαλλόμενης δύναμης και υπολογισμό της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου. Η δεύτερη σχετίζεται με επιβολή δύναμης που αντιστοιχεί σε σταθερή αύξηση της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου.

Εξιδανικευμένα, η γενική πλαστιμότητα σε επίπεδο κατασκευής θα μπορούσε να θεωρηθεί ίση με το λόγο της μετακίνησης στην οριακή κατάσταση αστοχίας προς τη μετακίνηση στην κατάσταση διαρροής σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (4.3)$$

Η σχηματική απεικόνιση της διαδικασίας εξαγωγής της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής ακολουθεί σε 3 φάσεις:

1. Στην πρώτη φάση (Σχ. 4.5), η κατασκευή έχει τέμνουσα βάση V_1 , φορτισμένη από τριγωνική καθ' ύψος κατανομή. Τα άκρα Α και Β των δοκών του πρώτου και δεύτερου ορόφου αντίστοιχα βρίσκονται στην ελαστική περιοχή και οι τιμές ροπών και καμπυλοτήτων που εμφανίζονται για τη δεδομένη φόρτιση φαίνονται στα αντίστοιχα διαγράμματα ροπών-

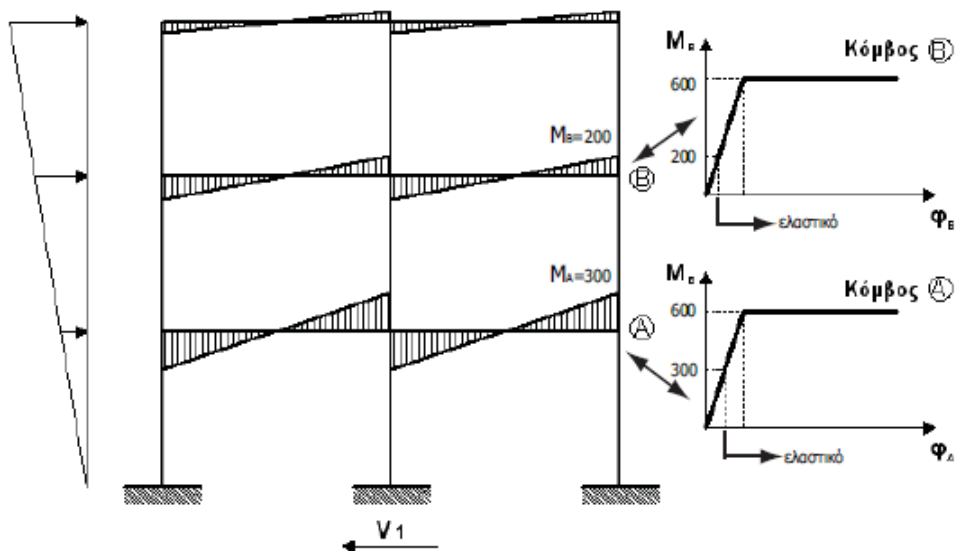
καμπυλοτήτων. Για σταθερά αυξανόμενη οριζόντια φόρτιση και εφόσον το σύστημα συμπεριφέρεται ελαστικά, η πλαστικοποίηση θα εμφανιστεί πρώτα στο σημείο A, εφόσον έχει υποθεθεί ότι αντοχές των δύο άκρων είναι ίδιες.

2. Στη δεύτερη φάση (Σχ. 4.6), η κατασκευή έχει τέμνουσα βάσης V_2 και για αυτή τη φόρτιση το άκρο A έφτασε την πλαστική ροπή αντοχής της διατομής του. Εξαιτίας του οριζόντιου μετελαστικού κλάδου του διαγράμματος ροπών – καμπυλοτήτων, γίνεται κατανοητό πως στο εξής για μεγαλύτερες φορτίσεις η διατομή στο σημείο A δε θα παραλαμβάνει μεγαλύτερη ροπή, αλλά θα εμφανίζει συνεχώς αυξανόμενη καμπυλότητα. Εξαιτίας της εμφάνισης της πλαστικής άρθρωσης στο σημείο A, το μητρώο δυσκαμψίας της κατασκευής τροποποιείται και γίνεται ανακατανομή ροπών. Η διατομή στο σημείο B βρίσκεται ακόμα στην ελαστική περιοχή.
3. Στην τρίτη φάση (Σχ. 4.7), η κατασκευή εμφανίζει τέμνουσα βάσης V_3 και για αυτήν την φόρτιση η διατομή στο σημείο B φθάνει στην πλαστική ροπή αντοχής της. Η ροπή στο σημείο A παραμένει σταθερή και ίση με αυτή στην προηγούμενη φάση, ενώ η καμπυλότητα της διατομής σε αυτό το σημείο αυξάνει.

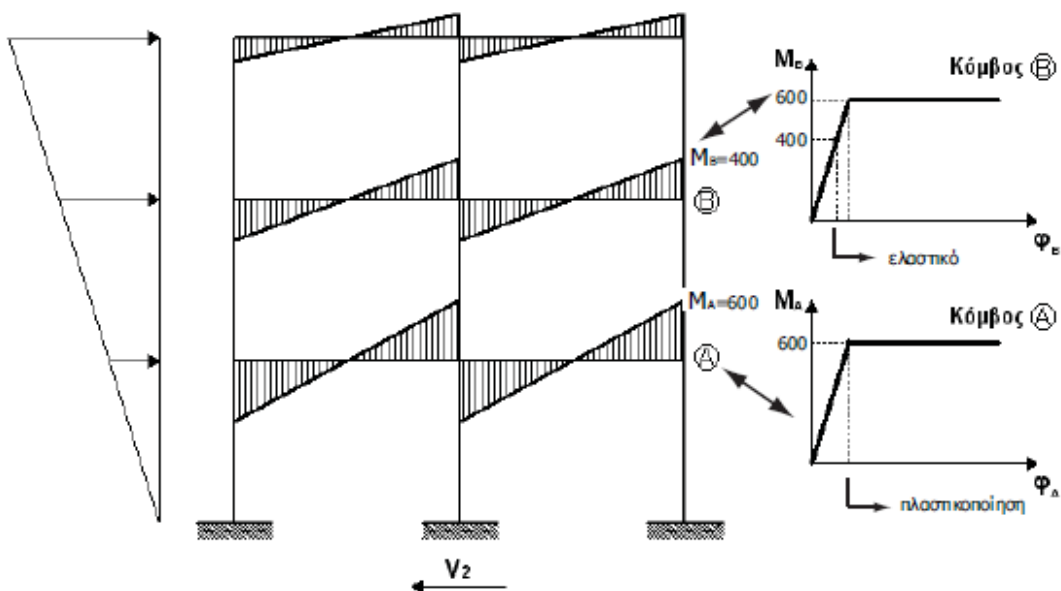
Η διαδικασία συνεχίζεται για μεγαλύτερες τιμές φόρτισης μέχρι το σημείο κατάρρευσης της κατασκευής λόγω επαρκούς αριθμού πλαστικών αρθρώσεων (μηχανισμός κατάρρευσης). Η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής μπορεί πλέον να κατασκευαστεί με χρήση των τεμνουσών βάσης και της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου (συνήθως Κ.Β. διαφράγματος κορυφής) πολλών φάσεων. Στο Σχ. 4.8 διακρίνεται η ελαστική συμπεριφορά σταθερής δυσκαμψίας έως και τη δεύτερη φάση. Επίσης, είναι ορατή η μείωση της δυσκαμψίας με την εμφάνιση της πλαστικής άρθρωσης στο τέλος της δεύτερης φάσης. Η διαδοχική εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων στα μέλη της κατασκευής θα οδηγήσει σε εξαιρετικά μεγάλη μείωση της δυσκαμψίας της κατασκευής και τελικά σε μηχανισμό κατάρρευσης.

Η μορφή της παραμορφωμένης κατάστασης και για τις τρεις διαφορετικές φάσεις φόρτισης που αναφέρθηκαν, καθώς και για τη φάση αστοχίας φαίνονται στο Σχ. 4.9. Παρατηρείται η διαρκώς αυξανόμενη καμπυλότητα ακόμα και σε μέλη

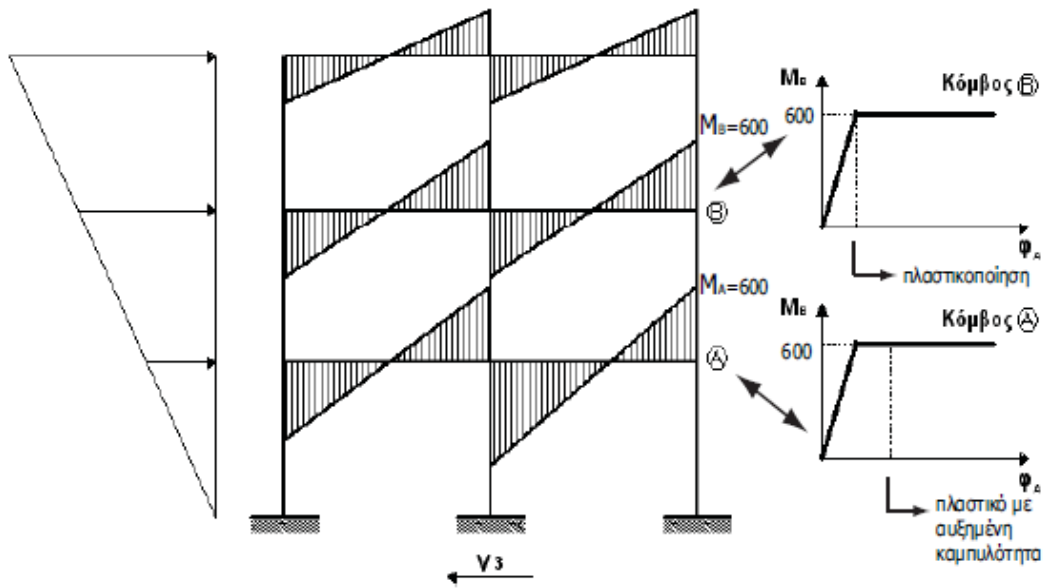
που έχουν φτάσει την πλαστική ροπή αντοχής τους και ο μηχανισμός ορόφου στο ισόγειο που οδηγεί σε κατάρρευση.



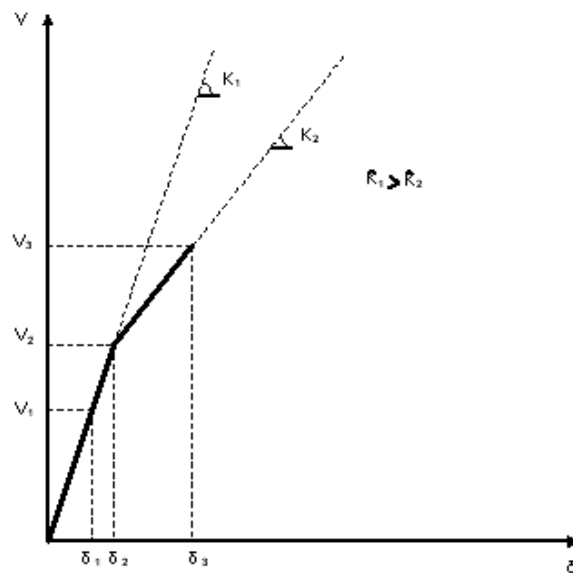
Σχήμα 4.5 Πρώτη φάση φόρτισης της κατασκευής



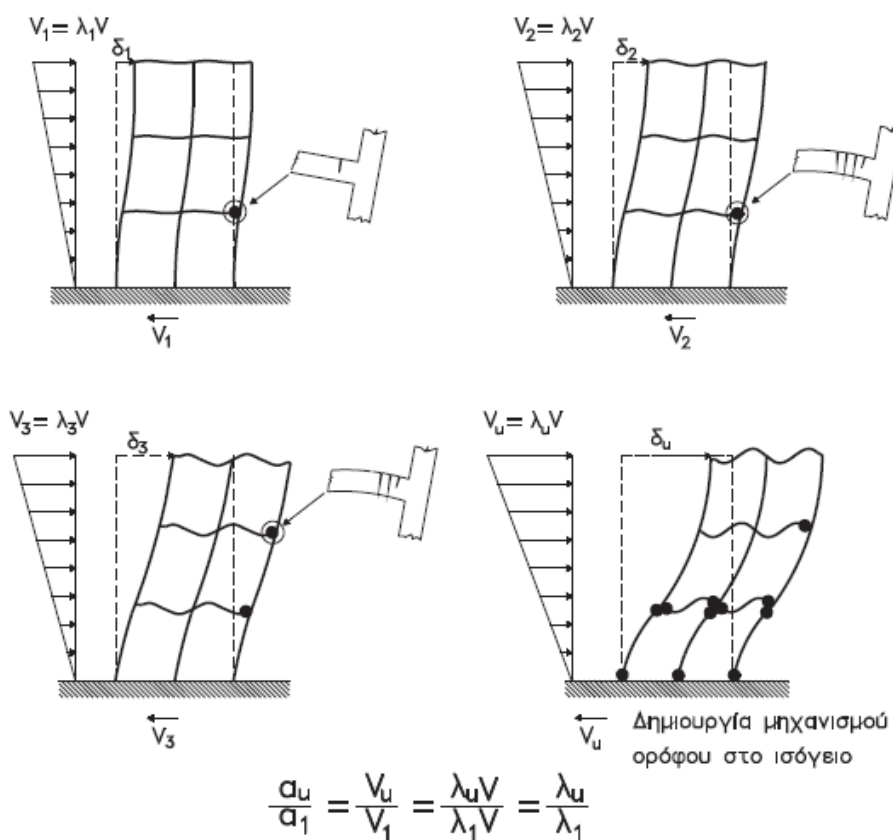
Σχήμα 4.6 Δεύτερη φάση φόρτισης της κατασκευής



Σχήμα 4.7 Τρίτη φάση φόρτισης της κατασκευής



Σχήμα 4.8 Διάγραμμα τέμνουσας βάσης – μετακίνησης κόμβου ελέγχου



Σχήμα 4.9 Διαφορετικές φάσεις φόρτισης κατασκευής σε ανάλυση Pushover και αντίστοιχες παραμορφωμένες καταστάσεις κατασκευής.

4.4 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ

4.4.1 Εισαγωγή

Για συγκεκριμένη περίοδο επαναφοράς του σεισμού σχεδιασμού, πρέπει να προσδιοριστεί η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής, η οποία ονομάζεται *στοχευόμενη μετακίνηση (target displacement)* και η οποία ορίζει το *σημείο επιτελεστικότητας (performance point)* της κατασκευής γι' αυτό το σεισμό. Γι' αυτό τον προσδιορισμό, έχουν αναπτυχθεί μέθοδοι λιγότερο και περισσότερο ακριβείς.

Η πιο ακριβής μέθοδος είναι η χρήση *μη-γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας*, η οποία θέτει την κατασκευή σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση με χρήση του επιταχυνσιογραφήματος του συγκεκριμένου σεισμικού γεγονότος σχεδιασμού. Οι υπολογιστικές απαιτήσεις από άποψη τόσο τεχνολογίας όσο και χρόνου θέτουν

την εφαρμογή αυτής της μεθόδου δύσκολη και γι' αυτό συνήθως γίνεται χρήση απλοποιημένων μεθόδων. Στη σύγχρονη βιβλιογραφία υπάρχουν διάφορες απλοποιητικές μέθοδοι. Οι κυριότερες εξ αυτών είναι η ATC-40, η N2 και η μέθοδος των συντελεστών.

Σε αυτήν την ενότητα θα αναλυθεί η διαδικασία υπολογισμού της στοχευόμενης μετακίνησης με τη χρήση της μεθόδου N2, η οποία έχει πολλά κοινά στοιχεία με τη μέθοδο που προτείνεται στον EC8-1-Παράρτημα Β.

4.4.2 Το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα

Το *ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα* εξαρτάται από την κατανομή των οριζοντίων φορτίων καθ' ύψος που λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό της καμπύλης ικανότητας. Για την κατανομή των φορτίων μπορεί να χρησιμοποιηθεί τριγωνική κατανομή, ομοιόμορφη κατανομή, κατανομή σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή ή περισσότερο πολύπλοκοι συνδυασμοί με συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών.

Γενικά, μπορούμε να θεωρήσουμε ότι η κατανομή των οριζοντίων φορτίων στους ορόφους γίνεται σύμφωνα με την παρακάτω εξίσωση:

$$F_i = V \frac{m_i \varphi_i}{\sum m_j \varphi_j} \quad (4.4)$$

όπου $V = \sum F_i$ είναι η τέμνουσα βάσης. Οι συντελεστές φ_i δηλώνουν την κατανομή των μετακινήσεων στους ορόφους και συνήθως λαμβάνονται ίσοι με τις αντίστοιχες τιμές της 1^{ης} ιδιομορφής. Σημειώνεται δε ότι, αντί της 1^{ης} ιδιομορφής, θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί και οποιαδήποτε άλλη κατανομή μετακινήσεων, αντιπροσωπευτική της αναμενόμενης παραμόρφωσης της κατασκευής. Συνήθως, οι τιμές φ_i κανονικοποιούνται, έτσι ώστε η τιμή στην κορυφή να ισούται με τη μονάδα, $\varphi_{top}=1$.

Εάν η κατανομή των φορτίων γίνεται σύμφωνα με την εξ. (4.4) και $\varphi_{top}=1$, η αντιστοιχία μεταξύ του πολυβαθμίου συστήματος και του ισοδύναμου μονοβαθμίου, για όλα τα μεγέθη (δυνάμεις, μετακινήσεις, ενέργεια, κ.λπ.), γίνεται με τη σχέση:

$$Q = \Gamma \cdot Q^* \quad (4.5)$$

όπου:

- Q^* το μέγεθος στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (π.χ. δύναμη F^* , μετακίνηση δ^*)
- Q το αντίστοιχο μέγεθος στο πολυβάθμιο σύστημα (π.χ. τέμνουσα βάσης V , μετακίνηση Δ)
- Γ συντελεστής συμμετοχής που δίνεται από τη σχέση:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \varphi_i}{\sum m_i \varphi_i^2} \quad (4.6)$$

Ο αριθμητής της παραπάνω σχέσης ισούται με τη μάζα του ισοδυναμού μονοβαθμίου συστήματος, δηλαδή:

$$m^* = \sum m_i \varphi_i \quad (4.7)$$

Σημειώνεται ότι, εφόσον τόσο οι δυνάμεις όσο και οι μετακινήσεις ακολουθούν τον ίδιο κανόνα μετασχηματισμού (εξ. (4.5)), η δυσκαμψία του ισοδυναμού μονοβαθμίου συστήματος ισούται με αυτήν του πολυβαθμίου. Η ιδιοπερίοδος, όμως, του ισοδυναμού μονοβαθμίου δεν ισούται με την 1^η ιδιοπερίοδο του πολυβαθμίου, ακόμη κι αν οι συντελεστές φ_i ισούνται με τις αντίστοιχες τιμές του 1^{ου} ιδιοδιανύσματος.

Η εξ. (4.5) χρησιμοποιείται για τη μετατροπή της καμπύλης ικανότητας του κτηρίου σε *φάσμα ικανότητας (capacity spectrum)* του ισοδυναμού μονοβαθμίου σε *ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum)* μορφή (Σχ. 4.10). Η μετατροπή αυτή γίνεται χρησιμοποιώντας τις παρακάτω σχέσεις:

$$S_a = \frac{V}{\alpha \cdot m_{ολ}} \quad (4.8)$$

$$S_d = \frac{\Delta}{\Gamma} \left[\text{ή } S_d = \frac{\Delta}{\Gamma \cdot \varphi_{top}} \text{ αν } \varphi_{top} \neq 1 \right] \quad (4.9)$$

όπου:

V η τέμνουσα βάσης του πολυβαθμίου

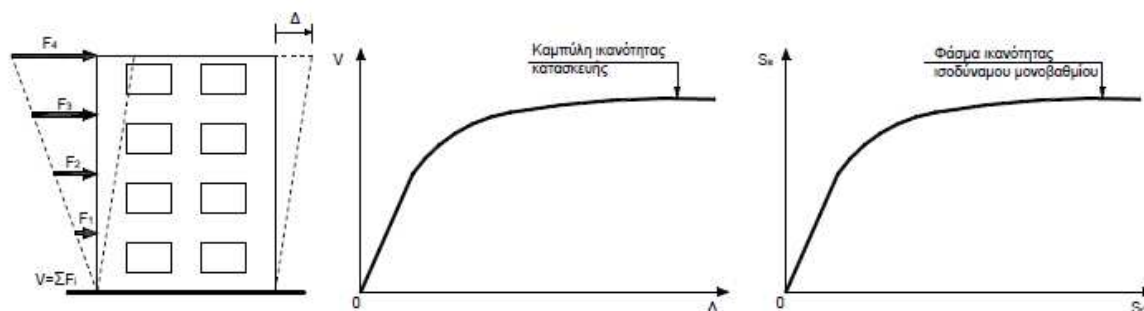
$m_{ολ}$ η συνολική μάζα του πολυβαθμίου

α ποσοστό συνολικής μάζας που συμμετέχει στη δυναμική απόκριση της κατασκευής για την αναμενόμενη μορφή παραμόρφωσης, που δίνεται από τη σχέση:

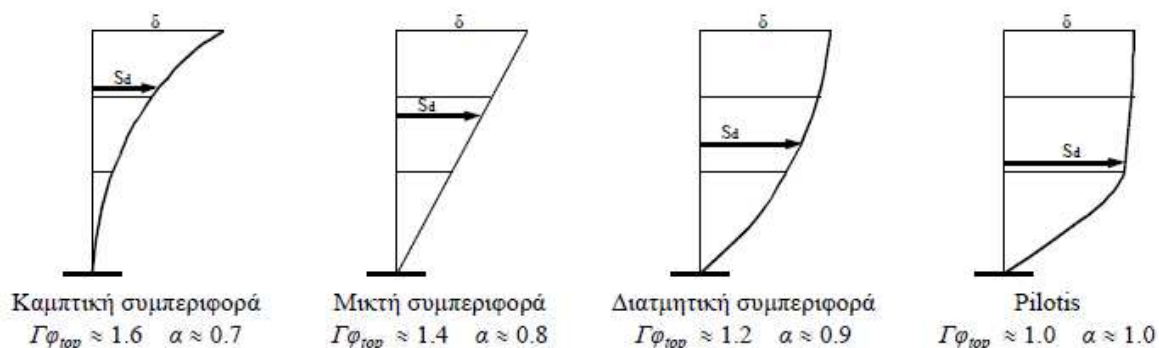
$$\alpha = \frac{[\sum m_i \varphi_i]^2}{m_{ολ} \cdot \sum m_i \varphi_i^2} = \frac{\Gamma \cdot \sum m_i \varphi_i}{m_{ολ}} = \Gamma \frac{m^*}{m_{ολ}} \tag{4.10}$$

Δ η μετακίνηση κορυφής του πολυβαθμίου

Ενδεικτικές τιμές των συντελεστών α για διάφορους τρόπους συμπεριφοράς κτηρίων παρουσιάζονται στο Σχ. 4.11.



Σχήμα 4.10 Κατασκευή της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής και του φάσματος ικανότητας του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος σε ADRS μορφή.



Σχήμα 4.11 Τιμές συντελεστή α για χαρακτηριστικούς τρόπους συμπεριφοράς

4.4.3 Η μέθοδος N2

Η μέθοδος N2 προτάθηκε από τον Fajfar (1996, 1999) και βασίζεται σε εμπειρικές σχέσεις που συνδέουν το συντελεστή συμπεριφοράς με την πλαστιμότητα. Έτσι, αντί να χρησιμοποιούνται ελαστικά φάσματα για την ισοδύναμη απόσβεση που αντιστοιχεί στην αναπτυσσόμενη πλαστιμότητα, όπως γίνεται στη μέθοδο ATC-40, υπολογίζεται απ' ευθείας η ανελαστική επιτάχυνση. Η ανελαστική φασματική επιτάχυνση S_a συνδέεται με την αντίστοιχη ελαστική S_{ae} σύμφωνα με τη σχέση:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (4.11)$$

όπου R_μ είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς (*reduction factor*) λόγω της ανελαστικής απόκρισης. Σημειώνεται ότι ο όρος R_μ αντιστοιχεί στο συντελεστή συμπεριφοράς χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η υπεραντοχή, δηλαδή στον όρο q_d κατά Ε.Α.Κ.. Υπενθυμίζεται ότι στον Ε.Α.Κ. ο συντελεστής συμπεριφοράς q ορίζεται ως $q=q_o \cdot q_d$, όπου q_o είναι ο συντελεστής υπεραντοχής.

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

$$S_d = \mu \cdot S_{dy} \quad (4.12)$$

Για ένα ελαστικό – τελείως πλαστικό σύστημα (δηλαδή χωρίς κράτυνση), ισχύει $S_a=S_{ay}$, όπου S_{ay} η επιτάχυνση διαρροής. Επειδή $S_{ae}=\omega^2 \cdot S_{de}$ και $S_{ay}=\omega^2 \cdot S_{dy}$, όπου ω είναι η ιδιοπερίοδος του ελαστικού συστήματος, οι εξ. (4.11) και (4.12) οδηγούν στην παρακάτω σχέση μεταξύ της ελαστικής και της ανελαστικής μετακίνησης:

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} \quad (4.13)$$

Στη βιβλιογραφία υπάρχουν πολλοί εμπειρικοί τύποι που δίνουν τη σχέση μεταξύ της πλαστιμότητας μ και του συντελεστή συμπεριφοράς R_μ . Στις εργασίες του

Fajfar χρησιμοποιούνται οι παρακάτω σχέσεις:

$$R_{\mu} = (\mu - 1) \frac{T}{T_o} + 1 \quad \text{για } T \leq T_o \quad (4.14\alpha)$$

$$R_{\mu} = \mu \quad \text{για } T \geq T_o \quad (4.14\beta)$$

όπου

$$T_o = 0.65 \cdot \mu^{0.3} \cdot T_c \leq T_c \quad (4.15)$$

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

Η εξ. (4.14β) δηλώνει ότι, για μεσαίες και μεγάλες περιόδους, ισχύει η παραδοχή των ίσων μετακινήσεων, δηλαδή ότι η μετακίνηση του ανελαστικού συστήματος είναι ίση με αυτή του αντίστοιχου ελαστικού με την ίδια περίοδο. Για κατασκευές με μικρές περιόδους, η ισότητα αυτή δεν ισχύει, όπως δηλώνει η εξ. (4.14α). Η περίοδος T_o , που καθορίζει το όριο μεταξύ των περιοχών ισχύος κάθε εξίσωσης, εξαρτάται από την πλαστιμότητα, όπως φαίνεται από τη σχέση (4.15). Η περίοδος T_o δεν μπορεί να είναι μεγαλύτερη από τη χαρακτηριστική περίοδο του φάσματος σχεδιασμού, T_c .

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

$$T_o = T_c \quad (4.16)$$

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

Η μέθοδος σε βήματα περιγράφεται ως εξής:

Βήμα 1: Κατασκευή της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής και του αντίστοιχου φάσματος ικανότητας του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος σε μορφή ADRS.

Βήμα 2: Κατασκευή του αντίστοιχου ιδεατού διγραμμικού διαγράμματος (Σχ. 4.12). Το διγραμμικό διάγραμμα ικανότητας κατασκευάζεται χωρίς κράτυνση, δηλαδή ο μετελαστικός κλάδος είναι οριζόντιος. Αυτό γίνεται, γιατί έχει αποδειχθεί ότι μία συνήθης (μικρή) κράτυνση δεν έχει σημαντική επίδραση στην τιμή της ανελαστικής μετακίνησης.

Το διάγραμμα συνήθως κατασκευάζεται με κλίση ελαστικού κλάδου ίση με την τέμνουσα δυσκαμψία που αντιστοιχεί στο 60% της επιτάχυνσης διαρροής και έτσι ώστε τα εμβαδά που αποκόπτονται πάνω και κάτω από την αρχική καμπύλη να είναι ίσα. Από το διγραμμικό διάγραμμα ικανότητας καθορίζονται η επιτάχυνση διαρροής S_{ay} και η μετακίνηση διαρροής S_{dy} . Έτσι, για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα η δύναμη διαρροής είναι $F_y^* = m^* S_{ay}$ και η μετακίνηση διαρροής $\delta_y^* = S_{dy}$.

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

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{S_{dy}}{S_{ay}}} = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \delta_y^*}{F_y^*}} \quad (4.17)$$

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

Για την περίοδο T^* , υπολογίζονται η ελαστική επιτάχυνση S_{ae} και η ελαστική μετακίνηση S_{de} από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού. Ο απαιτούμενος συντελεστής συμπεριφοράς ισούται με $R_\mu = S_{ae}/S_{ay}$.

Διακρίνουμε δύο περιπτώσεις:

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

$$\delta^* = S_d = S_{de} \quad (4.18)$$

Η χαρακτηριστική περίοδος T_o υπολογίζεται από την εξ. (4.15) ή την απλοποιημένη (4.16). Σε αυτήν την περίπτωση, $\mu = R_\mu$.

(β) Εάν $T^* < T_o$, η πλαστιμότητα μ υπολογίζεται από το συντελεστή συμπεριφοράς,

R_μ , από τη σχέση (4.14α), η οποία δίνει:

$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_o}{T^*} + 1 \quad (4.19)$$

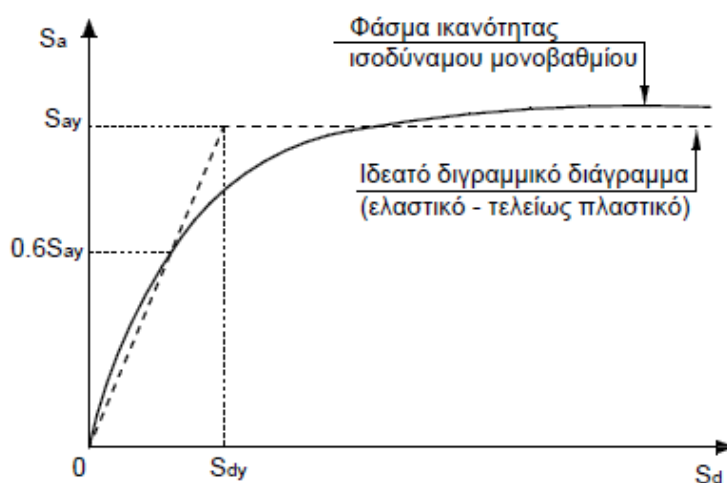
Εάν για τον υπολογισμό της T_o χρησιμοποιηθεί η σχέση (4.15), απαιτείται επαναληπτική διαδικασία, ενώ, εάν ο υπολογισμός γίνει σύμφωνα με την απλοποιημένη σχέση (4.16), ο υπολογισμός του μ είναι άμεσος, χωρίς να απαιτούνται επαναλήψεις. Μετά τον υπολογισμό της πλαστιμότητας, η ανελαστική μετακίνηση προκύπτει από τη σχέση:

$$\delta^* = S_d = \mu \cdot S_{dy} \quad (4.20)$$

Και στις δύο περιπτώσεις, η ανελαστική μετακίνηση αντιστοιχεί στο σημείο τομής του διγραμμικού φάσματος ικανότητας με το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα μ . Σημειώνεται ότι με την παραπάνω διαδικασία υπολογίζεται η μετακίνηση, χωρίς να χρειάζεται να κατασκευαστεί το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού.

Βήμα 4: Στοχευόμενη μετακίνηση κατασκευής.

Η μετακίνηση της κορυφής Δ του πολυβάθμιου, που αντιστοιχεί στη μετακίνηση δ^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, υπολογίζεται χρησιμοποιώντας τη σχέση (4.9) με αντικατάσταση της S_d με τη δ^* .



Σχήμα 4.12 Κατασκευή του ιδεατού διγραμμικού φάσματος ικανότητας

4.5 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Ως στάθμη επιτελεστικότητας ορίζεται η ελάχιστη στάθμη αντοχής (δηλαδή το αποδεκτό επίπεδο βλαβών) που θα πρέπει να έχει η κατασκευή με βάση την επιλογή του μελετητή του έργου. Εν γένει, όσο σημαντικότερη είναι η κατασκευή τόσο υψηλότερες είναι οι απαιτήσεις αντοχής και συνεπώς τόσο μικρότερες θα πρέπει να είναι οι επιτρεπόμενες βλάβες στην κατασκευή. Η κάθε στάθμη επιτελεστικότητας ορίζεται με βάση την οριακή γωνία στροφής χορδής ως εξής:

- *Περιορισμού Βλαβών (Damage Limitation-DL): $\theta \leq \theta_y$*

Στην περίπτωση *Περιορισμού Βλαβών (DL)*, θα πρέπει οι βλάβες της κατασκευής να παραμείνουν σε χαμηλά επίπεδα, χωρίς να δυσχεραίνουν τη λειτουργία αυτής και χωρίς να τίθεται η ανθρώπινη ζωή σε κίνδυνο. Σε κανένα μέλος δε θα πρέπει η γωνία στροφής χορδής να ξεπεράσει την τιμή διαρροής, ήτοι η κατασκευή θα πρέπει να παραμείνει ελαστική. Συνεπώς, η εφαρμογή δυναμικής ή ελαστικής ανάλυσης είναι επίσης αποδεκτή.

- *Σημαντικών Βλαβών (Severe Damage-SD): $\theta \leq 0.75\theta_u$*

Στην περίπτωση *Σημαντικών Βλαβών (SD)*, επιτρέπεται η εμφάνιση εκτεταμένων βλαβών στην κατασκευή, αλλά χωρίς να διατρέχει κίνδυνο η σωματική ακεραιότητα ατόμων. Οι βλάβες θα πρέπει να είναι επισκευάσιμες. Στα μέλη επιτρέπεται η είσοδος της γωνίας στροφής χορδής στην ανελαστική περιοχή, αλλά όχι η υπέρβαση του 0.75 της τιμής αστοχίας.

- *Οιονεί Κατάρρευση (Near Collapse-NC): $\theta \leq \theta_u$*

Στην περίπτωση *Οιονεί Κατάρρευσης (NC)*, αναμένεται η εμφάνιση εκτεταμένων και πιθανότατα μη επισκευάσιμων βλαβών, που μπορεί να θέσουν σε κίνδυνο την ανθρώπινη ζωή. Η κατασκευή δύναται να φέρει κατακόρυφα φορτία, αλλά η οριζόντια δυσκαμψία της έχει μειωθεί ιδιαίτερα και την καθιστά πολύ ευαίσθητη σε μετασεισμούς. Στα μέλη είναι δυνατή η ανάπτυξη μεγάλων ανελαστικών παραμορφώσεων και η εξάντληση των αντοχών της κατασκευής.

ΜΕΡΟΣ Β΄

ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΣΤΟΝ ΕΞΕΤΑΖΟΜΕΝΟ ΦΟΡΕΑ

4.6 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

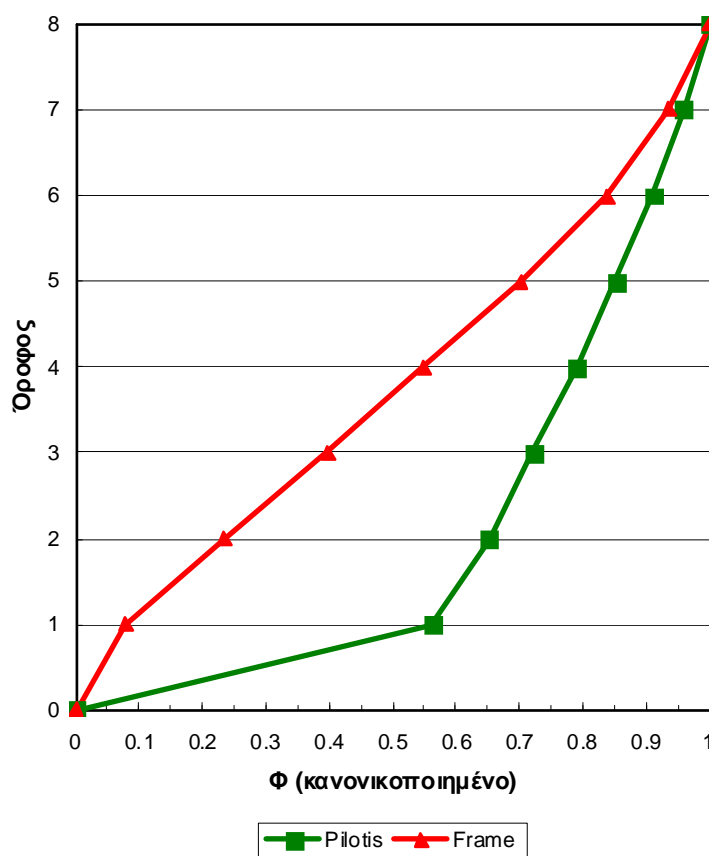
Σ' αυτήν την ενότητα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της *ιδιομορφικής ανάλυσης* για τους δύο εξεταζόμενους φορείς της §3.2.1, όπως προέκυψαν με το πρόγραμμα *SAP2000*.

Η ιδιομορφική ανάλυση γίνεται με την *ελεύθερη ταλάντωση* του φορέα. Όπως είχαμε δει και στην §3.2.1, η ανάλυση του φορέα γίνεται κατά τη διεύθυνση συμμετρίας y , οπότε και τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης θα αφορούν στους βαθμούς ελευθερίας που είναι «ενεργοί» κατά τη διεύθυνση y . Οι μάζες των ορόφων του συστήματος προκύπτουν από τα κατακόρυφα φορτία (μόνιμα και κινητά) με βάση το συνδυασμό $G+0.30Q$. Ακόμη, το ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης για όλες τις ιδιομορφές είναι σταθερό και ίσο με $\xi=5\%$.

Συνεπώς, για μεν το *frame building* (*πλαισιωτός φορέας*), οι δύο πρώτες σημαντικές ιδιομορφές, που είναι μεταφορικές κατά y , έχουν ιδιοπερίοδο $T_1=1.51$ sec (θεμελιώδης ιδιοπερίοδος) και $T_2=0.52$ sec αντίστοιχα. Για την 1^η ιδιομορφή το ποσοστό συμμετοχής της δρώσας ιδιομορφικής μάζας είναι 77.4% και για τη 2^η είναι 11.3%. Το άθροισμα των δύο αυτών δρωσών ιδιομορφικών μαζών φθάνει στο 88.7% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος.

Για δε το *pilotis building* (*τοιχοπληρωμένος φορέας*), οι δύο πρώτες σημαντικές ιδιομορφές, που είναι μεταφορικές κατά y , έχουν ιδιοπερίοδο $T_1=0.40$ sec (θεμελιώδης ιδιοπερίοδος) και $T_2=0.13$ sec αντίστοιχα. Για την 1^η ιδιομορφή το ποσοστό συμμετοχής της δρώσας ιδιομορφικής μάζας είναι 96.5% και για τη 2^η είναι 3.18%. Το άθροισμα των δύο αυτών δρωσών ιδιομορφικών μαζών φθάνει στο 99.68% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος. Βλέπουμε δηλαδή, σε αντίθεση με την προηγούμενη περίπτωση, ότι το *pilotis building* μοιάζει σαν να ήταν μονοβάθμιος ταλαντωτής, αφού η 1^η ιδιομορφική συμμετέχει σχεδόν 100% στη συνολική απόκριση, κάτι το οποίο περιμέναμε άλλωστε.

Τέλος, το ιδιοδιάνυσμα της 1^{ης} ιδιομορφής, κανονικοποιημένο ως προς την κορυφή ($\varphi_{top}=1$), και για τους δύο φορείς φαίνεται στο ακόλουθο Σχ. 4.13.



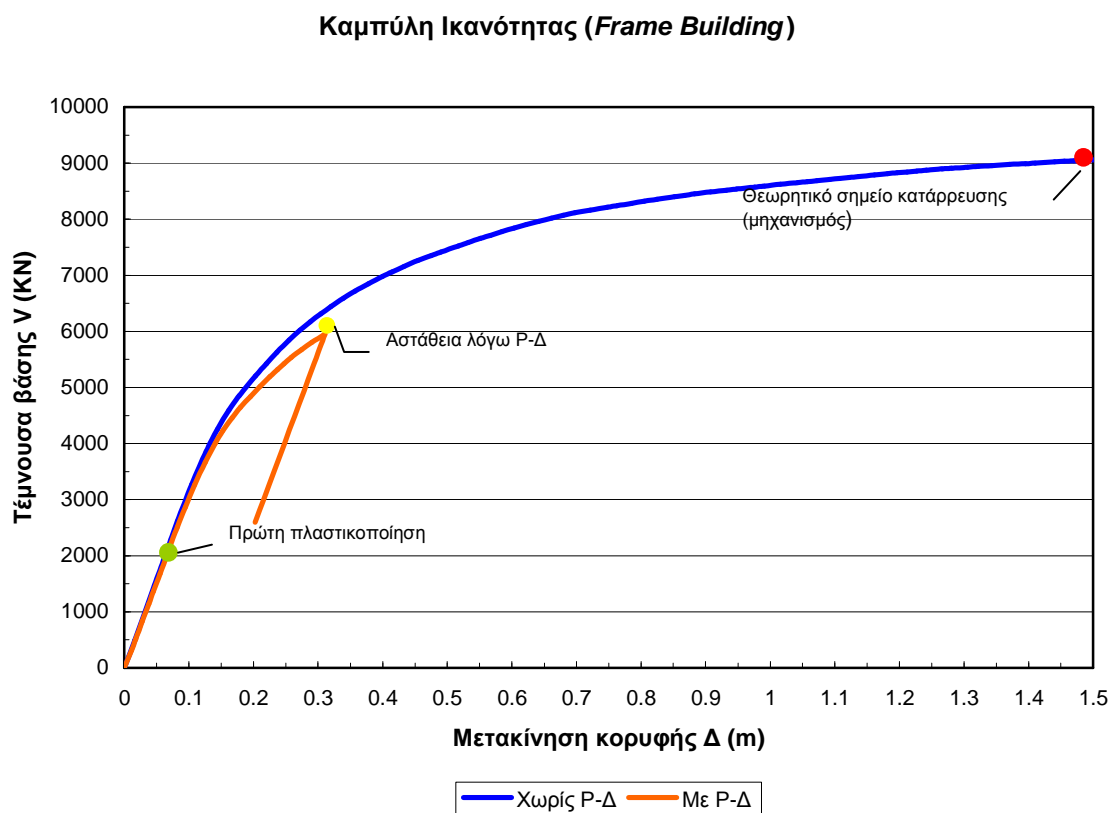
Σχήμα 4.13 Ιδιοδιάνυσμα 1^{ης} ιδιομορφής: Pilotis vs Frame building

4.7 Η ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΤΩΝ ΠΡΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΕΩΝ

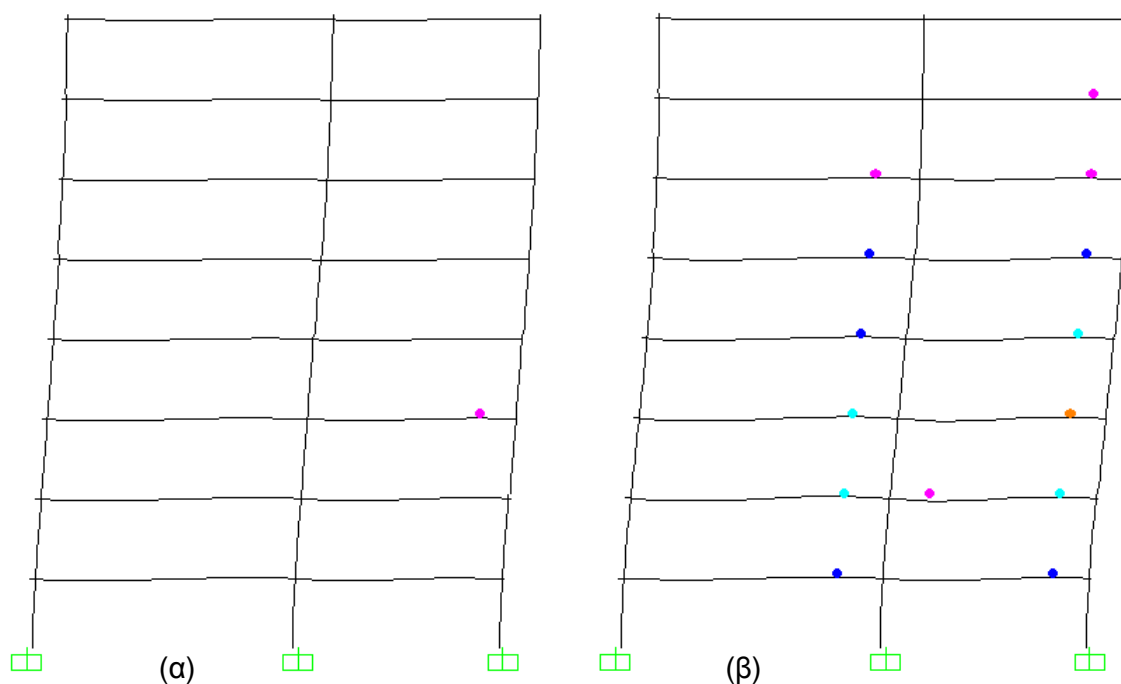
Για τους δύο εξεταζόμενους φορείς, προέκυψε η καμπύλη ικανότητας κατόπιν μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης, που έγινε με το πρόγραμμα *SAP2000*. Η θεωρούμενη διεύθυνση φόρτισης της κατασκευής, όπως έχει ήδη αναφερθεί, είναι αυτή της διεύθυνσης συμμετρίας y . Η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας έγινε με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης της κορυφής των φορέων για διάφορες τιμές του οριζοντίου φορτίου, με δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους. Ως κατανομή των οριζοντίων φορτίων καθ' ύψος χρησιμοποιήθηκε το ιδιοδιάνυσμα της 1^{ης} ιδιομορφής της §4.6.

Η καμπύλη ικανότητας των δύο φορέων φαίνεται στα ακόλουθα σχήματα. Για κάθε φορέα απεικονίζεται η καμπύλη με δύο τρόπους. Αρχικά χωρίς την επιρροή των φαινομένων 2^{ας} τάξεως ($P - \Delta$) και αργότερα λαμβάνοντάς τα υπόψη. Τέλος, γίνεται μία σύγκριση και σχολιασμός των καμπυλών των δύο φορέων και για τους

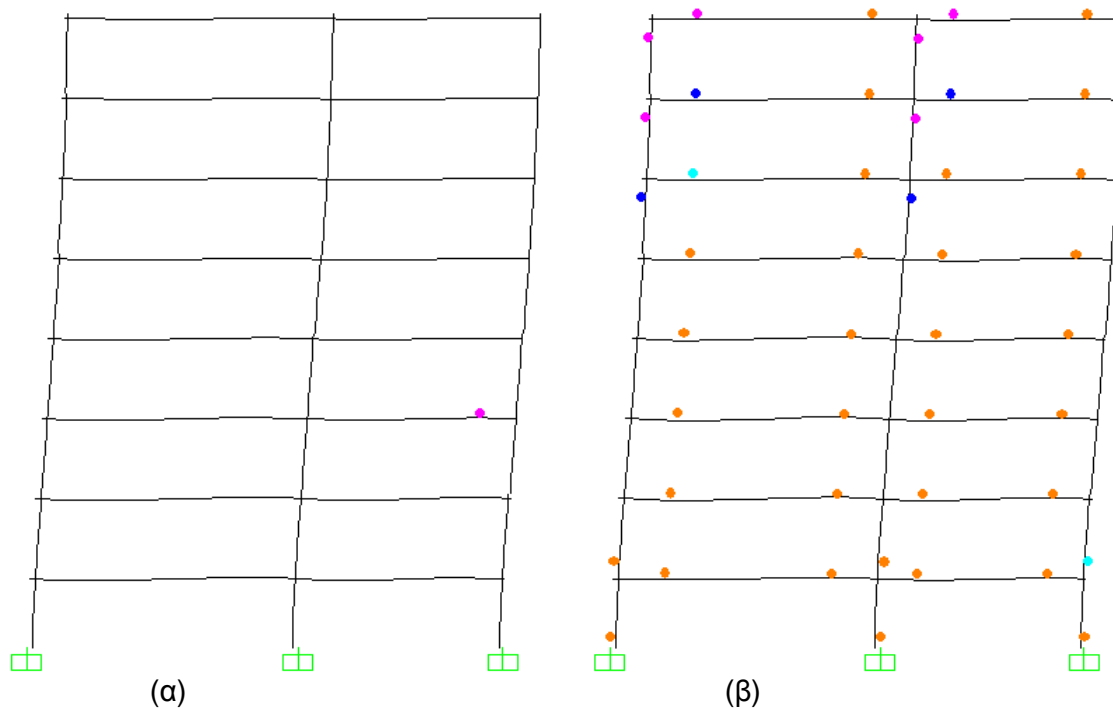
δύο τρόπους υπολογισμού των.



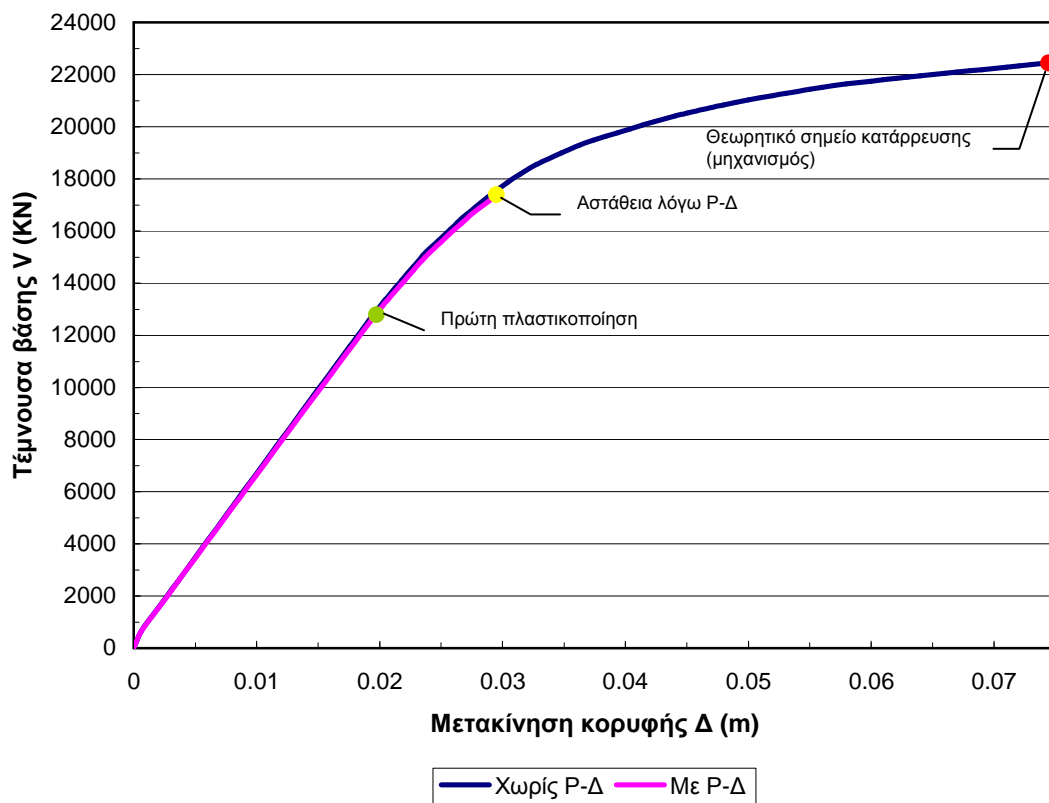
Σχ. 4.14 Η καμπύλη ικανότητας για το *Frame Building* με και χωρίς φαινόμενα P-Δ



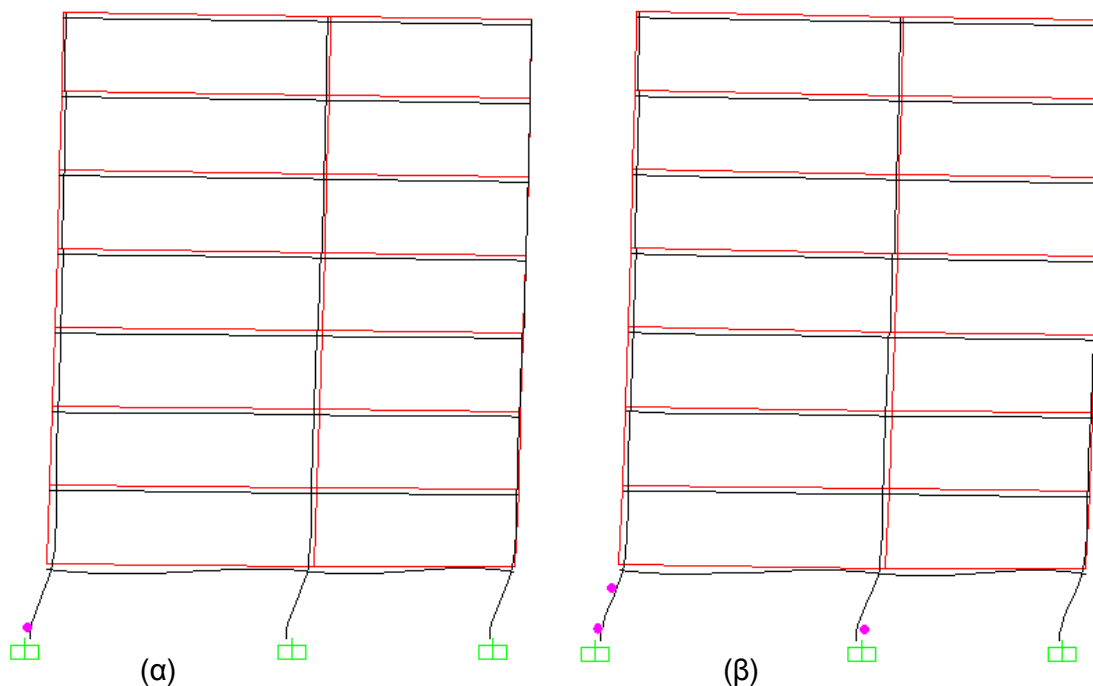
Σχήμα 4.15 *Frame Building* με P-Δ: (α) Πρώτη πλαστικοποίηση και (β) Αστάθεια λόγω P-Δ



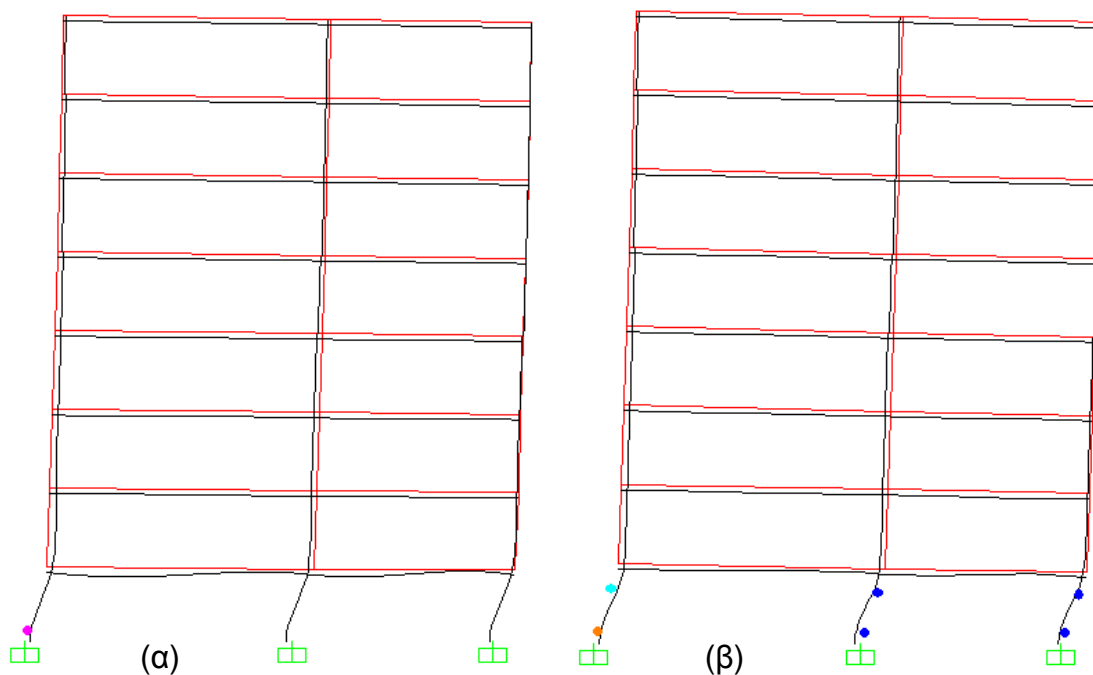
Σχήμα 4.16 Frame Building χωρίς P-Δ: (α) Πρώτη πλαστικοποίηση και (β) Πλαστικός μηχανισμός κατάρρευσης.



Σχ. 4.17 Η καμπύλη ικανότητας για το Pilotis Building με και χωρίς φαινόμενα P-Δ



Σχήμα 4.18 Pilotis Building με P-Δ: (α) Πρώτη πλαστικοποίηση και (β) Αστάθεια λόγω P-Δ



Σχήμα 4.19 Pilotis Building χωρίς P-Δ: (α) Πρώτη πλαστικοποίηση και (β) Πλαστικός μηχανισμός κατάρρευσης (μηχανισμός ισογείου).

Στο Σχ. 4.14 απεικονίζεται η καμπύλη ικανότητας για το *frame building*. Παρατηρούμε ότι, χωρίς τα φαινόμενα P-Δ, η καμπύλη φθάνει μέχρι το 1.5 m,

όπου και δημιουργείται μηχανισμός κατάρρευσης. Το 1.5 m είναι μία εξαιρετικά μεγάλη μετακίνηση κορυφής για αστοχία του φορέα. Παρ' όλα αυτά, αυτό θα μπορούσε να εξηγηθεί ως εξής:

Πρώτον, σε αυτό το σημείο δεν ελήφθησαν υπόψη τα φαινόμενα P-Δ και συνεπώς ο φορέας μπορεί να παραμορφώνεται πέραν του σημείου όπου επέρχεται αστάθεια του φορέα λόγω αυτών. Δεύτερον, ο φορέας αναλύθηκε με ελαστικές δυσκαμψίες (ενεργές δυσκαμψίες) των διατομών του που είναι, κατά μέσο όρο, της τάξης του 10%-20% της αρηγμάτωσης δυσκαμψίας (βλ. Παράρτημα Γ). Γίνεται, λοιπόν, κατανοητό ότι για τόσο μικρές ενεργές δυσκαμψίας ο φορέας «αργεί» να περάσει στην πλαστική περιοχή. Δηλαδή, για δεδομένη αντοχή μέλους (M_y ή F_y), όσο μικρότερη είναι η ενεργός δυσκαμψία ενός μέλους, τόσο μεγαλύτερη είναι η παραμόρφωση διαρροής του (δ_y ή C_y) σύμφωνα με τη σχέση $\delta_y = F_y/K$, με αποτέλεσμα οι πλαστικές παραμορφώσεις και η αστοχία του να «ωθούνται», κατ' αναλογία προς την παραμόρφωση διαρροής, σε μεγάλες τιμές (βλ. και §3.3.2). Τελικά, με αυτόν τον τρόπο, οι παραμορφώσεις όλων των μελών οδηγούν προς μία γενική παραμόρφωση του φορέα, που είναι και αυτή με τη σειρά της πολύ μεγάλη. Τέλος, εξαντλήσαμε κάθε δυνατότητα παραμόρφωσης του φορέα, πέραν και από το σημείο όπου αρκετά μέλη έχουν απωλέσει τη φέρουσα ικανότητα κατακορύφων φορτίων, μέχρι να δημιουργηθεί σε αυτόν πλήρης πλαστικός μηχανισμός κατάρρευσης (πλευρικός ή μαλακού ορόφου). Αυτό φαίνεται καθαρά και στο Σχ. 4.16, όπου στο 4.16α φαίνεται η πρώτη πλαστική άρθρωση (πρώτη διαρροή) και στο 4.16β έχει δημιουργηθεί πια πλήρης μηχανισμός κατάρρευσης, με τα περισσότερα μέλη να έχουν χάσει και τη φέρουσα ικανότητά τους έναντι κατακορύφων φορτίων (πορτοκαλί πλαστικές αρθρώσεις).

Ο συντελεστής υπεραντοχής για αυτήν την καμπύλη ικανότητας (χωρίς P-Δ) είναι ο λόγος της τέμνουσας βάσης του φορέα κατά την αστοχία (κόκκινο σημείο στο Σχ. 4.14) προς την τέμνουσα βάσης κατά την 1^η διαρροή (πράσινο σημείο στο Σχ. 4.14), δηλαδή $q_o = \alpha_u/\alpha_T = 9060/2131 = 4.25$ (!). Η τιμή αυτή είναι πολύ μεγάλη λόγω αυτών που εξηγήσαμε παραπάνω.

Στο ίδιο Σχ. 4.14 απεικονίζεται και η καμπύλη ικανότητας του *frame building* με τα φαινόμενα P-Δ αυτή τη φορά. Υπό την επιρροή αυτών των φαινομένων ο φορέας οδηγείται σε αστάθεια πολύ νωρίτερα απ' ό, τι προηγουμένως, όταν η μετακίνηση της κορυφής γίνει περίπου 0.30 m (έναντι του 1.50 m), κάτι το οποίο

περιμέναμε άλλωστε. Βλέπουμε, δηλαδή, ότι τα φαινόμενα P-Δ είναι χαρακτηριστικά του τρόπου αστοχίας του φορέα. Η οριακή κατάσταση αστοχίας λόγω P-Δ προηγείται οποιουδήποτε άλλου μηχανισμού αστοχίας. Αυτό τεκμαίρεται και από το Σχ. 4.15β, όπου τη στιγμή της αστοχίας του φορέα λόγω P-Δ πολλά μέλη δεν έχουν διαρρεύσει καν και πολύ περισσότερα δεν έχουν απωλέσει την ικανότητά τους να φέρουν κατακόρυφα φορτία (στη συγκεκριμένη εικόνα, όπου απεικονίζεται μία σειρά πλαισίων του φορέα, φαίνεται μόνον ένα μέλος με πορτοκαλί χρώμα να έχει χάσει την ικανότητά του να παραλαμβάνει και κατακόρυφα φορτία).

Ο συντελεστής υπεραντοχής για αυτήν την καμπύλη ικανότητας (με P-Δ) είναι πάλι ο λόγος της τέμνουσας βάσης του φορέα κατά την αστοχία (κίτρινο σημείο στο Σχ. 4.14) προς την τέμνουσα βάσης κατά την 1^η διαρροή (πράσινο σημείο στο Σχ. 4.14), δηλαδή $q_o = \alpha_u / \alpha_1 = 5948 / 1993 \approx 3$. Η τιμή αυτή είναι επίσης μεγαλύτερη από το όριο 1.5 του EC8-1-§5.2.2.2, αλλά πάντως μικρότερη από την προηγούμενη τιμή 4.25 (χωρίς P-Δ).

Στο Σχ. 4.17 απεικονίζεται η καμπύλη ικανότητας για το *pilotis building*. Και σε αυτήν την περίπτωση, παρατηρούμε ότι ο φορέας χωρίς τα P-Δ αστοχεί πολύ αργότερα σε σχέση με την παρουσία των P-Δ. Συγκεκριμένα, η μετακίνηση κορυφής στην οριακή κατάσταση αστοχίας χωρίς τα P-Δ είναι περίπου 7.4 cm έναντι 3 cm με P-Δ. Στα Σχ. 4.18 και 4.19 φαίνεται η διαφορά στον τρόπο αστοχίας του φορέα υπό την επιρροή ή μη των φαινομένων P-Δ. Όπως και στην περίπτωση του *frame building*, έτσι και εδώ, όταν προηγείται η αστοχία με P-Δ (Σχ. 4.18) αυτής χωρίς P-Δ (Σχ. 4.19), πολλά μέλη δεν έχουν καν διαρρεύσει, πόσω μάλλον να έχουν αστοχήσει.

Εάν αντιπαραβάλουμε τώρα τους δύο τύπους φορέα, θα παρατηρήσουμε ότι ο φορέας *pilotis building* είναι πολύ πιο δύσκαμπτος από τον *frame building*. Ο *pilotis building* αστοχεί σε τέμνουσα βάσης 22432 KN και μετακίνηση κορυφής 7.4 cm (χωρίς P-Δ) έναντι τέμνουσας βάσης 9059 KN και μετακίνησης κορυφής 1.50 m του άλλου. Αυτό μπορεί να εξηγηθεί ως εξής:

Πρώτον, ο *pilotis building* είναι ο «τοιχοπληρωμένος» φορέας, δηλαδή ο φορέας με τα πλαίσια στον οποίο έχουν παρεμβληθεί στα φαντώματά του τοίχοι (πάνελς) κατά την εξεταζόμενη διεύθυνση y, κατά την §3.2.1, ώστε αυτό να του προσδίδει μεγάλη δυσκαμψία, γιατί στη δυσκαμψία των πλαισίων «προστίθεται»

και αυτή των τοίχων τώρα. Στην ουσία, ο *pilotis building* μοιάζει σαν έναν μονοβάθμιο ταλαντωτή κατά y , όπου στα υποστυλώματα του ισογείου στηρίζεται η μάζα των υπερκείμενων ορόφων. Αυτό φάνηκε και από τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης της §4.6.

Ένας άλλος λόγος που εξηγεί αυτήν τη διαφορά στη δυσκαμψία των δύο φορέων είναι το γεγονός ότι τα υποστυλώματα των φορέων έχουν πολύ μεγαλύτερη αντοχή από τα δοκάρια (βλ. τη ροπή διαρροής M_y σε αντίστοιχους πίνακες του Παραρτήματος Γ). Αυτό έχει ως αποτέλεσμα οι δοκοί του *frame building* να διαρρέουν πολύ πιο γρήγορα από τα υποστυλώματα, που αντέχουν περισσότερο, και έτσι να δημιουργείται μηχανισμός κατάρρευσης που, στην πλειονότητα των πλαισίων του φορέα κατά y (βλ. Σχ. 4.16β), είναι πλευρικός μηχανισμός (μηχανισμός δοκού) και μοιάζει έτσι ο φορέας σαν «διατμητικός πρόβολος». Συνεπώς, η τέμνουσα βάσης του φορέα κατά την αστοχία καθορίζεται κατά το μάλλον από την αντοχή των δοκών. Αντιθέτως, ο *pilotis building* δεν μπορεί να διαρρεύσει στους υπερκείμενους του ισογείου ορόφους, λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας που του προσδίδουν τα πάνελς, και έτσι η αστοχία του καθορίζεται από την αντοχή των υποστυλωμάτων του ισογείου. Δεδομένης και της μεγάλης αντοχής των υποστυλωμάτων του ισογείου, η αντοχή του όλου φορέα είναι κατ' αναλογία και αυτή μεγάλη. Σε αυτήν την περίπτωση, ο μηχανισμός κατάρρευσης είναι μαλακός όροφος (μηχανισμός ισογείου) (βλ. Σχ. 4.19β).

Τέλος, όσον αφορά στη μεγάλη διαφορά των μετακινήσεων κατά την αστοχία, 7.4 cm και 1.5 m για τον *pilotis building* και *frame building* αντίστοιχα (χωρίς P-Δ), αυτό οφείλεται, πέραν της διαφοράς στη δυσκαμψία, και στο γεγονός ότι η κατανομή των παραμορφώσεων στο *frame building* είναι περισσότερο γραμμική, ενώ στον *pilotis building* οι υπερκείμενοι του ισογείου όροφοι ακολουθούν κατά το μάλλον ή ήττον την παραμόρφωση του ισογείου, με μία πολύ μικρή γραμμική κλίση από το ισόγειο μέχρι την κορυφή. Αυτό προκύπτει και από το ιδιόσχημα της 1^{ης} ιδιομορφής. Συνεπώς, η σύγκριση θα ήταν καλύτερο να γίνει σε όρους μετακίνησης ισογείου παρά κορυφής κτηρίου.

Ο συντελεστής υπεραντοχής για την καμπύλη ικανότητας του *pilotis building* χωρίς P-Δ είναι ο λόγος της τέμνουσας βάσης του φορέα κατά την αστοχία (κόκκινο σημείο στο Σχ. 4.17) προς την τέμνουσα βάσης κατά την 1^η διαρροή (πράσινο σημείο στο Σχ. 4.17), δηλαδή $q_0 = \alpha_u / \alpha_1 = 22432 / 12673 = 1.77$. Η τιμή αυτή

είναι κάπως μεγαλύτερη από το όριο 1.5 του EC8-1-§5.2.2.2.

Ακόμη, ο συντελεστής υπεραντοχής για την καμπύλη ικανότητας του *pilotis building* με P-Δ αυτή τη φορά είναι ο λόγος της τέμνουσας βάσης του φορέα κατά την αστοχία (κίτρινο σημείο στο Σχ. 4.17) προς την τέμνουσα βάσης κατά την 1^η διαρροή (πράσινο σημείο στο Σχ. 4.17), δηλαδή $q_o = \alpha_u / \alpha_1 = 17241 / 12673 = 1.36$. Η τιμή αυτή είναι εντός των ορίων του EC8-1-§5.2.2.2.

Πάντως, σε κάθε περίπτωση, αξίζει να σημειωθεί ότι ο συντελεστής υπεραντοχής για το *pilotis building* είναι μικρότερος αυτού για το *frame building*.

4.8 ΜΕΤΑΤΡΟΠΗ ΤΟΥ ΠΟΛΥΒΑΘΜΙΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΣΕ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟ ΣΥΣΤΗΜΑ

Στην ενότητα 4.4 είχαμε αναπτύξει δια μακρών το θέμα του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος με όλα τα θεωρητικά στοιχεία και τις συνοδεύουσες σχέσεις. Στην παρούσα ενότητα θα εφαρμόσουμε όλα όσα αναπτύξαμε στην ενότητα 4.4 στους δύο εξεταζόμενους φορείς. Στο Παράρτημα Δ παρατίθενται πίνακες οι οποίοι περιέχουν συγκεντρωτικά όλα τα απαραίτητα στοιχεία (μάζες, ιδιομορφές, κ.λπ.) για την εφαρμογή των σχέσεων της §4.4.2 και της §4.4.3. Στον ακόλουθο Πίν. 4.1 περιέχονται συγκεντρωτικά και για τους δύο φορείς οι αριθμητικές τιμές των κυριοτέρων μεγεθών των ως άνω παραγράφων για την μετατροπή του πολυβαθμίου συστήματος σε ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα. Τέλος, στα ακόλουθα σχήματα φαίνονται το φάσμα ικανότητας και το ιδεατό διγραμμικό διάγραμμα για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα των δύο φορέων, υπολογισμένα με βάση τα όσα αναπτύξαμε στις παραπάνω παραγράφους και τις τιμές των μεγεθών στον Πίν. 4.1. Από τα διαγράμματα αυτά μπορεί πλέον να υπολογιστεί η *διαθέσιμη πλαστιμότητα σε όρους μετακινήσεων* και για τους δύο φορείς.

Παρατηρώντας λίγο τον Πίν. 4.1, θα δούμε πως οι τιμές των παραμέτρων δεν είναι τυχαίες, αλλά σχετίζονται άμεσα με τους εξεταζόμενους φορείς. Πιο συγκεκριμένα, οι παράμετροι α και Γ σχετίζονται με τον τρόπο παραμόρφωσης των φορέων. Για αυτές τις τιμές επαληθεύονται η «μικτή» και η «*pilotis*» συμπεριφορά του Σχ. 4.11 για το *frame building* και *pilotis building* αντίστοιχα. Επίσης, η συμπεριφορά αυτή συναρτάται με το ιδιόσχημα της 1^{ης} ιδιομορφής των

φορέων (βλ. Σχ. 4.13). Ακόμη, παρατηρούμε ότι η ιδιοπερίοδος του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος T^* ταυτίζεται σχεδόν με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του πολυβαθμίου συστήματος $T_{1,πολ}$ και για τους δύο φορείς. Κατά τα λοιπά, οι υπόλοιπες παράμετροι έχουν οριστεί ως έννοιες στην ενότητα 4.4.

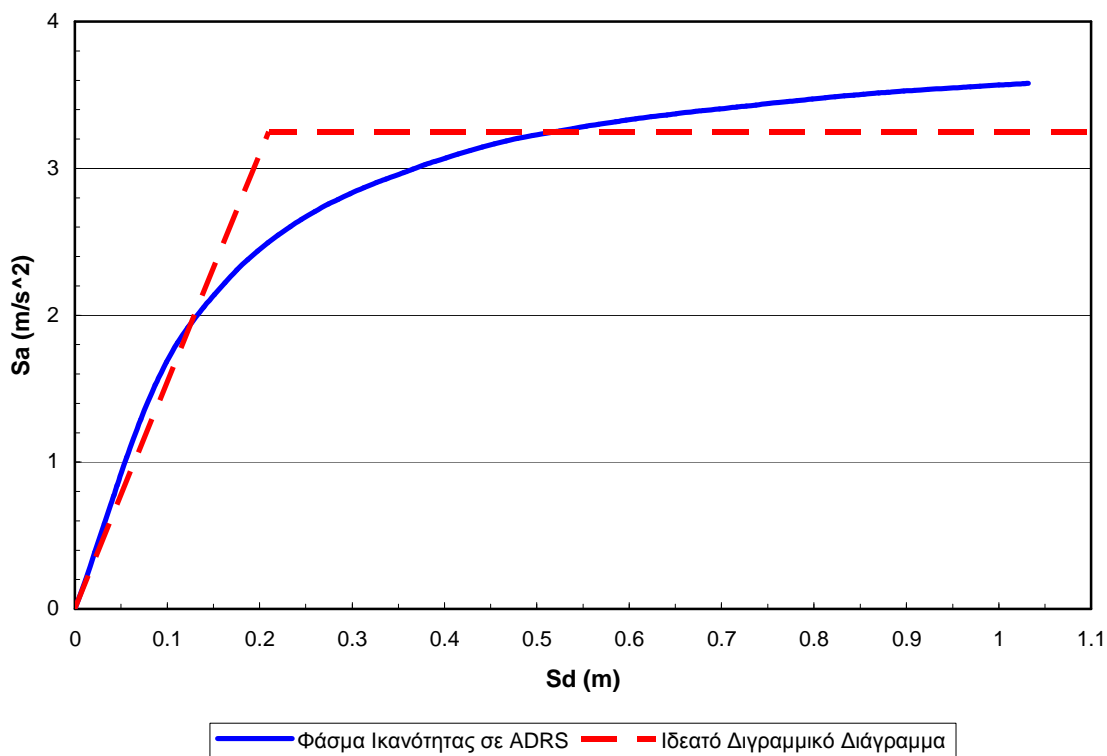
Πίνακας 4.1 Τιμές των βασικών παραμέτρων για τη μετατροπή σε ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα των δύο πολυβαθμίων φορέων.

Παράμετροι	Τιμές	
	<i>Frame Building</i>	<i>Pilotis Building</i>
α	0.773	0.965
Γ	1.455	1.215
m^* (tons)	1740.369	2600.870
$m_{ολ}$ (tons)	3275.210	3275.210
$\alpha \cdot m_{ολ}$ (tons)	2531.73733	3160.57765
S_{dy} (m)	0.21	0.0257
S_{ay} (m/s ²)	3.25	6.55
T^* (sec)	1.590	0.394
$T_{1,πολ}$ (sec)	1.514	0.400

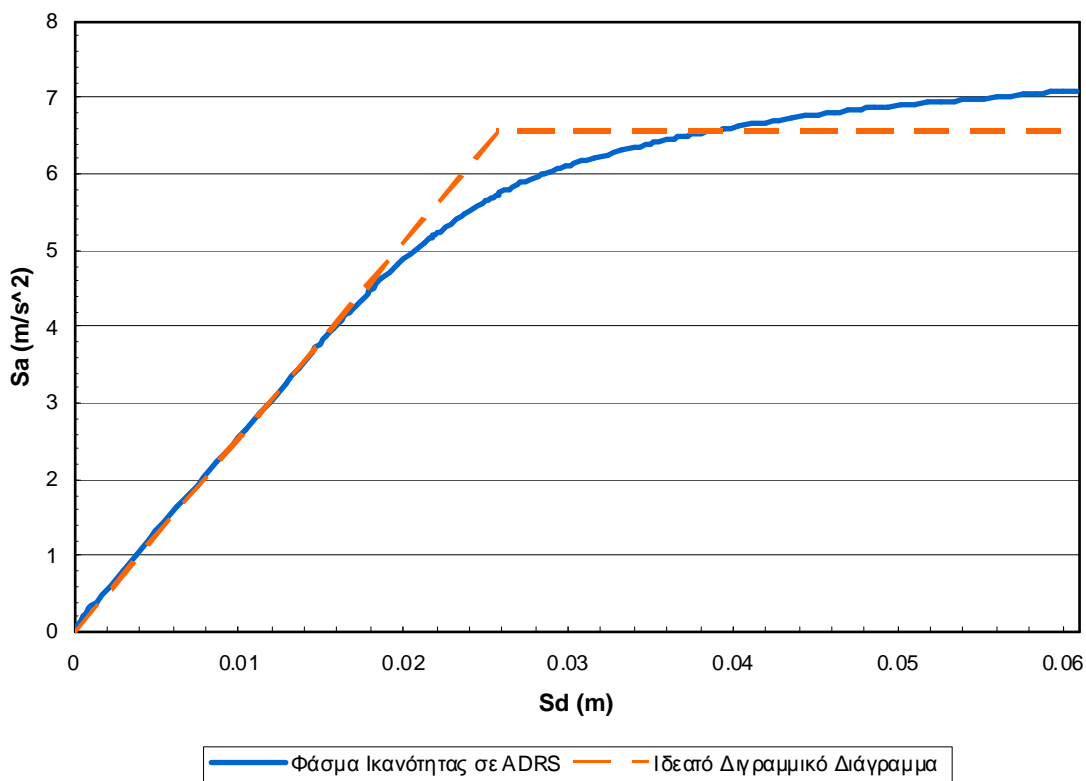
Όπως έχει ήδη αναφερθεί, στα Σχ. 4.20 και 4.21 έχει γίνει μετατροπή της καμπύλης ικανότητας (χωρίς P-Δ) των εξεταζομένων φορέων (Σχ. 4.14 και 4.17) σε φάσμα ικανότητας του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος σε *ADRS* μορφή. Στα ίδια σχήματα έχει κατασκευαστεί και το ιδεατό διγραμμικό φάσμα ικανότητας, με τον τρόπο που αναφέραμε στην §4.4.3. Από αυτό το τελευταίο διάγραμμα μπορούμε να υπολογίσουμε τη διαθέσιμη πλαστιμότητα των δύο φορέων.

Όπως έχουμε αναφέρει στην §4.3.4, η γενική πλαστιμότητα σε επίπεδο κατασκευής μπορεί να θεωρηθεί ίση με το λόγο της μετακίνησης στην οριακή κατάσταση αστοχίας προς τη μετακίνηση στην κατάσταση διαρροής.

Συνεπώς, για το *frame building* είναι $\mu_{διαθ.} = S_{du}/S_{dy} = 1.03/0.21 = 4.9$ και για το *pilotis building* είναι $\mu_{διαθ.} = S_{du}/S_{dy} = 0.06/0.0257 = 2.33$. Παρατηρούμε, δηλαδή, ότι ο πρώτος φορέας έχει περίπου διπλάσια πλαστιμότητα έναντι του δεύτερου. Αυτό, όμως, το περιμέναμε, γιατί είχαμε αναλύσει εκτενώς τη διαφορά δυσκαμψίας τους.



Σχήμα 4.20 Φάσμα Ικανότητας του ισοδυνάμου μονοβαθμίου σε μορφή ADRS για το frame building.



Σχήμα 4.21 Φάσμα Ικανότητας του ισοδυνάμου μονοβαθμίου σε μορφή ADRS για το pilotis building.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΤΗΣ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ

5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στο κεφάλαιο 1 είχαμε αναπτύξει δια μακρών το θέμα των εδαφικών κινήσεων κοντινού πεδίου. Στο παρόν κεφάλαιο θα ασχοληθούμε με την εφαρμογή πλέον τέτοιων εδαφικών κινήσεων σε πραγματικές κατασκευές. Πιο συγκεκριμένα, θα χρησιμοποιήσουμε καταγραφές (επιταχυνσιογραφήματα) που θα έχουν παλμό κατευθυντικότητας και μάλιστα *παλμό πρόσω κατευθυντικότητας* (*forward directivity*), που θεωρείται πιο έντονος για τις κατασκευές, και θα τις εφαρμόσουμε στους δύο εξεταζόμενους φορείς που διαλαμβάνει η παρούσα εργασία. Κατ' αυτόν τον τρόπο, θα εξετάσουμε την επίδρασή τους στους δύο φορείς και θα αξιολογήσουμε αυτήν την επίδραση σε βασικά χαρακτηριστικά των δύο φορέων, όπως θα δούμε και παρακάτω. Στο Παράρτημα Ε δίνονται αναλυτικά τα γραφήματα των χρησιμοποιουμένων καταγραφών.

Η αξιοποίηση των ως άνω καταγραφών γίνεται με μη-γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας σταδιακώς επαυξανόμενες. Κάθε επιταχυνσιογράφημα κλιμακώνεται καταλλήλως (μεγεθύνεται ή σμικρύνεται), έτσι ώστε η μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας της κάθε κλιμάκωσης να καλύπτει πλήρως (και περαιτέρω) όλο το φάσμα της παραμορφωσιακής ικανότητας του φορέα. Κάθε κλιμάκωση μιας καταγραφής δίνει και από ένα ζεύγος τιμών που αφορούν σε κάποια μεγέθη έντασης. Όλες οι κλιμακώσεις της καταγραφής δίνουν μία σειρά από βαθμονομημένες τιμές. Η τοποθέτηση αυτών των διατεταγμένων ζευγών τιμών σε γράφημα σχηματίζει μία καμπύλη, την καμπύλη *IDA*. Με άλλα λόγια, κάθε κλιμακωμένη καταγραφή δίνει μία καμπύλη *IDA*, το σύνολο των οποίων για όλες τις καταγραφές επεξεργάζεται για την εξαγωγή συμπερασμάτων πάνω στην ανελαστική συμπεριφορά των φορέων. Υπάρχουν, όμως, και τιμές που εκφεύγουν του εύρους εφαρμογής του φορέα (καμπύλη ικανότητας) και αυτό γίνεται, για να εξετάσουμε τη σχέση του συντελεστή συμπεριφοράς και της πλαστιμότητας του

φορέα σε ένα ευρύτερο, πιο γενικευμένο πλαίσιο, που θα έχει ως βάση τους εξεταζομένους φορείς, αλλά θα ισχύει και στη γενικότερη περίπτωση. Αυτά, όμως, θα τα δούμε αναλυτικότερα και παρακάτω μέσω και των αντιστοίχων γραφημάτων.

Τέλος, να αναφερθεί ότι τη μέθοδο της «σταδιακώς προσαυξανόμενης δυναμικής ανάλυσης» (*Incremental Dynamic Analysis – IDA*) την είχαμε αναλύσει εκτενώς στο κεφάλαιο 2, αναφερόμενοι στη γενικότερη θεώρηση αυτής της μεθόδου. Στο παρόν κεφάλαιο χρησιμοποιείται η μέθοδος αυτή εξατομικευμένη στις ανάγκες της παρούσας εργασίας.

5.2 ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ

Στην ενότητα 4.1 είχαμε παρουσιάσει τις τέσσερις μεθόδους ανάλυσης των κατασκευών. Μία από αυτές είναι και η ανελαστική δυναμική ανάλυση, γνωστότερη και ως μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας. Η μέθοδος αυτή θεωρείται η ακριβέστερη όλων για τον υπολογισμό μεγεθών, όπως μετακινήσεις και δυνάμεις, για δεδομένη σεισμική καταγραφή. Ωστόσο, αυτή απαιτεί εξειδικευμένα προγράμματα και σημαντικό υπολογιστικό χρόνο, καθώς και πολλές επιλύσεις με ποικίλες σεισμικές διεγέρσεις για καλύτερα αποτελέσματα. Γι' αυτό το λόγο, έχουν προταθεί, αντί αυτής, απλοποιητικές μέθοδοι, όπως είδαμε και στην §4.4.1, των οποίων η ακρίβεια των αποτελεσμάτων είναι αμφισβητήσιμη. Να σημειωθεί πάλι ότι οι ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης βοηθούν στην κατανόηση της πραγματικής συμπεριφοράς των κατασκευών, αφού δείχνουν τη σειρά εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων και τον τρόπο αστοχίας τους.

Η μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας των χρησιμοποιηθεισών καταγραφών στην παρούσα εργασία έγινε με τη χρήση του προγράμματος *SAP2000*. Ο τρόπος υπολογισμού της χρονοϊστορίας γίνεται με απ' ευθείας ολοκλήρωση στο χρόνο της θεμελιώδους εξίσωσης $\tilde{M}\ddot{\underline{u}}(t) + \tilde{C}\dot{\underline{u}}(t) + \tilde{K}\underline{u}(t) = -\tilde{M}\ddot{\underline{x}}_g(t)$, με αντίστοιχη επιλογή στο menu του παραθύρου του προγράμματος, όπου γίνεται η επιλογή των φορτίσεων. Όταν χρησιμοποιείται απ' ευθείας ολοκλήρωση στο χρόνο, η απόσβεση που υπάρχει είναι τύπου *Rayleigh* και δίνεται με έναν συντελεστή που πολλαπλασιάζεται με το μητρώο μάζας (mass proportional) και έναν που πολλαπλασιάζεται με το μητρώο δυσκαμψίας (stiffness proportional), σύμφωνα με

τη γνωστή σχέση από τη Δυναμική των Κατασκευών: $\tilde{C} = c_M \tilde{M} + c_K \tilde{K}$. Οπότε, ο λόγος κρίσιμης απόσβεσης θα δίνεται ως: $\xi = \frac{c_K \cdot \omega_n}{2} + \frac{c_M}{2\omega_n}$, όπου ω_n είναι μία ιδιοσυχνότητα της κατασκευής. Δίνοντας $\xi=5\%$ και $\omega_n=2\pi/T_n$ με T_n τις δύο πρώτες ιδιοπεριόδους της §4.6, μπορούν να υπολογιστούν πια οι συντελεστές c_M και c_K και έτσι το μητρώο απόσβεσης C .

Η μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας εφαρμόζεται και στους δύο εξεταζόμενους φορείς της παρούσας εργασίας κατά τη διεύθυνση συμμετρίας τους y , όπως ακριβώς έγινε και στην *Pushover* ανάλυση. Για κάθε επιταχυνσιογράφημα ο φορέας τίθεται σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση και τα αποτελέσματα της ανάλυσης μάς δίνουν τα μεγέθη του φορέα συναρτήσεως του αντιστοίχου χρόνου t του εκάστοτε επιταχυνσιογραφήματος. Τα μεγέθη αυτά, στην παρούσα εργασία, είναι οι μετακινήσεις και οι επιταχύνσεις των ορόφων και η τέμνουσα βάσης. Αυτά αξιοποιούνται κατάλληλα μέσω γραφημάτων και μάς δίνουν πολύ χρήσιμες πληροφορίες, όπως θα δούμε παρακάτω.

5.3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ ΓΙΑ ΤΟΥΣ ΕΞΕΤΑΖΟΜΕΝΟΥΣ ΦΟΡΕΙΣ

Στην ενότητα αυτή θα ασχοληθούμε με τα αποτελέσματα της ανάλυσης χρονοϊστορίας για τα δύο είδη φορέα που εξετάζονται στην παρούσα εργασία. Όπως έχουμε ήδη αναφέρει, θα χρησιμοποιήσουμε καταγραφές εδαφικών κινήσεων κοντινού πεδίου (βλ. Παράρτημα Ε) και θα τις εφαρμόσουμε στον κάθε φορέα μέσω μη-γραμμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας, προσαυξάνοντας κάθε φορά για κάθε καταγραφή τις τιμές της καταλλήλως (π.χ. ένας τρόπος είναι 50%, 80%, 100%, 130%, κ.ο.κ.), ώστε στο τέλος να έχουμε μία σειρά από βαθμονομημένες τιμές που θα μάς πληροφορούν για ένα συγκεκριμένο μέγεθος.

Ειδικότερα, οι τιμές αυτές θα αφορούν μεγέθη που, όπως είδαμε, είναι η μετακίνηση κορυφής, οι μετακινήσεις και οι επιταχύνσεις των άλλων ορόφων και η τέμνουσα βάσης. Επειδή η ανάλυση χρονοϊστορίας μάς δίνει πάντοτε την εξέλιξη των ως άνω μεγεθών συναρτήσεως του αντιστοίχου χρόνου t του εκάστοτε επιταχυνσιογραφήματος, κρατούμε τις μέγιστες τιμές τους, που είναι και οι

δυσμενέστερες και μάζ δίνουν επιπλέον μία εποπτικότερη εικόνα της παραμόρφωσης του φορέα για κάθε βήμα. Τα μεγέθη αυτά, αν τοποθετηθούν με κατάλληλο τρόπο σε γραφήματα, μάζ δίνουν σημαντικές πληροφορίες για την ανελαστική συμπεριφορά του κάθε φορέα, τις οποίες μπορούμε να επεκτείνουμε στη γενικότερη περίπτωση.

Συνεπώς, μέσα σ' αυτό το πλαίσιο παρατίθενται ακολούθως οι εξής κατηγορίες διαγραμμάτων, μέσω των οποίων γίνεται η κατάλληλη αξιοποίηση των αποτελεσμάτων της ανάλυσης χρονοϊστορίας και συνάγονται τα βασικότερα συμπεράσματα:

1. Διάγραμμα μετακίνησης κορυφής – τέμνουσας βάσης για το πολυβάθμιο σύστημα και για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σε μορφή *ADRS*. Στο διάγραμμα αυτό εμφανίζονται η καμπύλη ικανότητας και η ιδεατή διγραμμική καμπύλη του φορέα και οι τιμές μετακίνησης κορυφής – τέμνουσας βάσης από τη μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας ανά επαύξηση ανά καταγραφή. Οι τελευταίες τιμές εμφανίζονται με δύο τρόπους, ως μέγιστη μετακίνηση με την αντίστοιχη τέμνουσα και ως μέγιστη τέμνουσα με την αντίστοιχη μετακίνηση. Αυτό γίνεται, γιατί στην ανάλυση χρονοϊστορίας οι μέγιστες τιμές των μεγεθών δεν συμπίπτουν κατ' ανάγκη την ίδια ακριβώς χρονική στιγμή, αλλά σε μία μικρή περιοχή γύρω από αυτή τη στιγμή και κάποιες φορές σε διαφορετική χρονική στιγμή.
2. Διάγραμμα μετακίνησης κορυφής S_d – επιτάχυνσης S_a του ισοδυνάμου μονοβαθμίου συστήματος. Σ' αυτό το διάγραμμα εμφανίζονται η ιδεατή διγραμμική καμπύλη του φορέα και τα βαθμονομημένα ζεύγη τιμών (S_d , S_{ae}) για κάθε καταγραφή. Οι ανελαστικές μετακινήσεις S_d προέκυψαν από τις μετακινήσεις των αποτελεσμάτων της μη-γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας για τον πολυβάθμιο φορέα κατόπιν τροποποίησής τους σε ισοδύναμες μετακινήσεις του μονοβαθμίου συστήματος κατά την §4.4.2. Οι επιταχύνσεις S_{ae} είναι οι ελαστικές επιταχύνσεις του ισοδυνάμου μονοβαθμίου συστήματος, όπως προκύπτουν από το ελαστικό φάσμα απόκρισης ψευδó-επιταχύνσεων κάθε καταγραφής για τη συγκεκριμένη περίοδο T^* (βλ. §4.4.3) κάθε φορέα.
3. Διάγραμμα συντελεστή συμπεριφοράς (χωρίς την υπεραντοχή) g –

πλαστιμότητας μετακινήσεων μ . Στην ουσία, αυτό το διάγραμμα είναι ίδιο με αυτό της περίπτωσης (2), με τη διαφορά ότι η ελαστική επιτάχυνση S_{ae} διαιρείται με την επιτάχυνση διαρροής S_{ay} και προκύπτει το q ($q=S_{ae}/S_{ay}$) και η ανελαστική μετακίνηση S_d διαιρείται με τη μετακίνηση διαρροής S_{dy} και προκύπτει το μ ($\mu=S_d/S_{dy}$). Αυτό είναι και το πιο σημαντικό διάγραμμα της εργασίας, γιατί μάς δίνει τη σχέση αυτών των δύο μεγεθών για κάθε βήμα επαύξησης της εκάστοτε καταγραφής.

4. Διάγραμμα απολύτων επιταχύνσεων ορόφων. Το διάγραμμα αυτό δείχνει τη μέγιστη απόλυτη επιτάχυνση κάθε ορόφου καθ' ύψος του φορέα για κάθε καταγραφή ή για μία κλιμακωμένη καταγραφή. Επιλέγεται να παρατίθενται συγκεντρωτικά οι επιταχύνσεις των ορόφων για όλες τις καταγραφές.
5. Διάγραμμα της κατανομής των μετακινήσεων των ορόφων καθ' ύψος του φορέα. Στο διάγραμμα αυτό, απεικονίζεται η μεταβολή των μετακινήσεων των ορόφων για μία καταγραφή καταλλήλως κλιμακωμένη και για διάφορες καταγραφές στην αρχική τους κατάσταση (χωρίς κλιμάκωση).
6. Διάγραμμα της μεταβολής του "drift" κάθε ορόφου καθ' ύψος του φορέα. Το "drift" κάθε ορόφου ορίζεται ως ο λόγος της διαφοράς της μετακίνησης του παρόντος ορόφου μείον τη μετακίνηση του προηγούμενου ορόφου προς το ύψος του ορόφου, σύμφωνα με τη γνωστή σχέση: $SD_i = \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{h_i}$.

Εννοείται πως μιλάμε για μέγιστες μετακινήσεις ορόφων και συνεπώς για μέγιστο "drift". Το "drift" αποτελεί την κλίση κάθε ορόφου σε σχέση με τον προηγούμενο και εκφράζεται ως ποσοστό επί τοις εκατό (%). Το διάγραμμα αυτό προκύπτει από αυτό της περίπτωσης (5).

Εκτός από τις παραπάνω βασικές κατηγορίες διαγραμμάτων, παρατίθενται και κάποια συγκεντρωτικά διαγράμματα παρόμοια με τα παραπάνω βασικά, που έχουν περισσότερο συγκριτικό και εποπτικό χαρακτήρα, ώστε να είναι δυνατή η ποιοτική επεξεργασία των αποτελεσμάτων, η σύγκριση και η αντιπαραβολή των δύο τύπων φορέα, καθώς και η εξαγωγή κάποιων σημαντικών συμπερασμάτων για τα εξεταζόμενα ως άνω μεγέθη.

Βασικό χαρακτηριστικό των καταγραφών που εξετάζουμε είναι η περίοδος του παλμού κατευθυντικότητας T_p που, σύμφωνα με το κεφάλαιο 1, είναι η

δεσπόζουσα περίοδος στο φάσμα απόκρισης ψευδοταχυτήτων ($SV - T$). Αυτή θα χρησιμοποιηθεί για την αξιολόγηση των αποτελεσμάτων του διαγράμματος της περίπτωσης (3).

Ακόμη, να σημειωθεί ότι οι τιμές των μεγεθών που χρησιμοποιούνται στα αντίστοιχα διαγράμματα, ως αποτέλεσμα της μη-γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας, προέκυψαν χωρίς να λαμβάνονται υπόψη τα φαινόμενα 2^{ας} τάξεως P-Δ. Παρ' όλα αυτά, επειδή η επιρροή τους είναι πολύ σημαντική σε μη-γραμμικές αναλύσεις όπως εδώ, σε κάποιες περιπτώσεις ελήφθησαν υπόψη και παραβάλλονται μαζί με τις τιμές χωρίς αυτά στο ίδιο διάγραμμα, ώστε να είναι ορατή η διαφορά με και χωρίς τα P-Δ.

Τέλος, γίνεται μία αξιολόγηση και σχολιασμός των σημαντικότερων χαρακτηριστικών των διαγραμμάτων και εξάγονται τα βασικότερα συμπεράσματα.

Συνεπώς, στις αμέσως επόμενες παραγράφους παρατίθενται, για κάθε φορέα, τα αποτελέσματα της χρονοϊστορίας σε πίνακες με τα συνοδεύοντα διαγράμματα και ακολούθως τα σχόλια, όπως ακριβώς αναλύσαμε πιο πάνω.

5.3.1 Αποτελέσματα για τον «frame building»

5.3.1.1 Επεξεργασία αποτελεσμάτων

Πίνακας 5.1 Αποτελέσματα χρονοϊστορίας για όλες τις καταγραφές (frame building)

Καταγραφές	Πολυβάθμιο		Ισοδ. Μονοβάθμιο		Πολυβάθμιο		Scaling
	max Δ	αντίστ. V	max S _d	αντίστ. S _a	max V	αντίστ. Δ	
CPC-106	0.1575	4271.33	0.1082	1.687	4822	0.1413	100%
CPC-106	0.5307	9787.00	0.3647	3.866	9787	0.5307	300%
CPC-106	0.7787	11440.00	0.5352	4.519	11440	0.7787	400%
CPC-106	0.9220	13240.00	0.6337	5.230	13240	0.9220	500%
CPC-106	1.0280	14640.00	0.7065	5.783	14640	1.0280	600%
CPC-196	0.2241	7703.00	0.1540	3.043	7703	0.2241	100%
CPC-196	0.3818	8690.03	0.2624	3.432	10110	0.3502	150%
CPC-196	0.5653	9329.75	0.3885	3.685	11250	0.5128	200%
CPC-196	0.7587	9924.78	0.5214	3.920	12560	0.7239	250%
CPC-196	0.9535	10758.41	0.6553	4.249	14460	0.9520	300%
ERZ000	0.1789	5855.00	0.1230	2.313	5855	0.1789	40%
ERZ000	0.2546	6189.00	0.1750	2.445	7155	0.2099	60%

Καταγραφές	max Δ	αντίστ. V	max S _d	αντίστ. S _a	max V	αντίστ. Δ	Scaling
ERZ000	0.3641	6729.62	0.2502	2.658	8002	0.2436	80%
ERZ000	0.4864	7830.00	0.3343	3.093	8759	0.2716	100%
ERZ000	0.6195	8817.00	0.4258	3.483	9590	0.6195	120%
ERZ000	0.7625	9419.00	0.5241	3.720	10340	0.7625	140%
E03-230	0.0941	3758.00	0.0646	1.484	3758	0.0941	100%
E03-230	0.3231	9676.00	0.2221	3.822	9676	0.3231	400%
E03-230	0.5055	10810.00	0.3474	4.270	10810	0.5055	500%
E03-230	0.7603	11080.00	0.5225	4.376	11080	0.7603	600%
E03-230	1.0890	12800.00	0.7485	5.056	12800	1.0890	700%
E03-230	1.4750	14440.00	1.0137	5.704	14440	1.4750	800%
E04-230	0.2588	6408.00	0.1779	2.531	6408	0.2588	100%
E04-230	0.4573	8376.00	0.3143	3.308	8376	0.4573	150%
E04-230	0.7184	9667.00	0.4937	3.818	9667	0.7184	200%
E04-230	1.0350	10680.00	0.7113	4.218	10680	1.0350	250%
E04-230	1.3940	11920.00	0.9581	4.708	11920	1.3940	300%
E05-230	0.1470	5309.00	0.1010	2.097	5309	0.1470	70%
E05-230	0.2309	7109.00	0.1587	2.808	7109	0.2309	100%
E05-230	0.4413	9650.00	0.3033	3.812	9650	0.4413	150%
E05-230	0.7346	10830.00	0.5049	4.278	11420	0.6024	200%
E05-230	1.1100	12220.00	0.7629	4.827	12720	0.8422	250%
E05-230	1.4610	13370.00	1.0041	5.281	14190	1.4610	290%
E06-230	0.1649	4857.00	0.1133	1.918	4857	0.1649	50%
E06-230	0.2405	6242.00	0.1653	2.466	6242	0.2405	70%
E06-230	0.3886	7804.00	0.2671	3.082	7804	0.3886	100%
E06-230	0.5842	9071.00	0.4015	3.583	9071	0.5842	130%
E06-230	0.8153	10150.00	0.5603	4.009	10150	0.8153	160%
E06-230	1.2050	11170.00	0.8282	4.412	11170	1.2050	200%
JFA-022	0.2269	5701.00	0.1559	2.252	5701	0.2269	50%
JFA-022	0.3776	8948.00	0.2595	3.534	8948	0.3776	100%
JFA-022	0.4708	9605.00	0.3236	3.794	9605	0.4708	130%
JFA-022	0.5289	9900.00	0.3635	3.910	9900	0.5289	150%
JFA-022	0.6331	10420.00	0.4351	4.116	10420	0.6331	180%
JFA-022	0.7119	10820.00	0.4893	4.274	10820	0.7119	200%
JFA-292	0.2022	4664.00	0.1390	1.842	5043	0.1278	30%
JFA-292	0.2723	7212.00	0.1871	2.849	7212	0.2723	50%
JFA-292	0.5571	8934.00	0.3829	3.529	8934	0.5571	80%
JFA-292	0.7135	9122.00	0.4904	3.603	9122	0.7135	100%
JFA-292	0.8686	9270.00	0.5970	3.662	9270	0.8686	120%
NWS-046	0.1597	4450.00	0.1098	1.758	4450	0.1597	30%
NWS-046	0.2424	5488.00	0.1666	2.168	5535	0.1883	50%
NWS-046	0.4551	7465.00	0.3128	2.949	7465	0.4551	80%
NWS-046	0.6297	8774.00	0.4328	3.466	8774	0.6297	100%

Καταγραφές	max Δ	αντίστ. V	max S _d	αντίστ. S _a	max V	αντίστ. Δ	Scaling
NWS-046	0.9378	10100.00	0.6445	3.989	10100	0.9378	130%
NWS-316	0.1871	6232.00	0.1286	2.462	6330	0.1845	70%
NWS-316	0.2778	7857.00	0.1909	3.103	7857	0.2778	100%
NWS-316	0.5342	10110.00	0.3671	3.993	10110	0.5342	170%
NWS-316	0.8398	11260.00	0.5772	4.448	11260	0.8398	240%
NWS-316	1.1250	12650.00	0.7732	4.997	12650	1.1250	300%
SCG-052	0.1384	4455.00	0.0951	1.760	4455	0.1384	30%
SCG-052	0.2477	6337.56	0.1702	2.503	6706	0.1627	60%
SCG-052	0.4703	8888.83	0.3232	3.511	9288	0.3366	100%
SCG-052	0.8163	10360.70	0.5610	4.092	11290	0.8163	150%
SCG-052	0.9691	11003.42	0.6660	4.346	12370	0.9691	170%
SCG-142	0.2577	5594.00	0.1771	2.210	5594	0.2577	30%
SCG-142	0.4157	6661.00	0.2857	2.631	7681	0.4157	50%
SCG-142	0.5372	7214.00	0.3692	2.849	9526	0.5372	80%
SCG-142	0.5695	8024.00	0.3914	3.169	10060	0.5695	100%
SCG-142	0.6059	9433.00	0.4164	3.726	10750	0.6059	130%
SCH-011	0.1904	6040.00	0.1309	2.386	6040	0.1904	40%
SCH-011	0.3178	6637.46	0.2184	2.622	7095	0.1986	70%
SCH-011	0.4666	7350.00	0.3207	2.903	8764	0.3927	100%
SCH-011	0.6366	7522.28	0.4375	2.971	10180	0.5964	140%
SCH-011	0.8553	7915.48	0.5878	3.126	11460	0.8185	180%
SCH-281	0.1947	5208.00	0.1338	2.057	5208	0.1947	40%
SCH-281	0.3380	7610.00	0.2323	3.006	7610	0.3380	70%
SCH-281	0.4242	8560.00	0.2915	3.381	8560	0.4242	100%
SCH-281	0.4632	8842.00	0.3184	3.492	9455	0.4632	140%
SCH-281	0.6831	9745.00	0.4695	3.849	10360	0.6831	180%
SCH-281	0.7895	10210.00	0.5426	4.033	10890	0.7895	200%
SFY-090	0.1791	4993.00	0.1231	1.972	5128	0.1791	100%
SFY-090	0.2826	7397.00	0.1942	2.922	7397	0.2826	200%
SFY-090	0.3485	8088.56	0.2395	3.195	8347	0.3434	300%
SFY-090	0.4736	9684.00	0.3255	3.825	9684	0.4736	400%
SFY-090	0.6055	11710.00	0.4162	4.625	11710	0.6055	500%
SFY-360	0.1359	3755.11	0.0934	1.483	4369	0.1156	100%
SFY-360	0.4229	10740.00	0.2907	4.242	10740	0.4229	400%
SFY-360	0.5780	11120.00	0.3973	4.392	11370	0.5780	500%
SFY-360	0.7497	12470.00	0.5153	4.925	13190	0.7497	600%
SFY-360	0.9430	13560.00	0.6481	5.356	14280	0.9430	700%
SYH-090	0.1261	4113.00	0.0867	1.625	4113	0.1261	40%
SYH-090	0.2495	5625.00	0.1715	2.222	5625	0.2495	70%
SYH-090	0.3989	6707.00	0.2742	2.649	6707	0.3989	100%
SYH-090	0.6222	8301.00	0.4276	3.279	8301	0.6222	140%
SYH-090	0.8374	9570.00	0.5755	3.780	9570	0.8374	180%

Καταγραφές	max Δ	αντίστ. V	max S _d	αντίστ. S _a	max V	αντίστ. Δ	Scaling
SYH-090	0.9232	9987.00	0.6345	3.945	9987	0.9232	200%
SYH-360	0.2343	6555.00	0.1610	2.589	6555	0.2343	40%
SYH-360	0.3274	8113.00	0.2250	3.205	8113	0.3274	70%
SYH-360	0.3885	9055.00	0.2670	3.577	9055	0.3885	100%
SYH-360	0.5584	10510.00	0.3838	4.151	10510	0.5584	140%
SYH-360	0.7487	11570.00	0.5146	4.570	11570	0.7487	180%
SYH-360	0.8615	12250.00	0.5921	4.839	12250	0.8615	200%
TABAS 074	0.2960	7956.00	0.2034	3.143	8835	0.2527	100%
TABAS 074	0.4266	9026.00	0.2932	3.565	10580	0.3988	130%
TABAS 074	0.5863	10129.00	0.4030	4.001	11750	0.5863	160%
TABAS 074	0.8866	10990.00	0.6093	4.341	12160	0.8866	200%
TABAS 074	1.1480	11900.00	0.7890	4.700	13350	1.1480	230%
TABAS 074	1.3540	12500.00	0.9306	4.937	14120	1.3540	250%
TCU068-090	0.2202	6581.00	0.1513	2.599	6581	0.2202	40%
TCU068-090	0.3201	7975.00	0.2200	3.150	7975	0.3201	60%
TCU068-090	0.4725	9044.00	0.3247	3.572	9044	0.4725	80%
TCU068-090	0.6691	9750.00	0.4599	3.851	9750	0.6691	100%
TCU068-090	0.9167	10540.00	0.6300	4.163	10540	0.9167	120%
TCU068-090	1.2160	11500.00	0.8357	4.542	11500	1.2160	140%
TCU068-360	0.4418	8933.00	0.3036	3.528	8933	0.4418	70%
TCU068-360	0.7134	9836.00	0.4903	3.885	9836	0.7134	100%
TCU068-360	1.0680	10200.00	0.7340	4.029	10690	1.0400	130%
TCU068-360	1.6440	10991.00	1.1299	4.341	12230	1.6000	170%

Πίνακας 5.2 Σχέση “q – μ” για όλες τις καταγραφές (frame building)

Καταγραφές	S _d	S _{ael}	μ	q	Scaling
CPC-106	0.1082	1.965	0.52	0.60	100%
CPC-106	0.3647	5.895	1.74	1.81	300%
CPC-106	0.5352	7.860	2.55	2.42	400%
CPC-106	0.6337	9.825	3.02	3.02	500%
CPC-106	0.7065	11.790	3.36	3.63	600%
CPC-196	0.1540	3.959	0.73	1.22	100%
CPC-196	0.2624	5.938	1.25	1.83	150%
CPC-196	0.3885	7.918	1.85	2.44	200%
CPC-196	0.5214	9.898	2.48	3.05	250%
CPC-196	0.6553	11.877	3.12	3.65	300%
ERZ000	0.1230	2.704	0.59	0.83	40%
ERZ000	0.1750	4.056	0.83	1.25	60%
ERZ000	0.2502	5.408	1.19	1.66	80%
ERZ000	0.3343	6.760	1.59	2.08	100%

Καταγραφές	S_d	S_{ael}	μ	q	Scaling
ERZ000	0.4258	8.112	2.03	2.50	120%
ERZ000	0.5241	9.464	2.50	2.91	140%
E03-230	0.0646	0.968	0.31	0.30	100%
E03-230	0.2221	3.870	1.06	1.19	400%
E03-230	0.3474	4.838	1.65	1.49	500%
E03-230	0.5225	5.805	2.49	1.79	600%
E03-230	0.7485	6.773	3.56	2.08	700%
E03-230	1.0137	7.740	4.83	2.38	800%
E03-230	1.3148	8.708	6.26	2.68	900%
E03-230	2.7869	12.994	13.27	4.00	1343%
E03-230	4.6893	19.505	22.33	6.00	2016%
E04-230	0.1779	2.987	0.85	0.92	100%
E04-230	0.3143	4.481	1.50	1.38	150%
E04-230	0.4937	5.974	2.35	1.84	200%
E04-230	0.7113	7.468	3.39	2.30	250%
E04-230	0.9581	8.962	4.56	2.76	300%
E04-230	1.7615	12.994	8.39	4.00	435%
E04-230	3.3223	19.506	15.82	6.00	653%
E05-230	0.1010	1.770	0.48	0.54	70%
E05-231	0.1587	2.528	0.76	0.78	100%
E05-232	0.3033	3.792	1.44	1.17	150%
E05-233	0.5049	5.056	2.40	1.56	200%
E05-234	0.7629	6.320	3.63	1.94	250%
E05-235	1.0041	7.331	4.78	2.26	290%
E05-236	2.6509	12.993	12.62	4.00	514%
E05-237	4.7533	19.490	22.63	6.00	771%
E06-230	0.1133	2.045	0.54	0.63	50%
E06-230	0.1653	2.862	0.79	0.88	70%
E06-230	0.2671	4.089	1.27	1.26	100%
E06-230	0.4015	5.316	1.91	1.64	130%
E06-230	0.5603	6.542	2.67	2.01	160%
E06-230	0.8282	8.178	3.94	2.52	200%
E06-230	1.9725	13.003	9.39	4.00	318%
E06-230	3.5326	19.505	16.82	6.00	477%
JFA-022	0.1559	2.948	0.74	0.91	50%
JFA-022	0.2595	5.897	1.24	1.81	100%
JFA-022	0.3236	7.666	1.54	2.36	130%
JFA-022	0.3635	8.846	1.73	2.72	150%
JFA-022	0.4351	10.615	2.07	3.27	180%
JFA-022	0.4893	11.794	2.33	3.63	200%
JFA-292	0.1390	2.790	0.66	0.86	30%
JFA-292	0.1871	4.650	0.89	1.43	50%

Καταγραφές	S_d	S_{ael}	μ	q	Scaling
JFA-292	0.3829	7.440	1.82	2.29	80%
JFA-292	0.4904	9.300	2.34	2.86	100%
JFA-292	0.5970	11.160	2.84	3.43	120%
NWS-046	0.1098	2.244	0.52	0.69	30%
NWS-046	0.1666	3.739	0.79	1.15	50%
NWS-046	0.3128	5.983	1.49	1.84	80%
NWS-046	0.4328	7.479	2.06	2.30	100%
NWS-046	0.6445	9.722	3.07	2.99	130%
NWS-316	0.1286	3.462	0.61	1.07	70%
NWS-316	0.1909	4.946	0.91	1.52	100%
NWS-316	0.3671	8.409	1.75	2.59	170%
NWS-316	0.5772	11.871	2.75	3.65	240%
NWS-316	0.7732	14.838	3.68	4.57	300%
SCG-052	0.0951	1.736	0.45	0.53	30%
SCG-052	0.1702	3.471	0.81	1.07	60%
SCG-052	0.3232	5.785	1.54	1.78	100%
SCG-052	0.5610	8.678	2.67	2.67	150%
SCG-052	0.6660	9.835	3.17	3.03	170%
SCG-142	0.1771	3.944	0.84	1.21	30%
SCG-142	0.2857	6.573	1.36	2.02	50%
SCG-142	0.3692	10.516	1.76	3.24	80%
SCG-142	0.3914	13.145	1.86	4.04	100%
SCG-142	0.4164	17.089	1.98	5.26	130%
SCH-011	0.1309	2.900	0.62	0.89	40%
SCH-011	0.2184	5.075	1.04	1.56	70%
SCH-011	0.3207	7.250	1.53	2.23	100%
SCH-011	0.4375	10.150	2.08	3.12	140%
SCH-011	0.5878	13.050	2.80	4.02	180%
SCH-281	0.1338	2.488	0.64	0.77	40%
SCH-281	0.2323	4.354	1.11	1.34	70%
SCH-281	0.2915	6.220	1.39	1.91	100%
SCH-281	0.3184	8.708	1.52	2.68	140%
SCH-281	0.4695	11.196	2.24	3.44	180%
SCH-281	0.5426	12.440	2.58	3.83	200%
SFY-090	0.1231	2.479	0.59	0.76	100%
SFY-090	0.1942	4.959	0.92	1.53	200%
SFY-090	0.2395	7.438	1.14	2.29	300%
SFY-090	0.3255	9.917	1.55	3.05	400%
SFY-090	0.4162	12.397	1.98	3.81	500%
SFY-360	0.0934	1.830	0.44	0.56	100%
SFY-360	0.2907	7.320	1.38	2.25	400%
SFY-360	0.3973	9.150	1.89	2.82	500%

Καταγραφές	S_d	S_{ael}	μ	q	Scaling
SFY-360	0.5153	10.980	2.45	3.38	600%
SFY-360	0.6481	12.810	3.09	3.94	700%
SYH-090	0.0867	1.730	0.41	0.53	40%
SYH-090	0.1715	3.028	0.82	0.93	70%
SYH-090	0.2742	4.325	1.31	1.33	100%
SYH-090	0.4276	6.055	2.04	1.86	140%
SYH-090	0.5755	7.785	2.74	2.40	180%
SYH-090	0.6345	8.650	3.02	2.66	200%
SYH-360	0.1610	3.280	0.77	1.01	40%
SYH-360	0.2250	5.740	1.07	1.77	70%
SYH-360	0.2670	8.200	1.27	2.52	100%
SYH-360	0.3838	11.480	1.83	3.53	140%
SYH-360	0.5146	14.760	2.45	4.54	180%
SYH-360	0.5921	16.400	2.82	5.05	200%
TABAS 074	0.2034	4.802	0.97	1.48	100%
TABAS 074	0.2932	6.243	1.40	1.92	130%
TABAS 074	0.4030	7.684	1.92	2.36	160%
TABAS 074	0.6093	9.605	2.90	2.96	200%
TABAS 074	0.7890	11.045	3.76	3.40	230%
TABAS 074	0.9306	12.006	4.43	3.69	250%
TCU068-090	0.1513	2.778	0.72	0.85	40%
TCU068-090	0.2200	4.167	1.05	1.28	60%
TCU068-090	0.3247	5.556	1.55	1.71	80%
TCU068-090	0.4599	6.945	2.19	2.14	100%
TCU068-090	0.6300	8.334	3.00	2.56	120%
TCU068-090	0.8357	9.723	3.98	2.99	140%
TCU068-090	1.4062	12.987	6.70	4.00	187%
TCU068-090	2.6481	19.515	12.61	6.00	281%
TCU068-360	0.3036	5.530	1.45	1.70	70%
TCU068-360	0.4903	7.901	2.33	2.43	100%
TCU068-360	0.7340	10.271	3.50	3.16	130%
TCU068-360	1.1299	13.431	5.38	4.13	170%
TCU068-360	1.4832	15.801	7.06	4.86	200%
TCU068-360	2.0543	19.514	9.78	6.00	247%

Πίνακας 5.3 Απόλυτη επιτάχυνση ορόφων καθ' ύψος του φορέα (frame building)

Απόλυτη επιτάχυνση (m/s ²) για μία καταγραφή (E04-230)					
Όροφος	100%	130%	170%	200%	230%
1	3.292	4.275	5.572	6.477	7.274
2	2.883	3.635	4.399	4.918	5.467
3	3.168	3.751	4.393	4.928	5.57
4	3.332	3.858	4.365	4.586	4.957
5	2.966	3.273	3.719	4.107	4.498
6	2.994	3.375	4.033	4.199	4.493
7	3.282	3.547	4.072	4.316	4.503
8	4.236	4.572	4.547	4.8	5.282

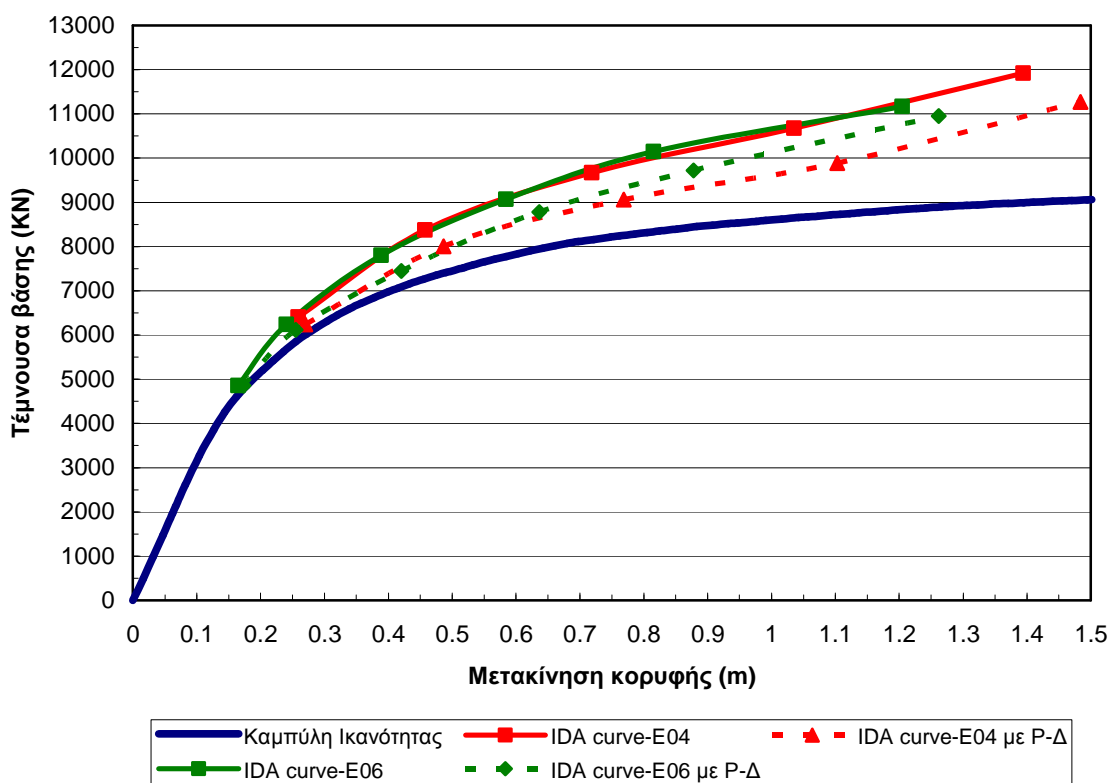
Απόλυτη επιτάχυνση (m/s ²) για διάφορες καταγραφές (100%)					
Όροφος	E03-230	E04-230	E05-230	E06-230	TCU068-360
1	1.732	3.292	3.725	3.994	4.02
2	1.988	2.883	3.978	3.486	3.428
3	2.418	3.168	3.908	3.783	3.562
4	2.284	3.332	3.911	3.463	3.728
5	1.914	2.966	4.182	3.184	3.958
6	1.639	2.994	3.328	3.77	4.152
7	2.272	3.282	3.599	3.73	4.323
8	3.021	4.236	5.363	4.319	5.258

Πίνακας 5.4 Μετακινήσεις ορόφων (m) και αντίστοιχο “drift” % για μία κλιμακωμένη καταγραφή (E04-230) (frame building).

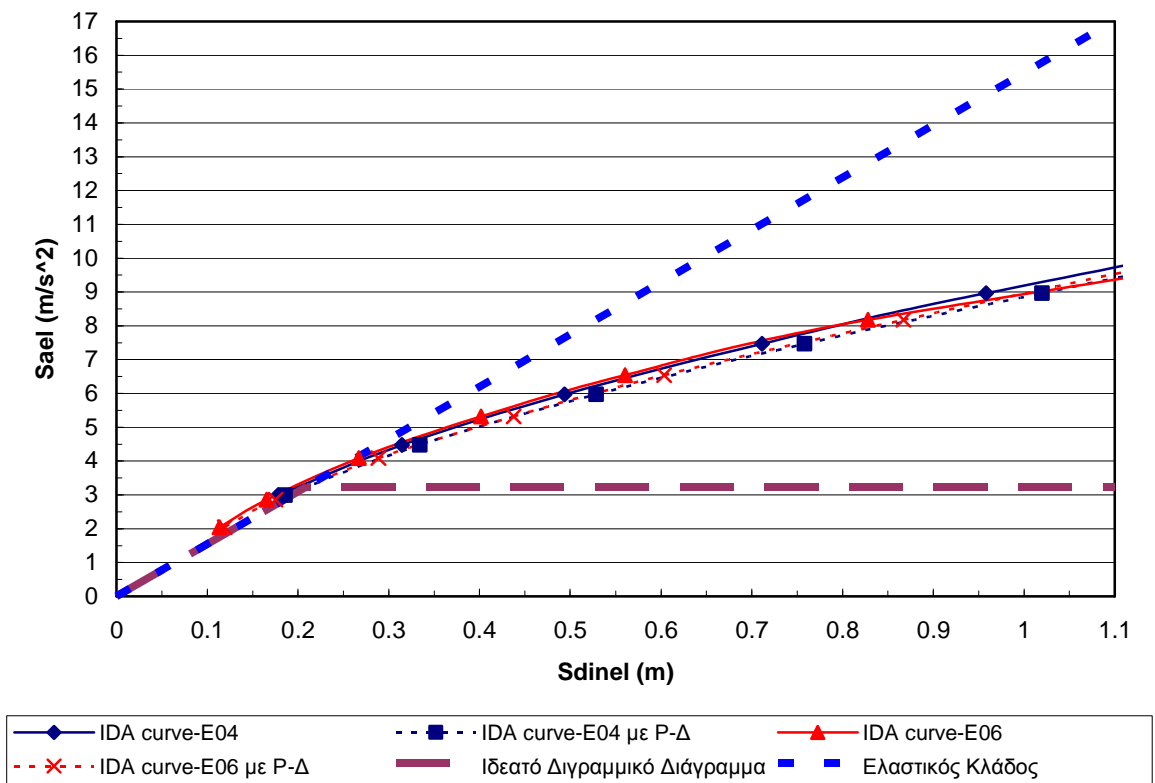
		100%, $\mu=0.85$		130%, $\mu=1.21$		170%, $\mu=1.81$		200%, $\mu=2.35$		230%, $\mu=2.95$	
Όροφος	h_i	d_i	drift %	d_i	drift %	d_i	drift %	d_i	drift %	d_i	drift %
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	2.55	0.0202	0.79%	0.0280	1.10%	0.0395	1.55%	0.0540	2.12%	0.0722	2.83%
2	2.75	0.0617	1.51%	0.0882	2.19%	0.1255	3.13%	0.1649	4.03%	0.2113	5.06%
3	2.75	0.1108	1.79%	0.1600	2.61%	0.2312	3.84%	0.2981	4.84%	0.3740	5.92%
4	2.75	0.1582	1.72%	0.2281	2.48%	0.3340	3.74%	0.4278	4.72%	0.5320	5.75%
5	2.75	0.2000	1.52%	0.2871	2.15%	0.4234	3.25%	0.5415	4.13%	0.6720	5.09%
6	2.75	0.2307	1.12%	0.3307	1.59%	0.4902	2.43%	0.6276	3.13%	0.7798	3.92%
7	2.75	0.2489	0.66%	0.3566	0.94%	0.5304	1.46%	0.6826	2.00%	0.8513	2.60%
8	2.75	0.2588	0.36%	0.3708	0.52%	0.5534	0.84%	0.7169	1.25%	0.8999	1.77%

Πίνακας 5.5 Μετακινήσεις ορόφων (m) και αντίστοιχο “drift” % για διάφορες καταγραφές (100%) (frame building).

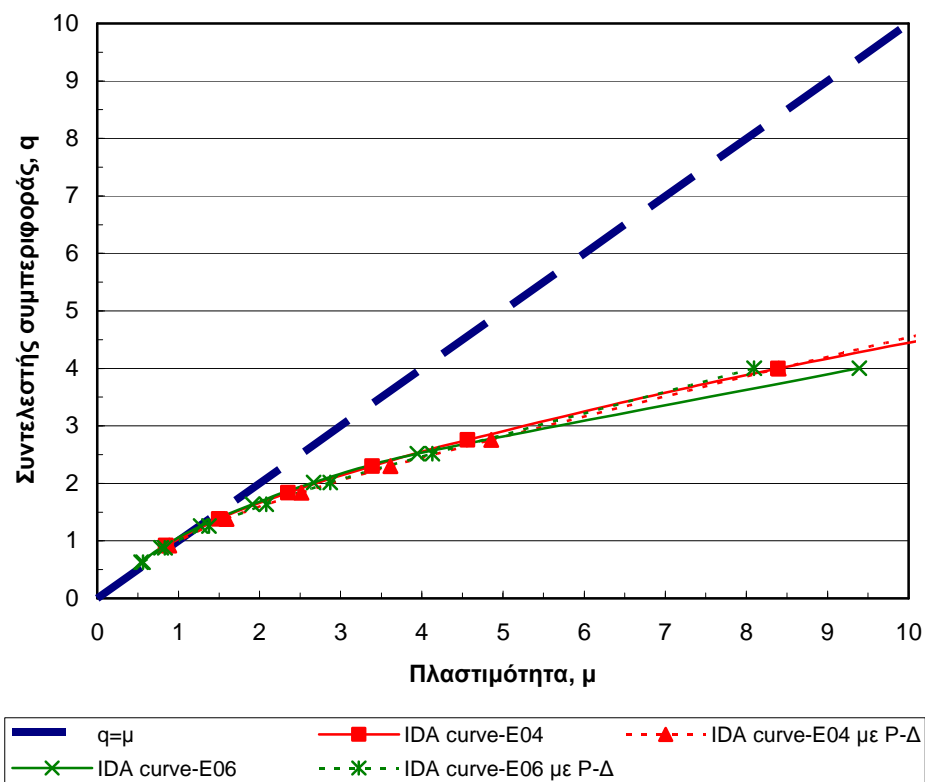
		E03-230, $\mu=0.31$		E04-230, $\mu=0.85$		E05-230, $\mu=0.76$		E06-230, $\mu=1.27$		TCU068-360, $\mu=2.33$	
Όροφος	h_i	d_i	drift %	d_i	drift %	d_i	drift %	d_i	drift %	d_i	drift %
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	2.55	0.0089	0.35%	0.0202	0.79%	0.0203	0.79%	0.0312	1.22%	0.0740	2.90%
2	2.75	0.0255	0.60%	0.0617	1.51%	0.0552	1.27%	0.0974	2.41%	0.2042	4.73%
3	2.75	0.0408	0.56%	0.1108	1.79%	0.0951	1.45%	0.1706	2.66%	0.3419	5.01%
4	2.75	0.0524	0.42%	0.1582	1.72%	0.1318	1.34%	0.2363	2.39%	0.4608	4.32%
5	2.75	0.0642	0.43%	0.2000	1.52%	0.1666	1.27%	0.2945	2.12%	0.5577	3.52%
6	2.75	0.0759	0.42%	0.2307	1.12%	0.1977	1.13%	0.3415	1.71%	0.6318	2.69%
7	2.75	0.0862	0.37%	0.2489	0.66%	0.2196	0.80%	0.3716	1.09%	0.6818	1.82%
8	2.75	0.0941	0.29%	0.2588	0.36%	0.2309	0.41%	0.3886	0.62%	0.7134	1.15%



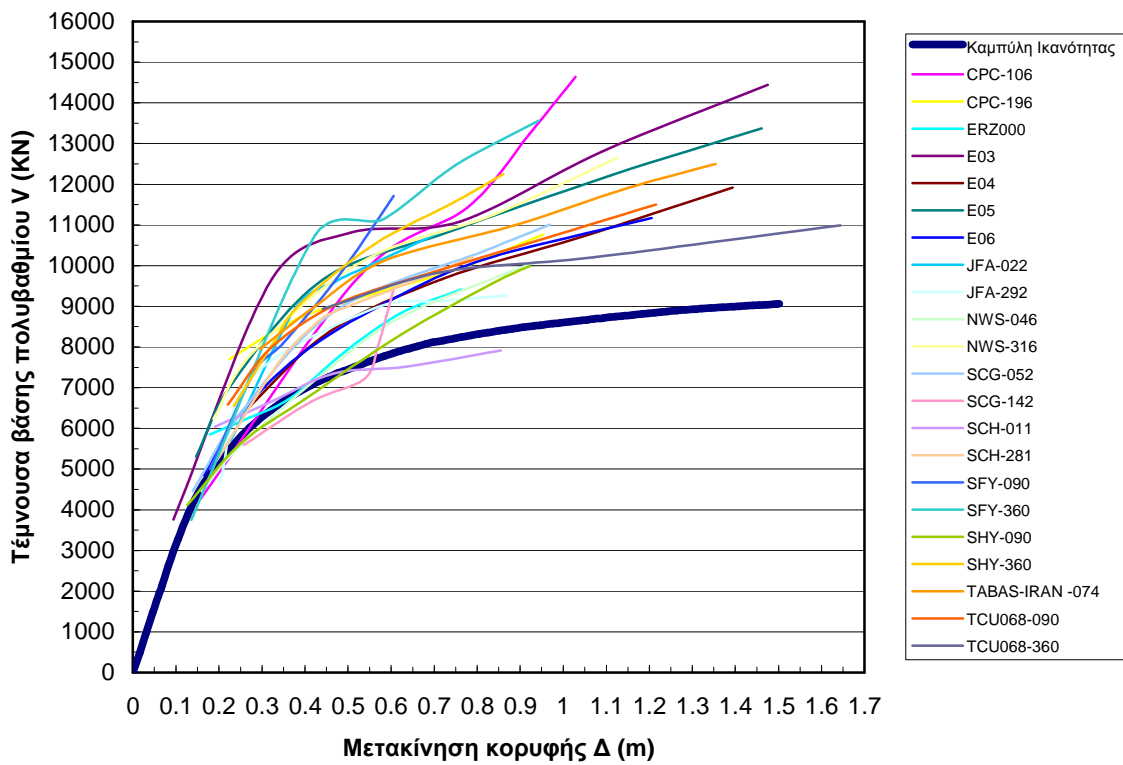
Σχήμα 5.1 Διάγραμμα μετακίνησης κορυφής – τέμνουσας βάσης όπου απεικονίζονται οι καμπύλες IDA για δύο καταγραφές (E04, E06) με και χωρίς τα φαινόμενα P-Δ (frame building).



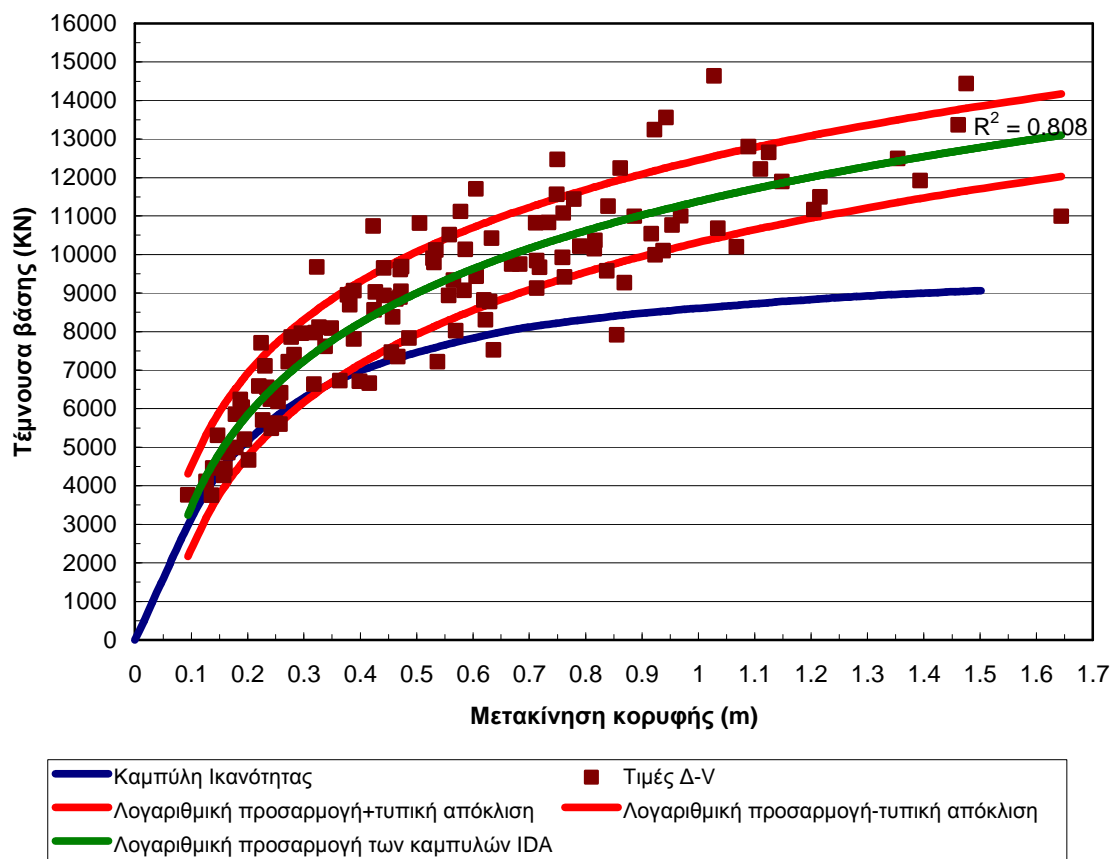
Σχήμα 5.2 Διάγραμμα μετακίνησης κορυφής S_d – ελαστικής φασματικής επιτάχυνσης $S_{a_{el}}$ σε ADRS μορφή όπου απεικονίζονται οι καμπύλες IDA για δύο καταγραφές (E04, E06) με και χωρίς τα φαινόμενα P-Δ (frame building).



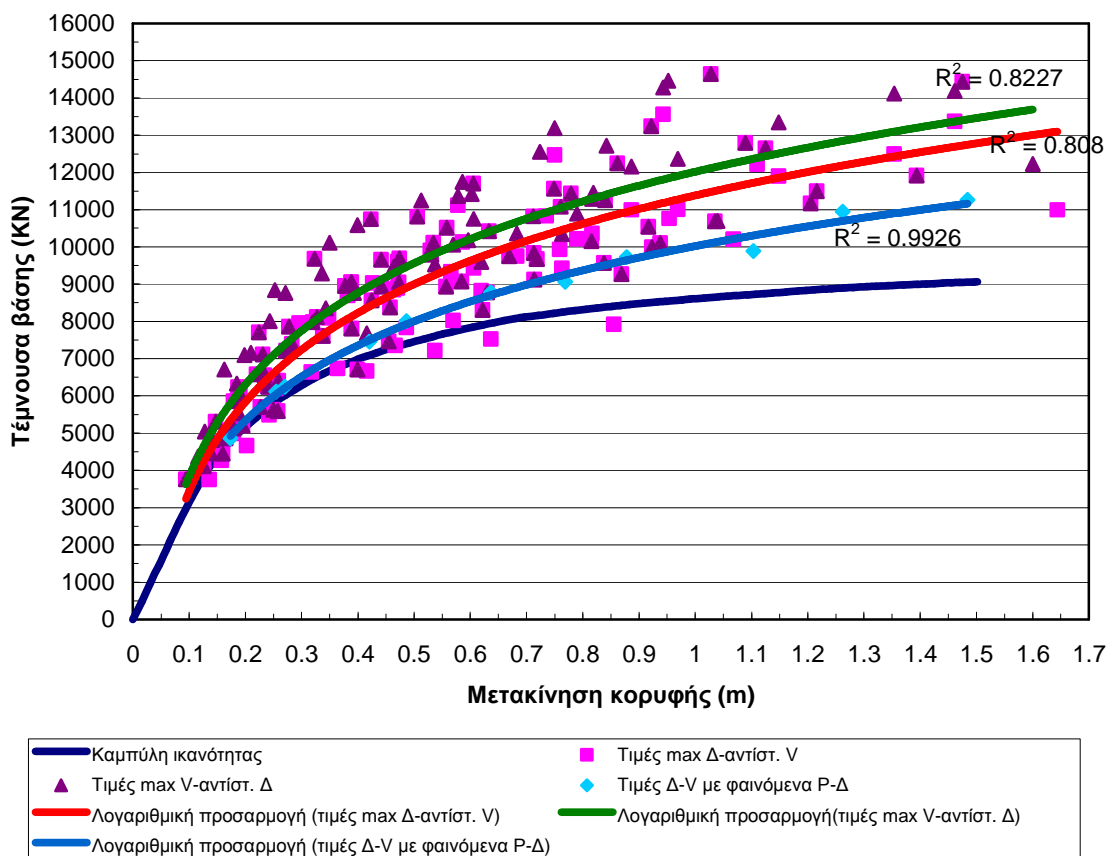
Σχήμα 5.3 Διάγραμμα συντελεστή συμπεριφοράς q – πλαστιμότητας μ όπου απεικονίζονται οι καμπύλες IDA για δύο καταγραφές (E04, E06) με και χωρίς τα φαινόμενα P-Δ (frame building).



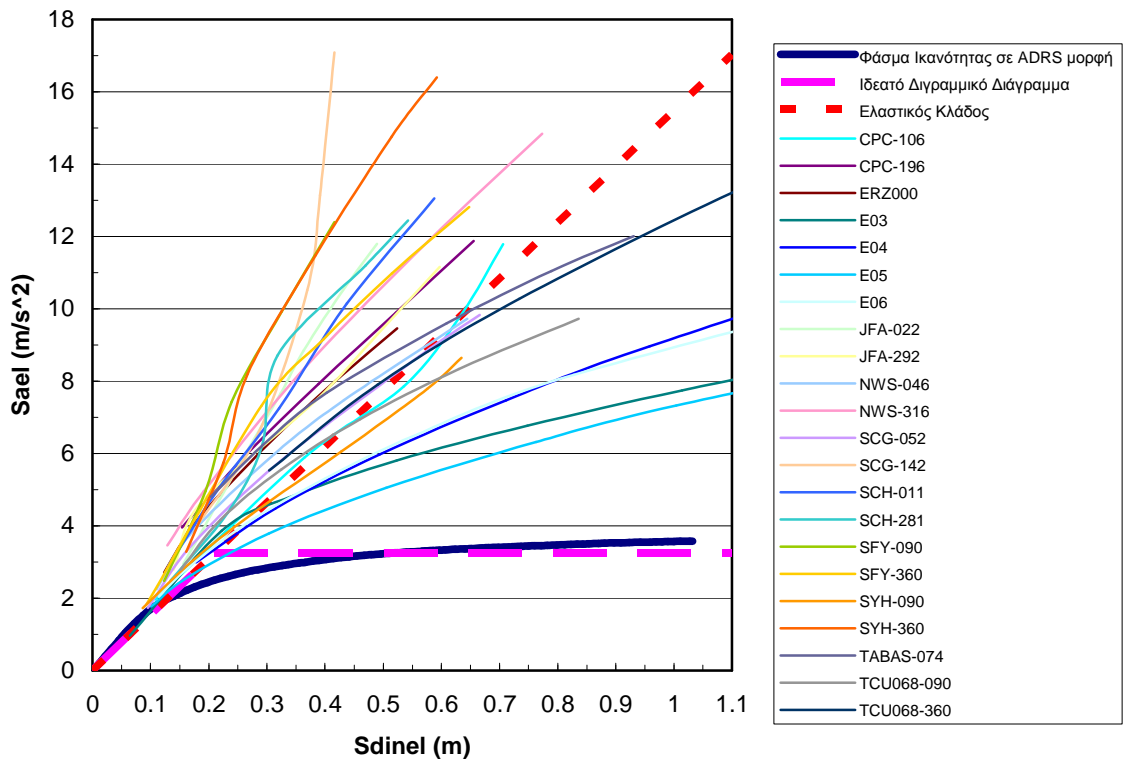
Σχήμα 5.4 Διάγραμμα μετακίνησης κορυφής – τέμνουσας βάσης όπου απεικονίζονται οι καμπύλες IDA του συνόλου των χρησιμοποιηθεισών καταγραφών (*frame building*).



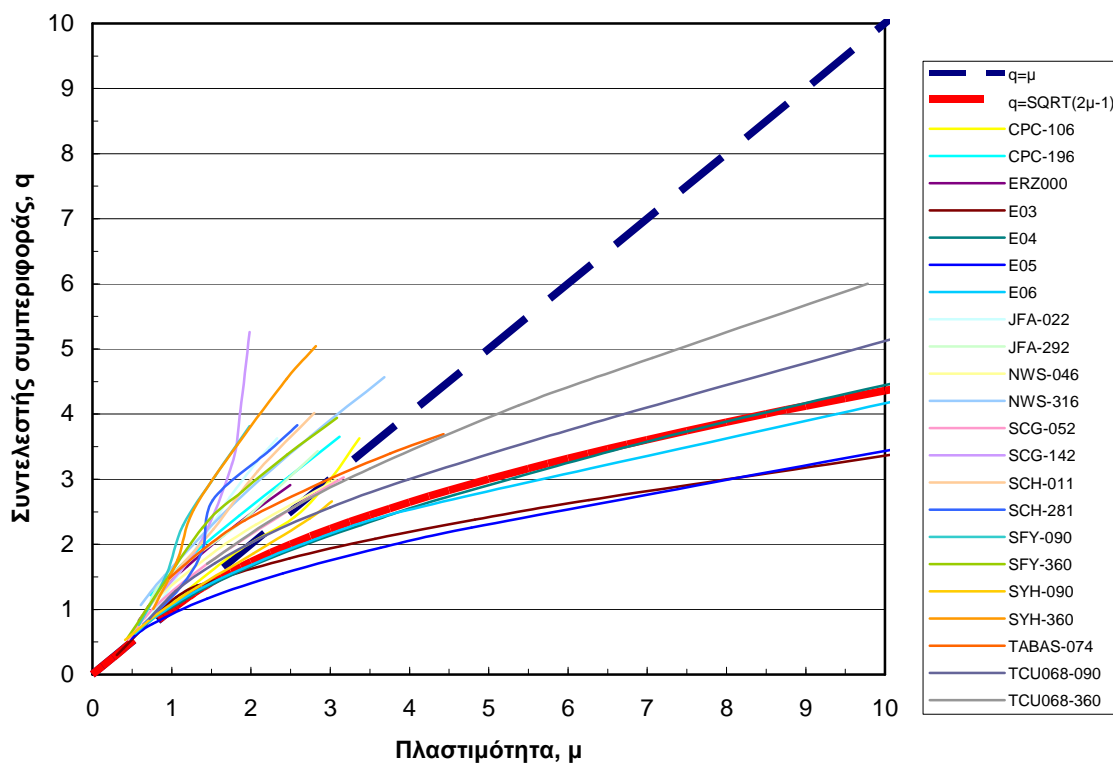
Σχήμα 5.5 Διάγραμμα μετακίνησης κορυφής – τέμνουσας βάσης όπου απεικονίζονται η «λογαριθμική προσαρμογή» στις καμπύλες IDA του συνόλου των καταγραφών ± μία τυπική απόκλιση. Ο συντελεστής συσχέτισης γι' αυτήν καμπύλη παλινδρόμησης είναι 0.808 (frame building).



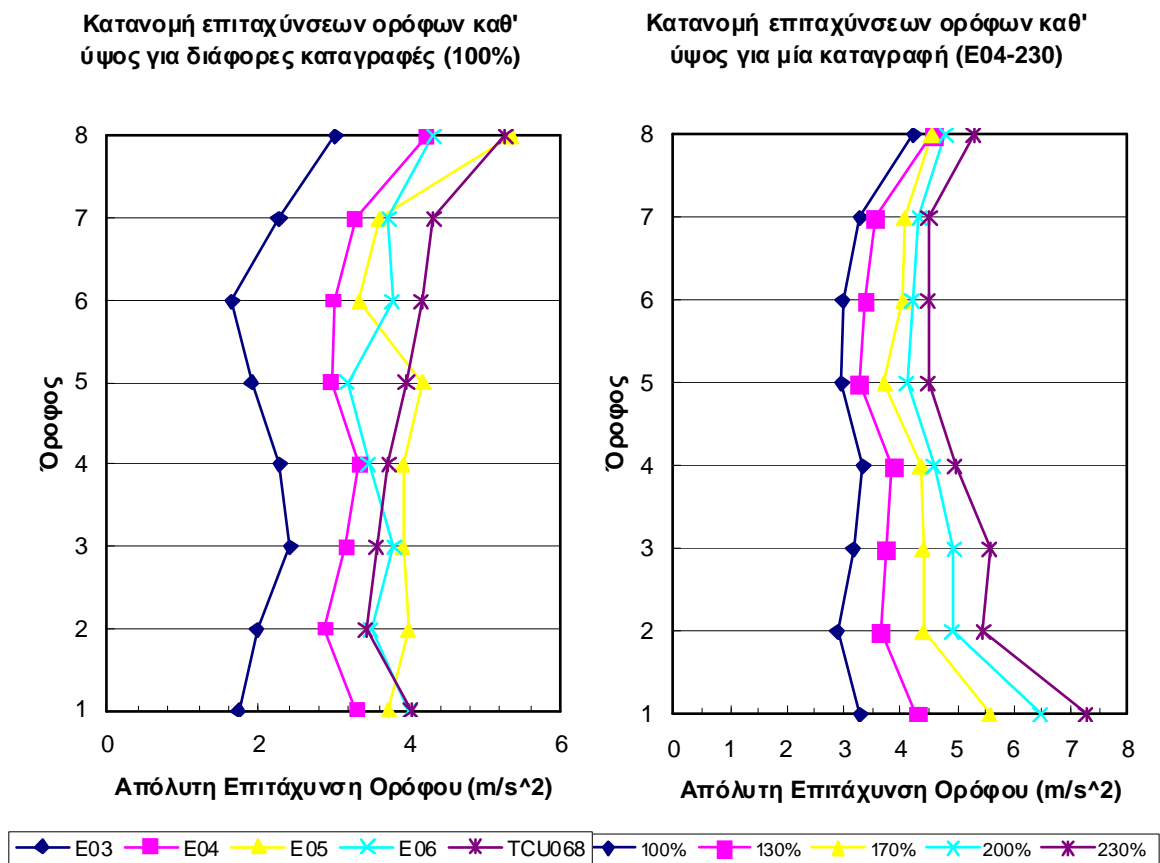
Σχήμα 5.6 Διάγραμμα μετακίνησης κορυφής – τέμνουσας βάσης όπου απεικονίζονται οι τιμές (μέγιστη μετακίνηση, αντίστοιχη τέμνουσα) και (μέγιστη τέμνουσα, αντίστοιχη μετακίνηση) και οι τιμές με τα φαινόμενα P-Δ. Στα τρία είδη τιμών προσαρμόζονται λογαριθμικές καμπύλες εκ των οποίων η καθεμιά έχει τον δικό της συντελεστή συσχέτισης (frame building).



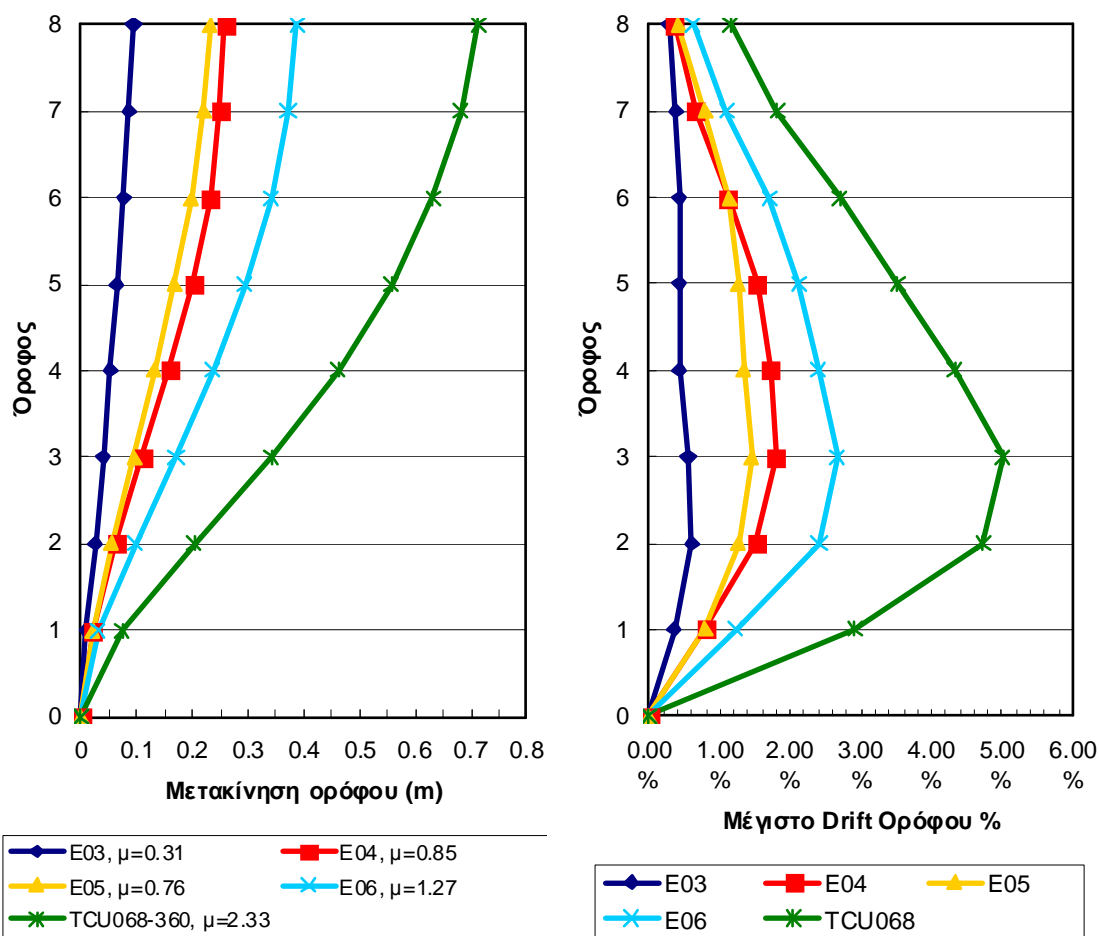
Σχήμα 5.7 Διάγραμμα μετακίνησης κορυφής S_d – ελαστικής φασματικής επιτάχυνσης S_{ael} σε ADRS μορφή όπου απεικονίζονται οι καμπύλες IDA για το σύνολο των χρησιμοποιηθεισών καταγραφών (frame building).



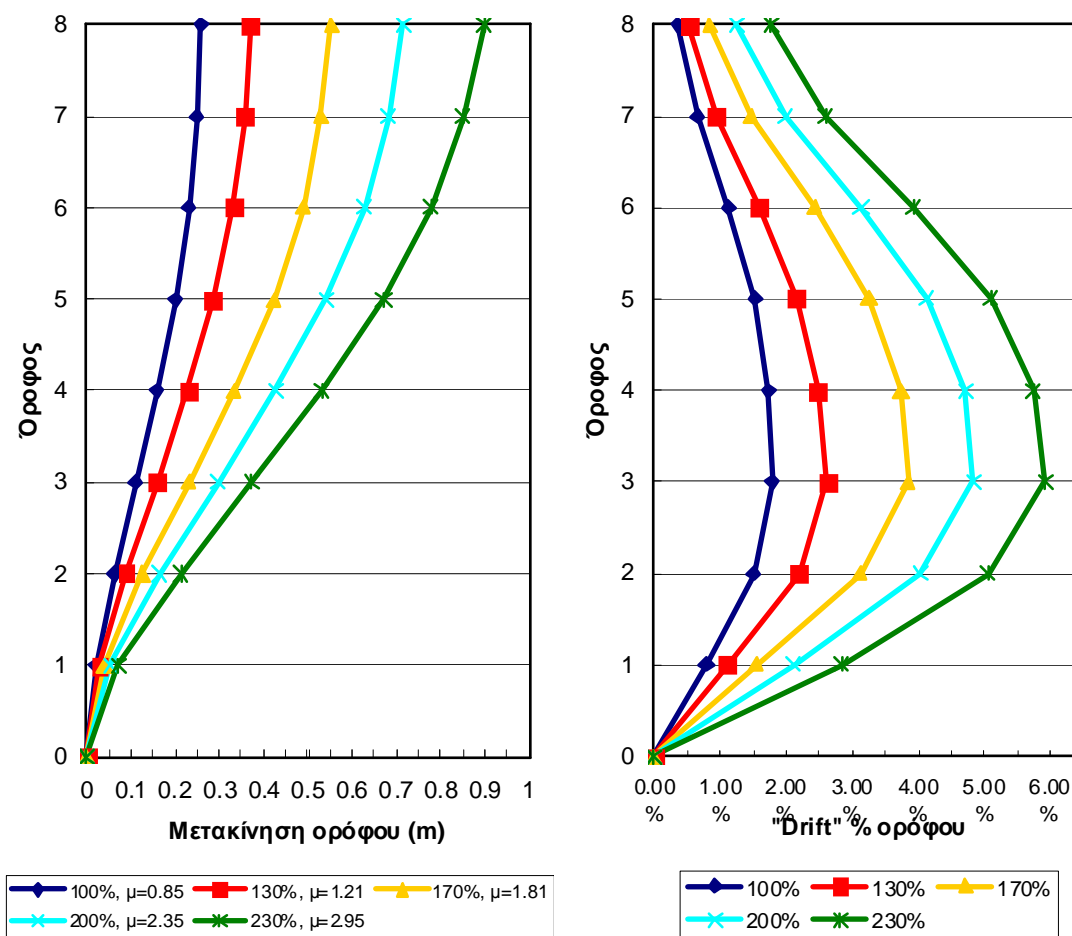
Σχήμα 5.8 Διάγραμμα συντελεστή συμπεριφοράς q – πλαστιμότητας μ όπου απεικονίζονται οι καμπύλες IDA για το σύνολο των χρησιμοποιηθεισών καταγραφών (frame building).



Σχήμα 5.9 Διάγραμμα κατανομής απολύτων επιταχύνσεων ορόφων καθ' ύψος του φορέα για διάφορες καταγραφές (αριστερά) και για μία κλιμακωμένη καταγραφή (E04-230) (δεξιά) (frame building).



Σχήμα 5.10 Διάγραμμα κατανομής μετακινήσεων ορόφων και αντιστοίχων “drift” καθ’ ύψος του φορέα για διάφορες καταγραφές (100%) (frame building).



Σχήμα 5.11 Διάγραμμα κατανομής μετακινήσεων ορόφων και αντιστοίχων "drift" καθ' ύψος του φορέα για μία κλιμακωμένη καταγραφή (E04-230) (frame building).

5.3.1.2 Σχόλια – Παρατηρήσεις

Στα ανωτέρω σχήματα παρουσιάστηκαν αναλυτικά τα αποτελέσματα της ανάλυσης χρονοϊστορίας για τον φορέα *frame building*, με τον τρόπο που εξηγήσαμε στην αρχή της ενότητας 5.3. Σε αυτήν την παράγραφο γίνεται μία προσπάθεια ποιοτικής αξιολόγησης των σημαντικότερων στοιχείων που αναδεικνύονται από τα ως άνω διαγράμματα και συνάγονται τα βασικότερα συμπεράσματα. Συνεπώς, μπορούμε να σχολιάσουμε τα εξής πράγματα.

Κατ' αρχάς, παρατηρώντας τα διαγράμματα όπου εμφανίζεται η καμπύλη ικανότητας μαζί με τα αποτελέσματα της χρονοϊστορίας σε ζεύγη τιμών «μετακίνηση κορυφής – τέμνουσα βάσης», μπορούμε να συνάγουμε ότι η διάταξη των τιμών αυτών – ως αποτέλεσμα της επαυξητικής διαδικασίας – έχει τη μορφή

της καμπύλης ικανότητας, αλλά δεν ταυτίζεται με αυτήν. Στο Σχ. 5.5 φαίνονται συγκεντρωτικά όλα τα ως άνω ζεύγη που σχηματίζουν τις καμπύλες *IDA* του Σχ. 5.4 και στα οποία προσαρμόζεται μία «λογαριθμική καμπύλη» μέσω ανάλυσης παλινδρόμησης με τη μέθοδο των «ελαχίστων τετραγώνων». Το τετράγωνο του συντελεστή συσχέτισης της προσαρμοζόμενης καμπύλης είναι $R^2=0.808$, πράγμα που αποδεικνύει ότι τα ζεύγη τιμών «μετακίνηση κορυφής – τέμνουσα βάσης» σχηματίζουν σε ικανοποιητικό βαθμό μία καμπύλη που λειτουργεί ως μία άλλη καμπύλη ικανότητας. Τα ζεύγη τιμών «μέγιστη τέμνουσα βάσης – αντίστοιχη μετακίνηση» και «μέγιστη μετακίνηση – αντίστοιχη τέμνουσα» στις πλείστες των περιπτώσεων ταυτίζονται. Τα ζεύγη τιμών με βάση την επιρροή των φαινομένων P-Δ έχουν κι αυτά τη μορφή μίας καμπύλης ικανότητας, αλλά διαφέρουν κατά τι σε σχέση με τα προηγούμενα ζεύγη. Όλα αυτά τεκμαίρονται και από το συγκεντρωτικό Σχ. 5.6, όπου γίνεται εμφανές ότι η καμπύλη ικανότητας είναι ένα «κάτω όριο» της παραμορφωσιακής ικανότητας του φορέα, δηλαδή για συγκεκριμένη τέμνουσα μάς δίνει μεγαλύτερη μετακίνηση κορυφής. Ακολουθεί η προσαρμοσμένη καμπύλη των τιμών με την επιρροή των φαινομένων P-Δ και τέλος ως «άνω όριο» εμφανίζεται η προσαρμοσμένη καμπύλη των τιμών «μέγιστη τέμνουσα βάσης – αντίστοιχη μετακίνηση». Αυτή η τελευταία διαφέρει ελάχιστα από την προσαρμοσμένη καμπύλη των τιμών «μέγιστη μετακίνηση – αντίστοιχη τέμνουσα». Επίσης, στο ίδιο σχήμα φαίνονται και οι συντελεστές συσχέτισης των προσαρμοζόμενων καμπυλών στις παραπάνω τιμές. Φαίνεται, λοιπόν, ολοκάθαρα πως οι καμπύλες αυτές είναι επάλληλες στην καμπύλη ικανότητας. Ακόμη, το γεγονός ότι η επιρροή των φαινομένων P-Δ δίνει εν γένει δυσμενέστερα αποτελέσματα (δηλαδή για την ίδια τέμνουσα έχουμε μεγαλύτερες μετακινήσεις) είναι κάτι που περιμέναμε, γιατί η παρουσία τους σε αυτό ακριβώς συμβάλλει.

Στοιχείο δεύτερο. Στο Σχ. 5.7 απεικονίζονται συγκεντρωτικά όλες οι καμπύλες *IDA* με συντεταγμένες τα ζεύγη τιμών «ανελαστική μετακίνηση S_d – ελαστική φασματική επιτάχυνση $S_{ae}(T_1, 5\%)$ » σε μορφή *ADRS*. Παρατηρούμε ότι, σε αντίθεση με την προηγούμενη περίπτωση, οι τιμές αυτές δεν «ακολουθούν» την καμπύλη ικανότητας, αλλά παρουσιάζουν μεγάλη διασπορά τιμών από την ευθεία του ελαστικού κλάδου (κόκκινη εστιγμένη γραμμή στο Σχ. 5.7). Δηλαδή, για μία συγκεκριμένη μετακίνηση S_d λαμβάνουμε τιμές S_{ae} με μεγάλη απόκλιση από την ευθεία του ελαστικού κλάδου, η οποία αυξάνει όσο προχωρούμε προς μεγάλες

ανελαστικές μετακινήσεις. Με άλλα λόγια, υπάρχει η τάση άλλες καμπύλες να ευρίσκονται άνωθεν και άλλες κάτωθεν του ελαστικού κλάδου. Το τί σημαίνει αυτό θα τό δούμε ευθύς αμέσως στο επόμενο Σχ. 5.8.

Στο Σχ. 5.8, λοιπόν, απεικονίζεται η σχέση του q (συντελεστής συμπεριφοράς) με το μ (πλαστιμότητα μετακινήσεων) για το σύνολο των καμπυλών *IDA* των χρησιμοποιηθεισών καταγραφών. Στο σχήμα αυτό φαίνονται, επίσης, η ευθεία “ $q=\mu$ ” (παραδοχή ίσων μετακινήσεων) και η καμπύλη “ $q = \sqrt{2\mu - 1}$ ” (παραδοχή ίσων ενεργειών). Παρατηρούμε ότι κάποιες καμπύλες *IDA* βρίσκονται πάνω από την ευθεία “ $q=\mu$ ” ($\mu < q$) και κάποιες άλλες κάτω από αυτήν ($\mu > q$). Γι’ αυτές τις τελευταίες καμπύλες, ισχύει ότι οι αντίστοιχες καταγραφές (οι καταγραφές δηλαδή που με τη μέθοδο *IDA* παράγουν αυτές τις καμπύλες) έχουν «παλμό κατευθυντικότητας». Δηλαδή, όταν $\mu > q$, η καταγραφή που παράγει την καμπύλη *IDA* με αυτήν τη σχέση θα έχει «παλμό κατευθυντικότητας». Ωστόσο, το αντίστροφο δεν ισχύει πάντοτε. Δηλαδή, μια καταγραφή με «παλμό κατευθυντικότητας» δεν θα δίνει αναγκαστικά $\mu > q$, παρά μόνον όταν συντρέχει και μία ακόμη συνθήκη. Αυτή η τελευταία συνθήκη έχει να κάνει με τη σχέση ανάμεσα στη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής και την περίοδο του παλμού, δηλαδή με το λόγο T^*/T_p (T^* είναι η ιδιοπερίοδος του ισοδύναμου μονοβαθμίου συστήματος και T_p είναι η δεσπόζουσα περίοδος του παλμού). Αυτός ο λόγος είναι πολύ κρίσιμος, γιατί καθορίζει και τη σχέση $q - \mu$. Πιο συγκεκριμένα, όσο το T^* είναι αρκετά μικρότερο από το T_p , μικρότερο τουλάχιστον από το ήμισυ του T_p ($T^*/T_p \ll 1$), τότε θα ισχύει $\mu > q$. Όταν, όμως, δεν ικανοποιείται η παραπάνω συνθήκη, όπως π.χ. στην περίπτωση της καταγραφής *Erz000*, όπου η ιδιοπερίοδος του φορέα ($T^*=1.59$ sec) είναι λίγο μικρότερη από την περίοδο του παλμού ($T_p=2$ sec), τότε δεν θα ισχύει $\mu > q$, αλλά μπορεί να ισχύει $q \approx \mu$ ή κάποια άλλη σχέση. Συνεπώς, για να ισχύει $\mu > q$, είναι αναγκαίες δύο συνθήκες ταυτόχρονα.

Η παραπάνω συνθήκη “ $\mu > q$ ”, γενικώς, ισχύει για τον εξής λόγο. Όταν μια κατασκευή τίθεται σε ανακυκλιζόμενη κίνηση υπό μια σεισμική δράση και «μπαίνει» στην ανελαστική περιοχή, τότε λειτουργεί και συμπεριφέρεται βάσει «ενεργών» και όχι ελαστικών μεγεθών (π.χ. ενεργός δυσκαμψία, ενεργός απόσβεση κ.ο.κ.). Σ’ ένα ελαστικό – τελείως πλαστικό διγραμμικό διάγραμμα που εξιδανικεύει το φάσμα ικανότητας ενός φορέα, όπως αυτά που χρησιμοποιήσαμε

στην παρούσα εργασία, η σχέση που διέπει να συμβαλλόμενα μεγέθη είναι γενικώς $S_a = \omega_{eff}^2 \cdot S_d$, όπου στην ελαστική περιοχή $\omega_{eff} = \omega_{el}$. Όσο αυξάνει η σεισμική δράση που επιβάλλουμε σε μια κατασκευή και αυτή πλαστικοποιείται δίνοντας όλο και μεγαλύτερα S_d , τόσο θα μειώνεται η ω_{eff} και, επειδή $\omega_{eff} = 2\pi/T_{eff}$, θα μεγαλώνει η T_{eff} . Συνεπώς, επί τη βάση μιας επαυξητικής διαδικασίας για τη σεισμική ένταση, όταν $T^*/T_p \ll 1$, η T_{eff} θα μεταβάλλεται συνεχώς, ξεκινώντας από τη χαμηλότερη τιμή της (T^* ή T_{el}) και πλησιάζοντας σταδιακά την T_p . Αποτέλεσμα αυτών είναι, καθώς η T_{eff} αυξάνει, να έχουμε όλα και μεγαλύτερα φασματικά μεγέθη, όλο και μεγαλύτερες ανελαστικές μετακινήσεις και συνακόλουθα όλο και μεγαλύτερες τιμές μ , $\mu \gg q$. Γενικά, στις περιπτώσεις με παλμό κατευθυντικότητας, όταν βέβαια $\mu > q$, τότε η σχέση $q - \mu$ μπορεί να δίνεται προσεγγιστικά είτε ως $\mu = (q-1) \frac{T^*}{T_p} + 1$, που είναι στην ουσία η εξ. (4.19), ή οποιαδήποτε ανάλογη σχέση.

Τέλος, από το συγκεντρωτικό Σχ. 5.8 παρατηρούμε ότι για μια συγκεκριμένη τιμή του q οι καταγραφές δίνουν διαφορετικό μ , άλλες πολύ μεγάλο και άλλες λιγότερο μεγάλο. Το πόσο μεγαλύτερο είναι το μ από το q συναρτάται από την ίδια την καταγραφή και την ιδιοπερίοδο του συστήματος. Π.χ. για τον φορέα *frame building*, η καταγραφή E04-230 (ασθενέστερη) μάς δίνει χωρίς κλιμάκωση $S_{ae}(T_1, 5\%) \approx 3 \text{ m/s}^2$ ($q \approx 1$) και $S_d \approx 0.18 \text{ m}$ και η TC068-360 (ισχυρότερη) μάς δίνει $S_{ae}(T_1, 5\%) \approx 7.9 \text{ m/s}^2$ ($q \approx 2.4$) και $S_d \approx 0.49 \text{ m}$. Για $q=4$, η πρώτη δίνει και $S_d \approx 1.76 \text{ m}$ και η δεύτερη $S_d \approx 1.1 \text{ m}$!!

Στο Σχ. 5.9 απεικονίζεται η κατανομή των απολύτων επιταχύνσεων των ορόφων καθ' ύψος του φορέα. Η κατανομή αυτή για διάφορες καταγραφές και για μία κλιμακωμένη καταγραφή έχει τη μορφή του εν λόγω σχήματος, σαν μία τεθλασμένη γραμμή. Οι μέγιστες αυτές επιταχύνσεις, που ελήφθησαν από τα αποτελέσματα της χρονοϊστορίας, δεν ευρίσκονται σε «φάση», δηλαδή οι μέγιστες τιμές δεν συμπίπτουν την ίδια ακριβώς χρονική στιγμή, αλλά σε μία μικρή περιοχή γύρω από αυτή, με συνέπεια να μη συνάγεται κάτι πιο συγκεκριμένο από το διάγραμμα των επιταχύνσεων.

Όσον αφορά στα Σχ. 5.10 και 5.11, παρατηρούμε ότι η κατανομή των μετακινήσεων των ορόφων και των αντιστοίχων “drift” έχει ένα συγκεκριμένο «ιδιόσχημα» για όλες τις χρησιμοποιηθείσες καταγραφές. Η κατανομή αυτή ομοιάζει προς το «ιδιοδιάνυσμα» της 1^{ης} ιδιομορφής τόσο για τις ελαστικές όσο και

για τις ανελαστικές «εικόνες» των καταγραφών. Περαιτέρω, παρατηρούμε ότι γι' αυτόν τον φορέα το “drift” αυξάνει σταδιακά μέχρι τον τρίτο όροφο, όπου έχουμε και τη μεγαλύτερη «συγκέντρωση» και μετά φθίνει σταδιακά προς τους υπερκειμένους ορόφους. Ανάλογα δε με την καταγραφή ή το βαθμό κλιμάκωσης η ως άνω παρατηρηθείσα τάση γίνεται εντονότερη ή ηπιότερη. Π.χ. η TCU068 μάς δίνει την πιο έντονη τάση στις μετακινήσεις και το “drift”, ενώ η E03 την πιο ήπια. Όλες οι άλλες καταγραφές ευρίσκονται σε μία ενδιάμεση κατάσταση.

5.3.2 Αποτελέσματα για τον «pilotis building»

5.3.2.1 Επεξεργασία αποτελεσμάτων

Για την περίπτωση του φορέα «pilotis building», απομονώνουμε από το σύνολο των καταγραφών της §5.3.1 τις καταγραφές με «παλμό κατευθυντικότητας» και τις χρησιμοποιούμε στην ανάλυση χρονοϊστορίας αυτού του φορέα. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης για αυτές τις καταγραφές παρουσιάζονται παρακάτω τόσο σε πίνακες όσο και σε γραφήματα.

Πίνακας 5.6 Αποτελέσματα χρονοϊστορίας για όλες τις καταγραφές (pilotis building)

Καταγραφές	Πολυβάθμιο		Ισοδ. Μονοβάθμιο		Πολυβάθμιο		Scaling
	max Δ	αντίστ. V	max S _d	αντίστ. S _a	max V	αντίστ. Δ	
E03-230	0.0142	9171	0.0117	2.902	9171	0.0142	100%
E03-230	0.0265	17300	0.0218	5.474	17300	0.0265	200%
E03-230	0.0301	17910	0.0248	5.667	18900	0.0298	250%
E03-230	0.0358	18880	0.0295	5.974	20010	0.0338	300%
E03-230	0.0422	21140	0.0347	6.689	21140	0.0422	350%
E03-230	0.0597	25720	0.0491	8.138	25720	0.0597	450%
E04-230	0.0237	15440	0.0195	4.885	15440	0.0237	100%
E04-230	0.0319	18560	0.0262	5.872	18560	0.0319	130%
E04-230	0.0379	19650	0.0312	6.217	19650	0.0379	150%
E04-230	0.0443	20950	0.0364	6.629	20950	0.0443	170%
E04-230	0.0566	22890	0.0466	7.242	22890	0.0566	200%
E04-230	0.0710	25370	0.0585	8.027	25370	0.0710	230%
E05-230	0.0312	18560	0.0257	5.872	18560	0.0312	50%
E05-230	0.0382	20890	0.0315	6.610	20890	0.0382	70%
E05-230	0.0456	22820	0.0375	7.220	22820	0.0456	100%

Καταγραφές	max Δ	αντίστ. V	max S _d	αντίστ. S _a	max V	αντίστ. Δ	Scaling
E05-230	0.0627	25440	0.0516	8.049	25440	0.0627	130%
E05-230	0.0762	28600	0.0627	9.049	28600	0.0762	150%
E06-230	0.0196	13210	0.0161	4.180	13210	0.0196	50%
E06-230	0.0281	17500	0.0231	5.537	17500	0.0281	70%
E06-230	0.0436	20730	0.0359	6.559	20730	0.0436	100%
E06-230	0.0647	22844	0.0532	7.228	23740	0.0644	130%
E06-230	0.0787	26650	0.0648	8.432	26650	0.0787	150%
TCU068-090	0.0276	17120	0.0227	5.417	17120	0.0276	40%
TCU068-090	0.0421	20290	0.0346	6.420	20290	0.0421	60%
TCU068-090	0.0542	22550	0.0446	7.135	22550	0.0542	80%
TCU068-090	0.0618	24540	0.0508	7.764	24540	0.0618	100%
TCU068-090	0.0685	26210	0.0564	8.293	26210	0.0685	120%
TCU068-360	0.0172	11880	0.0141	3.759	11880	0.0172	50%
TCU068-360	0.0244	16230	0.0200	5.135	16230	0.0244	70%
TCU068-360	0.0365	19780	0.0300	6.258	19780	0.0365	100%
TCU068-360	0.0518	21910	0.0426	6.932	21910	0.0518	130%
TCU068-360	0.0639	23220	0.0526	7.347	23220	0.0639	150%

Πίνακας 5.7 Σχέση “q – μ” για όλες τις καταγραφές (pilotis building)

Καταγραφές	S _d	S _{ael}	μ	q	Scaling
E03-230	0.0117	2.853	0.46	0.44	100%
E03-230	0.0218	5.706	0.85	0.87	200%
E03-230	0.0248	7.133	0.96	1.09	250%
E03-230	0.0295	8.559	1.15	1.31	300%
E03-230	0.0347	9.986	1.35	1.52	350%
E03-230	0.0491	12.839	1.91	1.96	450%
E03-230	0.1103	26.191	4.29	4.00	918%
E03-230	0.2087	39.286	8.12	6.00	1377%
E04-230	0.0195	5.000	0.76	0.76	100%
E04-230	0.0262	6.500	1.02	0.99	130%
E04-230	0.0312	7.500	1.21	1.15	150%
E04-230	0.0364	8.500	1.42	1.30	170%
E04-230	0.0466	10.000	1.81	1.53	200%
E04-230	0.0585	11.500	2.27	1.76	230%
E04-230	0.2035	26.200	7.92	4.00	524%
E04-230	0.3568	39.300	13.88	6.00	786%
E05-230	0.0257	6.590	1.00	1.01	50%
E05-230	0.0315	9.226	1.22	1.41	70%
E05-230	0.0375	13.180	1.46	2.01	100%
E05-230	0.0516	17.134	2.01	2.62	130%

Καταγραφές	S_d	S_{ael}	μ	q	Scaling
E05-230	0.0627	19.770	2.44	3.02	150%
E06-230	0.0161	4.120	0.63	0.63	50%
E06-230	0.0231	5.768	0.90	0.88	70%
E06-230	0.0359	8.240	1.40	1.26	100%
E06-230	0.0532	10.712	2.07	1.64	130%
E06-230	0.0648	12.360	2.52	1.89	150%
E06-230	0.1502	26.203	5.84	4.00	318%
E06-230	0.2268	39.305	8.83	6.00	477%
TCU068-090	0.0227	5.560	0.88	0.85	40%
TCU068-090	0.0346	8.340	1.35	1.27	60%
TCU068-090	0.0446	11.120	1.74	1.70	80%
TCU068-090	0.0508	13.900	1.98	2.12	100%
TCU068-090	0.0564	16.680	2.19	2.55	120%
TCU068-090	0.0853	26.132	3.32	3.99	188%
TCU068-090	0.1499	39.337	5.83	6.01	283%
TCU068-360	0.0141	3.700	0.55	0.56	50%
TCU068-360	0.0200	5.180	0.78	0.79	70%
TCU068-360	0.0300	7.400	1.17	1.13	100%
TCU068-360	0.0426	9.620	1.66	1.47	130%
TCU068-360	0.0526	11.100	2.05	1.69	150%
TCU068-360	0.1672	26.196	6.51	4.00	354%
TCU068-360	0.2426	39.294	9.44	6.00	531%

Πίνακας 5.8 Απόλυτη επιτάχυνση ορόφων καθ' ύψος του φορέα (pilotis building)

Απόλυτη επιτάχυνση (m/s^2) για μία καταγραφή (E04-230)					
Όροφος	100%	130%	170%	200%	230%
1	3.908	4.818	5.809	6.487	7.301
2	4.239	5.155	5.999	6.783	7.685
3	4.459	5.432	6.362	7.044	7.812
4	4.692	5.719	6.631	7.352	8.152
5	4.947	5.989	6.903	7.584	8.382
6	5.181	6.275	7.245	8.062	8.831
7	5.384	6.49	7.528	8.434	9.188
8	5.547	6.683	8.064	8.666	9.39

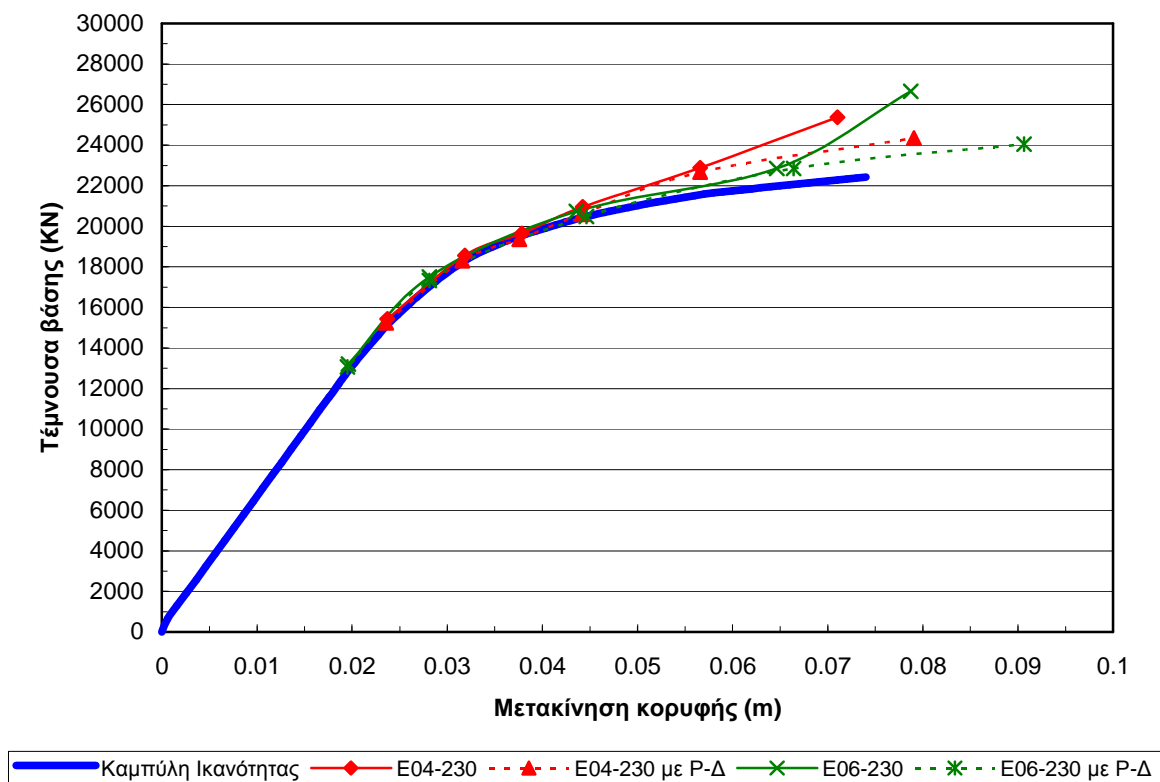
Απόλυτη επιτάχυνση (m/s ²) για διάφορες καταγραφές (100%)					
Όροφος	E03-230	E04-230	E05-230	E06-230	TCU068-360
1	2.456	3.908	6.664	5.894	5.861
2	2.662	4.239	6.804	5.93	6.083
3	2.787	4.459	6.918	6.229	6.134
4	2.884	4.692	7.489	6.525	6.428
5	2.939	4.947	8.153	6.742	6.518
6	3.144	5.181	8.554	6.937	6.712
7	3.554	5.384	8.607	7.213	7.157
8	3.896	5.547	8.892	7.631	7.486

Πίνακας 5.9 Μετακινήσεις ορόφων (m) και αντίστοιχο “drift” % για μία κλιμακωμένη καταγραφή (E04-230) (pilotis building).

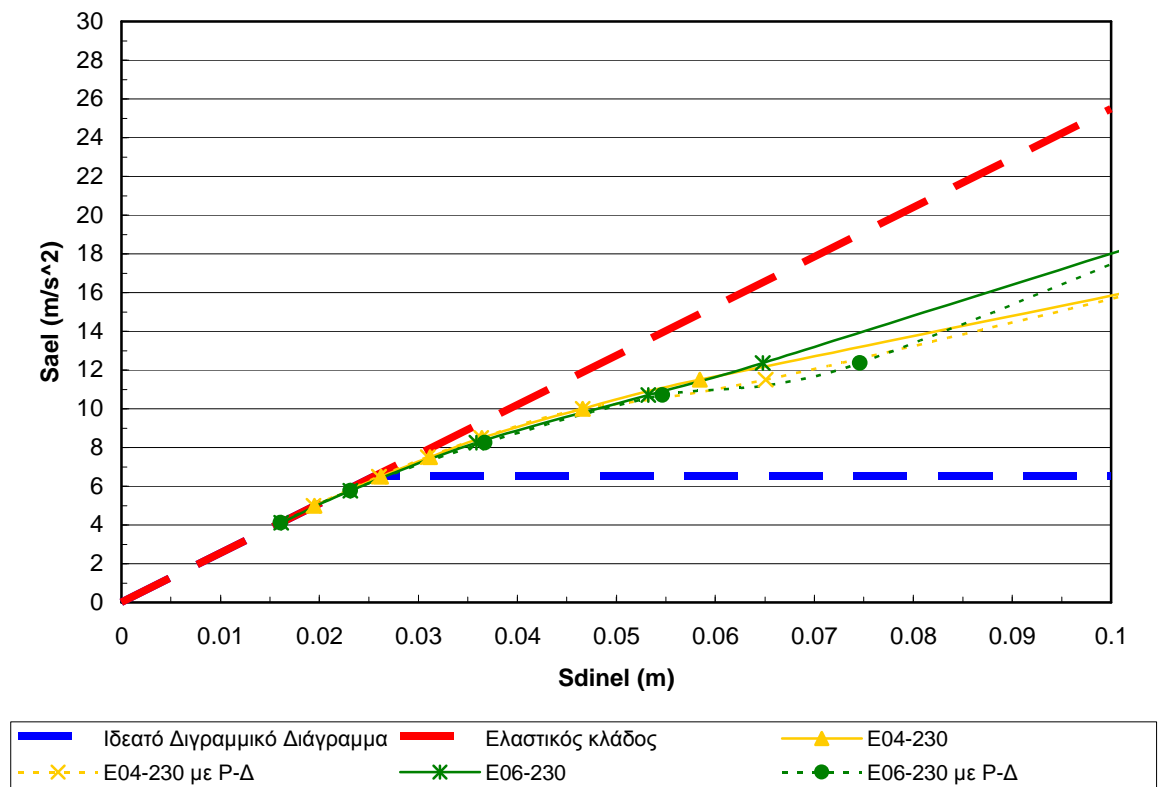
		100%, $\mu=0.76$		130%, $\mu=1.02$		170%, $\mu=1.42$		200%, $\mu=1.82$		230%, $\mu=2.28$	
Όροφος	h_i	d_i	drift %	d_i	drift %	d_i	drift %	d_i	drift %	d_i	drift %
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	2.55	0.0137	0.54%	0.0183	0.72%	0.0265	1.04%	0.0347	1.36%	0.0427	1.67%
2	2.75	0.0158	0.08%	0.0211	0.10%	0.0301	0.13%	0.039	0.16%	0.0479	0.19%
3	2.75	0.0173	0.05%	0.0231	0.07%	0.0328	0.10%	0.0423	0.12%	0.0522	0.15%
4	2.75	0.0189	0.06%	0.0252	0.08%	0.0355	0.10%	0.0457	0.12%	0.0565	0.16%
5	2.75	0.0204	0.05%	0.0272	0.07%	0.0381	0.09%	0.0488	0.11%	0.0605	0.15%
6	2.75	0.0217	0.05%	0.029	0.07%	0.0404	0.08%	0.0517	0.11%	0.0644	0.14%
7	2.75	0.0228	0.04%	0.0306	0.06%	0.0425	0.08%	0.0544	0.09%	0.0680	0.13%
8	2.75	0.0237	0.03%	0.0319	0.05%	0.0444	0.07%	0.0567	0.09%	0.0712	0.12%

Πίνακας 5.10 Μετακινήσεις ορόφων (m) και αντίστοιχο “drift” % για διάφορες καταγραφές (100%) (pilotis building).

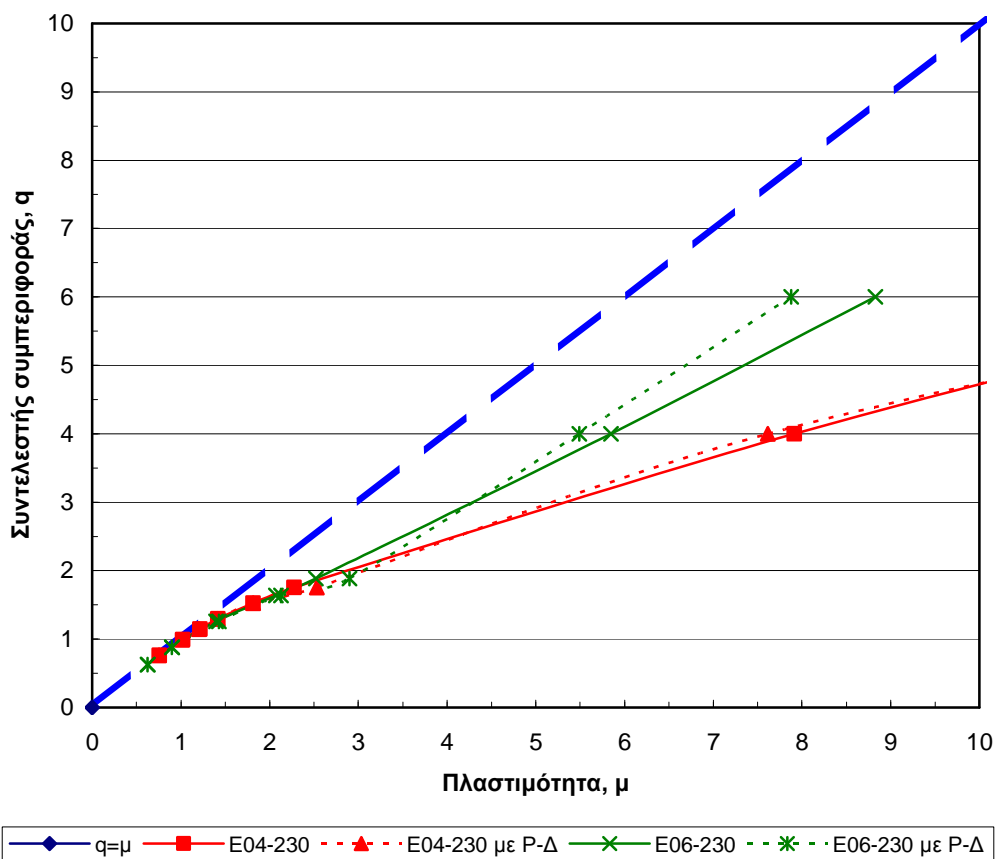
		E03-230, $\mu=0.46$		E04-230, $\mu=0.76$		E05-230, $\mu=1.46$		E06-230, $\mu=1.40$		TCU068-360, $\mu=1.17$	
Όροφος	h_i	d_i	drift %	d_i	drift %	d_i	drift %	d_i	drift %	d_i	drift %
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	2.55	0.0080	0.31%	0.0137	0.54%	0.0260	1.02%	0.0258	1.01%	0.0216	0.85%
2	2.75	0.0094	0.05%	0.0158	0.08%	0.0298	0.14%	0.0293	0.13%	0.0246	0.11%
3	2.75	0.0103	0.04%	0.0173	0.05%	0.0328	0.11%	0.0320	0.10%	0.0269	0.08%
4	2.75	0.0113	0.04%	0.0189	0.06%	0.0358	0.11%	0.0347	0.10%	0.0292	0.08%
5	2.75	0.0122	0.03%	0.0204	0.05%	0.0386	0.10%	0.0373	0.09%	0.0313	0.08%
6	2.75	0.0130	0.03%	0.0217	0.05%	0.0412	0.09%	0.0396	0.09%	0.0333	0.07%
7	2.75	0.0137	0.02%	0.0228	0.04%	0.0435	0.08%	0.0417	0.08%	0.0350	0.06%
8	2.75	0.0142	0.02%	0.0237	0.03%	0.0456	0.07%	0.0436	0.07%	0.0365	0.05%



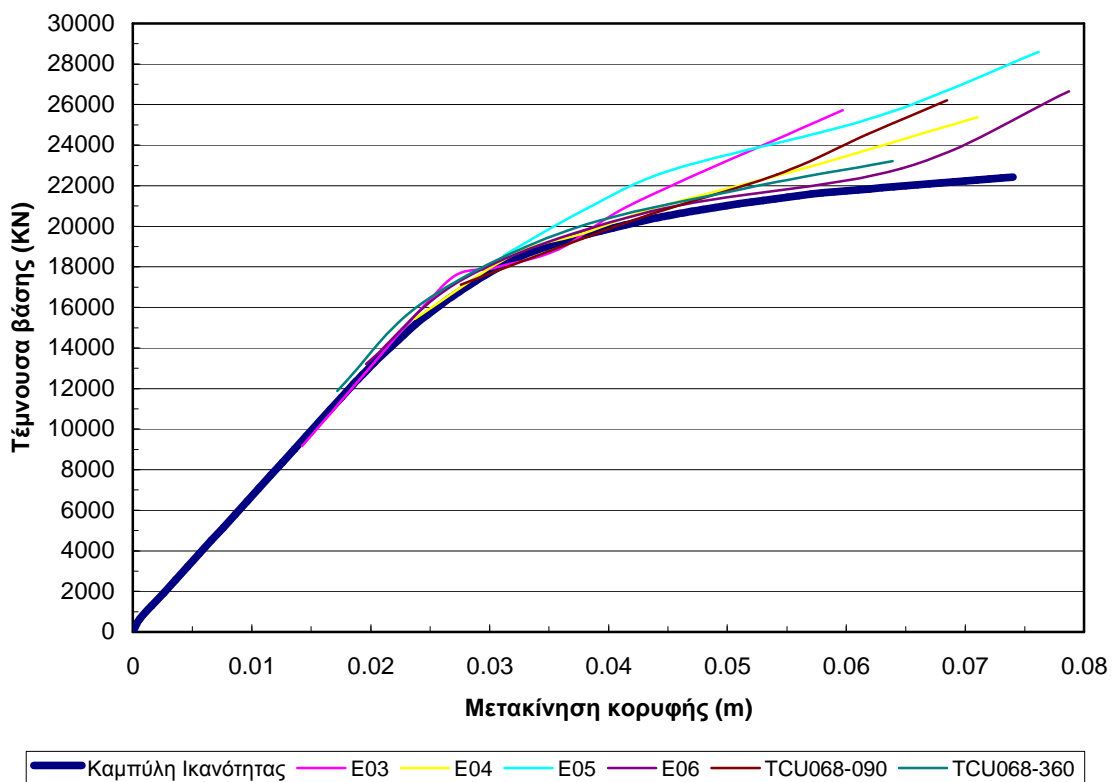
Σχήμα 5.12 Διάγραμμα μετακίνησης κορυφής – τέμνουσας βάσης όπου απεικονίζονται οι καμπύλες IDA για δύο καταγραφές (E04, E06) με και χωρίς τα φαινόμενα P-Δ (pilotis building).



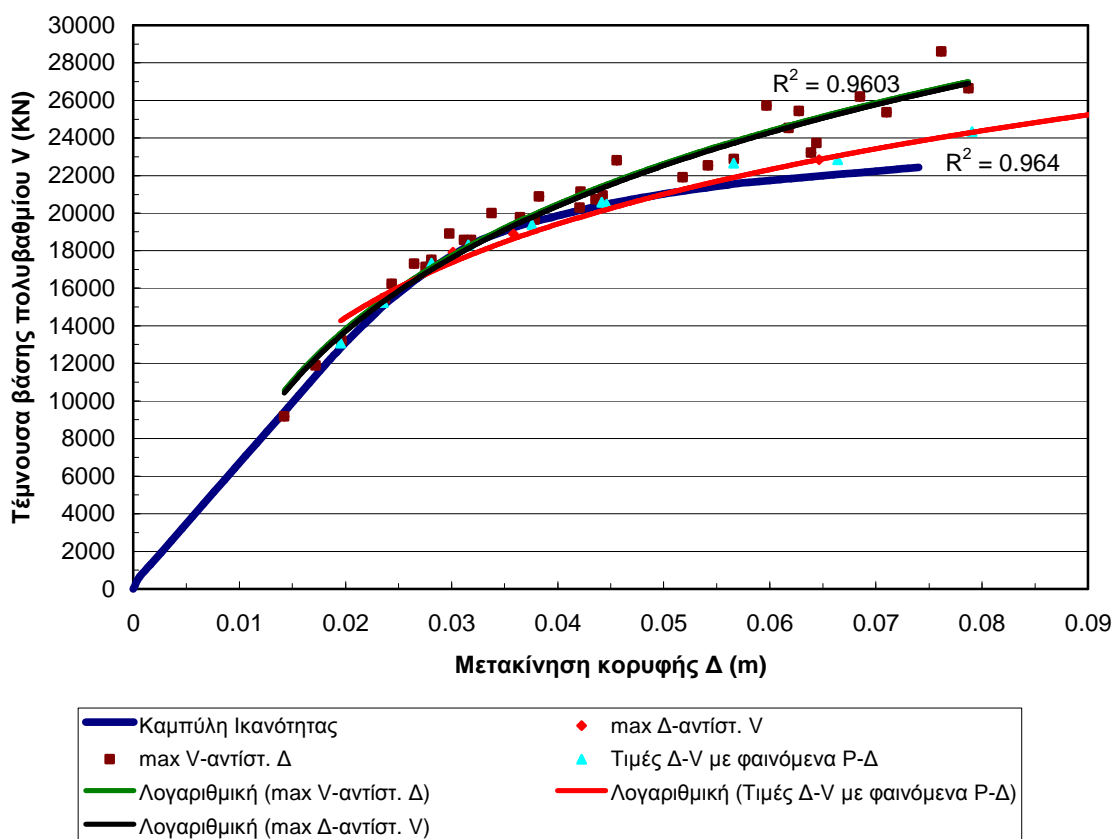
Σχήμα 5.13 Διάγραμμα μετακίνησης κορυφής S_d – ελαστικής φασματικής επιτάχυνσης S_{ael} σε ADRS μορφή όπου απεικονίζονται οι καμπύλες IDA για δύο καταγραφές (E04, E06) με και χωρίς τα φαινόμενα P-Δ (pilotis building).



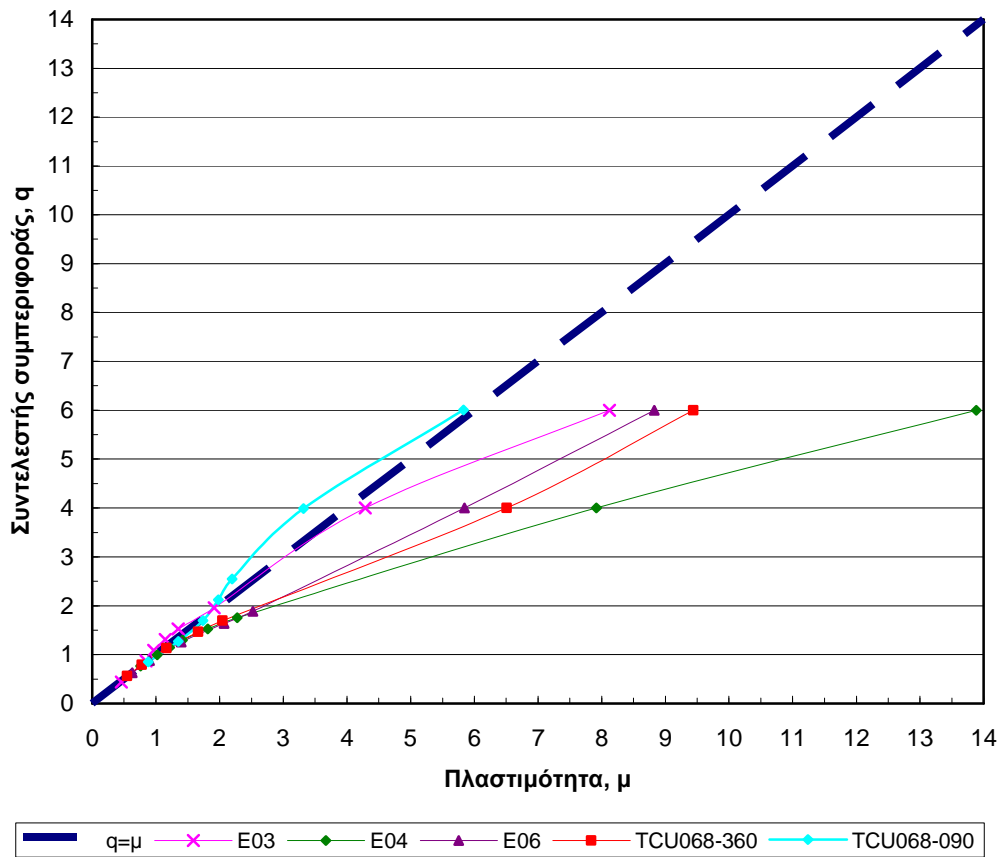
Σχήμα 5.14 Διάγραμμα συντελεστή συμπεριφοράς q – πλαστιμότητας μ όπου απεικονίζονται οι καμπύλες IDA για δύο καταγραφές (E04, E06) με και χωρίς τα φαινόμενα P-Δ (pilotis building).



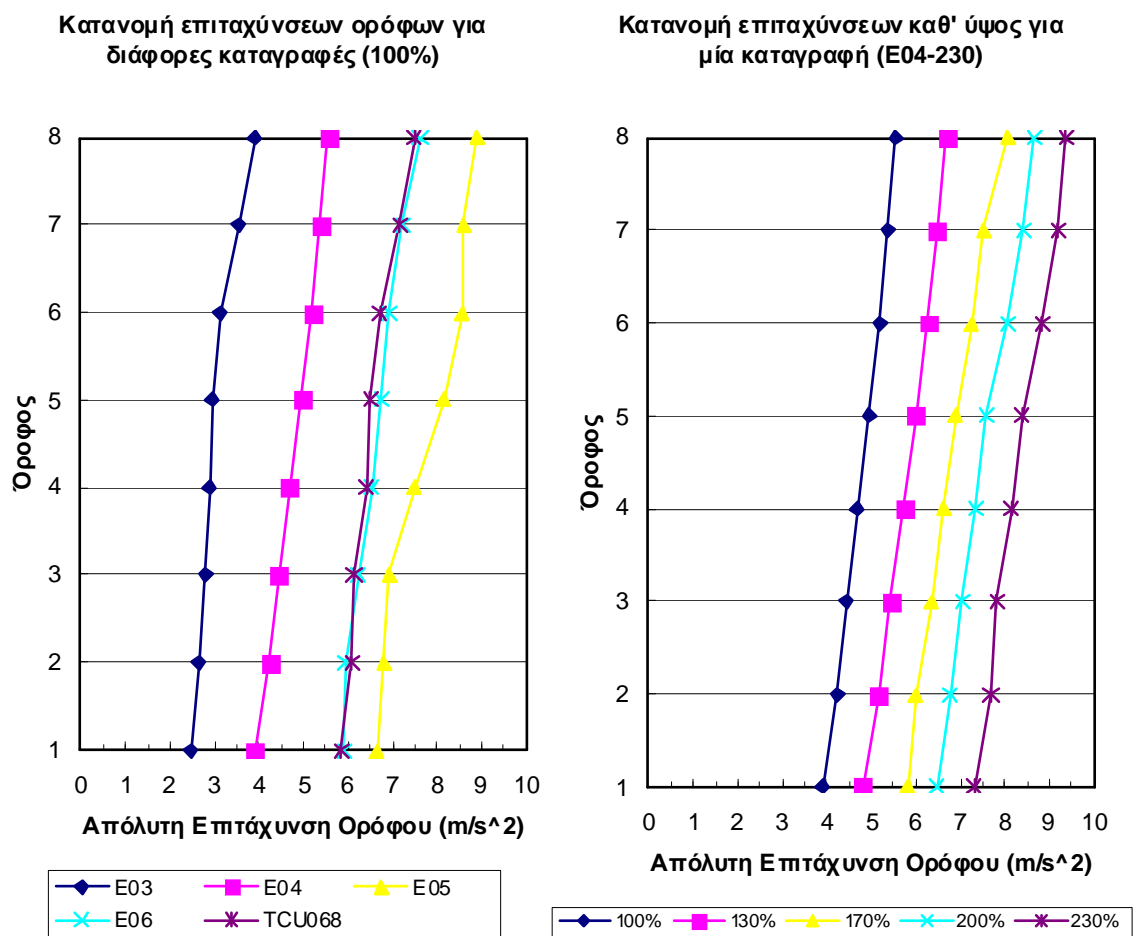
Σχήμα 5.15 Διάγραμμα μετακίνησης κορυφής – τέμνουσας βάσης όπου απεικονίζονται οι καμπύλες IDA του συνόλου των χρησιμοποιηθεισών καταγραφών (pilotis building).



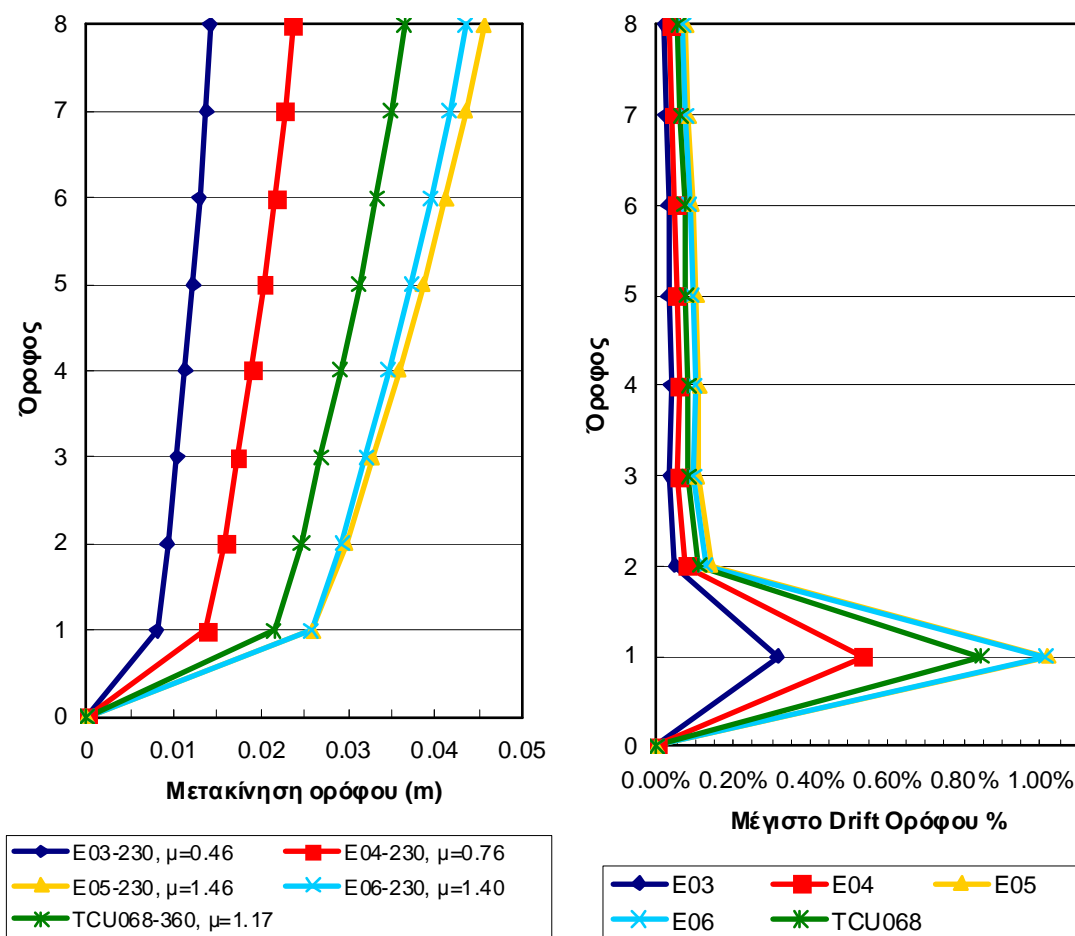
Σχήμα 5.16 Διάγραμμα μετακίνησης κορυφής – τέμνουσας βάσης όπου απεικονίζονται οι τιμές (μέγιστη μετακίνηση, αντίστοιχη τέμνουσα) και (μέγιστη τέμνουσα, αντίστοιχη μετακίνηση) και οι τιμές με τα φαινόμενα P-Δ. Στα τρία είδη τιμών προσαρμόζονται λογαριθμικές καμπύλες εκ των οποίων η καθεμιά έχει τον δικό της συντελεστή συσχέτισης (pilotis building).



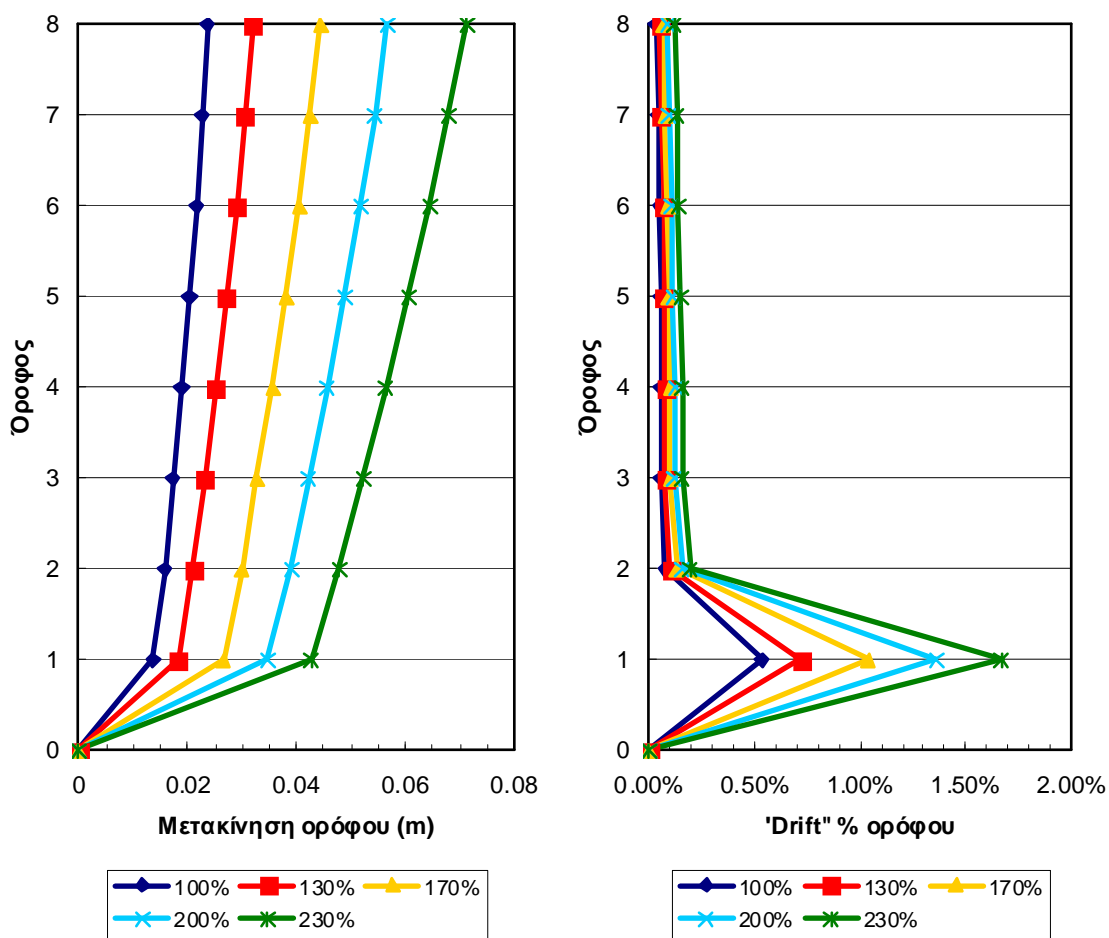
Σχήμα 5.17 Διάγραμμα συντελεστή συμπεριφοράς q – πλαστιμότητας μ όπου απεικονίζονται οι καμπύλες IDA για το σύνολο των χρησιμοποιηθεισών καταγραφών (pilotis building).



Σχήμα 5.18 Διάγραμμα κατανομής απολύτων επιταχύνσεων ορόφων καθ' ύψος του φορέα για διάφορες καταγραφές (αριστερά) και για μία κλιμακωμένη καταγραφή (E04-230) (δεξιά) (pilotis building).



Σχήμα 5.19 Διάγραμμα κατανομής μετακινήσεων ορόφων και αντιστοίχων “drift” καθ’ ύψος του φορέα για διάφορες καταγραφές (100%) (pilotis building).

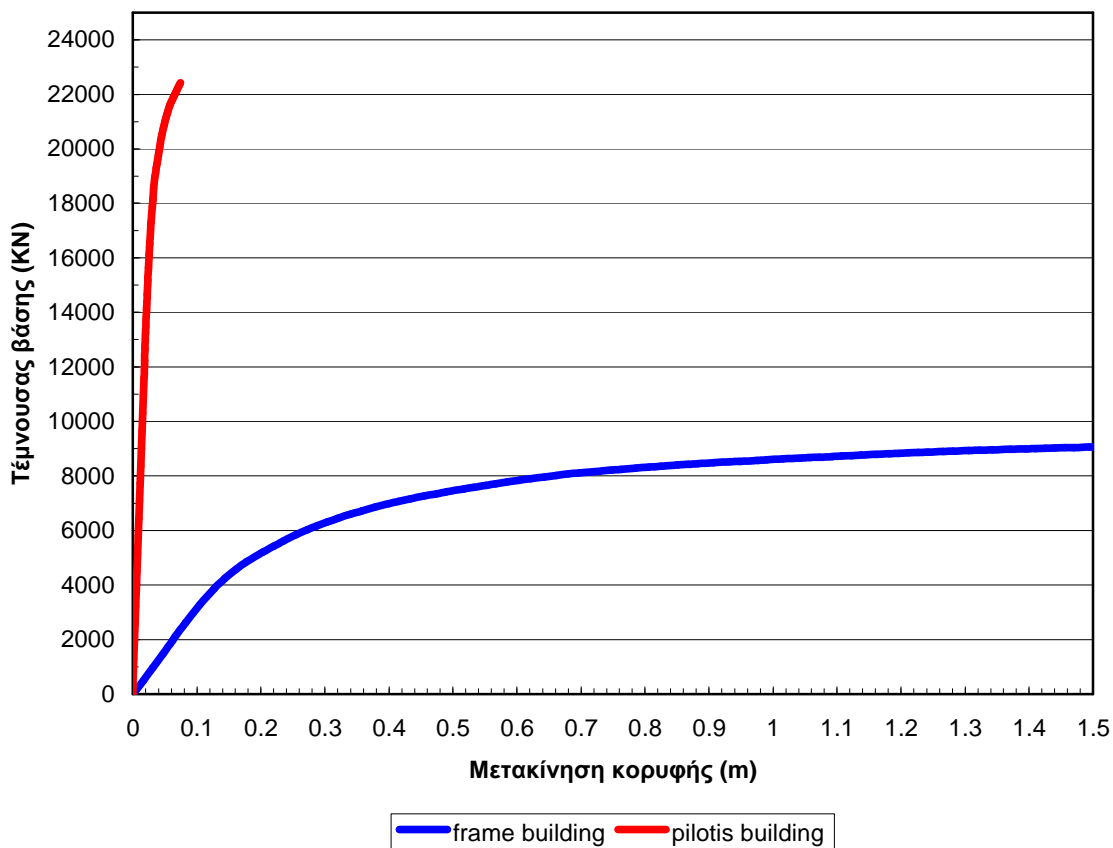


Σχήμα 5.20 Διάγραμμα κατανομής μετακινήσεων ορόφων και αντιστοίχων “drift” καθ’ ύψος του φορέα για μία κλιμακωμένη καταγραφή (E04-230) (pilotis building).

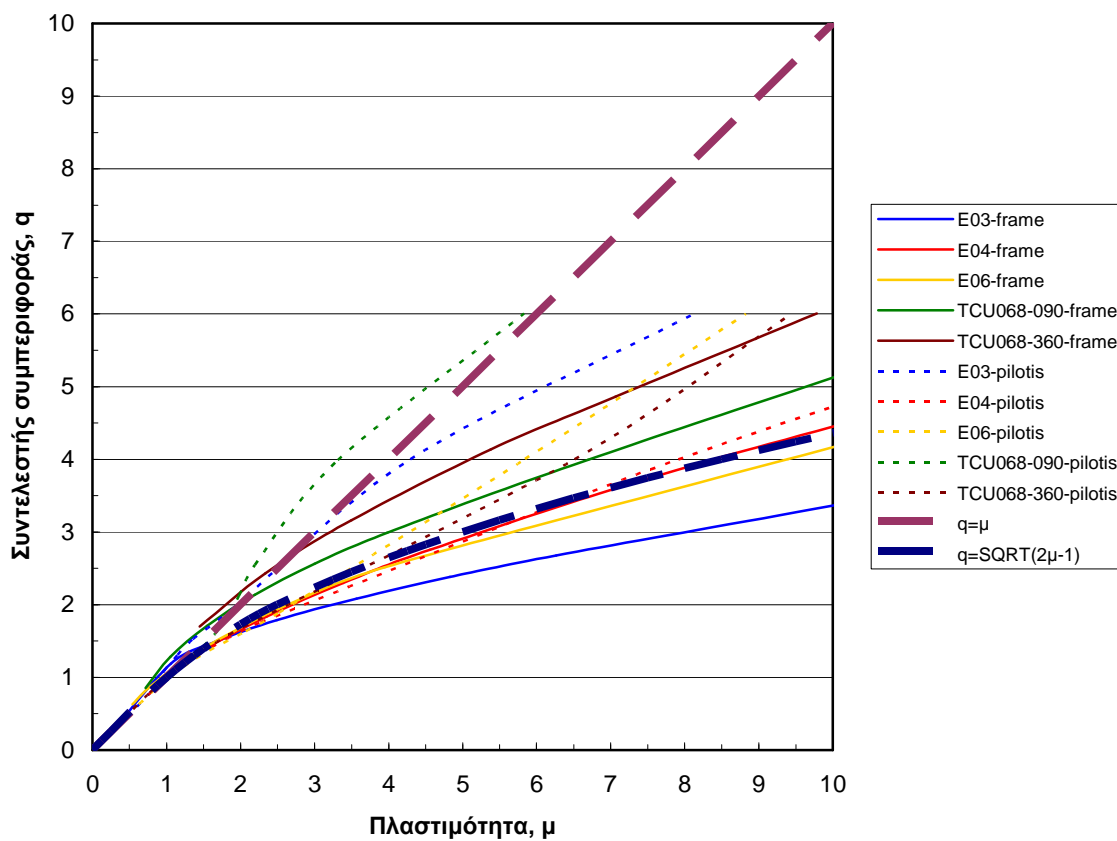
5.3.2.2 Σύγκριση «frame building» - «pilotis building»

Πίνακας 5.11 Σύγκριση των δύο φορέων για δύο τιμές πλαστιμότητας, $\mu=3$ & $\mu=5$

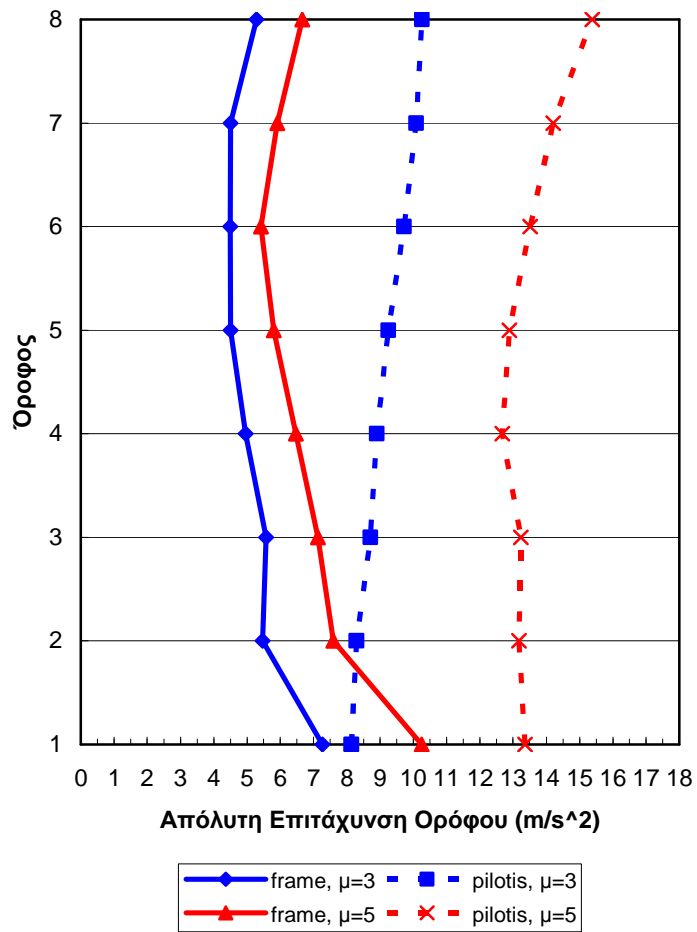
	$\mu=3$						$\mu=5$					
	frame building			pilotis building			frame building			pilotis building		
Όροφος	Accel.	di (m)	drift %	Accel.	di (m)	drift %	Accel.	di (m)	drift %	Accel.	di (m)	drift %
0	-	0	0	-	0	0	-	0	0	-	0	0
1	7.274	0.0722	2.83%	8.135	0.0543	2.13%	10.25	0.1280	5.02%	13.36	0.0914	3.59%
2	5.467	0.2113	5.06%	8.294	0.0607	0.23%	7.597	0.3681	8.73%	13.18	0.1043	0.47%
3	5.57	0.3740	5.92%	8.71	0.0659	0.19%	7.136	0.6367	9.77%	13.24	0.1160	0.43%
4	4.957	0.5320	5.75%	8.899	0.0713	0.19%	6.473	0.8995	9.56%	12.68	0.1277	0.43%
5	4.498	0.6720	5.09%	9.242	0.0763	0.18%	5.801	1.1420	8.82%	12.89	0.1392	0.42%
6	4.493	0.7798	3.92%	9.722	0.0812	0.18%	5.416	1.3440	7.35%	13.52	0.1503	0.40%
7	4.503	0.8513	2.60%	10.08	0.0859	0.17%	5.909	1.4950	5.49%	14.2	0.1609	0.39%
8	5.282	0.8999	1.77%	10.26	0.0902	0.16%	6.658	1.6040	3.96%	15.38	0.1710	0.37%



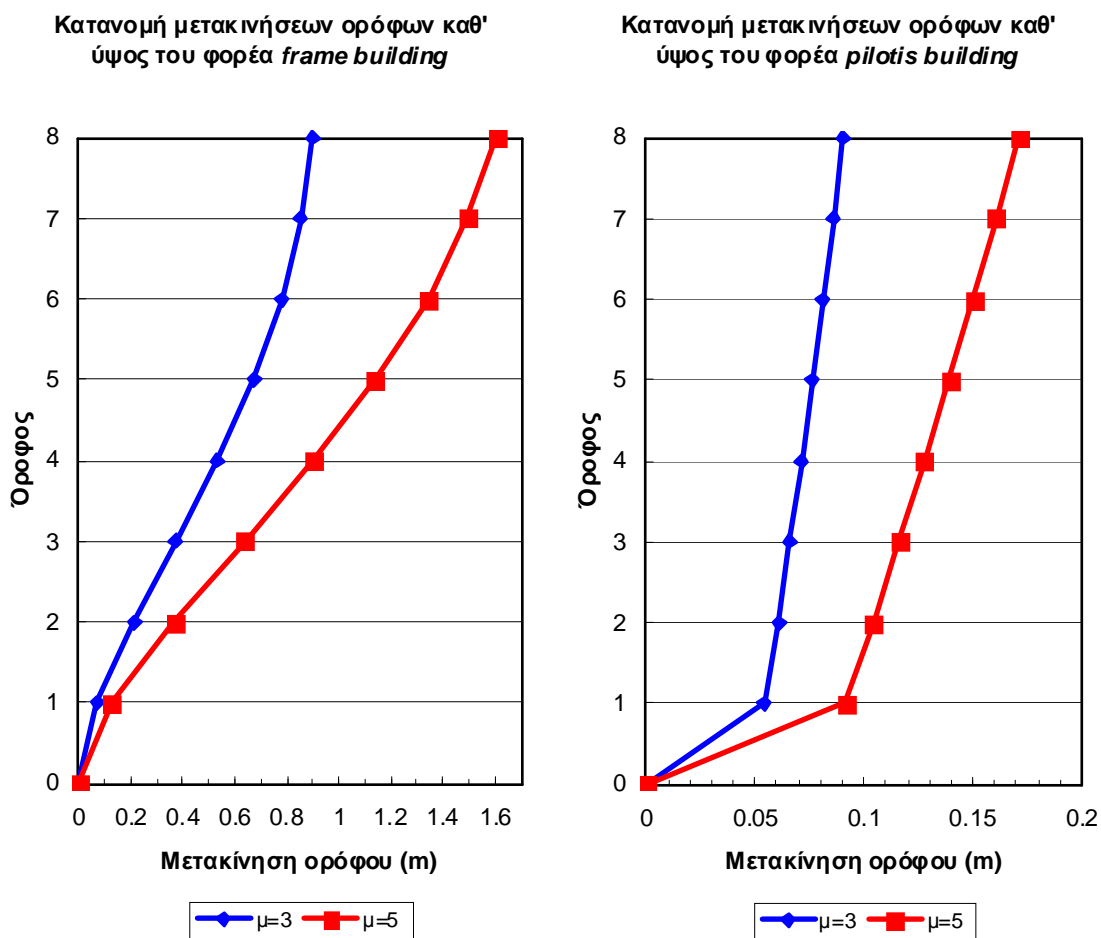
Σχήμα 5.21 Η καμπύλη ικανότητας για τους δύο φορείς (συγκριτικό γράφημα)



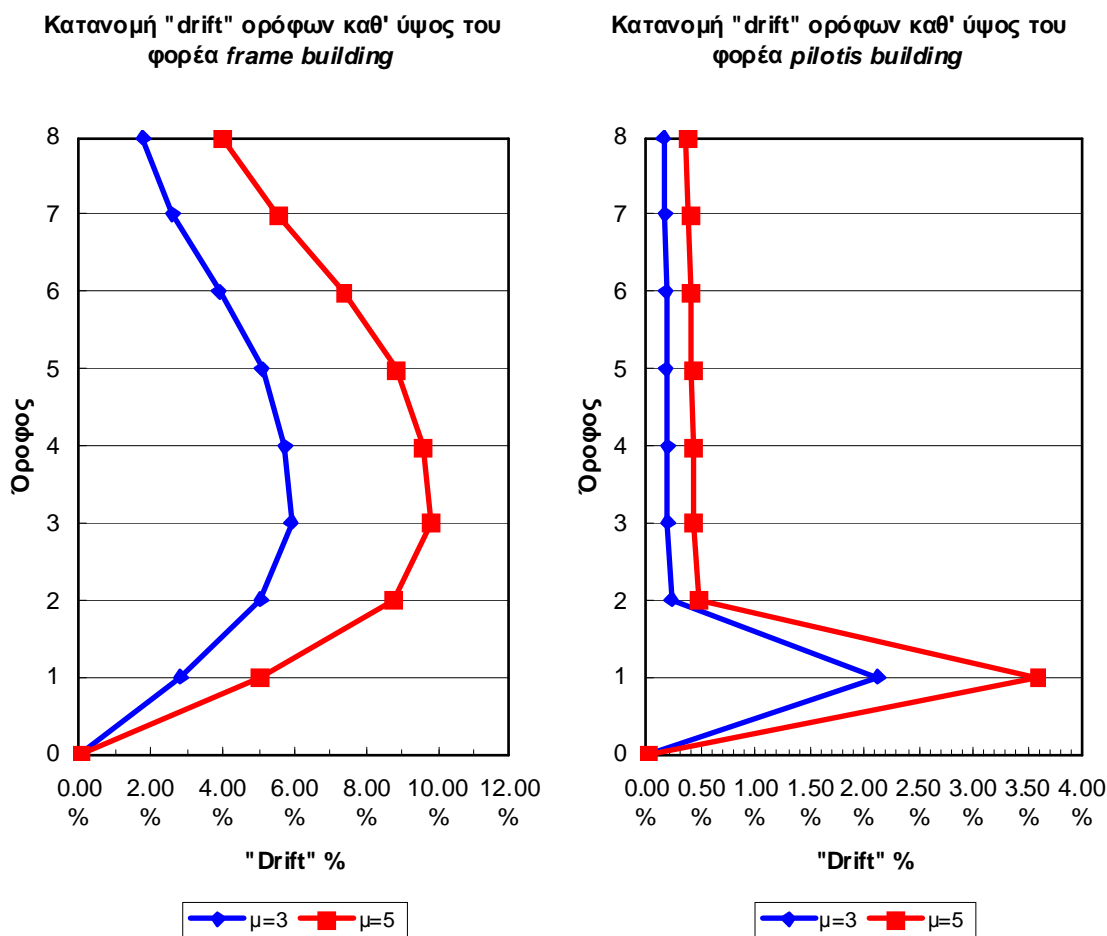
Σχήμα 5.22 Η σχέση “ $q - \mu$ ” για τους δύο φορείς (συγκριτικό γράφημα)



Σχήμα 5.23 Κατανομή απολύτων επιταχύνσεων ορόφων για δύο τιμές μ για τους δύο φορείς (συγκριτικό γράφημα).



Σχήμα 5.24 Κατανομή μετακινήσεων ορόφων για δύο τιμές μ για τους δύο φορείς (συγκριτικό γράφημα).



Σχήμα 5.25 Κατανομή "drift" ορόφων για δύο τιμές μ για τους δύο φορείς (συγκριτικό γράφημα).

5.3.2.3 Σχόλια – Παρατηρήσεις

Στην §5.3.1.2 είχαμε παρουσιάσει τα σχόλια για τα αποτελέσματα του φορέα *frame building*. Στην παρούσα παράγραφο θα αξιολογήσουμε τα αποτελέσματα του φορέα *pilotis building*. Δεδομένου ότι κάποια πράγματα επαναλαμβάνονται κι εδώ, θα προσπαθήσουμε να εξειδικεύσουμε την ανάλυσή μας στις ανάγκες του εδώ εξεταζομένου φορέα και να παρουσιάσουμε τα κύρια στοιχεία που προκύπτουν από τα παραπάνω παρατεθειμένα γραφήματα και τα οποία διαφοροποιούν τον ένα φορέα από τον άλλο. Όσα στοιχεία είναι κοινά, θα τα επαναλάβουμε τυπικά. Συνεπώς, μέσα σ' αυτό το πλαίσιο μπορούμε να αναφέρουμε τα εξής πράγματα.

Πρώτον, μπορούμε να παρατηρήσουμε στο Σχ. 5.16 ότι τα ζεύγη τιμών

«μέγιστη μετακίνηση – αντίστοιχη τέμνουσα» και «μέγιστη τέμνουσα – αντίστοιχη μετακίνηση» προσαρμόζονται πολύ καλύτερα στην καμπύλη ικανότητας σ' αυτόν τον φορέα απ' ό, τι στον προηγούμενο (πρβ. Σχ. 5.6). Αυτό τεκμαίρεται και από το γεγονός ότι στα ανωτέρω ζεύγη τιμών προσαρμόζεται μέσω ανάλυσης παλινδρόμησης «λογαριθμική καμπύλη» η οποία έχει συντελεστή συσχέτισης που βρίσκεται πολύ κοντά στη μονάδα. Αυτό ισχύει και για τις τιμές με τα φαινόμενα P-Δ. Μάλιστα, και τα τρία αυτά ζεύγη τιμών έχουν συντελεστές συσχέτισης μεγαλύτερους σ' αυτήν την περίπτωση απ' ό, τι στην προηγούμενη (πρβ. Σχ. 5.6). Ωστόσο, πρέπει να σημειωθεί ότι στατιστικά ο αριθμός των καμπυλών *IDA* που χρησιμοποιήσαμε στον εδώ εξεταζόμενο φορέα είναι πολύ μικρότερος από τον προηγούμενο (βλ. Σχ. 5.15). Κατά τα λοιπά, παρατηρούμε ότι κι εδώ η καμπύλη ικανότητας αποτελεί το «κάτω όριο» της παραμορφωσιακής ικανότητας του φορέα, αφού για συγκεκριμένη τέμνουσα βάσης δίνει τη μεγαλύτερη μετακίνηση κορυφής. Τα ζεύγη τιμών «μέγιστη μετακίνηση – αντίστοιχη τέμνουσα» και «μέγιστη τέμνουσα – αντίστοιχη μετακίνηση», που σχεδόν ταυτίζονται, αποτελούν το «άνω όριο» και τα ζεύγη τιμών με τα φαινόμενα P-Δ ευρίσκονται σε μια ενδιάμεση μεταξύ των άλλων δύο κατάσταση. Η ίδια τάση παρατηρήθηκε και στην περίπτωση του φορέα *frame building*.

Όσον αφορά στο Σχ. 5.17, παρατηρούμε ότι οι καταγραφές που επιλέξαμε έχουν το χαρακτηριστικό να ευρίσκονται όλες (πλην μίας) κάτω από την ευθεία “ $q=\mu$ ”, δηλαδή ισχύει ότι “ $\mu > q$ ”. Αυτό συμβαίνει, γιατί σύμφωνα με τα σχόλια της §5.3.1.2 οι καταγραφές που χρησιμοποιήσαμε στο εν λόγω σχήμα έχουν το στοιχείο του «παλμού κατευθυντικότητας» και επιπλέον ισχύει ότι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του φορέα ($T^*=0.40$ sec) είναι πολύ μικρότερη της περιόδου του παλμού των καταγραφών ($T^*/T_p \ll 1$). Όταν συντρέχουν και οι δύο αυτοί λόγοι, όπως εδώ, τότε γενικά θα ισχύει ότι “ $\mu > q$ ”. Κατά τα λοιπά, ισχύουν όσα αναφέραμε στην §5.3.1.2 και δεν χρειάζεται να τα επαναλάβουμε κι εδώ.

Σχετικά με το Σχ. 5.18, όπου απεικονίζεται η κατανομή των απολύτων επιταχύνσεων των ορόφων καθ' ύψος του φορέα, παρατηρούμε ότι εδώ η κατατομή αυτή είναι γραμμική. Δηλαδή, η επιτάχυνση αυξάνει σταδιακά ανά όροφο, ξεκινώντας από το ισόγειο και προχωρώντας προς τα επάνω, με σχεδόν σταθερό ρυθμό. Παρατηρούμε, ακόμη, ότι ο ρυθμός μεταβολής της επιτάχυνσης στους ορόφους είναι μικρός (γραμμική κατανομή με ήπια κλίση), με αποτέλεσμα οι

επιταχύνσεις να «κινούνται» σ' ένα μικρό εύρος τιμών. Να σημειωθεί ότι στον προηγούμενο φορέα η κατανομή των επιταχύνσεων ήταν τυχαία.

Όσον αφορά στα Σχ. 5.19 και 5.20, όπου απεικονίζεται η κατανομή των μετακινήσεων των ορόφων και των αντιστοιχών “drift” καθ' ύψος του φορέα, παρατηρούμε ότι οι μετακινήσεις έχουν το συγκεκριμένο «ιδιόσχημα» που ομοιάζει προς το ιδιοδιάνυσμα της 1^{ης} ιδιομορφής για αυτόν τον φορέα. Τα δε “drift” φαίνεται να «συγκεντρώνονται» εντονότατα στον 1^ο όροφο (ισόγειο) κι από εκεί και πάνω να φθίνουν προς πολύ μικρές τιμές. Η τάση αυτή γίνεται εντονότερη ή ηπιότερη ανάλογα με την ένταση της καταγραφής (Σχ. 5.19) και βέβαια τον βαθμό κλιμάκωσης (Σχ. 5.20).

Τέλος, στην §5.3.2.2 επιχειρείται μια σύγκριση των δύο φορέων στον βαθμό που αυτό είναι δυνατό. Στο Σχ. 5.21 βλέπουμε ότι ο φορέας *frame building* είναι πολύ πιο πλάστιμος από τον έτερο φορέα με αποτέλεσμα η καμπύλη ικανότητας του δευτέρου να εκφυλίζεται σε μία σχεδόν κατακόρυφη ευθεία, όταν τοποθετούμε τις δύο καμπύλες μαζί στην ίδια κλίμακα του διαγράμματος. Στο Σχ. 5.22 απεικονίζεται η σχέση “ $q - \mu$ ” για τις καταγραφές με παλμό κατευθυντικότητας για τους δύο φορείς. Παρατηρούμε ότι για τις συγκεκριμένες καταγραφές τυχαίνει ο φορέας *frame building* να δίνει μεγαλύτερες τιμές πλαστιμότητας μ από τον άλλο για δεδομένη στάθμη του συντελεστή συμπεριφοράς q . Στο Σχ. 5.23 γίνεται σύγκριση των επιταχύνσεων των δύο φορέων για δύο τιμές πλαστιμότητας μ ($\mu=3$ & $\mu=5$). Παρατηρούμε ότι ο φορέας *pilotis building* έχει μεγαλύτερες επιταχύνσεις από τον *frame building* και για τις δύο τιμές του μ . Ακόμη, στα Σχ. 5.24 και 5.25 γίνεται σύγκριση των μετακινήσεων και των “drift” των ορόφων αντίστοιχα των δύο φορέων για τις δύο προαναφερθείσες τιμές πλαστιμότητας. Παρατηρούμε ότι εδώ οι μετακινήσεις και τα “drift” του φορέα *frame building* είναι μία τάξη μεγέθους μεγαλύτερες ποσότητες από αυτές του *pilotis building* και συνεπώς είναι δυσχερής η όποια σύγκρισή τους. Γενικά, γι' αυτά τα μεγέθη ισχύουν τα σχόλια που διατυπώσαμε στις αντίστοιχες παραγράφους του κάθε φορέα.

5.4 ΓΕΝΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην προηγούμενη ενότητα αναπτύξαμε και αναλύσαμε δια μακρών τα αποτελέσματα της ανάλυσης χρονοϊστορίας για τους δύο εξεταζομένους φορείς. Στην παρούσα ενότητα επιχειρείται μια γενική αποτίμηση των όσων έχουμε ήδη αναφέρει και συνάγονται τα σημαντικότερα συμπεράσματα. Συνεπώς, δύνανται να εξαχθούν τα εξής συμπεράσματα ως σύνοψη:

- ❖ Για έναν φορέα η καμπύλη ικανότητας αποτελεί το «κάτω όριο» της παραμορφωσιακής ικανότητάς του και τα ζεύγη τιμών «μετακίνηση κορυφής – τέμνουσα βάσης» αποτελούν το «πάνω όριο» για συγκεκριμένη επιβαλλόμενη δύναμη. Δηλαδή, για μια συγκεκριμένη τιμή τέμνουσας λαμβάνουμε μεγαλύτερη μετακίνηση στην πρώτη περίπτωση από τη δεύτερη. Συνεπώς, η καμπύλη ικανότητας είναι η δυσμενέστερη δυνατή εκτίμηση της εικόνας παραμόρφωσης ενός φορέα. Τα ζεύγη των τιμών που λαμβάνουν υπόψη την επιρροή των φαινομένων P- Δ ευρίσκονται σε μια ενδιάμεση μεταξύ των άλλων δύο περιπτώσεων κατάσταση.
- ❖ Όσον αφορά στην ανάλυση *IDA*, για μεν το διάγραμμα «τέμνουσα βάσης V – μετακίνηση κορυφής Δ » η προσαρμοσμένη καμπύλη *IDA* προσεγγίζει λίαν ικανοποιητικά την καμπύλη ικανότητας, ενώ για δε το διάγραμμα “ $S_a - S_d$ ” οι συντεταγμένες των καμπυλών *IDA* δεν «ακολουθούν» την καμπύλη ικανότητας, αλλά παρουσιάζουν την τάση να έχουν μεγάλη διασπορά τιμών από την ευθεία του ελαστικού κλάδου (βλ. Σχ. 5.7). Δηλαδή, για μία συγκεκριμένη μετακίνηση S_d λαμβάνουμε τιμές S_{ael} με μεγάλη απόκλιση από την ευθεία του ελαστικού κλάδου, η οποία αυξάνει όσο προχωρούμε προς μεγάλες ανελαστικές μετακινήσεις.
- ❖ Στις περιπτώσεις που μια καταγραφή έχει παλμό κατευθυντικότητας και συγχρόνως η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος T^* (ελαστική) του φορέα στον οποίο εφαρμόζεται η ως άνω καταγραφή είναι αρκετά μικρότερη από τη δεσπόζουσα περίοδο του παλμού T_p , μικρότερη τουλάχιστον από το ήμισυ του T_p ($T^*/T_p \ll 1$), τότε θα ισχύει ότι η απαιτούμενη πλαστιμότητα μ του φορέα θα είναι γενικώς μεγαλύτερη από τον απαιτούμενο συντελεστή συμπεριφοράς q ($\mu > q$). Συνακολούθως, οι ανελαστικές μετατοπίσεις θα είναι μεγαλύτερες από τις απεριόριστα ελαστικές ($S_d > S_{de}$) για μια δεδομένη τιμή

του q . Τώρα, το πόσο μεγαλύτερο είναι το μ από το q συναρτάται από την ίδια την καταγραφή και την ιδιοπερίοδο του συστήματος.

- ❖ Δεν έχει νόημα η μεγάλη κλιμάκωση καταγραφών κοντινού πεδίου και ιδιαίτερα ασθενών καταγραφών (μικρής δεσπόζουσας περιόδου), αφού μπορεί μεν τεχνητά να αυξάνουμε τα εύρη των καταγραφών όσο θέλουμε και να μετατρέπουμε μια ασθενή καταγραφή σε οιονεί ισχυρή, αλλά δεν μπορούμε να αλλάζουμε τις συχνότητες των καταγραφών, με συνέπεια τα αποτελέσματα που λαμβάνουμε να εμπεριέχουν αβεβαιότητες ως προς τις αποκρίσεις. Δηλαδή μία μεγεθυμένη ασθενής καταγραφή (οιονεί ισχυρή) δίνει διαφορετικές αποκρίσεις από μία φύσει ισχυρή καταγραφή, αφού η τελευταία χαρακτηρίζεται από μεγαλύτερη παλμική περίοδο από την πρώτη. Αυτό ισχύει, γιατί γνωρίζουμε από τη θεωρία των σεισμών κοντινού πεδίου ότι υπάρχει αναλογική σχέση μεταξύ του λογαρίθμου της περιόδου του παλμού και της έντασής του (σεισμική ροπή). Συνεπώς, ένας φύσει ισχυρός παλμός δεν θα έχει μόνο μεγάλο εύρος έντασης, αλλά θα διαθέτει και μεγάλη περίοδο. Αντιθέτως, ένας τεχνητά ισχυρός παλμός, που προκύπτει κατόπιν μεγέθυνσης ενός αρχικά ασθενούς παλμού, θα έχει κάποιο υπολογίσιμο εύρος έντασης, αλλά δεν θα διαθέτει και την αντίστοιχη μεγάλη περίοδο.

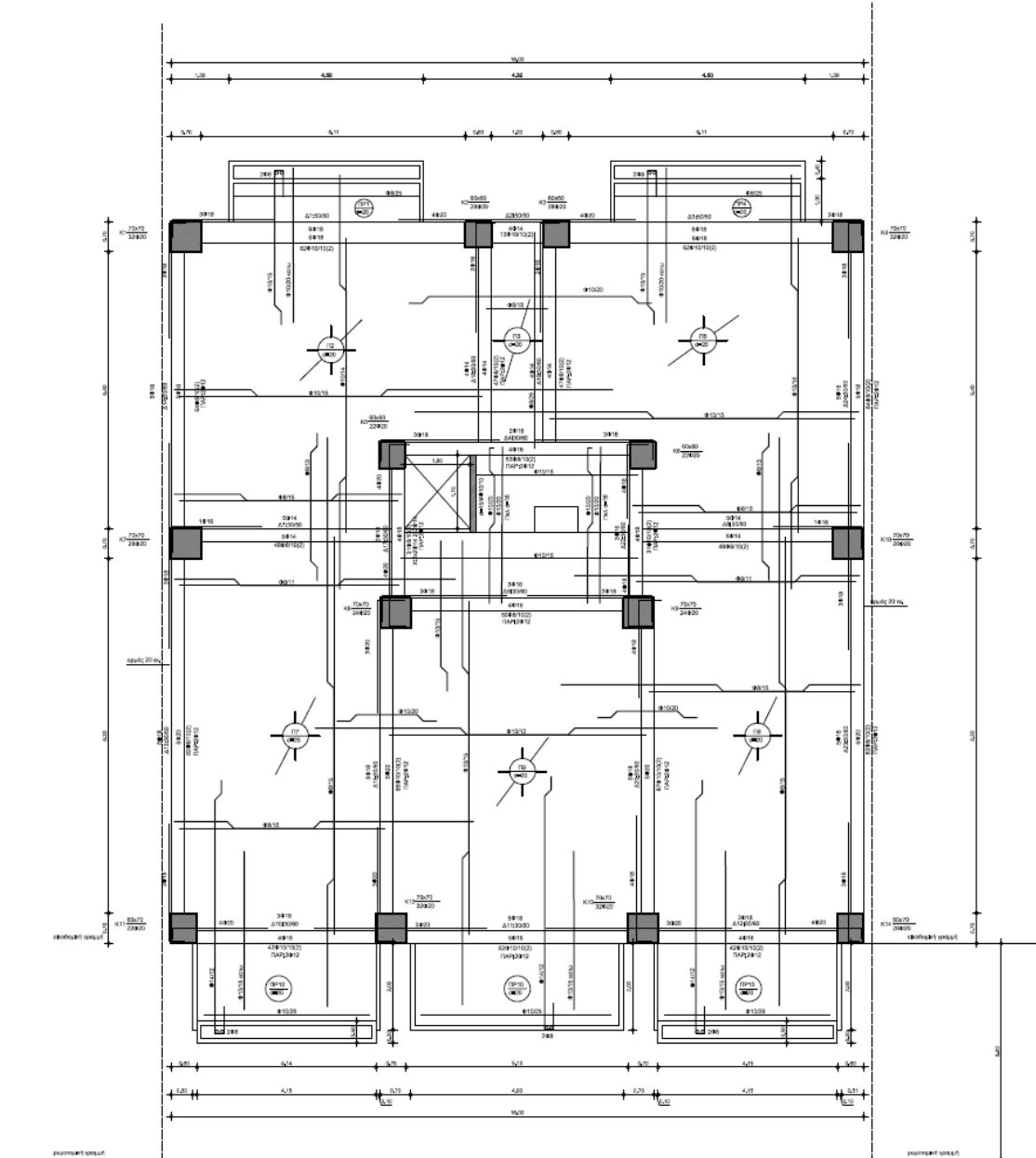
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Καρύδης Π., Ταφλαμπάς Ι., “Τεχνική Σεισμολογία”, Παραδόσεις 2006-2007, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Ε.Μ.Π., Αθήνα, 2007.
2. Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ), “Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)”, Τελικό Εναρμονισμένο Κείμενο, Αθήνα, 2012.
3. Σπυράκος Κ., “Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία”, Β’ Έκδοση, Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας (Τ.Ε.Ε.), Αθήνα, 2004.
4. Ταυλάκη Μ., “Διερεύνηση της Ανελαστικής Συμπεριφοράς Εννεαωρόφου Μεταλλικού Κτιρίου σε Σεισμούς Κοντινού Πεδίου με Εφαρμογή της Μεθόδου *IDA*”, Διπλωματική Εργασία, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Ε.Μ.Π., Αθήνα, Νοέμβριος, 2011.
5. Ψυχάρης Ι., “Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας”, Σημειώσεις για το μάθημα του 9^{ου} εξαμήνου Αντισεισμική Τεχνολογία 2, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Ε.Μ.Π., Αθήνα, 2010.
6. Chopra, Anil K., “Δυναμική των Κατασκευών: Θεωρία και Εφαρμογές στη Σεισμική Μηχανική”, 3^η Έκδοση, Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα, 2008.
7. European Committee for Standardization (CEN), “Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General – Common Rules for Building and Civil Engineering Structures”, EN 1992-1-1, Brussels, 2003.
8. European Committee for Standardization (CEN), “Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part1: General Rules Seismic Actions and Rules for Buildings”, EN 1998-1, Brussels, 2004.
9. European Committee for Standardization (CEN), “Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part3: Strengthening and Repair of Buildings”, EN 1998-3, Brussels, 2003.
10. Federal Emergency Management Agency (FEMA), “Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, FEMA 356, 2000.
11. Stewart, J.P., “Ground Motion Evaluation Procedures for Performance-Based Design”, *Pacific Earthquake Engineering*, Research Center, Peer 2001/09.

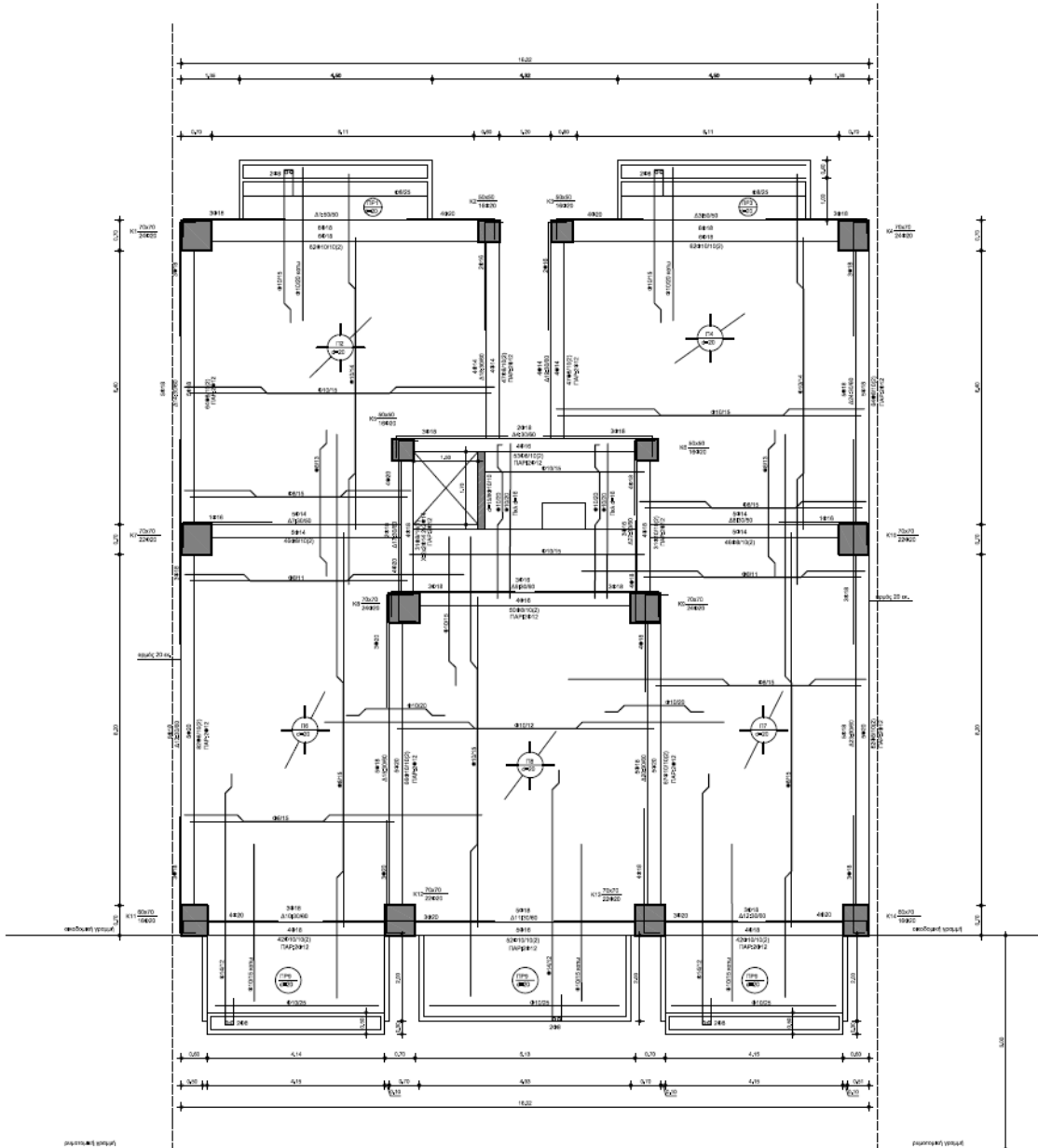
12. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2002), "Incremental Dynamic Analysis", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, pp. 491-514.
13. Εγχειρίδιο χρήσης *SAP2000 v14.1.0 Advanced*.
14. LH Λογισμική, "Pushover Θεωρητικά Στοιχεία", Εγχειρίδιο FESPA 10, v. 1.0.7, Αθήνα, Απρίλιος, 2010.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

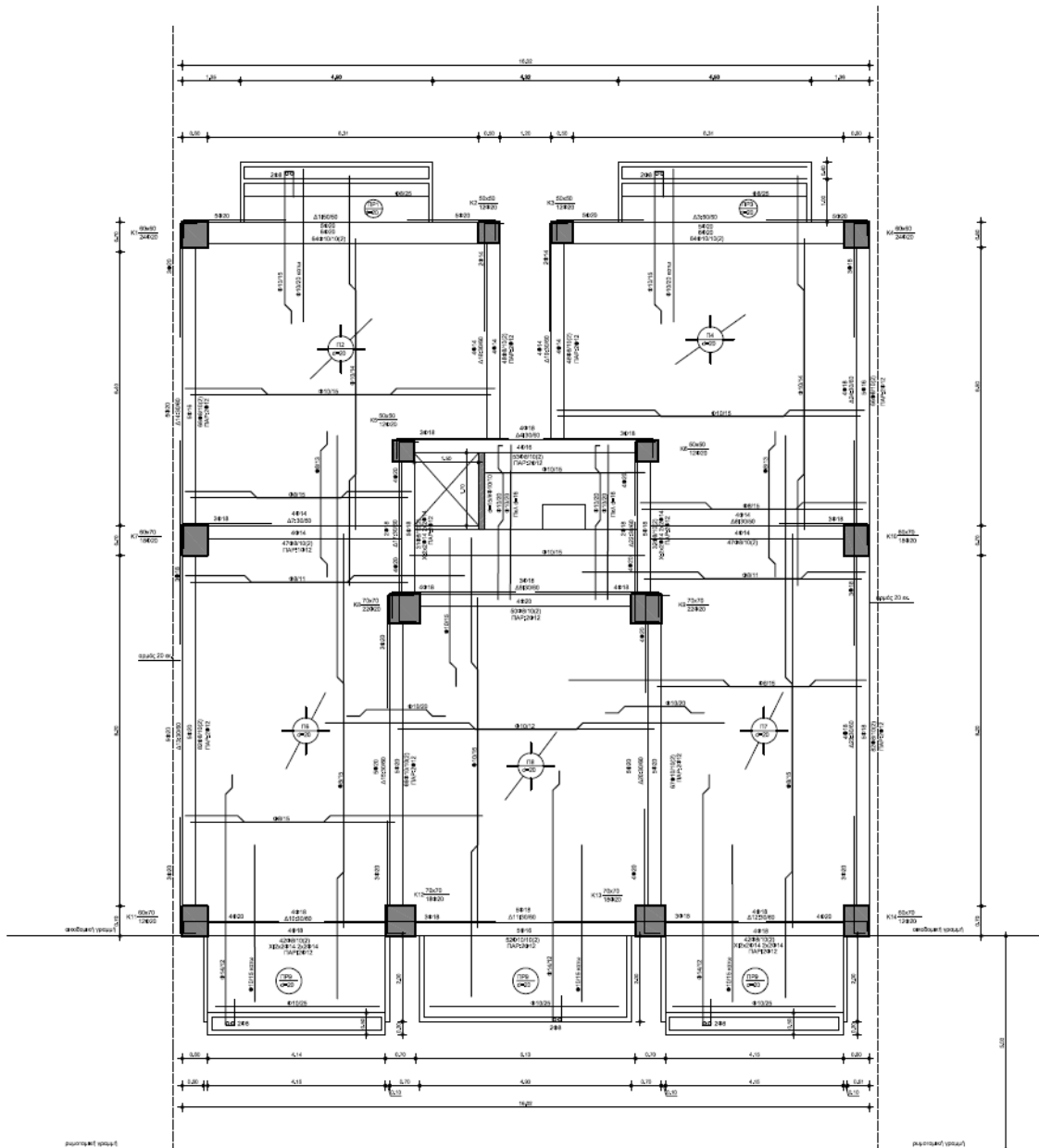
ΕΥΛΟΥΤΥΠΟΣ ΠΙΛΟΤΙΣ



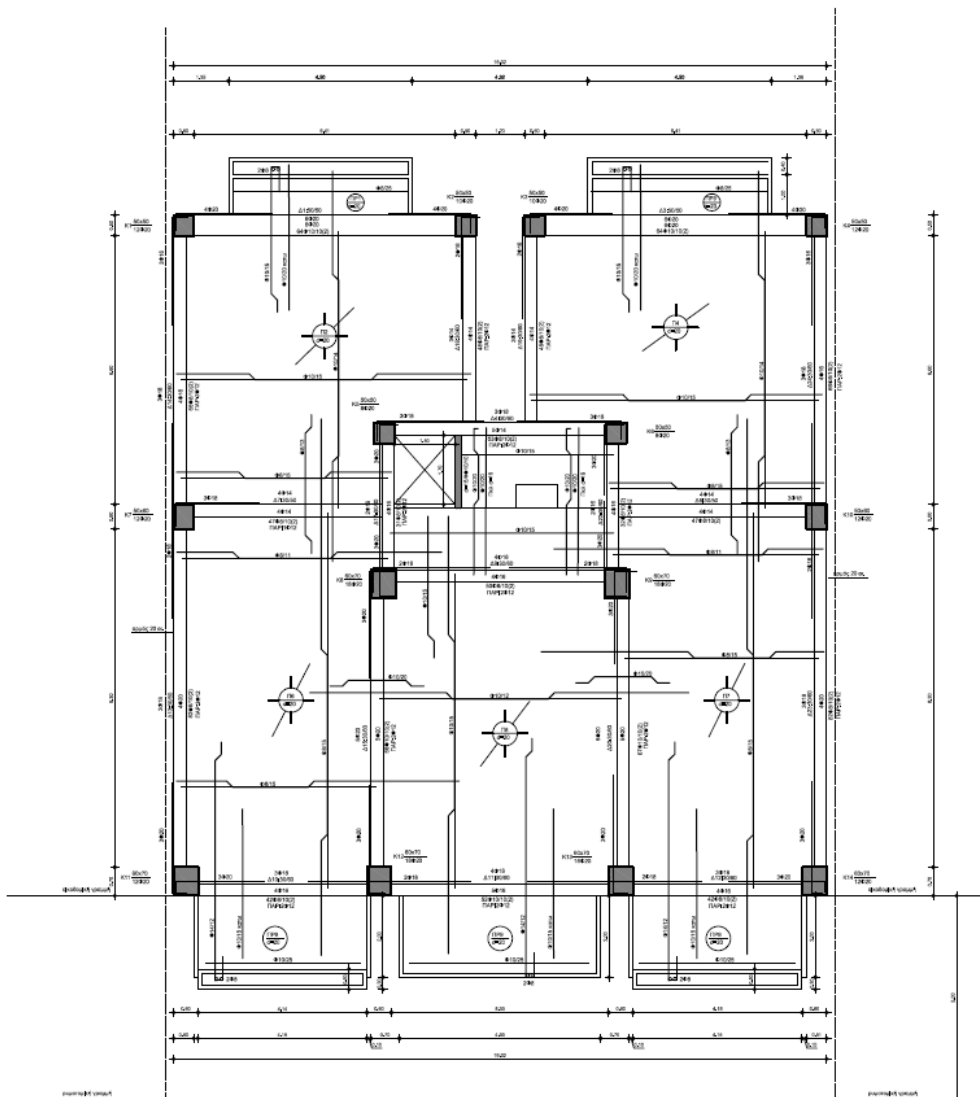
ΞΥΛΟΤΥΠΟΣ Α΄ ΟΡΟΦΟΥ



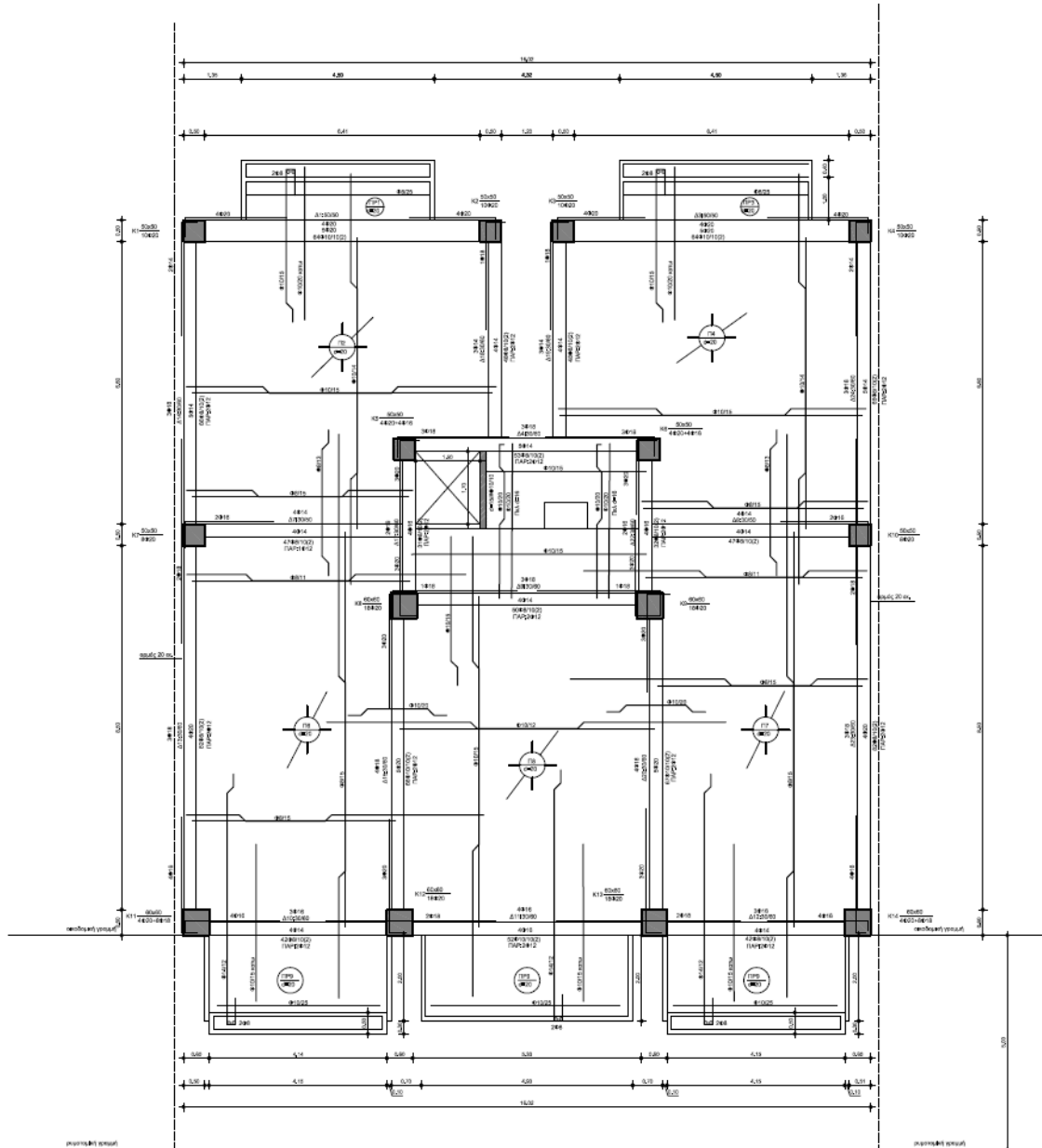
ΞΥΛΟΤΥΠΟΣ Β'-Γ' ΟΡΟΦΟΥ



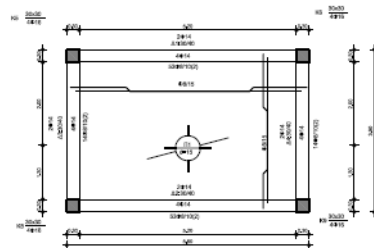
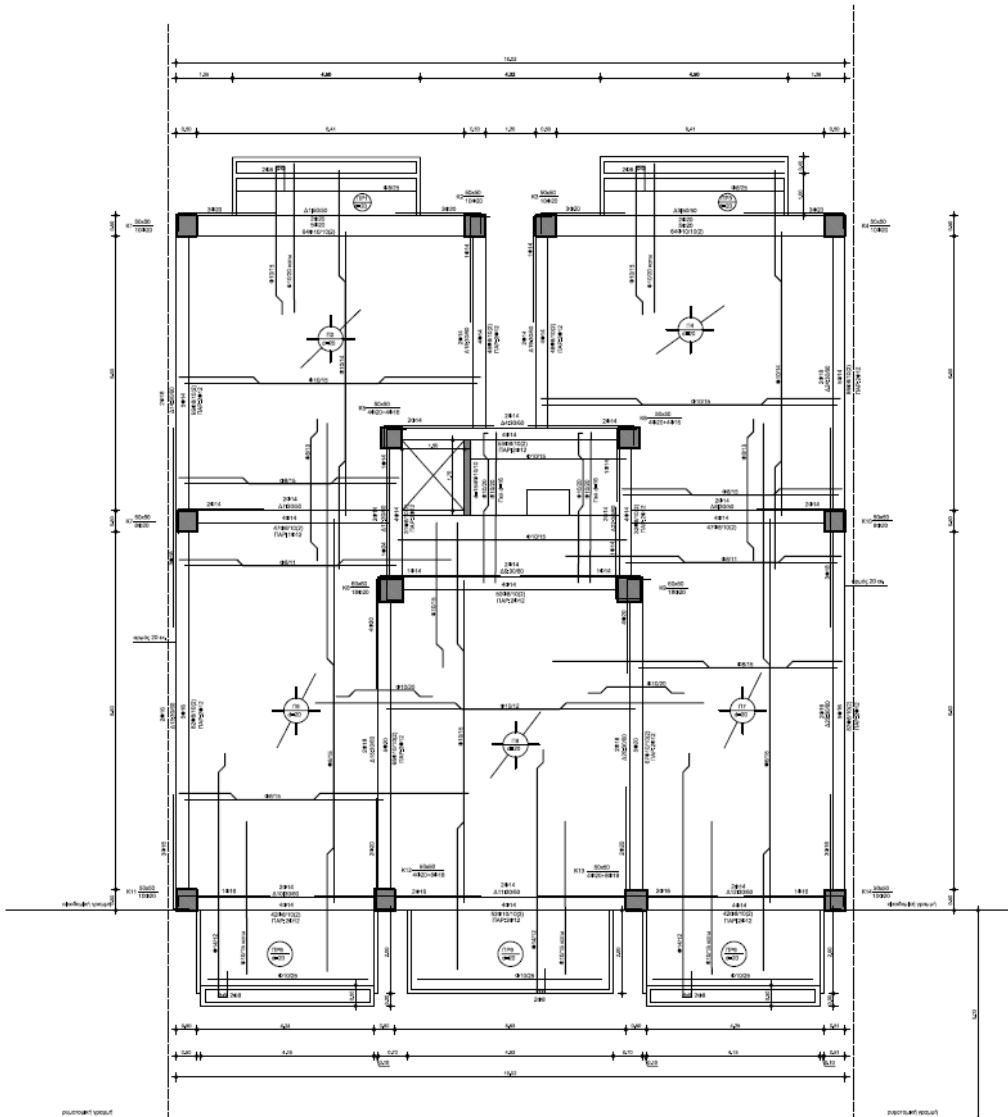
ΞΥΛΟΥΠΟΣ Δ' ΟΡΟΦΟΥ



ΞΥΛΟΥΤΥΠΟΣ Ε'-ΣΤ' ΟΡΟΦΟΥ



ΞΥΛΟΥΤΥΠΟΣ Ζ' ΟΡΟΦΟΥ – ΔΩΜΑΤΟΣ



ΞΥΛΟΥΤΥΠΟΣ ΔΩΜΑΤΟΣ

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

Πίνακας Β1 Υπολογισμός γεωμετρικών χαρακτηριστικών δοκών

Δοκός	Πλακοδοκός		Επιφάνεια Επιρροής (m ²)	
	Μορφή	b _{eff} (m)	Εσωτερική	Εξωτερική
Δ1	Τ	2.39	7.66	6.29
Δ2	Γ	0.75	0.21	-
Δ3	Τ	2.39	7.66	6.29
Δ4	Τ	1.92	8.06	-
Δ7	Τ	1.67	14.11	-
Δ8	Τ	1.67	14.11	-
Δ9	Τ	1.88	19.39	-
Δ10	Τ	1.64	4.79	8.69
Δ11	Τ	1.94	5.85	9.86
Δ12	Τ	1.64	4.79	8.69
Δ13	Γ	1.35	12.11	-
Δ14	Γ	1.29	8.47	-
Δ15	Τ	1.78	28.34	-
Δ17	Τ	1.32	6.00	-
Δ18	Τ	1.50	12.66	-
Δ19	Τ	1.50	12.66	-
Δ20	Τ	1.78	28.34	-
Δ22	Τ	1.32	6.00	-
Δ23	Γ	1.35	12.11	-
Δ24	Γ	1.29	8.47	-
Δώμα	Μορφή	b _{eff} (m)	Εσωτερική	Εξωτερική
Δ1	Γ	1.18	5.86	-
Δ2	Γ	1.18	5.86	-
Δ3	Γ	1.02	2.72	-
Δ4	Γ	1.02	2.72	-

Πίνακας Β2 Υπολογισμός φορτίσεων δοκών λόγω πλακών πέραν του ιδίου βάρους τους

Φορτία επί των Δοκών							Πρόσθετοι Οπλισμοί στηρίξεων δοκών λόγω πλακών ($\times 10^{-3}$) m^2	
Δοκός	Ξυλότυπος Ορόφου		Ξυλότυπος Ζ' Ορόφου		Δώμα			
α/α	G (KN/m)	Q (KN/m)	G (KN/m)	Q (KN/m)	G (KN/m)	Q (KN/m)	Άκρο 1	Άκρο 2
Δ1	24.98	7.65	15.98	4.35	4.23	2.25	0.157	0.157
Δ2	10.23	0.35	-	-	4.23	2.25	0.236	0.236
Δ3	24.98	7.65	15.98	4.35	3.09	1.65	0.157	0.157
Δ4	15.85	3.10	15.85	3.10	3.09	1.65	0.079	0.079
Δ7	27.40	6.40	22.40	6.12	-	-	0.302	-
Δ8	27.40	6.40	22.40	6.12	-	-	-	0.302
Δ9	31.36	9.63	31.36	7.28	-	-	0.908	0.908
Δ10	31.79	12.81	22.79	6.36	-	-	0.151	0.622
Δ11	30.44	11.89	21.44	5.68	-	-	0.622	0.622
Δ12	31.79	12.81	22.79	6.36	-	-	0.622	0.151
Δ13	19.34	2.95	10.34	2.82	-	-	0.767	0.610
Δ14	18.26	2.65	9.26	2.57	-	-	0.437	0.471
Δ15	35.06	8.59	30.06	8.21	-	-	1.364	0.891
Δ17	19.00	4.00	19.00	3.87	-	-	0.729	0.409
Δ18	24.69	5.63	19.69	5.50	-	-	-	0.314
Δ19	24.69	5.63	19.69	5.50	-	-	-	0.314
Δ20	35.06	8.59	30.06	8.21	-	-	1.364	0.891
Δ22	19.00	4.00	19.00	3.87	-	-	0.729	0.409
Δ23	19.34	2.59	10.34	2.82	-	-	0.610	0.767
Δ24	18.26	2.65	9.26	2.57	-	-	0.471	0.437

* Ο υπολογισμός του συνεργαζομένου πλάτους των πλακοδοκών έγινε βάσει της §5.3.2.1 του EC2-1 και της §5.4.3.1.1 του EC8-1. Από την τελευταία αυτή παράγραφο, υπολογίστηκαν οι πρόσθετοι οπλισμοί στις στηρίξεις των δοκών, που προέρχονται από τους οπλισμούς των πλακών εντός του συνεργαζομένου πλάτους των αντιστοίχων δοκών.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ

Γ.1 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΑΜΠΥΛΟΤΗΤΑΣ, ΣΤΡΟΦΗΣ ΧΟΡΔΗΣ ΚΑΙ ΡΟΠΗΣ ΣΤΗ ΔΙΑΡΡΟΗ

ΠΙΝΑΚΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΔΟΚΩΝ

ΙΣΟΓΕΙΟ – Α' ΟΡΟΦΟΣ								
ΔΟΚΟΣ	ΑΚΡΟ 1				ΑΚΡΟ 2			
	(θy) _{κάτω}	(My) _{κάτω}	(θy) _{πάνω}	(My) _{πάνω}	(θy) _{κάτω}	(My) _{κάτω}	(θy) _{πάνω}	(My) _{πάνω}
Δ10	0.010	282.939	0.010	497.435	0.010	282.939	0.010	524.827
Δ11	0.011	280.084	0.011	623.618	0.011	280.084	0.011	623.618
Δ12	0.010	282.939	0.010	524.827	0.010	282.939	0.010	450.916
Δ13	0.015	430.365	0.015	614.608	0.015	430.365	0.015	575.894
Δ15	0.013	433.343	0.013	819.453	0.013	433.343	0.013	694.108
Δ20	0.013	433.343	0.013	839.063	0.013	433.343	0.013	713.718
Δ23	0.015	430.365	0.015	575.894	0.015	430.365	0.015	614.608
Δ9	0.011	224.602	0.011	515.492	0.011	224.602	0.011	515.492
Δ7	0.018	176.415	0.018	256.254	0.018	176.415	0.018	165.550
Δ8	0.018	176.415	0.018	165.550	0.018	176.415	0.018	256.254
Δ17	0.009	281.270	0.009	551.943	0.009	281.270	0.028	498.139
Δ22	0.009	281.270	0.009	528.185	0.009	281.270	0.009	472.107
Δ4	0.011	433.343	0.011	819.453	0.011	433.343	0.011	694.108
Δ14	0.013	349.582	0.013	548.082	0.013	349.582	0.013	553.543
Δ18	0.015	172.160	0.015	164.720	0.015	172.160	0.015	332.804
Δ19	0.015	172.160	0.015	164.720	0.015	172.160	0.015	332.804
Δ24	0.013	349.582	0.013	553.543	0.013	349.582	0.013	548.082
Δ1	0.014	347.185	0.014	480.229	0.014	347.185	0.014	578.578
Δ3	0.014	347.185	0.014	578.578	0.014	347.185	0.014	480.229
Δ2	0.008	139.500	0.009	314.154	0.008	139.500	0.009	314.154

Β' – Γ' ΟΡΟΦΟΣ								
ΔΟΚΟΣ	ΑΚΡΟ 1				ΑΚΡΟ 2			
	(θy) _{κάτω}	(My) _{κάτω}	(θy) _{πάνω}	(My) _{πάνω}	(θy) _{κάτω}	(My) _{κάτω}	(θy) _{πάνω}	(My) _{πάνω}
Δ10	0.010	282.939	0.010	540.602	0.010	282.939	0.010	536.824
Δ11	0.011	280.084	0.011	577.115	0.011	280.084	0.011	577.115
Δ12	0.010	282.939	0.010	536.824	0.010	282.939	0.010	540.602
Δ13	0.015	430.365	0.015	740.748	0.015	430.365	0.015	651.443
Δ15	0.013	433.343	0.013	898.953	0.013	433.343	0.013	773.608
Δ20	0.013	433.343	0.013	981.697	0.013	433.343	0.013	856.818
Δ23	0.015	349.990	0.015	534.842	0.015	349.990	0.015	593.938
Δ9	0.011	348.650	0.011	583.603	0.011	348.650	0.011	583.603
Δ7	0.018	141.549	0.018	321.424	0.018	141.549	0.018	133.920
Δ8	0.018	141.549	0.018	133.920	0.018	141.549	0.018	321.424
Δ17	0.009	349.791	0.009	551.943	0.009	349.791	0.028	498.139
Δ22	0.009	349.791	0.009	551.943	0.009	349.791	0.009	498.139
Δ4	0.011	224.654	0.011	440.082	0.011	224.654	0.011	440.082
Δ14	0.013	278.155	0.013	605.598	0.013	278.155	0.013	662.308
Δ18	0.015	172.160	0.015	164.720	0.015	172.160	0.015	312.170
Δ19	0.015	172.160	0.015	164.720	0.015	172.160	0.015	312.170
Δ24	0.013	278.155	0.013	511.372	0.013	278.155	0.013	505.487
Δ1	0.015	427.110	0.015	606.697	0.015	427.110	0.015	606.697
Δ3	0.015	427.110	0.015	606.697	0.015	427.110	0.015	606.697

Δ' ΟΡΟΦΟΣ								
ΔΟΚΟΣ	ΑΚΡΟ 1				ΑΚΡΟ 2			
	(θy) _{κάτω}	(My) _{κάτω}	(θy) _{πάνω}	(My) _{πάνω}	(θy) _{κάτω}	(My) _{κάτω}	(θy) _{πάνω}	(My) _{πάνω}
Δ10	0.010	224.232	0.010	439.699	0.010	224.232	0.010	446.753
Δ11	0.011	280.084	0.011	493.370	0.011	280.084	0.011	493.370
Δ12	0.010	224.232	0.010	446.753	0.010	224.232	0.010	439.699
Δ13	0.015	346.228	0.015	548.405	0.015	346.228	0.015	444.473
Δ15	0.013	433.343	0.013	898.953	0.013	433.343	0.013	773.608
Δ20	0.013	433.343	0.013	898.953	0.013	433.343	0.013	773.608
Δ23	0.015	346.228	0.015	444.473	0.015	346.228	0.015	548.405
Δ9	0.011	224.602	0.011	506.356	0.011	224.602	0.011	506.356
Δ7	0.018	141.549	0.018	321.424	0.018	141.549	0.018	133.920
Δ8	0.018	141.549	0.018	133.920	0.018	141.549	0.018	321.424
Δ17	0.009	223.529	0.009	480.296	0.009	223.529	0.009	419.904
Δ22	0.009	223.529	0.009	480.296	0.009	223.529	0.009	419.904
Δ4	0.011	215.254	0.011	389.867	0.011	215.254	0.011	389.867
Δ14	0.013	223.446	0.013	410.810	0.013	223.446	0.013	436.050
Δ18	0.016	172.160	0.016	125.284	0.016	172.160	0.016	298.773
Δ19	0.016	172.160	0.016	125.284	0.016	172.160	0.016	298.773
Δ24	0.013	223.446	0.013	436.050	0.013	223.446	0.013	410.810
Δ1	0.015	427.110	0.015	606.697	0.015	427.110	0.015	606.697
Δ3	0.015	427.110	0.015	606.697	0.015	427.110	0.015	606.697

Ε' – ΣΤ' ΟΡΟΦΟΣ								
ΔΟΚΟΣ	ΑΚΡΟ 1				ΑΚΡΟ 2			
	(θy) _{κάτω}	(My) _{κάτω}	(θy) _{πάνω}	(My) _{πάνω}	(θy) _{κάτω}	(My) _{κάτω}	(θy) _{πάνω}	(My) _{πάνω}
Δ10	0.010	172.319	0.010	380.641	0.010	172.319	0.010	415.963
Δ11	0.011	224.680	0.011	454.680	0.011	224.680	0.011	454.680
Δ12	0.010	172.319	0.010	415.963	0.010	172.319	0.010	380.641
Δ13	0.015	346.228	0.015	525.668	0.015	346.228	0.015	444.473
Δ15	0.013	433.343	0.013	752.143	0.013	433.343	0.013	626.798
Δ20	0.013	433.343	0.013	752.143	0.013	433.343	0.013	626.798
Δ23	0.015	346.228	0.015	444.473	0.015	346.228	0.015	525.668
Δ9	0.011	172.536	0.011	452.800	0.011	172.536	0.011	452.800
Δ7	0.018	141.549	0.018	264.194	0.018	141.549	0.018	133.920
Δ8	0.018	141.549	0.018	133.920	0.018	141.549	0.018	264.194
Δ17	0.009	223.529	0.009	480.296	0.009	223.529	0.009	419.904
Δ22	0.009	223.529	0.009	480.296	0.009	223.529	0.009	419.904
Δ4	0.011	215.254	0.011	389.867	0.011	215.254	0.011	389.867
Δ14	0.013	214.146	0.013	410.810	0.013	214.146	0.013	377.130
Δ18	0.016	172.160	0.016	125.284	0.016	172.160	0.016	264.973
Δ19	0.016	172.160	0.016	125.284	0.016	172.160	0.016	264.973
Δ24	0.013	214.146	0.013	377.130	0.013	214.146	0.013	410.810
Δ1	0.015	357.442	0.015	515.784	0.015	357.442	0.015	515.784
Δ3	0.015	357.442	0.015	515.784	0.015	357.442	0.015	515.784

Ζ' ΟΡΟΦΟΣ								
ΔΟΚΟΣ	ΑΚΡΟ 1				ΑΚΡΟ 2			
	(θy) _{κάτω}	(My) _{κάτω}	(θy) _{πάνω}	(My) _{πάνω}	(θy) _{κάτω}	(My) _{κάτω}	(θy) _{πάνω}	(My) _{πάνω}
Δ10	0.010	172.319	0.010	175.774	0.010	172.319	0.010	332.804
Δ11	0.011	172.582	0.011	332.804	0.011	172.319	0.011	332.804
Δ12	0.010	172.319	0.010	332.804	0.010	172.319	0.010	175.774
Δ13	0.015	278.411	0.015	423.630	0.015	278.411	0.015	424.021
Δ15	0.013	433.343	0.013	553.064	0.013	433.343	0.013	577.267
Δ20	0.013	433.343	0.013	553.064	0.013	433.343	0.013	577.267
Δ23	0.015	278.411	0.015	424.021	0.015	278.411	0.015	423.630
Δ9	0.011	172.536	0.011	341.023	0.011	172.536	0.011	341.023
Δ7	0.018	141.549	0.018	192.780	0.018	141.549	0.018	69.285
Δ8	0.018	141.549	0.018	69.285	0.018	141.549	0.018	192.780
Δ17	0.009	171.906	0.009	301.691	0.009	171.906	0.009	301.691
Δ22	0.009	171.906	0.009	301.691	0.009	171.906	0.009	227.463
Δ4	0.011	172.567	0.011	184.499	0.011	172.567	0.011	184.499
Δ14	0.013	214.146	0.013	410.810	0.013	214.146	0.013	253.076
Δ18	0.016	172.160	0.016	84.685	0.016	172.160	0.016	204.461
Δ19	0.016	172.160	0.016	84.685	0.016	172.160	0.016	204.461
Δ24	0.013	214.146	0.013	253.076	0.013	214.146	0.013	410.810
Δ1	0.015	357.442	0.015	357.667	0.015	357.442	0.015	357.667
Δ3	0.015	357.442	0.015	357.667	0.015	357.442	0.015	357.667

ΔΩΜΑ								
ΔΟΚΟΣ	ΑΚΡΟ 1				ΑΚΡΟ 2			
	(θy) _{κάτω}	(My) _{κάτω}	(θy) _{πάνω}	(My) _{πάνω}	(θy) _{κάτω}	(My) _{κάτω}	(θy) _{πάνω}	(My) _{πάνω}
Δ1/2	0.015	110.056	0.015	62.194	0.015	110.056	0.015	62.194
Δ3/4	0.011	109.685	0.011	62.194	0.011	109.685	0.011	62.194

ΚΑΜΠΥΛΟΤΗΤΑ (1/m)										
ΔΟΚΟΣ	Δ10	Δ11	Δ12	Δ13	Δ15	Δ20	Δ23	Δ9	Δ7	Δ8
(1/r) _y	0.0074	0.0074	0.0074	0.0074	0.0074	0.0074	0.0074	0.0074	0.0089	0.0089
ΔΟΚΟΣ	Δ17	Δ22	Δ4	Δ14	Δ18	Δ19	Δ24	Δ1	Δ3	Δ2
(1/r) _y	0.0074	0.0074	0.0074	0.0074	0.0074	0.0074	0.0074	0.0089	0.0089	0.0089

ΠΙΝΑΚΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

ΙΣΟΓΕΙΟ						
ΣΤΥΛΟΣ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ 3			ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ 2		
α/α	(1/r) _y	(θ) _y	(M _{y3})	(1/r) _y	(θ) _y	(M _{y2})
K1	0.0063	0.0061	1825.0807	0.0063	0.0061	1825.0807
K2	0.0074	0.0063	1319.8210	0.0074	0.0063	1319.8210
K3	0.0074	0.0063	1319.8210	0.0074	0.0063	1319.8210
K4	0.0063	0.0061	1825.0807	0.0063	0.0061	1825.0807
K5	0.0074	0.0063	1147.0991	0.0074	0.0063	1147.0991
K6	0.0074	0.0063	1147.0991	0.0074	0.0063	1147.0991
K7	0.0063	0.0061	1769.0316	0.0063	0.0061	1769.0316
K8	0.0063	0.0061	1585.5013	0.0063	0.0061	1585.5013
K9	0.0063	0.0061	1585.5013	0.0063	0.0061	1585.5013
K10	0.0063	0.0061	1769.0316	0.0063	0.0061	1769.0316
K11	0.0063	0.0061	1327.3066	0.0074	0.0063	1327.3066
K12	0.0063	0.0061	1825.0807	0.0063	0.0061	1825.0807
K13	0.0063	0.0061	1825.0807	0.0063	0.0061	1825.0807
K14	0.0063	0.0061	1385.0478	0.0074	0.0063	1385.0478

Α' ΟΡΟΦΟΣ						
ΣΤΥΛΟΣ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ 3			ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ 2		
α/α	(1/r) _y	(θ) _y	(M _{y3})	(1/r) _y	(θ) _y	(M _{y2})
K1	0.0063	0.0062	1585.5013	0.0063	0.0062	1585.5013
K2	0.0089	0.0067	624.8930	0.0089	0.0067	624.8930
K3	0.0089	0.0067	624.8930	0.0089	0.0067	624.8930
K4	0.0063	0.0062	1585.5013	0.0063	0.0062	1585.5013
K5	0.0089	0.0067	624.8930	0.0089	0.0067	624.8930
K6	0.0089	0.0067	624.8930	0.0089	0.0067	624.8930
K7	0.0063	0.0062	1493.7362	0.0063	0.0062	1493.7362
K8	0.0063	0.0062	1585.5013	0.0063	0.0062	1585.5013
K9	0.0063	0.0062	1585.5013	0.0063	0.0062	1585.5013
K10	0.0063	0.0062	1493.7362	0.0063	0.0062	1493.7362
K11	0.0063	0.0062	1052.0111	0.0074	0.0064	1052.0111
K12	0.0063	0.0062	1493.7362	0.0063	0.0062	1493.7362
K13	0.0063	0.0062	1493.7362	0.0063	0.0062	1493.7362
K14	0.0063	0.0062	1052.0111	0.0074	0.0064	1052.0111

Β' – Γ' ΟΡΟΦΟΣ						
ΣΤΥΛΟΣ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ 3			ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ 2		
α/α	$(1/r)_y$	$(\theta)_y$	$(M)_3$	$(1/r)_y$	$(\theta)_y$	$(M)_2$
K1	0.0074	0.0064	1168.0983	0.0074	0.0064	1168.0983
K2	0.0089	0.0067	506.7798	0.0089	0.0067	506.7798
K3	0.0089	0.0067	506.7798	0.0089	0.0067	506.7798
K4	0.0074	0.0064	1168.0983	0.0074	0.0064	1168.0983
K5	0.0089	0.0067	506.7798	0.0089	0.0067	506.7798
K6	0.0089	0.0067	506.7798	0.0089	0.0067	506.7798
K7	0.0063	0.0062	1274.2955	0.0074	0.0064	1274.2955
K8	0.0063	0.0062	1585.5013	0.0063	0.0062	1585.5013
K9	0.0063	0.0062	1585.5013	0.0063	0.0062	1585.5013
K10	0.0063	0.0062	1274.2955	0.0074	0.0064	1274.2955
K11	0.0063	0.0062	999.0000	0.0074	0.0064	999.0000
K12	0.0063	0.0062	1310.2059	0.0063	0.0062	1310.2059
K13	0.0063	0.0062	1310.2059	0.0063	0.0062	1310.2059
K14	0.0063	0.0062	999.0000	0.0074	0.0064	999.0000

Δ' ΟΡΟΦΟΣ						
ΣΤΥΛΟΣ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ 3			ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ 2		
α/α	$(1/r)_y$	$(\theta)_y$	$(M)_3$	$(1/r)_y$	$(\theta)_y$	$(M)_2$
K1	0.0089	0.0067	506.7798	0.0089	0.0067	506.7798
K2	0.0089	0.0067	494.1242	0.0089	0.0067	494.1242
K3	0.0089	0.0067	494.1242	0.0089	0.0067	494.1242
K4	0.0089	0.0067	506.7798	0.0089	0.0067	506.7798
K5	0.0089	0.0067	435.0676	0.0089	0.0067	435.0676
K6	0.0089	0.0067	435.0676	0.0089	0.0067	435.0676
K7	0.0074	0.0064	693.1132	0.0089	0.0067	693.1132
K8	0.0063	0.0062	1143.7763	0.0074	0.0064	1143.7763
K9	0.0063	0.0062	1143.7763	0.0074	0.0064	1143.7763
K10	0.0074	0.0064	693.1132	0.0089	0.0067	693.1132
K11	0.0063	0.0062	999.0000	0.0074	0.0064	999.0000
K12	0.0063	0.0062	1143.7763	0.0074	0.0064	1143.7763
K13	0.0063	0.0062	1143.7763	0.0074	0.0064	1143.7763
K14	0.0063	0.0062	999.0000	0.0074	0.0064	999.0000

Ε' – ΣΤ' ΟΡΟΦΟΣ						
ΣΤΥΛΟΣ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ 3			ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ 2		
α/α	$(1/r)_y$	$(\theta)_y$	$(M)_y$	$(1/r)_y$	$(\theta)_y$	$(M)_y$
K1	0.0089	0.0067	494.1242	0.0089	0.0067	494.1242
K2	0.0089	0.0067	494.1242	0.0089	0.0067	494.1242
K3	0.0089	0.0067	494.1242	0.0089	0.0067	494.1242
K4	0.0089	0.0067	494.1242	0.0089	0.0067	494.1242
K5	0.0089	0.0067	411.8549	0.0089	0.0067	411.8549
K6	0.0089	0.0067	411.8549	0.0089	0.0067	411.8549
K7	0.0089	0.0067	435.0676	0.0089	0.0067	435.0676
K8	0.0074	0.0064	940.5143	0.0074	0.0064	940.5143
K9	0.0074	0.0064	940.5143	0.0074	0.0064	940.5143
K10	0.0089	0.0067	435.0676	0.0089	0.0067	435.0676
K11	0.0074	0.0064	751.5210	0.0074	0.0064	751.5210
K12	0.0074	0.0064	940.5143	0.0074	0.0064	940.5143
K13	0.0074	0.0064	940.5143	0.0074	0.0064	940.5143
K14	0.0074	0.0064	751.5210	0.0074	0.0064	751.5210

Ζ' ΟΡΟΦΟΣ						
ΣΤΥΛΟΣ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ 3			ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ 2		
α/α	$(1/r)_y$	$(\theta)_y$	$(M)_y$	$(1/r)_y$	$(\theta)_y$	$(M)_y$
K1	0.0089	0.0067	494.1242	0.0089	0.0067	494.1242
K2	0.0089	0.0067	494.1242	0.0089	0.0067	494.1242
K3	0.0089	0.0067	494.1242	0.0089	0.0067	494.1242
K4	0.0089	0.0067	494.1242	0.0089	0.0067	494.1242
K5	0.0089	0.0067	411.8549	0.0089	0.0067	411.8549
K6	0.0089	0.0067	411.8549	0.0089	0.0067	411.8549
K7	0.0089	0.0067	435.0676	0.0089	0.0067	435.0676
K8	0.0074	0.0064	940.5143	0.0074	0.0064	940.5143
K9	0.0074	0.0064	940.5143	0.0074	0.0064	940.5143
K10	0.0089	0.0067	435.0676	0.0089	0.0067	435.0676
K11	0.0089	0.0067	494.1242	0.0089	0.0067	494.1242
K12	0.0089	0.0067	494.1242	0.0089	0.0067	494.1242
K13	0.0089	0.0067	494.1242	0.0089	0.0067	494.1242
K14	0.0089	0.0067	494.1242	0.0089	0.0067	494.1242

ΔΩΜΑ						
ΣΤΥΛΟΣ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ 3			ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ 2		
α/α	$(1/r)_y$	(θy)	(My_3)	$(1/r)_y$	(θy)	(My_2)
K5	0.0148	0.0089	88.6491	0.0148	0.0089	88.6491
K6	0.0148	0.0089	88.6491	0.0148	0.0089	88.6491
K8	0.0148	0.0089	88.6491	0.0148	0.0089	88.6491
K9	0.0148	0.0089	88.6491	0.0148	0.0089	88.6491

Γ.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΝΕΡΓΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

ΠΙΝΑΚΑΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΔΟΚΩΝ

EI_{eff}/EI_g							
ΔΟΚΟΣ	ΟΡΟΦΟΣ						
	ΙΣΟΓΕΙΟ	A'	B' – Γ'	Δ'	Ε' – ΣΤ'	Ζ'	ΔΩΜΑ
Δ10	0.14	0.14	0.15	0.12	0.11	0.07	-
Δ11	0.18	0.18	0.16	0.14	0.13	0.10	-
Δ12	0.13	0.13	0.15	0.12	0.11	0.07	-
Δ13	0.22	0.22	0.25	0.18	0.18	0.16	-
Δ15	0.24	0.24	0.26	0.26	0.22	0.18	-
Δ20	0.24	0.24	0.29	0.26	0.22	0.18	-
Δ23	0.22	0.22	0.21	0.18	0.18	0.16	-
Δ9	0.15	0.15	0.16	0.14	0.13	0.10	-
Δ7	0.11	0.11	0.12	0.12	0.11	0.09	-
Δ8	0.11	0.11	0.12	0.12	0.11	0.09	-
Δ17	0.13	0.13	0.13	0.11	0.11	0.08	-
Δ22	0.12	0.12	0.13	0.11	0.11	0.07	-
Δ4	0.22	0.22	0.13	0.11	0.11	0.05	0.02
Δ14	0.19	0.19	0.22	0.15	0.14	0.12	-
Δ18	0.09	0.09	0.09	0.09	0.08	0.07	-
Δ19	0.09	0.09	0.09	0.09	0.08	0.07	-
Δ24	0.19	0.19	0.18	0.15	0.14	0.12	-
Δ1	0.16	0.16	0.18	0.18	0.16	0.11	0.02
Δ3	0.16	0.16	0.18	0.18	0.16	0.11	0.02
Δ2	0.06	-	-	-	-	-	0.02

ΠΙΝΑΚΑΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

$E_{I_{eff}}/E_{I_g}$								
ΟΡΟΦΟΣ								
ΣΤΥΛΟΣ	ΙΣΟΓΕΙΟ		Α'		Β' – Γ'		Δ'	
α/α	Δ/ση 3	Δ/ση 2	Δ/ση 3	Δ/ση 2	Δ/ση 3	Δ/ση 2	Δ/ση 3	Δ/ση 2
K1	0.17	0.17	0.16	0.16	0.21	0.21	0.18	0.18
K2	0.22	0.22	0.22	0.22	0.18	0.18	0.17	0.17
K3	0.22	0.22	0.22	0.22	0.18	0.18	0.17	0.17
K4	0.17	0.17	0.16	0.16	0.21	0.21	0.18	0.18
K5	0.19	0.19	0.22	0.22	0.18	0.18	0.15	0.15
K6	0.19	0.19	0.22	0.22	0.18	0.18	0.15	0.15
K7	0.16	0.16	0.15	0.15	0.15	0.20	0.15	0.20
K8	0.14	0.14	0.16	0.16	0.16	0.16	0.13	0.18
K9	0.14	0.14	0.16	0.16	0.16	0.16	0.13	0.18
K10	0.16	0.16	0.15	0.15	0.15	0.20	0.15	0.20
K11	0.14	0.19	0.12	0.16	0.12	0.15	0.12	0.15
K12	0.17	0.17	0.15	0.15	0.13	0.13	0.13	0.18
K13	0.17	0.17	0.15	0.15	0.13	0.13	0.13	0.18
K14	0.15	0.14	0.12	0.16	0.12	0.15	0.12	0.15

$E_{I_{eff}}/E_{I_g}$						
ΟΡΟΦΟΣ						
ΣΤΥΛΟΣ	Ε' – ΣΤ'		Ζ'		ΔΩΜΑ	
α/α	Δ/ση 3	Δ/ση 2	Δ/ση 3	Δ/ση 2	Δ/ση 3	Δ/ση 2
K1	0.17	0.17	0.17	0.17	-	-
K2	0.17	0.17	0.17	0.17	-	-
K3	0.17	0.17	0.17	0.17	-	-
K4	0.17	0.17	0.17	0.17	-	-
K5	0.15	0.15	0.15	0.15	0.20	0.20
K6	0.15	0.15	0.15	0.15	0.20	0.20
K7	0.15	0.15	0.15	0.15	0.20	0.20
K8	0.17	0.17	0.17	0.17	0.20	0.20
K9	0.17	0.17	0.17	0.17	-	-
K10	0.15	0.15	0.15	0.15	-	-
K11	0.13	0.13	0.17	0.17	-	-
K12	0.17	0.17	0.17	0.17	-	-
K13	0.17	0.17	0.17	0.17	-	-
K14	0.13	0.13	0.17	0.17	-	-

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ

ΜΕΤΑΤΡΟΠΗ ΤΟΥ ΠΟΛΥΒΑΘΜΙΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΣΕ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟ ΣΥΣΤΗΜΑ

ΠΙΝΑΚΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΓΙΑ ΤΟΝ ΦΟΡΕΑ «FRAME BUILDING»

Αξονικές Δυνάμεις Ορόφων (ΚΝ)					
ΣΤΥΛΟΣ	ΙΣΟΓΕΙΟ	Α	Β	Γ	Δ
Κ1	1757.867	1519.589	1275.026	1044.454	810.109
Κ2	1732.637	1479.082	1262.667	1043.686	824.510
Κ3	1732.639	1479.079	1262.664	1043.685	824.506
Κ4	1757.624	1519.351	1274.779	1044.080	810.091
Κ5	1920.332	1650.044	1411.623	1176.272	941.865
Κ6	1919.320	1649.733	1411.499	1176.241	941.942
Κ7	2431.838	2109.065	1786.616	1465.885	1147.146
Κ8	3363.845	2964.867	2543.665	2119.730	1694.807
Κ9	3361.897	2962.739	2541.843	2117.943	1692.970
Κ10	2431.673	2109.770	1786.318	1465.993	1147.319
Κ11	1882.203	1640.695	1395.955	1149.673	903.999
Κ12	3075.109	2676.203	2275.940	1876.587	1478.651
Κ13	3076.396	2677.202	2276.581	1877.288	1479.477
Κ14	1884.060	1642.393	1397.640	1150.901	904.632
Άθροισμα	32327.440	28079.812	23902.816	19752.418	15602.024

ΣΤΥΛΟΣ	Ε	ΣΤ	Ζ	Δώμα
Κ1	589.881	370.702	151.659	-
Κ2	603.623	383.213	162.688	-
Κ3	603.619	383.209	162.682	-
Κ4	589.885	370.701	151.659	-
Κ5	703.353	473.543	243.139	39.733
Κ6	703.478	473.738	243.365	39.733
Κ7	836.508	528.873	221.445	39.825
Κ8	1278.753	857.149	437.259	39.826
Κ9	1277.253	855.972	436.442	-
Κ10	836.679	529.048	221.625	-
Κ11	654.829	409.452	164.120	-
Κ12	1084.373	694.434	303.099	-
Κ13	1084.984	694.824	303.279	-

K14	655.282	409.744	164.243	-
Άθροισμα	11502.500	7434.602	3366.704	159.117

Ίδιον Βάρος Υποστυλωμάτων Ορόφων (ΚΝ)					
ΣΤΥΛΟΣ	ΙΣΟΓΕΙΟ	A	B	Γ	Δ
K1	31.238	33.688	24.750	24.750	17.188
K2	22.950	17.188	17.188	17.188	17.188
K3	22.950	17.188	17.188	17.188	17.188
K4	31.238	33.688	24.750	24.750	17.188
K5	22.950	17.188	17.188	17.188	17.188
K6	22.950	17.188	17.188	17.188	17.188
K7	31.238	33.688	28.875	28.875	20.625
K8	31.238	33.688	36.688	36.688	28.875
K9	31.238	33.688	36.688	36.688	28.875
K10	31.238	33.688	28.875	28.875	20.625
K11	26.775	28.875	28.875	28.875	28.875
K12	31.238	33.688	33.688	33.688	28.875
K13	31.238	33.688	33.688	33.688	28.875
K14	26.775	28.875	28.875	28.875	28.875
Άθροισμα	395.254	396.006	374.504	374.504	317.628

ΣΤΥΛΟΣ	E	ΣΤ	Z	Δώμα
K1	17.188	17.188	17.188	-
K2	17.188	17.188	17.188	-
K3	17.188	17.188	17.188	-
K4	17.188	17.188	17.188	-
K5	17.188	17.188	17.188	6.188
K6	17.188	17.188	17.188	6.188
K7	17.188	17.188	17.188	6.188
K8	24.750	24.750	24.750	6.188
K9	24.750	24.750	24.750	-
K10	17.188	17.188	17.188	-
K11	24.750	24.750	17.188	-
K12	24.750	24.750	17.188	-
K13	24.750	24.750	17.188	-
K14	24.750	24.750	17.188	-
Άθροισμα	286.004	286.004	255.756	24.752

Όροφοι	ΙΣΟΓΕΙΟ	A	B	Γ	Δ
Βάρος Ορόφων (KN)	4248.004	4166.245	4150.398	4121.956	4083.712
Μάζα Ορόφων (tons)	433.028	424.694	423.078	420.179	416.281
Ιδιοδ. 1ης ιδιομορφής	0.0021	0.0062	0.0106	0.0146	0.0187
φ κανονικοποιημένο	0.0727	0.2145	0.3668	0.5052	0.6471
φ²	0.0053	0.0460	0.1345	0.2552	0.4187
m*φ	31.466	91.111	155.178	212.270	269.358
m*φ²	2.286	19.546	56.916	107.237	174.290

Όροφοι	Ε	ΣΤ	Z	Δώμα	Άθροισμα
Βάρος Ορόφων (KN)	4067.898	4052.774	3092.085	146.741	32129.813
Μάζα Ορόφων (tons)	414.669	413.127	315.197	14.958	3275.210
Ιδιοδ. 1ης ιδιομορφής	0.0223	0.0249	0.0266	0.0289	-
φ κανονικοποιημένο	0.7716	0.8616	0.9204	1.0000	-
φ²	0.5954	0.7423	0.8472	1.0000	-
m*φ	319.969	355.947	290.112	14.958	1740.369
m*φ²	246.897	306.681	267.024	14.958	1195.836

m*=	1740.369 tons
Γ=	1.455
α=	0.773

ΠΙΝΑΚΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΓΙΑ ΤΟΝ ΦΟΡΕΑ «PILOTIS BUILDING»

Όροφοι	ΙΣΟΓΕΙΟ	A	B	Γ	Δ
Βάρος Ορόφων (KN)	4248.004	4166.245	4150.398	4121.956	4083.712
Μάζα Ορόφων (tons)	433.028	424.694	423.078	420.179	416.281
Ιδιοδ. 1ης ιδιομορφής	0.0121	0.0140	0.0155	0.0170	0.0183
φ κανονικοποιημένο	0.5628	0.6512	0.7209	0.7907	0.8512
φ²	0.3167	0.4240	0.5197	0.6252	0.7245
m*φ	243.704	276.545	305.010	332.235	354.322
m*φ²	137.154	180.076	219.891	262.697	301.586

Όροφοι	E	ΣΤ	Z	Δώμα	Άθροισμα
Βάρος Ορόφων (KN)	4067.898	4052.774	3092.085	146.741	32129.813
Μάζα Ορόφων (tons)	414.669	413.127	315.197	14.958	3275.210
Ιδιοδ. 1ης ιδιομορφής	0.0196	0.0206	0.0215	0.0223	-
φ κανονικοποιημένο	0.9116	0.9581	1.0000	0.0000	-
φ²	0.8311	0.9180	1.0000	0.0000	-
m*φ	378.023	395.833	315.197	0.000	2600.870
m*φ²	344.617	379.263	315.197	0.000	2140.481

m*=	2600.870 tons
Γ=	1.215
α=	0.965

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ε

ΠΙΝΑΚΑΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΣΕΙΣΜΩΝ ΚΟΝΤΙΝΟΥ ΠΕΔΙΟΥ

No	LOCATION	DATE	Mw	F/M	STATION	S/C	DIR/ TY	C/D	COMP.	SDmax					
1	Imperial Valley CA, USA	19/05/1940	6.6	SS	El Centro	SL	B	8.0	180 - 270	26.07 – 36.40					
2	Olympia WA, USA	13/04/1949	6.6	SS	Olympia Highway Test Lab	-	-	56	86 - 356	25.43 – 16.00					
					Seattle Army Base	-	-	83	182 - 272	5.75 – 6.63					
3	Puget Sound, WA, USA	29/04/1965	6.7	NM	Olympia Highway Test Lab (OLY)	-	-	75	176 - 266	5.21 - 8.73					
					Seattle Federal Office Building (SEF)	-	-	63	148 - 238	6.75 - 10.62					
4	Parkfield, CA, USA	27/6/1966	6.0	SS	Cholame Shandon Array 2 (CO2)	SL	F	0.1	65	38.65					
					Cholame Shandon Array 5 (CO5)	SL	F	5.2	85 - 355	20.01 - 11.78					
					Cholame Shandon Array 8 (CO8)	SL	F	9.2	50 - 320	16.21 - 14.34					
					Temblor Station 2 (TMB)	-	F	6.5	205 - 295	10.95 - 7.55					
5	San Fernando, CA, USA	9/2/1971	6.7	SS	Pacoima Dam (PCD)	HR	F	3.0	254 - 164	23.38 - 88.53					
6	Gazli, USSR	17/5/1976	6.7	RV	Karakyr Point (KAR)	SR	N	3.0	0 - 90	82.29 - 68.15					
7	Tabas, Iran	16/9/1978	7.1	RV	Tabas (TAB)	SL	N	1.2	74 - 344	243.73 - 131.32					
8	Coyote Lake ,CA, USA	8/6/1979	5.6	SS	Gilroy Array 1 (GA1)	HR	F	9.0	230 - 320	1.47 - 2.74					
					Gilroy Array 2 (GA2)	SL	F	7.2	50 - 140	4.91 - 11.39					
					Gilroy Array 3 (GA3)	SL	F	5.1	50 - 140	11.49 - 9.55					
					Gilroy Array 4 (GA4)	SL	F	3.5	270 - 360	8.18 - 10.15					
					Gilroy Array 6 (GA6)	SR	F	1.2	230 - 320	58.51 - 33.95					
					San Martin Coyote Creek (SMCC)	-	B	0.2	160 - 250	3.37 - 4.81					
9	Imperial Valley, CA, USA	15/10/1979	6.4	SS	Aeropuerto Mexicall (AEP)	SL	F	0.4	45 - 315	31.14 - 8.73					
					Agrarias (AGR)	SL	N	0.6	33 - 273	21.89 - 27.79					
					El Centro Array 3, Pine Union Schl (E03)	SL	F	11.7	140 - 230	54.26 - 55.52					
					El Centro Array 4, Anderson Rd (E04)	SL	F	6.0	140 - 230	68.96 - 123.84					
					El Centro Array 5, James Rd (E05)	SL	F	2.7	140 - 230	112.33 - 127.06					
					El Centro Array 6, Huston Rd (E06)	SL	F	0.3	140 - 230	66.62 - 155.55					
					El Centro Array 7, Imperial Val. Cl (E07)	SL	F	1.8	140 - 230	65.21 - 117.6					
					El Centro Array 8, Cruickshank Rd (E08)	SL	F	5.0	140 - 230	79.31 - 85.67					
					El Centro Array 10, Hospital (E10)	SL	F	9.6	320 - 50	51.48 - 92.28					
					Bonds Corner (BCR)	SL	F	2.0	230 - 140	33.94 - 28.93					
					Calexico Fire Station (CXO)	SL	N	11.0	225 - 315	49.42 - 27.93					
					Mexicall Casa Flores (MXC)	SL	N	10.4	0 - 270	11.33 - 14.08					
					Compuertas (CMP)	SL	B	15.5	15 - 285	12.78 - 12.12					
					Meloland Route Overpass (EMO)	SL	F	1.2	0 - 270	51.06 - 111.05					
					Brawley Airport (BRA)	SL	F	8.2	225 - 315	31.15 - 56.58					
					Differential Array-Dogwood Rd (EDA)	SL	F	6.3	0 - 270	48.69 - 92.10					
					Post Office, Hotville (HVP)	SL	F	6.9	315 - 225	76.50 - 69.72					
					10	Mexicali Valley, Mexico	9/6/1980	6.4	SS	Cerro Prieto (CPR)	HR	F	6.5	45 - 315	24.49 - 9.04
					11	Morgan Hill, CA, USA	24/4/1984	6.2	SS	Anderson Dam, Downstream (AND)	SL	F	2.6	250 - 340	11.80 - 13.32
Coyote Lake Dam, San Martin (CLD)	SR	F	0.1	195 - 285						16.33 - 28.51					
Halls Valley (HAL)	SL	B	2.0	150 - 240						4.93 - 12.64					
12	Nahanni, Canada	23/12/1985	6.7	RV	Iverson, NW Territories (SITE 1)	HR	N	9.4	10 - 280	29.04 - 34.37					
					Slide Mountain (SITE2)	HR	N	5.2	240 - 330	13.44 - 11.72					
13	Palm Springs, CA, USA	8/7/1986	6.1	OB	Cabazon Post Office (CAB)	SL	F	6.0	180 - 270	6.44 - 7.05					
					Desert Hot Springs (DSP)	SL	N	6.4	0 - 90	15.42 - 9.79					
					North Palm Springs Post Office (NPS)	SL	F	4.0	210 - 300	24.95 - 11.03					
					Palm Springs Airport (PSA)	SR	F	10.8	0 - 90	7.69 - 7.31					
					Whitewater Trout Farm (WWT)	SL	F	6.5	180 - 270	11.08 - 7.80					
14	Whittier Narrows, CA, USA	10/10/1987	6.0	RV	Alhambra, Fremont School (ALF)	SL	N	13.1	180 - 270	9.06 - 6.35					
					San Marino, SW Academy (SNM)	SL	N	15.8	270 - 360	1.99 - 5.97					
					Los Angeles, Obregon Park (OBP)	SL	F	12.7	270 - 360	6.27 - 6.48					
					Altadena, Eaton Canyon Park (ECP)	SL	N	19.1	0 - 90	4.10 - 1.70					
					Downey, Country Maint. Bldg. (DOW)	SL	F	16.4	180 - 270	9.75 - 5.47					
					Garvey Reservoir (GVR)	SR	F	12.1	60 - 330	5.35 - 8.01					
					Whittier Narrows Dam-Upstream (WND)	SL	F	12.3	62 - 152	5.21 - 3.73					
					Alhambra 900 S. Fremont (ALH)	SL	N	14.3	0 - 90	9.36 - 3.87					
					Whittier 7215 Bright Ave (WTR)	SL	F	11.1	90 - 180	5.78 - 6.74					
					Los Angeles-Bulk Mail Center (LBM)	SL	F	12.7	10 - 280	3.88 - 14.95					
					Vernon 4814 Loma Vista Ave (VRN)	SL	F	13.6	7 - 277	7.77 - 8.33					
					Norwalk 12400 Imperial Highway (NWK)	SL	N	15.7	90 - 360	3.06 - 5.61					
					San Gabriel 600 E. Grand Ave (SGS)	SR	N	14.6	270 - 180	10.54 - 2.30					
					El Monte 11338 Fairview Ave (EMC)	HR	N	15.2	270 - 0	8.29 - 3.20					
					West Covina 1307 S. Orange (XWC)	SL	N	15.6	315 - 225	0.75 - 5.83					
					Hacienda Heights 16750 Coima (XHA)	SL	N	15.0	140 - 230	2.29 - 1.79					
					Arcadia 180 Campus Dr. (ARC)	SR	N	17.0	9 - 279	5.73 - 1.99					

						SR SL				
15	Superstition Hills,CA,USA	24/11/1987	6.4	SS	Parachute Test Site (PTS) Superstition Mountain (SSM) Poe Road (POE) Kornbloom Poad (KRN) Westmorland Fire station (WST) El Centro (ELC)	- SR- HR - - SL SL	F N N N F F	0.7 5.7 10.7 17.8 13.2 13.6	225 – 315 45 – 135 270 – 360 270 – 360 90 – 180 0 – 90	89.62 – 51.31 14.47 - 19.76 24.99 - 28.25 15.60 - 15.15 68.58 - 77.22 95.43 - 103.15
16	Loma Prieta,USA	17/10/1989	6.9	OB	Corralitos (COR) Gavilan College Physics Sci. Bldg .(GIL) Gilroy 1-Gavilan Coll. Water Tank (G01) Lexington Dam-Left Abutment (LXD) Los Gatos Presentation Center (LGP) Saratoga-Aloha Avenue (STG) Gilroy Historic Building (GHB) Capitola Fire Station (CAP) Branciforte Drive (BRN)	SR SL SR SR HR SL - SL -	N N N F F F F B B	2.3 10.5 10.1 6.7 3.0 8.3 11.1 15.8 11.5	0 – 90 67 – 337 0 – 90 0 – 90 0 – 90 0 – 90 90 – 180 0 – 90 0 – 90	20.77 - 28.73 12.28 - 13.78 13.91 - 12.29 33.75 - 42.97 115.24 - 31.58 30.76 - 72.16 21.62 - 10.24 34.12 - 15.82 22.46 - 14.21
17	Sierra Madre,CA,USA	28/6/1991	5.6	RV	Cogswell Dam (COG) Eaton Canyon Park-Altadena (ETN) Mt. Wilson-Caltech Station (MTW) San Marino-SW Academy (SNM)	- SL HR SL	F F F F	9.4 9.6 11.9 15.6	65 – 155 0 – 90 0 – 90 0 – 90	1.90 - 4.72 7.13 - 2.62 3.32 - 2.57 2.73 - 2.24
18	Erzincan,Turkey	13/3/1992	6.6	SS	Erzincan (ERZ)	SL	F	2.0	0 – 90	56.46 - 71.02
19	Petrolia,CA,USA	25/4/1992	6.9	RV	Cape Mendocino (CAP) Petrolia (PGS) Fortuna (FOR) Rio Dell (RIO)	HR SL SL- SR SL- SR	F F N N N N	7.8 8.9 13.5 13.1	0 – 90 0 – 90 0 – 90 270 - 360	73.13 - 36.23 30.15 - 50.75 42.75 - 32.34 35.93 - 21.56
20	Landers,CA,USA	28/6/1992	7.3	SS	Joshua Tree-Fire Station (JSH) Lucerne Valley (LUC)	SL SL	B F	11.6 1.1	0 – 90 0 – 90	19.09 - 35.07 36.74 – 156.90
21	Northridge,CA,USA	17/1/1994	6.7	RV	Jensen Filtration Plant (JFA) Pacoima Kagel Canyon (PKC) Newhall,LA Country Fire Station (NWH) Arleta,Nordhoff Fire Station (SFY) Pacoima Dam-Downstream (PCD) Rinaldi Receiving Station (RRS) Sylmar Converter Station (SCG) Sylmar Converter Station East (SCH) Sepulveda Veterans Hospital (VSP) Los Angeles Dam (LDW) Sylmar Country Hospital (SYH) Canoga Park Epiphany Church (CPC) Canyon Country (CCY) LA Fire Station 108 (LF5) LA Fire Station 99 (LF6) LA UCLS Grounds (ULA) LA Westlake School (LWS) Newhall,Pico Canyon (NWS) North Hollywood Coldwater Can. (NHW) Northridge White Oak Cov.Church (NRG) Simi Valley (SMI) Sun Valley Grace Comm.. Church (SVG) Tarzana Nursery (TAR)	SL HR SL SL HR SL SL SL SL SL SL SL SL SL SL SL SL SL SL SL SL SL SL SL- SR	F N F N F F F F F F N F N F B B B F N N N F N B	5.2 7.4 6.5 8.0 7.2 6.0 5.1 5.0 8.0 5.6 5.5 13.7 12.9 19.2 17.3 19.9 19.0 5.3 11.8 11.5 12.4 9.3 14.8	22 – 292 90 – 360 90 – 360 90 – 360 175 – 265 318 – 228 52 – 142 11 – 281 270 – 360 334 – 64 90 – 360 196 – 106 0 – 270 35 – 125 9 – 279 90 – 360 0 – 90 46 – 316 270 – 180 90 – 180 0 – 90 0 – 90 90 – 360	109.88 - 72.43 43.64 - 21.30 38.92 - 60.13 21.31 - 29.37 17.84 - 16.53 66.95 - 58.09 131.88 - 87.25 97.63 - 69.41 29.70 - 55.36 48.01 - 51.30 59.99 - 77.68 47.26 - 26.13 31.60 - 19.65 15.00 - 10.04 34.00 - 36.96 11.59 - 26.65 8.00 - 10.14 83.66 - 47.60 26.10 - 29.72 53.81 - 28.39 20.12 - 17.26 21.38 - 29.07 38.62 - 42.64
22	Hanshin (Kobe),Japan	17/1/1995	6.8	SS	Kobe University (KBU) Kobe Port Island,Surface (KPI) Takarazuka (TAZ) Takatori (TAK) Nishi-Akashi (NIS)	HR SL SL SL SL	F F F F N	0.7 3.2 0.4 1.1 10.5	0 – 90 0 – 90 0 – 90 0 – 90 0 – 90	41.58 - 24.14 77.52 - 67.44 50.88 - 41.71 114.89 - 95.42 28.13 - 32.22
23	Izmit,Turkey	17/8/1999	7.4	SS	Arcelik Arge Lab (ARC) Yarimca Petkim (YPT)	SR SL	F F	14.0 2.6	0 – 270 0 – 270	36.13 - 78.02 107.42 - 145.02
24	Chi-Chi,Taiwan	20/9/1999	7.6	RV	CHY024 CHY028 CHY101 TCU049 TCU051 TCU052 TCU053 TCU054 TCU055 TCU065 TCU067 TCU068 TCU071 TCU072 TCU074 TCU075 TCU076 TCU078 TCU082 TCU087 TCU089 TCU101	SL SR SR SL	F N F	7.7 2.3 7.7 2.7 6.9 0.8 4.6 4.7 6.5 0.1 0.2 0.2 4.1 6.8 11.4 0.6 2.3 5.4 5.0 5.8 6.2 1.5	90 – 360 90 – 360	96.88 - 111.29 52.39 - 53.66 107.61 - 223.06 152.55 – 150.49 121.08 - 164.26 338.74 – 496.22 130.10 – 166.76 140.54 – 154.95 40.25 – 135.96 248.53 - 182.93 188.42 – 110.20 597.22 – 768.98 49.43 – 108.32 101.14 – 96.47 55.73 - 46.24 144.31 - 109.91 69.75 – 69.84 69.18 – 24.59 148.13 – 140.59 158.30 – 83.87 64.53 – 51.24 165.26 - 122.05

					TCU102	SL	F	0.6	90 – 360	199.98 - 123.92
					TCU103	SL	F	4.4	90 - 360	180.67 - 75.22
					TCU116	SL	F	11.5	90 – 360	90.14 - 97.47
					TCU120	SR	F	6.1	90 – 360	90.55 - 125.74
					TCU122	SL	F	8.5	90 - 360	115.11 - 105.40
					TCU129	SL	F	1.5	90 – 360	125.95 - 73.84
25	Duzce, Turkey	12/11/1999	7.1	OB	Duzce (DZC)	SL	N	8.3	180 – 270	145.65 - 159.53
					Bolu (BOL)	SL	F	19.9	0 - 90	49.54 - 30.70

F/M-Fault Mechanism: SS-Strike slip, RV-Reverse, OB-Obverse.

S/C-Site Code: HR-hard rock, SR-sedimentary and conglomerate rock, SL-soil and alluvium.

DIR/TY-Directivity: F-forward, N-neutral, B-backward.

C/D-Closest distance:

Normal distance from fault trace for events: 1, 4, 5, 7, 8, 9, 10, 11, 15, 20, 22, 23, 25

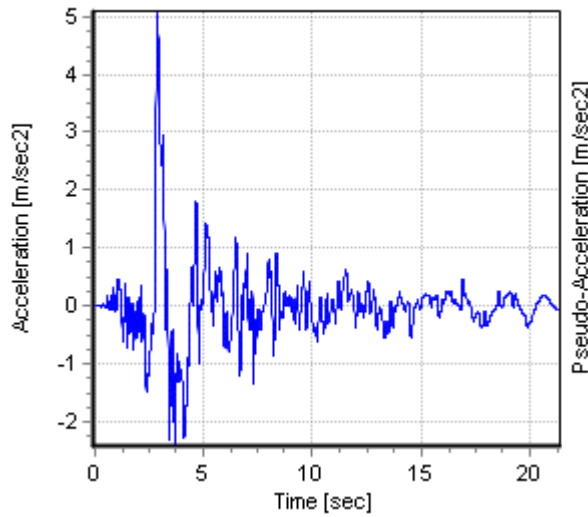
Normal distance from fault plane for events: 12, 13, 14, 16, 17, 19, 21, 24

Distance from point source(i.e. hypocentral distance): 2, 3

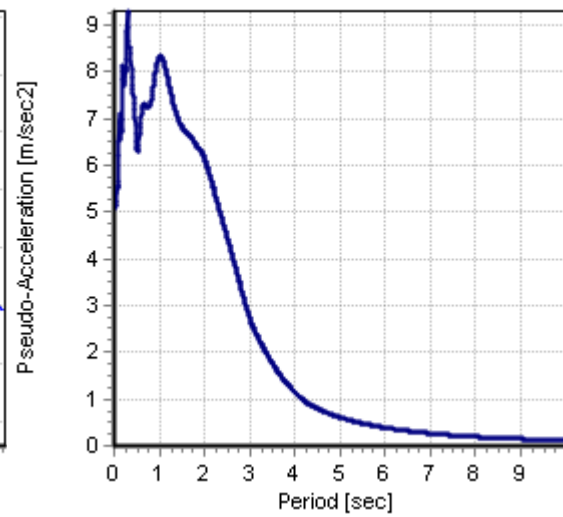
Παρακάτω ακολουθούν οι χρονοϊστορίες και τα ελαστικά φάσματα απόκρισης ορισμένων καταγραφών που χρησιμοποιήθηκαν στην παρούσα εργασία. Οι καταγραφές που παραθέτουμε εδώ είναι αυτές που έχουν το στοιχείο του «παλμού κατευθυντικότητας».

Erz000

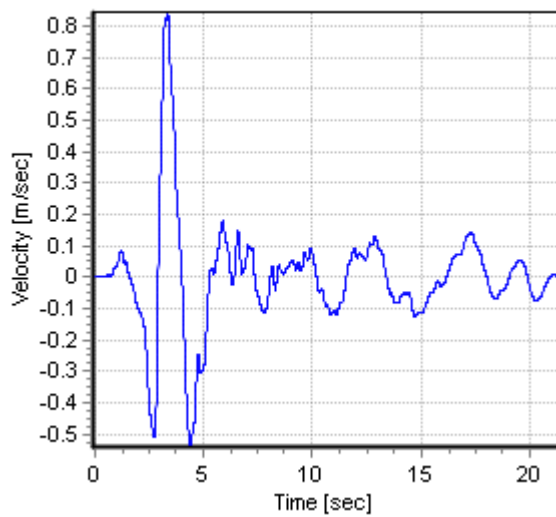
Χρονοϊστορία επιταχύνσεων



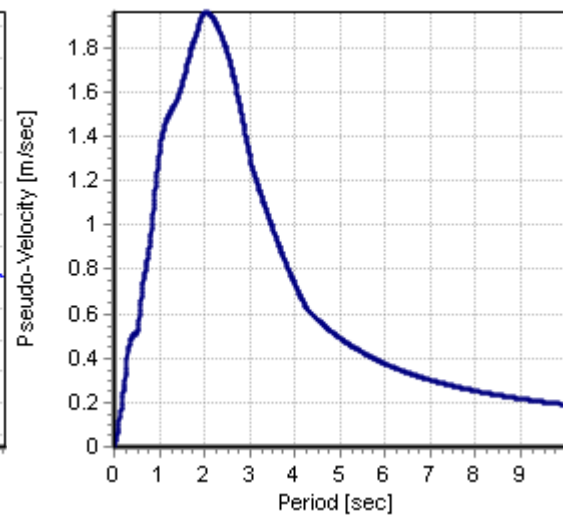
Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων



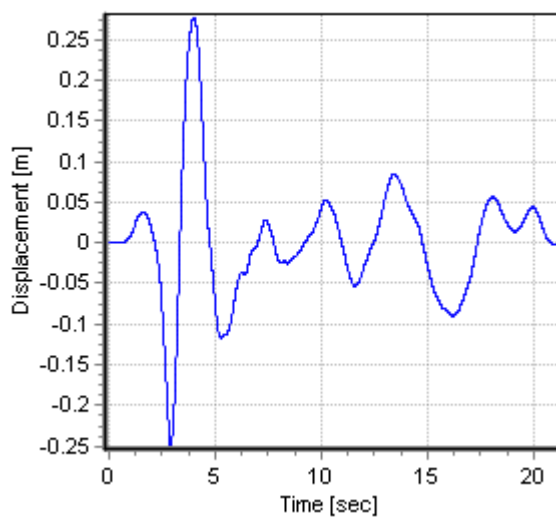
Χρονοϊστορία ταχυτήτων



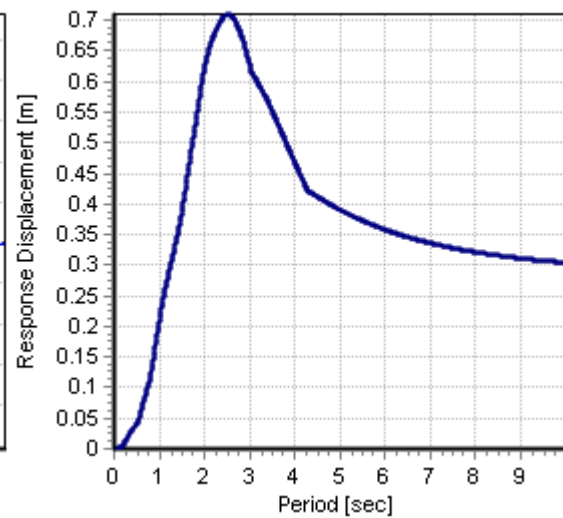
Ελαστικό φάσμα ταχυτήτων



Χρονοϊστορία μετατοπίσεων

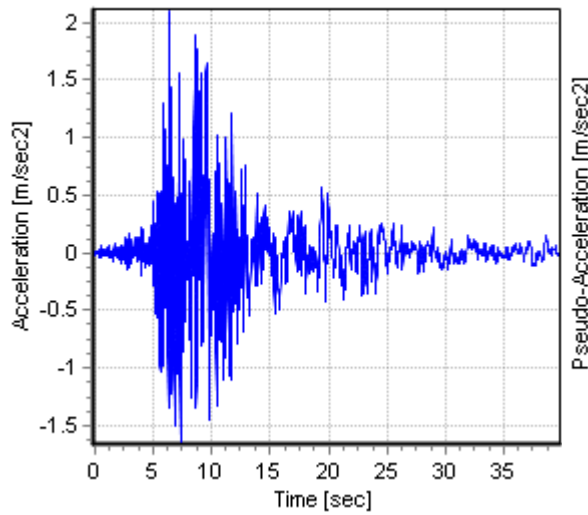


Ελαστικό φάσμα μετατοπίσεων

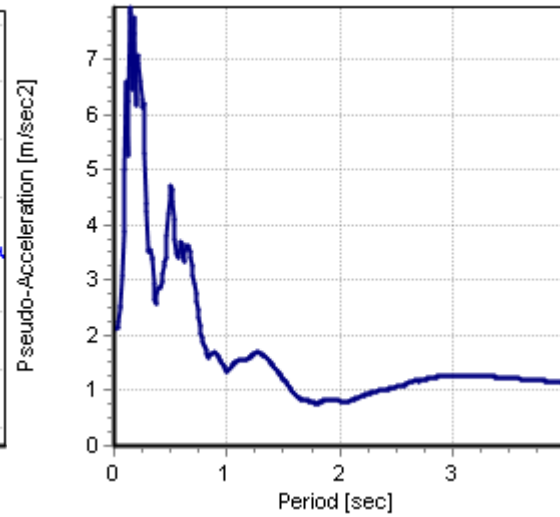


Imperial Valley 1979 E03-230

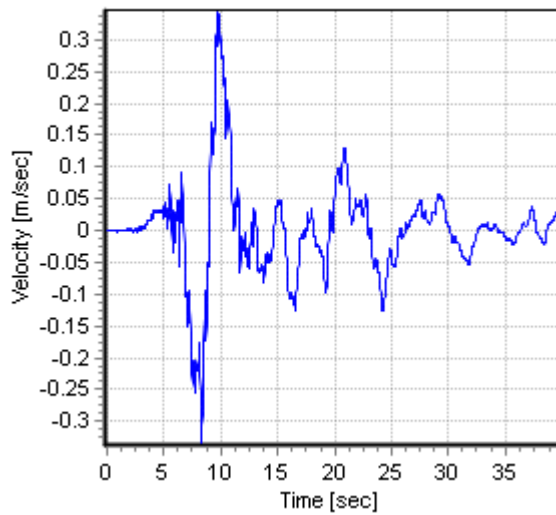
Χρονοϊστορία επιταχύνσεων



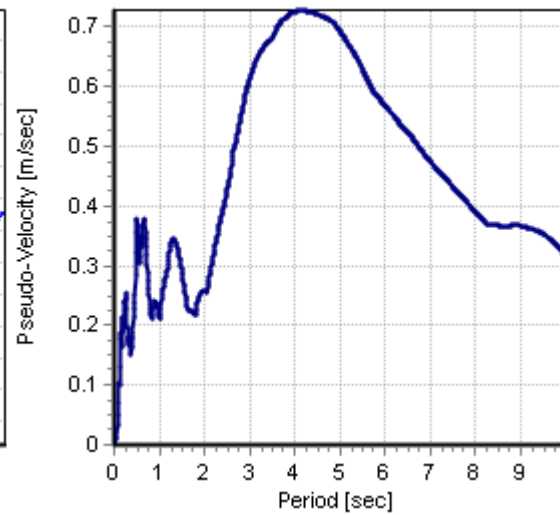
Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων



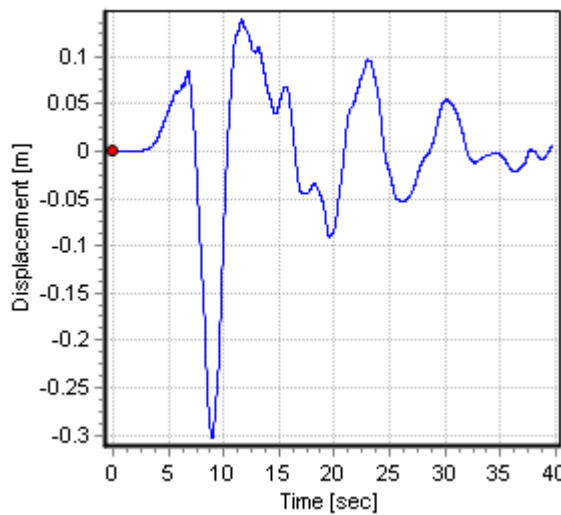
Χρονοϊστορία ταχυτήτων



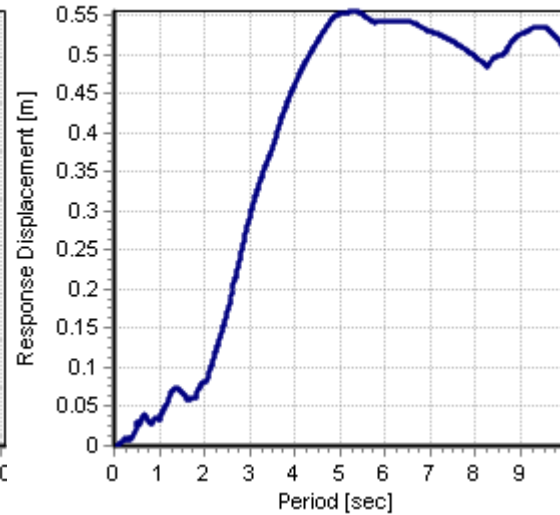
Ελαστικό φάσμα ταχυτήτων

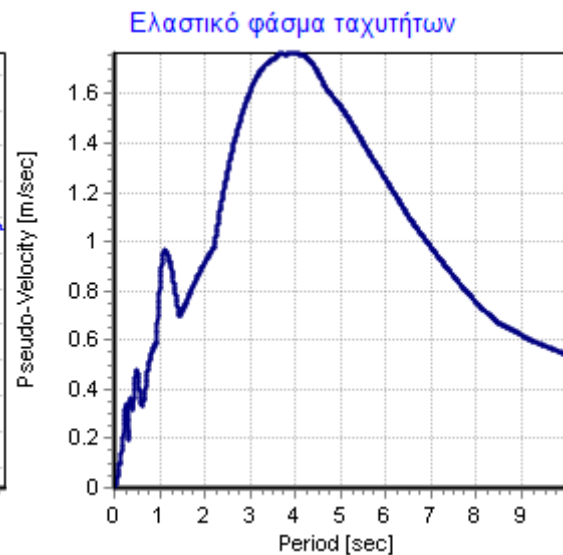
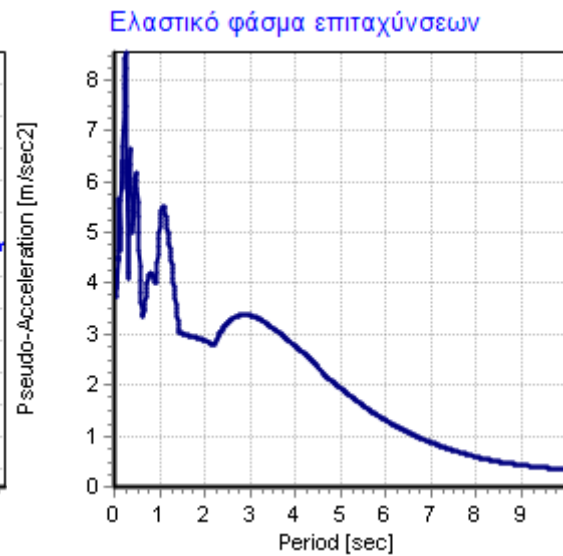
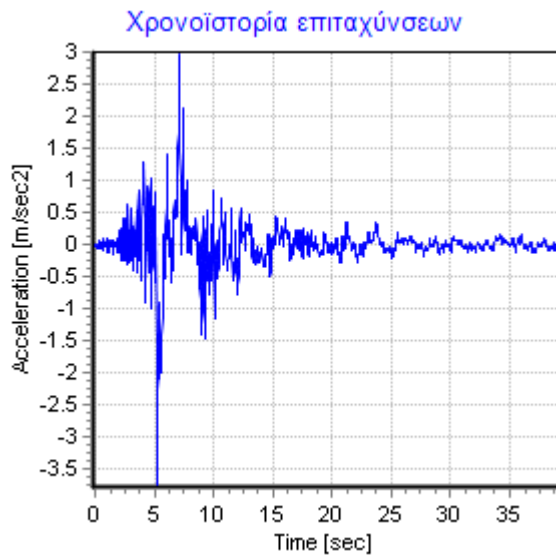


Χρονοϊστορία μετατοπίσεων



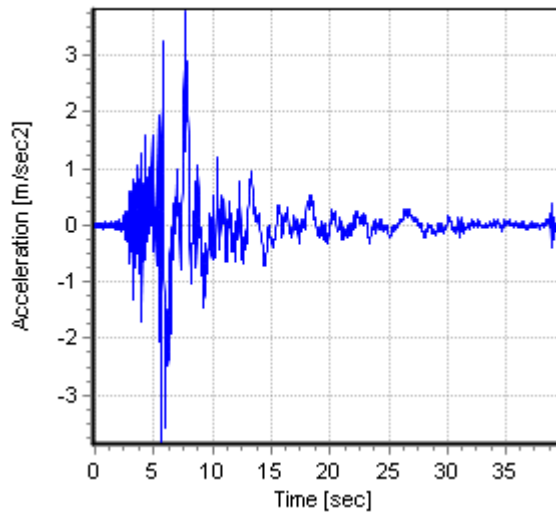
Ελαστικό φάσμα μετατοπίσεων



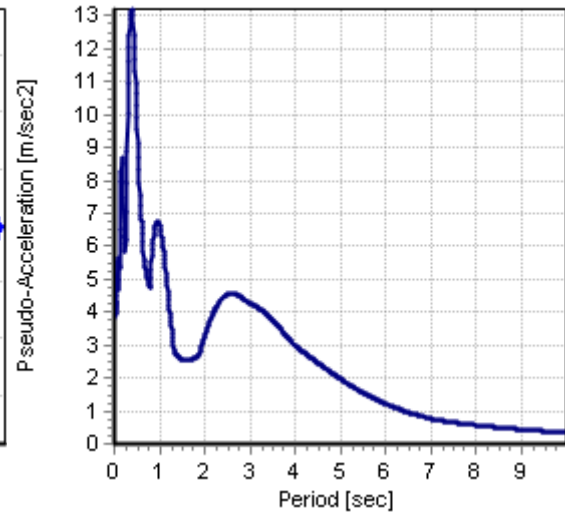
Imperial Valley 1979 E04-230

Imperial Valley 1979 E05-230

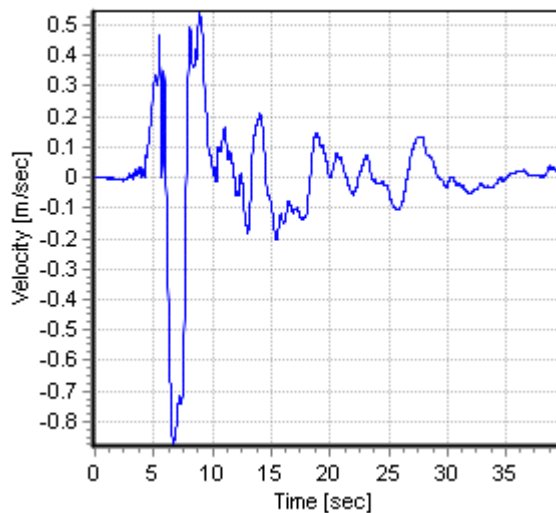
Χρονοϊστορία επιταχύνσεων



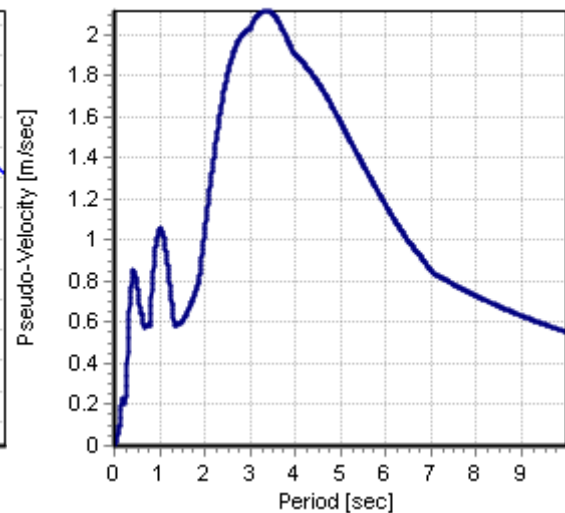
Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων



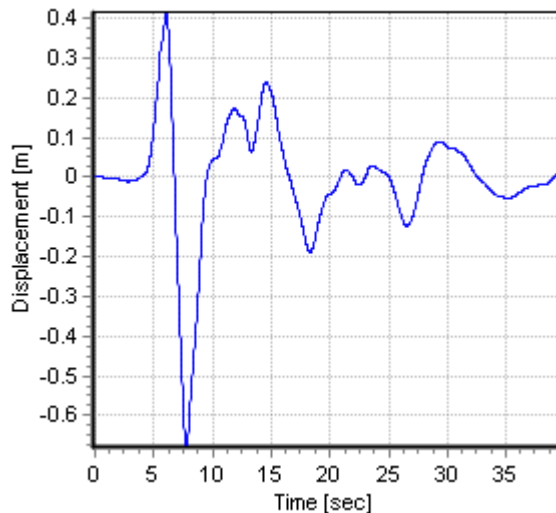
Χρονοϊστορία ταχυτήτων



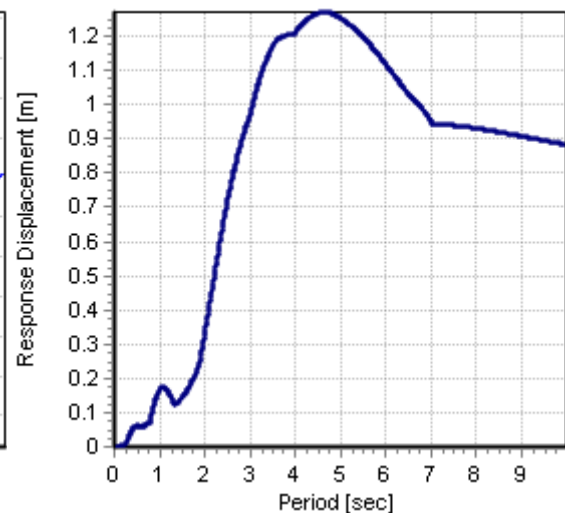
Ελαστικό φάσμα ταχυτήτων



Χρονοϊστορία μετατοπίσεων

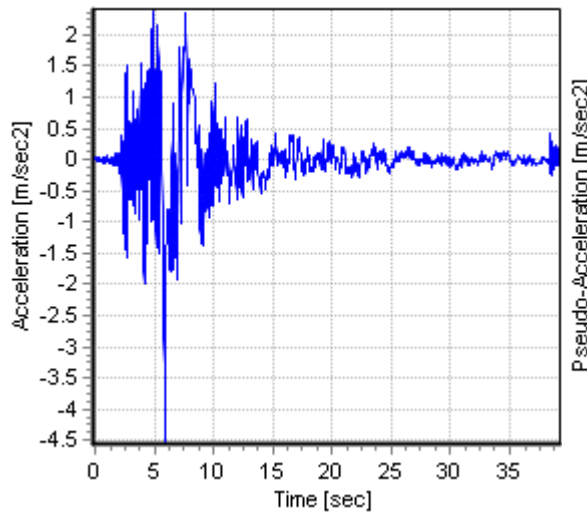


Ελαστικό φάσμα μετατοπίσεων

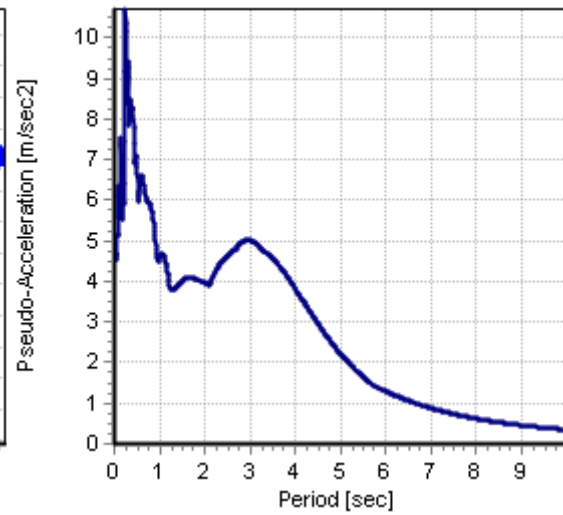


Imperial Valley 1979 E06-230

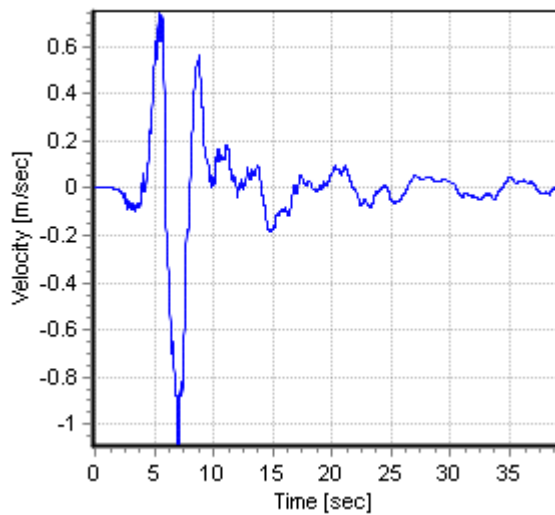
Χρονοϊστορία επιταχύνσεων



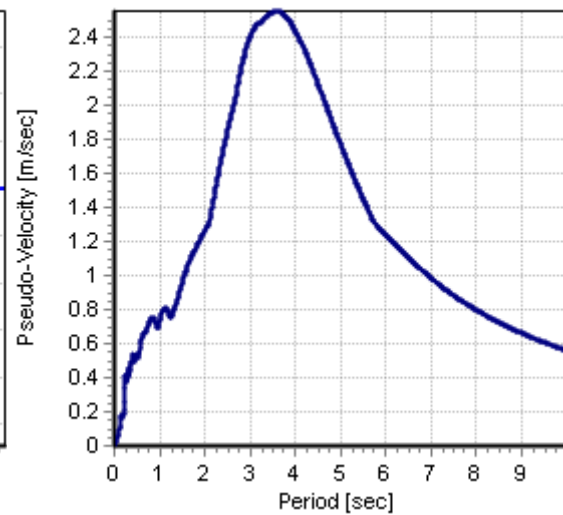
Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων



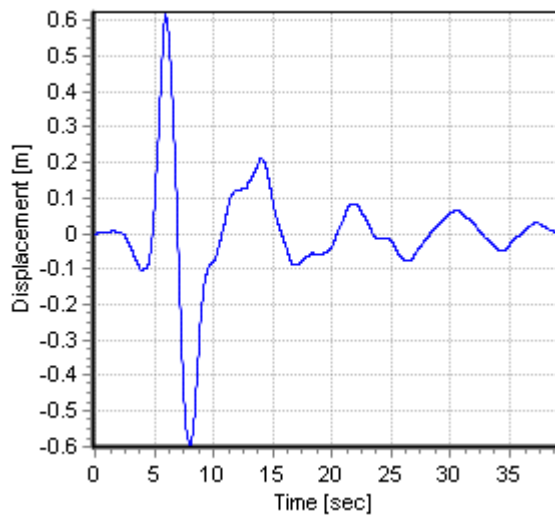
Χρονοϊστορία ταχυτήτων



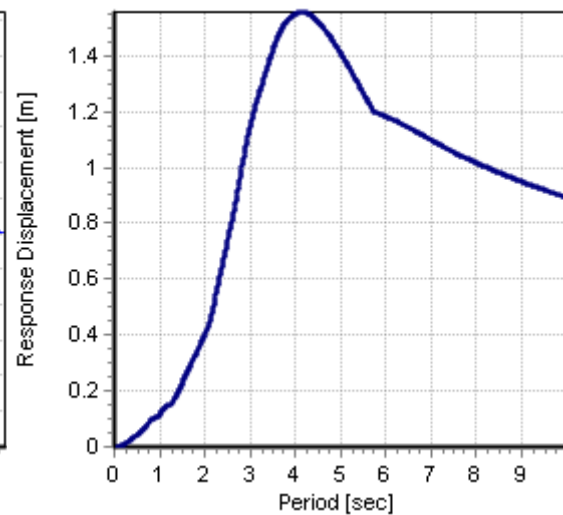
Ελαστικό φάσμα ταχυτήτων



Χρονοϊστορία μετατοπίσεων

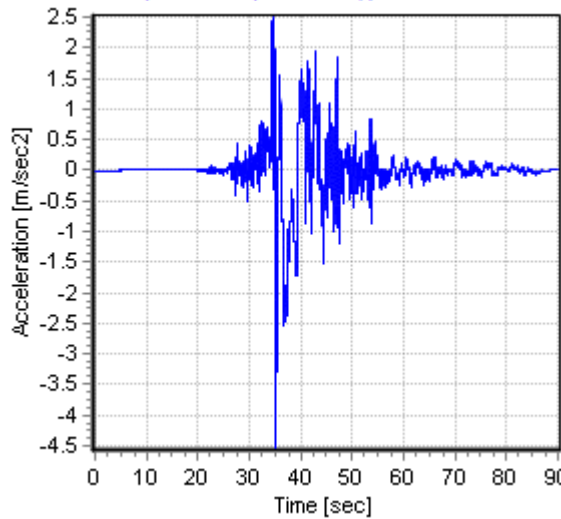


Ελαστικό φάσμα μετατοπίσεων

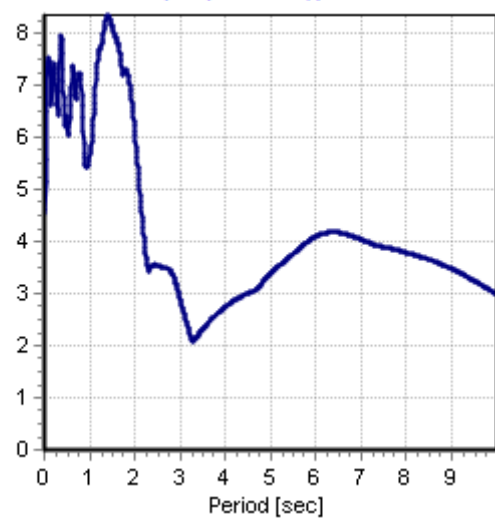


Chi-Chi Taiwan TCU068-360

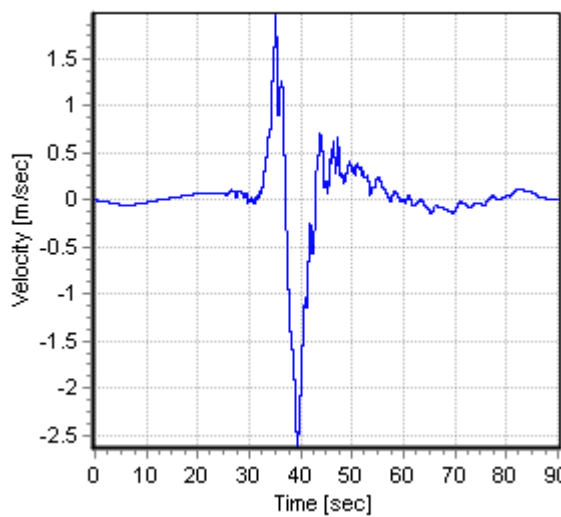
Χρονοϊστορία επιταχύνσεων



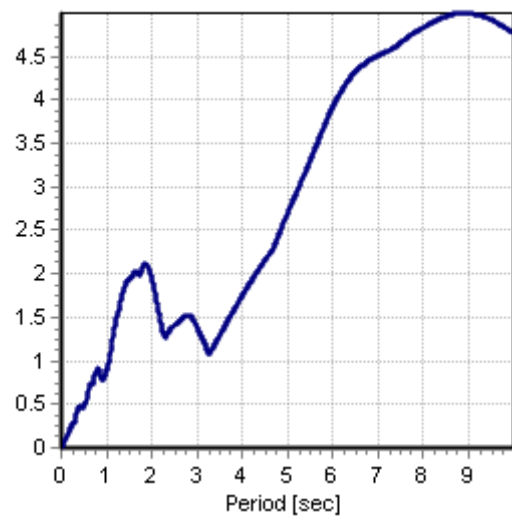
Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων



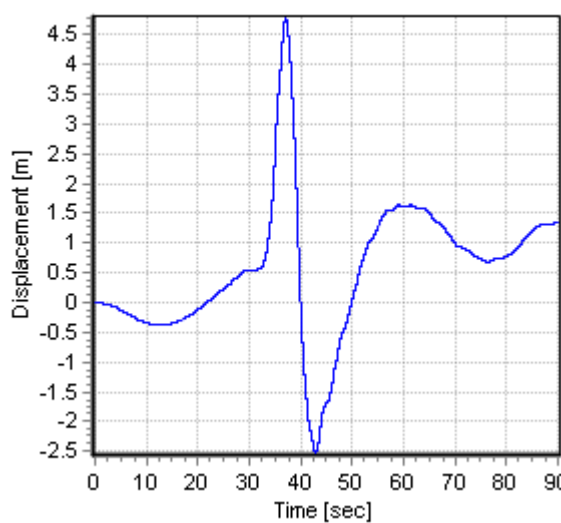
Χρονοϊστορία ταχυτήτων



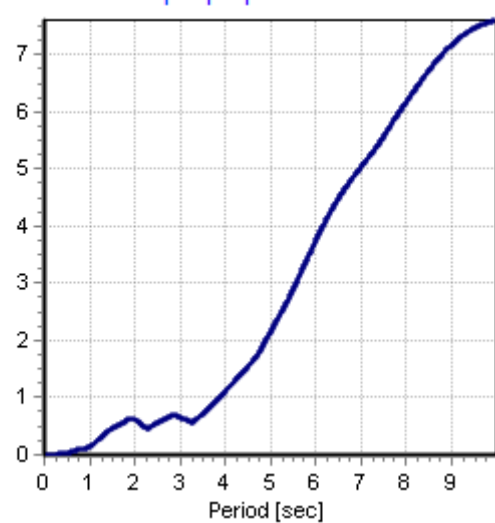
Ελαστικό φάσμα ταχυτήτων



Χρονοϊστορία μετατοπίσεων

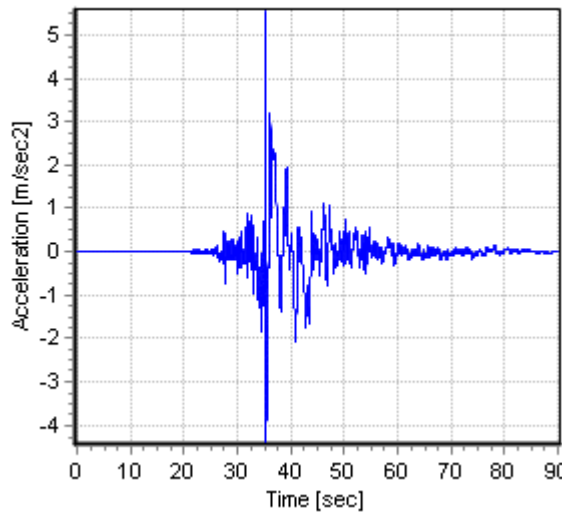


Ελαστικό φάσμα μετατοπίσεων

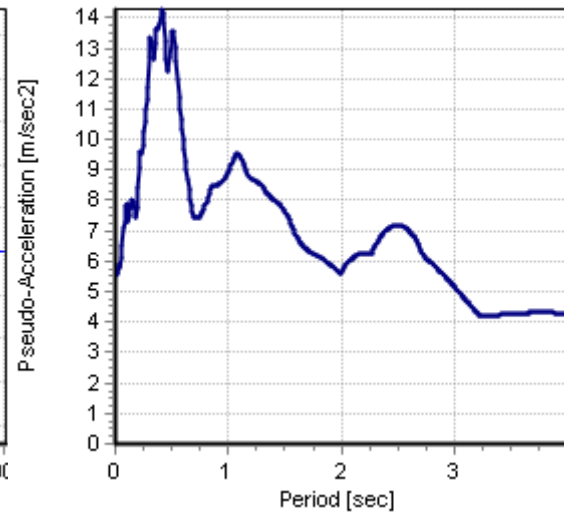


Chi-Chi Taiwan TCU068-090

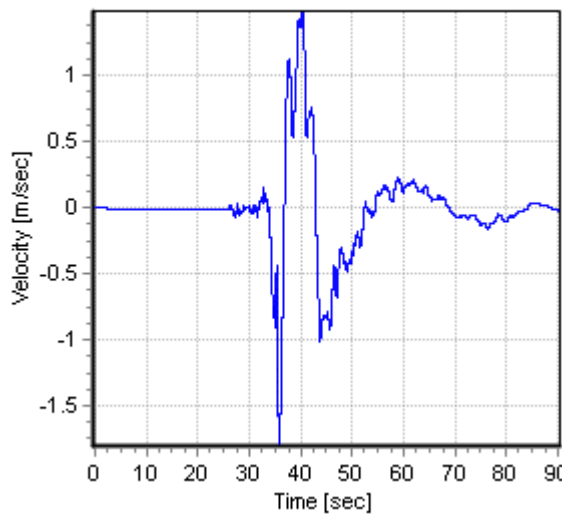
Χρονοϊστορία επιταχύνσεων



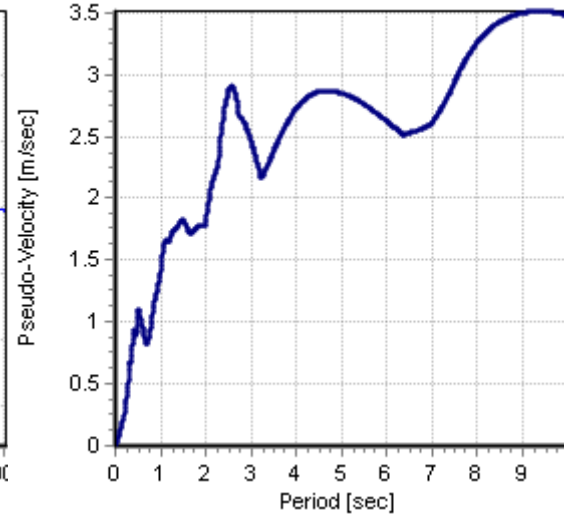
Ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων



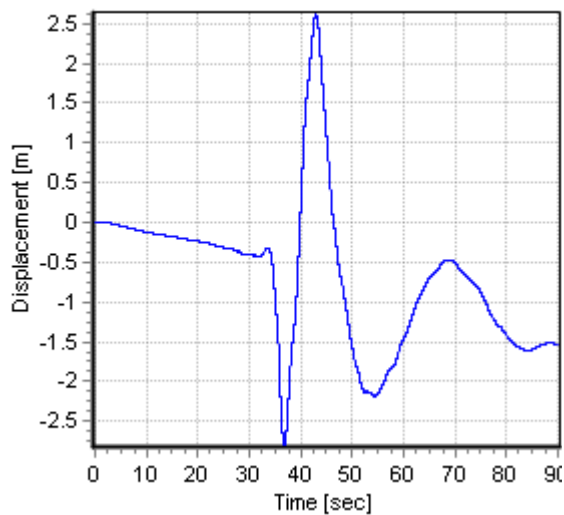
Χρονοϊστορία ταχυτήτων



Ελαστικό φάσμα ταχυτήτων



Χρονοϊστορία μετατοπίσεων



Ελαστικό φάσμα μετατοπίσεων

