



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ

ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Διπλωματική Εργασία

**Αντισεισμικός Σχεδιασμός Επίπεδου Πλαισίου με Εσοχή  
με Βάση τις Μετακινήσεις**

Φοιτητής: Παναγιώτης Γιαννακούρας

Επιβλέπων: Αναπλ. Καθηγητής Χρ. Ζέρης

Αθήνα 2013

Copyright © 2013 - Γιαννακούρας Παναγιώτης

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος. All rights reserved.

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση και διανομή της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό. Επιτρέπεται η ανατύπωση, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα.

Για οποιοδήποτε θέμα σχετικό με την εργασία, μπορείτε να απευθύνεστε στο συγγραφέα στην ηλεκτρονική διεύθυνση [p\\_giann@live.com](mailto:p_giann@live.com)

Οι απόψεις και τα συμπεράσματα που περιέχονται σε αυτό το έγγραφο εκφράζουν το συγγραφέα και δεν πρέπει να ερμηνευτεί ότι αντιπροσωπεύουν τις επίσημες θέσεις του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.

## *Ευχαριστίες*

Ποτέ δεν είχα φανταστεί, πως η συγγραφή ενός ευχαριστηρίου σημειώματος θα ήταν μια τόσο δύσκολη εργασία. Πώς να χωρέσουν, άλλωστε, μέσα σε λίγες γραμμές οι ειλικρινείς ευχαριστίες προς όλους αυτούς τους ανθρώπους που στάθηκαν δίπλα μου όλο αυτόν τον καιρό;

Τα λόγια δεν είναι αρκετά για να περιγράψουν το χρέος μου απέναντι στην οικογένειά μου, για την αγάπη τους και τις θυσίες που έκαναν όλα αυτά τα χρόνια για χάρη μου, καθώς και τους δασκάλους και τους φίλους, που είχα την τύχη να συναντήσω στη ζωή μου. Σε αυτούς οφείλεται η διαμόρφωση της προσωπικότητάς μου και η παροχή όλων των απαραίτητων εφοδίων ώστε να είμαι ικανός να φοιτήσω σε ένα ίδρυμα υψηλής στάθμης, όπως το Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο. Ένα ίδρυμα που στάθηκε αντάξιο των προσδοκιών μου και καταφέρνει να εκπληρώνει τον ρόλο του, παρ' όλες τις εξωτερικές αντιξοότητες και τις εσωτερικές αντιφάσεις του, δίνοντας βήμα σε ανθρώπους της «άλλης Ελλάδας», που ακούραστα και αγόγγυστα σέρνουν μπροστά το κάρο της χώρας, ερήμην και για χάρη των υπολοίπων.

Η εργασία αυτή σηματοδοτεί το τέλος της πορείας μου στο Ε.Μ.Π. ως προπτυχιακού φοιτητή και μαθητευόμενου μηχανικού. Θεωρώ τυχερό τον εαυτό μου, που γνώρισα εδώ αξιόλογους ανθρώπους, ανιδιοτελείς και κεφάλτους, με αστείρευτες γνώσεις που δε διστάζουν να τις μοιραστούν με τους φοιτητές τους, όπως ο καθηγητής μου κ. Ζέρης.

Η παρουσία φίλων, με τους οποίους μαθήτευσα και κόπιασα στα θρανία ήταν καθοριστική, ιδιαίτερα στις δύσκολες στιγμές που αναπόφευκτα ανέκυψαν. Χωρίς το Στράτη, το Γιάννη, αλλά και το Γιώργο, η πορεία θα ήταν πολύ δυσκολότερη και το αποτέλεσμα πολύ φτωχότερο.

Ιδιαίτερη μνεία αξίζει και στη διαδικτυακή κοινότητα του [www.mqn.gr](http://www.mqn.gr) και στους ανθρώπους που κατά καιρούς το υπηρέτησαν, με τους οποίους μοιραστήκαμε χαρές και λύπες και ζυμωθήκαμε στα τεκταινόμενα μιας ζωντανής κοινότητας, όπως αυτή της σχολής μας. Η εμπειρία αυτή ήταν χρήσιμη και ανεπανάληπτη.

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

Γιαννακούρας Παναγιώτης

*Σα βγεις στον πηγαιμό για την Ιθάκη  
να εύχεται να είναι μακρύς ο δρόμος  
γεμάτος περιπέτειες, γεμάτος γνώσεις.  
Κ.Π.Καβάφης*

## **Περίληψη**

Σκοπός της παρούσας εργασίας ήταν να διαπιστωθεί η εφαρμοσιμότητα της γενικής μεθόδου αντισεισμικού σχεδιασμού βάσει μετακινήσεων για ένα πλαίσιο με εσοχές, χωρίς ρητή συνεκτίμηση της ακανονικότητας στο σχεδιασμό. Αρχικά, γίνεται μια σύντομη ανασκόπηση στις ισχύουσες μεθόδους σχεδιασμού και περιγράφονται οι αδυναμίες τους. Στο 2<sup>ο</sup> κεφάλαιο, περιγράφεται η προτεινόμενη μέθοδος σχεδιασμού, με αιτιολόγηση των επιλεγόμενων παραμέτρων και αναφορά στη διεθνή βιβλιογραφία. Στη συνέχεια, γίνεται μια συνοπτική ανασκόπηση των τελευταίων εξελίξεων της σεισμολογικής έρευνας πάνω στα φάσματα μετακινήσεων και στις παραμέτρους τους. Στο 4<sup>ο</sup> κεφάλαιο, παρουσιάζεται το υπό μελέτη κτήριο και γίνεται ο σχεδιασμός του, με συνεχείς αναφορές στη μεθοδολογία του κεφαλαίου 2. Διαπιστώνεται, επίσης, η ανικανότητα των ισχυόντων κανονιστικών φασμάτων μετακινήσεων να συνοδεύσουν με αξιοπιστία τη μέθοδο και χρησιμοποιείται φάσμα από την τρέχουσα ερευνητική δραστηριότητα, όπως παρουσιάστηκε στο 3<sup>ο</sup> κεφάλαιο. Στη συνέχεια παρουσιάζεται ο τρόπος προσομοίωσης του πλαισίου ώστε να ληφθεί υπ' όψιν η μη γραμμική συμπεριφορά, δίνοντας ιδιαίτερη φροντίδα στην ορθή προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας και στη μη γραμμική συμπεριφορά των υλικών. Ακολούθως, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των μη γραμμικών αναλύσεων. Εκτελέστηκε μια στατική προσαυξητική ανάλυση και τέσσερις δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας. Τα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης παρουσιάζουν μικρές αποκλίσεις σε σχέση με τις σχεδιαστικές προβλέψεις. Αν και τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων είναι περισσότερο διασπαρμένα, ιδιαίτερα στους ανωτέρω ορόφους, όπου η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική και παρουσιάζονται υπερβάσεις σε ορισμένες αναλύσεις, η μέση συμπεριφορά είναι σύμφωνη με το σχεδιασμό. Θεωρούνται, συνεπώς, ικανοποιητικές οι τρέχουσες διατάξεις της μεθοδολογίας για την εφαρμογή της σε επίπεδα πλαίσια με εσοχή. Διερευνώνται επίσης διάφορες παραδοχές που υιοθετήθηκαν κατά τη διαδικασία σχεδιασμού και εξετάζεται η επιρροή των φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης.

## **Λέξεις Κλειδιά**

Σχεδιασμός με Βάση τις Μετακινήσεις, Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας, Οπλισμένο Σκυρόδεμα, Επίπεδο Πλαίσιο Με Εσοχή, Μη-Γραμμικές Αναλύσεις, OpenSEES



## ***Abstract***

The purpose of this thesis is to determine the applicability of the direct displacement-based seismic design procedure (DDBD) on a plane frame with setbacks. Initially, the weaknesses of the currently applied force-based methods are discussed. In the 2<sup>nd</sup> chapter, the DDBD method is described, with references to published research papers that justify the chosen parameters. Subsequently, the latest advances in seismological research are presented, on the subject of displacement spectra. In the 4<sup>th</sup> chapter, the frame is designed according to the procedure described in chapter 2. The inaccuracy of the current codified displacement spectra is also noted and a displacement spectrum is chosen from the findings provided in chapter 3. In the following chapter, the model of the structure that will be utilized in the analyses is described. Attention is paid to the proper definition of the rigid diaphragm and the non-linear behavior of the materials. In the following chapters, the results of a static pushover and four dynamic time-history analyses are provided. The results point out that there is a good agreement between the behavior observed through the analyses and the design predictions. Even though the dynamic analyses produced more scattered results, especially in the upper storeys where the influence of higher modes is significant and the design predictions are sometimes exceeded, the average response is in line with the design. Thus, the DDBD procedure, as it is currently formulated, is regarded sufficient for the design of plane frames with setbacks and no further modification is needed. The influence of several design assumptions is also examined, as well as the influence of P- $\Delta$  effects.

## ***Key- Words***

Displacement-Based Seismic Design, Performance-Based Design, Reinforced Concrete, Plane Frame with Setbacks, Non-linear Analyses, OpenSEES

## ***Πίνακας περιεχομένων***

Ευχαριστίες.....	3
Περίληψη.....	4
Λέξεις Κλειδιά.....	4
Abstract .....	5
Key-Words .....	5
Πίνακας περιεχομένων.....	6
1. Ανάγκη για Σχεδιασμό με Βάση τις Μετακινήσεις.....	9
1.1. Συνοπτική Ιστορική Ανασκόπηση Μεθόδων Σχεδιασμού .....	9
1.2. Προβλήματα Μεθόδων Βασισμένων στις Δυνάμεις.....	11
1.2.1. Ανεξαρτησία Δυσκαμψίας και Αντοχής .....	11
1.2.2. Υπολογισμός Ιδιοπεριόδων .....	12
1.2.3. Πλαστιμότητα.....	13
2. Συνοπτική Περιγραφή της Μεθόδου Σχεδιασμού .....	15
2.1. Βασική Διατύπωση της Μεθόδου .....	15
2.2. Προφίλ Μετακινήσεων και Χαρακτηριστικά Ισοδύναμου Μονοβαθμίου .....	16
2.3. Μετακίνηση Διαρροής & Δείκτης Πλαστιμότητας.....	17
2.4. Ισοδύναμη Ιξώδης Απόσβεση .....	19
2.5. Φάσμα Σχεδιασμού .....	21
2.6. Ειδικές Περιπτώσεις Απόκρισης.....	23
2.7. Υπολογισμός και Κατανομή Τέμνουσας Βάσης .....	23
2.8. Στατική Επίλυση Φορέα .....	24
2.8.1. Μοντελοποίηση Φορέα .....	24
2.8.2. Φόρτιση .....	26
2.9. Όπλιση Πλαστικών Αρθρώσεων.....	27
2.10. Ικανοτικός Σχεδιασμός .....	28
3. Επιλογή του Φάσματος Σχεδιασμού .....	31
4. Επιλογή του Κτηρίου και Σχεδιασμός του Φέροντα Οργανισμού .....	37
4.1. Επιλογή του Φορέα και Περιγραφή της Γεωμετρίας του .....	37
4.2. Κατακόρυφα Φορτία.....	38
4.3. Μάζες .....	38
4.4. Χαρακτηριστικά Ισοδύναμου Μονοβαθμίου.....	39
4.5. Σχεδιασμός με το Φάσμα του Ευρωκώδικα.....	40
4.6. Σχεδιασμός με το Φάσμα των Faccioli et. al 2004 .....	44

4.7.	Κατανομή της Τέμνουσας Βάσης στους Ορόφους.....	45
4.8.	Καθορισμός Ροπών Αντοχής Βάσεων Υποστυλωμάτων .....	45
4.9.	Προεπιλογή Διαστάσεων .....	45
4.10.	Στατική Επίλυση με Επαναληπτική Σύγκλιση της Δυσκαμψίας.....	46
4.11.	Όπλιση Πλαστικών Αρθρώσεων.....	47
4.12.	Ικανοτικός Σχεδιασμός Έναντι Κάμψης για τα Υποστυλώματα .....	50
4.13.	Ικανοτικός Σχεδιασμός Έναντι Τέμνουσας για τα Υποστυλώματα .....	58
5.	Ανελαστικό Προσομοίωμα Φορέα.....	59
5.1.	Εισαγωγή στο OpenSEES .....	59
5.2.	Εισαγωγή Κόμβων, Στοιχείων και Προσομοίωση Διαφραγματικής Λειτουργίας... ..	59
5.3.	Επιλογή Καταστατικού Νόμου για το Σκυρόδεμα .....	61
5.4.	Επιλογή Καταστατικού Νόμου για το Χάλυβα .....	65
6.	Αποτελέσματα Στατικών Προσαυξητικών Αναλύσεων .....	67
6.1.	Καμπύλη Ικανότητας .....	67
6.2.	Εξέλιξη και Προφίλ Drift.....	69
6.3.	Προφίλ Μετακινήσεων.....	71
6.4.	Εντατική Κατάσταση Υποστυλωμάτων .....	73
6.5.	Πλαστικές Στροφές Δοκών .....	74
6.6.	Πλαστικές Στροφές Υποστυλωμάτων.....	85
6.7.	Στιγμιότυπα φορέα με τις πλαστικές αρθρώσεις .....	91
7.	Αποτελέσματα Δυναμικών Αναλύσεων .....	93
7.1.	Μετατροπές στο ανελαστικό προσομοίωμα .....	93
7.2.	Ιδιομορφική Ανάλυση .....	94
7.3.	Σεισμικές Καταγραφές .....	94
7.4.	Αποτελέσματα Αναλύσεων .....	98
7.4.1.	Χρονοϊστορίες Τέμνουσας Βάσεως.....	98
7.4.2.	Χρονοϊστορίες Μετακίνησης Κορυφής .....	100
7.4.3.	Χρονοϊστορίες Ανηγμένων Σχετικών Οριζόντιων Μετακινήσεων (Drift) .....	102
7.4.4.	Χρονοϊστορία ανηγμένων μετακινήσεων οροφής και εσοχής .....	108
7.4.5.	Προφίλ μέγιστων μετακινήσεων και drift.....	110
7.4.6.	Εξέλιξη Σημείων Ικανότητας – Βρόγχοι Υστερήσεως .....	111
7.4.7.	Ορθά Εντατικά Μεγέθη Υποστυλωμάτων.....	113
7.4.8.	Τέμνουσες Υποστυλωμάτων .....	118
7.4.9.	Πλαστικές Στροφές Δοκών και Υποστυλωμάτων .....	119

7.4.10. Όψεις Φορέα με τις Μέγιστες Πλαστικές Στροφές.....	119
8. Διερεύνηση Παραδοχών Σχεδιασμού .....	123
8.1. Εντατικά Μεγέθη για την Όπλιση των Μελών.....	123
8.2. Επιρροή Φαινομένων 2 <sup>ης</sup> Τάξης .....	128
9. Συμπεράσματα .....	135
Παράρτημα.....	138
Βιβλιογραφικές Αναφορές .....	168

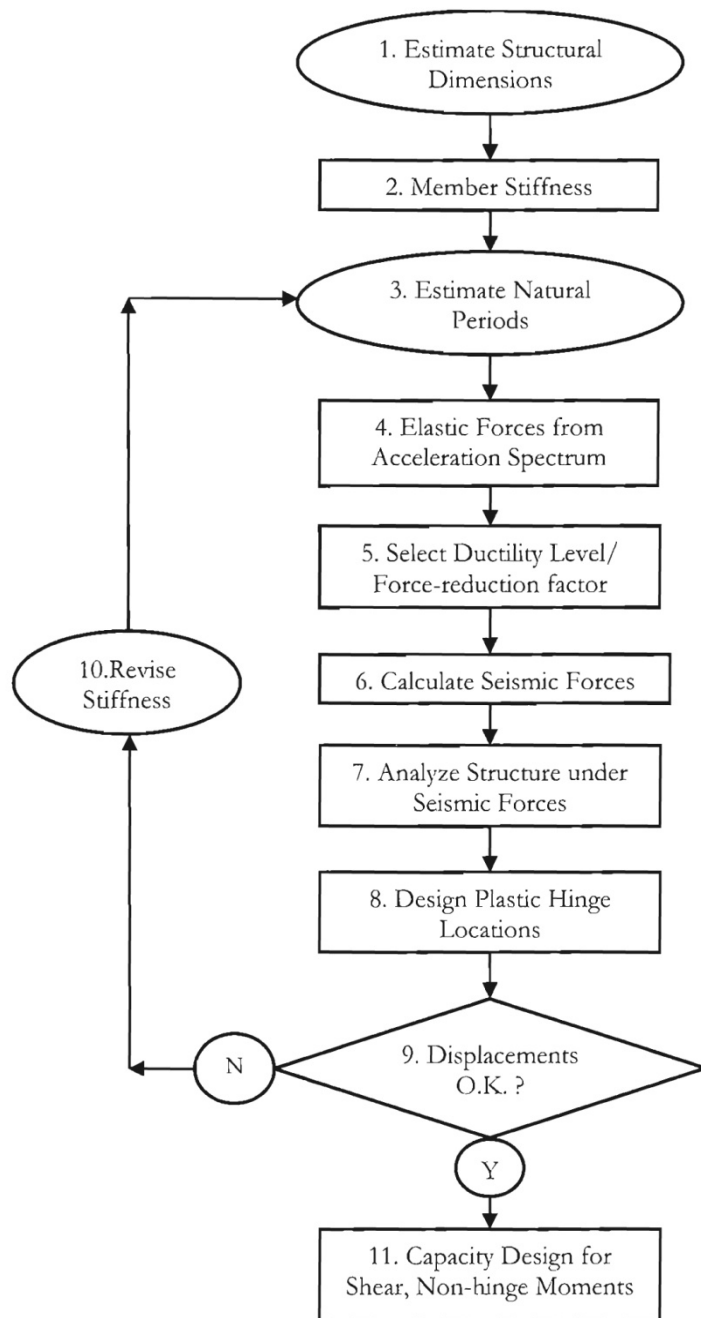
## 1. Ανάγκη για Σχεδιασμό με Βάση τις Μετακινήσεις

### 1.1. Συνοπτική Ιστορική Ανασκόπηση Μεθόδων Σχεδιασμού

Παραδοσιακά, ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών βασίζεται στις δυνάμεις – και κατ’ επέκταση στις επιταχύνσεις – που επιβάλλονται στην κατασκευή λόγω του σεισμού. Το γεγονός αυτό συνδέεται και με τον τρόπο που πραγματοποιείται ο σχεδιασμός για τα υπόλοιπα φορτία (π.χ. ίδια βάρη), όπου η υπέρβαση της αντοχής μπορεί να αποβεί καταστροφική. Με την πάροδο του χρόνου έγινε σαφές, ότι η αντοχή είναι λιγότερο σημαντική ιδιότητα για τις αντισεισμικές κατασκευές. Αντίθετα, γίνεται σχεδιασμός με φορτία μειωμένα σε σχέση με τα ελαστικά και προσδίδεται στην κατασκευή πλαστιμότητα, δηλαδή ικανότητα να ανταποκρίνεται ανελαστικά στις επιβαλλόμενες μετακινήσεις χωρίς ουσιώδη απώλεια αντοχής. Εισήχθη έτσι, ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q = \frac{F_{el}}{F_d}$  για τον υπολογισμό της δύναμης σχεδιασμού, ενώ με την υιοθέτηση της παραδοχής ίσων μετακινήσεων (ή κάποιας άλλης αντίστοιχης, όπως των ίσων ενεργειών) υπολογίζεται ο δείκτης πλαστιμότητας. Εφαρμόζεται επίσης ο ικανοτικός σχεδιασμός, με σκοπό η ανελαστική συμπεριφορά της κατασκευής να είναι τέτοια ώστε να μεγιστοποιείται η απορροφούμενη ενέργεια. Τέλος, ο σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας, δηλαδή αποδεκτών επιπέδων βλάβης, βασίστηκε στις μετακινήσεις, καθώς το μέγεθος των βλαβών είναι άμεσα συνδεδεμένο με το εύρος των μετακινήσεων. Όμως, η κύρια παράμετρος σχεδιασμού παραμένει η επιτάχυνση, ενώ γίνονται προσπάθειες να τροποποιηθεί η μέθοδος σχεδιασμού, συνεκτιμώντας τις μετακινήσεις. Η βασική διαδικασία του σχεδιασμού όπως εκτελείται σήμερα παρατίθεται στο παρακάτω σχήμα και μπορεί να χαρακτηριστεί ως «βασισμένη στις δυνάμεις με έλεγχο των μετακινήσεων» (“Force-based/displacement checked” - Priestley et al. 2007).

Παρ’ όλες τις τροποποιήσεις, η διαδικασία αυτή παρουσιάζει σημαντικά εγγενή προβλήματα, τα σημαντικότερα εκ των οποίων παρουσιάζονται συνοπτικά στην επόμενη ενότητα. Παρά τις κρίσεις που διατυπώνονται, ο σχεδιασμός με τη μέθοδο των δυνάμεων μαζί με τον ικανοτικό σχεδιασμό έχει οδηγήσει σε ασφαλείς, γενικά, κατασκευές. Αυτό όμως που δεν έχει διασφαλιστεί είναι η ύπαρξη κατασκευών ομοιόμορφου κινδύνου, ακόμα και με ομοιόμορφη σεισμική διακινδύνευση. Καθώς οι μετατοπίσεις δεν είναι σχεδιαστική παράμετρος, απλά ελέγχεται η συμμόρφωσή τους με κάποια όρια, οι βλάβες κατασκευών σχεδιασμένων για την ίδια σεισμική ένταση παρουσιάζουν σημαντικές διαφοροποιήσεις. Εκτεταμένη έρευνα έχει γίνει τα τελευταία από αρκετούς ερευνητές σε διάφορες κατευθύνσεις, ώστε να εξαχθούν μέθοδοι που παρακάμπτουν τα προβλήματα της ισχύουσας μεθόδου των δυνάμεων. Έδαφος έχει κερδίσει η μέθοδος που αναφέρεται ως Direct Displacement-Based Seismic Design (DDBD – που μπορεί να αποδοθεί στα ελληνικά ως Άμεση Μέθοδος Βάσει Μετακινήσεων) και περιγράφεται στην επόμενη ενότητα. Οι βασικές βιβλιογραφικές αναφορές που ελήφθησαν υπ’ όψιν για τη σύνταξη της επόμενης ενότητας

είναι το σύγγραμμα Displacement-Based Seismic Design of Structures των Priestley, Calvi & Kowalsky και ο πρότυπος κανονισμός DBD12 – A Model Code for the Displacement-Based Seismic Design of Structures των Sullivan, Priestley & Calvi.



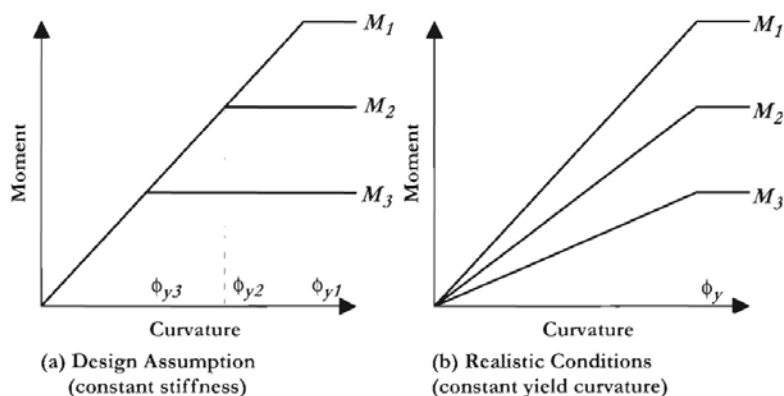
1 - Διάγραμμα ροής εργασιών για σχεδιασμό με βάση τις δυνάμεις

## 1.2. Προβλήματα Μεθόδων Βασισμένων στις Δυνάμεις

### 1.2.1. Ανεξαρτησία Δυσκαμψίας και Αντοχής

Στους ισχύοντες κανονισμούς γίνεται η παραδοχή σταθερής δυσκαμψίας, οριζόμενη ως ποσοστό της αρηγμάτωσης διατομής. Στον Ευρωκώδικα προτείνεται 50% για όλα τα μέλη, εφόσον δε γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, ενώ στον ΕΑΚ 2000 υπήρχε διαφοροποίηση ανάλογα με το είδος του μέλους και την αξονική: 40% για τις δοκούς, 60% για περιμετρικά υποστυλώματα και τοιχώματα και 80% για τα εσωτερικά υποστυλώματα (μέσες τιμές ενεργού δυσκαμψίας από τα σχόλια του κανονισμού §Σ3,2,3). Ανάλογες τιμές προτείνονται και από τον Νεοζηλανδικό κανονισμό NZS 3101.

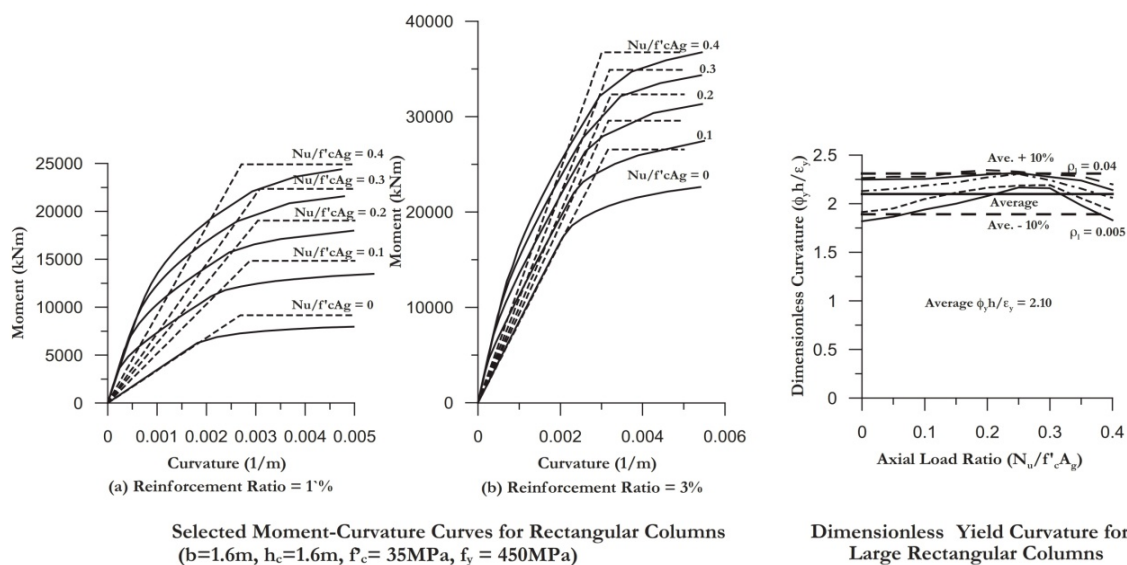
Ανεξάρτητα από την τιμή της δυσκαμψίας που υιοθετείται, η τιμή αυτή διατηρείται σταθερή και ανεξάρτητη από την αντοχή της δεδομένης διατομής. Πρακτικά, δηλαδή, παραδεχόμαστε συμπεριφορά διατομών όπως στο αριστερά σχήμα. Όμως με βάση λεπτομερείς αναλύσεις και πειράματα, ρεαλιστική συνθήκη είναι η θεώρηση της καμπυλότητας διαρροής μια διατομής ως σταθερής, οπότε η δυσκαμψία είναι πρακτικά ανάλογη της αντοχής.



#### 2 - Σχέσεις καμπτικών ροπών - καμπυλοτήτων

Συγκεκριμένα, ο Priestley (“Myths & Fallacies in Earthquake Engineering”) παραθέτει αποτελέσματα από αναλύσεις ροπών-καμπυλοτήτων που έγιναν για διάφορες διατομές ραβδωτών μελών (κυκλικές, ορθογωνικές, πλακοδοκοί σκυροδέματος και μεταλλικές διατομές) και τοιχωμάτων (ορθογωνικά και με διευρυμένα άκρα) για διάφορα ποσοστά οπλισμού  $\rho$  και τιμές ανηγμένου αξονικού φορτίου  $\nu$ . Μετά τη διγραμμικοποίηση των καμπλών  $M - \phi$ , κατέληξε στο συμπέρασμα ότι το ποσοστό οπλισμού και η αξονική δεν επηρεάζουν σημαντικά την καμπυλότητα (ονομαστικής) διαρροής. Προτείνει σχέσεις της μορφής  $\phi_y = C \cdot \frac{\epsilon_y}{h}$ , όπου  $h$  η διάσταση της διατομής,  $\epsilon_y$  η τροπή διαρροής του χάλυβα και  $C$

συντελεστής που εξαρτάται από το είδος της διατομής. Οι σχέσεις αυτές παρουσιάζουν αποκλίσεις της τάξης του 10% ανάλογα με το ποσοστό όπλισης.



3 - Αποτελέσματα αναλύσεων ροπών-καμπυλοτήτων για ορθογωνικές διατομές Ο.Σ.

### 1.2.2. Υπολογισμός Ιδιοπεριόδων

Σημαντικές διαφοροποιήσεις στη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο των κατασκευών, προκύπτουν ανάλογα με τον τρόπο υπολογισμού της. Στους διάφορους κανονισμούς προτείνονται προσεγγιστικές σχέσεις εξαρτώμενες από το ύψος  $H$  του κτηρίου, οι οποίες διαφέρουν σημαντικά τόσο μεταξύ τους, όσο και από τις ιδιοπεριόδους που υπολογίζονται με ιδιομορφική ανάλυση. Επιπλέον, οι ιδιοπεριόδοι των ιδιομορφικών αναλύσεων διαφέρουν ανάλογα με την τιμή της δυσκαμψίας που θα χρησιμοποιηθεί.

Ενδεικτικά, παρατίθενται οι τιμές της ιδιοπεριόδου για τοιχωματικά κτήρια με ύψος ορόφου 2,8m (παράδειγμα από την εργασία των Priestley & Amaris)

Αριθμός ορόφων	$T = C \cdot H^{0,75}$ (ΕΚ)	$I=0.5 \cdot I_{gross}$	$I$ από M-φ	$T=0,1 \cdot H$
2	0.29	0.34	0.60	0.56
4	0.48	0.80	1.20	1.12
8	0.81	1.88	2.26	2.24
12	1.10	2.72	3.21	3.36
16	1.37	3.39	4.09	4.48
20	1.62	3.65	4.77	5.60

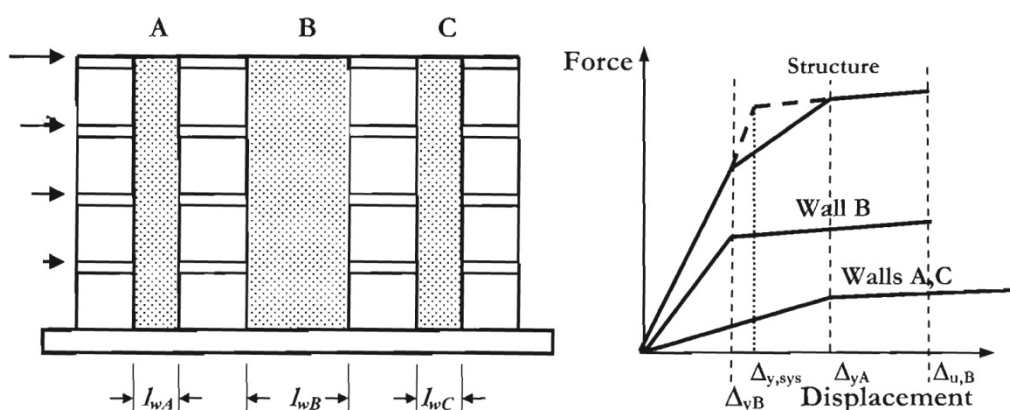


Η πρώτη στήλη είναι το αποτέλεσμα του προσεγγιστικού τύπου του Ευρωκώδικα 8 (με το συντελεστή C να εξαρτάται από τον τύπο του κτηρίου), ενώ η σχέση της τελευταίας στήλης προτάθηκε από τους Crowley & Pinho. Οι δυο ενδιάμεσες στήλες δίνουν αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης, όπου στη δεύτερη χρησιμοποιήθηκαν οι απλοποιημένες δυσκαμψίες του Ευρωκώδικα, ενώ στην τρίτη οι δυσκαμψίες υπολογίστηκαν από αναλύσεις ροπών-καμπυλοτήτων. Συμπερασματικά, προκύπτει σημαντική υποεκτίμηση της πραγματικής ιδιοπεριόδου της κατασκευής, τόσο με χρήση του προσεγγιστικού τύπου του Ευρωκώδικα, όσο και με τη χρήση προσεγγιστικών τιμών της δυσκαμψίας στην ιδιομορφική ανάλυση.

Συμπερασματικά, ο υπολογισμός των ιδιοπεριόδων, οπότε και των σεισμικών δυνάμεων σχεδιασμού, είναι ανακριβής. Καθώς η αντοχή των μελών είναι το αποτέλεσμα του σχεδιασμού, η δυσκαμψία δε μπορεί να υπολογιστεί ρεαλιστικά, εκτός αν εφαρμοστεί επαναληπτική διαδικασία, κάτι που σπανίως γίνεται. Ακόμα κι αν γίνει αυτό, η κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στα μέλη με βάση τις ελαστικές δυσκαμψίες είναι ανακριβής, γιατί βασίζεται στην παραδοχή ότι όλα τα στοιχεία θα διαρρέυσουν ταυτόχρονα.

### 1.2.3. Πλαστιμότητα

Σημαντική παραδοχή του σχεδιασμού με βάση τις δυνάμεις, είναι η ανάθεση μοναδικών συντελεστών συμπεριφοράς (οπότε και δεικτών πλαστιμότητας) σε διαφορετικά στατικά συστήματα και υλικά. Για παράδειγμα, σε ένα κτήριο με τοιχώματα διαφορετικών μηκών, τα τοιχώματα δε διαρρέυσουν ταυτόχρονα (όπως ήδη επισημάνθηκε η καμπυλότητα διαρροής εξαρτάται από τη διάσταση της διατομής). Καθώς η τελική μετατόπιση είναι ίδια για όλα τα τοιχώματα, θα απαιτηθεί διαφορετική πλαστιμότητα μετακινήσεων, κάτι που δεν έχει προβλεφθεί στο σχεδιασμό. Τέτοιες παρατηρήσεις μπορούν να γίνουν και για το σχεδιασμό γεφυρών με άνισου ύψους βάθρα.



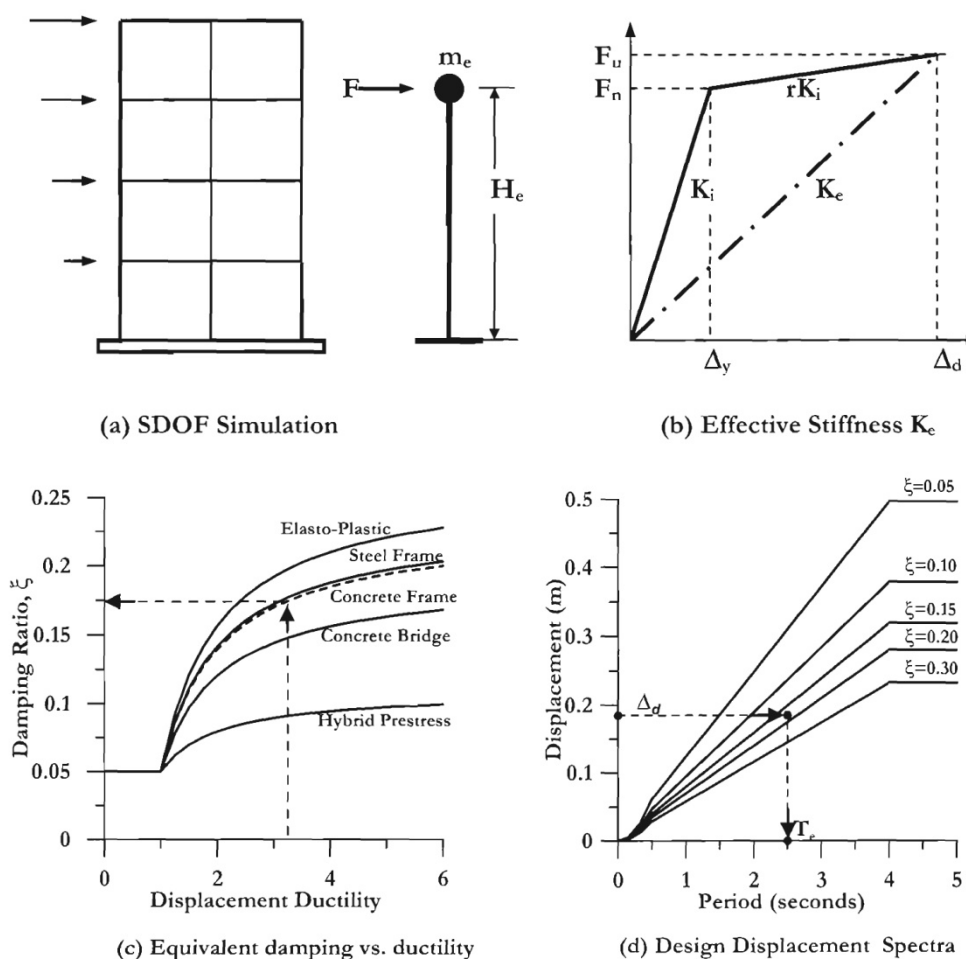
4 - Συμπεριφορά κτηρίου με τοιχώματα διαφορετικού μήκους



## 2. Συνοπτική Περιγραφή της Μεθόδου Σχεδιασμού

### 2.1. Βασική Διατύπωση της Μεθόδου

Η Άμεση Μέθοδος Μετακινήσεων (Direct Displacement-Based Design – DDBD) βασίζεται στη μοντελοποίηση της κατασκευής με βάση την αρχή του Ισοδύναμου Μονοβαθμίου ή αλλιώς Υποκατάστατης Κατασκευής (Substitute Structure – Shibata & Sozen). Στα μέλη ανατίθεται η τέμνουσα δυσκαμψία στο σημείο της μέγιστης μετατόπισης και ισοδύναμη ελαστική απόσβεση  $\xi_{eq}$ , ώστε να συνεκτιμηθεί τόσο η αρχική ελαστική  $\xi_{el}$ , όσο και η υστερητική απόσβεση  $\xi_{hyst}$  στη μέγιστη απόκριση. Η μέθοδος αποσκοπεί στον ορθό υπολογισμό των θέσεων των πλαστικών αρθρώσεων, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται ο επιθυμητός μηχανισμός κατάρρευσης για δεδομένη παραμορφωσιακή εικόνα. Συνοπτικά η διαδικασία σχεδιασμού μπορεί να αναπαρασταθεί στο ακόλουθο σχήμα:



#### 5 - Βασική Διατύπωση Άμεσης Μεθόδου Σχεδιασμού Βάσει Μετακινήσεων

Αρχικά υπολογίζονται οι ιδιότητες του ισοδύναμου μονοβαθμίου και καθορίζεται η μέγιστη μετακίνηση (μετακίνηση σχεδιασμού  $\Delta_d$ ). Η μετακίνηση αυτή εξαρτάται από την επιλεγμένη στάθμη επιτελεστικότητας (στον πρότυπο κανονισμό DBD12 οι στάθμες αυτές

έχουν καθοριστεί όμοιες με τον Ευρωκώδικα). Με δεδομένο τη μετακίνηση διαρροής της κατασκευής  $\Delta_y$  (υπολογίζεται με βάση την καμπυλότητα διαρροής τους από τις προκαταρκτικές διαστάσεις των μελών, όπως αναφέρθηκε στην προηγούμενη ενότητα), υπολογίζεται η πλαστιμότητα μετακινήσεων  $\mu$ . Από τη σχέση που συνδέει την πλαστιμότητα με την ισοδύναμη απόσβεση για κάθε είδος κατασκευής (δηλ. κανόνα υστέρησης), εκτιμάται η ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση  $\xi_{eq}$ . Για την απόσβεση αυτή και τη μετακίνηση σχεδιασμού, υπολογίζεται από το ανελαστικό φάσμα μετακινήσεων η ενεργός ιδιοπερίοδος της κατασκευής  $T_e$ . Στη συνέχεια, υπολογίζεται η τέμνουσα δυσκαμψία του ισοδύναμου μονοβαθμίου, από τη σχέση του μονοβάθμιου ταλαντωτή:  $K_e = \frac{4\pi^2 \cdot m_e}{T_e^2}$ , ενώ η τέμνουσα βάσης δίνεται από τη σχέση  $V_{base} = K_e \cdot \Delta_d$ . Στη συνέχεια η τέμνουσα βάσης κατανέμεται στις μάζες της κατασκευής και με στατική επίλυση του φορέα εκτιμώνται οι ροπές στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων.

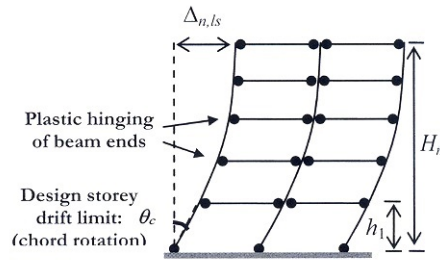
Αναλυτικότερα, για πολυβάθμιες πλαίσιακές κατασκευές από σκυρόδεμα ισχύουν τα ακόλουθα:

Για το ισοδύναμο μονοβάθμιο απαιτείται ο υπολογισμός της ισοδύναμης (δρώσας) μάζας  $m_e$ , του ενεργού ύψους του ισοδύναμου μονοβαθμίου  $H_e$ , της μετακίνησης σχεδιασμού  $\Delta_d$  και της ισοδύναμης απόσβεσης  $\xi_{eq}$ .

## **2.2. Προφίλ Μετακινήσεων και Χαρακτηριστικά Ισοδύναμου Μονοβαθμίου**

Για τη μετακίνηση σχεδιασμού, απαιτείται ο καθορισμός του προφίλ των μετακινήσεων καθ' ύψος. Υιοθετείται η αναμενόμενη απόκριση κατά την 1<sup>η</sup> ανελαστική ιδιομορφή, που είναι σχεδόν ίδια με την αντίστοιχη ελαστική. Η μέγιστη μετακίνηση θα εκτιμηθεί με βάση τη στάθμη επιτελεστικότητας για την οποία γίνεται ο σχεδιασμός. Συνήθως οι στάθμες αυτές θα καθορίζονται με βάση ανεκτά όρια τροπών (Model Code), τα οποία καθορίζουν τη μέγιστη ικανότητα της κατασκευής. Για πλαίσια όμως, κρισιμότερο προκύπτει συνήθως το κανονιστικό όριο σχετικής μετακίνησης ορόφου (drift) και ιδιαίτερα του ισογείου. Για την εξεταζόμενη στάθμη επιτελεστικότητας, το όριο drift είναι  $\theta_c = 2,5\%$ .

Για πλαίσια, υιοθετείται το προφίλ μετακινήσεων που προτείνουν οι Pettinga & Priestley. Για τα σημεία διακριτοποίησης των μαζών (δηλ. τους ορόφους), οι μετακινήσεις υπολογίζονται από τη σχέση:  $\Delta_{i,ls} = \theta_c \cdot h_i \cdot \frac{4H_n - h_i}{4H_n - h_1}$ , όπου  $i = 1:n$ , με  $n$  ο αριθμός των ορόφων.



## 6 - Μετακινήσεις 1ης ανελαστικής ιδιομορφής

Οι μετακινήσεις αυτές, οφείλουν να διορθωθούν ώστε να συμπεριληφθεί η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών και η στρεπτική απόκριση της κατασκευής, οπότε η τελική σχέση για τις μετακινήσεις των ορόφων είναι η εξής:  $\Delta_i = \omega_\theta \cdot \Delta_{i,ls} - \theta_{N,i} \cdot x_{CP-CM}$ .

Στην παρούσα εργασία, μελετάται πλαισιακή κατασκευή με όμοια πλαίσια, επομένως δεν αναμένεται στρεπτική απόκριση και αγνοείται περαιτέρω στο σχεδιασμό ο δεύτερος όρος της παραπάνω εξίσωσης.

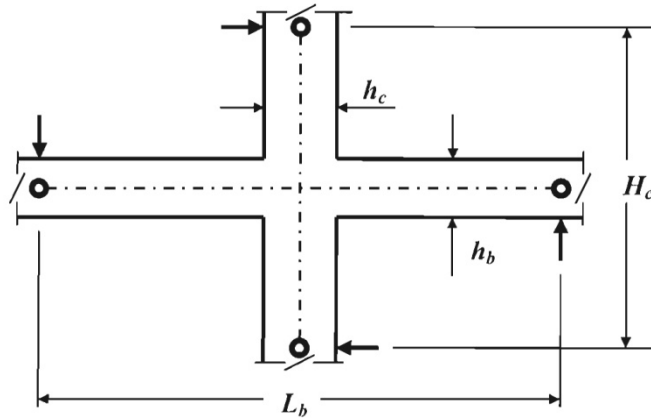
Για την επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών, έχει προταθεί κατανομή της τέμνουσας βάσης καθ' ύψος με βάση τις μάζες των ορόφων μαζί με μια προσαύξηση της δύναμης στον τελευταίο όροφο, με μια σχέση παρόμοια με του Ευρωκώδικα. Η σχέση αυτή θα παρουσιαστεί αναλυτικότερα παρακάτω. Αναλύσεις έδειξαν ότι η προσέγγιση αυτή δεν είναι αρκετή και, για να επιτραπεί η μεγέθυνση του drift λόγω ανώτερων ιδιομορφών, εισήχθη ένας μειωτικός συντελεστής  $\omega$  για τις μετακινήσεις της πρώτης ιδιομορφής. Με γνωστές πλέον τις μετακινήσεις των ορόφων, υπολογίζεται η μετακίνηση σχεδιασμού του ισοδύναμου μονοβαθμίου, ως ο σταθμισμένος μέσος όρος τους  $\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \Delta_i^2}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \Delta_i}$ :

$$\text{Ανάλογα υπολογίζονται και τα υπόλοιπα μεγέθη: } m_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \Delta_i}{\Delta_d} \text{ και } H_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \Delta_i \cdot H_i}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \Delta_i}$$

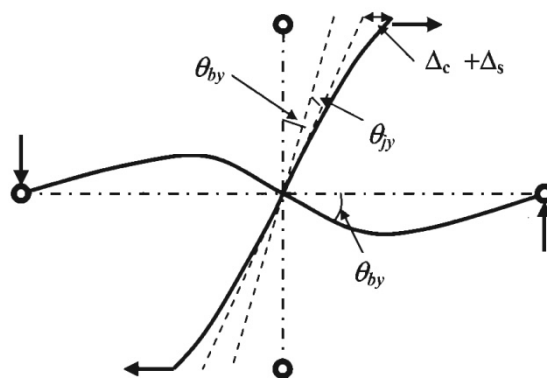
### 2.3. Μετακίνηση Διαρροής & Δείκτης Πλαστιμότητας

Επόμενο βήμα είναι ο υπολογισμός της μετακίνησης διαρροής του ισοδύναμου μονοβαθμίου για την εκτίμηση της πλαστιμότητας. Βασικό μέγεθος για τη διαρροή ενός πλαισίου δεν είναι η καμπυλότητα διαρροής μιας διατομής, αλλά το drift  $\theta_y$ , για το οποίο προκαλείται η διαρροή αυτή. Με δεδομένη την ανεξαρτησία της καμπυλότητας διαρροής μιας διατομής από το ποσοστό οπλισμού και την αντοχή, που αποδείχθηκε νωρίτερα, μπορεί να υπολογιστεί ανάλογη σχέση και για το drift διαρροής. Θεωρώντας ένα τμήμα πλαισίου (το σταυρό γύρω από έναν κόμβο) μπορούμε να διακρίνουμε τις εξής συνιστώσες:  $\theta_y = \theta_{by} + \theta_{jy} + \frac{2(\Delta_c + \Delta_s)}{L_c}$ .

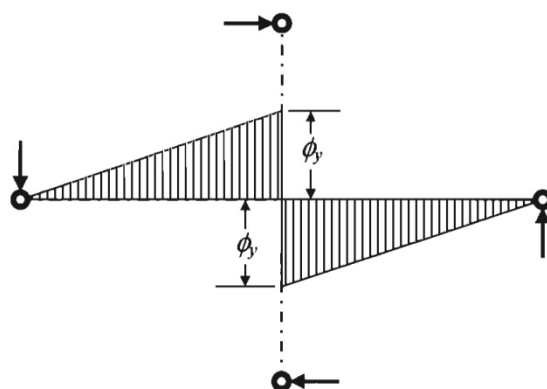
Όπου  $\theta_{by}$  και  $\theta_{jy}$  η στροφή στο κέντρο του κόμβου λόγω της κάμψης της δοκού και της διατμητικής παραμόρφωσης του κόμβου αντίστοιχα και  $\Delta_c$  και  $\Delta_s$  η επιπλέον καμπτική και διατμητική καταπόνηση της κορυφής του υποστυλώματος.



7 - Τμήμα πλαισίου γύρω από κόμβο



8 - Συνιστώσες ανηγμένης σχετικής πλευρικής μετακίνησης (drift)



9 - Παραδεχόμενη κατανομή καμπυλοτήτων των δοκών

Για τη συνιστώσα λόγω κάμψης της δοκού, θεωρώντας γραμμική κατανομή των καμπυλοτήτων από το κέντρο του κόμβου (όχι στην παρειά, ως αντιστάθμισμα στη διείδυση

διαρροής στο σώμα του κόμβου) μέχρι το σημείο μηδενισμού των ροπών (μέσο ανοίγματος δοκού), προκύπτει:  $\theta_{by} = \frac{\varphi_y \cdot (0.5 \cdot L_b)}{3} = \frac{\varphi_y \cdot L_b}{6} = \frac{(C \cdot \varepsilon_y / h_b) \cdot L_b}{6}$

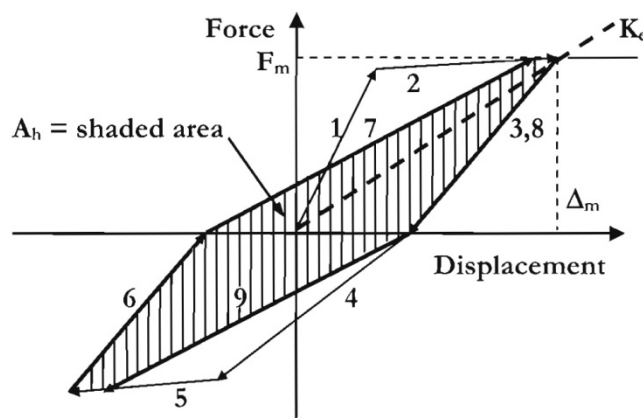
Για πλακοδοκούς σκυροδέματος, αγνοώντας την κράτυνση του χάλυβα, ισχύει  $C = 1.7$ , επομένως  $\theta_{by} = 0.283 \cdot \varepsilon_y \cdot \frac{L_b}{h_b}$ . Οι υπόλοιπες συνιστώσες εκτιμώνται από πειραματικά αποτελέσματα: Η συμβολή της καμπτικής και διατμητικής παραμόρφωσης του υποστρώματος εκτιμάται ως 40% και 10% αντίστοιχα της στροφής λόγω κάμψης της δοκού. Η διατμητική παραμόρφωση του κόμβου θεωρείται ως το 25% αυτής. Άρα  $\theta_y = 0.5 \cdot \varepsilon_y \cdot \frac{L_b}{h_b}$ .

Τελικά, για το ισοδύναμο μονοβάθμιο, θεωρώντας γραμμική κατανομή των μετακινήσεων διαρροής, προκύπτει  $\Delta_y = \theta_y \cdot H_e$ , οπότε  $\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y}$ .

#### 2.4. Ισοδύναμη Ιξώδης Απόσβεση

Η ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση  $\xi_{eq}$  προκύπτει ως το άθροισμα της ελαστικής και της υστερητικής απόσβεσης:  $\xi_{eq} = \xi_{el} + \xi_{hyst}$ .

Ο υπολογισμός της υστερητικής απόσβεσης βασίστηκε στις έρευνες του Jacobsen (Damping in composite structures), που πρότεινε την εξίσωση της απόσβεσης του ισοδύναμου μονοβαθμίου με την ενέργεια που απορροφάται από μια πλήρως ανακυκλιζόμενη μόνιμη υστερητική απόκριση μέχρι μια δεδομένη μετακίνηση. Κατέληξε, συνεπώς, στη σχέση  $\xi_{hyst} = \frac{A_h}{2\pi \cdot F_m \cdot \Delta_m}$ .



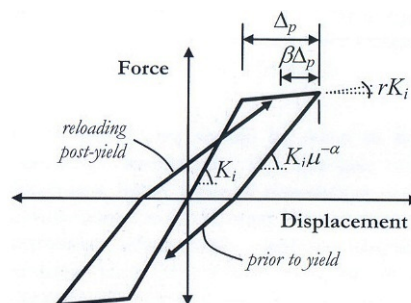
10 - Βρόχος υστέρησης για τον υπολογισμό της απόσβεσης κατά Jacobsen

Για την επιβεβαίωση του τύπου αυτού, εκτελέστηκαν μη γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας από τους Priestley & Kowalsky. Αποδείχθηκε ότι το επίπεδο απόσβεσης που προβλέπει ο τύπος του Jacobsen δίνει συγκρίσιμες μετατοπίσεις μόνο για συστήματα με χαμηλή απόσβεση, δηλ. σε συστήματα που χαρακτηρίζονται με κανόνες υστέρησης όπως ο Takeda. Αντίθετα, υπερεκτιμά το επίπεδο απόσβεσης για κατασκευές που χαρακτηρίζονται

από υψηλή απόσβεση και «παχείς» βρόχους υστέρησης (όπως ο κανόνας ελαστοπλαστικής υστέρησης). Εκτελέστηκαν στη συνέχεια δύο ανεξάρτητες έρευνες (Dwairi & Kowalsky και Grant, Blandon & Priestley) για τη βαθμονόμηση του τύπου του Jacobsen με μη γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας, ώστε να ταυτίζεται η μέγιστη μετακίνηση της υστερητικής απόκρισης με αυτήν των αναλύσεων. Οι σχέσεις των Dwairi & Kowalsky που υιοθετήθηκαν στη συνέχεια είναι της μορφής  $\xi_{hyst} = C \cdot \frac{\mu-1}{\mu\pi}$ , με το συντελεστή C να διαφοροποιείται ανάλογα με τον κανόνα υστέρησης. Οι σχέσεις των Grant et al. είναι πιο σύνθετες και περιλαμβάνουν και εξάρτηση από την ενεργό ιδιοπερίοδο της κατασκευής. Η εξάρτηση αυτή αποδεικνύεται ασήμαντη για  $T_e < 1s$  για τους περισσότερους κανόνες υστέρησης.

Για τον υπολογισμό της ελαστικής απόσβεσης είναι απαραίτητο να καθοριστεί η δυσκαμψία που θα χρησιμοποιηθεί. Αν και η αρχική δυσκαμψία είναι η συνηθέστερη επιλογή, προτείνεται να χρησιμοποιηθεί η τέμνουσα δυσκαμψία ως η πλέον κατάλληλη. Απαιτείται, όμως, επιπλέον τροποποίηση στην τιμή της ελαστικής απόσβεσης που χρησιμοποιείται στο σχεδιασμό, ώστε να υπάρχει συμβατότητα μεταξύ της πραγματικής κατασκευής και του ισοδύναμου μονοβαθμίου: Στο σχεδιασμό θεωρείται η τέμνουσα δυσκαμψία στο σημείο της μέγιστης μετακίνησης ενώ στις μη γραμμικές αναλύσεις υιοθετείται η αρχική ελαστική δυσκαμψία ή η μεταβαλλόμενη τέμνουσα δυσκαμψία σε κάθε στάδιο. Καθώς αυτές διαφέρουν μεταξύ τους, θα διαφέρει και το μέγεθος της απόσβεσης ακόμα και για τον ίδια τιμή του συντελεστή  $\xi$ . Οι Grant et al πρότειναν διορθωτικούς συντελεστές  $\kappa = \mu^\lambda$  για κάθε κανόνα υστέρησης, βαθμονομημένους με μη γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας (προτιμήθηκε ο τρόπος αυτός, έναντι του αναλυτικού, καθώς έτσι λαμβάνεται υπ' όψιν η πλήρης δυναμική απόκριση (παροδική και μόνιμη) έναντι μόνο της μόνιμης αρμονικής απόκρισης)

Με βάση τις ανωτέρω προτάσεις, υπολογίζεται η ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση. Για πλαίσια από οπλισμένο σκυρόδεμα θεωρήθηκε καταλληλότερος υστερητικός κανόνας ο Takeda Fat, οπότε καταλήγουμε στην εξής σχέση (για ελαστική απόσβεση 5%):  $\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \cdot \frac{\mu-1}{\mu\pi}$ . Στο ακόλουθο σχήμα, απεικονίζεται η γενική μορφή του κανόνα Takeda. Για πλαίσια οπλισμένου σκυροδέματος, ο κανόνας έχει βαθμονομηθεί έτσι ώστε  $\beta=0,6$  και  $\alpha=0,3$ .



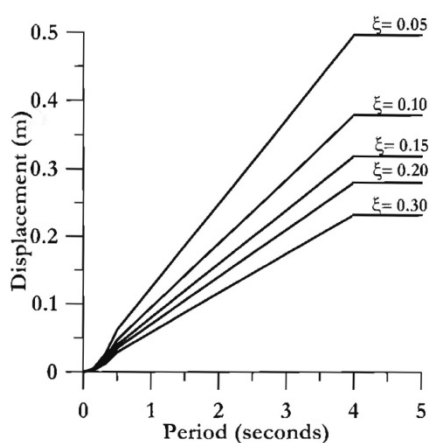
11 - Υστερητικός Κανόνας Takeda



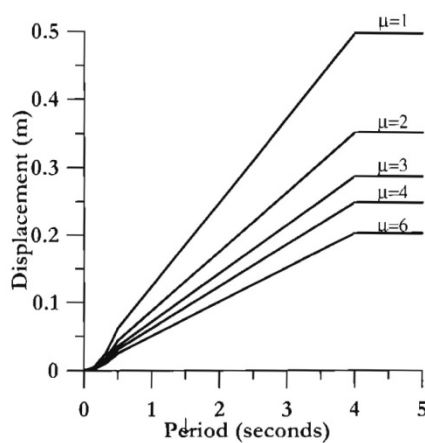
Ένας λεπτομερέστερος υπολογισμός της ισοδύναμης απόσβεσης μπορεί να γίνει με τον σταθμισμένο μέσο όρο των αποσβέσεων των ορόφων:  $\xi_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^n V_i \cdot \theta_i \cdot \xi_i}{\sum_{i=1}^n V_i \cdot \theta_i}$ , όπου  $\xi_i$  η απόσβεση κάθε ορόφου, υπολογιζόμενη για πλαστιμότητα ίση με  $\frac{\theta_i}{\theta_{y,i}}$  (drift σχεδιασμού ορόφου προς drift διαρροής). Για τις τέμνουσες, αρκεί η αναλογία των τεμνουσών μεταξύ των ορόφων, που είναι γνωστή από την κατανομή της τέμνουσας βάσεως, και όχι οι απόλυτες τιμές τους. Μια τέτοια προσέγγιση βρίσκει εφαρμογή όταν τα ύψη των δοκών των ορόφων έχουν σημαντικές διαφορές μεταξύ τους.

## 2.5. Φάσμα Σχεδιασμού

Ως φάσματα σχεδιασμού, μπορούν να χρησιμοποιηθούν ελαστικά φάσματα μετατοπίσεων με απόσβεση  $\xi = \xi_{eq}$  είτε ανελαστικά φάσματα σταθερής πλαστιμότητας  $\mu$ .



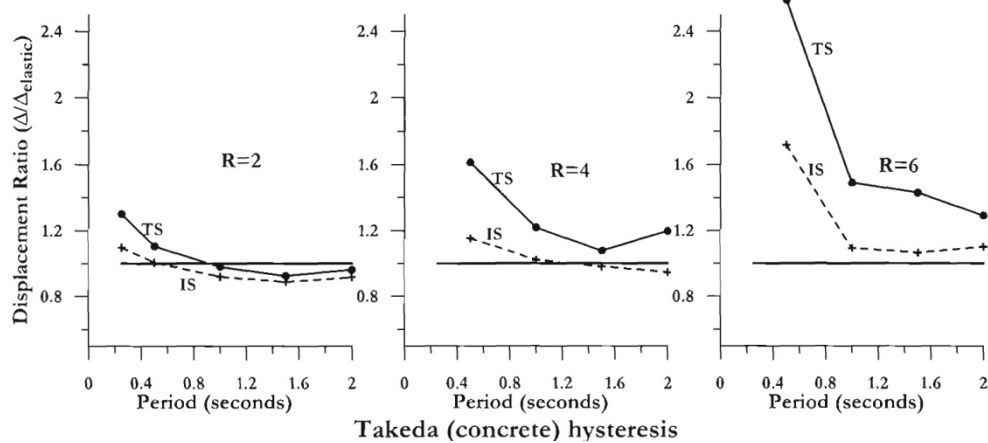
(a) Modified by Equivalent Viscous Damping



(b) Modified by Displacement Ductility

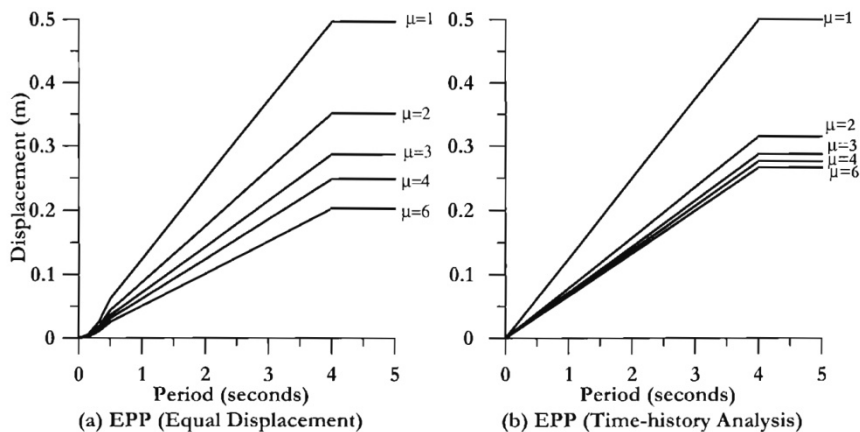
12 - Τύποι φασμάτων για ανελαστική απόκριση

Αν και η χρήση ανελαστικών φασμάτων σταθερής πλαστιμότητας θα ήταν αμεσότερη, καθώς συμπυκνώνει τα 2 βήματα του σχήματος σε 1, παρουσιάζει ορισμένα μειονεκτήματα. Πρωτίστως, θα απαιτούνταν διαφορετικά φάσματα για κάθε κανόνα υστέρησης. Επίσης, απαιτείται η υιοθέτηση κάποιας παραδοχής για τη σχέση μέγιστης ελαστικής και ανελαστικής μετακίνησης, όπως η παραδοχή των ίσων μετακινήσεων. Πρόσφατες έρευνες δείχνουν ότι η παραδοχή αυτή δεν είναι ασφαλής, καθώς βασίζεται στη χρήση αποσβέσεως υπολογιζόμενης με την αρχική ελαστική δυσκαμψία. Στο ακόλουθο σχήμα παρατίθενται τα αποτελέσματα μη γραμμικών αναλύσεων για μονοβάθμιους ταλαντωτές υπό την επίδραση τεχνητών σειсмоγραφημάτων συμβατά με το φάσμα του ATC-32, με απόσβεση υπολογιζόμενη τόσο με την αρχική (IS), όσο και με τέμνουσα δυσκαμψία (TS). Τα μεγέθη που παρουσιάζονται έχουν αναχθεί σε σχέση με τις μετακινήσεις των αντίστοιχων ελαστικών αναλύσεων, για τους διάφορους συντελεστές συμπεριφοράς που εξετάστηκαν. Γίνεται άμεσα αντιληπτό, ότι η παραδοχή των ίσων μετακινήσεων είναι αποδεκτή μόνο για απόσβεση υπολογιζόμενη με την αρχική δυσκαμψία για  $T > 1s$ .



13 - Απόκριση μονοβάθμιων ταλαντωτών

Στο παρακάτω σχήμα, φαίνονται αριστερά τα ανελαστικά φάσματα που υπολογίζονται με την παραδοχή των ίσων μετακινήσεων. Τα φάσματα δεξιά έχουν προκύψει με χρήση του μειωτικού συντελεστή  $R$  του Ευρωκώδικα (συμβολίζεται εκεί ως  $\eta$ ), για απόσβεση υπολογιζόμενη από τον τύπο των Dwairei & Kowalsky για κάθε επίπεδο πλαστιμότητας. Οι διαφορές είναι σημαντικές, ιδιαίτερα για υψηλή ανελαστική απόκριση. Ακόμα, δεν υπεισέρχεται στον υπολογισμό το εύρος του βρόχου υστέρησης, πράγμα που θα οδηγούσε σε περαιτέρω βαθμονόμηση, ώστε να αποτυπωθούν οι διαφορές, σε περιπτώσεις το σκελετικό διάγραμμα του κανόνα υστέρησης είναι ίδιο, αλλά διαφέρει η διαδρομή αποφόρτισης-επαναφόρτισης.



14 - Ανελαστικά φάσματα ίσης πλαστιμότητας για τον ελαστοπλαστικό υστερητικό κανόνα.

Επομένως, η χρήση της ισοδύναμης απόσβεσης  $\xi_{eq}$  για τη δημιουργία φασμάτων σχεδιασμού κρίνεται πιο συμφέρουσα και ευκολότερο να κωδικοποιηθεί. Αν και απαιτείται η βαθμονόμηση σχέσεων  $\xi_{eq} - \mu$  για κάθε κανόνα υστέρησης, δεν υιοθετούνται παραδοχές αμφιβόλου ισχύος, όπως των ίσων μετακινήσεων. Επίσης χρησιμοποιείται μοναδικό φάσμα σχεδιασμού για όλες τις κατασκευές, υπολογιζόμενο με μειωτικό συντελεστή απόσβεσης  $R_\xi$ , όπως αυτός που προτείνεται από τον Ευρωκώδικα.

Με δεδομένη, πλέον, την ισοδύναμη απόσβεση, υπολογίζουμε τον μειωτικό συντελεστή απόσβεσης  $R_\xi$  και πολλαπλασιάζουμε με αυτόν τις τεταγμένες του ελαστικού φάσματος μετακινήσεων για  $\xi = \xi_{el} = 5\%$ . Αυτό το ελαστικό φάσμα προσδιορίζεται κανονιστικά με βάση τις επί τόπου συνθήκες σεισμικής διακινδύνευσης. Η επιλογή του ελαστικού φάσματος, διερευνάται αναλυτικά σε επόμενη ενότητα. Στο παράρτημα του DBD12 Model Code προτείνεται να χρησιμοποιηθεί η παλιότερη σχέση του Ευρωκώδικα 8, δηλ.  $R_\xi = \sqrt{\frac{0.07}{0.02 + \xi_{eq}}}$ . Ουσιαστικά, προτρέπει να χρησιμοποιηθεί ο ίδιος μειωτικός συντελεστής απόσβεσης με αυτόν που ελήφθη υπ' όψιν κατά τη βαθμονόμηση της εξίσωσης της ισοδύναμης αποσβέσεως (δηλ. του συντελεστή  $C$  των Dwairi & Kowalsky).

Σημειωτέον δε, ότι θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν φάσματα πλαστιμότητας σαν αυτά του σχήματος δεξιά, που εντάσσουν στην εξίσωση του  $R$ , την υστερητική απόσβεση που υπολογίστηκε παραπάνω. Μια τέτοια πρακτική δεν προτείνεται προς το παρόν, καθώς οι έρευνες δεν έχουν καταλήξει σε μια κοινά αποδεκτή εξίσωση για το  $R$  – ενδεικτικά αναφέρονται οι διαφορετικές εξισώσεις στις τελευταίες εκδόσεις του Ευρωκώδικα, η προτεινόμενη εξίσωση των Newmark & Hall, ο τρόπος συνεκτίμησης των φαινομένων κοντινού πεδίου, τυχόν εξάρτηση του συντελεστή από την ιδιοπερίοδο κλπ. Συστήνεται, επομένως, να μη γίνεται συνδυασμός των σχέσεων, αλλά να χρησιμοποιούνται τα ελαστικά φάσματα σχεδιασμού με ισοδύναμη απόσβεση μαζί με τους αντίστοιχους συντελεστές  $R$  που χρησιμοποιήθηκαν κατά τη βαθμονόμηση των σχέσεων  $\xi_{eq} - \mu$ .

## 2.6. Ειδικές Περιπτώσεις Απόκρισης

Αν η μετατόπιση διαρροής  $\Delta_y$  του ισοδύναμου μονοβαθμίου υπερβαίνει τις τεταγμένες του φάσματος σχεδιασμού, τότε η κατασκευή ανταποκρίνεται ελαστικά στο σεισμό σχεδιασμού. Αντίθετα, εάν η μετατόπιση σχεδιασμού  $\Delta_d$  υπερβαίνει τις τεταγμένες του φάσματος σχεδιασμού, τότε η κατασκευή ανταποκρίνεται μεν ανελαστικά, αλλά όχι στο επίπεδο που της υπαγορεύει ο σχεδιασμός. Σε αυτή την περίπτωση, ακολουθείται μια επαναληπτική διαδικασία μείωσης της μετατόπισης σχεδιασμού (οπότε και της πλαστιμότητας  $\mu$  και της ισοδύναμης απόσβεσης  $\xi_{eq}$ ), μέχρις ότου βρεθεί σημείο τομής της μετατόπισης σχεδιασμού και του φάσματος.

## 2.7. Υπολογισμός και Κατανομή Τέμνουσας Βάσης

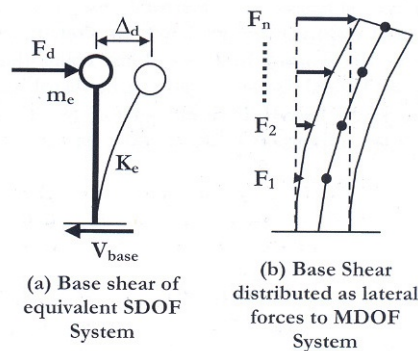
Για τη μετατόπιση σχεδιασμού  $\Delta_d$  του ισοδύναμου μονοβαθμίου, διαβάζουμε από το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού την ενεργό ιδιοπερίοδο  $T_e$  και υπολογίζουμε την τέμνουσα βάσης,  $V_{base}$ . Η δύναμη αυτή θα κατανεμηθεί στις μάζες της κατασκευής (εν προκειμένω στους ορόφους) ανάλογα με τη μάζα και τη μετατόπιση κάθε ορόφου. Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, η κατανομή αυτή θα εξειδικευτεί, ώστε να ελέγχεται αποτελεσματικότερα η απόκριση των ανώτερων ιδιομορφών. Συγκεκριμένα, για όλους τους ορόφους πλην του τελευταίου:

$$F_i = k \cdot V_{base} \cdot \frac{m_i \cdot \Delta_i}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \Delta_i}$$

και για τον τελευταίο:

$$F_n = (1 - k) \cdot V_{base} + k \cdot V_{base} \cdot \frac{m_n \cdot \Delta_n}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \Delta_i}$$

Ο συντελεστής  $k$  λαμβάνει την τιμή 0,9 για πλαισιακά συστήματα, που σχηματίζουν πλαστικές ορθώσεις καθ' ύψος και θεωρείται ότι επηρεάζονται περισσότερο από τις ανώτερες ιδιομορφές σε σχέση π.χ. με τα τοιχωματικά κτήρια, όπου λαμβάνεται  $k = 1$ .



15 - Υπολογισμός και κατανομή τέμνουσας βάσεως

## 2.8. Στατική Επίλυση Φορέα

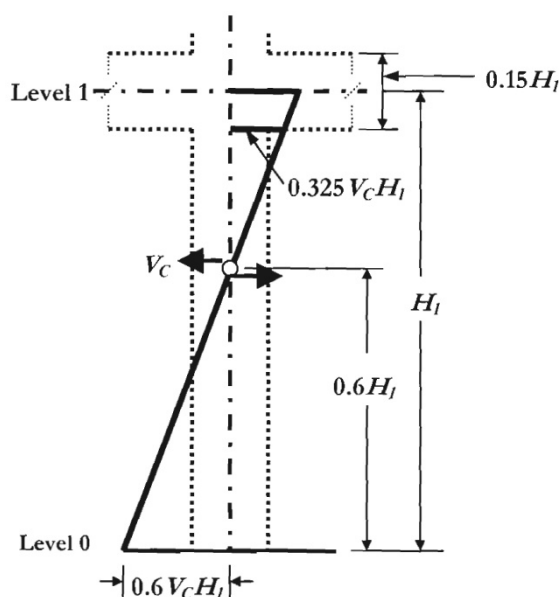
Στο σύγγραμμα της μεθόδου, προτείνονται δύο εναλλακτικές μέθοδοι για τον προσδιορισμό των ροπών στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων. Η πρώτη (συμβατική) μέθοδος βασίζεται στην ελαστική επίλυση του φορέα με κάποιο από τα ήδη υπάρχοντα λογισμικά ανάλυσης πλαισίων, με βάση τις παραδοχές που θα περιγραφούν στη συνέχεια. Η δεύτερη μέθοδος βασίζεται αποκλειστικά στη θεώρηση της ισορροπίας μεταξύ των μελών και σε λογικές υποθέσεις για την κατανομή των δυνάμεων σε αυτά. Καθώς δεν περιγράφεται σαφώς η τροποποίηση της διαδικασίας αυτής για μη κανονικά κτήρια και αφήνεται στην κρίση του μελετητή η διαφοροποίηση των παραδοχών, εφαρμόστηκε στην παρούσα διαδικασία η πρώτη μέθοδος.

### 2.8.1. Μοντελοποίηση Φορέα

Ειδική μνεία πρέπει να γίνει για τον τρόπο μοντελοποίησης του φορέα. Η στατική επίλυση θα είναι μεν ελαστική, πρέπει όμως οι ιδιότητες που θα ανατεθούν στα μέλη να είναι συμβατές με την αρχή του ισοδύναμου μονοβαθμίου. Σε πλαίσια σχεδιαζόμενα με βάση την αρχή της ασθενούς δοκού - ισχυρού υποστυλώματος, οι ανελαστικές παραμορφώσεις αναμένεται να συγκεντρωθούν στις δοκούς, οπότε η κατάλληλη δυσκαμψία για αυτές είναι  $(EI)_{beam} = \frac{Ec \cdot Icr}{\mu_b}$ , όπου  $Ec \cdot Icr$  η ρηγματωμένη δυσκαμψία και  $\mu_b$  η αναμενόμενη απαίτηση

σε πλαστιμότητα. Είναι επαρκές να θεωρηθεί αυτή ίση με την πλαστιμότητα του πλαισίου. Ένας αποτελεσματικότερος σχεδιασμός προκύπτει, αν η πλαστιμότητα των δοκών προκύπτει κατ' αναλογία με τις απαιτούμενες μετατοπίσεις των ορόφων. Από το προφίλ σχεδιασμού, βλέπουμε ότι το αναμενόμενο drift είναι μέγιστο για το ισόγειο και ελάχιστο για το ρετιρέ, επομένως για τις δοκούς του πρώτου ορόφου μπορεί να ληφθεί  $\mu_b = 1.33 \cdot \mu$  και για τις δοκούς του τελευταίου ορόφου  $\mu_b = 0,67 \cdot \mu$ .

Αντίθετα, για τα υποστυλώματα προβλέπεται ελαστική, ουσιαστικά, απόκριση, οπότε η δυσκαμψία τους θα είναι η ρηγματωμένη  $Ec \cdot Icr$  χωρίς μείωση λόγω πλαστιμότητας. Ιδιαίτερη προσοχή, όμως, πρέπει να δοθεί στην προσομοίωση των υποστυλωμάτων του ισογείου, όπου αναμένεται μεν πλαστικοποίηση στη βάση, αλλά η κορυφές τους προστατεύονται ικανοτικά. Λύση στο πρόβλημα αυτό, δίνει η προσομοίωση των υποστυλωμάτων αυτών με τη ρηγματωμένη δυσκαμψία  $Ec \cdot Icr$ , αλλά με αρθρωμένη βάση και ταυτόχρονη άσκηση συγκεντρωμένης ροπής ίση με τη ροπή αντοχής τους. Οι ροπές αντοχής στις βάσεις μπορούν να υπολογιστούν με βάση τον ακόλουθο συλλογισμό: Εφόσον θέλουμε να μη σχηματιστεί άρθρωση στο πάνω άκρο του υποστυλώματος, μπορούμε να ορίσουμε το σημείο μηδενισμού των ροπών περίπου στο 60% του ύψους του ισογείου. Επομένως η ροπή στη βάση θα ισούται με  $M_c = 0.6 \cdot H_1 \cdot V_c$ , όπου  $V_c$  η τέμνουσα του υποστυλώματος.



16 - Ροπές σε υποστυλώμα ισογείου με σταθεροποιημένη τη ροπή αντοχής στη βάση

Μένει, πλέον, να καθοριστεί η τέμνουσα του υποστυλώματος. Για την ισορροπία της κατασκευής, το άθροισμα των τεμνουσών όλων των υποστυλωμάτων του ισογείου θα ισούται με την τέμνουσα βάσης. Η τέμνουσα βάσης, θα κατανεμηθεί στα υποστυλώματα ανάλογα με τη ροπή που εισάγεται στα υποστυλώματα από τις δοκούς. Θεωρώντας ίση θετική και αρνητική ροπή για τις δοκούς, η ροπή που εισάγεται στα εσωτερικά υποστυλώματα είναι διπλάσια από τη ροπή που εισάγεται στα εξωτερικά υποστυλώματα. Ανάλογη θα πρέπει να

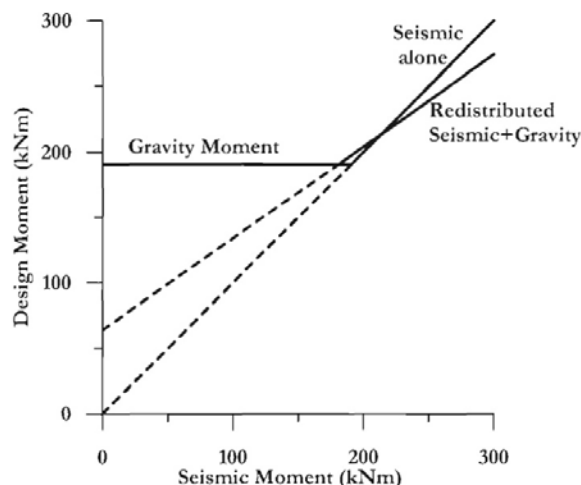
είναι και η κατανομή της τέμνουσας. Για παράδειγμα, θεωρούμε ένα πλαίσιο με 2 φατνώματα, όπου τα υποστυλώματα 1 και 3 είναι εξωτερικά και το 2 εσωτερικό. Λόγω ισορροπίας ισχύει  $V_{c1} + V_{c2} + V_{c3} = V_{base}$ , ενώ για τη μεταξύ τους αναλογία ισχύει  $V_{c2} = 2 \cdot V_{c1} = 2 \cdot V_{c3}$ . Από την επίλυση του συστήματος των δύο εξισώσεων, προκύπτει  $V_{c1} + 2 \cdot V_{c1} + V_{c1} = V_{base} \Rightarrow V_{c1} = V_{c3} = 0.25 \cdot V_{base}$  και  $V_{c2} = 0.5 \cdot V_{base}$ .

Για την αποτελεσματικότερη αντιμετώπιση της διαξονικής καταπόνησης, συνιστάται η αύξηση της ροπής αντοχής που προκύπτει από την ανωτέρω «επίπεδη» θεώρηση, ανεβάζοντας το σημείο μηδενισμού των ροπών μέχρι και το 70% του ύψους του ισογείου.

Πρέπει να τονιστεί, ότι η στατική επίλυση θα χρειαστεί κάποιο αριθμό επαναλήψεων μέχρι να συγκλίνει. Εφόσον οι αντοχές των μελών δεν είναι εκ των προτέρων γνωστές, δε μπορεί να υπολογιστεί με ακρίβεια η ρηγματωμένη δυσκαμψία τους. Καθώς, η ένταση δεν εξαρτάται από τις απόλυτες τιμές της δυσκαμψίας, αλλά από τη σχετική δυσκαμψία των μελών, μπορούν να χρησιμοποιηθούν πιο προσεγγιστικές τιμές. Συγκεκριμένα, μπορεί να υποθεθεί διγραμμική συμπεριφορά  $M - \varphi$  των μελών, όπου η καμπυλότητα διαρροής θα είναι σταθερή για κάθε διατομή και ίση με  $\varphi_y = C \cdot \frac{\varepsilon_y}{h_b}$ , ενώ η ρηγματωμένη δυσκαμψία της στατικής ανάλυσης θα είναι η τέμνουσα δυσκαμψία στο θεωρητικό σημείο διαρροής. Απαιτούνται, λοιπόν, επαναλήψεις, μέχρις ότου η καμπτική ροπή που εξάγει ο ελαστικός επιλύτης για τη δυσκαμψία που υποτέθηκε, να ισούται με τη ροπή διαρροής του διγραμμικού μοντέλου.

### 2.8.2. Φόρτιση

Ενστάσεις διατυπώνονται για τη μέχρι τώρα επικρατούσα σχεδιαστική λογική του συνδυασμού των δράσεων από κατακόρυφα και σεισμικά φορτία. Συγκεκριμένα, οι επιλύσεις με κατακόρυφα φορτία γίνονται συνήθως με αρηγμάτωτες διατομές, ενώ για τα σεισμικά με ρηγματωμένες. Αυτό καθιστά τις καμπτικές ροπές από κάθε επίλυση μη συγκρίσιμες, επομένως δεν είναι λογικό να προστεθούν. Η συμβατότητα με τις αρχές της μεθόδου των μετακινήσεων θα επέβαλλε να επιλυθούν και τα κατακόρυφα φορτία με ρηγματωμένες διατομές. Ειδικά για τα υποστυλώματα, των οποίων οι ροπές προκύπτουν λόγω συμβιβαστού και όχι ισορροπίας, αυτό σημαίνει σημαντική μείωση στις δυσκαμψίες και οι προκύπτουσες ροπές είναι αμελητέες σε σύγκριση με τις σεισμικές. Για τις δοκούς, οι ροπές από τα κατακόρυφα φορτία αυξάνουν τη σεισμική ροπή στο ένα άκρο και τη μειώνουν στο άλλο. Αν στη συνέχεια ανακατανεμηθεί η ένταση, όπως επιτρέπεται από τους κανονισμούς, μειώνοντας τις ροπές στις στηρίξεις και αυξάνοντας ισόποσα τις ροπές των ανοιγμάτων, προκύπτει απόκριση παρόμοια με την περίπτωση που αγνοηθούν εντελώς τα κατακόρυφα φορτία.



17 - Σχέση ροπής σχεδιασμού των πλαστικών αρθρώσεων σε σχέση με τη σεισμική ροπή για κάθε συνδυασμό φόρτισης

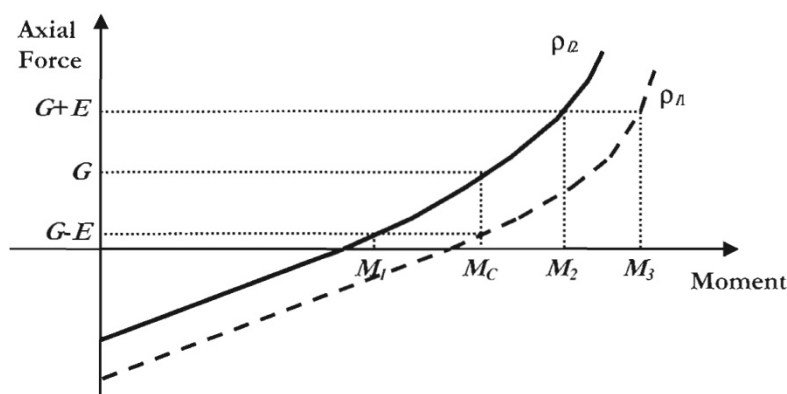
Επιπλέον, ο συνδυασμός των εντάσεων από τα κατακόρυφα και τα σεισμικά φορτία, χωρίς ανακατανομή, αυξάνει συντηρητικά την αντοχή των δοκών, εξαναγκάζοντας, όμως, την κατασκευή να αποκριθεί με μετατοπίσεις μικρότερες από αυτές που προβλέφθηκαν στον σχεδιασμό. Ακόμα, η απόκριση πλαισίων σχεδιασμένων αγνοώντας τα κατακόρυφα φορτία σε μη γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας με και χωρίς κατακόρυφα φορτία, έδωσαν σχεδόν ίδια αποτελέσματα (Pinto et al – CEB Bulletin 236 – Seismic Design of RC Structures for Controlled Inelastic Response). Για τους λόγους αυτούς, ο σχεδιασμός των πλαστικών αρθρώσεων προτείνεται να γίνεται για τη μέγιστη ένταση από τους εξής δύο συνδυασμούς: τα σεισμικά φορτία αποκλειστικά ή τα μέγιστα κατακόρυφα. Στη συντριπτική πλειοψηφία κτηρίων σε σεισμογενείς περιοχές, οι σεισμικές ροπές είναι κατεξοχήν κρίσιμες.

## 2.9. Όπλιση Πλαστικών Αρθρώσεων

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, στόχος της μεθόδου είναι ο σχεδιασμός της κατασκευής ώστε να ανταποκρίνεται στο σεισμό σχεδιασμού με προκαθορισμένες μετακινήσεις (βλάβες). Προς την κατεύθυνση αυτή, δε συμβάλλει η υιοθέτηση συντηρητικών τιμών και συντελεστών ασφαλείας για τα υλικά, όταν οπλίζονται οι θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων. Ανελαστική απόκριση θα συμβεί ούτως ή άλλως, αλλά όχι στο επίπεδο που θα προέβλεπε ένας τέτοιος σχεδιασμός, γιατί οι αντοχές που θα αναπτυχθούν θα είναι οι εκτιμώμενες και όχι οι συντηρητικές εκτιμήσεις τους. Έτσι, για τις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων, προτείνεται να θεωρείται θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος  $f_{ce} = 1.3 \cdot f_c$  και εφελκυστική αντοχή του χάλυβα οπλισμού (τάση διαρροής)  $f_{ye} = 1.1 \cdot f_y$ . Για τις ικανοτικά προστατευμένες περιοχές, αλλά και για τις ικανοτικά προστατευμένες δράσεις στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων (όπως η τέμνουσα), θα χρησιμοποιούνται οι χαρακτηριστικές αντοχές των υλικών μαζί με συντελεστές ασφαλείας. Συστήνεται επίσης, καθώς τα υπολογιστικά μέσα είναι ευρέως διαθέσιμα, η όπλιση των διατομών να γίνεται με βάση αναλύσεις ροπών – καμπυλοτήτων. Στην παρούσα εργασία, χρησιμοποιήθηκε η εφαρμογή Cumbia (σε Matlab),

που συνοδεύει το σύγγραμμα που περιγράφει τη μέθοδο. Έτσι, λαμβάνεται υπ' όψιν στη διαμόρφωση της αντοχής τόσο η κράτνυση του χάλυβα όσο και η παρεχόμενη περισφιγξη στο σκυρόδεμα.

Ιδιαίτερη αναφορά πρέπει να γίνει και για τις τιμές των αξονικών των υποστυλωμάτων που θα χρησιμοποιηθούν ώστε να υπολογιστεί ο απαιτούμενος οπλισμός. Με βάση τις ανωτέρω παραδοχές για τις ροπές αντοχής των βάσεων των υποστυλωμάτων, τόσο το εφελκόμενο όσο και το θλιβόμενο από το σεισμό υποστύλωμα, θα σχεδιαστούν για την ίδια ροπή αντοχής  $M_c$ . Εάν χρησιμοποιηθεί η δυσμενέστερη τιμή της αξονικής (δηλ. η περίπτωση όπου το υποστύλωμα εφελκείται λόγω του σεισμού) για να υπολογιστεί ο οπλισμός  $\rho_{l1}$ , όταν το υποστύλωμα θλιβεται λόγω σεισμού, η ικανότητα ροπής θα είναι αυξημένη  $M_3$ . Έτσι, η συνολική αντίσταση της κατασκευής σε ροπές ανατροπής θα είναι αυξημένη σε σχέση με αυτήν που αντιστοιχεί στις πλευρικές δυνάμεις σχεδιασμού. Ένας αποδοτικότερος σχεδιασμός θα προκύψει, εάν χρησιμοποιηθούν οι αξονικές μόνο από τα κατακόρυφα φορτία. Έτσι, ο οπλισμός θα είναι λιγότερος, έστω  $\rho_{l2}$ , και η ικανότητα ροπής για το εφελκόμενο υποστύλωμα θα είναι  $M_1$  και για το θλιβόμενο  $M_2$ . Η μέση ικανότητα ροπής θα είναι πολύ κοντά στην απαιτούμενη τιμή  $M_c$ . Σημειώνεται, επίσης, ότι για όλες τις υπόλοιπες περιοχές του υποστυλώματος που προστατεύονται με τον ικανοτικό σχεδιασμό, θα χρησιμοποιηθεί η δυσμενέστερη τιμή της αξονικής δύναμης.



18 - Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για εξωτερικά υποστυλώματα

## 2.10. Ικανοτικός Σχεδιασμός

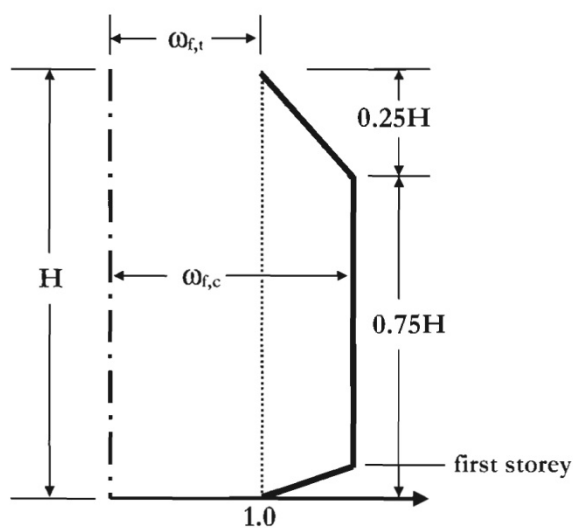
Για το σχεδιασμό των ικανοτικά προστατευμένων περιοχών, πρέπει να ληφθούν υπ' όψιν δύο παράγοντες: η μεγέθυνση των εντατικών μεγεθών λόγω των ανώτερων ιδιομορφών και οι υπερβάσεις των αντοχών των υλικών, που συνεκτιμώνται με τους συντελεστές  $\omega$  και  $\varphi_o$  αντίστοιχα.

Ο συντελεστής υπεραντοχής  $\varphi_o$  μπορεί να ληφθεί συντηρητικά  $\varphi_o = 1,25$  ή να εκτιμηθεί με αναλύσεις ροών - καμπυλοτήτων της διατομής. Θα βρεθεί η ροπή αντοχής της δοκού στην καμπυλότητα σχεδιασμού της διατομής, χρησιμοποιώντας τις μέγιστες εφικτές αντοχές των υλικών, δηλ.  $f_{co} = 1.7 \cdot f_c$  και  $f_{yo} = 1.3 \cdot f_y$ . Η τιμή αυτή θα διαιρεθεί με τη ροπή



αντοχής για εκτιμώμενες αντοχές, ώστε να προκύψει ο συντελεστής  $\varphi_o$ . Αν και η διαδικασία αυτή είναι σύντομη για ένα μονοβάθμιο, όπως το βάθρο μιας γέφυρας, είναι κοπιώδης για ένα πλαίσιο, οπότε θα υιοθετηθεί η συντηρητική τιμή  $\varphi_o = 1,25$ .

Ο συντελεστής δυναμικής μεγέθυνσης  $\omega$  των ροπών των υποστυλωμάτων πλαισιωτών κατασκευών, εκτιμήθηκε με βάση μη γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας των Pettinga & Priestley. Καθ' ύψος της κατασκευής κατανέμεται με βάση το ακόλουθο σχήμα, ενώ η μέγιστη τιμή του εκτιμάται από την εξής σχέση  $\omega_{f,c} = 1,15 + 0,13(\mu_o - 1)$ , όπου  $\mu_o = \frac{\mu}{\varphi_o} \geq 1$  η μειωμένη πλαστιμότητα που αντιστοιχεί στη μέση υπεραντοχή των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών. Για πλαίσια διαξονικής καταπόνησης, θεωρείται ότι η μέγιστη πλαστιμότητα σε διαξονική καταπόνηση μπορεί να εκφραστεί ως  $\frac{\mu}{\sqrt{2}}$ , οπότε  $\mu_o = \frac{\mu}{\sqrt{2} \cdot \varphi_o} \geq 1$ .



19 - Τιμές του συντελεστή δυναμικής μεγέθυνσης  $\omega$  καθ' ύψος του πλαισίου

Για τις τέμνουσες των υποστυλωμάτων, ο ικανοτικός έλεγχος διαμορφώνεται ως εξής:  
 $V_N \geq \varphi_o \cdot V_E + 0,1 \cdot \mu \cdot V_{E,base} \leq \frac{M_t^o + M_b^o}{H_{cl}}$ , όπου  $V_N$  η διατιθέμενη αντοχή έναντι τέμνουσας του υποστυλώματος, υπολογιζόμενη με χαρακτηριστικές αντοχές και συντελεστές ασφαλείας,  $V_E$  η τέμνουσα στο υποστυλώμα από το σεισμικό συνδυασμό,  $V_{E,base}$  η τιμή της τέμνουσας αυτής στη βάση του υποστυλώματος. Το άνω όριο αντιπροσωπεύει την περίπτωση που έχουν αρθρωθεί πλαστικά τα δύο άκρα του υποστυλώματος, θεωρώντας τις μέγιστες εφικτές αντοχές των υλικών.

Για την περίπτωση της διαξονικής καταπόνησης ενός τετραγωνικού υποστυλώματος, θεωρείται ότι η απαιτούμενη πλαστιμότητα μειώνεται κατά ρίζα 2, όπως εφαρμόστηκε και για τις ροπές, ενώ η συνολική δρώσα τέμνουσα αυξάνεται κατά ρίζα 2 (διανυσματικό άθροισμα της τέμνουσας των δύο κύριων διευθύνσεων).

Επομένως,  $V_{N,2} \geq \sqrt{2} \cdot (\varphi_o \cdot V_{E,1} + 0,1 \cdot \frac{\mu}{\sqrt{2}} \cdot V_{E,base,1}) \leq \frac{M_t^o + M_b^o}{H_{cl}}$ , όπου οι δείκτες 1 και 2 αναφέρονται σε μονοαξονική και διαξονική καταπόνηση αντίστοιχα.

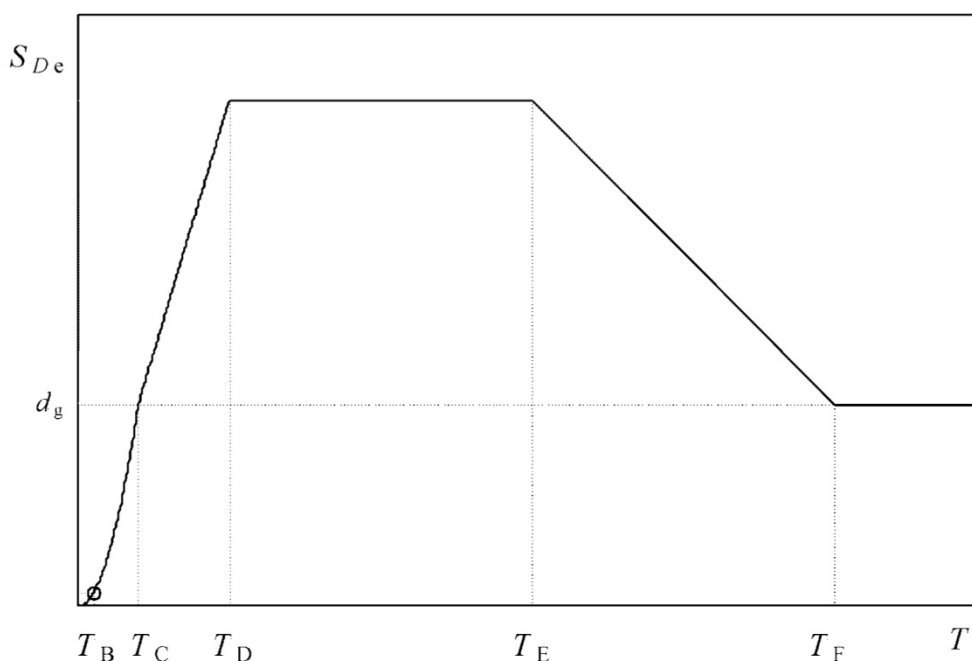


### 3. Επιλογή του Φάσματος Σχεδιασμού

Καθώς οι ισχύοντες κανονισμοί αντισεισμικού σχεδιασμού βασίζονται στις δυνάμεις, η σεισμολογική έρευνα έχει επικεντρωθεί στην δημιουργία φασμάτων επιταχύνσεων. Για τον υπολογισμό φασμάτων μετακινήσεων, προτείνεται συνήθως ο υπολογισμός των μετακινήσεων από τις επιταχύνσεις, θεωρώντας μόνιμη ημιτονοειδή απόκριση:

$$\Delta_{(T)} = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_{A(T)} \cdot$$

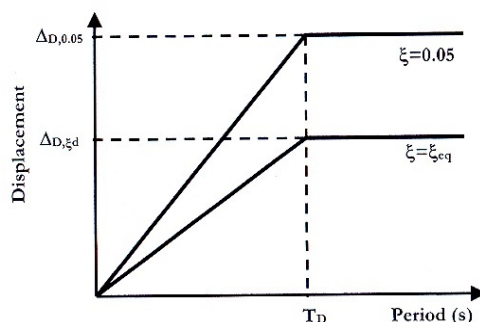
Στο πληροφοριακό παράρτημα Α του Ευρωκώδικα 8 παρουσιάζεται αναλυτικά το φάσμα μετακινήσεων. Για το εύρος ισχύος του φάσματος επιταχύνσεων (0-4s) υπολογίζεται με βάση την παραπάνω σχέση. Στη συνέχεια και μέχρι την περίοδο  $T_E$  θεωρείται ένα πλατό σταθερής μέγιστης φασματικής μετακίνησης και μετά πέφτει γραμμικά μέχρι τα 10s, οπότε θεωρείται η φασματική μετακίνηση ίση με τη μέγιστη εδαφική  $d_g$ . Η μορφή του φάσματος απεικονίζεται στο παρακάτω σχήμα:



20 - Ελαστικό φάσμα μετακινήσεων του Ευρωκώδικα 8 (EN1998-1:2004)

Η μορφή του φάσματος περιλαμβάνει έναν πρακτικώς γραμμικό κλάδο μέχρι την χαρακτηριστική περίοδο  $T_D$  – χαρακτηρίζεται και ως γωνιακή περίοδος. Οι μη γραμμικότητες της περιοχής κάτω από  $T_C$  (περιοχή σταθερής επιτάχυνσης) μπορούν να αγνοηθούν, καθώς η περιοχή αυτή αφορά ιδιαίτερα χαμηλές περιόδους, που δεν εμφανίζονται στη μέθοδο των μετακινήσεων. Επίσης, οι χαρακτηριστικές περιόδους  $T_E$  και  $T_F$  αφορούν μόνο το σχεδιασμό πολύ εύκαμπτων κατασκευών, όπως οι κρεμαστές γέφυρες και θα αγνοηθούν στο σχεδιασμό, καθώς τα δεδομένα προσδιορισμού τους δεν είναι αρκετά αξιόπιστα. Έτσι, στον πρότυπο κανονισμό για σχεδιασμό βάσει μετακινήσεων DBD12, προτείνεται το παρακάτω φάσμα

σχεδιασμού, όπου η μέγιστη φασματική μετακίνηση και η γωνιακή περίοδος  $T_D$  εκτιμούνται με βάση την επιτόπου σεισμικότητα και την πιθανότητα υπέρβασης. Καθώς αγνοήθηκε η ακριβής μορφή του φάσματος στις χαμηλές περιόδους, περιλαμβάνεται όριο στην τέμνουσα βάσης ίσο με  $V_{base,max} = 2,5 \cdot R_\xi \cdot S \cdot PGA \cdot m_e$  που, ουσιαστικά, αποτελεί την τέμνουσα βάσης για κατασκευές με ενεργό ιδιοπερίοδο  $T_e = T_C$ .



21 - Φάσμα μετακινήσεων του Πρότυπου Κανονισμού 2012

Παρ' όλο που το σχήμα του φάσματος του Ευρωκώδικα 8 ταυτίζεται σε μεγάλο βαθμό με τα φάσματα απόκρισης από διάφορους σεισμούς, σημαντικές ενστάσεις εγείρονται για τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων που επιβάλλονται. Συγκεκριμένα, για φάσμα τύπου 1 (μέγεθος σεισμού  $M_w \geq 5.5$ ), προβλέπεται  $T_D = 2.0s$ , τιμή ιδιαίτερα χαμηλή που δεν επιβεβαιώνεται από πρόσφατες έρευνες. Οι Boore & Bommer (Processing of Strong-Motion Accelerograms: Needs, Options & Consequences) αιτιολογούν την επιλογή αυτή στην ερμηνεία αποτελεσμάτων από αναλογικές καταγραφές επεξεργασμένες με βαθυπερατά φίλτρα, που καθιστούν αναξιόπιστα τα δεδομένα για  $T > 2.0s$ . Σημειωτέον δε, ότι το τρέχον φάσμα του Ευρωκώδικα, βασίστηκε σε έρευνα των Tolis & Faccioli (Displacement Design Spectra - 1999), οι οποίοι βασίστηκαν σε ψηφιακές καταγραφές μόνο από το σεισμό του Kobe και επέκτειναν το φάσμα, εισάγοντας τις χαρακτηριστικές περιόδους  $T_E$  και  $T_F$ . Πρότειναν επίσης μια ημιεμπειρική σχέση για τον υπολογισμό της μέγιστης εδαφικής μετακίνησης με βάση τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση. Για τη γωνιακή περίοδο  $T_D$  πρότειναν αλλαγές χωρίς ουσιαστική βελτίωση (μείωση από 3s σε 2s). Πρέπει να σημειωθεί, ότι στο ελληνικό εθνικό προσάρτημα, υιοθετείται η τιμή  $T_D = 2,5s$ .

Σημαντικές έρευνες έχουν γίνει τα τελευταία χρόνια τόσο για την εύρεση αξιόπιστων τιμών για τις γωνιακές περιόδους, όσο και για τη ρητή έκφραση της μέγιστης φασματικής μετακίνησης (υπολογισμός χωρίς τη χρήση της επιτάχυνσης). Πολλές από αυτές, όμως, κρίνονται ακατάλληλες, καθώς πραγματεύονται μικρό εύρος περιόδων, όπως των Bommer & Elnashai (Displacement Spectra for Seismic Design - 1999) (έως 3s), των Ambraseys et. al (2005) και των Akkar & Bommer (Prediction of elastic displacement response spectra in Europe and the Middle East - 2007) (έως 4s). Σε παρόμοιους περιορισμούς υπόκεινται και τα αποτελέσματα της πρώτης φάσης των αμερικάνικων ερευνών Next Generation Attenuation Project του Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER NGA Project - Boore & Atkinson 2007): χρησιμοποιείται μικρός αριθμός κατάλληλων καταγραφών, οπότε δε

θεωρούνται αξιόπιστα για  $T \geq 5s$  και χαμηλού μεγέθους σεισμούς. (Faccioli et. al – 2008 & 2010).

Στο σύγγραμμα των Priestley et. al (2007), προτείνεται να χρησιμοποιηθούν για το σχεδιασμό τα αποτελέσματα από τις νεώτερες έρευνες της ερευνητικής ομάδας του Faccioli. Οι σχέσεις που παρατίθενται, βασίζονται στη δημοσίευση των Faccioli, Paolucci & Rey - Displacement Spectra for Long Periods – 2004. Στη συγκεκριμένη δημοσίευση, παρουσιάζονται φάσματα απόκρισης από ψηφιακά επιταχυνσιογραφήματα, ομαδοποιημένα με βάση το μέγεθος  $M$ . Τα φάσματα έχουν έναν αρχικό ανιόντα κλάδο και, μετά από μια έξαρση που μεταβάλλεται ανάλογα με την επικεντρική απόσταση, παρουσιάζουν μια περιοχή σταθερών μετατοπίσεων. Το εύρος των φασμάτων αυτών φτάνει μέχρι τα 10s, όπου θεωρείται ότι η μετακίνηση ισούται με τη μέγιστη εδαφική. Γίνεται προσπάθεια να εξηγηθεί η μορφή των φασμάτων με απλούς παλμούς (fling-step & narrow-band pulses). Ως δεδομένα για τους παλμούς, χρησιμοποιούνται η ημιπερίοδος του παλμού (κατά Somerville 2003) και η μέγιστη εδαφική μετακίνηση (κατά Brune 1970). Το θεωρητικό μοντέλο του Brune εκφράζεται ως εξής:

$$\log_{10} \delta_{max} (cm) = -4.46 + \frac{1}{3} \cdot \log_{10} \Delta\sigma + M_w - \log_{10} R (km),$$

όπου  $\Delta\sigma$  η πτώση τάσης κατά τη διάρρηξη του ρήγματος (τυπικές τιμές 1-10MPa κατά Kanamori and Anderson - 1975) και καταλήγει στη σχέση

$\delta_{max} = C_s \cdot \frac{10^{M_w-3.2}}{r} (mm)$  που παραθέτει και ο Priestley (υποτέθηκε ότι  $\Delta\sigma=6MPa$  και  $C_s$  συντελεστής εδαφικής μεγέθυνσης). Όμως, στη δημοσίευση δεν γίνονται περαιτέρω προτάσεις για τη διγραμμικοποίηση του φάσματος και δεν αναφέρεται ρητά η σχέση που προτείνει ο Priestley για την γωνιακή περίοδο:  $T_D = 1 + 2.5(M - 5.7)$ .

Σε νεότερη δημοσίευση της ερευνητικής ομάδας του Faccioli (Cauzzi & Faccioli - Broadband (0.05 to 20 s) prediction of displacement response spectra based on worldwide digital records – 2008) προτείνονται σχέσεις για τον υπολογισμό της φασματικής μετακίνησης, οι οποίες έχουν τη μορφή σχέσεων εξασθένισης:

$$\log_{10} DRS(T, \xi) (cm) = \alpha_1 + \alpha_2 \cdot M_w + \alpha_3 \cdot \log_{10} R (km)$$

με επιπλέον όρους για εδάφη διαφορετικής κατηγορίας από Α και για τυχαίο σφάλμα.

Υπολογίστηκαν συντελεστές για φάσματα με  $\xi=5, 10, 20, 30\%$  συμπεριλαμβανομένων των εδαφικών συνθηκών και τις ιδιότητες του ρήγματος, γενικοί συντελεστές για  $\xi=5\%$  (οι οποίοι χρησιμοποιήθηκαν για τους παρακάτω υπολογισμούς) και φάσμα μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης.

Αν και αναφέρεται στα συμπεράσματα ότι στις μεγάλες περιόδους η συμφωνία των αποτελεσμάτων των σχέσεων αυτών και του μοντέλου του 2004 είναι καλή (και όντως οι

τιμές των συντελεστών είναι αρκετά κοντά), η απόκλιση στην υπολογιζόμενη μετακίνηση είναι πάνω από 17%. Ούτε εδώ δίνονται σχέσεις για διγραμμικοποίηση του φάσματος.

Συγκριτικά παρατίθενται τα ελαστικά φάσματα για μέγεθος σεισμού  $M=7$  και επικεντρική απόσταση  $R=10\text{km}$ :

	a1	a2	a3	DRS(T, 5%) cm
Μοντέλο Brune για $T=T_{\max}=10\text{s}$	-4,20062	1	-1	76,13
Σχέσεις εξασθένισης 2008 για $T=T_{\max}=20\text{s}$	-4,334	1,044	-1,089	63,01
διαφορά	-3,19%	-4,36%	-8,92%	17,23%
Σχέσεις εξασθένισης 2008 για $T=10\text{s}$	-4,681	1,079	-0,952	83,82
διαφορά	-11,44%	-7,94%	4,84%	24,83%

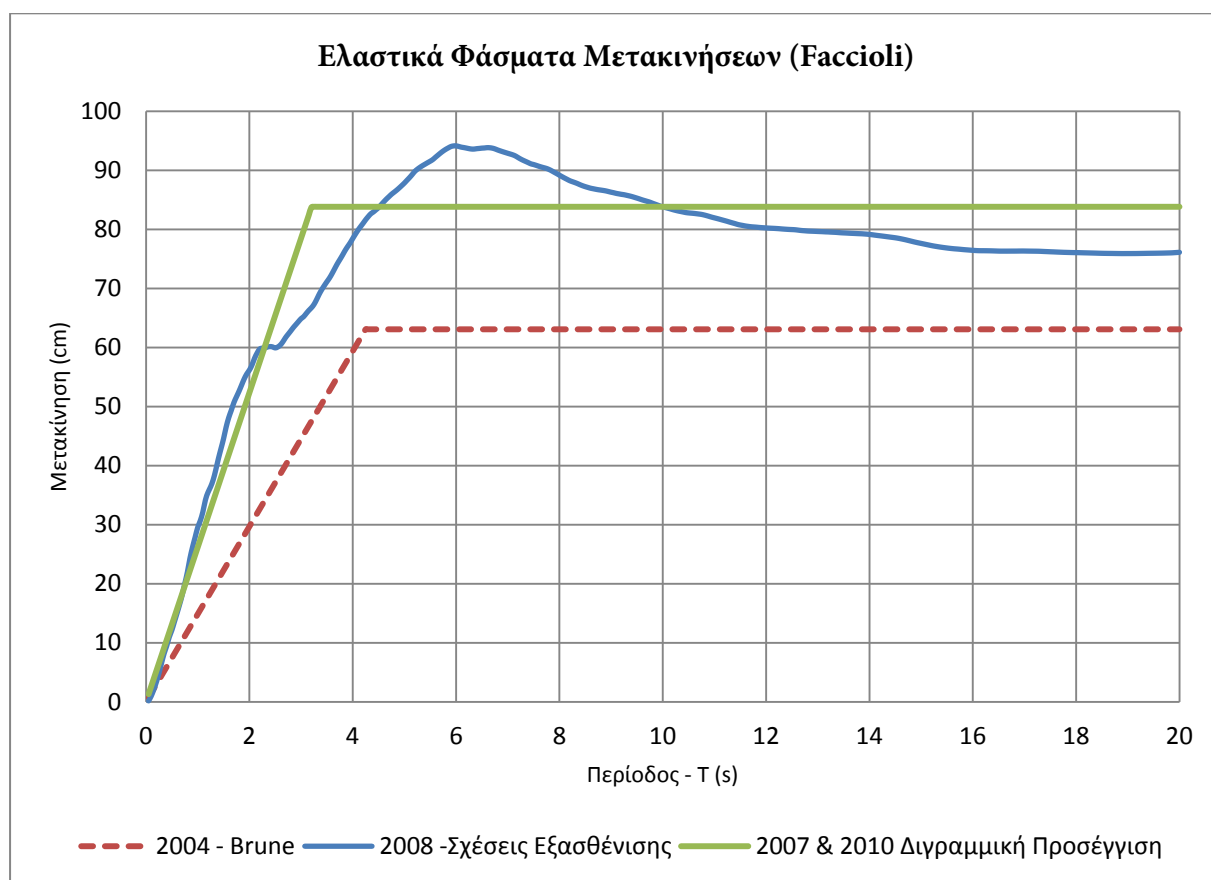
Στη δημοσίευση των Faccioli et al - Long period strong ground motion and its use as input to displacement based design – 2007: (αποτελεί πρώιμο στάδιο εξέλιξης των ανωτέρω σχέσεων) προτείνονται και βελτιώσεις στο φάσμα του ΕΚ8. Η μέγιστη φασματική μετακίνηση θεωρείται αυτή που δίνουν οι σχέσεις εξασθένισης για  $T=10\text{s}$  (συμβολίζεται ως  $D_{10}$ , πρόταση που πρακτικά ταυτίζεται με τα συμπεράσματα του 2004 και την πρακτική του Priestley να θεωρούν σταθερές μετατοπίσεις στις μεγάλες περιόδους). Για τον υπολογισμό της γωνιακής περιόδου, θεωρείται η τομή των περιοχών σταθερής μετακίνησης ( $=D_{10}$ ) και σταθερής ταχύτητας (που υπολογίζεται από την ψευδοεπιτάχυνση ως  $maxPSV = \frac{maxPSA}{\omega} = \frac{2.5 \cdot S \cdot \alpha_{gr}}{2\pi/T_c} = \frac{2.5 \cdot S \cdot \alpha_{gr} \cdot T_c}{2\pi}$ )

$$\text{Τελικά, } \frac{1}{\omega_D} = \frac{D_D}{maxPSV} \Leftrightarrow \frac{T_D}{2\pi} = \frac{D_{10}}{\frac{2.5 \cdot S \cdot \alpha_{gr} \cdot T_c}{2\pi}} \Leftrightarrow T_D = \frac{4\pi^2 \cdot D_{10}}{2.5 \cdot S \cdot \alpha_{gr} \cdot T_c}$$

Ως πλεονεκτήματα της σχέσης αυτής αναφέρεται η σαφής επιρροή του μεγέθους του σεισμού  $M$ , καθώς η μετακίνηση και η επιτάχυνση υπολογίζονται από τις σχέσεις εξασθένισης, αλλά επισημαίνεται ότι δίνει υπερσυντηρητικά αποτελέσματα για μεσαίες περιόδους (κοντά στην  $T_D$ ).

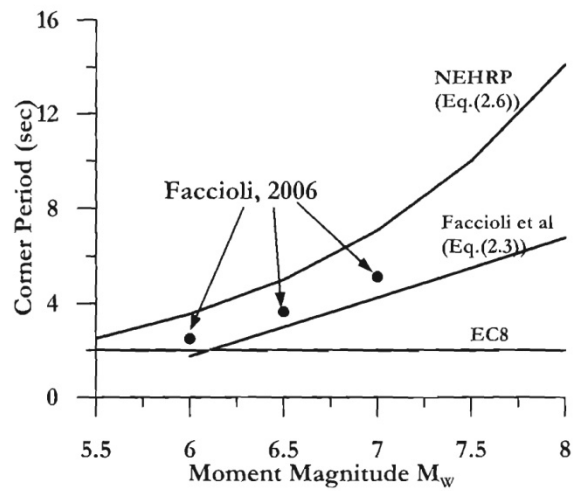
Η ίδια σχέση χρησιμοποιείται και στη δημοσίευση των Faccioli et-al - Mapping Seismic Hazard for the Needs of Displacement-Based Design: The Case of Italy – 2010 που διαπραγματεύεται αναλυτικότερα τη δημιουργία του επικαιροποιημένου χάρτη σεισμικών παραμέτρων της Ιταλίας.

Οι διάφορες εκδοχές των προτεινόμενων φασμάτων μετακινήσεων της ερευνητικής ομάδας του Faccioli απεικονίζονται στο παρακάτω σχήμα, για μέγεθος σεισμού  $M=7$  και επικεντρική απόσταση  $R=10\text{km}$ :



I - Σύγκριση ελαστικών φασμάτων μετακινήσεων

Στη FEMA P-750 (συστάσεις NEHRP 2009) αναπαράγονται πρακτικά οι χάρτες σεισμικών παραμέτρων της FEMA 450 (συστάσεις NEHRP 2003). Για τη γωνιακή περίοδο, πλοτάρεται η σχέση  $\log_{10} T_D = -1.25 + 0.3 \cdot M_w$ . Οι υπολογιζόμενες τιμές είναι συστηματικά μεγαλύτερες από τις ανωτέρω προσεγγίσεις, ενώ αγνοείται και η επίδραση της απόστασης  $R$  (Faccioli et-al – 2010). Δεν διατυπώνονται, όμως, ρητές σχέσεις για το φάσμα των μετακινήσεων, το οποίο προκύπτει από την ψευδοεπιτάχυνση με βάση την παραδοχή της μόνιμης ημιτονοειδούς απόκρισης. Για τις τιμές  $M=7$  και  $R=10\text{km}$  που χρησιμοποιήθηκαν παραπάνω, η εξίσωση της FEMA δίνει  $T_D = 7,1\text{s}$ . Στο ακόλουθο σχήμα απεικονίζονται συγκριτικά τα αποτελέσματα των εξισώσεων της FEMA και των 2 δημοσιεύσεων του Faccioli.



22 - Σχέση γωνιακής περιόδου  $T_D$  και σεισμικής ροπής  $M_w$

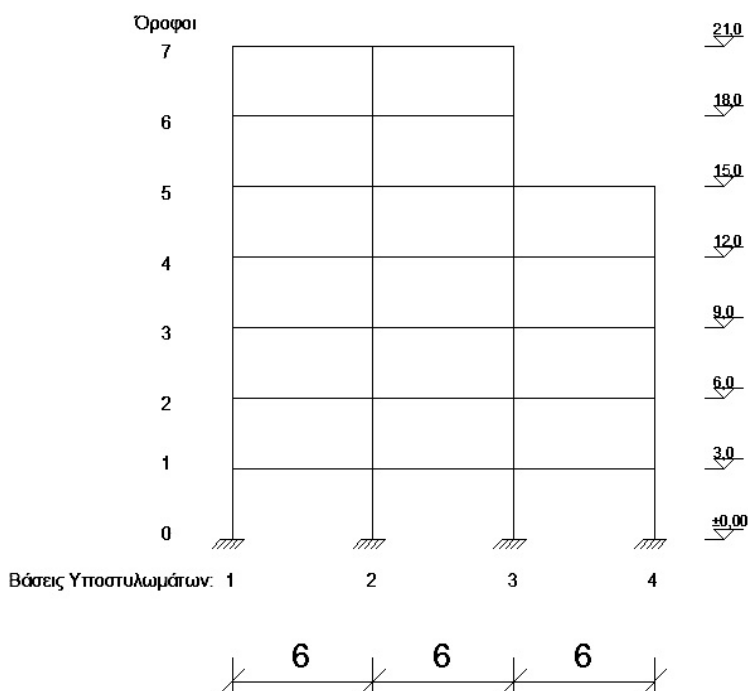
Σε επόμενη ενότητα, θα αποδειχθεί η ακαταλληλότητα του φάσματος μετακινήσεων του Ευρωκώδικα, να συνοδεύσει τη μέθοδο των μετακινήσεων και θα επιλεγεί για το σχεδιασμό ένα από τα εναλλακτικά φάσματα. Συγκεκριμένα, θα χρησιμοποιηθούν οι σχέσεις των Faccioli et. al του 2004, που προκύπτουν από την εφαρμογή θεωρητικών μοντέλων για την πρόβλεψη του φάσματος.



## 4. Επιλογή του Κτηρίου και Σχεδιασμός του Φέροντα Οργανισμού

### 4.1. Επιλογή του Φορέα και Περιγραφή της Γεωμετρίας του

Οι δημιουργοί της μεθόδου των μετακινήσεων έθεσαν ως στόχο να διατηρηθεί η διατύπωση της μεθόδου όσο απλούστερη γίνεται. Ορμώμενοι από το γεγονός ότι οι μη γραμμικές στατικές και δυναμικές αναλύσεις είναι ένα αρκετά προσιτό εργαλείο για το μηχανικό, προτείνεται για κτήρια με ιδιαιτερότητες να εκτελούνται μη γραμμικές αναλύσεις ώστε να επιβεβαιωθεί η συμπεριφορά του φορέα και να εφαρμοστεί ο ικανοτικός σχεδιασμός με μεγαλύτερη αξιοπιστία. Έτσι, λοιπόν, επιλέχθηκε να εξεταστεί ένας φορέας με ακανονικότητες, ώστε να διαπιστωθεί η εφαρμοσιμότητα της γενικής μεθόδου, χωρίς ιδιαίτερη φροντίδα για την ακανονικότητα. Συγκεκριμένα επιλέχθηκε ένα επτάώροφο πλαίσιο τριών φατνωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα, που στους δυο τελευταίους ορόφους παρουσιάζει μια εσοχή και απομένουν μόνο τα δύο φατνώματα. Το κτήριο αποτελείται από τέσσερα πλαίσια παράλληλα μεταξύ τους, σε απόσταση ίση με το μήκος των φατνωμάτων (6 μέτρα). Το ύψος των ορόφων είναι 3m. Οι διαστάσεις και η μορφή του, το καθιστούν ένα τυπικό κτήριο των Ελληνικών πόλεων, γι' αυτό και η συγκεκριμένη γεωμετρία είχε χρησιμοποιηθεί και από τον Ρεπάπη (2007) ως τυπική υφισταμένου κτηρίου. Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζεται η όψη του πλαισίου. Οι έλεγχοι περιορίστηκαν μόνο στην εντός επιπέδου συμπεριφορά του πλαισίου.



23- Γεωμετρία πλαισίου

Για τις δοκούς, υιοθετήθηκε αρχικά ύψος  $h_b = 0.60 \text{ m}$ , που θεωρείται τυπική τιμή για ένα επτάώροφο πλαίσιο. Η προκαταρκτική επιλογή των διαστάσεων των υποστυλωμάτων θα

γίνει με βάση το μέγιστο ανηγμένο αξονικό φορτίο  $\nu$ , το οποίο ελήφθη με βάση την κλάση DCH του Ευρωκώδικα:  $\nu_{max} = 0,55$ .

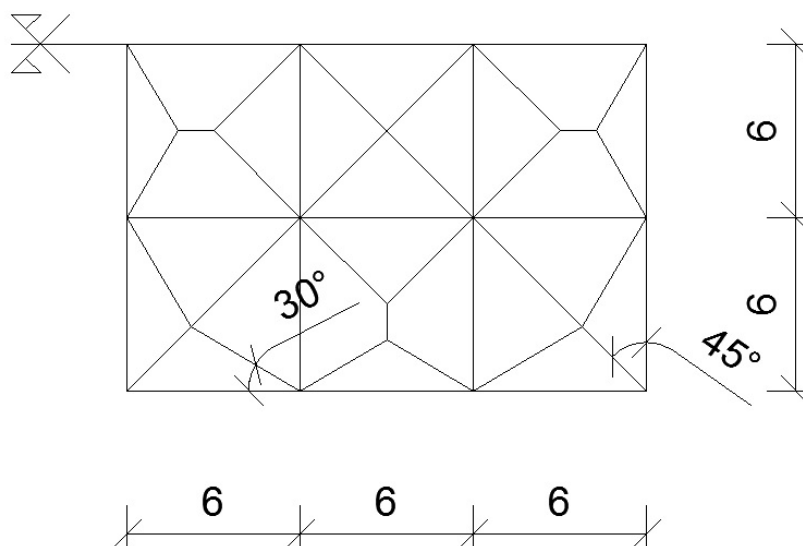
#### 4.2. Κατακόρυφα Φορτία

Στους υπολογισμούς θεωρήθηκαν τα εξής φορτία:

- ίδιο βάρος πλάκας, θεωρώντας πάχος  $h_{\pi\lambda} = 0,16m$ :  $g_{\pi\lambda} = 4 kPa$
- επικάλυψη:  $g' = 1,5 kPa$
- εσωτερική τοιχοποιία, θεωρούμενη απλουστευτικά ως ομοιόμορφα καταναμημένο σε όλη την πλάκα φορτίο:  $g_{\varepsilon\sigma} = 1 kPa$
- κινητά φορτία:  $q = 2 kPa$
- αποκλειστικά για το για το εξωτερικό πλαίσιο, περιμετρική μπατική τοιχοποιία:

$$g_{\varepsilon\xi} = 3,6 \frac{kN}{m^2 \psi\psi\omega\omega\omega} = 9 \frac{kN}{m}$$

Για την εκτέλεση στατικών αναλύσεων μόνο με τα κατακόρυφα φορτία, τα καταναμημένα φορτία της πλάκας, διανεμήθηκαν στις δοκούς με βάση τα εμβαδά των πλακών και της συνθήκες στήριξης. Θεωρήθηκε ότι και στην εγκάρσια διεύθυνση του κτηρίου υπάρχουν πλαίσια, που αναλαμβάνουν τα αντίστοιχα κατακόρυφα φορτία.



24 - Ζώνες επιρροής δοκών για τα κατακόρυφα φορτία

#### 4.3. Μάζες

Για να υπολογιστούν οι μάζες της κατασκευής για το για το συνδυασμό  $G + 0.3 * Q$ , θεωρήθηκε ότι κάθε πλαίσιο αναλαμβάνει τις μάζες γύρω από μια ζώνη επιρροής. Για τα εσωτερικά πλαίσια η ζώνη αυτή έχει πλάτος 3m εκατέρωθεν του πλαισίου, δηλαδή όσο η μισή

απόσταση μεταξύ των πλαισίων, συνολικά 6m. Για τα εξωτερικά πλαίσια, η ζώνη επιρροής είναι 3m.

#### 4.4. Χαρακτηριστικά Ισοδύναμου Μονοβαθμίου

Από την εξίσωση  $\Delta_i = \omega_\theta \cdot \theta_c \cdot h_i \cdot \frac{4H_n - h_i}{4H_n - h_1} - \theta_{N,i} \cdot x_{CP-CM}$ , που παρουσιάστηκε στην ενότητα 2.2, υπολογίζονται για κάθε πλαίσιο οι μετακινήσεις των ορόφων. Αφού δεν υπάρχει στρεπτική απόκριση της κατασκευής, αγνοείται ο δεύτερος όρος της εξίσωσης. Για το μειωτικό συντελεστή επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών  $\omega_\theta$ , δίνεται από τους Priestley et al (2007) η εξής σχέση:  $\omega_\theta = 1,15 - 0,0034 \cdot H_n \leq 1,0$ . Για τη δική μας περίπτωση,  $H_n = 3 * 7 = 21m$ , οπότε  $\omega_\theta = 1,15 - 0,0034 \cdot 21 = 1,07 \geq 1,0 \Rightarrow \omega_\theta = 1,0$ , δηλαδή δεν υπάρχει ανάγκη μείωσης των μετακινήσεων της 1<sup>ης</sup> ανελαστικής ιδιομορφής. Όμως στον πρότυπο κανονισμό DBD12 Model Code 2012, περιλαμβάνεται νομογράφημα, που για την περίπτωση πλαστικών αρθρώσεων κατανεμημένων καθ' ύψος της κατασκευής, όπως στα πλαίσια, δίνει για 7ώροφο κτήριο,  $\omega_\theta = 0,985$ . Θεωρήθηκε εν τέλει,  $\omega_\theta = 1,0$ . Στους παρακάτω πίνακες, συνοψίζονται για κάθε πλαίσιο τα μεγέθη που είναι απαραίτητα για τα χαρακτηριστικά του ισοδύναμου μονοβαθμίου.

<b>Πλαίσιο P1 (εξωτερικό)</b>						
Όροφος	Ύψος $H_i$ (m)	Μάζα $m_i$ (t)	Μετακίνηση $\Delta_i$ (m)	$m_i \cdot \Delta_i$	$m_i \cdot \Delta_i^2$	$m_i \cdot \Delta_i \cdot H_i$
1	3	65	0,075	4,8750	0,3656	14,6250
2	6	65	0,144	9,3889	1,3562	56,3333
3	9	65	0,208	13,5417	2,8212	121,8750
4	12	65	0,267	17,3333	4,6222	208,0000
5	15	65	0,319	20,7639	6,6329	311,4583
6	18	43	0,367	15,7667	5,7811	283,8000
7	21	43	0,408	17,5583	7,1697	368,7250
	<i>Αθροίσματα:</i>	411		99,2278	28,7489	1364,8167

<b>Πλαίσιο P2 (εσωτερικό)</b>						
Όροφος	Ύψος $H_i$ (m)	Μάζα $m_i$ (t)	Μετακίνηση $\Delta_i$ (m)	$m_i \cdot \Delta_i$	$m_i \cdot \Delta_i^2$	$m_i \cdot \Delta_i \cdot H_i$
1	3	87	0,075	6,5250	0,4894	19,5750
2	6	87	0,144	12,5667	1,8152	75,4000
3	9	87	0,208	18,1250	3,7760	163,1250
4	12	87	0,267	23,2000	6,1867	278,4000
5	15	87	0,319	27,7917	8,8779	416,8750
6	18	58	0,367	21,2667	7,7978	382,8000
7	21	58	0,408	23,6833	9,6707	497,3500
	<i>Αθροίσματα:</i>	551		133,1583	38,6136	1833,5250

Και συγκεντρωτικά τα χαρακτηριστικά των ισοδύναμων μονοβαθμίων:

	Πλαίσιο P1	Ποσοστό		Πλαίσιο P2	Ποσοστό	
Δρώσα μάζα $m_e$	342	83,33%	$m_{tot}$	459	83,34%	$m_{tot}$
Ισοδύναμο ύψος $H_e$	13,754	65,50%	$H_{tot}$	13,77	65,57%	$H_{tot}$
Μετακίνηση σχεδιασμού $\Delta_d$	0,290	-		0,290	-	

Για τα χαρακτηριστικά της απόκρισης του ισοδύναμου μονοβαθμίου, απαιτείται η επιλογή συγκεκριμένου φάσματος σχεδιασμού. Επιλέχθηκε αρχικά το φάσμα μετακινήσεων του Ευρωκώδικα, ώστε τα αποτελέσματα να είναι συγκρίσιμα με την τρέχουσα πρακτική.

#### 4.5. Σχεδιασμός με το Φάσμα του Ευρωκώδικα

Έγιναν δοκιμαστικές επιλύσεις για διάφορες σεισμικές ζώνες της Ελλάδας και συντελεστές σπουδαιότητας, για διάφορα ύψη δοκών (το ύψος δοκού, καθορίζει το drift διαρροής, επομένως και την πλαστιμότητα). Τα αποτελέσματα συνοψίζονται στους παρακάτω πίνακες:

Ύψος Δοκού	0,60					
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	Z2 - 0.24g	Z2 - 0.24g	Z2 - 0.24g	Z3 - 0.36g		
Κατηγορία Σπουδαιότητας	II - $\gamma=1,0$	III - $\gamma=1,2$	IV - $\gamma=1,4$	II - $\gamma=1,0$		
Γωνιακή Μετακίνηση Ελαστικού Φάσματος ( $\xi = 5\%$ )	0,149	0,179	0,209	0,224		
Μετακίνηση Διαρροής $\Delta_y$	0,189	0,189	0,189	0,189		
Πλαστιμότητα $\mu$			1,05	1,08		
Ισοδύναμη Ελαστική Απόσβεση $\xi_{eq}$			5,8%	6,4%		
Μετακίνηση Σχεδιασμού $\Delta_d$			0,198	0,205		
Γωνιακή Μετακίνηση Φάσματος Σχεδιασμού ( $\xi = \xi_{eq}$ )			0,198	0,205		
Drift Σχεδιασμού 1 <sup>ου</sup> ορόφου			1,71%	1,77%		
Ενεργός Ιδιοπερίοδος $T_e$			2,50	2,50		
Τέμνουσα Βάσης $V_{base}$			427,96	574,11	442,61	593,76
Ποσοστό Τέμνουσας Βάσης ως προς το συνολικό βάρος			10,61%	10,62%	10,98%	10,98%

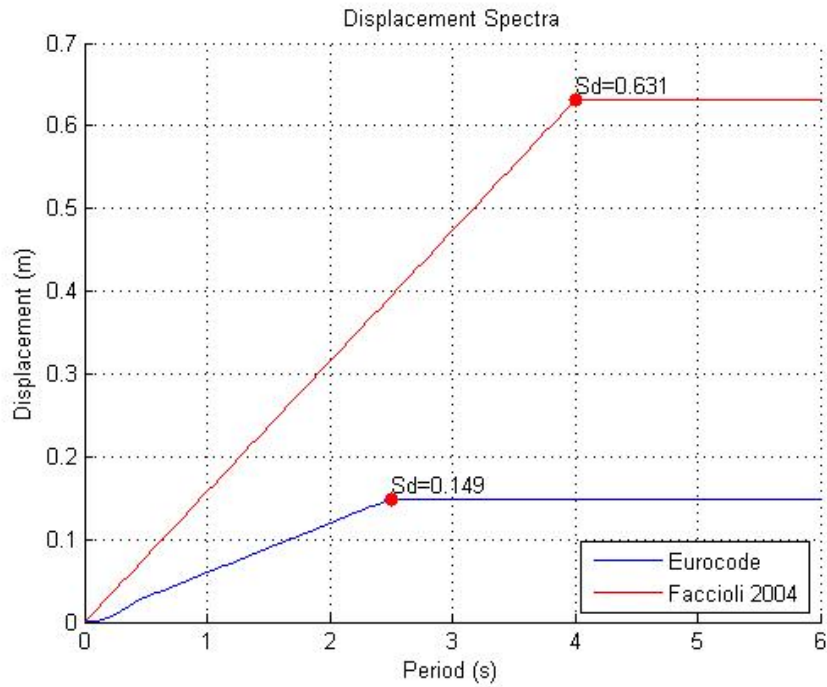
Ύψος Δοκού	0,65						
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	Z2 - 0.24g	Z2 - 0.24g	Z2 - 0.24g		Z3 - 0.36g		
Κατηγορία Σπουδαιότητας	II - $\gamma=1,0$	III - $\gamma=1,2$	IV - $\gamma=1,4$		II - $\gamma=1,0$		
Γωνιακή Μετακίνηση Ελαστικού Φάσματος ( $\xi = 5\%$ )	0,149	0,179	0,209		0,224		
Μετακίνηση Διαρροής $\Delta_y$	0,175	0,175	0,175		0,175		
Πλαστιμότητα $\mu$	Εφόσον $\Delta_y > S_{d,cor}$ το πλαίσιο συμπεριφέρεται <u>ΕΛΑΣΤΙΚΑ</u> στο σεισμό σχεδιασμού	1,01		1,09		1,13	
Ισοδύναμη Ελαστική Απόσβεση $\xi_{eq}$		5,2%		6,5%		7,0%	
Μετακίνηση Σχεδιασμού $\Delta_d$		0,177		0,190		0,197	
Γωνιακή Μετακίνηση Φάσματος Σχεδιασμού ( $\xi = \xi_{eq}$ )		0,176		0,190		0,197	
Drift Σχεδιασμού 1 <sup>ου</sup> ορόφου		1,52%		1,64%		1,70%	
Ενεργός Ιδιοπερίοδος $T_e$		2,50		2,50		2,50	
Τέμνουσα Βάσης $V_{base}$		381,64	512,00	410,78	551,06	425,90	571,32
Ποσοστό Τέμνουσας Βάσης ως προς το συνολικό βάρος	9,47%	9,47%	10,19%	10,19%	10,56%	10,57%	

Ύψος Δοκού	0,70						
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	Z2 - 0.24g	Z2 - 0.24g	Z2 - 0.24g		Z3 - 0.36g		
Κατηγορία Σπουδαιότητας	II - $\gamma=1,0$	III - $\gamma=1,2$	IV - $\gamma=1,4$		II - $\gamma=1,0$		
Γωνιακή Μετακίνηση Ελαστικού Φάσματος ( $\xi = 5\%$ )	0,149	0,179	0,209		0,224		
Μετακίνηση Διαρροής $\Delta_y$	0,162	0,162	0,162		0,162		
Πλαστιμότητα $\mu$	Εφόσον $\Delta_y > S_{d,cor}$ το πλαίσιο συμπεριφέρεται <u>ΕΛΑΣΤΙΚΑ</u> στο σεισμό σχεδιασμού	1,05		1,13		1,17	
Ισοδύναμη Ελαστική Απόσβεση $\xi_{eq}$		5,8%		7,1%		7,7%	
Μετακίνηση Σχεδιασμού $\Delta_d$		0,170		0,183		0,190	
Γωνιακή Μετακίνηση Φάσματος Σχεδιασμού ( $\xi = \xi_{eq}$ )		0,170		0,183		0,190	

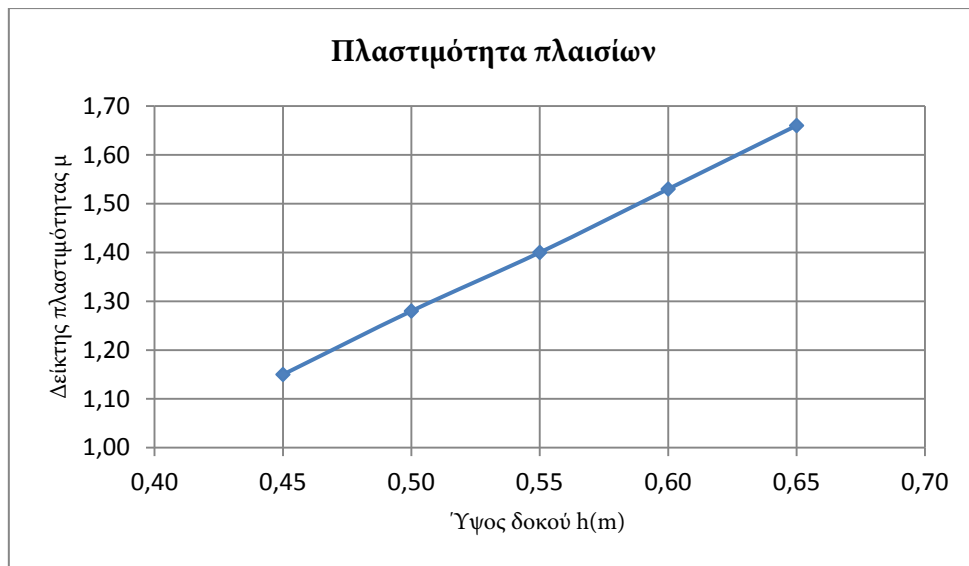
Drift Σχεδιασμού 1 <sup>ου</sup> ορόφου		1,46%		1,58%		1,64%	
Ενεργός Ιδιοπερίοδος $T_e$		2,50		2,50		2,50	
Τέμνουσα Βάσης $V_{base}$		367,17	492,11	396,56	531,96	411,83	552,43
Ποσοστό Τέμνουσας Βάσης ως προς το συνολικό βάρος		9,11%	9,10%	9,84%	9,84%	10,21%	10,22%

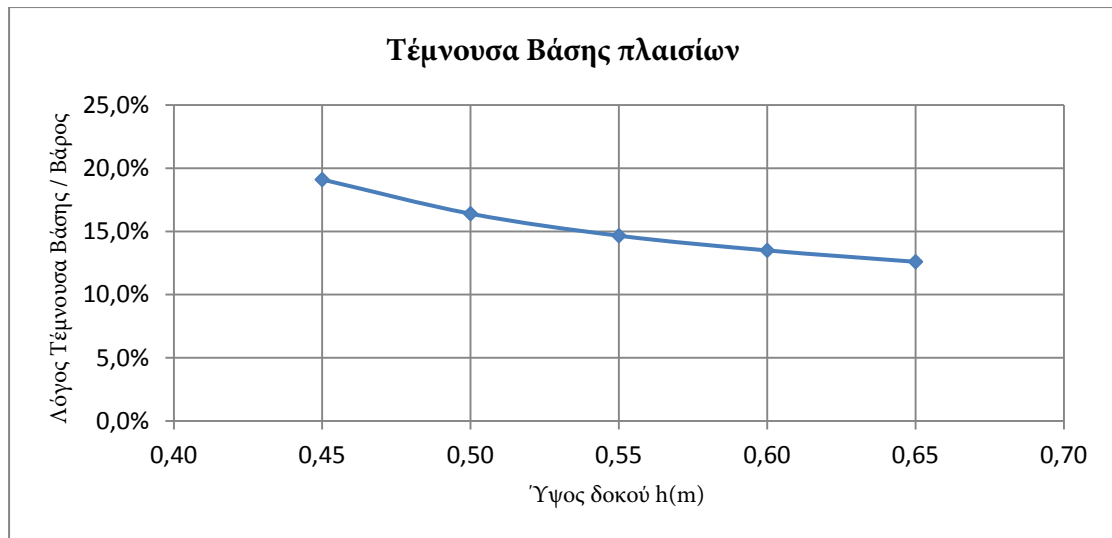
Παρατηρούμε, ότι το φάσμα του Ευρωκώδικα δίνει μη ρεαλιστικά αποτελέσματα για όλες τις περιπτώσεις που εξετάστηκαν. Συγκεκριμένα, για ύψος δοκού που κυμαίνεται μεταξύ 0,60m και 0,70m (τυπικά ύψη για ένα επταώροφο κτήριο), ένα πλαίσιο χωρίς συντελεστή σπουδαιότητας στη Ζώνη 2 συμπεριφέρεται ελαστικά. Για τις υπόλοιπες περιπτώσεις (αυξημένη σπουδαιότητα ή Ζώνη 3), η ανελαστική συμπεριφορά είναι πολύ περιορισμένη (ο δείκτης πλαστιμότητας κυμαίνεται μεταξύ 1,01 και 1,13) και η αντίστοιχη τέμνουσα βάσης είναι αρκετά μικρό ποσοστό του συνολικού βάρους (μεταξύ 9,47% και 10,98%, ενώ μια φυσιολογική τιμή είναι τουλάχιστον 15%). Επίσης, για όλους τους συνδυασμούς, η συμπεριφορά των πλαισίων εμπίπτει στις ειδικές περιπτώσεις που αναφέρθηκαν σε προηγούμενη ενότητα. Συγκεκριμένα, τα πλαίσια συμπεριφέρονται μεν ανελαστικά, αλλά όχι στο επίπεδο που τους υπαγορεύει ο σχεδιασμός. Έτσι ακολουθείται η επαναληπτική διαδικασία μείωσης της μετακίνησης σχεδιασμού, ώστε να βρεθεί σημείο τομής με το φάσμα του Ευρωκώδικα. Έτσι, το drift σχεδιασμού του 1<sup>ου</sup> ορόφου, από  $\theta_c = 2,5\%$  που επιβάλλει η στάθμη επιτελεστικότητας σχεδιασμού, μεταπίπτει περίπου σε 1,5% (εύρος: 1,46% έως 1,77%). Πρακτικά, όλα τα πλαίσια εξαναγκάζονται να συμπεριφερθούν πάνω στο γωνιακό σημείο του φάσματος και γι' αυτό η ενεργός ιδιοπερίοδος σε όλες τις περιπτώσεις είναι 2,5s

Κρίνεται, λοιπόν, επιβεβλημένη η αλλαγή του φάσματος σχεδιασμού. Με βάση τις δυνατές εναλλακτικές που παρατέθηκαν στην προηγούμενη ενότητα, επελέγη το φάσμα των Faccioli et. al 2004. Το συγκεκριμένο φάσμα, βασίζεται σε θεωρητικά μοντέλα πρόβλεψης της φασματικής μετατόπισης και της γωνιακής περιόδου και έχει σημαντικές ομοιότητες με τις σχέσεις εξασθένισης των Faccioli et al 2008. Για την περιοχή κατασκευής του κτηρίου, θεωρήθηκε ότι η σεισμική επικινδυνότητα κυριαρχείται από ένα ρήγμα σε απόσταση  $R = 10km$ , που μπορεί να δώσει σεισμό με μέγιστο μέγεθος  $M_w = 7$ . Υπενθυμίζονται οι εξισώσεις για τη μέγιστη φασματική μετακίνηση  $\delta_{max} = C_s \cdot \frac{10^{M_w - 3.2}}{r}$  (mm) και για τη γωνιακή περίοδο  $T_D = 1 + 2.5(M - 5.7)$ . Για τις τιμές της επικεντρικής απόστασης και του μεγέθους του σεισμού που υποτέθηκαν, το φάσμα σχεδιασμού που προκύπτει φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα. Συγκριτικά παρατίθεται και το φάσμα του Ευρωκώδικα για τη 2<sup>η</sup> ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας και κατηγορία σπουδαιότητας II.



Για το φάσμα αυτό, έγιναν όπως και πριν διερευνητικές επιλύσεις για διάφορα ύψη δοκών. Η μεταβολή του δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων του ισοδύναμου μονοβαθμίου και της τέμνουσας βάσης σχεδιασμού για κάθε περίπτωση φαίνεται στα επόμενα σχήματα:



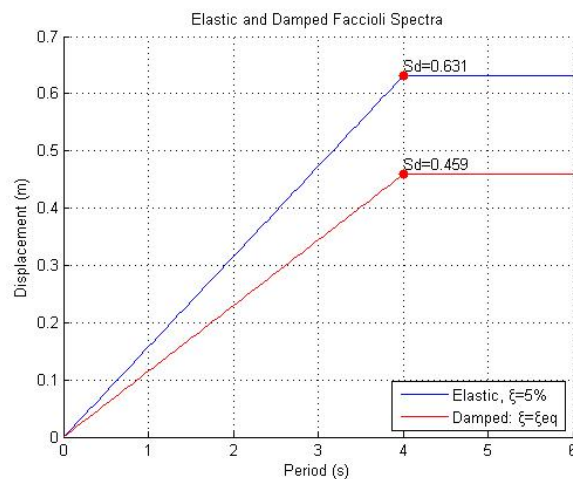


#### 4.6. Σχεδιασμός με το Φάσμα των Faccioli et. al 2004

Στη συνέχεια, επιλέχθηκε ύψος δοκού  $h_b = 0.60 \text{ m}$ , οπότε τα χαρακτηριστικά της απόκρισης του ισοδύναμου μονοβαθμίου προκύπτουν ως εξής:

	Πλαίσιο P1	Πλαίσιο P2
Μετακίνηση Διαρροής $\Delta_y$	0,189	
Πλαστιμότητα $\mu$	1,53	
Μετακίνηση Σχεδιασμού $\Delta_d$	0,290	
Ισοδύναμη Ελαστική Απόσβεση $\xi_{eq}$	11,2%	
Γωνιακή Μετακίνηση Φάσματος Σχεδιασμού ( $\xi = \xi_{eq}$ )	0,459	
Ενεργός Ιδιοπερίοδος $T_e$	2,68	2,69
Τέμνουσα Βάσης $V_{base}$	543,61	728,35
Ποσοστό Τέμνουσας Βάσης ως προς το συνολικό βάρος	13,48%	13,47%

Το ελαστικό φάσμα μαζί με το φάσμα σχεδιασμού για  $\xi = \xi_{eq}$ , απεικονίζονται συγκριτικά στο ακόλουθο σχήμα:





#### 4.7. Κατανομή της Τέμνουσας Βάσης στους Ορόφους

Με εφαρμογή των σχέσεων της ενότητας 2.7, κατανέμεται η τέμνουσα βάσης στους ορόφους ως εξής:

Όροφος	Πλαίσιο P1	Πλαίσιο P2
1	24,04	32,12
2	46,29	61,86
3	66,77	89,23
4	85,46	114,21
5	102,38	136,81
6	77,74	104,69
7	140,93	189,42
<b>Άθροισμα (<math>\equiv V_{base}</math>)</b>	<b>543,61</b>	<b>728,35</b>

#### 4.8. Καθορισμός Ροπών Αντοχής Βάσεων Υποστυλωμάτων

Με βάση τους συλλογισμούς που αναπτύχθηκαν στην ενότητα 2.8.1, παρατίθενται οι τέμνουσες και οι ροπές σχεδιασμού των βάσεων των υποστυλωμάτων. Η αρίθμηση των υποστυλωμάτων γίνεται από αριστερά προς τα δεξιά, όπως στο σχήμα

<u>Τέμνουσες Υποστυλωμάτων</u> <u>Ισογείου (kN)</u>	<u>Υποστύλωμα</u>			
	1	2	3	4
Πλαίσιο P1	90,60	181,20	181,20	90,60
Πλαίσιο P2	121,39	242,78	242,78	121,39

<u>Ροπές Αντοχής Βάσεων</u> <u>Υποστυλωμάτων (kNm)</u>	<u>Υποστύλωμα</u>			
	1	2	3	4
Πλαίσιο P1	190,26	380,53	380,53	190,26
Πλαίσιο P2	254,92	509,84	509,84	254,92

#### 4.9. Προεπιλογή Διαστάσεων

Έχει ήδη αναφερθεί, ότι ως ύψος δοκού, θα ληφθεί  $h_b = 0.60 \text{ m}$ . Παρ' όλα αυτά, επειδή αναμένεται έντονη επιβάρυνση των δοκών των πρώτων ορόφων και, αντίστοιχα, μειωμένη για τους τελευταίους ορόφους, γίνεται η εξής κλιμάκωση: Για τους δύο πρώτους ορόφους, λαμβάνεται  $h_b = 0.70 \text{ m}$  και για τους δύο τελευταίους  $h_b = 0.50 \text{ m}$ , ώστε και πάλι το μέσο ύψος των δοκών του πλαισίου να είναι  $h_b = 0.60 \text{ m}$  και να μη μεταβληθεί το drift διαρροής του.

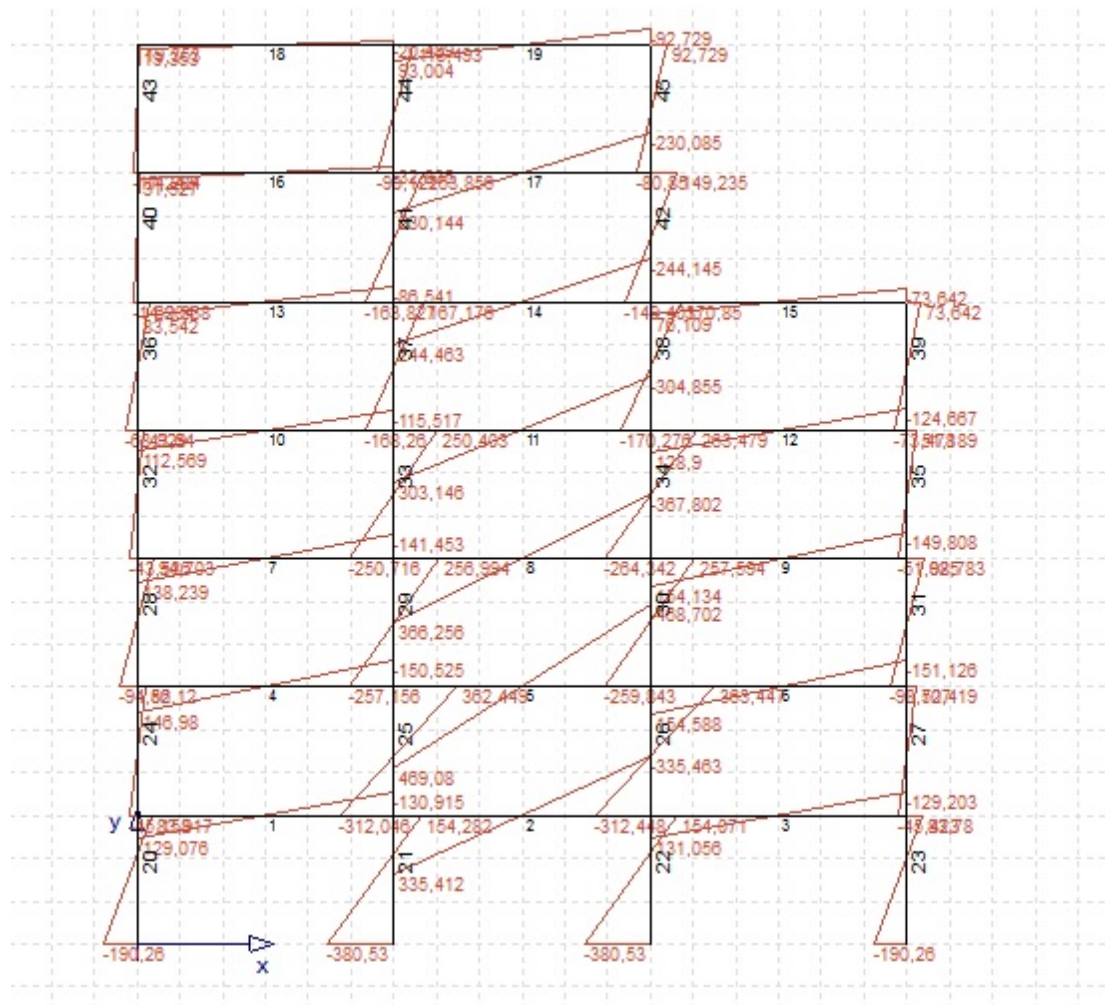
Τα υποστυλώματα θεωρήθηκαν τετραγωνικά και οι διαστάσεις τους κλιμακώνονται ανά 2-3 ορόφους. Για τις βάσεις των υποστυλωμάτων, η διάσταση υπολογίστηκε, αρχικά, με βάση το μέγιστο αξονικό θλιπτικό φορτίο. Έτσι, για το εξωτερικό πλαίσιο P1, ορίστηκαν διαστάσεις 0,35m και 0,40m για τα εξωτερικά και τα εσωτερικά υποστυλώματα αντίστοιχα. Για το εσωτερικό πλαίσιο P2, οι διαστάσεις ήταν αυξημένες κατά 0,05m. Οι διαστάσεις αυτές διατηρήθηκαν σταθερές για τους 3 πρώτους ορόφους. Στη συνέχεια, γινόταν μείωση κατά 0,05m ανά δύο ορόφους.

#### **4.10. Στατική Επίλυση με Επαναληπτική Σύγκλιση της Δυσκαμψίας**

Με δεδομένες πλέον τις πλευρικές φορτίσεις και τις ροπές στις βάσεις των υποστυλωμάτων, ακολουθείται η επαναληπτική στατική επίλυση που περιγράφηκε στην §... Θεωρήθηκε ότι αυτός είναι ο κρίσιμος συνδυασμός για τον υπολογισμό των ροπών στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων, έναντι του συνδυασμού με τα μέγιστα κατακόρυφα. Υπενθυμίζεται, ότι ο σκοπός της επανάληψης, είναι να βρεθεί η κατάλληλη τιμή της δυσκαμψίας των μελών, ώστε για τη δεδομένη καμπυλότητα διαρροής, η ροπή αντοχής να ταυτίζεται με τη ροπή της στατικής επίλυσης. Για τα υποστυλώματα, θεωρείται καμπυλότητα διαρροής  $\varphi_y = 2,1 \cdot \frac{\varepsilon_y}{h_b}$ , ενώ για τις δοκούς  $\varphi_y = 1,7 \cdot \frac{\varepsilon_y}{h_b}$ . Για να εκτελεστεί αυτή η επαναληπτική διαδικασία, γράφτηκε κώδικας στο OpenSees και στο Matlab, ο οποίος συνοπτικά εκτελεί τα ακόλουθα βήματα: Στήνεται στο OpenSees ένα ελαστικό μοντέλο του φορέα (χρησιμοποιώντας elasticBeamColumn elements), αναθέτοντας στα μέλη τις ροπές αδράνειας της πλήρους διατομής. Στη συνέχεια, καλείται μέσω του OpenSees κώδικας Matlab, ο οποίος διαβάζει τις καμπτικές ροπές στα άκρα των μελών που έβγαλε η στατική ανάλυση και με δεδομένες τις καμπυλότητες διαρροής των διατομών (υπολογίζονται από τους ανωτέρω τύπους), εξάγει τις ροπές αδράνειας που θα χρησιμοποιηθούν στην επόμενη επίλυση. Μεταξύ των στατικών επιλύσεων, καλείται κώδικας Matlab, που συγκρίνει τις καμπτικές ροπές του τρέχοντος και του προηγούμενου βήματος, ώστε να διαπιστωθεί εάν υπάρχει σύγκλιση. Επισημαίνεται ότι, στο μοντέλο του φορέα που χρησιμοποιήθηκε δε δίνεται ιδιαίτερη στους κόμβους. Τα στοιχεία elasticBeamColumn που χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση των μελών έχουν ως άκρα τα κέντρα των κόμβων (τομές κεντροβαρικών αξόνων) και δε χρησιμοποιήθηκαν άκαμπτες απολήξεις. Ο λόγος γι' αυτή την παραδοχή είναι ότι το κτήριο καθίσταται πιο εύκαμπτο, πράγμα που συνάδει με τις αρχές της μεθόδου των μετακινήσεων και την προσομοίωση του κτηρίου στη μέγιστη μετακίνηση. Επιπλέον, για τον υπολογισμό του drift διαρροής  $\theta_y$ , ελήφθη υπ' όψιν η διατμητική παραμόρφωση του κόμβου (η συμβολή της θεωρήθηκε ίση με το 25% της στροφής λόγω κάμψης της δοκού). Η χρήση άκαμπτων στοιχείων για τους κόμβους δε θα επέτρεπε να ενσωματωθεί αυτός ο παράγοντας. Με την ολοκλήρωση της στατικής επίλυσης, υπολογίζονται οι ροπές στις παρειές των κόμβων, ώστε να οπλιστούν τα μέλη.

Στο παρακάτω σχήμα, έχει οπτικοποιηθεί το τελικό διάγραμμα ροπών, για το εξωτερικό πλαίσιο P1. Παρατηρείται μια εντονότερη επιβάρυνση του μεσαίου φαντώματος,

που είναι πιο δύσκαμπτο σε σχέση με τα ακραία. Παρόμοια συμπεριφορά παρουσιάζει και το εσωτερικό πλαίσιο.



Π - Καμπτικές ροπές πλαισίου P1 για το σεισμικό συνδυασμό φόρτισης

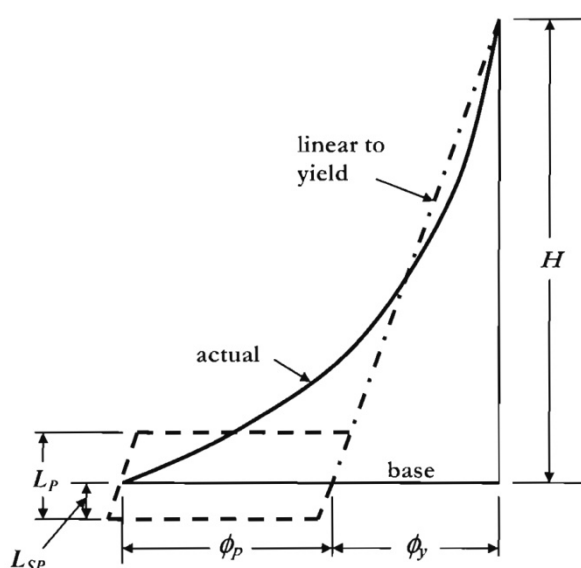
Στη συνέχεια εκτελέστηκαν δύο αναλύσεις με τα κατακόρυφα φορτία. Η πρώτη για το συνδυασμό  $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$  με αρηγμάτωτες διατομές, ώστε να διαπιστωθεί ο κρισιμότερος συνδυασμός για τις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων. Όπως ήταν αναμενόμενο, ο συνδυασμός με τα πλευρικά φορτία, δίνει μεγαλύτερες ροπές σε όλες τις θέσεις. Η δεύτερη έγινε για το συνδυασμό  $G + 0,3 \cdot Q$ , με ρηγματωμένες δυσκαμψίες (αυτές που μόλις προσδιορίστηκαν από την προηγούμενη επαναληπτική επίλυση). Ο σκοπός της ανάλυσης αυτής, ήταν να βρεθούν τα αξονικά φορτία των υποστυλωμάτων, ώστε να προσδιοριστεί ο απαιτούμενος σπλισμός. Η επεξεργασία των αποτελεσμάτων των αναλύσεων, ώστε να συνεχιστεί ο σχεδιασμός, έγινε με κώδικα.

#### 4.11. Όπλιση Πλαστικών Αρθρώσεων

Για τις δοκούς, θα χρησιμοποιηθεί ενιαία διατομή για όλα τα φατνώματα κάθε ορόφου, οπότε βρέθηκε η μέγιστη ροπή. Θετικές και αρνητικές ροπές είναι πρακτικά ίσες,

οπότε θα τοποθετηθεί συμμετρικός οπλισμός στο άνω και στο κάτω πέλμα. Επισημαίνεται, ότι αγνοήθηκε η συνεισφορά της πλάκας, οπότε οι δοκοί προσομοιώθηκαν ως ορθογωνικές.

Στη συνέχεια, παρουσιάζεται εκτενώς η διαδικασία που ακολουθήθηκε για τον οπλισμό των δοκών του 1<sup>ου</sup> ορόφου του εσωτερικού πλαισίου P2. Η ίδια διαδικασία ακολουθήθηκε και για τις υπόλοιπες δοκούς και βασίζεται στην §4,5,1 του συγγράμματος της μεθόδου. Στο παράδειγμα αυτό, υπολογίζεται για ένα μονοβάθμιο σύστημα (βάθρο γέφυρας) η καμπυλότητα σχεδιασμού  $\varphi_D$  και η όπλιση γίνεται με δοκιμαστικές αναλύσεις  $M - \varphi$ . Γίνεται προσαρμογή του παραδείγματος αυτού για ένα πλαίσιο, θεωρώντας τα μέλη ως αμφιπροβόλους. Το κάθε τμήμα που συμπεριφέρεται ως πρόβολος (από τον κόμβο έως το σημείο μηδενισμού των ροπών) ακολουθεί ιδεατά την εξής κατανομή καμπυλοτήτων:



25 - Κατανομή καμπυλοτήτων σε πρόβολο

Για τις δοκούς του 1<sup>ο</sup> ορόφου του πλαισίου P2, η μέγιστη ροπή είναι  $304,87 \text{ kNm}$ . Για τις πλαστικές αρθρώσεις των δοκών του 1<sup>ου</sup> ορόφου, θεωρείται drift σχεδιασμού ίσο με των υποστρωμάτων του ισογείου, δηλ.  $\theta_c = 2,5\%$ . Υποθέτοντας ότι το σημείο μηδενισμού των ροπών θα είναι στη μέση της δοκού ( $H = 3 \text{ m}$ ), η μετακίνηση που θα αντιστοιχούσε σε έναν ισοδύναμο πρόβολο είναι  $\Delta_D = \theta_c \cdot H = 0,075 \text{ m}$ . Η καμπυλότητα διαρροής της διατομής είναι  $\varphi_y = 1,7 \cdot \frac{\varepsilon_y}{h_b} = 1,7 \cdot \frac{f_{ye}/E}{h_b} = 1,7 \cdot \frac{550/200000}{0,70} = 0,006679 \text{ 1/m}$ .

Από τις σχέσεις του Priestley, υπολογίζεται το μήκος διείσδυσης της διαρροής

$$L_{sp} = 0,022 \cdot f_{ye} \cdot \phi_L = 0,022 \cdot 550 \cdot 18/1000 = 0,218 \text{ m}$$

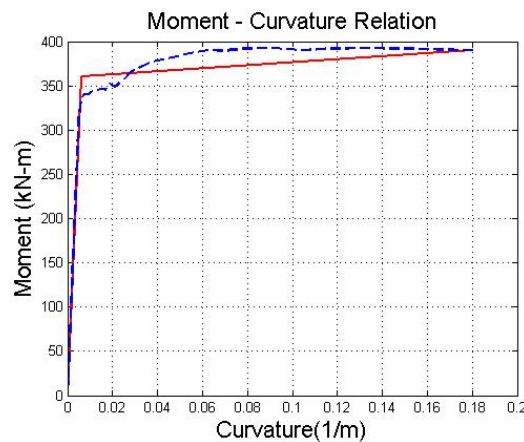
και το μήκος της πλαστικής άρθρωσης  $L_p = k \cdot L + L_{sp} \geq 2 \cdot L_{sp}$ , με  $k = 0,2 \cdot \left(\frac{f_u}{f_y} - 1\right) \leq 0,08$ . Ισχύει  $k = 0,0364$  και  $L = 0,5 \cdot \left(6 - \frac{0,40}{2} - \frac{0,45}{2}\right) = 2,788 \text{ m}$ , οπότε  $L_p = 0,436 \text{ m}$ .

Άρα, η μετακίνηση διαρροής του αντίστοιχου προβόλου θα ήταν

$$\Delta_y = \varphi_y \cdot \frac{(L + L_{sp})^2}{3} = 0,006679 \cdot \frac{3,001^2}{3} = 0,0201 \text{ m.}$$

Επομένως, η πλαστική καμπυλότητα είναι  $\varphi_p = \frac{\Delta_p}{L_p \cdot L} = \frac{\Delta_D - \Delta_y}{L_p \cdot L} = \frac{0,075 - 0,020}{0,436 \cdot 2,788} = 0,045208 \frac{1}{m}$   
 και συνολικά η καμπυλότητα σχεδιασμού  $\varphi_D = \varphi_y + \varphi_p = 0,051887 \frac{1}{m}$ .

Με δοκιμές τοποθετήθηκαν 4  $\varnothing 18$  στο πάνω και το κάτω πέλαμα. Οι συνδετήρες τοποθετήθηκαν σε τυπικές αποστάσεις  $\varnothing 8/120$ . Εξήχθη με το πρόγραμμα Cumbia το ακόλουθο διάγραμμα. Παρατηρούμε ότι η καμπυλότητα σχεδιασμού εμπίπτει εντός των ορίων της διατομής, στον πλαστικό κλάδο, πριν το μισό της απόστασης μεταξύ διαρροής και αστοχίας, με μικρή υπέρβαση από τη ροπή σχεδιασμού.



Με ανάλογο τρόπο οπλίστηκαν όλες οι υπόλοιπες δοκοί. Τα αποτελέσματα συγκεντρώνονται στον ακόλουθο πίνακα:

Όροφος	Ύψος δοκού (m)	Πλάτος δοκού (m)	Πλαίσιο P1		Πλαίσιο P2	
			M (kNm)	Οπλισμός	M (kNm)	Οπλισμός
1	0,70	0,30	263,13	3 $\varnothing 18$	304,87	4 $\varnothing 18$
2	0,70	0,30	364,09	5 $\varnothing 18$	431,62	5 $\varnothing 18$
3	0,60	0,30	283,45	4 $\varnothing 18$	340,26	5 $\varnothing 18$
4	0,60	0,30	242,19	4 $\varnothing 18$	280,27	4 $\varnothing 18$
5	0,60	0,30	194,55	3 $\varnothing 18$	236,07	4 $\varnothing 18$
6	0,50	0,30	189,6	4 $\varnothing 18$	227,49	4 $\varnothing 18$
7	0,50	0,30	76,4	2 $\varnothing 18$	89,51	2 $\varnothing 18$

Για τις δοκούς του τελευταίου ορόφου, που οι ροπές από τα κατακόρυφα φορτία είναι πολύ κοντά στις σεισμικές ροπές, ελέγχθηκε μήπως απαιτηθούν περισσότερα σίδερα. Η όπλιση για τα κατακόρυφα φορτία γίνεται κατά τα γνωστά, με χρήση των χαρακτηριστικών αντοχών και συντελεστών ασφαλείας. Για τη διαστασιολόγηση, χρησιμοποιείται το προσεγγιστικό ορθογωνικό διάγραμμα τάσεων-τροπών που προτείνει ο Ευρωκώδικας. Ο εφελκόμενος οπλισμός μιας απλά οπλισμένης διατομής δίνεται από τη σχέση

$$A_s = \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \frac{M_{ds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}}\right) \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$\text{Για το πλαίσιο P1, } M_{ds} = 62,71 \text{ kNm} \Rightarrow A_s = \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \frac{62,71}{0,3 \cdot 0,451^2 \cdot 0,85 \cdot \frac{30000}{1,5}}}\right) \cdot 30 \cdot 50 \cdot \frac{0,85 \cdot \frac{30000}{1,5}}{\frac{550}{1,15}} = 3,31 \text{ cm}^2 < 5,09 \text{ cm}^2 = A_{2\phi 18} \text{ και για το πλαίσιο P2, } M_{ds} = 91 \text{ kNm} \Rightarrow A_s = 4,88 \text{ cm}^2 < 5,09 \text{ cm}^2 = A_{2\phi 18}.$$

Με τον ίδιο τρόπο οπλίστηκαν και οι βάσεις των υποστυλωμάτων. Όπως θα φανεί και στην επόμενη ενότητα, ο ικανοτικός σχεδιασμός έναντι κάμψης είναι ιδιαίτερα δυσμενής. Έτσι οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων αυξήθηκαν σε σχέση με αυτές που προεπιλέχθηκαν με βάση τον περιορισμό της αξονικής ( $v_{max} = 0,55$ ). Οι εντάσεις και οι οπλίσεις που παρουσιάζονται, υπολογίστηκαν με βάση τις τελικές διαστάσεις που επιλέχθηκαν.

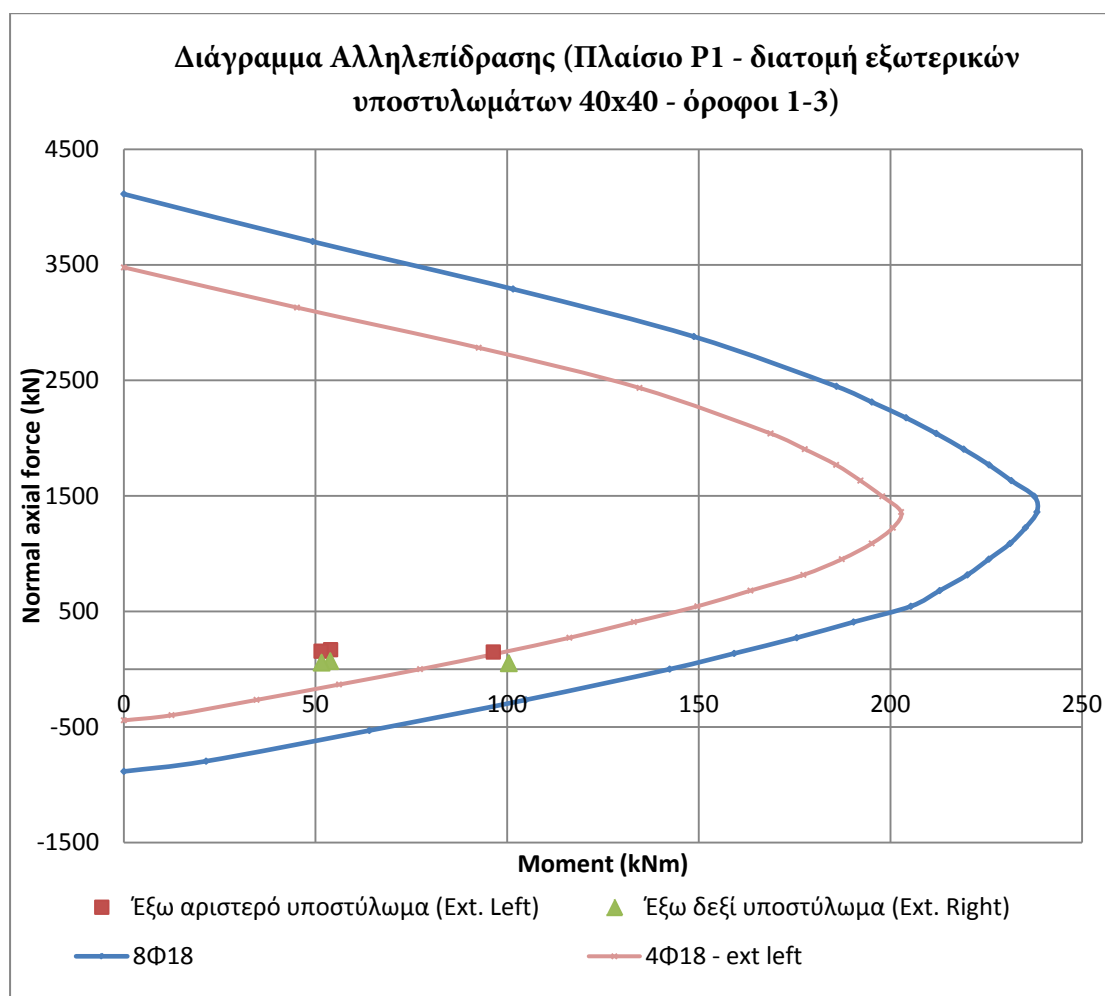
	<b><u>Πλαίσιο P1</u></b>			
	<b><i>1</i></b>	<b><i>2</i></b>	<b><i>3</i></b>	<b><i>4</i></b>
<b>Διάσταση</b>	0,40	0,45	0,45	0,40
<b>Ροπή M - kNm</b>	190,26	380,53	380,53	190,26
<b>Ανηγμένη ροπή μ</b>	0,15	0,21	0,21	0,15
<b>Αξονική N - kN</b>	394,33	909,60	749,30	283,77
<b>Ανηγμένη αξονική ν</b>	0,13	0,23	0,20	0,10
<b>Οπλισμός</b>	4Ø18	8Ø16	8Ø18	8Ø18
	<b><u>Πλαίσιο P2</u></b>			
<b>Διάσταση</b>	0,45	0,50	0,50	0,45
<b>Ροπή M</b>	254,92	509,84	509,84	254,92
<b>Ανηγμένη ροπή μ</b>	0,14	0,20	0,20	0,14
<b>Αξονική N</b>	563,22	1279,3	1058,8	404,71
<b>Ανηγμένη αξονική ν</b>	0,15	0,27	0,23	0,11
<b>Οπλισμός</b>	4Ø18	8Ø16	8Ø18	8Ø18

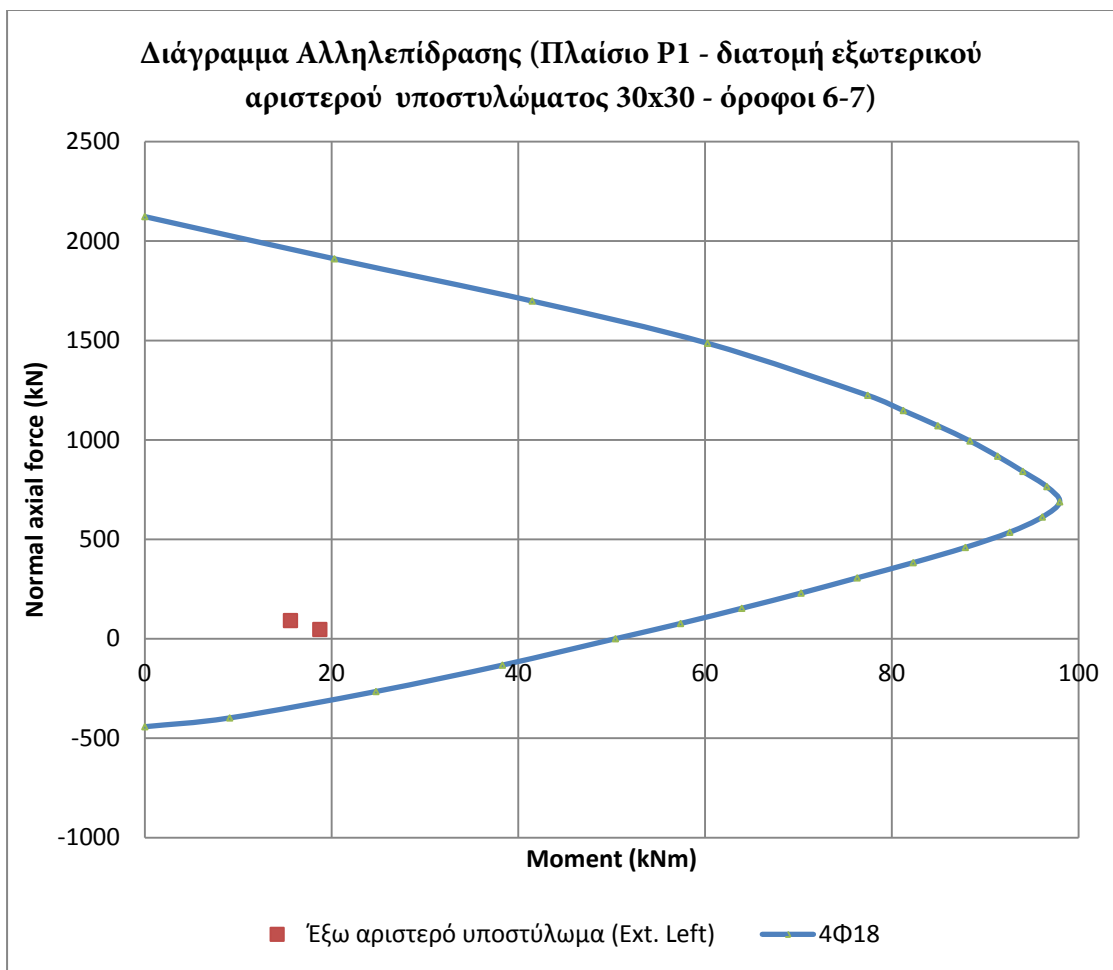
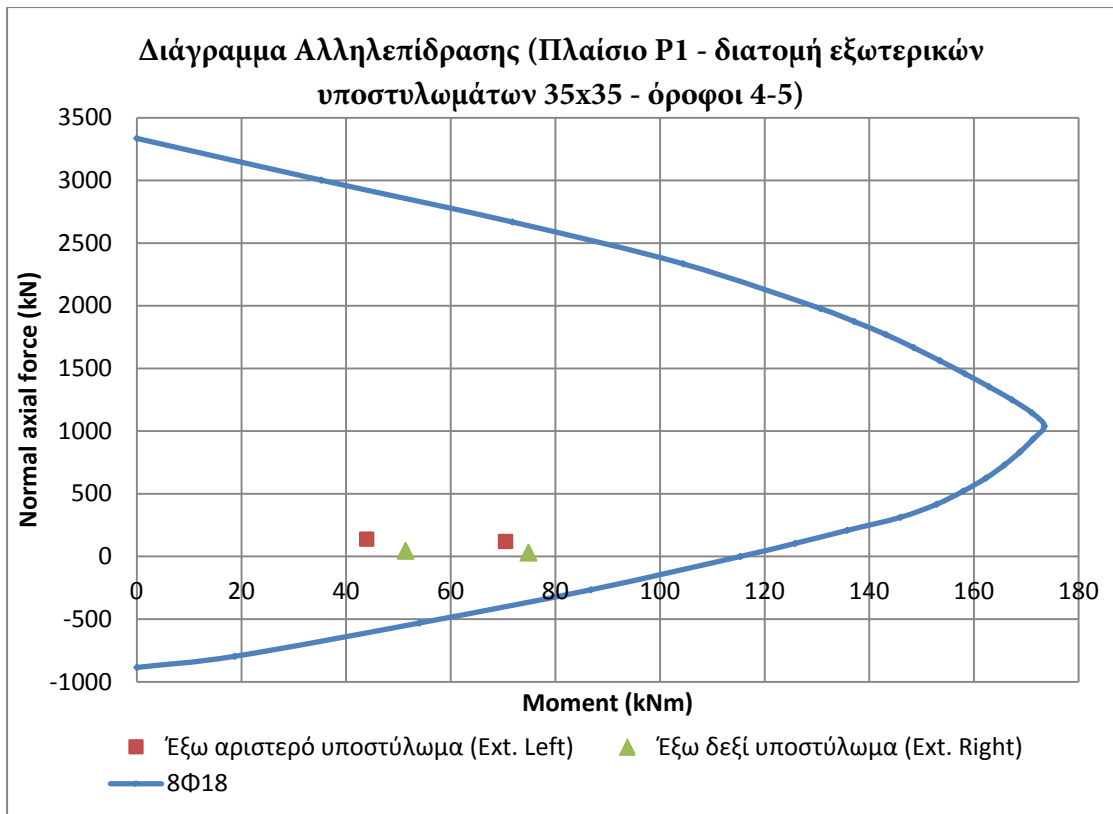
#### **4.12. Ικανοτικός Σχεδιασμός Έναντι Κάμψης για τα Υποστυλώματα**

Με βάση την ενότητα 2.10 υπολογίζονται οι επαυξημένες ροπές στα άκρα των υποστυλωμάτων και συνοψίζονται στους ακόλουθους πίνακες. Οι αξονικές σε κάθε

περίπτωση είναι οι δυσμενέστερες (ταυτόχρονη δράση κατακόρυφων φορτίων και σεισμού για τη δυσμενέστερη φορά - λιγότερο θλιβόμενο υποστύλωμα). Η θλίψη εμφανίζεται με θετικό πρόσημο. Για τον 1<sup>ο</sup> όροφο, το ζεύγος M-N που δίνεται αφορά την κορυφή του υποστυλώματος, ενώ για τους υπόλοιπους ορόφους είναι το δυσμενέστερο από τα 2 άκρα (μεγαλύτερη ροπή).

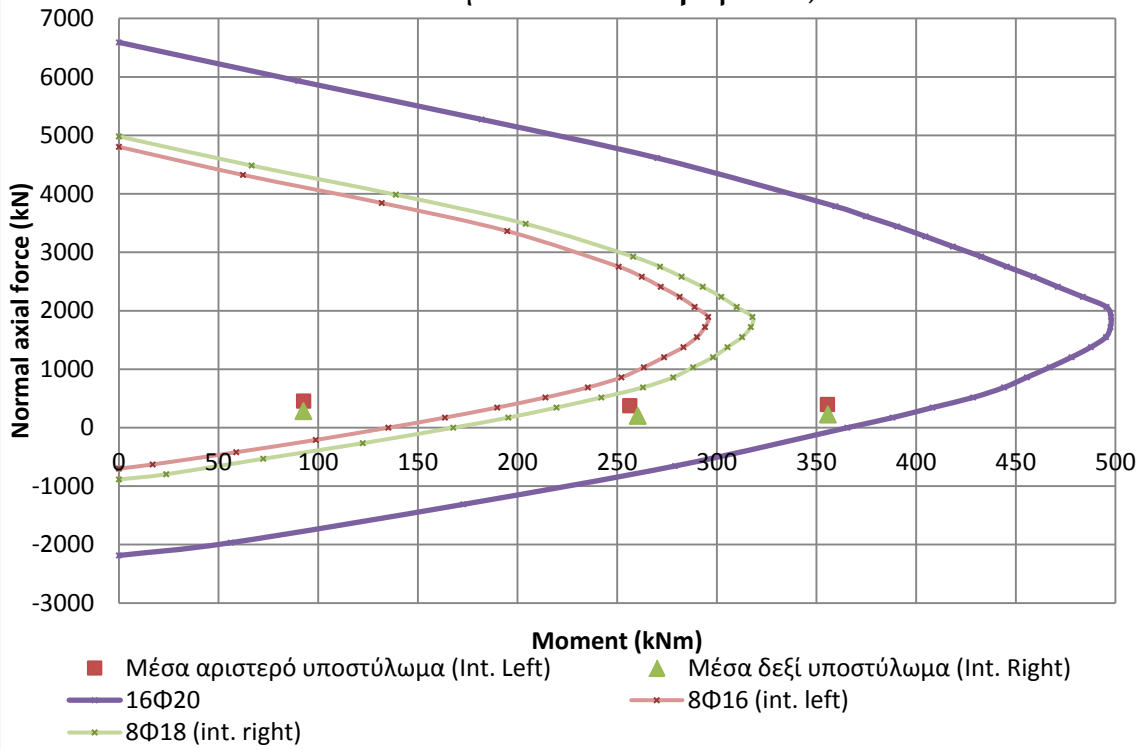
<u>Πλαίσιο</u>	1		2		3		4	
<u>P1</u>	Εξωτερικό Αριστερά (Ext. Left)		Εσωτερικό Αριστερά (Int. Left)		Εσωτερικό Δεξιά (Int. Right)		Εξωτερικό Δεξιά (Ext. Right)	
<u>Όροφος</u>	<i>M (kNm)</i>	<i>N (kN)</i>	<i>M (kNm)</i>	<i>N (kN)</i>	<i>M (kNm)</i>	<i>N (kN)</i>	<i>M (kNm)</i>	<i>N (kN)</i>
1	53,93	168,20	92,68	454,70	92,59	282,65	53,84	69,38
2	51,45	155,11	355,48	396,50	355,68	224,28	51,59	56,36
3	96,38	148,12	256,31	375,75	260,31	201,62	100,43	50,94
4	43,93	138,21	255,88	323,19	263,63	144,74	51,37	45,09
5	70,47	119,67	167,68	257,88	172,22	75,87	74,86	30,57
6	15,60	91,54	176,89	183,29	160,81	2,30	-	-
7	18,74	46,65	108,66	114,81	88,53	22,85	-	-



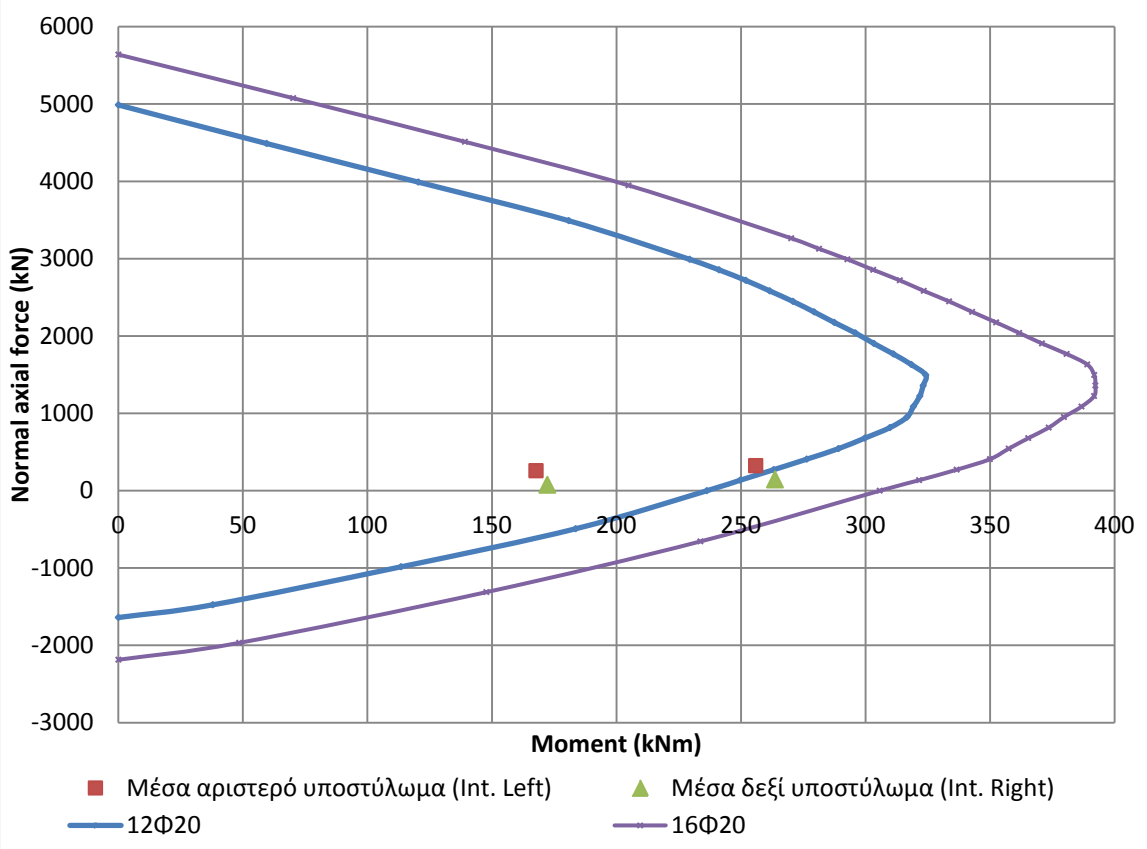


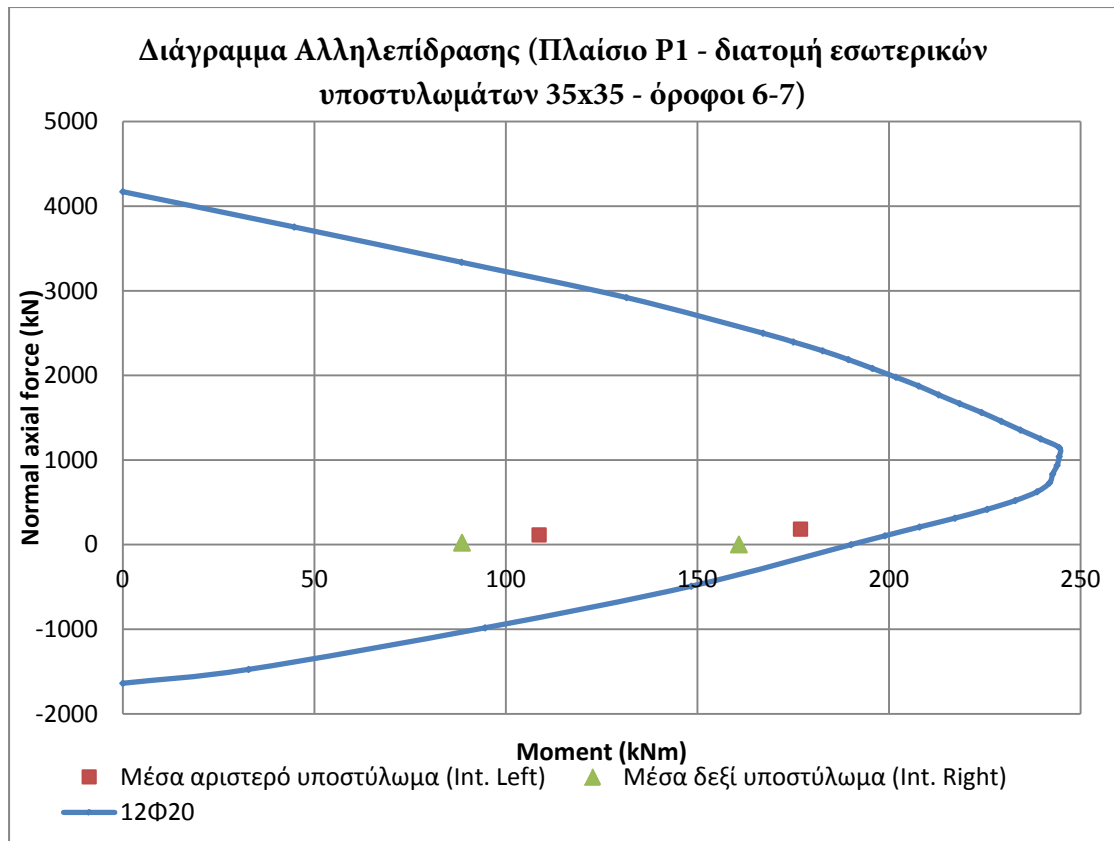


Διάγραμμα Αλληλεπίδρασης (Πλαίσιο P1 - διατομή εσωτερικών υποστυλωμάτων 45x45 - όροφοι 1-3)



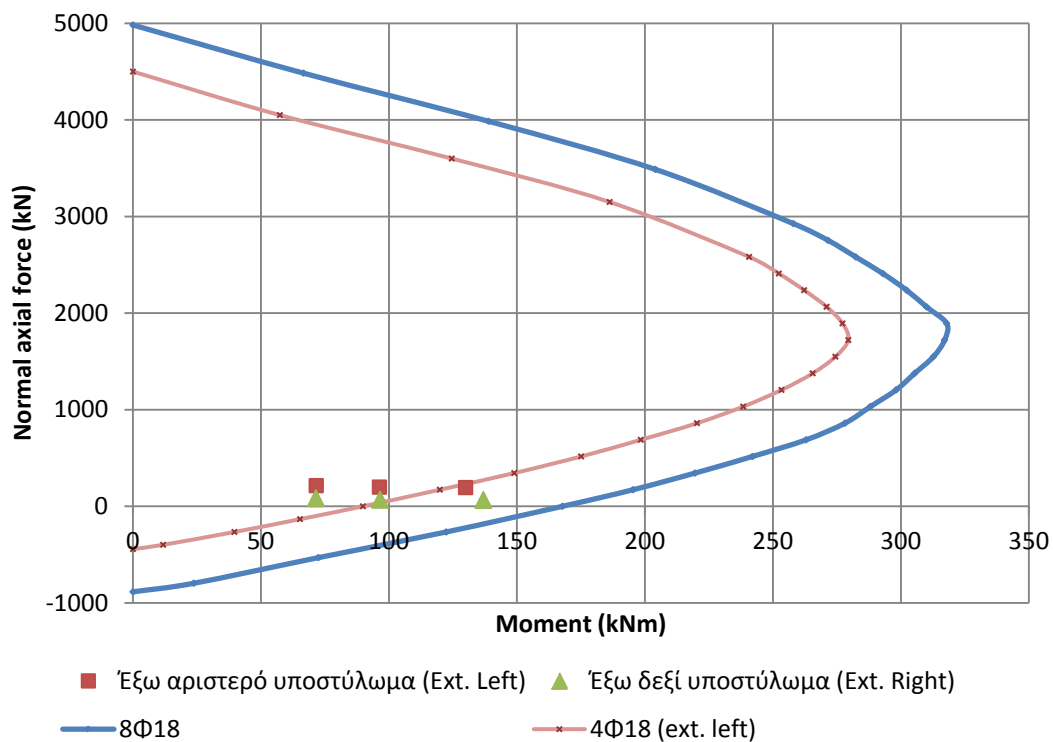
Διάγραμμα Αλληλεπίδρασης (Πλαίσιο P1 - διατομή εσωτερικών υποστυλωμάτων 40x40 - όροφοι 4-5)



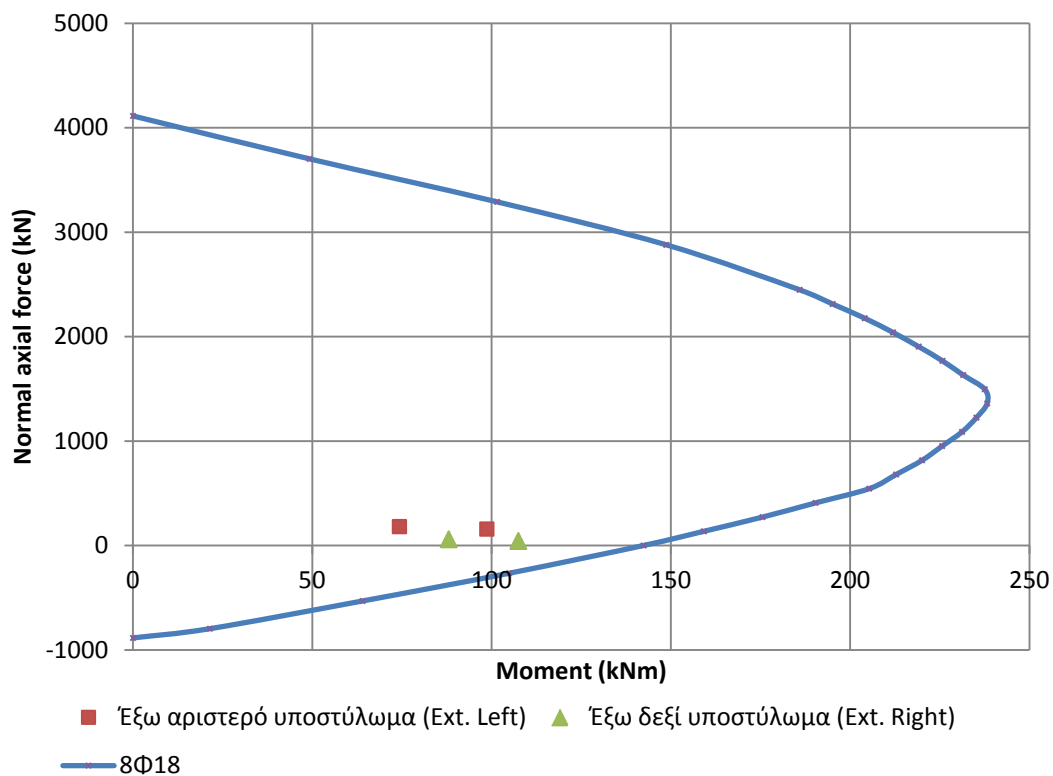


<u>Πλαίσιο</u>	1		2		3		4	
	Εξωτερικό Αριστερά (Ext. Left)		Εσωτερικό Αριστερά (Int. Left)		Εσωτερικό Δεξιά (Int. Right)		Εξωτερικό Δεξιά (Ext. Right)	
<u>Όροφος</u>	<i>M (kNm)</i>	<i>N (kN)</i>	<i>M (kNm)</i>	<i>N (kN)</i>	<i>M (kNm)</i>	<i>N (kN)</i>	<i>M (kNm)</i>	<i>N (kN)</i>
1	71,59	213,89	124,90	796,11	124,69	548,81	71,45	82,19
2	96,28	198,73	455,36	685,83	455,97	438,25	96,54	67,18
3	129,93	193,93	341,50	621,70	347,99	370,96	136,87	65,00
4	74,31	181,04	323,66	525,02	338,19	266,56	88,05	59,38
5	98,68	157,51	218,44	407,66	226,84	142,39	107,47	43,47
6	33,66	120,14	237,89	286,68	203,68	25,22	-	-
7	38,47	62,61	147,86	171,40	107,20	39,50	-	-

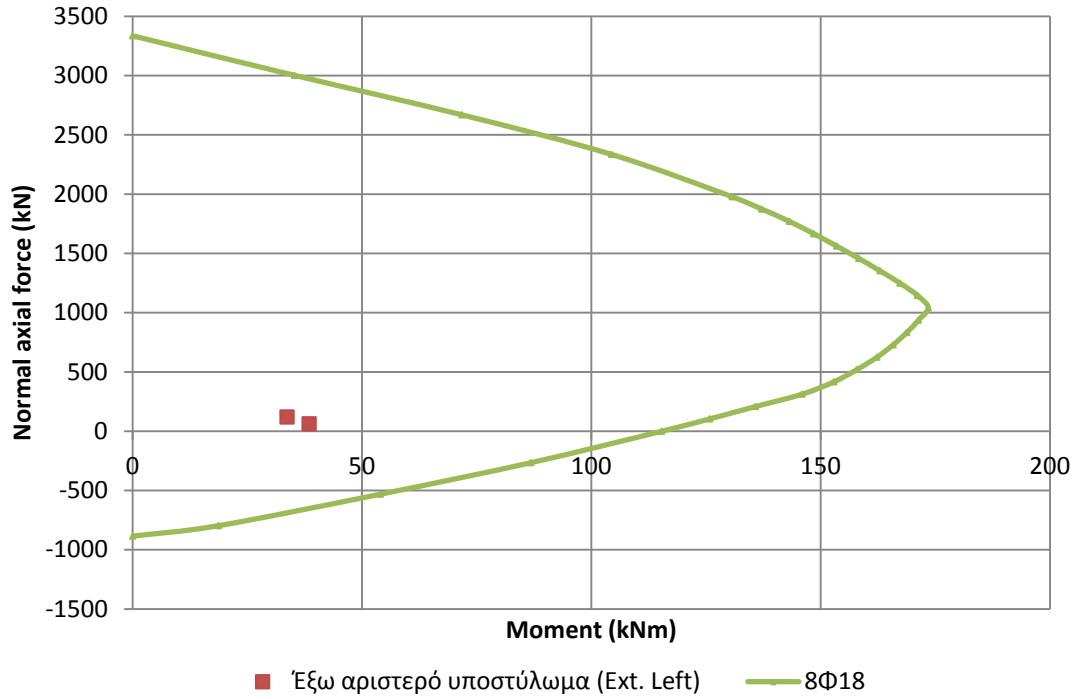
Διάγραμμα Αλληλεπίδρασης (Πλαίσιο P2 - διατομή εξωτερικών υποστυλωμάτων 45x45 - όροφοι 1-3)



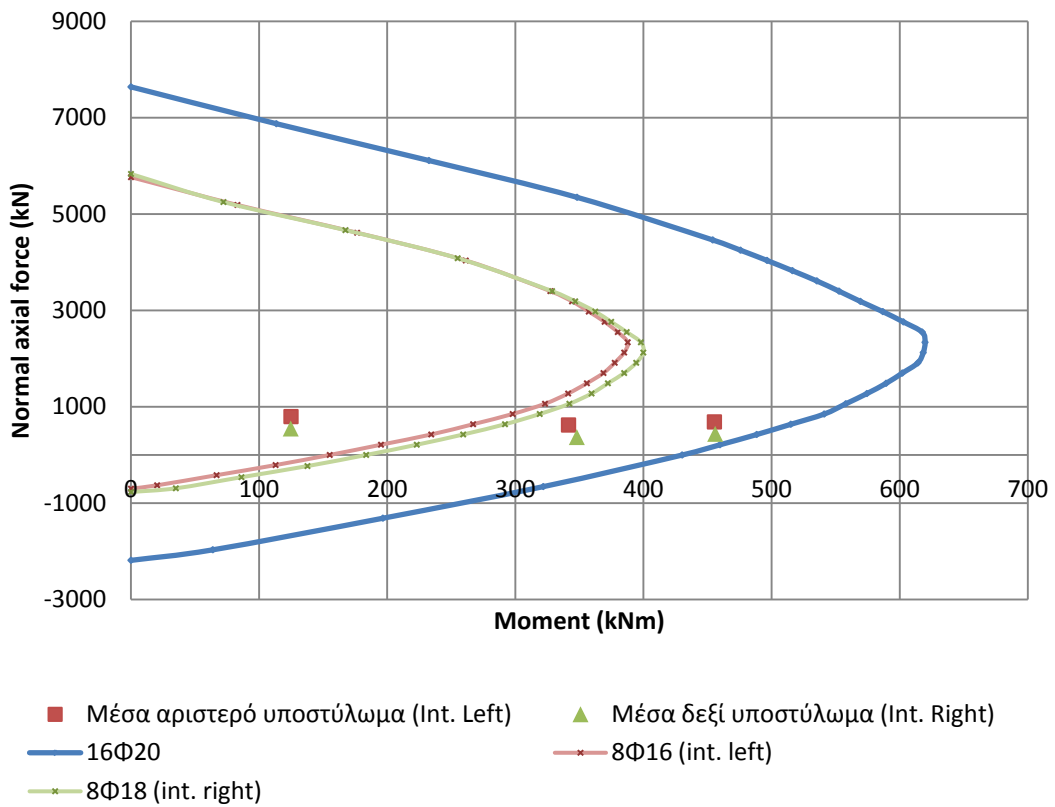
Διάγραμμα Αλληλεπίδρασης (Πλαίσιο P2 - διατομή εξωτερικών υποστυλωμάτων 40x40 - όροφοι 4-5)



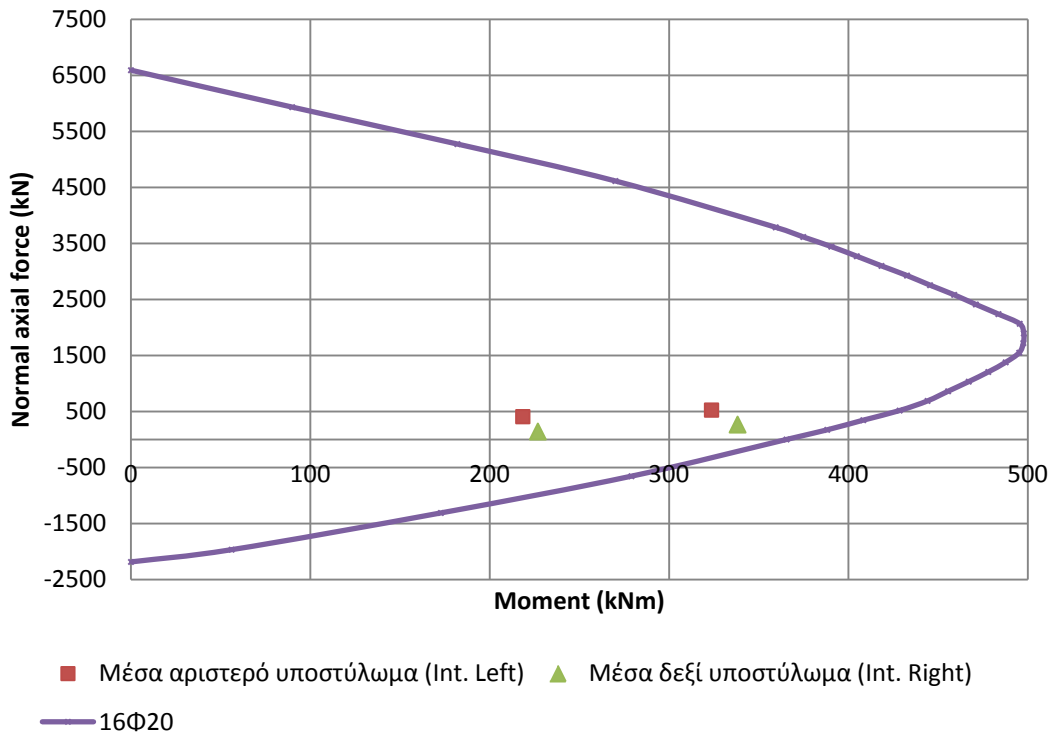
Διάγραμμα Αλληλεπίδρασης (Πλαίσιο P2 - διατομή εξωτερικού αριστερού υποστυλώματος 35x35 - όροφοι 6-7)



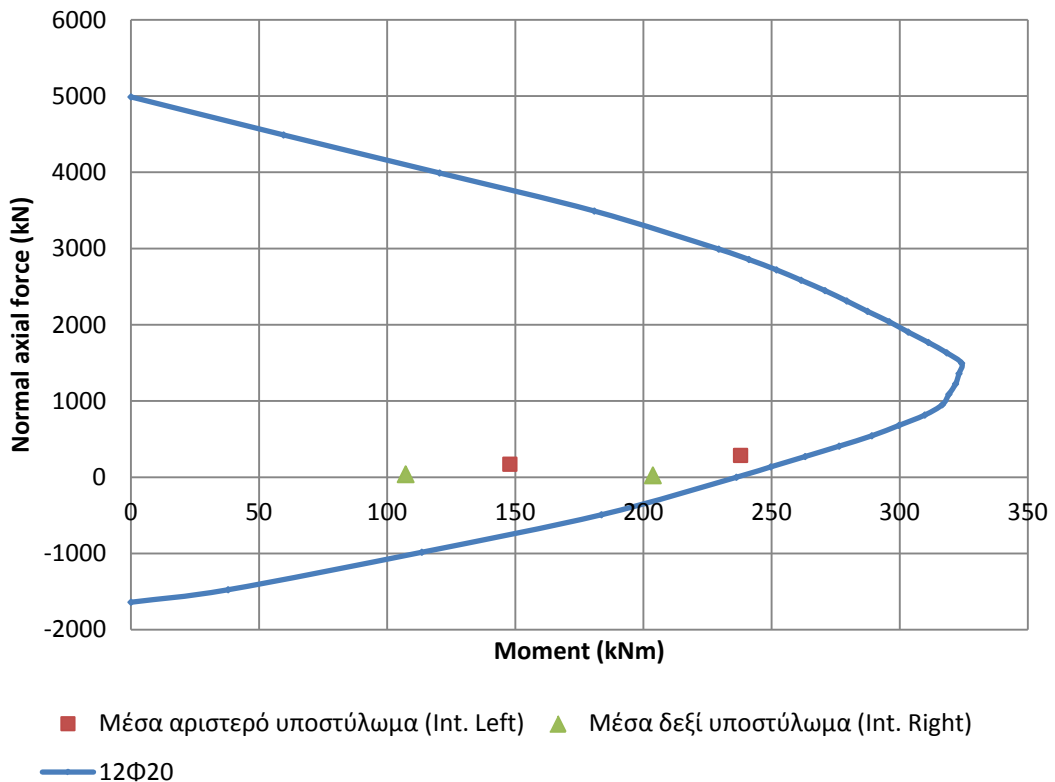
Διάγραμμα Αλληλεπίδρασης (Πλαίσιο P2 - διατομή εσωτερικών υποστυλωμάτων 50x50 - όροφοι 1-3)



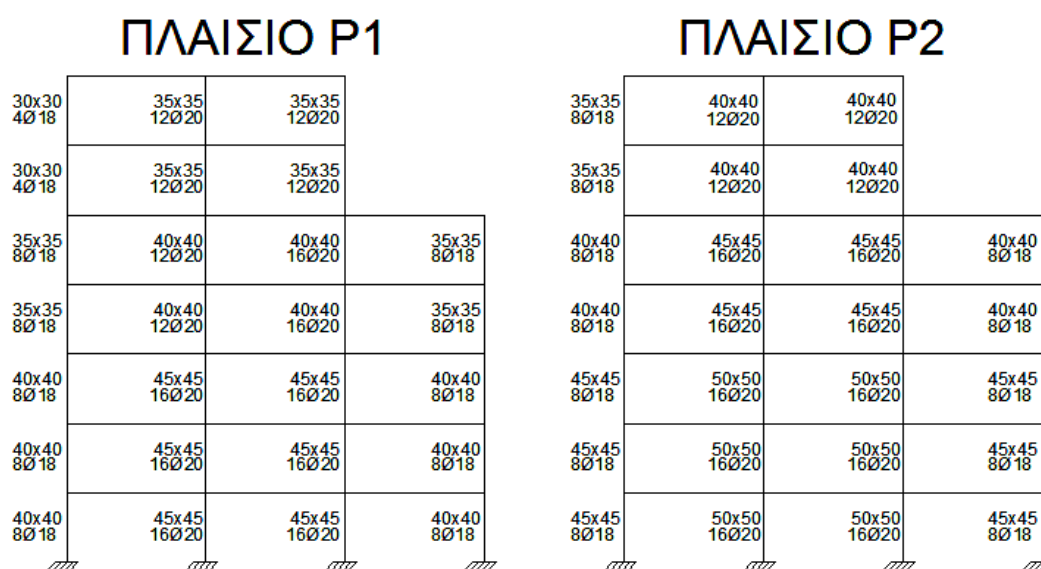
Διάγραμμα Αλληλεπίδρασης (Πλαίσιο P2 - διατομή εσωτερικών υποστυλωμάτων 45x45 - όροφοι 4-5)



Διάγραμμα Αλληλεπίδρασης (Πλαίσιο P2 - διατομή εσωτερικών υποστυλωμάτων 40x40 - όροφοι 6-7)



Παρατηρούμε ότι ο οπλισμός που τοποθετήθηκε στις βάσεις των υποστυλωμάτων, δεν επαρκεί για την κάλυψη των επαυξημένων λόγω ικανοτικού ροπών καθ' ύψος. Απαιτείται μια σημαντική πύκνωση, ιδιαίτερα στα εσωτερικά υποστυλώματα. Καθώς είναι ασυνήθιστη πρακτική στα υποστυλώματα πλαισίων να τοποθετείται περισσότερος οπλισμός στους μεσαίους ορόφους σε σχέση με τη βάση, τοποθετήθηκε και στη βάση ο αυξημένος οπλισμός. Συγκεντρωτικά, οι εντάσεις και οι οπλισμοί των υποστυλωμάτων απεικονίζονται στο ακόλουθο σχήμα.



26 - Διαστάσεις και οπλισμοί υποστυλωμάτων

#### 4.13. Ικανοτικός Σχεδιασμός Έναντι Τέμνουσας για τα Υποστυλώματα

Για τον υπολογισμό της ικανοτικής τιμής της τέμνουσας, χρησιμοποιήθηκαν οι εξισώσεις της ενότητας 2.10. Οι συνδετήρες που τοποθετήθηκαν σε όλα τα μέλη είναι Ø8/120. Η απόσταση επελέγη τέτοια ώστε να συμμορφώνεται με τα όρια του Ευρωκώδικα 8 για κρίσιμες ζώνες και οι τμήσεις είναι τόσες σε κάθε μέλος, ώστε όλα τα διαμήκη σίδερα να «δένονται» από κάποιο σκέλος. Η τιμή της αντοχής των συνδετήρων που τοποθετήθηκαν είναι υπερεπαρκής για να καλύψει την ικανοτική τέμνουσα. Διεξοδικότερη ανάλυση γίνεται στην ενότητα 7.4.8, με τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων.

## **5. Ανελαστικό Προσομοίωμα Φορέα**

### **5.1. Εισαγωγή στο OpenSEES**

Για την εκτέλεση των μη γραμμικών στατικών και δυναμικών αναλύσεων, χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό OpenSEES (Open source System for Earthquake Engineering Simulation), που αναπτύσσεται και διανέμεται ελεύθερα από το Πανεπιστήμιο της Καλιφόρνια στο Berkeley με την υποστήριξη του PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center). Το λογισμικό είναι γραμμένο σε γλώσσα προγραμματισμού C++, αλλά η επικοινωνία με το χρήστη γίνεται μέσω εντολών σε γλώσσα Tcl από γραμμή εντολών. Παρέχει ένα μεγάλο εύρος επιλογών για όλα τα στάδια της προσομοίωσης (ελαστικά στοιχεία, ανελαστικά στοιχεία συγκεντρωμένης και κατανεμημένης πλαστικότητας, εξειδικευμένα στοιχεία για κόμβους, πλήθος υλικών που μπορούν να ανατεθούν στα στοιχεία αυτά, εναλλακτικούς αλγορίθμους επίλυσης κλπ). Μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί για γεωτεχνικές αναλύσεις και αναλύσεις ευαισθησίας, ενώ είναι εύκολο για τον προχωρημένο χρήστη, ο προγραμματισμός και η προσθήκη δικών του λειτουργιών στο ίδιο το πρόγραμμα. Υπάρχει επίσης μια διαδικτυακή πλατφόρμα επικοινωνίας μεταξύ των χρηστών και των δημιουργών, που προσφέρει το πλεονέκτημα της άμεσης επικοινωνίας. Διατηρείται, επίσης, καταγεγραμμένη η εμπειρία των χρηστών από το πρόγραμμα, επιλύονται απορίες, παρατηρούνται και καταγράφονται σφάλματα του προγράμματος και διορθώσεις. Η απουσία, όμως, γραφικού περιβάλλοντός το καθιστά δύσχρηστο, τόσο για τον έλεγχο ορθότητας του προσομοιώματος, όσο και για την επεξεργασία των αποτελεσμάτων.

### **5.2. Εισαγωγή Κόμβων, Στοιχείων και Προσομοίωση Διαφραγματικής Λειτουργίας.**

Εφόσον δεν αναμένεται στρεπτική απόκριση στο κτήριο, προσομοιώθηκαν τα δυο διαφορετικά πλαίσια που το απαρτίζουν (εξωτερικό και εσωτερικό) στο επίπεδο. Δημιουργήθηκε ρουτίνα που δημιουργεί αυτόματα τα χαρακτηριστικά σημεία (κόμβους - nodes) της γεωμετρίας του κάθε πλαισίου και πακτώνει τους κόμβους στη στάθμη 0 (αγνοήθηκε, δηλαδή, η αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής). Εκτός από τους κόμβους στα σημεία τομής των κεντροβαρικών αξόνων, δημιουργήθηκαν και κόμβοι στις παρειές των δοκών και των υποστυλωμάτων.

Για την προσομοίωση των κόμβων της κατασκευής, ενώθηκαν τα σημεία τομής των κεντροβαρικών αξόνων με τα σημεία στις παρειές, χρησιμοποιώντας ελαστικά στοιχεία δοκού (elastic Beam-Column elements), στα οποία ορίστηκε αυξημένη δυσκαμψία ( $E = 1000 \cdot E_c$ ). Για τις δοκούς και τα υποστυλώματα της κατασκευής, επελέγη η προσομοίωση με στοιχεία κατανεμημένης πλαστικότητας. Στα στοιχεία αυτά ανατίθεται μια διατομή, η οποία είναι διακριτοποιημένη σε ίνες. Η κάθε ομάδα ινών υπακούει σε ένα συγκεκριμένο, ήδη ορισθέντα, νόμο τάσεων-τροπών και αντιστοιχεί στα διάφορα μέρη της διατομής: ράβδοι οπλισμού,

περισφιγμένο και απερίσφιγκτο σκυρόδεμα. Τα στοιχεία αυτά ορίζονται γεωμετρικά από τα άκρα τους, ενώ καθορίζεται και ένας αριθμός σημείων ολοκληρώσεως εντός των στοιχείων. Στα σημεία αυτά θεωρείται ότι έχει ανατεθεί η διατομή και γίνεται ο υπολογισμός, ενώ τα μεγέθη του στοιχείου υπολογίζονται με παρεμβολή. Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκαν πεπερασμένα στοιχεία τύπου δοκού-υποστυλώματος με βάση τις δυνάμεις (Force-Based Beam-Column Elements), που βασίζονται στην τήρηση της απόλυτης ισορροπίας μεταξύ των επιβαλλόμενων δράσεων και των εσωτερικών εντατικών μεγεθών. Ο καθορισμός των δυνάμεων του στοιχείου, γίνεται παρεμβολή από τις δυνάμεις των διατομών. Αντίθετα από τα κλασσικά πεπερασμένα στοιχεία που βασίζονται στις μετακινήσεις (Displacement-Based Beam-Column Elements), δηλαδή από ένα πεδίο μετακινήσεων εκτιμώνται μέσω των συναρτήσεων σχήματος οι παραμορφώσεις των διατομών, τα πεπερασμένα στοιχεία δυνάμεων παρουσιάζουν ταχύτερη σύγκλιση, ιδιαίτερα με αυξανόμενο αριθμό σημείων ολοκλήρωσης. Επίσης, καθώς η ισορροπία δυνάμεων ικανοποιείται εκ προοιμίου, απαιτείται μικρότερος αριθμός στοιχείων για να προσομοιαστεί ικανοποιητικά κάποιο μέλος.

Για την προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας του κτηρίου, απαιτείται η σύνδεση των κόμβων κάθε στάθμης μεταξύ τους, ώστε να εξασφαλιστεί κοινή οριζόντια μετακίνηση. Για το σκοπό αυτό, το λογισμικό περιέχει εντολές που εφαρμόζουν κινηματικούς περιορισμούς μεταξύ των κόμβων (equalDOF, που εξισώνει τη μετακίνηση ενός κόμβου (slave) με τη μετακίνηση ενός αρχικού κόμβου (master), κατά τον καθορισμένο βαθμό ελευθερίας και rigidLink, που εξισώνει τους μεταφορικούς ή και στροφικούς βαθμούς ελευθερίας των κόμβων που συνδέει). Αντί για την εφαρμογή κινηματικών περιορισμών στους κόμβους, προτιμήθηκε η σύνδεσή τους με ελαστικά στοιχεία δικτύωματος, μεγάλου μέτρου ελαστικότητας  $E = 1000 \cdot E_c$ . Οι κόμβοι και των δύο πλαισίων ενώθηκαν σειριακά μεταξύ τους.

Η συγκεκριμένη όμως προσομοίωση, εμφανίζει προβλήματα, καθώς υποχρεώνει τις δοκούς να αναπτύξουν παρασιτικό αξονικό φορτίο. Το φορτίο αυτό, υπερβαίνει την τιμή  $\nu = 0,1$ , που ορίζεται κατά τον Ευρωκώδικα 8, το μέγιστο όριο ανηγμένου αξονικού φορτίου για να θεωρηθεί ένα μέλος δοκός. Οι παρασιτικές αυτές αξονικές, οφείλονται στον τρόπο που συμπεριφέρεται το πεπερασμένο στοιχείο κατανεμημένης πλαστικότητας και στον τρόπο υπολογισμού της αξονικής δύναμης από το λογισμικό. Το OpenSees, υπολογίζει σε μια διατομή το αξονικό φορτίο με βάση τη μεταβολή της αξονικής τροπής στο κέντρο βάρους της διατομής. Μετά τη ρηγμάτωση, η καμπυλωμένη διατομή θα έχει ουδέτερο άξονα που δεν θα διέρχεται από το κέντρο βάρους της διατομής. Έτσι, το λογισμικό αντιλαμβάνεται αξονική παραμόρφωση. Όμως, τα άκρα της δοκού είναι δεσμευμένα σε παράλληλη μετακίνηση, οπότε συνολικά στο μέλος δεν πρέπει να εμφανιστεί αξονική παραμόρφωση. Για το μηδενισμό της αξονικής παραμορφώσεως που προκύπτει στις διατομές, το λογισμικό υπολογίζει αξονική δύναμη, η τιμή της οποίας μπορεί να είναι σημαντική. Για να αποφευχθεί η παρουσία αυτών των δυνάμεων, που αυξάνουν πλασματικά την αντοχή των δοκών, υιοθετήθηκε η εξής



προσέγγιση: Στο αριστερό άκρο των δοκών δημιουργήθηκε διπλός κόμβος. Ο αρχικός κόμβος ενώθηκε με το αντίγραφο του μέσω στοιχείου μηδενικού μήκους (zero-length element). Στο στοιχείο αυτό, ορίστηκε άπειρη δυσκαμψία (μέσω ελαστικού υλικού με  $E = 1000 \cdot E_c$ ) στους βαθμούς ελευθερίας 2 και 6, που μεταφέρουν την τέμνουσα και τη ροπή αντίστοιχα. Οι δοκοί ορίστηκαν στα αριστερά μέσω του αντιγράφου του αρχικού κόμβου. Έτσι, απομονώθηκαν αξονικά από τον υπόλοιπο φορέα και δε μεταβιβάζονται οι πλασματικές δυνάμεις.

### **5.3. Επιλογή Καταστατικού Νόμου για το Σκυρόδεμα**

Όπως ήδη αναφέρθηκε, για τον καθορισμό της συμπεριφοράς των διατομών, απαιτείται να οριστούν οι νόμοι των υλικών που θα ακολουθούν τα τμήματά της. Για το σκυρόδεμα έχουν προγραμματιστεί αρκετοί καταστατικοί νόμοι, που συνοπτικά παρουσιάζονται παρακάτω:

Ο απλούστερος καταστατικός νόμος είναι ο Concrete01. Ουσιαστικά είναι το προσομοίωμα των Kent-Scott-Park, που είναι ένας νόμος σκυροδέματος με μηδενική εφελκυστική αντοχή, σταθερή παραμένουσα τάση και ελαστική αποφόρτιση και επαναφόρτιση, κατά Karsan-Jirsa.

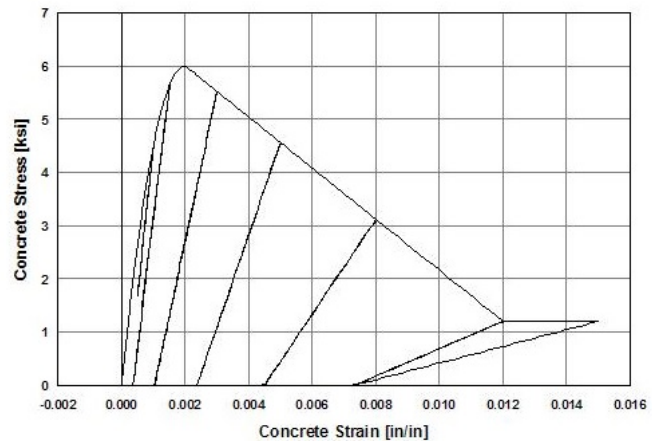
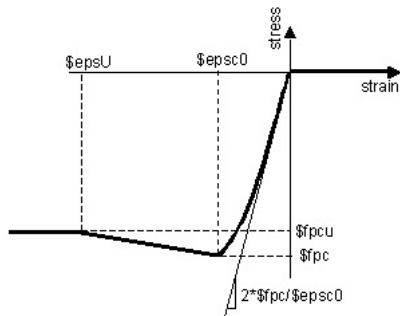
Υπάρχει επίσης, μια βελτίωση του νόμου αυτού (Concrete02), που θεωρεί μη μηδενική εφελκυστική αντοχή και ένα μικρό βρόχο υστέρησης, ενσωματώνοντας το φαινόμενο της εφελκυστικής συμβολής στη δυσκαμψία (tension stiffening).

Ο νόμος Concrete04 βασίζεται στο προσομοίωμα των Poponics, που αποτελεί τη βάση για το προσομοίωμα του Mander (1988). Αν και χρησιμοποιείται ευρύτατα στην Αμερικάνικη βιβλιογραφία, δε συμβαδίζει με τους Ευρωπαϊκούς κανονισμούς, ιδιαίτερα για το περισφιγμένο σκυρόδεμα, με σημαντικότερο μειονέκτημα το μη μηδενισμό της τελικής τάσης του σκυροδέματος.

Ο νόμος Concrete07 βασίζεται στο προσομοίωμα των Chang&Mander (1994). Αποδίδει και αυτός εφελκυστική αντοχή στο σκυρόδεμα, ενώ καθορίζεται και σημείο μηδενισμού της τάσης του σκυροδέματος. Υπόκειται, όμως στην ίδια κριτική με το νόμο Concrete04, καθώς οι παράμετροι της περισφιγξης ορίζονται από τις σχέσεις του Mander.

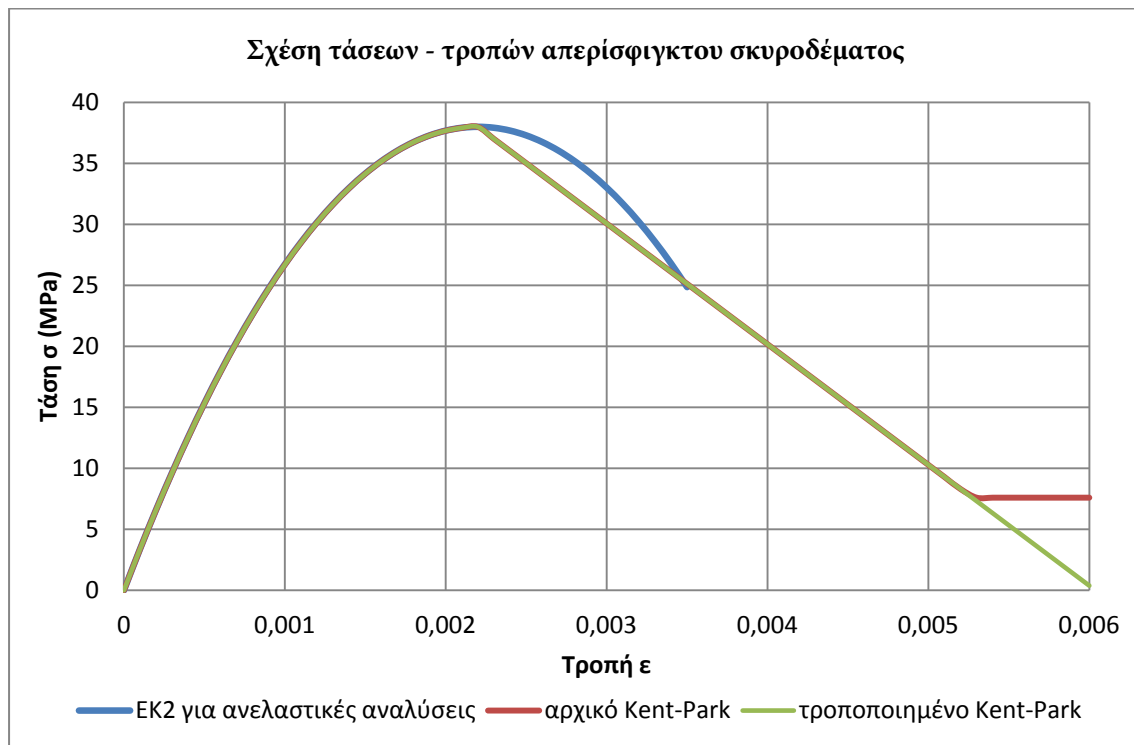
Ο νόμος Concrete06 παρουσιάζει σκελετικό διάγραμμα βασισμένο στην καμπύλη Thorenfeldt και έχει αρκετές παραμέτρους βαθμονόμησης, ώστε η προκύπτουσα καμπύλη να ταυτίζεται κατά το δυνατόν με τον προτεινόμενο νόμο τάσεων-τροπών του Ευρωκώδικα. Έχει όμως παρουσιάσει στο παρελθόν σημαντικά προβλήματα σε ανακυλιζόμενες φορτίσεις και ο κώδικάς του δε φαίνεται να έχει διορθωθεί, οπότε η χρήση του απορρίφθηκε.

Εν τέλει, επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθεί ο νόμος Concrete01, ώστε να διατηρηθεί απλό το μοντέλο της κατασκευής και η καμπύλη τάσεων-τροπών να προκύπτει συμβατή με την προτεινόμενη του Ευρωκώδικα (μηδενική εφελκυστική αντοχή).



27 - Καταστατικός νόμος Concrete01: ορισμός και κλάδοι αποφόρτισης επαναφόρτισης

Το προσομοίωμα των Kent-Scott-Park προβλέπει σταθεροποίηση της τάσης του σκυροδέματος στο 20% της θλιπτικής αντοχής από ένα σημείο του φθιτού κλάδου και μετά. Αυτό είναι ασύμβατο με τους ισχύοντες κανονισμούς και δεν τηρήθηκε. Συνεπώς, ορίστηκε σημείο μηδενισμού της τάσης, το σημείο τομής του ευθύγραμμου φθιτού κλάδου και τον άξονα των τροπών. Η παραδοχή αυτή φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα που απεικονίζει τη σχέση τάσεων - τροπών για απερίσφιγτο σκυρόδεμα κατηγορίας C30. Παρατηρείται, επίσης, καλή ταύτιση με την καμπύλη που προτείνει ο Ευρωκώδικας 2 για εφαρμογή σε μη γραμμικές αναλύσεις.



Έπειτα υπολογίστηκαν οι παράμετροι του περισφιγμένου σκυροδέματος, με βάση τους οπλισμούς των διατομών που παρατέθηκαν στην προηγούμενη ενότητα. Το

προσομοίωμα της περίσφιγξης που επιλέχθηκε είναι το προτεινόμενο από τον Model Code 1990 της CEB-FIP, που υιοθετήθηκε στον Ευρωκώδικα και τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Συνοπτικά, περιγράφεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$f_{cc}^* = f_{cc} \cdot \begin{cases} (1 + 2.5 \cdot \alpha \cdot \omega_w), & \alpha \cdot \omega_w \geq 0.1 \\ (1.125 + 1.25 \cdot \alpha \cdot \omega_w), & \alpha \cdot \omega_w < 0.1 \end{cases}$$

$$\varepsilon_{c0}^* = \varepsilon_{c0} \cdot \left( \frac{f_{cc}^*}{f_{cc}} \right)^2$$

$$\varepsilon_{c,85}^* = \varepsilon_{c,85} + 0.1 \cdot \alpha \cdot \omega_w$$

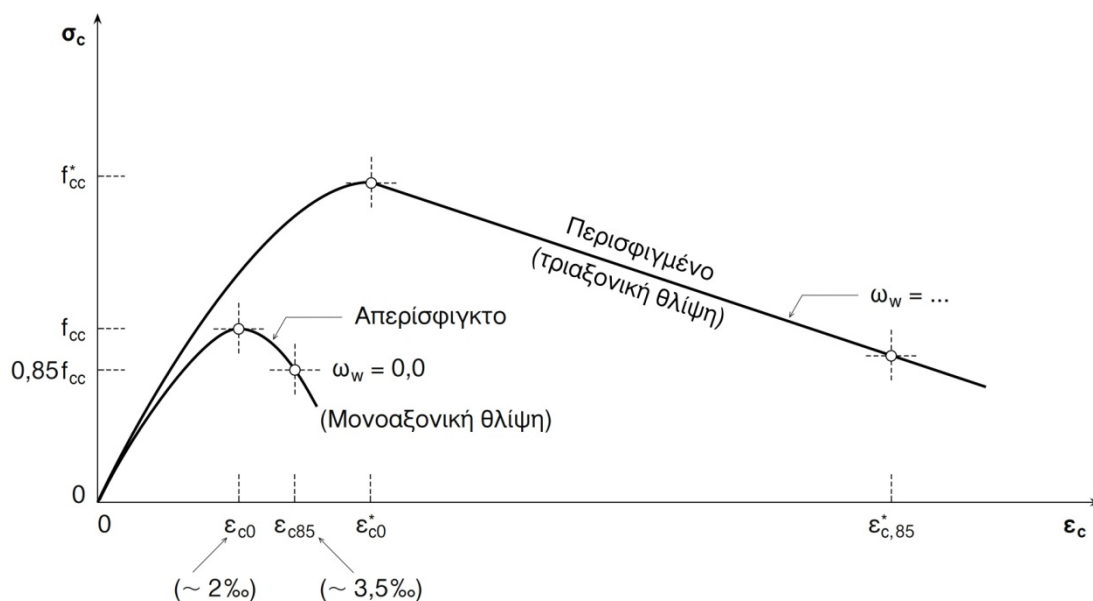
Όπου  $f_{cc}$ ,  $\varepsilon_{c0}$ ,  $\varepsilon_{c,85}$  η μέγιστη θλιπτική αντοχή, η τροπή στην οποία επιτυγχάνεται η αντοχή αυτή και η συμβατική τροπή αστοχίας για το απερίσφιγκτο σκυρόδεμα,  $f_{cc}^*$ ,  $\varepsilon_{c0}^*$ ,  $\varepsilon_{c,85}^*$  τα αντίστοιχα μεγέθη για το περισφιγμένο σκυρόδεμα.

Επίσης, ως  $\alpha$  συμβολίζεται η αποδοτικότητα της περίσφιγξης και  $\omega_w$  το ογκομετρικό μηχανικό ποσοστό συνδετήρων. Τα μεγέθη αυτά υπολογίζονται ως εξής:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = \left( 1 - \frac{8}{3n} \right) \cdot \left( 1 - \frac{s}{2b_0} \right)^2$$

$$\omega_w = \frac{\text{όγκος συνδετήρων}}{\text{όγκος σκυροδέματος}} \cdot \frac{f_y}{f_c}$$

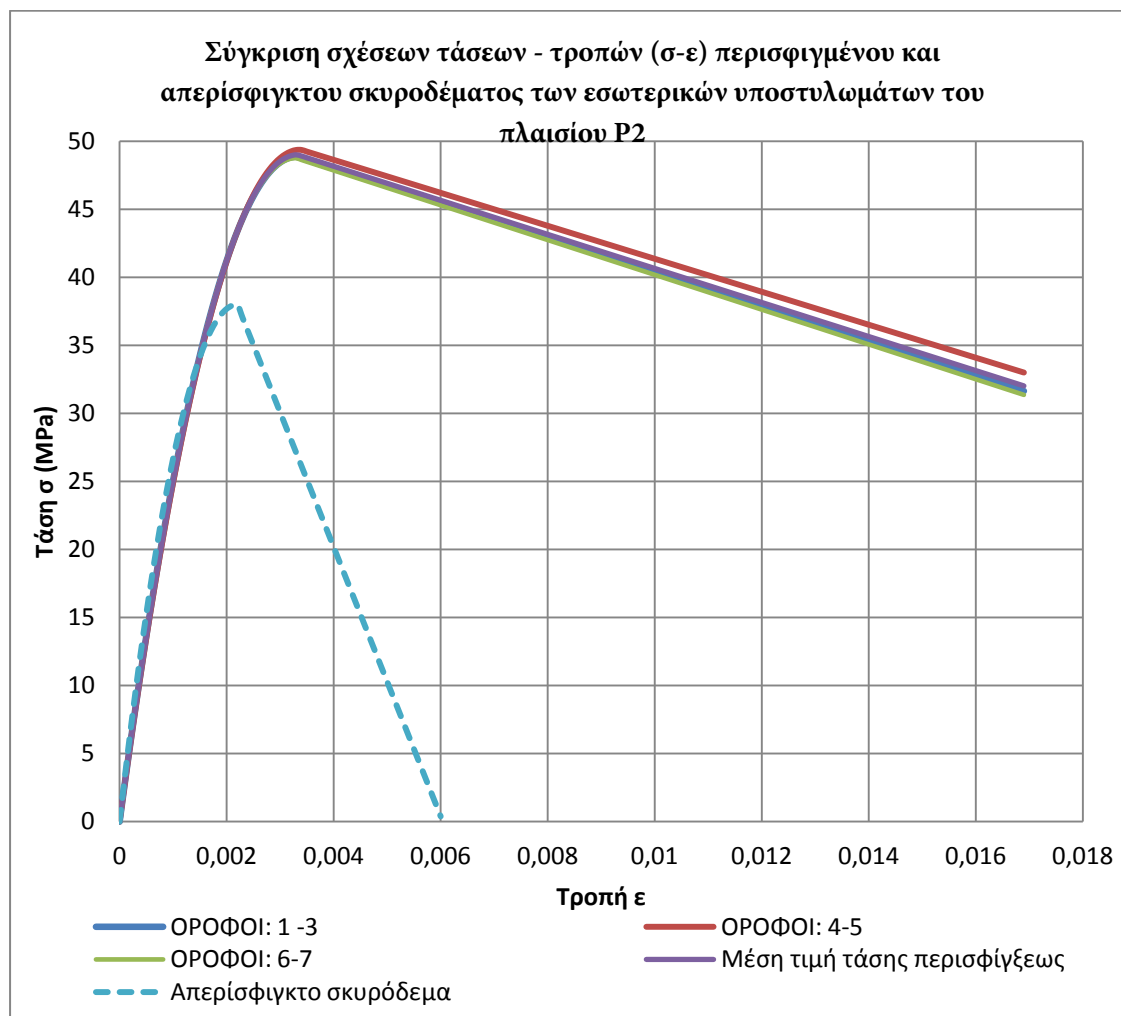
Όπου  $n$ , ο αριθμός των θάσεων των συνδετήρων,  $s$  η μεταξύ τους απόσταση και  $b_0$  η διάσταση του πυρήνα. Σχηματικά προκύπτει:

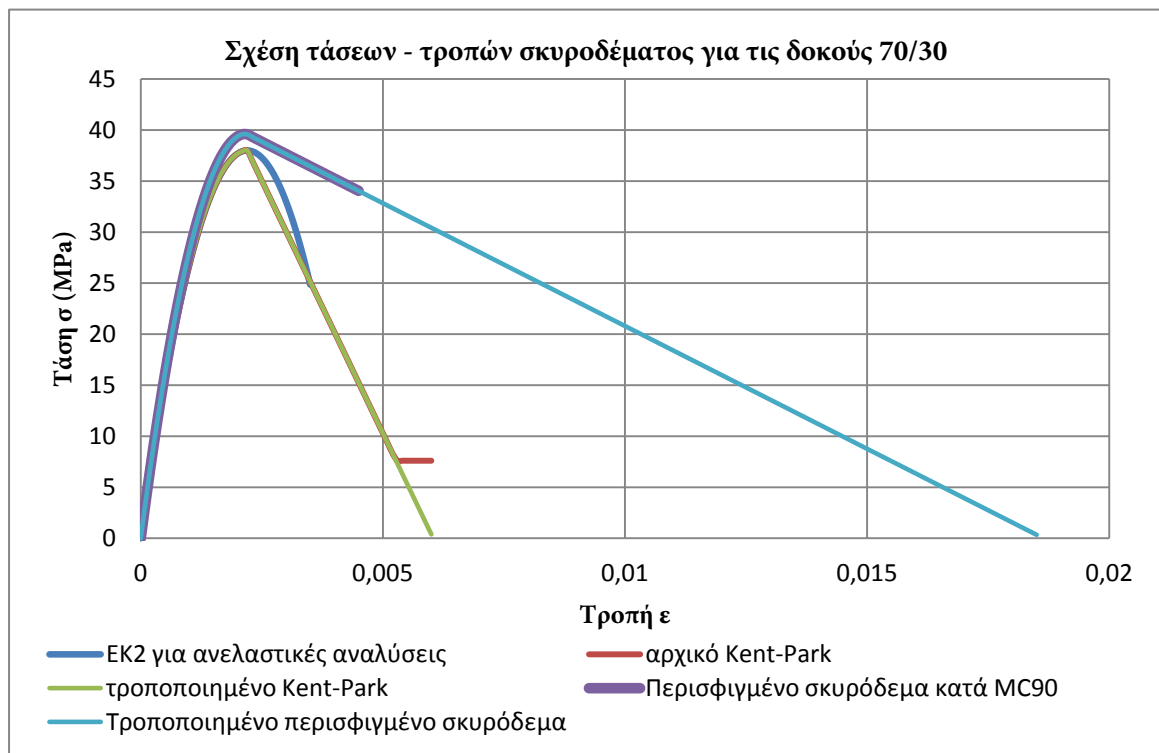


28 - Καταστατικός νόμος περισφιγμένου σκυροδέματος

Για τα υποστυλώματα παρατίθενται, ενδεικτικά, τα διαγράμματα τάσεων-τροπών για το απερίσφιγκτο και το περισφιγμένο σκυρόδεμα των εσωτερικών υποστυλωμάτων του πλαισίου P2 (εσωτερικό).

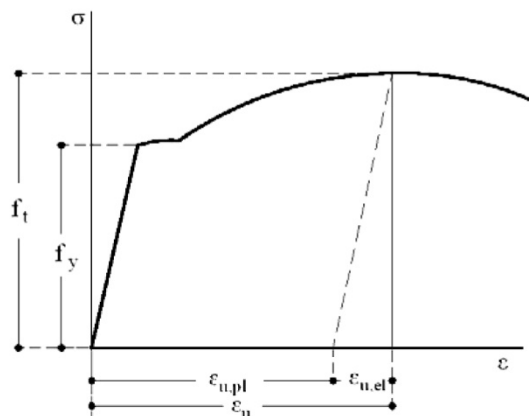
Αναφορικά με τις δοκούς, κρίθηκε σκόπιμο κατά τη διακριτοποίηση σε ίνες, να μη γίνει διαφοροποίηση μεταξύ περισφιγμένου πυρήνα και απερίσφιγκτης επικάλυψης, αλλά να χαρακτηριστεί ολόκληρη η διατομή με τις ιδιότητες του απερίσφιγκτου σκυροδέματος. Όπως φαίνεται και στο σχήμα, η επιρροή της παρεχόμενης περισφιγξης είναι επουσιώδης στην αύξηση τόσο της θλιπτικής αντοχής, όσο και της συμβατικής τροπής αστοχίας. Επιπλέον, η παραδοχή που ακολουθήθηκε για ευθύγραμμο φθιτό κλάδο μέχρι το μηδενισμό της τάσης, δίνει πολύ μεγάλες παραμορφώσεις στη διατομή, οι οποίες είναι αμφίβολο αν μπορούν ρεαλιστικά να επιτευχθούν με την μικρή παρεχόμενη περισφιγξη (τριπλασιασμός της τροπής αστοχίας).





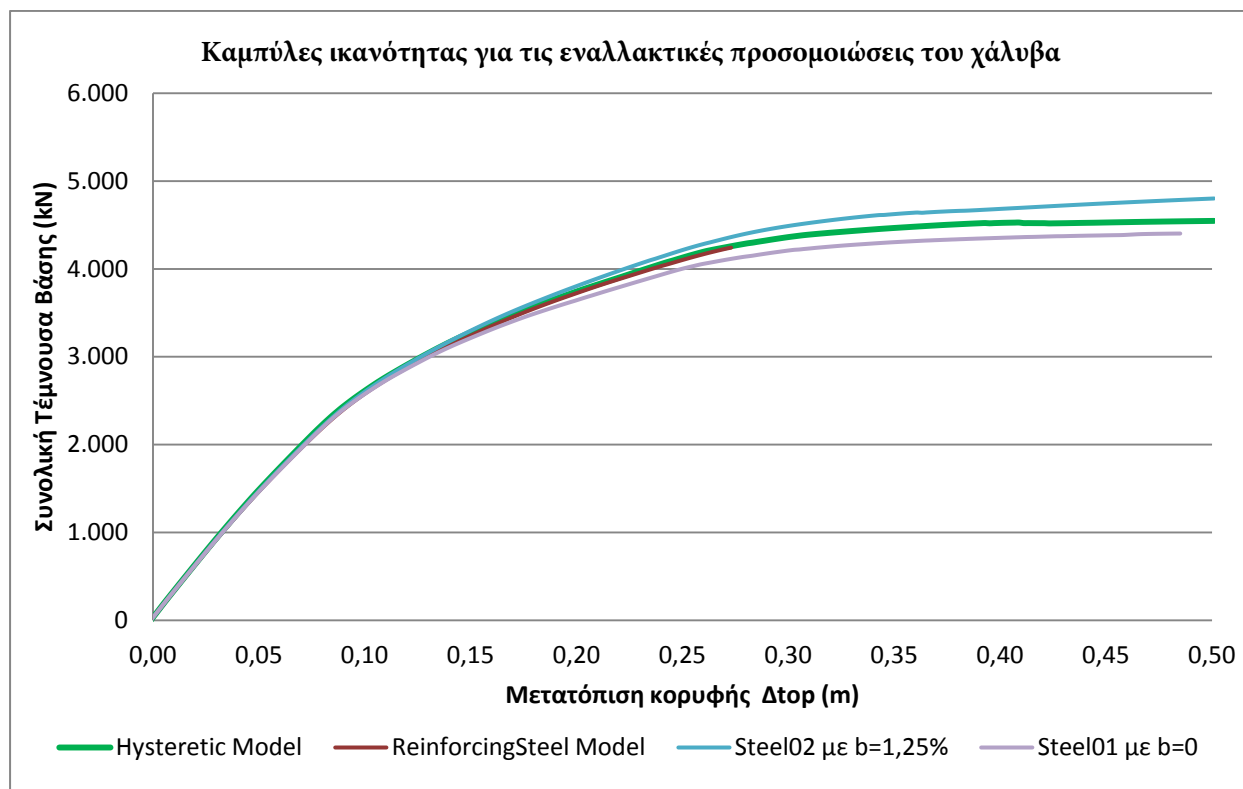
#### 5.4. Επιλογή Καταστατικού Νόμου για το Χάλυβα

Το OpenSees παρέχει αρκετά μοντέλα για την προσομοίωση του χάλυβα. Συνήθης επιλογή είναι το ελαστοπλαστικό μοντέλο, με ή χωρίς κράτυνση. Το Steel01 είναι διγραμμικό, ενώ στο Steel02 η μετάβαση στον πλαστικό κλάδο γίνεται μέσω καμπύλης στρογγύλευσης. Παρέχονται επίσης επιλογές για ορισμό ισοτροπικής κράτυνσης. Σε περίπτωση που αυτές δεν προσδιοριστούν, τα αποτελέσματα που δίνει ταυτίζονται, πρακτικά, με τα αποτελέσματα του Steel01 (η καμπύλη στρογγύλευσης δηλαδή, δεν επηρεάζει την καθολική απόκριση της κατασκευής). Στις τελευταίες εκδόσεις του προγράμματος, προστέθηκε και ένα νέο προσομοίωμα, ειδικά για ράβδους οπλισμού, το ReinforcingSteel. Η καμπύλη τάσεων-τροπών που ακολουθεί είναι συμβατή με αυτήν που προσδιορίζεται σε κανονιστικά κείμενα, όπως ο ελληνικός Κανονισμός Τεχνολογίας Χάλυβων Οπλισμένου Σκυροδέματος (ΚΤΧ 2008).



29 - Σχέση τάσεων - τροπών για τον χάλυβα σπλισμού κατά τον ΚΤΧ 2008

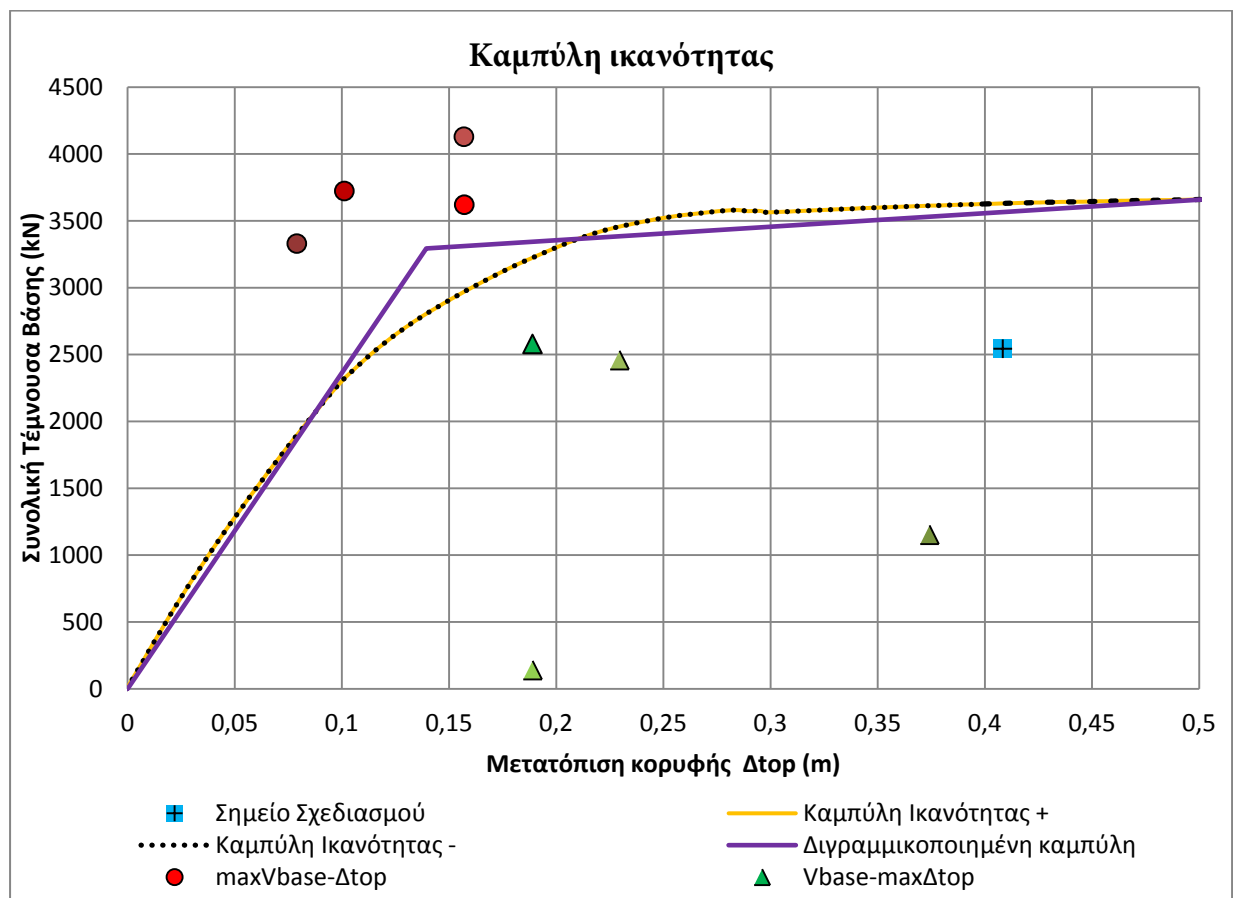
Σε στατικές προσαυξητικές φορτίσεις που εκτελέστηκαν για τα διάφορα προσομοιώματα χάλυβα, προέκυψαν οι παρακάτω καμπύλες ικανότητας. Θεωρώντας ως μέτρο σύγκρισης τα αποτελέσματα του ReinforcingSteel model, προκύπτει ότι τα ελαστοπλαστικά προσομοιώματα υπερεκτιμούν τη συμπεριφορά του χάλυβα, για τον ίδιο συντελεστή κράτνυσης. Επειδή όμως το ReinforcingSteel παρουσίασε προβλήματα σύγκλισης, χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις το Hysteretic Model, με τέτοιες τιμές παραμέτρων, ώστε να προσεγγίζεται η συμπεριφορά του ReinforcingSteel. Τα αποτελέσματα των στατικών προσαυξητικών φορτίσεων που παρουσιάζονται στην επόμενη ενότητα προέκυψαν με χρήση του υστερητικού προσομοιώματος.



## 6. Αποτελέσματα Στατικών Προσαυξητικών Αναλύσεων

Για την εκτέλεση της στατικής προσαυξητικής ανάλυσης, χρησιμοποιήθηκε το ανελαστικό προσομοίωμα της κατασκευής που περιγράφηκε στην προηγούμενη ενότητα. Αρχικά επιβλήθηκαν τα κατακόρυφα φορτία του συνδυασμού  $G + \psi \cdot Q$  και στη συνέχεια πλευρική τριγωνική φόρτιση αυξανόμενης έντασης. Ο έλεγχος της προσαύξεσης γίνεται με βάση καθορισμένο βήμα μετακίνησης του κόμβου ελέγχου (στην κορυφή του πλαισίου) και όχι με βήμα δυνάμεως. Με τον τρόπο αυτό είναι δυνατόν να καταγραφεί η αρνητική κλίση της καμπύλης ικανότητας κοντά στην αστοχία. Η μέγιστη μετακίνηση μέχρι την οποία θα εκτελεστεί η ανάλυση ορίστηκε στα  $0,5m$ , (αυξημένη κατά 25% σε σχέση με τη μετακίνηση σχεδιασμού της κορυφής). Το βήμα μετακίνησης ορίστηκε  $0,002m$ . Καθώς η ευστάθεια των αριθμητικών μεθόδων επίλυσης είναι περιορισμένη κοντά στη δημιουργία του μηχανισμού κατάρρευσης, αναπτύχθηκε ρουτίνα που εναλλάσσει τους αλγορίθμους επίλυσης, αν δεν επιτευχθεί ικανοποιητική σύγκλιση μετά από καθορισμένο αριθμό επαναλήψεων. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης συνοψίζονται παρακάτω.

### 6.1. Καμπύλη Ικανότητας



Επισημαίνεται πως εκτελέστηκαν δυο στατικές προσαυξητικές αναλύσεις, φορτίζοντας και τις δυο πλευρές του πλαισίου, ώστε να διαπιστωθεί αν επηρεάζεται η φόρτιση από την παρουσία της εσοχής. Οι καμπύλες ικανότητας που προέκυψαν είναι πρακτικώς ταυτόσημες.

Παρατηρείται, επίσης, μια υπεραντοχή σε σχέση με το σχεδιασμό,  $\Omega = \frac{V_{base}^{A_{top}=A_{top,des}}}{V_{base,des}} = \frac{3629,9}{2543,9} = 1,43$ . Η υπεραντοχή αυτή αποδίδεται στην αύξηση του οπλισμού, λόγω ικανοτικού σχεδιασμού. Αυτή η διαφοροποίηση στον οπλισμό, που επεκτάθηκε και στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων, αναμένεται να επηρεάσει και την απόκριση σε όρους μετακινήσεων. Συγκεκριμένα, η αύξηση της αντοχής θα οδηγήσει την κατασκευή να αποκριθεί με μετακινήσεις που θα υπολείπονται από τις μετακινήσεις σχεδιασμού. Η παρατήρηση αυτή, αποτυπώνεται εύγλωττα στα διαγράμματα ανηγμένων σχετικών μετακινήσεων ορόφων (drift) που παρατίθενται στην επόμενη ενότητα.

Η διγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας (αντίστασης) έγινε με βάση τις οδηγίες της §5,7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η εξιδανικευμένη διγραμμική καμπύλη ικανότητας διέρχεται από την πραγματική στο σημείο που αντιστοιχεί στο 60% της δύναμης διαρροής (γωνιακό σημείο), ενώ η κλίση του δεύτερου κλάδου διατηρήθηκε σε χαμηλά επίπεδα, με μέγιστο όριο 10%. Μετά από δοκιμές, ώστε τα εμβαδά πάνω και κάτω από τη διγραμμική καμπύλη να είναι περίπου ίσα, η δύναμη διαρροής προέκυψε 3291,1 kN και η κλίση του δευτερου κλάδου 4%.

Για τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης του κόμβου ελέγχου, η μεθοδολογία που παρατίθεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. βασίζεται στη μέθοδο των συντελεστών της FEMA 356. Η στοχευόμενη μετακίνηση δίνεται από τη σχέση  $\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot \left(\frac{T_e^2}{4\pi^2}\right) \cdot S_{a,el} = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_{a,el}(T_e)$  Η ισοδύναμη ιδιοπερίοδος  $T_e$ , υπολογίζεται με βάση τη δυσκαμψία  $K_e$  στο σημείο διαρροής της διγραμμικής καμπύλης αντίστασης, θεωρώντας αναλογία με τα αρχικά ελαστικά μεγέθη:  $T_e = T \cdot \sqrt{\frac{K_0}{K_e}}$ . Οι διορθωτικοί συντελεστές συσχετίζουν την πραγματική μετακίνηση με τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου μονοβαθμίου, συνδέουν την ελαστική με την ανελαστική μετακίνηση και ενσωματώνουν τις επιρροές του κανόνα υστέρησης και των φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης. Οι τιμές τους δίνονται στα σχόλια της §5,7,4,2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Για την περίπτωση μας, προκύπτει  $\delta_t = 1,45 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 0,208 = 0,362 \text{ m}$ . Υπενθυμίζεται πως η μετακίνηση σχεδιασμού του κόμβου ελέγχου υπολογίστηκε ως  $\delta_d = 0,408 \text{ m}$ . Παρατηρείται, δηλαδή, διαφορά 0,046 m, που θεωρείται αποδεκτή.

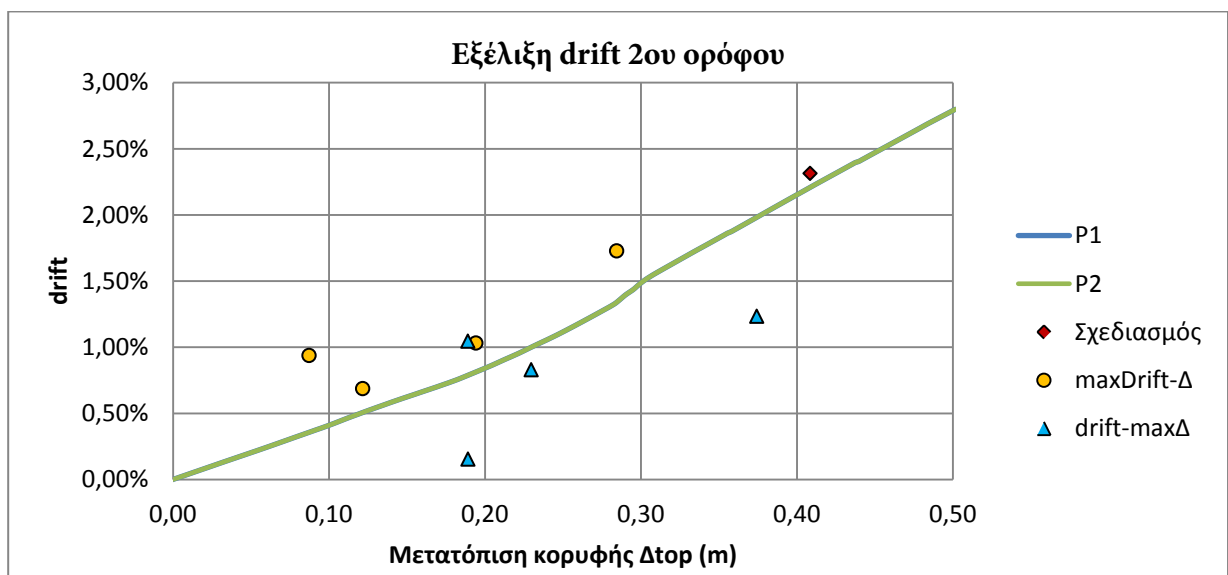
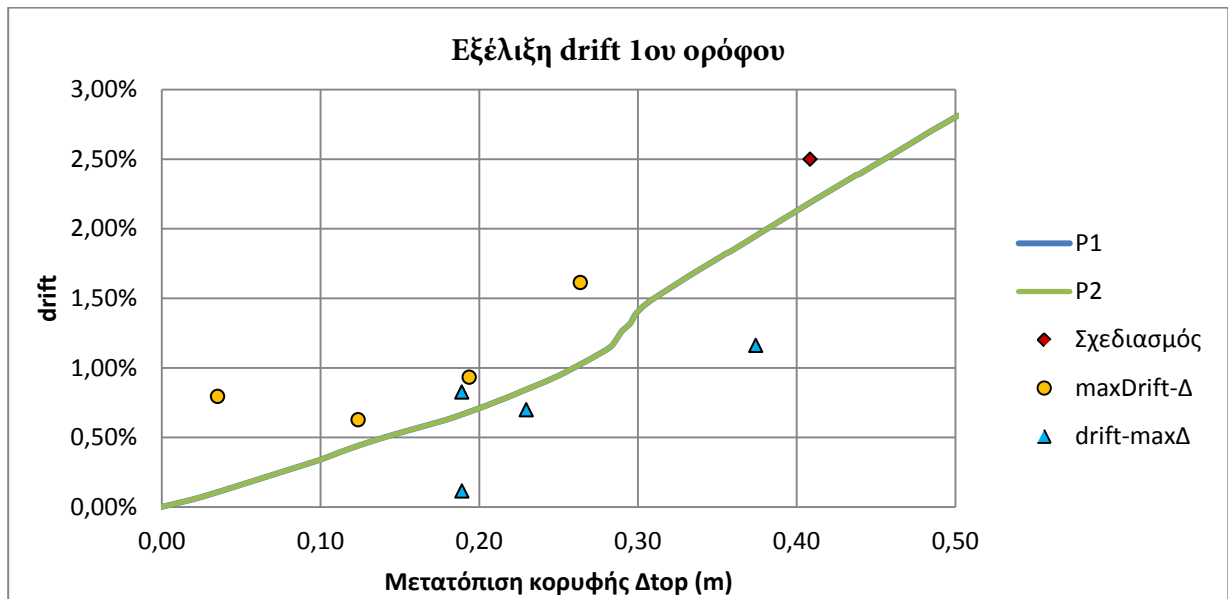
Απεικονίζονται επίσης, στο ίδιο διάγραμμα για λόγους σύγκρισης, τα αποτελέσματα από τις δυναμικές αναλύσεις. Λεπτομέρειες για τις δυναμικές αναλύσεις δίνονται στο επόμενο κεφάλαιο. Διακρίνονται δύο ομάδες σημείων: στη μία, που συμβολίζεται με κύκλο, απεικονίζονται οι μέγιστες τέμνουσες βάσης μαζί με τις ταυτόχρονες μετακινήσεις κορυφής.

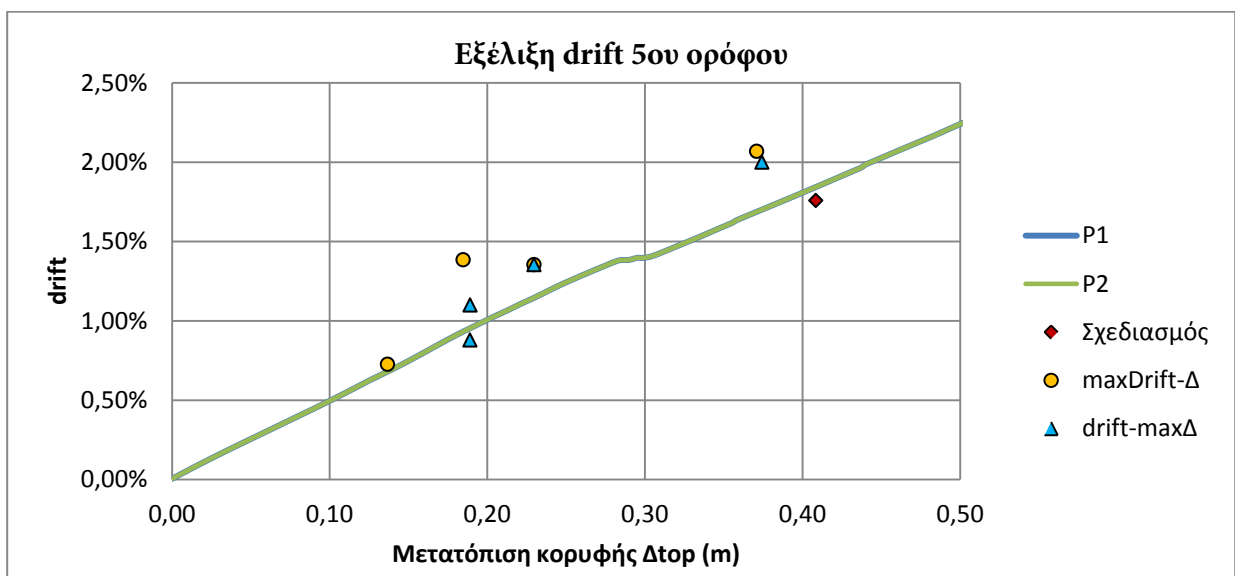
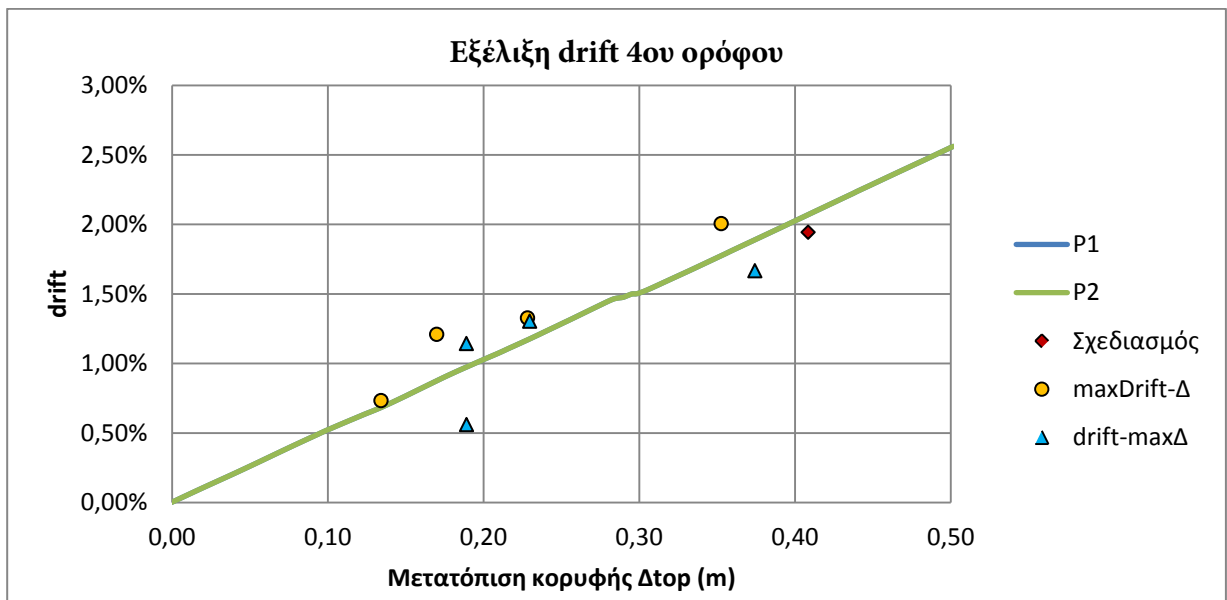
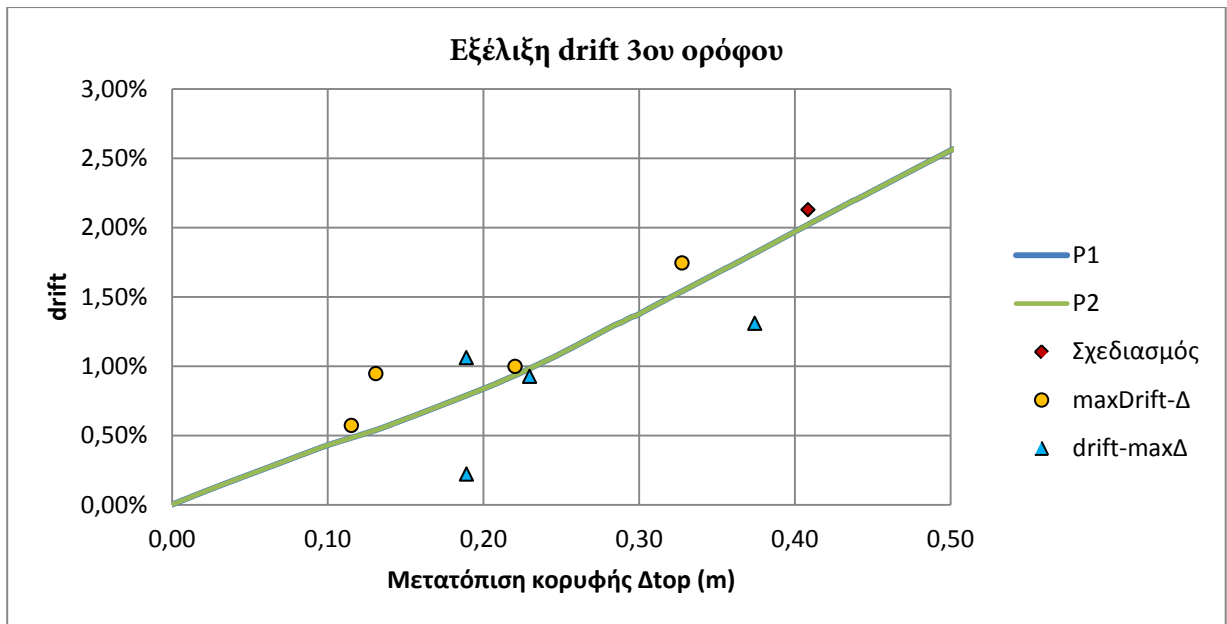


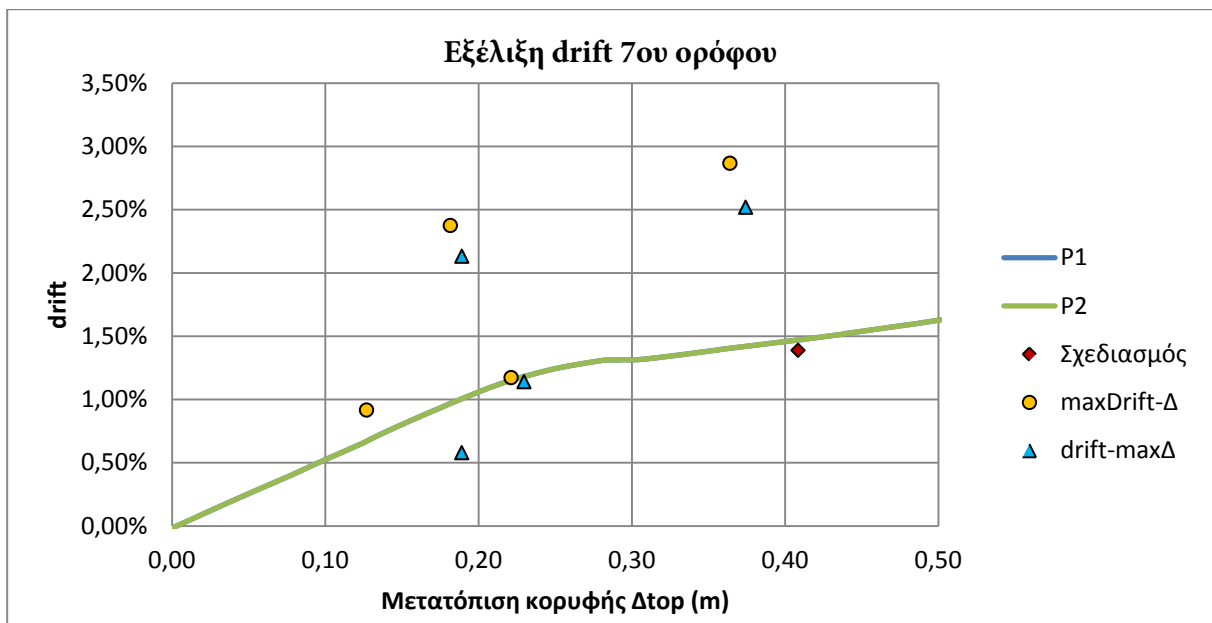
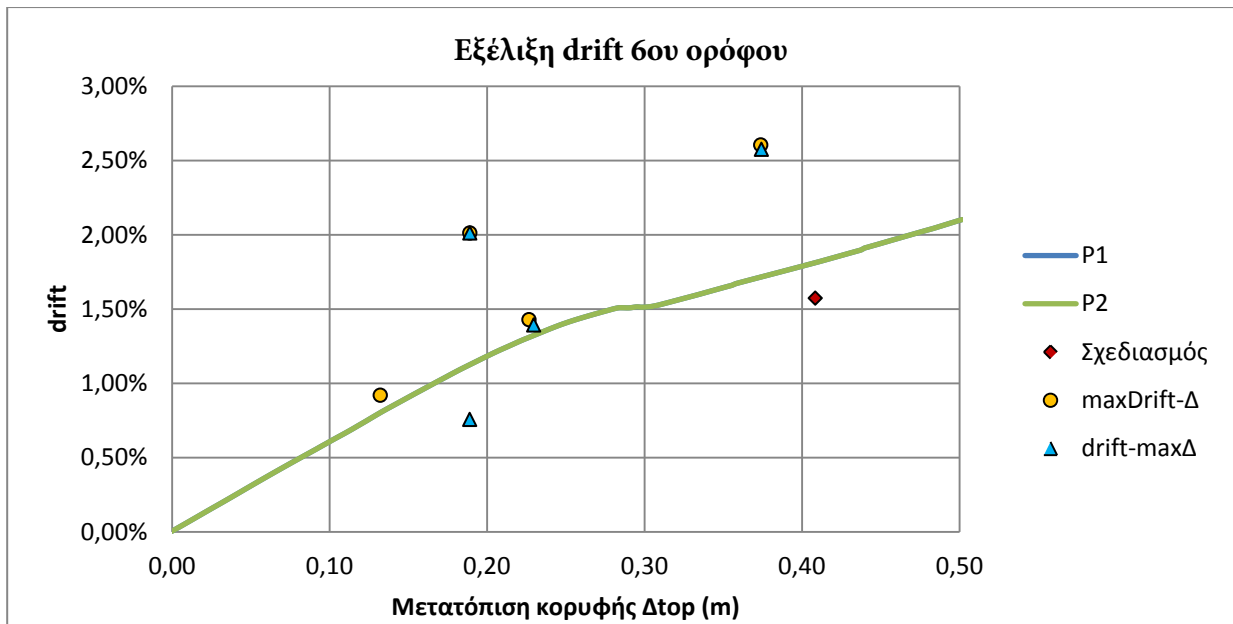
Στην άλλη, που συμβολίζεται με τρίγωνο, απεικονίζονται οι τέμνουσες βάσης κατά τη στιγμή της μέγιστης μετακίνησης κορυφής.

## 6.2. Εξέλιξη Ανηγμένων Πλευρικών Μετακινήσεων (Drift)

Στα ακόλουθα διαγράμματα απεικονίζεται η εξέλιξη του drift κατά τη στατική προσαυξητική ανάλυση. Απεικονίζονται, επίσης, χαρακτηριστικά σημεία από τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων που εκτελέστηκαν. Όπως και στην προηγούμενη ενότητα, υπάρχουν τόσο τα σημεία μέγιστου drift με τις αντίστοιχες μετακινήσεις κορυφής, όπως και τα drift τη στιγμή της μέγιστης μετακίνησης.



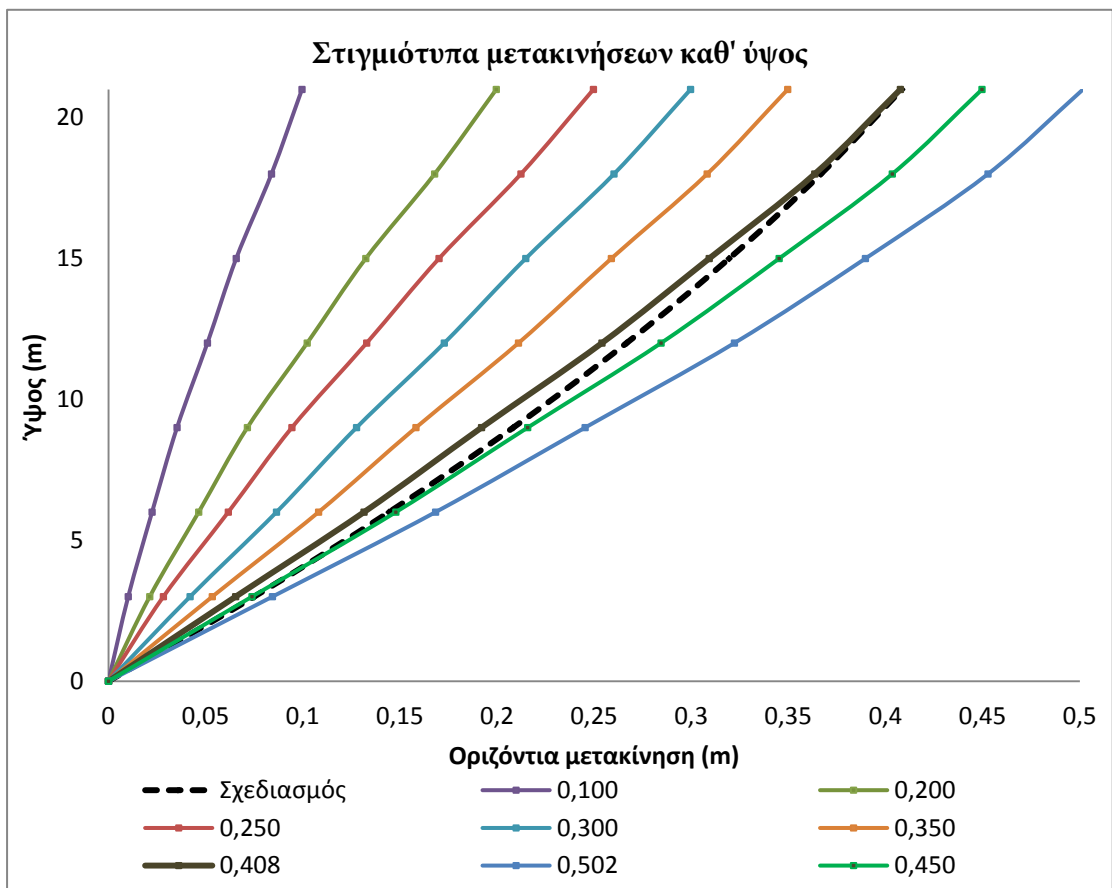
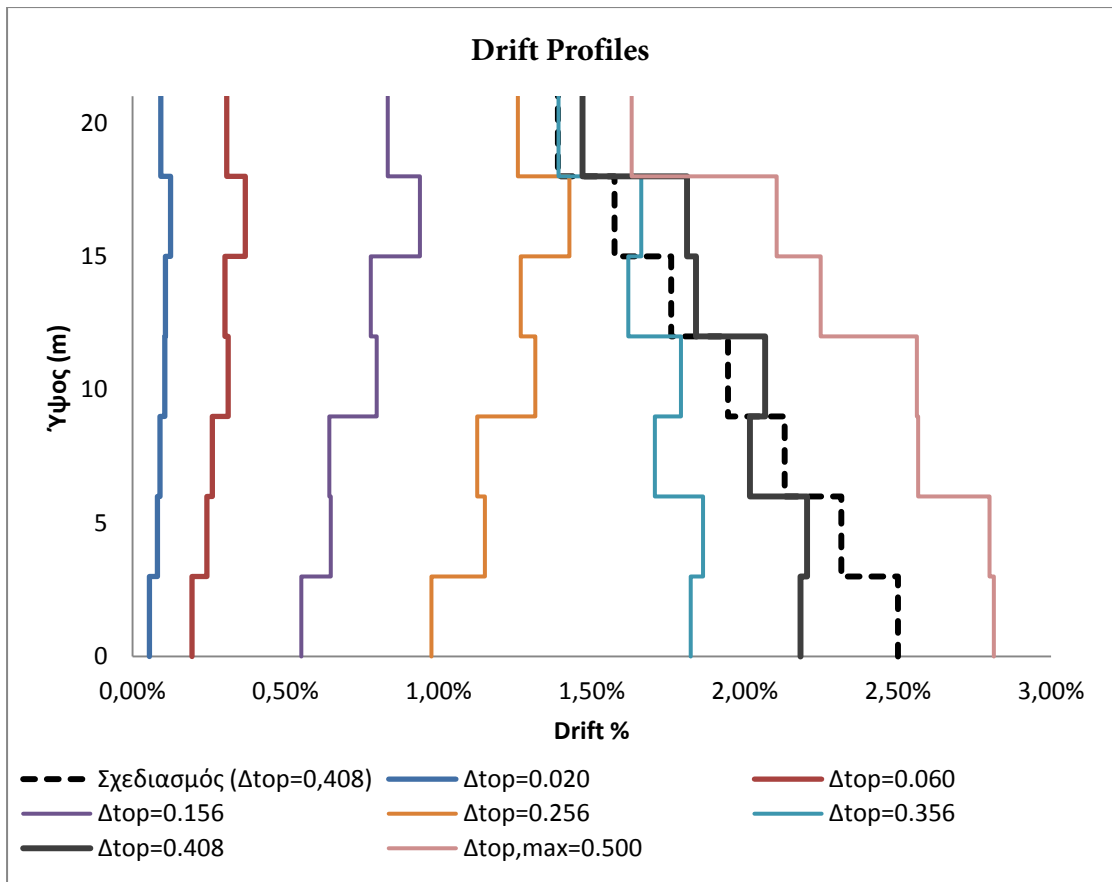




Φαίνεται η υστέρηση σε σχέση με το σχεδιασμό στους κατώτερους ορόφους, ενώ υπάρχει και υπέρβαση του σχεδιασμού στους ανώτερους ορόφους, όπου επιδρά η εσοχή (ακανονικότητα). Οι διαφορές είναι εντονότερες στις δυναμικές αναλύσεις.

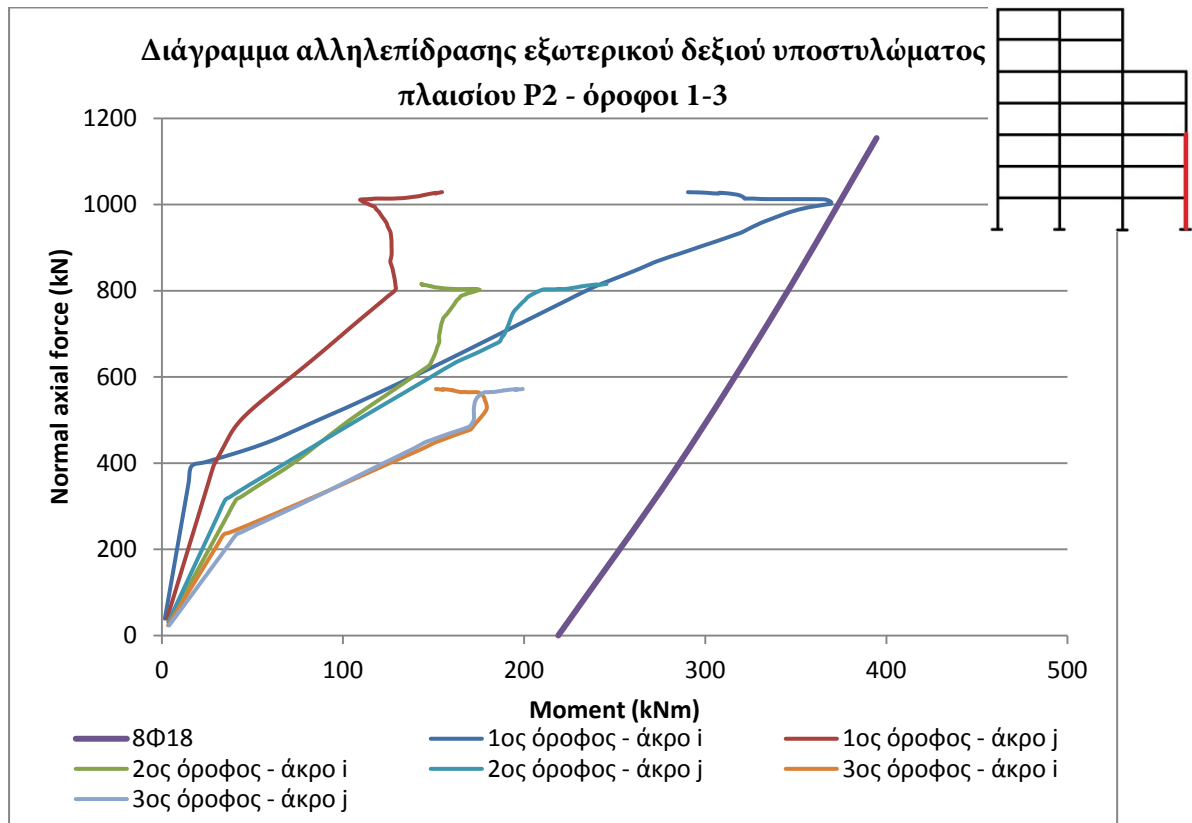
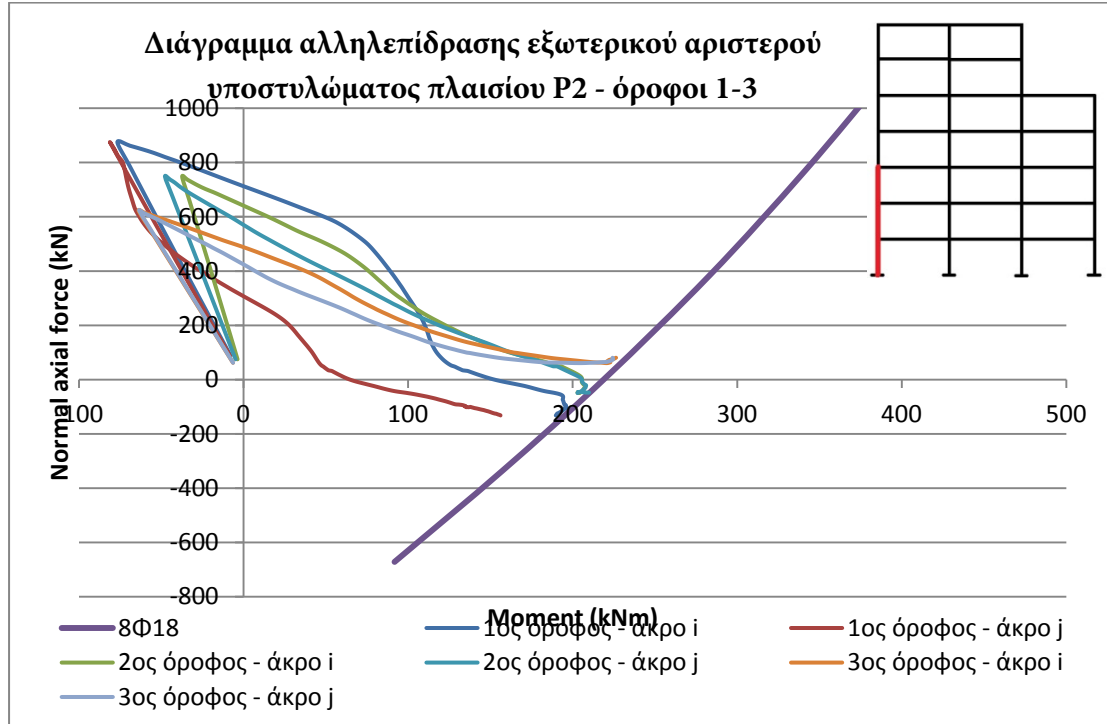
### 6.3. Προφίλ Drift και Απόλυτων Μετακινήσεων

Στα επόμενα διαγράμματα, φαίνεται η εξέλιξη των drift και των απόλυτων τιμών των μετακινήσεων όλων των ορόφων για κάποια στιγμιότυπα της προσαυξητικής φόρτισης. Παρατηρείται πως για  $\Delta_{top} = \Delta_{top,des} = 0,408 \text{ m}$  υπάρχει καλή προσαρμογή του παρατηρούμενου προφίλ της ανάλυσης (γκρι συνεχόμενη γραμμή) με το προφίλ σχεδιασμού (μαύρη διακεκομμένη γραμμή). Η υστέρηση που παρατηρείται είναι αναμενόμενη, λόγω της αύξησης του οπλισμού κατά τον ικανοτικό σχεδιασμό των υποστυλωμάτων.



#### 6.4. Εντατική Κατάσταση Υποστυλωμάτων

Στα ακόλουθα σχήματα φαίνεται η εξέλιξη της έντασης των υποστυλωμάτων κατά τη διάρκεια της ανάλυσης. Έχει γίνει ομαδοποίηση στο ίδιο διάγραμμα των ομοειδών υποστυλωμάτων. Ενδεικτικά παρατίθενται ορισμένα διαγράμματα για το πλαίσιο P2.



## 6.5. Πλαστικές Στροφές Δοκών

Στα ακόλουθα σχήματα παρατίθεται η εξέλιξη των πλαστικών στροφών στα άκρα των δοκών. Ενδεικτικά παρατίθενται μόνο τα διαγράμματα για το εσωτερικό πλαίσιο P2. Τα διαγράμματα του εσωτερικού πλαισίου είναι όμοια. Συγκριτικά, χαράσσονται και οι πλαστικές στροφές κατά την αστοχία του μέλους, όπως ορίζονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ, καθώς και η θεωρούμενη πλαστική στροφή σχεδιασμού. Για τη μέση τιμή της πλαστικής γωνίας στροφής κατά την αστοχία, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. παραθέτει στα σχόλια την εξής σχέση:

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_u - \theta_y = 0,0145 \cdot 0,25^\nu \cdot \left( \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right)^{0,3} \cdot (f_c)^{0,2} \cdot (a_s)^{0,35} \cdot 25 \left( a \cdot \rho_s \cdot \frac{f_{yw}}{f_c} \right) \cdot 1.275^{100 \cdot \rho_d}$$

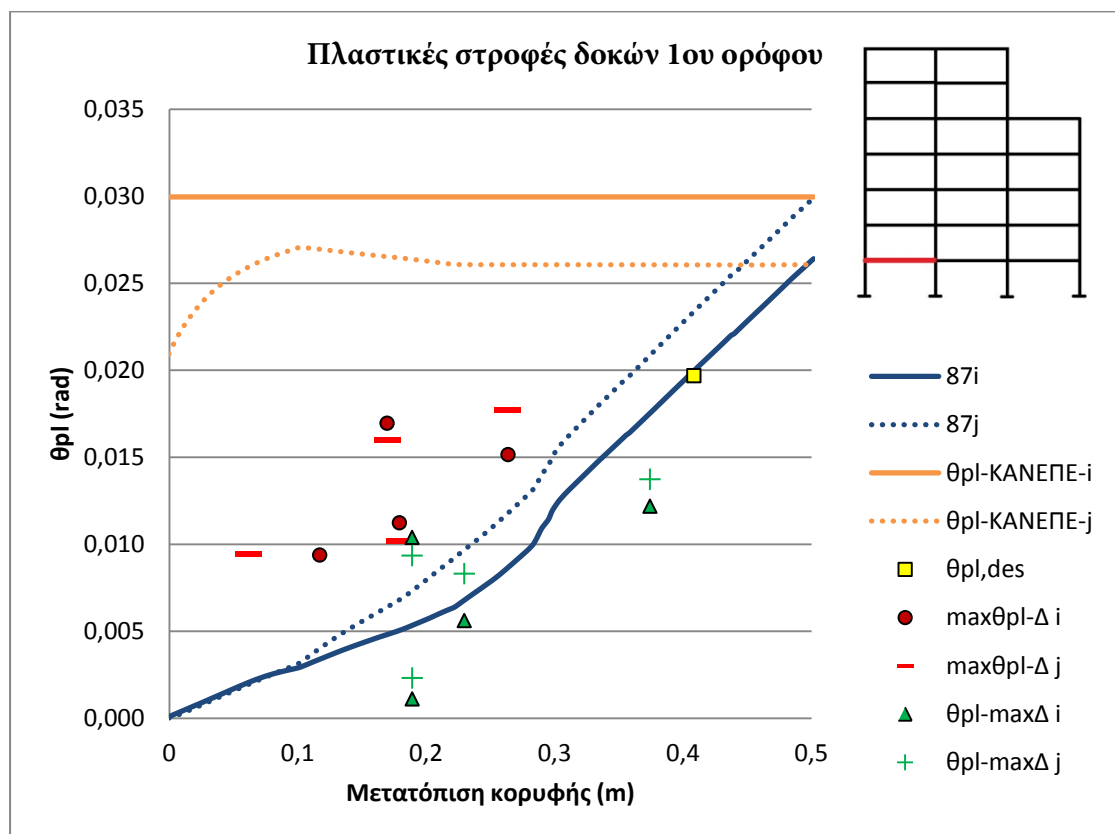
Όπου  $\nu$  η ανηγμένη αξονική του μέλους,  $\omega'$  και  $\omega$  το μηχανικό ποσοστό του θλιβόμενου και του εφελκόμενου οπλισμού αντίστοιχα,  $\rho_s$  το ποσοστό του οπλισμού διάτμησης κατά τη διεύθυνση φόρτισης,  $\rho_d$  το ποσοστό του δισδιαγώνιου οπλισμού του μέλους και  $a_s = \frac{L_s}{h_b}$  ο λόγος διάτμησης, με  $L_s$  την απόσταση του άκρου από το σημείο μηδενισμού των ροπών και  $h_b$  το ύψος της δοκού. Εφόσον δεν υπάρχει δισδιαγώνιος οπλισμός, ο τελευταίος όρος ισούται με 1. Επίσης, οι δοκοί είναι συμμετρικά οπλισμένες σε δύο στρώσεις, δηλαδή  $\omega = \omega'$ , οπότε και ο τρίτος όρος ισούται με 1. Για τον υπολογισμό του λόγου διάτμησης, ακολουθήθηκαν οι οδηγίες των σχολίων του κανονισμού. Συγκεκριμένα, όταν εφελκύεται το άνω πέλμα των δοκών χρησιμοποιείται η τιμή  $L_s = \frac{M}{V}$ , ενώ όταν εφελκύεται το κάτω πέλμα επιτρέπεται να χρησιμοποιηθεί η γεωμετρική τιμή του μήκους, δηλ.  $L_s = 0,5 \cdot L_{b,clear}$ . Για την τιμή της αξονικής δεν υπάρχουν αξιόπιστα στοιχεία, καθώς ο αξονικός βαθμός ελευθερίας έχει ελευθερωθεί για τις δοκούς για την ορθή διαφραγματική λειτουργία. Από δοκιμαστικές επιλύσεις χωρίς τη διαφραγματική λειτουργία, η μέγιστη ανηγμένη αξονική που παρατηρείται στις δοκούς κατά την αστοχία είναι της τάξης  $\nu = 0,034$ , που μειώνει τη διαθέσιμη πλαστική στροφή κατά 5%. Όπως θα φανεί και στα σχήματα, η διαθέσιμη πλαστική στροφή κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ είναι αρκετά μεγαλύτερη από τις πλαστικές στροφές που προκύπτουν κατά την ανάλυση. Προβλέπεται επίσης συντελεστής ασφαλείας προσομοιωμάτων  $\gamma_{Rd}$ , που για ανελαστικές αναλύσεις στην οριακή κατάσταση προτείνεται η τιμή  $\gamma_{Rd} = 1,8$  (σχόλια κεφαλαίου 9 ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

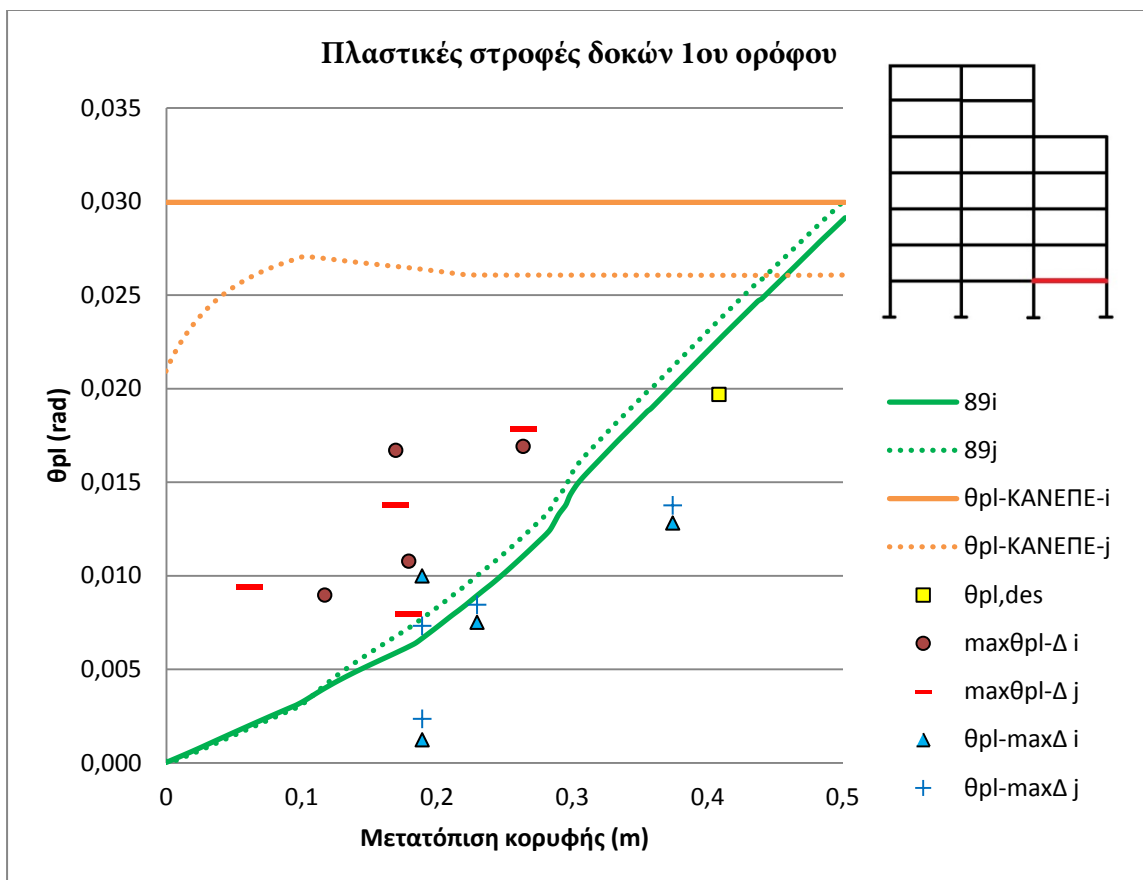
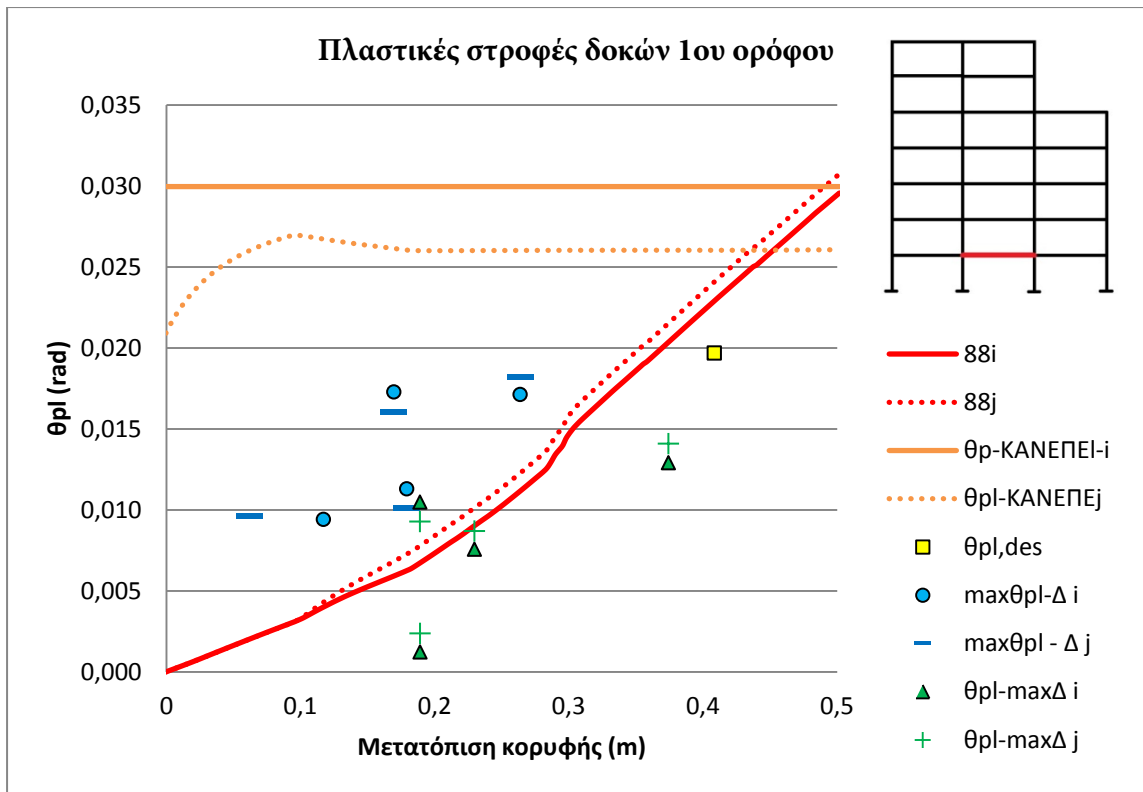
Για τον υπολογισμό της πλαστικής στροφής σχεδιασμού, χρησιμοποιούνται τα μεγέθη που υπολογίστηκαν κατά τη διαδικασία όπλισης των πλαστικών αρθρώσεων στην ενότητα 4.11. Με δεδομένη την κατανομή καμπυλοτήτων και τις τιμές της πλαστικής καμπυλότητας  $\varphi_p$  και του μήκους της πλαστικής άρθρωσης  $L_p$ , υπολογίζεται η πλαστική στροφή σχεδιασμού ως  $\theta_{pl,des} = \varphi_p \cdot L_p$ . Οι υπολογισμοί συνοψίζονται στον ακόλουθο πίνακα.

Όροφος	1	2	3	4	5	6	7
Ύψος δοκού $h_b$ (m)	0,7	0,7	0,6	0,6	0,6	0,5	0,5

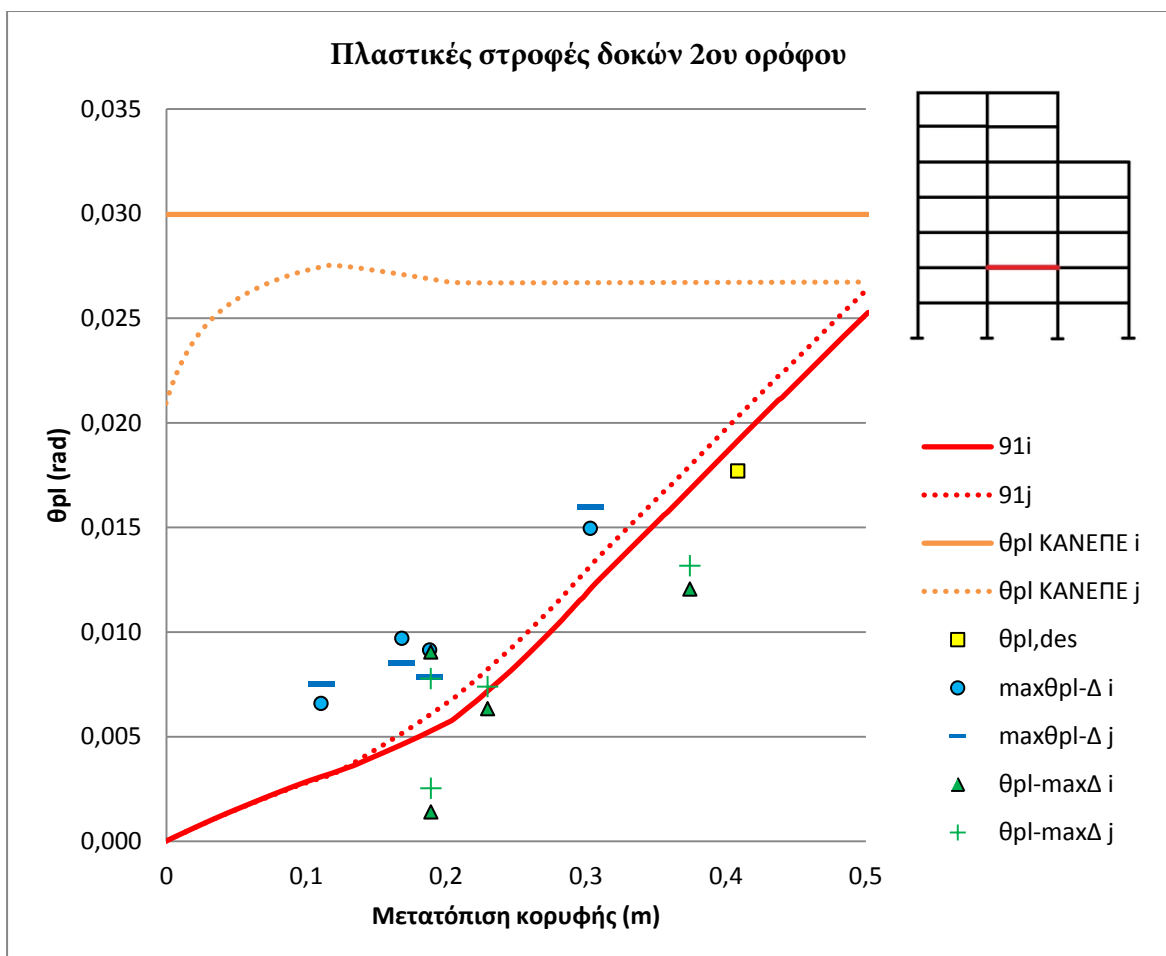
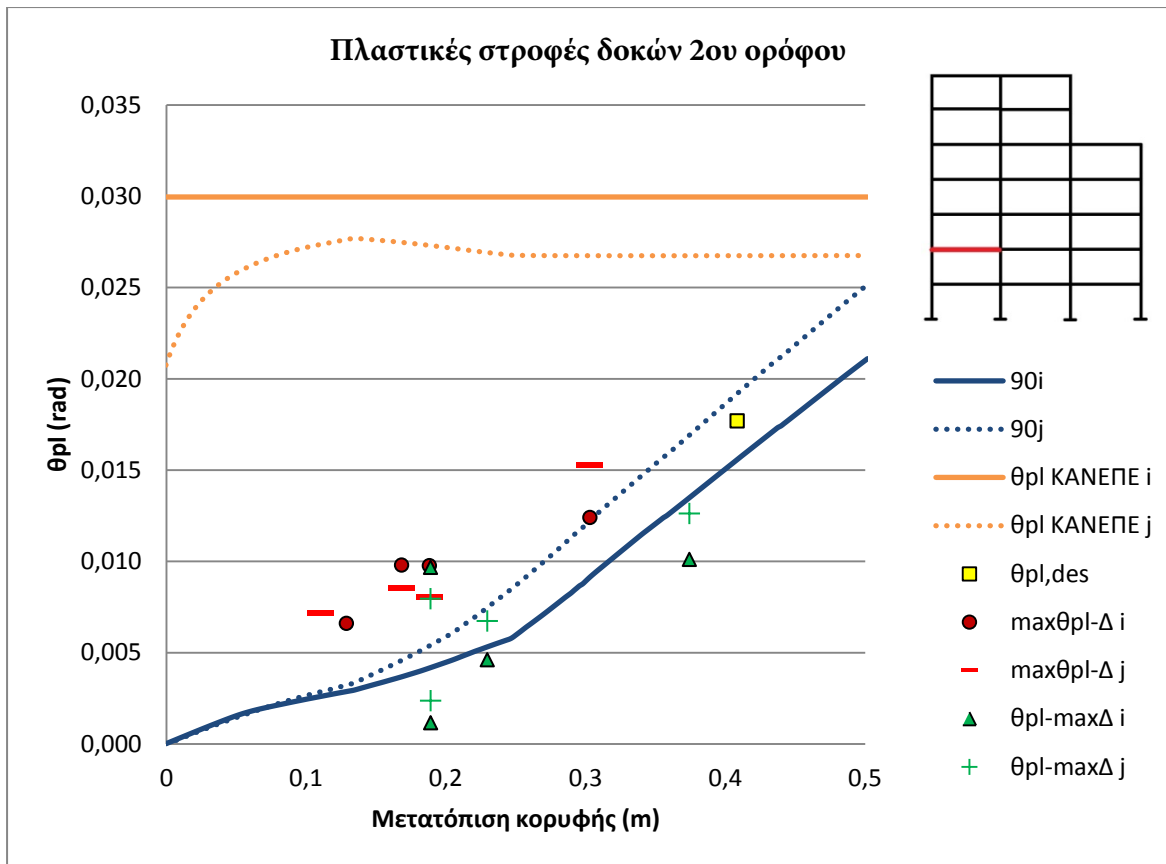
Καθαρό μήκος δοκού $L_{b,cl}$ (m)	5,575	5,575	5,575	5,675	5,625	5,625	5,625
Σχετική μετακίνηση σχεδιασμού ορόφου $\delta\Delta_d$ (m)	0,075	0,069	0,064	0,058	0,053	0,047	0,042
Καμπυλότητα διαρροής $\varphi_y$ (1/m)	0,0067	0,0067	0,0078	0,0078	0,0078	0,0094	0,0094
Μήκος διείδυσης διαρροής $L_{sp}$ (m)	0,218	0,218	0,218	0,218	0,218	0,218	0,218
Μήκος πλαστικής άρθρωσης $L_p$ (m)	0,436	0,436	0,436	0,436	0,436	0,436	0,436
Μετακίνηση διαρροής $\Delta_y$ (m)	0,020	0,020	0,023	0,024	0,024	0,029	0,029
Πλαστική καμπυλότητα $\varphi_p$ (1/m)	0,0452	0,0406	0,0333	0,0276	0,0236	0,0152	0,0107
Καμπυλότητα σχεδιασμού $\varphi_D$ (1/m)	0,0519	0,0473	0,0411	0,0354	0,0314	0,0245	0,0200
Πλαστική στροφή σχεδιασμού $\theta_{pl,des}$ (rad)	0,0197	0,0177	0,0145	0,0120	0,0103	0,0066	0,0046

Το άκρο i είναι το αριστερό και το άκρο j είναι το δεξί.

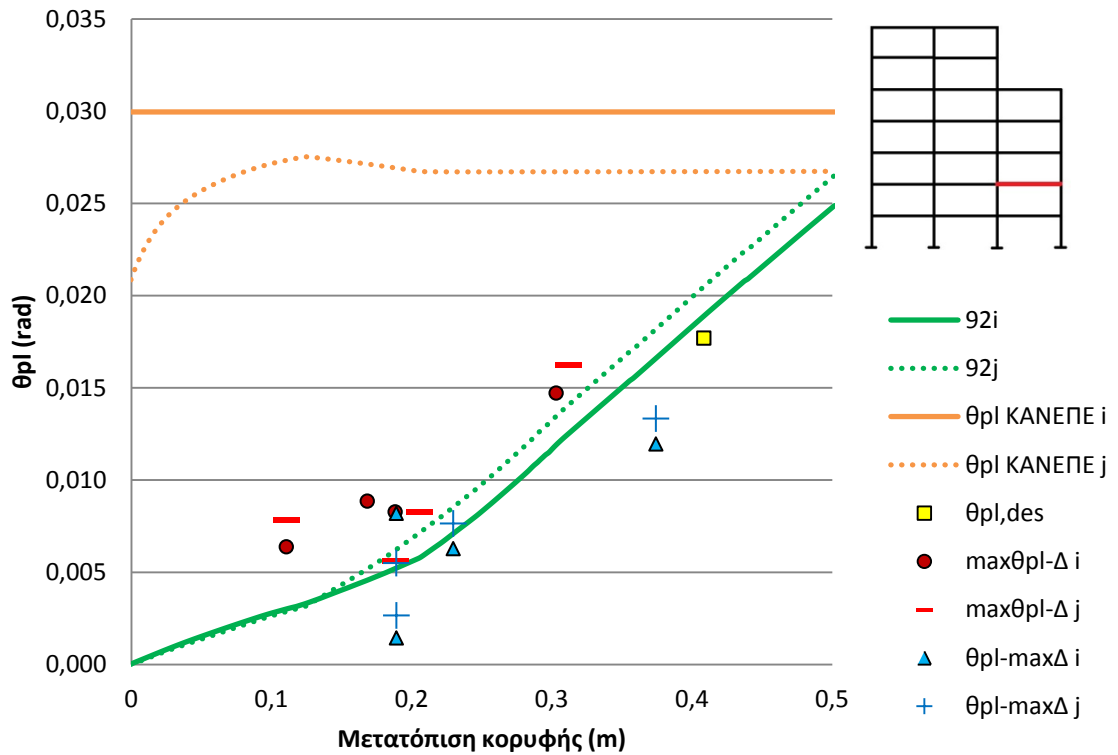




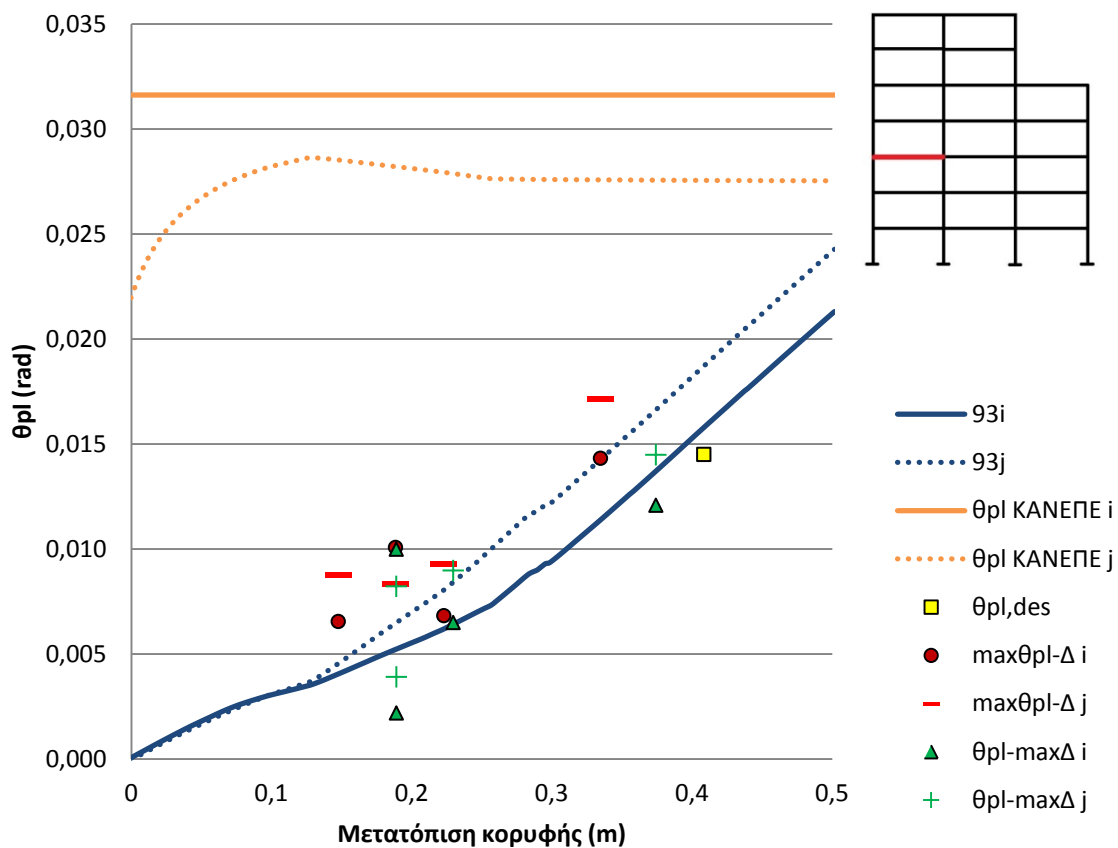


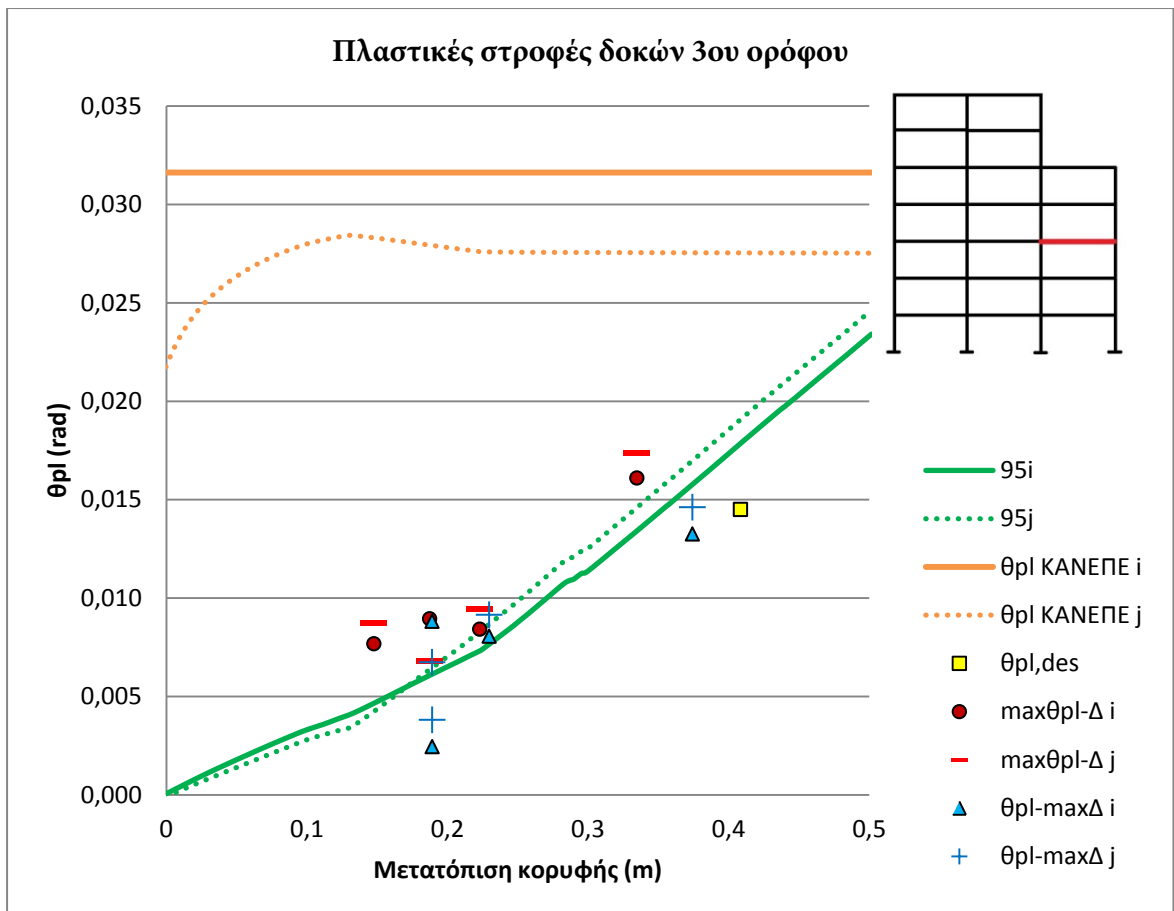
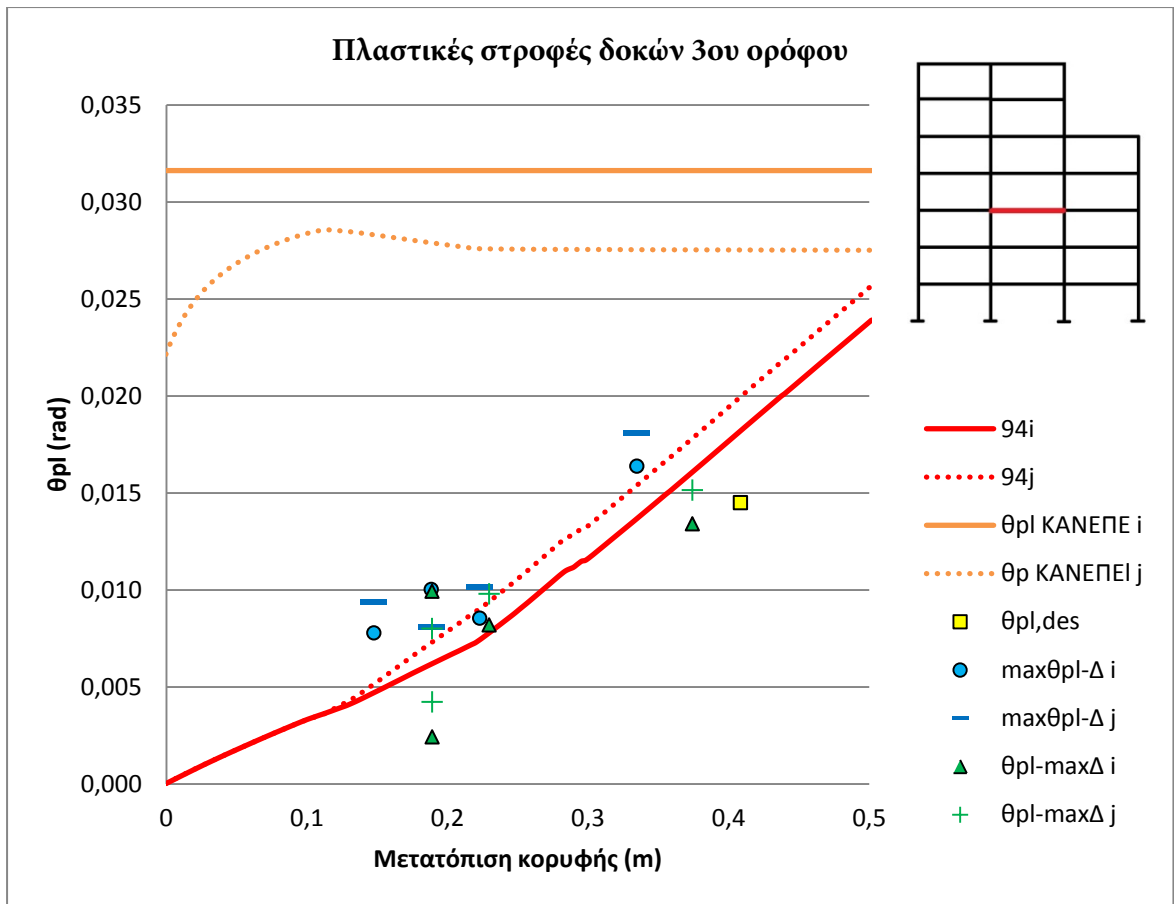


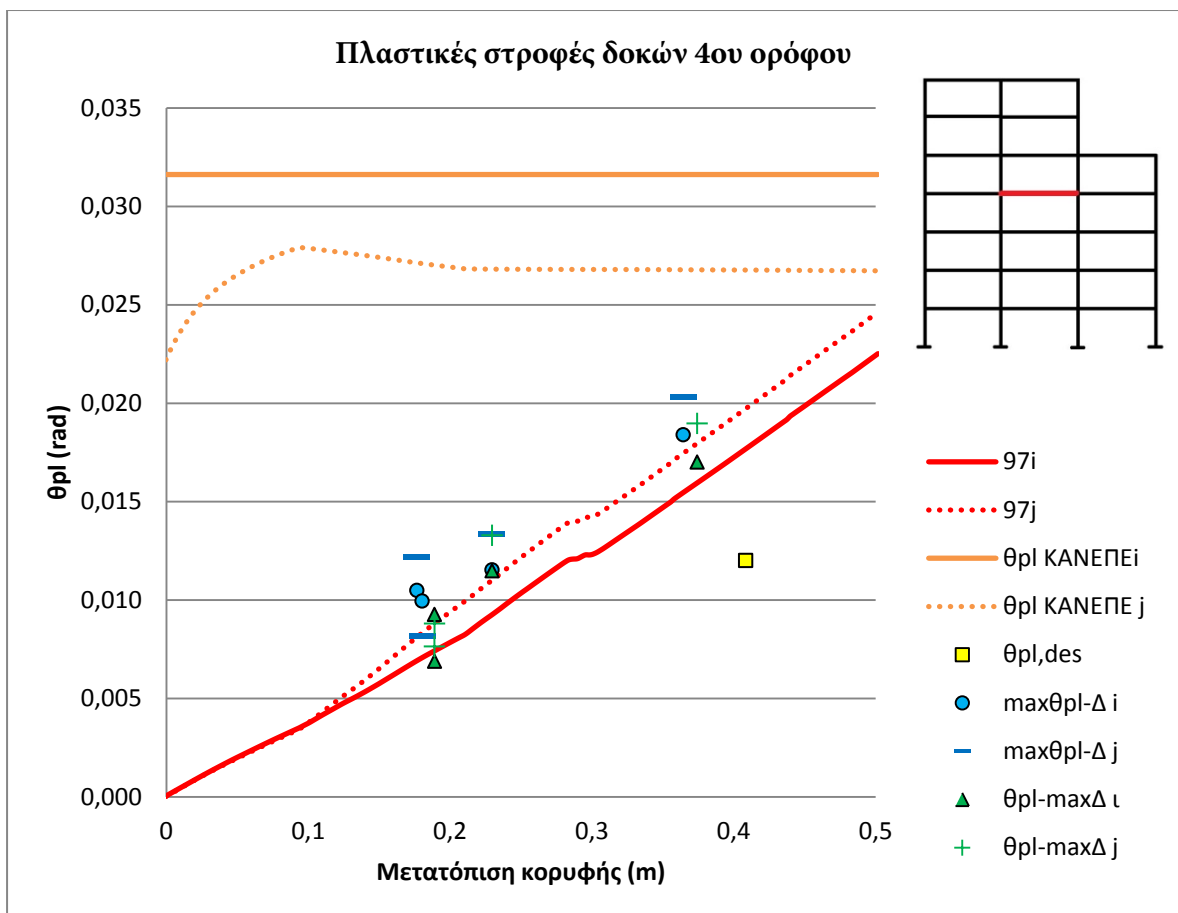
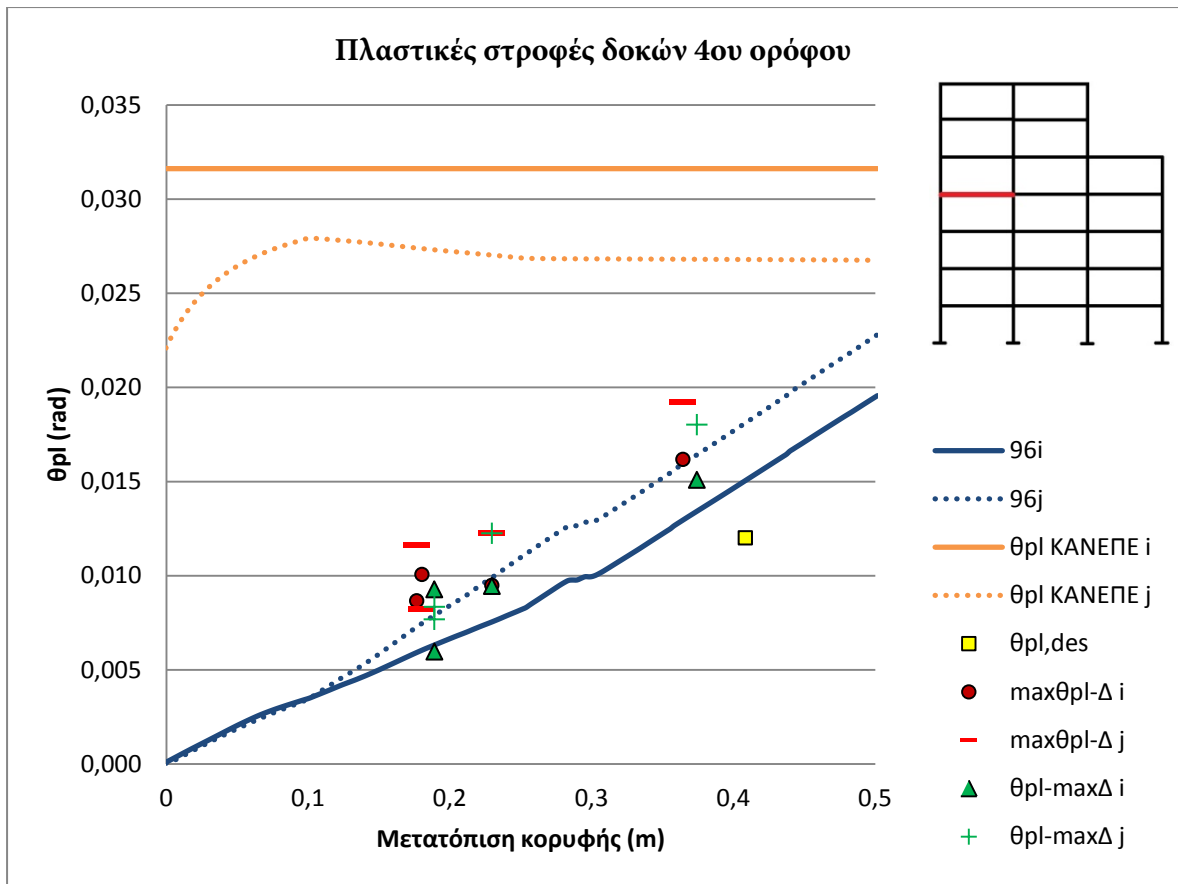
### Πλαστικές στροφές δοκών 2ου ορόφου

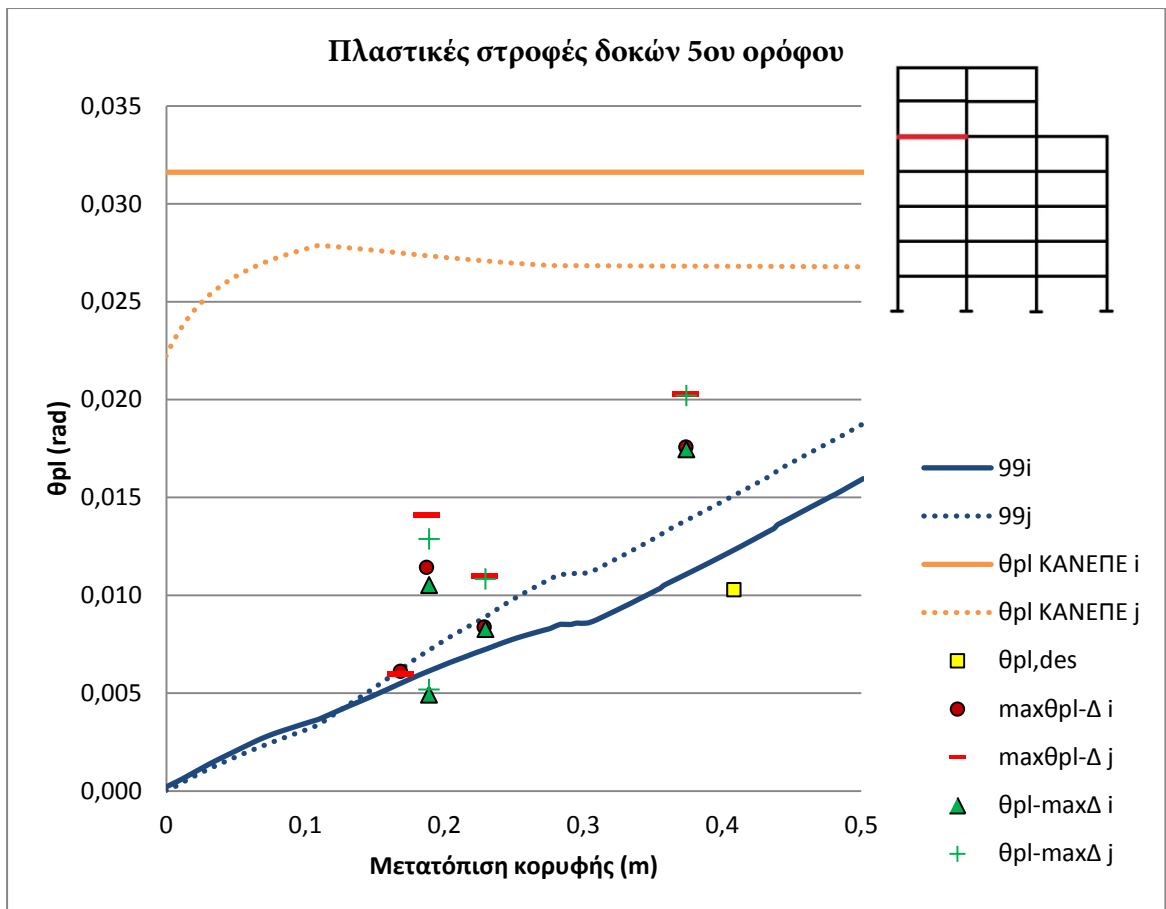
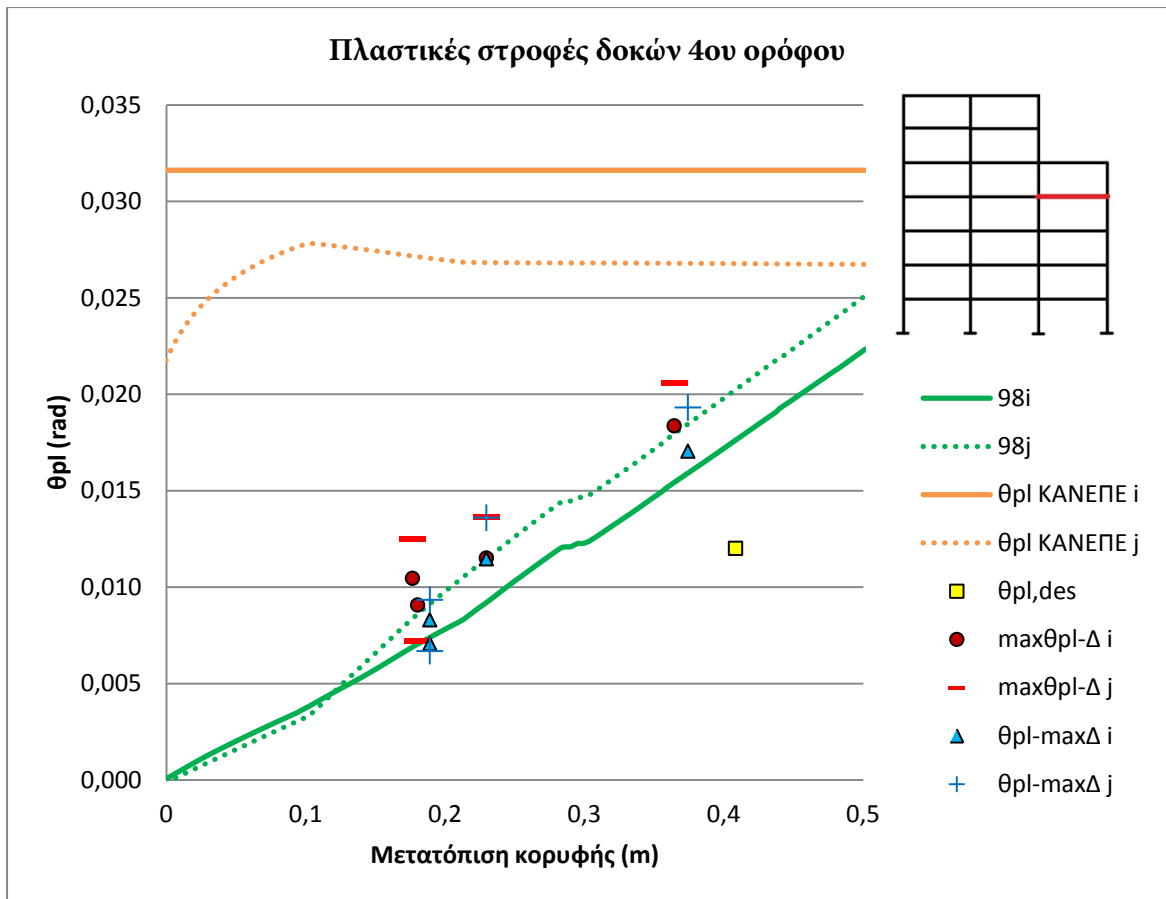


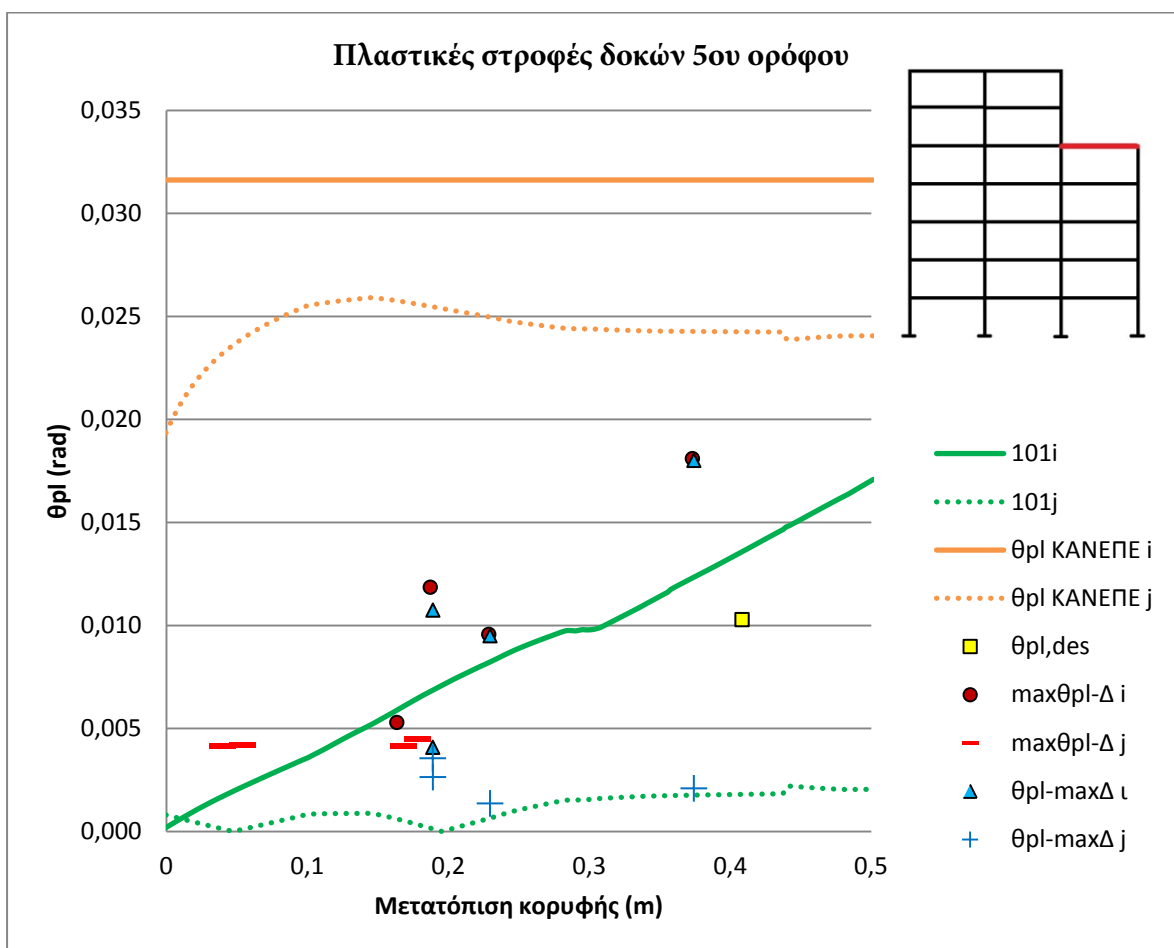
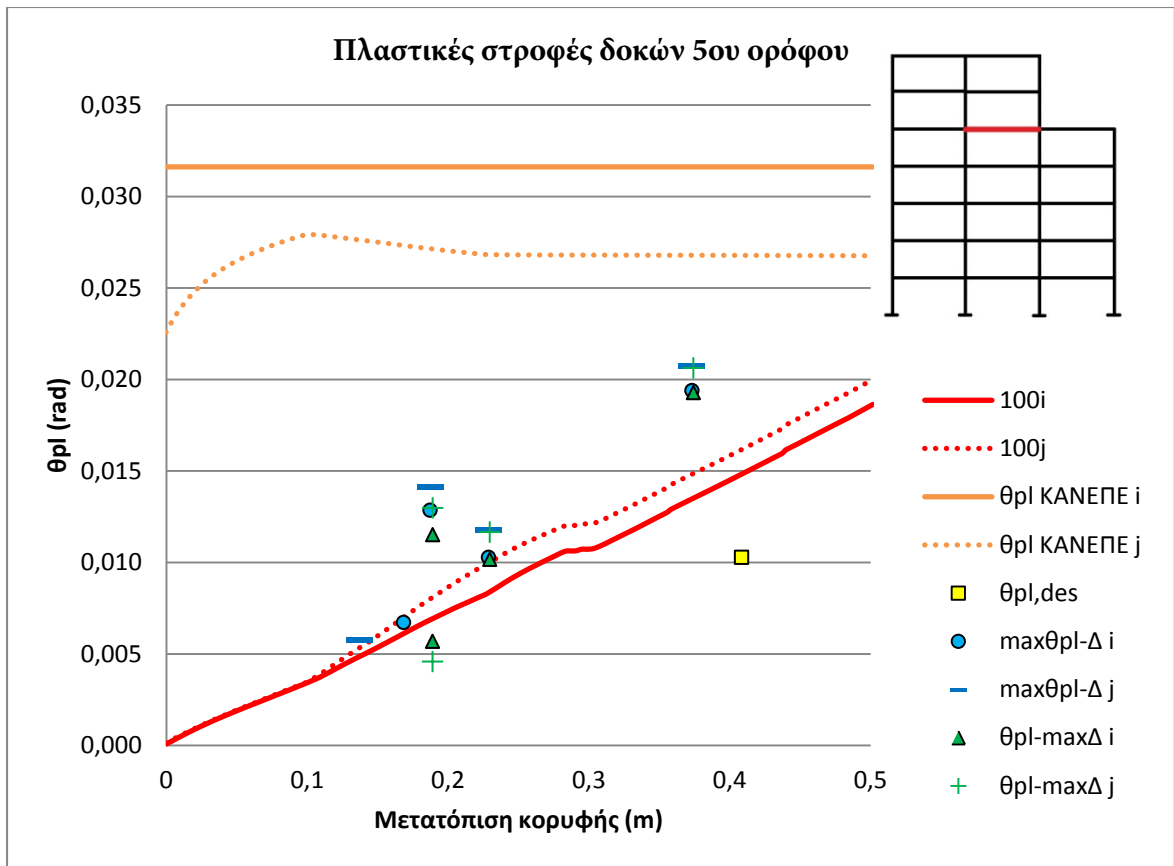
### Πλαστικές στροφές δοκών 3ου ορόφου

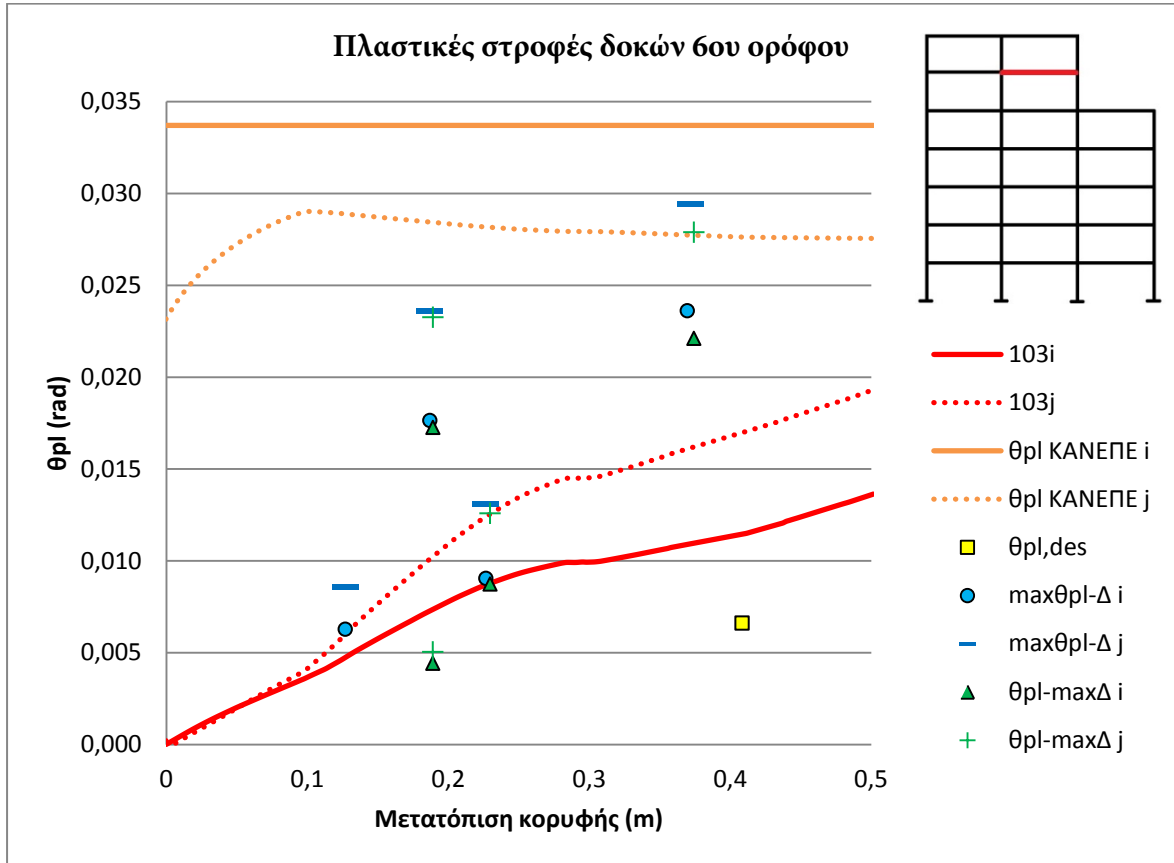
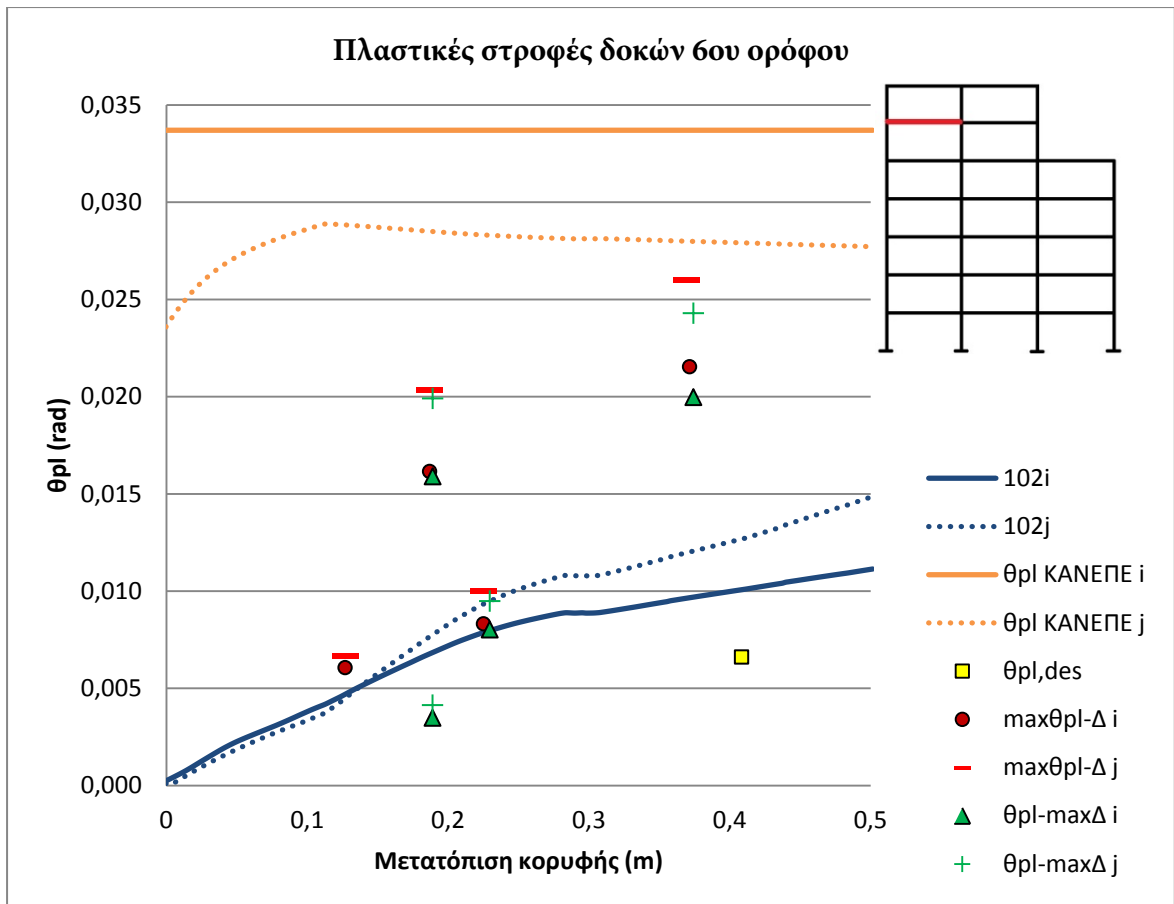


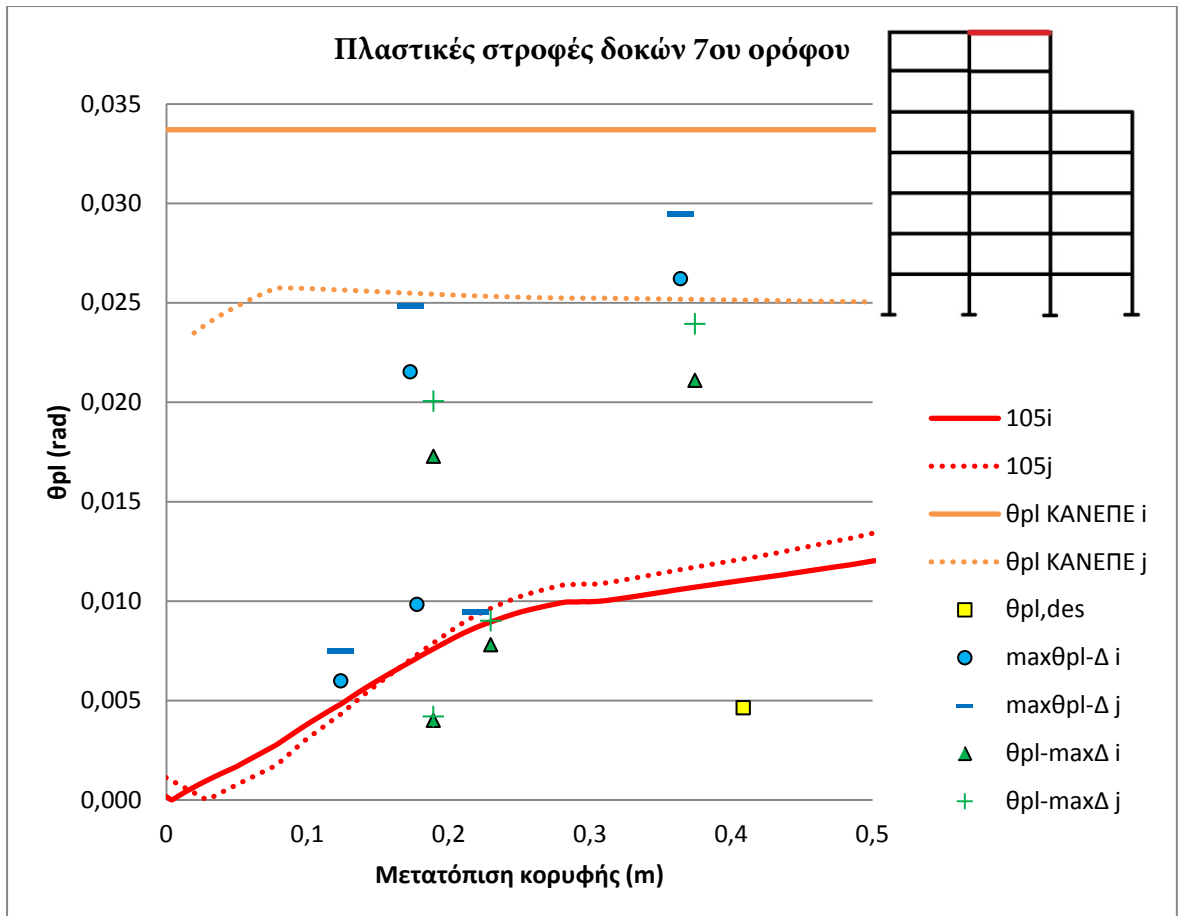
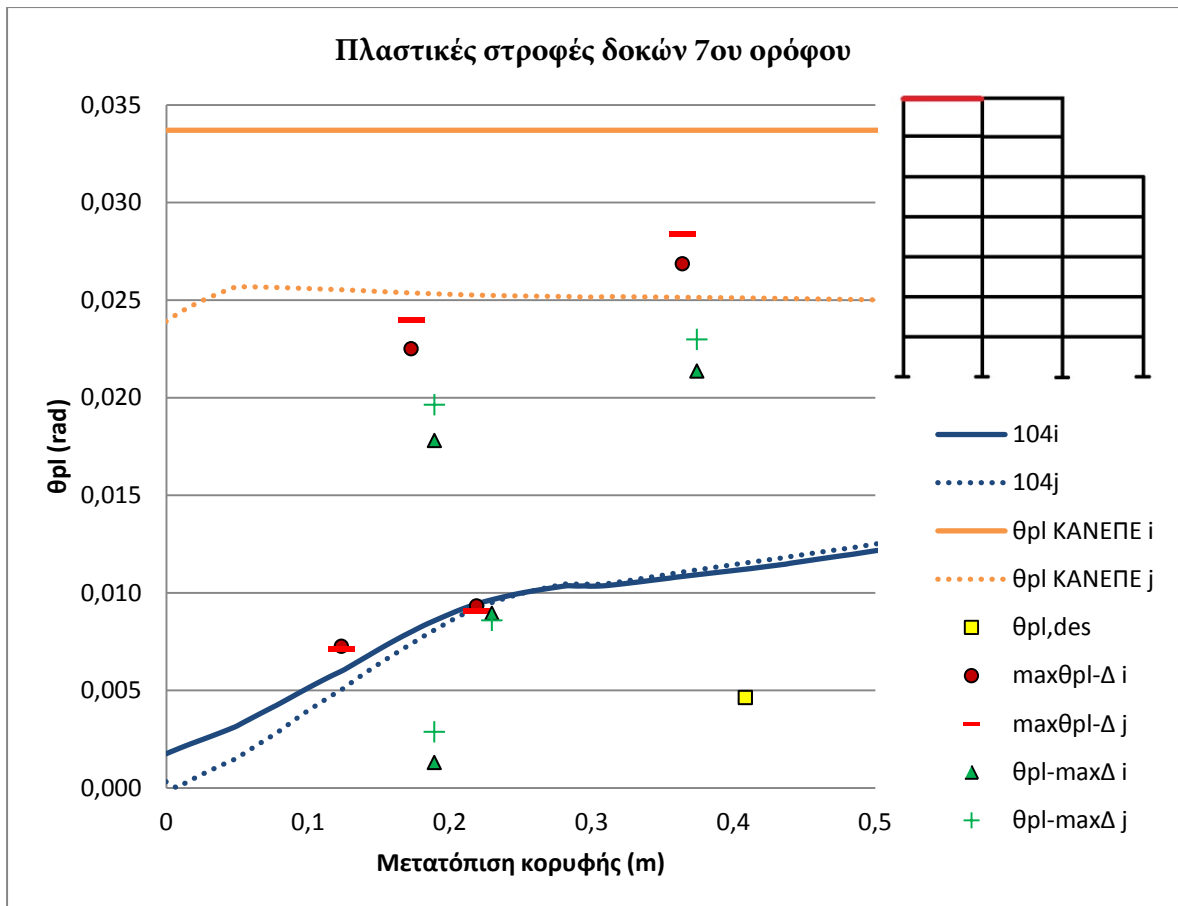














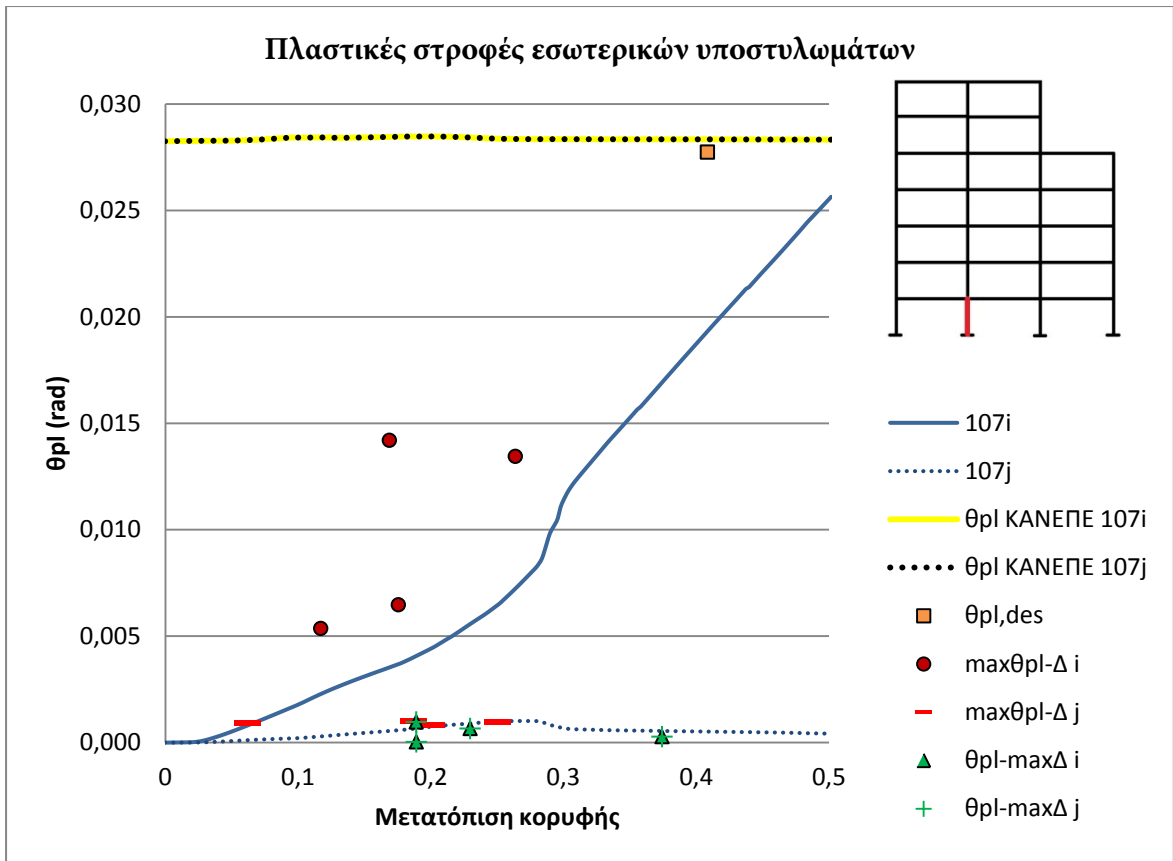
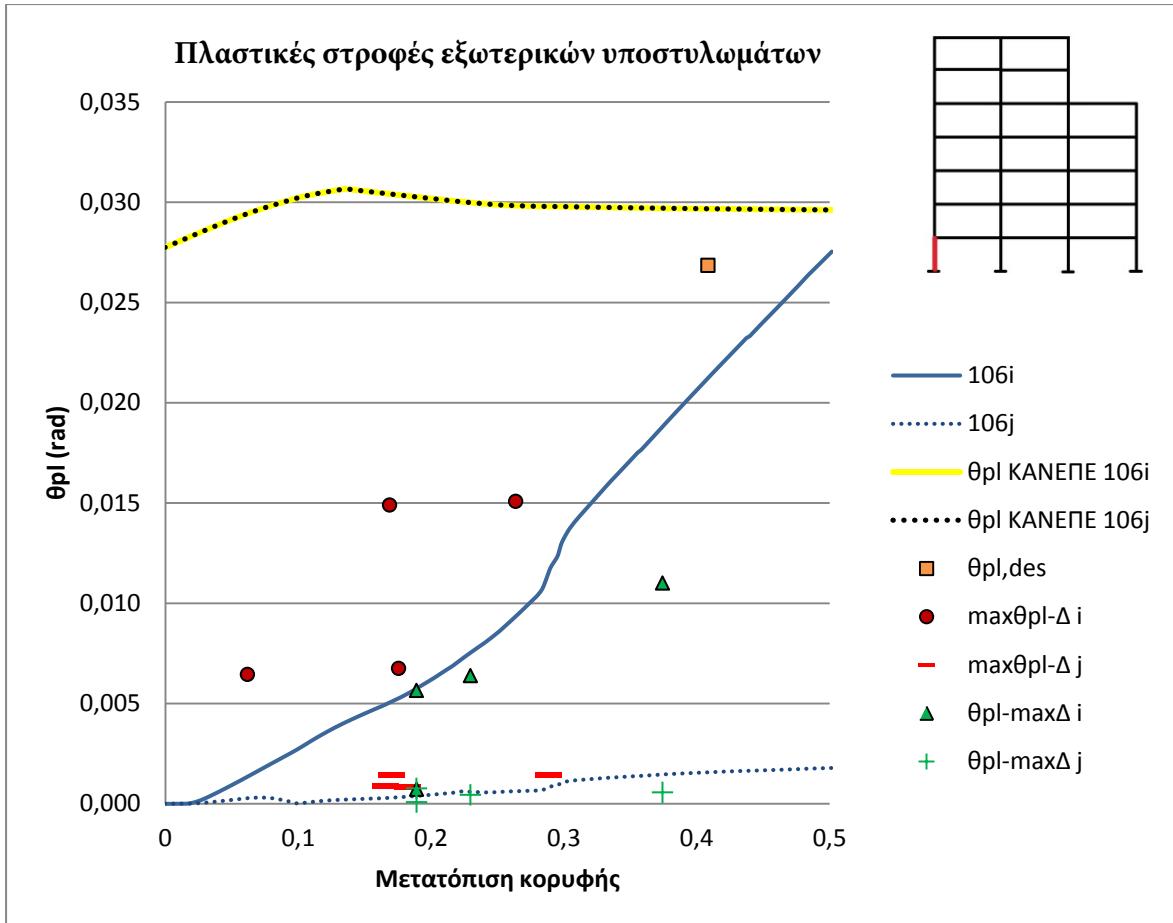
## 6.6. Πλαστικές Στροφές Υποστυλωμάτων

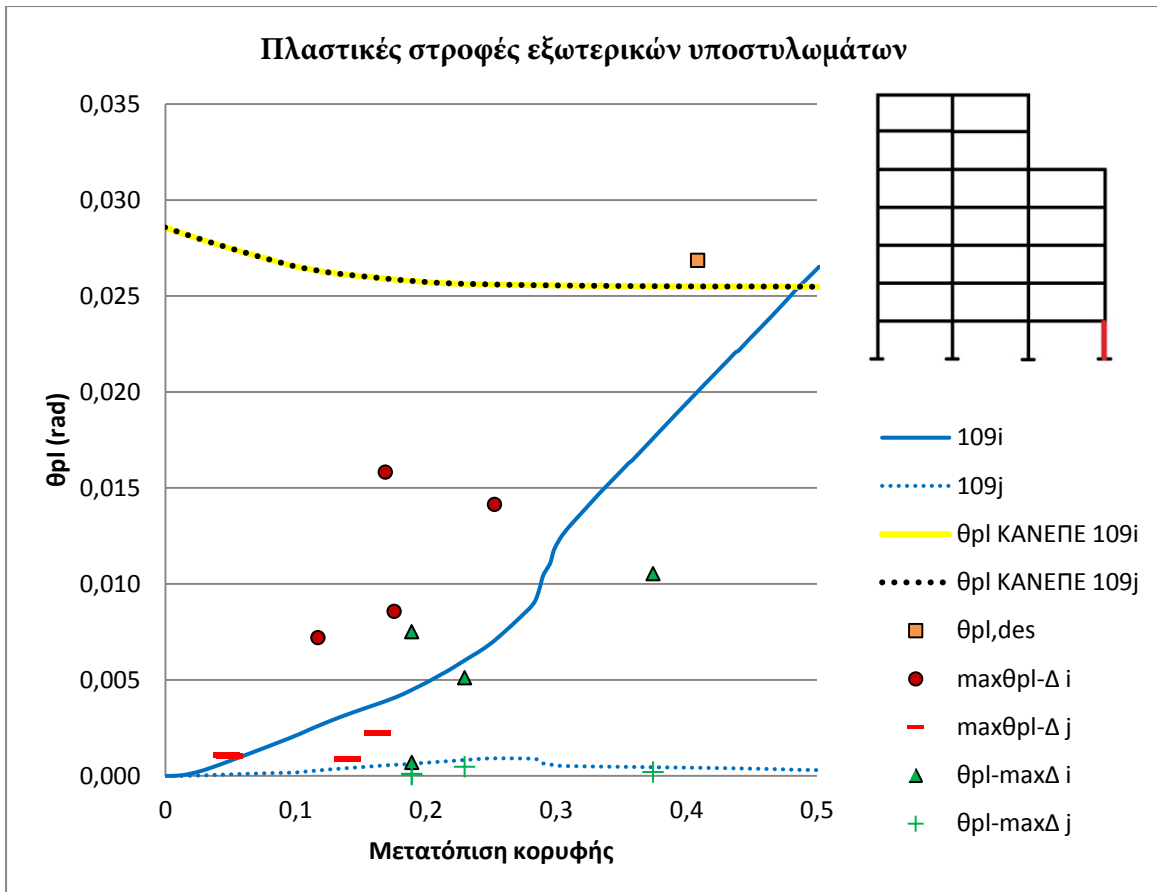
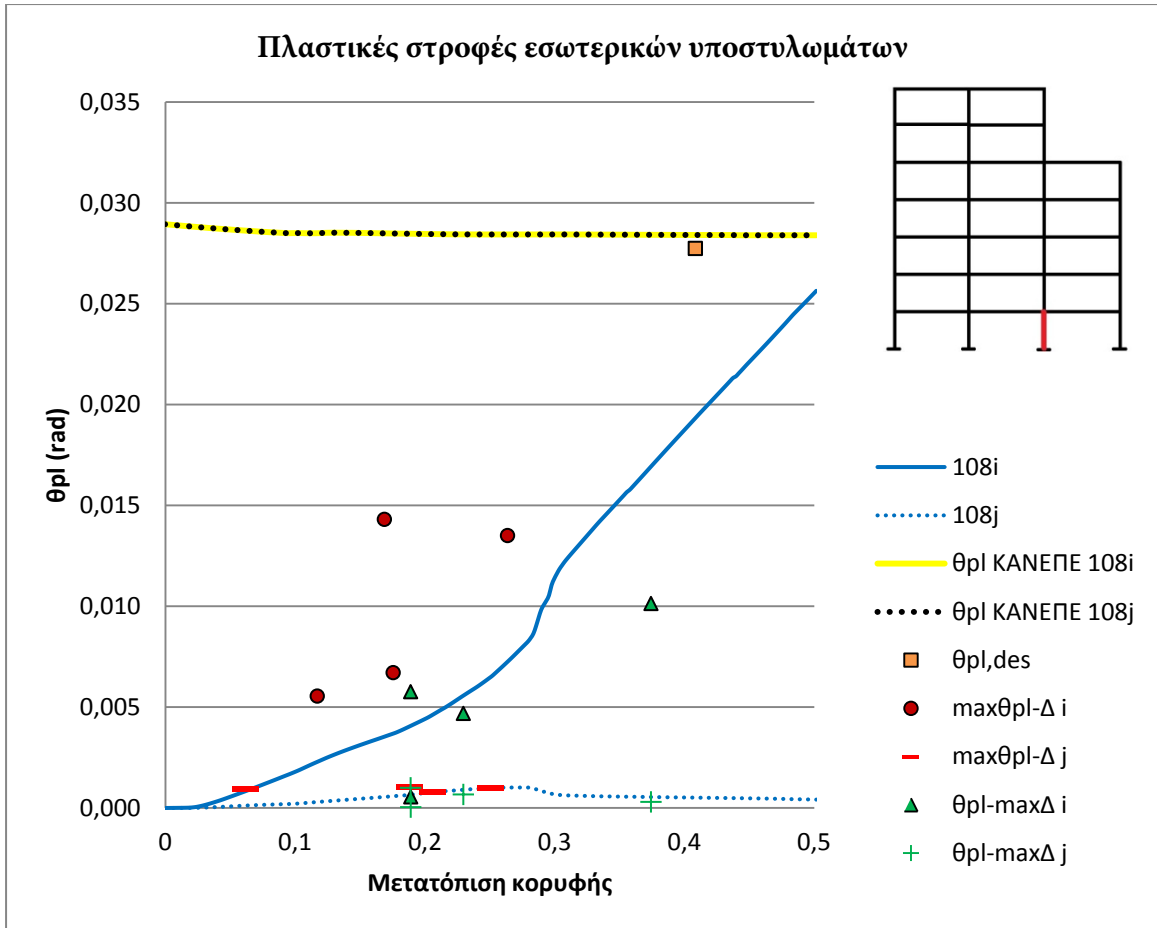
Για την εκτίμηση της μέσης πλαστικής στροφής κατά την αστοχία, χρησιμοποιήθηκε η σχέση του ΚΑΝ.ΕΠΕ, όπως και για τις δοκούς. Αμελήθηκε, υπέρ της ασφαλείας, η συμβολή του θλιβόμενου οπλισμού (ο όρος  $\left(\frac{\max(0,01;\omega')}{\max(0,01;\omega)}\right)^{0,3}$  θεωρήθηκε ίσος με 1). Στην πραγματικότητα κυμαίνεται από 1 (διατομή με 4Ø18) μέχρι 1,289 (διατομή με 20Ø22). Επίσης, η συμβολή της περίσφιγξης υπολογίστηκε από το ογκομετρικό μηχανικό ποσοστό οπλισμού, δηλαδή  $25\left(a\cdot\rho_s\cdot\frac{f_{yw}}{f_c}\right) \cong 25\left(a\cdot\frac{\omega_w}{2}\right)$ , που ισχύει με πολύ καλή προσέγγιση για τετραγωνικά υποστυλώματα. Τέλος, για τον υπολογισμό του λόγου διάτμησης  $a_s = \frac{L_s}{h_c}$  ακολουθήθηκε η απλοποιητική παραδοχή των σχολίων του κανονισμού, που επιτρέπει τη χρήση του γεωμετρικού σημείου μηδενισμού των ροπών, δηλαδή  $L_s = 0,5 \cdot L_{c,clear}$ .

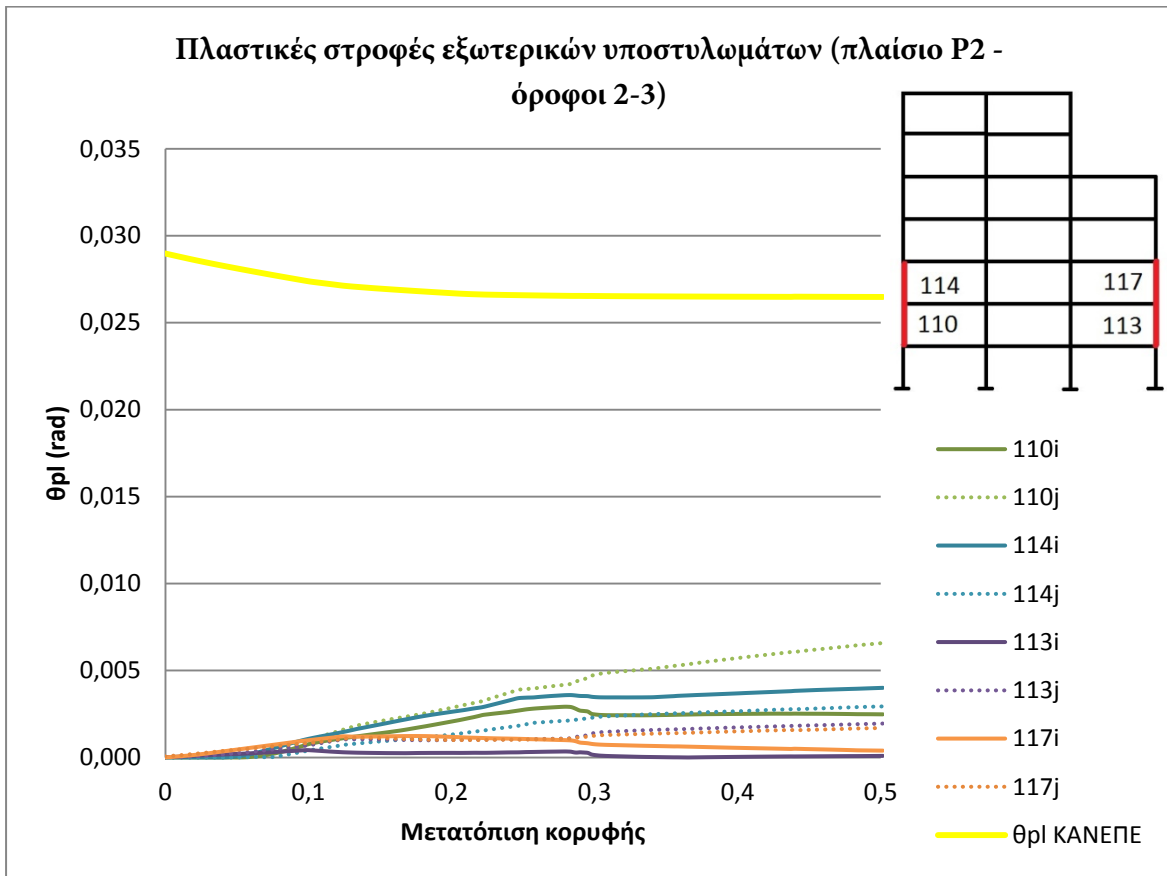
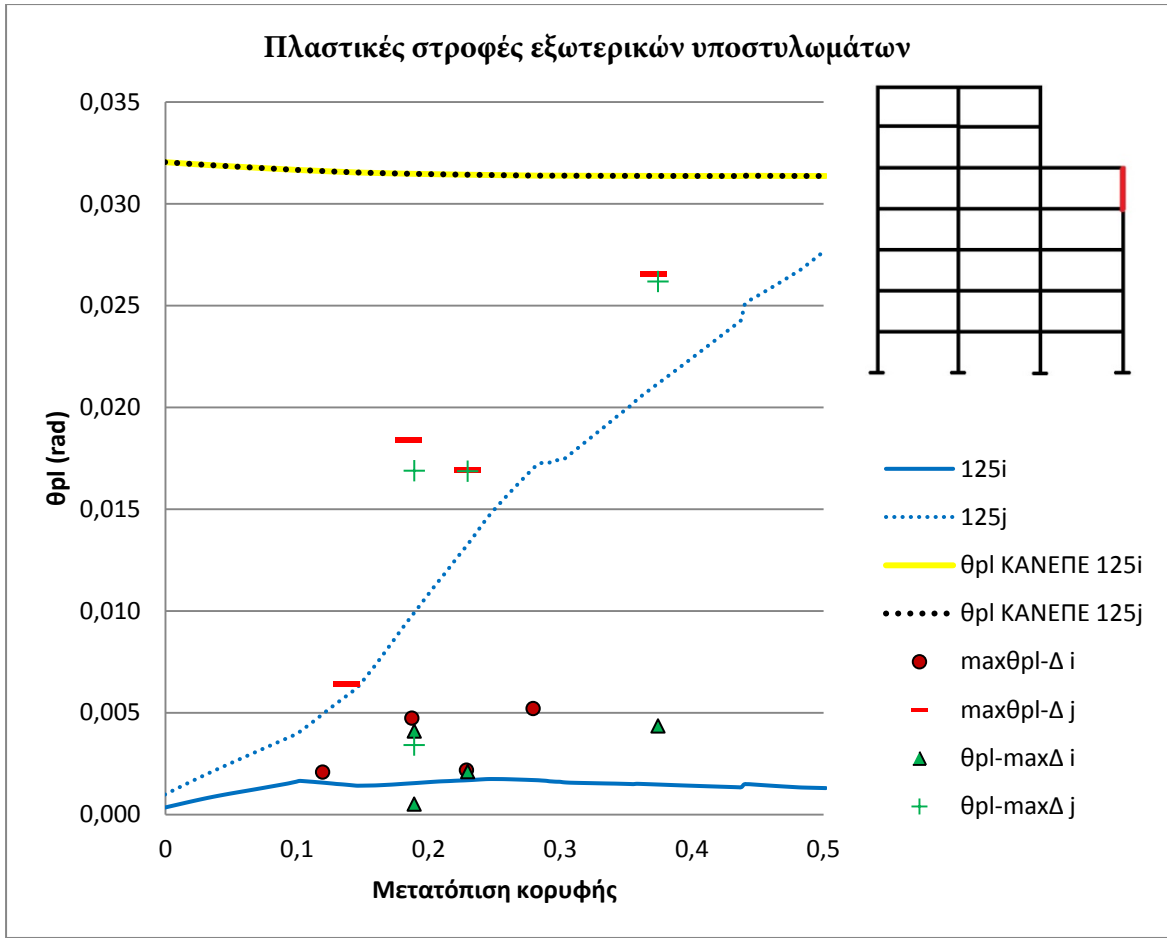
Η πλαστική στροφή σχεδιασμού στις βάσεις των υποστυλωμάτων του ισογείου υπολογίστηκε όπως και στις δοκούς. Η θέση του σημείου μηδενισμού των ροπών, θεωρήθηκε ίδια με αυτή που χρησιμοποιήθηκε για την εξαγωγή της ροπής αντοχής ( $0,7 \cdot h_s$ ). Τα αποτελέσματα συνοψίζονται στον ακόλουθο πίνακα:

A/A βάσης υποστυλώματος	1	2	3	4
Διάσταση υποστυλώματος $h_c$ (m)	0,40	0,45	0,45	0,40
Σημείο μηδενισμού ροπών $L_s$ (m)	2,1	2,1	2,1	2,1
Λόγος διάτμησης $a_s$	5,25	4,67	4,67	5,25
Σχετική μετακίνηση σχεδιασμού ορόφου $\delta\Delta_d$ (m)	0,075	0,075	0,075	0,075
Καμπυλότητα διαρροής $\varphi_y$ (1/m)	0,0117	0,0104	0,0107	0,0117
Μήκος διείσδυσης διαρροής $L_{sp}$ (m)	0,219	0,219	0,219	0,219
Μήκος πλαστικής άρθρωσης $L_p$ (m)	0,436	0,436	0,436	0,436
Μετακίνηση διαρροής $\Delta_y$ (m)	0,021	0,019	0,019	0,021
Πλαστική καμπυλότητα $\varphi_p$ (1/m)	0,0591	0,0617	0,0617	0,0591
Καμπυλότητα σχεδιασμού $\varphi_D$ (1/m)	0,0708	0,0720	0,0720	0,0708
Πλαστική στροφή σχεδιασμού $\theta_{pl,des}$ (rad)	0,0257	0,0269	0,0269	0,0257

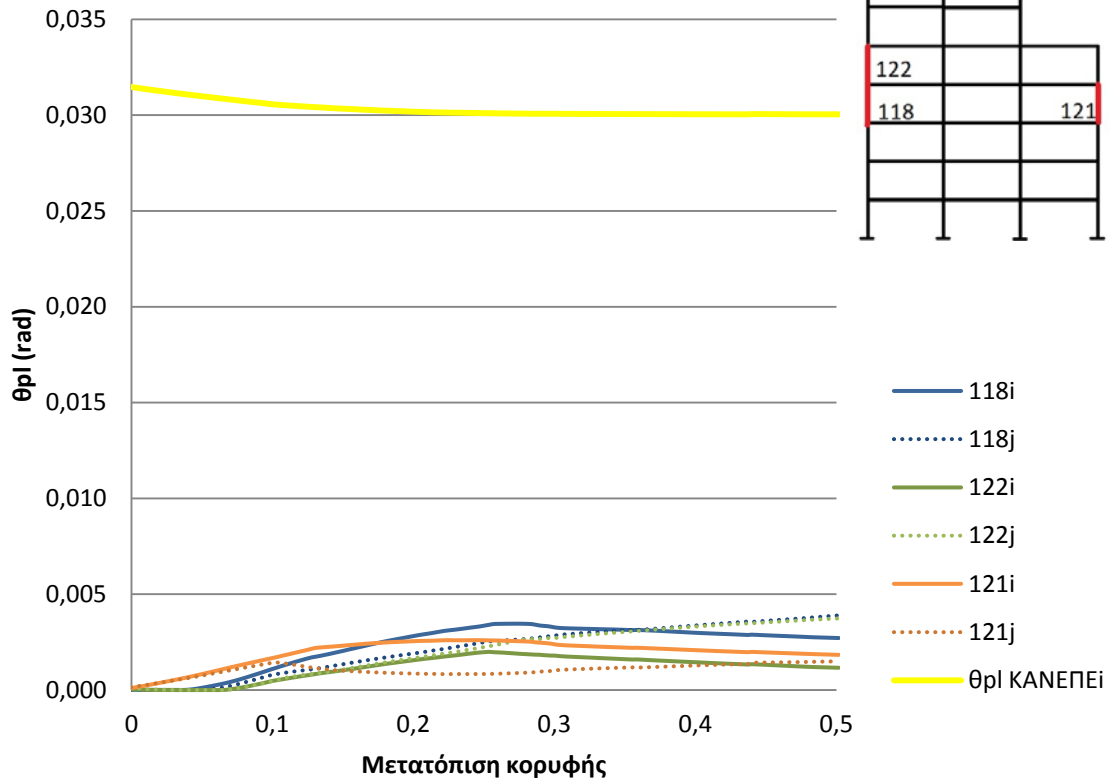
Το άκρο i του υποστυλώματος είναι το κάτω και το άκρο j είναι το πάνω. Για τα υποστυλώματα όλων των ορόφων πλην του ισογείου και της εσοχής, δίνεται συγκεντρωτικό διάγραμμα, καθώς οι πλαστικές στροφές δεν υπερβαίνουν πουθενά το 0,5%, με τα όρια του ΚΑΝ.ΕΠΕ. να κυμαίνονται στο 6%.



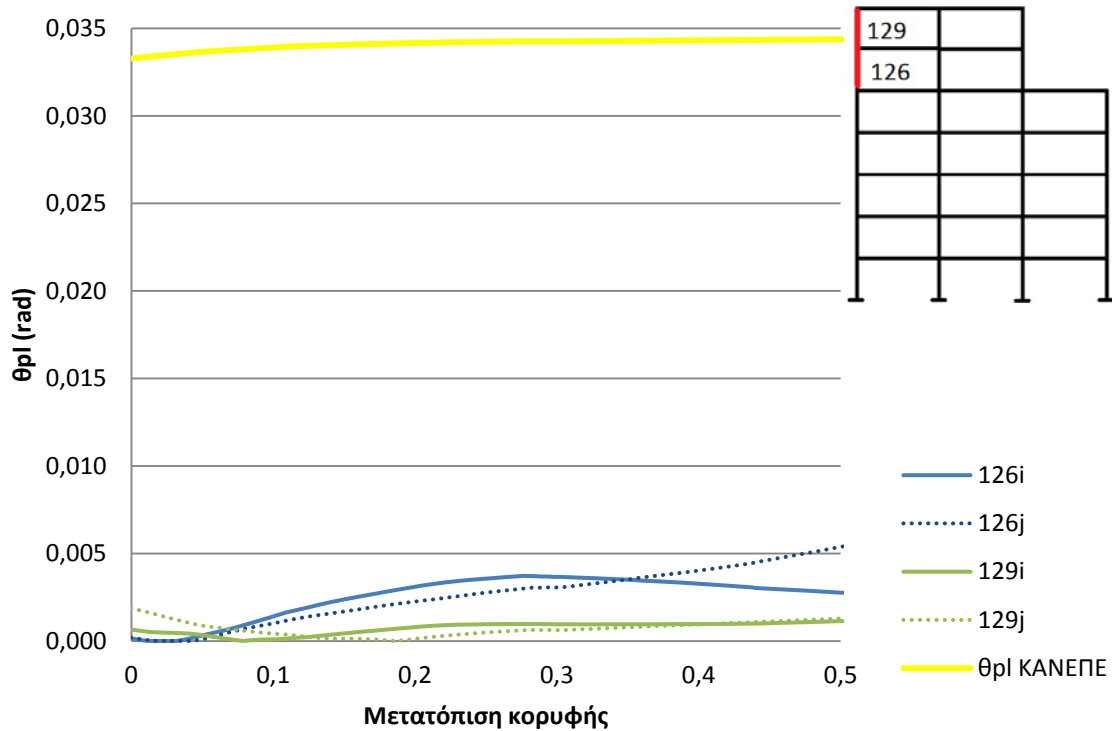




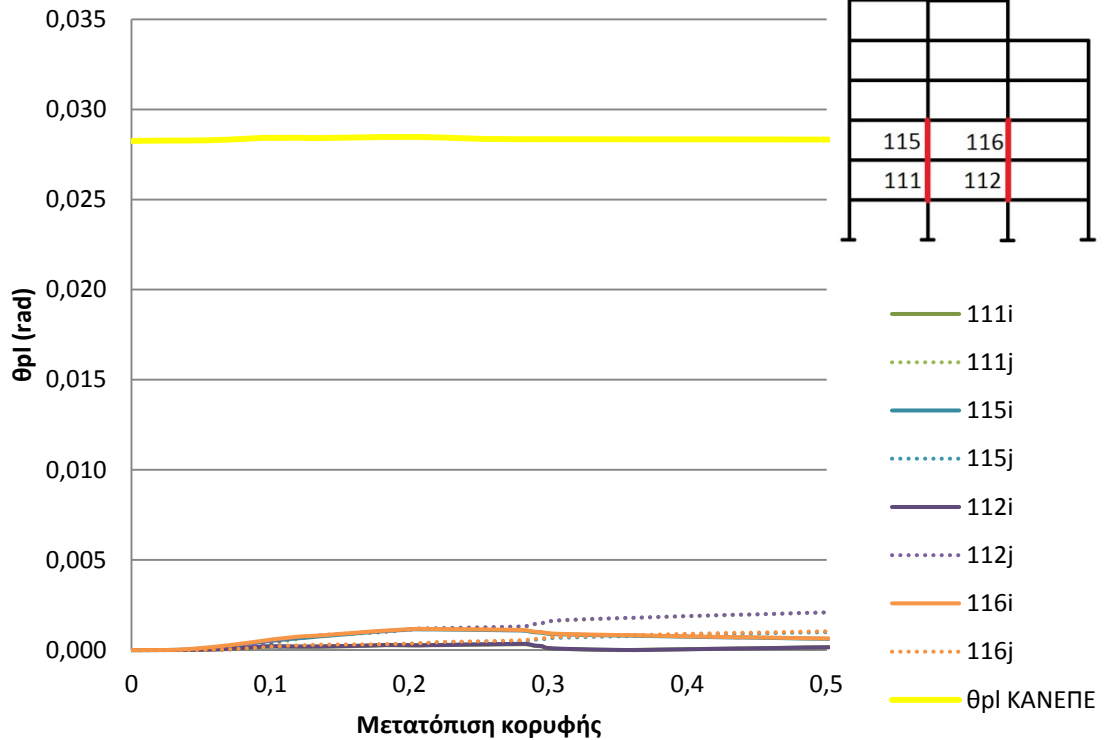
Πλαστικές στροφές εξωτερικών υποστυλωμάτων (πλαίσιο P2 - όροφοι 4-5)



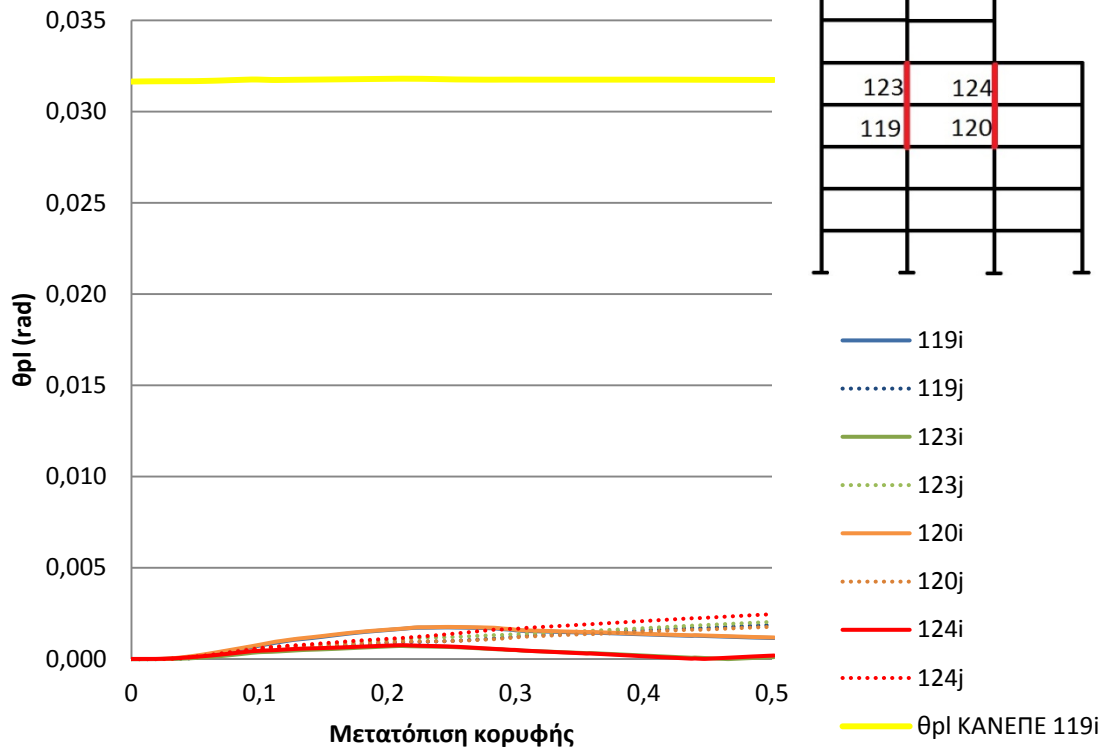
Πλαστικές στροφές εξωτερικού αριστερού υποστυλώματος (πλαίσιο P2 - όροφοι 6-7)

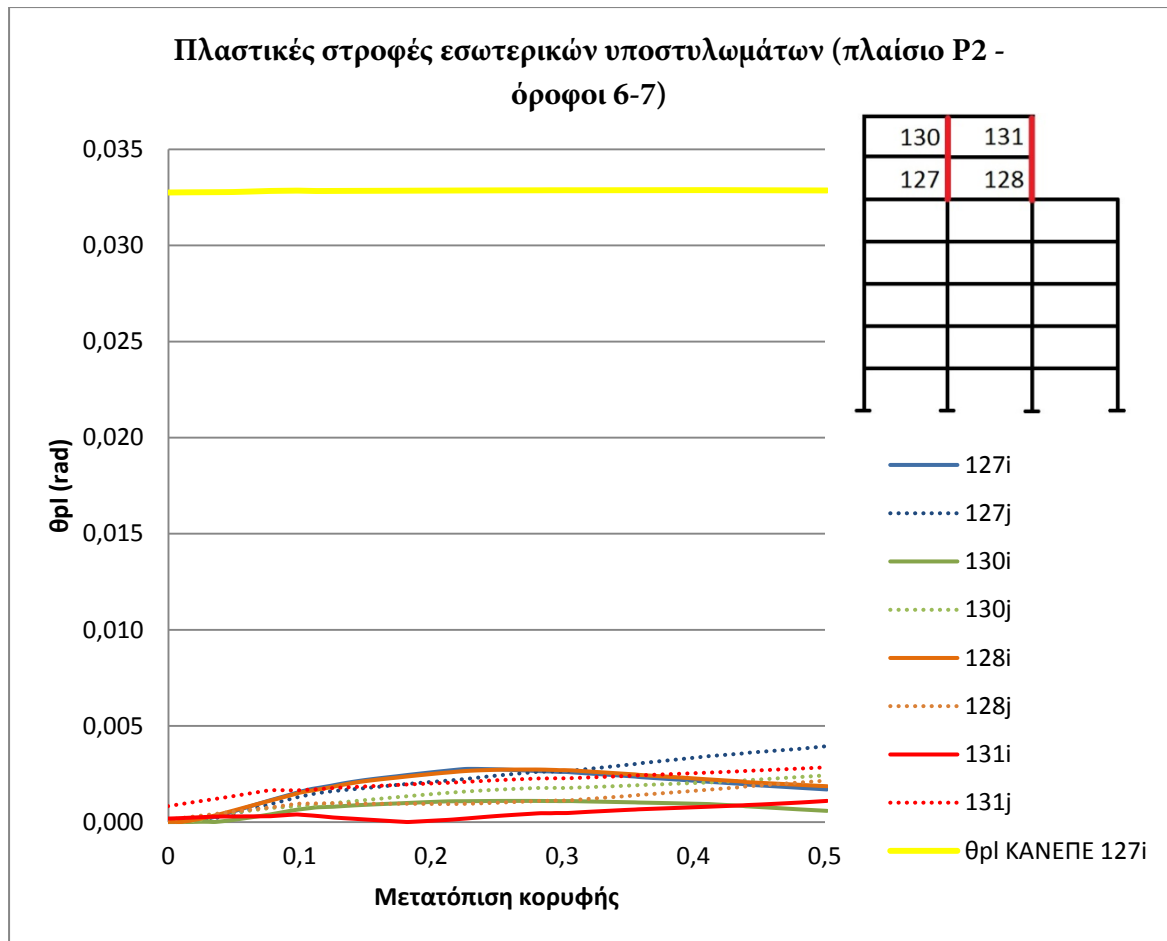


Πλαστικές στροφές εσωτερικών υποστυλωμάτων (πλαίσιο P2 - όροφοι 2-3)



Πλαστικές στροφές εσωτερικών υποστυλωμάτων (πλαίσιο P1 - όροφοι 4-5)



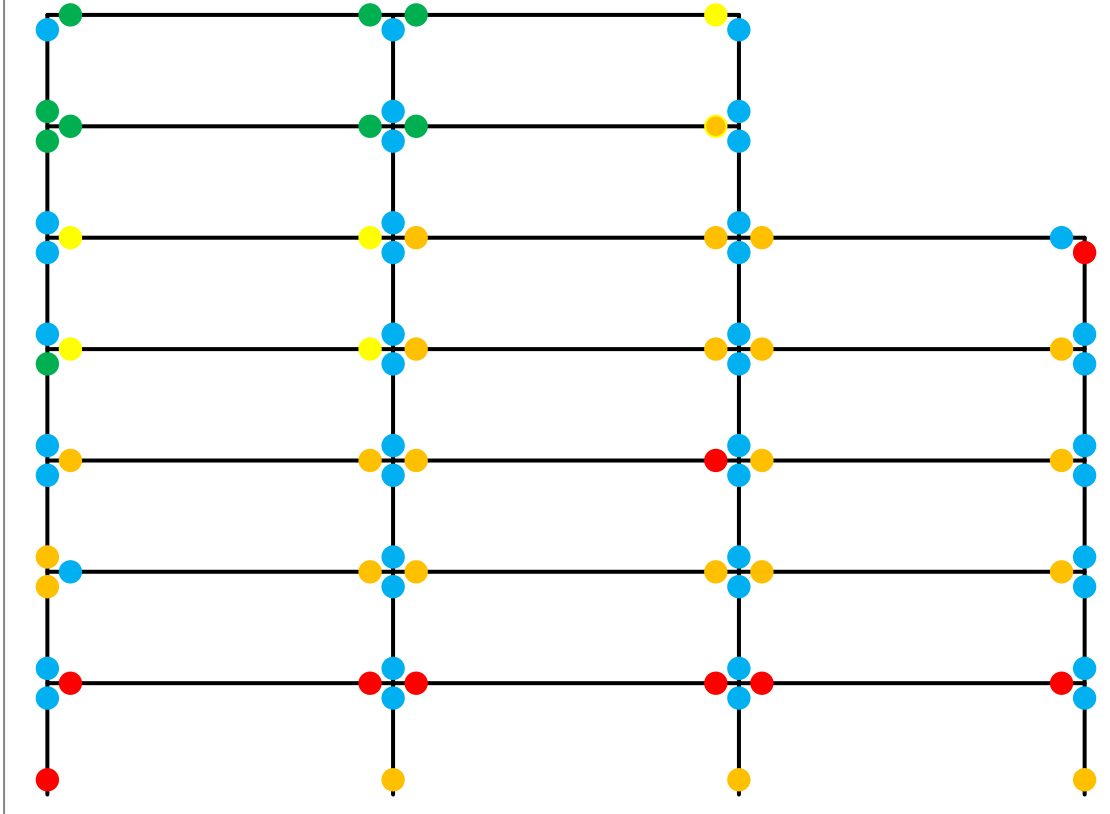


### 6.7. Στιγμιότυπα φορέα με τις πλαστικές αρθρώσεις

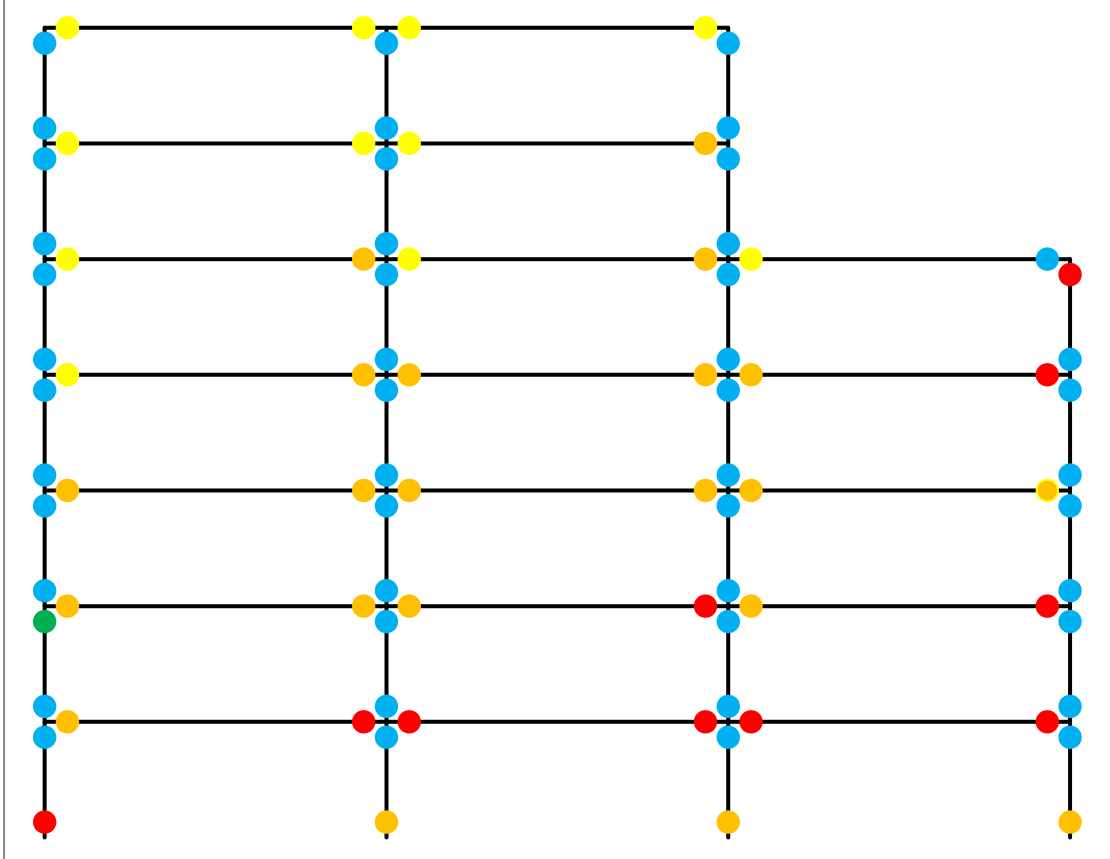
Για τη χρωματική απεικόνιση του μεγέθους της πλαστικής στροφής, ακολουθήθηκε ο εξής κανόνας:

<u>Όρια Πλαστικής Στροφής</u>	<u>Χρώμα</u>
$\theta_{pl} \leq 0,005$	Μπλε
$0,005 < \theta_{pl} \leq 0,010$	Πράσινο
$0,010 < \theta_{pl} \leq 0,015$	Κίτρινο
$0,015 < \theta_{pl} < 0,020$	Πορτοκαλί
$\theta_{pl} \geq 0,020$	Κόκκινο

Στιγμιότυπο πλαισίου P1 για  $\Delta_{top}=\Delta_{top,des}=0,4$  m



Στιγμιότυπο πλαισίου P2 για  $\Delta_{top}=\Delta_{top,des}=0,4$  m





## 7. Αποτελέσματα Δυναμικών Αναλύσεων

### 7.1. Μετατροπές στο ανελαστικό προσομοίωμα

Για την εκτέλεση των μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων, τροποποιήθηκε ελαφρώς ο κώδικας των στατικών προσαυξητικών αναλύσεων. Προστέθηκαν οι μάζες της κατασκευής, κατανέμοντας τη μάζα των ορόφων στα σημεία τομής των κεντροβαρικών αξόνων των μελών. Στους ακραίους κόμβους ανατέθηκε η μισή μάζα σε σχέση με τους εσωτερικούς, λόγω μειωμένου εύρους επιρροής. Οι μάζες ανά κόμβο εμφανίζονται στον ακόλουθο πίνακα σε τόνους.

Όροφοι	Κόμβοι πλαισίου P1				
	Ακραίος αριστερά	Εσωτερικός αριστερά	Εσωτερικός δεξιά	Ακραίος δεξιά	Σύνολο
1-5	10,83	21,67	21,67	10,83	65
6-7	10,75	21,50	10,75	-	43
Κόμβοι πλαισίου P2					
1-5	14,5	29,0	29,0	14,5	87
6-7	14,5	29,0	14,5	-	58

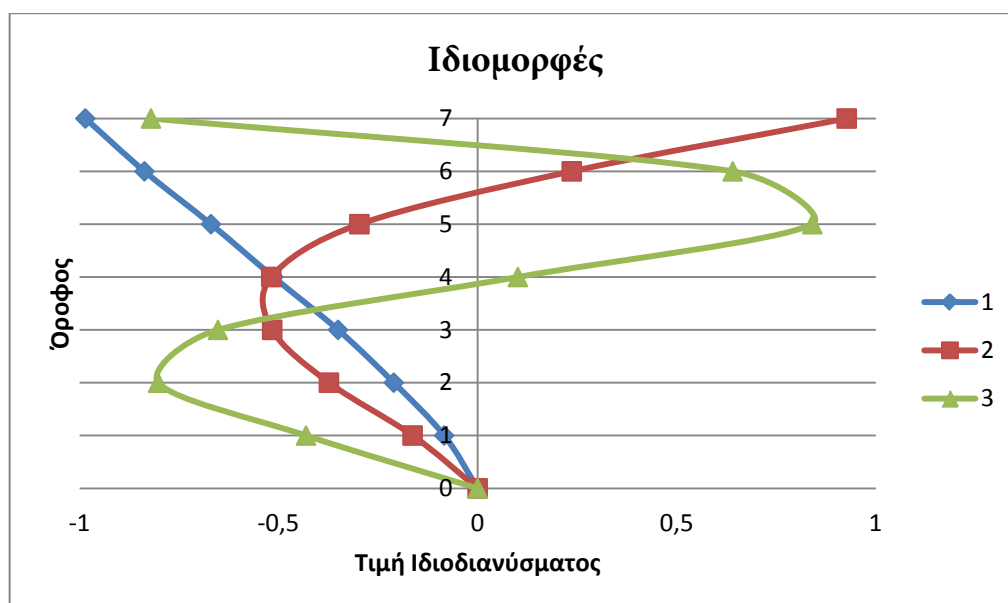
Χρησιμοποιήθηκε επίσης απόσβεση Rayleigh, για να προσομοιωθεί η ιξώδης απόσβεση κατά τα στάδια της ελαστικής απόκρισης της κατασκευής. Η γενική μορφή του μητρώου απόσβεσης κατά Rayleigh είναι η εξής:  $\mathbf{C} = \alpha_0 \cdot \mathbf{M} + \alpha_1 \cdot \mathbf{K}$ . Για τον προσδιορισμό των συντελεστών αναλογίας, γίνεται η παραδοχή ότι δύο από τις ιδιομορφές της κατασκευής έχουν δεδομένο λόγο απόσβεσης. Απαιτείται επίσης, να καθοριστεί με ποιες δυσκαμψίες θα γίνει ο υπολογισμός του μητρώου απόσβεσης. Οι Priestley et al. προτείνουν τη χρήση της τέμνουσας δυσκαμψίας και όχι της αρχικής. Για πολυβάθμια συστήματα, η απόσβεση της πρώτης ιδιομορφής είναι σε μεγάλο βαθμό ανάλογη της μάζας και επομένως σταθερή ανεξαρτήτως του επιπέδου της ανελαστικής απόκρισης. Δρα, συνεπώς, με ανάλογο τρόπο με την απόσβεση υπολογιζόμενη με την αρχική δυσκαμψία, εξουδετερώνοντας τη μεταβλητότητα που προκύπτει με τη χρήση της τέμνουσας δυσκαμψίας. Προτείνεται, συνεπώς, να χρησιμοποιείται απόσβεση αποκλειστικά ανάλογη με την τέμνουσα δυσκαμψία. Επομένως, θεωρήθηκε  $\alpha_0 = 0$  και  $\alpha_1 = \frac{2 \cdot \xi_1}{\omega_1}$ , με  $\xi_1 = 5\%$ .

Στο OpenSees, υπάρχει η δυνατότητα να χρησιμοποιηθεί το αρχικό μητρώο δυσκαμψίας (K\_initial), το τελικό μητρώο δυσκαμψίας του προηγούμενου βήματος ανάλυσης (K\_committed) και το τρέχον μητρώο δυσκαμψίας κατά το παρόν δοκιμαστικό βήμα της ανάλυσης (K\_current). Χρησιμοποιήθηκε τελικό μητρώο δυσκαμψίας του προηγούμενου βήματος (K\_committed). Η κυκλική συχνότητα της 1<sup>ης</sup> ιδιοπεριόδου υπολογίστηκε με ιδιομορφική ανάλυση, που εκτελέστηκε μετά τη φόρτιση με τα βαρυτικά φορτία. Η κυκλική συχνότητα δίνεται εξ ορισμού από τη σχέση  $\omega_1 = \frac{2\pi}{T_1}$ .

Για την ολοκλήρωση των εξισώσεων κίνησης σε κάθε βήμα, επιλέχθηκε η μέθοδος Newmark σταθερής επιτάχυνσης ( $\beta = \frac{1}{2}$  και  $\gamma = \frac{1}{4}$ ), ενώ για τον αλγόριθμο επίλυσης χρησιμοποιήθηκε κατάλληλη ρουτίνα που εναλλάσσει τους διαθέσιμους αλγορίθμους σε περίπτωση ανεπαρκούς σύγκλισης, όπως και στις στατικές αναλύσεις.

## 7.2. Ιδιομορφική Ανάλυση

Με το προσομοίωμα της κατασκευής, όπως περιγράφηκε στις προηγούμενες ενότητες, εκτελέστηκε ιδιομορφική ανάλυση, μετά την ανάλυση με τα φορτία βαρύτητας, ώστε να αποκτήσουμε μια εικόνα για τις ιδιομορφές και τις ιδιοπεριόδους της κατασκευής και να προσδιοριστεί η τιμή της απόσβεσης για τις δυναμικές αναλύσεις. Οι τρεις πρώτες ιδιοπερίοδοι έχουν τιμές  $T_1 = 1,13s$ ,  $T_2 = 0,46s$  και  $T_3 = 0,26s$  και οι αντίστοιχες ιδιομορφές απεικονίζονται στο ακόλουθο σχήμα:



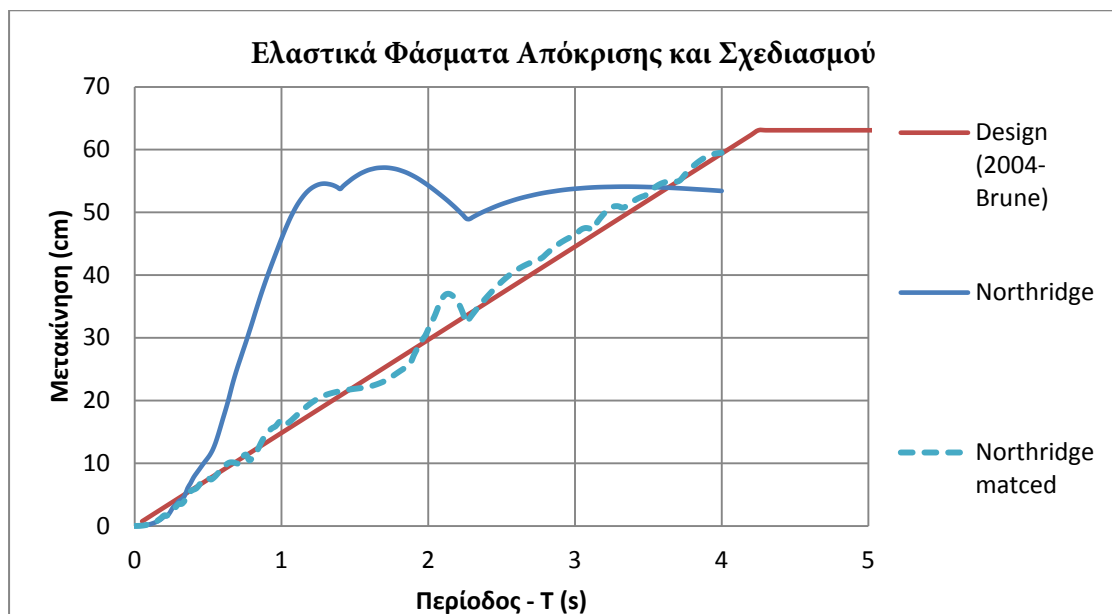
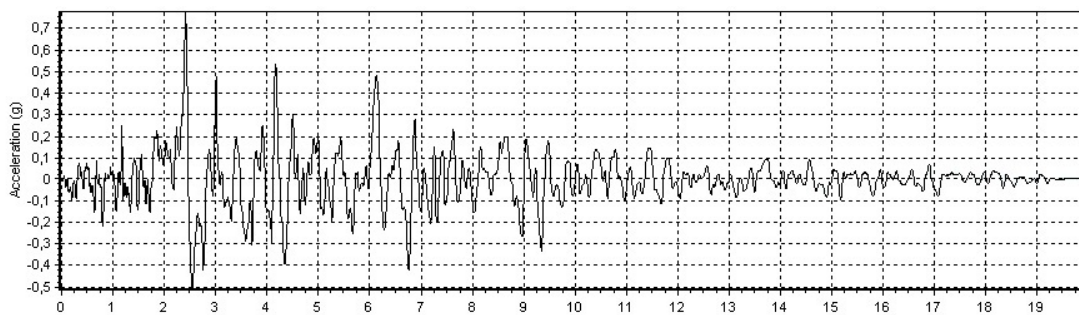
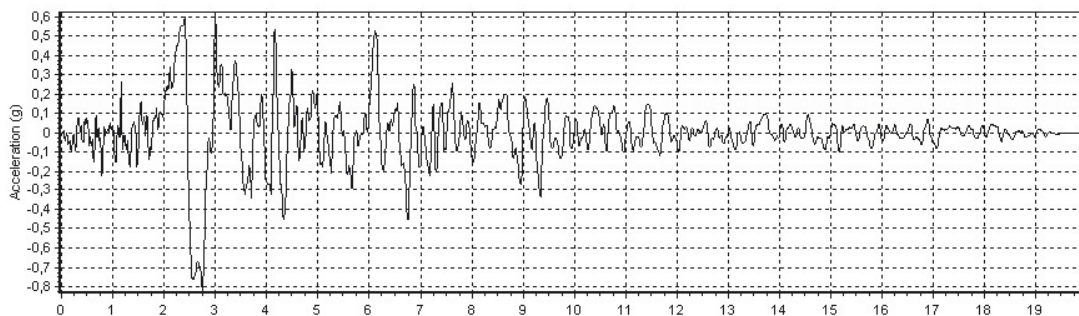
## 7.3. Σεισμικές Καταγραφές

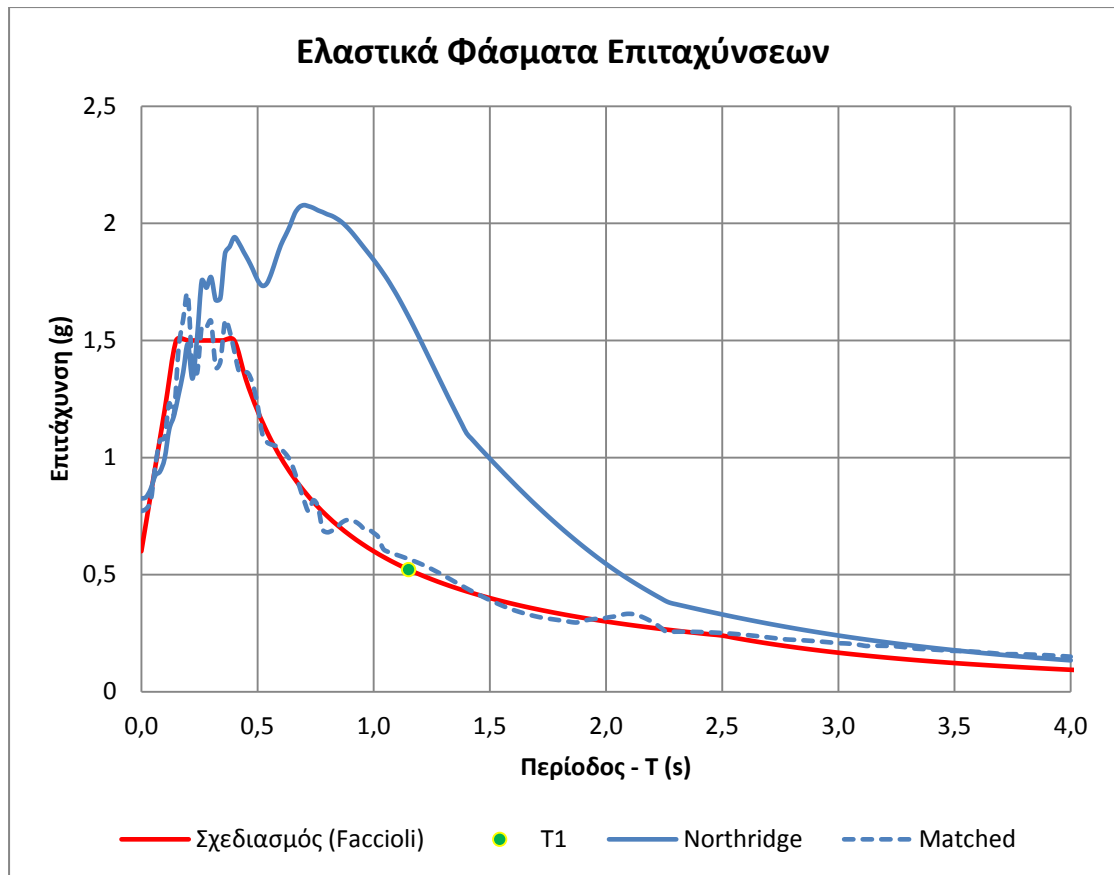
Χρησιμοποιήθηκαν τέσσερα επιταχυνσιογραφήματα, τα χαρακτηριστικά των οποίων συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα.

A/A	Σεισμός	Ημερομηνία	Σταθμός καταγραφής	Μέγεθος $M_w$	Απόσταση R (km)	Τρόπος Επεξεργασίας
1	Northridge	17/01/1994	Rinaldi Receiving Station	6,69	6,5	Προσθήκη κυματιδίων
2	Aigion	15/06/1995	Aigio - OTE Building	6,5	20	Κλιμάκωση *2.48

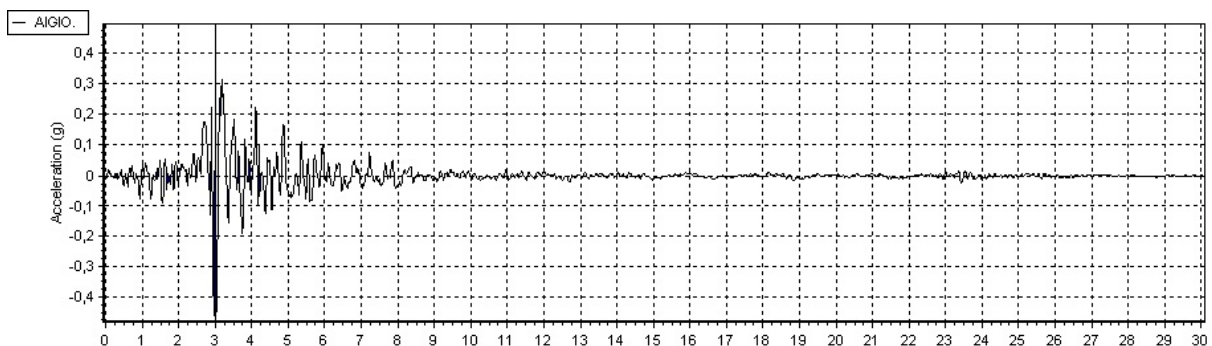
3	Alkionides	24/02/1981	Xilocastro - OTE Building	6,6	19	Κλιμάκωση *1.29
4	Lefkada	14/08/2003	1	5,9	10	Κλιμάκωση *1.94

Για την πρώτη καταγραφή, χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Seismomatch, με σκοπό να τροποποιηθεί το επιταχυνσιογράφημα (με προσθήκη κυματοκορφών), ώστε το φάσμα απόκρισης να ταυτίζεται με το φάσμα σχεδιασμού. Το αρχικό (πάνω) και το τελικό (κάτω) επιταχυνσιογράφημα απεικονίζεται παρακάτω, όπως και τα φάσματα απόκρισης.

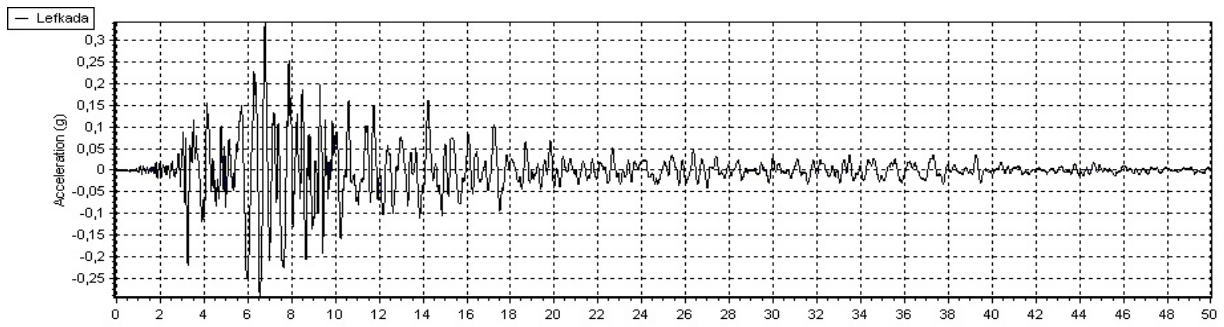




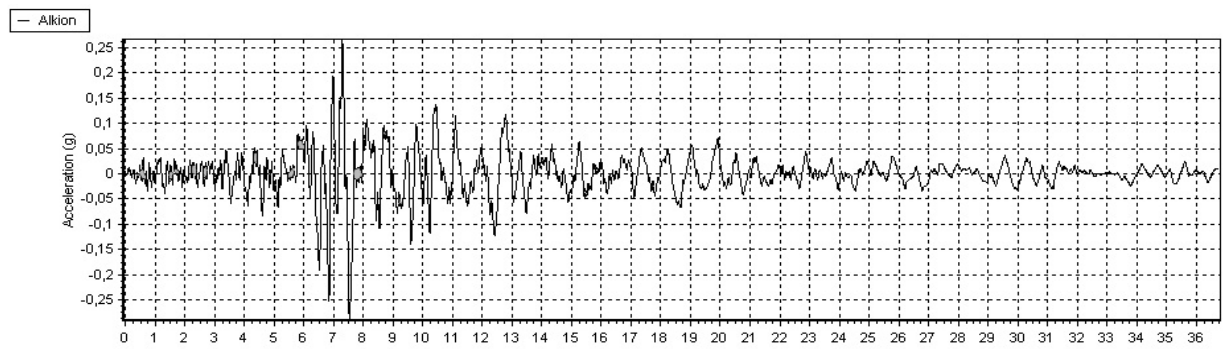
Οι υπόλοιπες καταγραφές απλώς κλιμακώθηκαν, ώστε να διατηρηθεί αμετάβλητη η μορφή του επιταχυνσιογραφήματος. Θεωρήθηκε συντελεστής κλιμάκωσης τέτοιος ώστε να ταυτίζεται η φασματική μετακίνηση του φάσματος απόκρισης και του φάσματος σχεδιασμού για τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του πλαισίου. Οι συντελεστές κλιμάκωσης εμφανίζονται στον ανωτέρω πίνακα, ενώ παρακάτω παρατίθενται τα αρχικά επιταχυνσιογραφήματα και τα φάσματα αποκρίσεως.



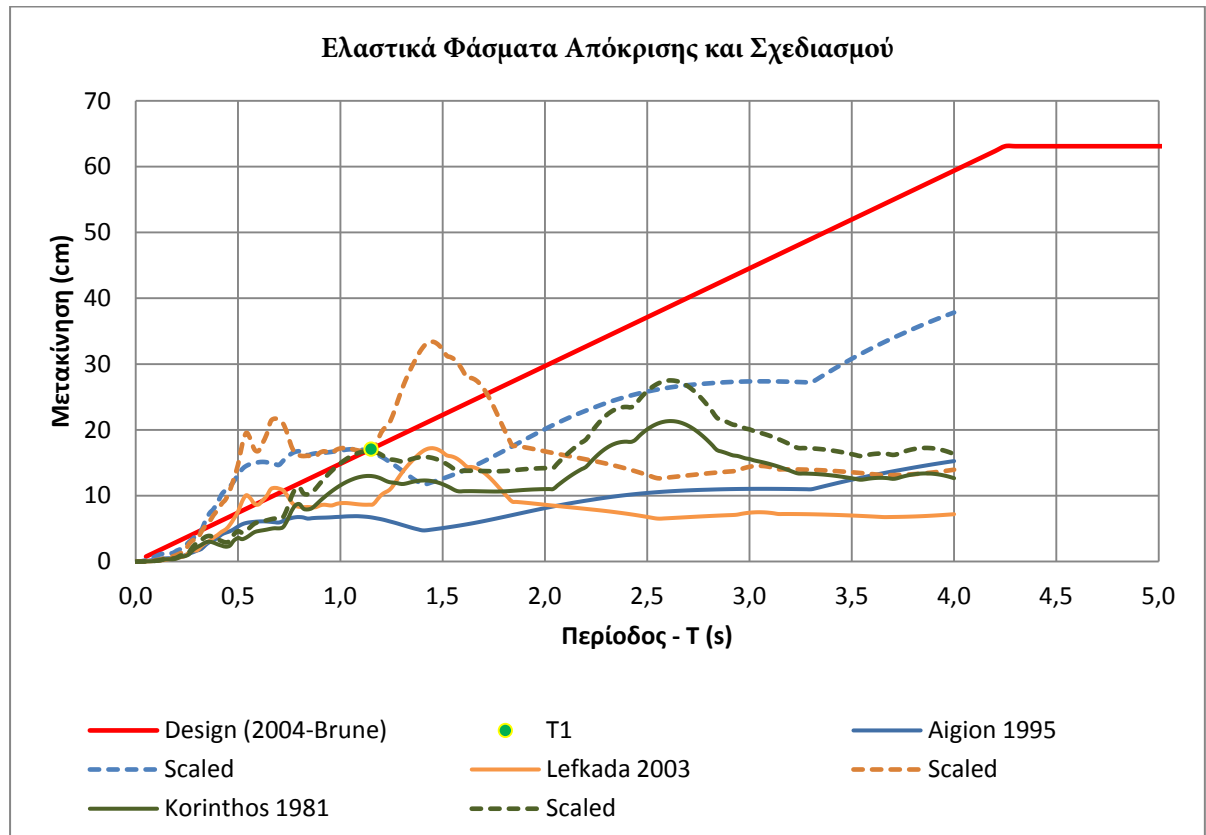
30 - Επιταχυνσιογράφημα από το σεισμό του Αιγίου

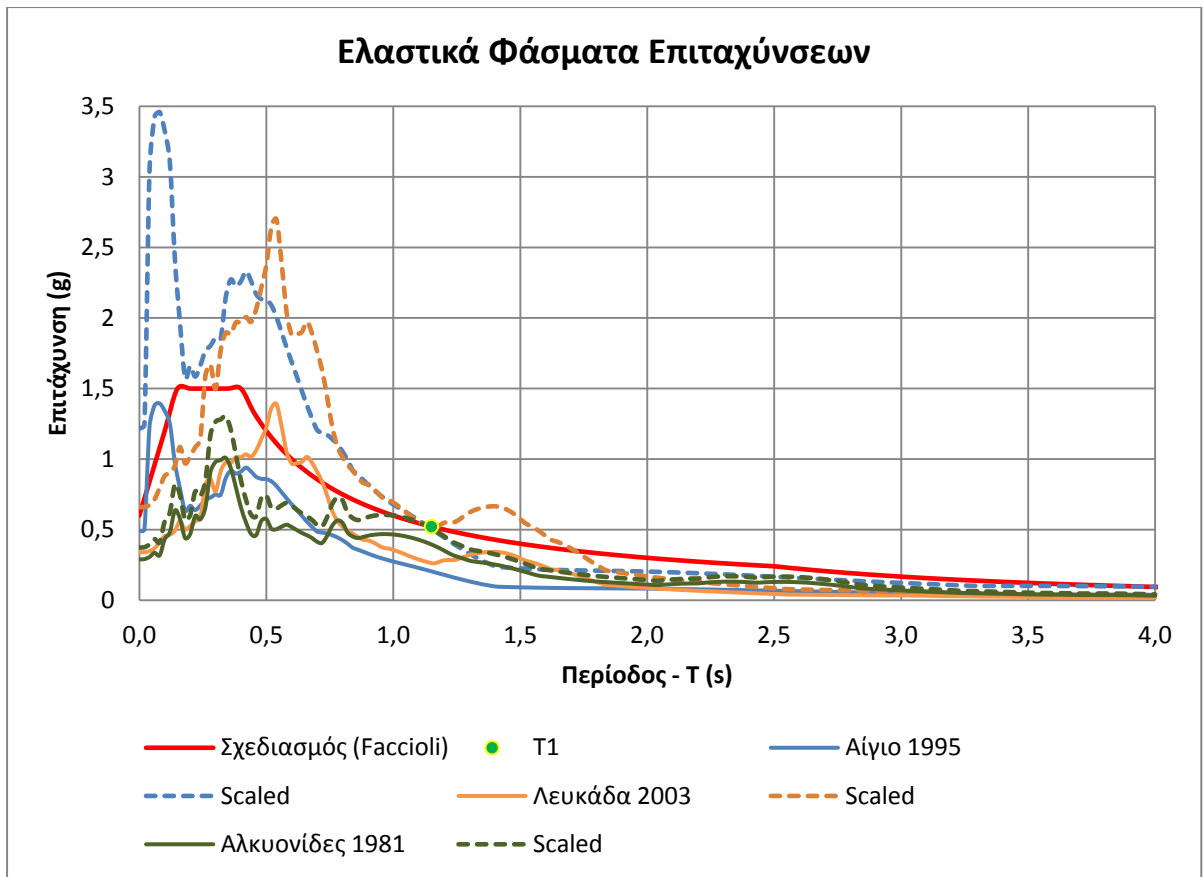


31 - Επιταχυνσιογράφημα από το σεισμό της Λευκάδας



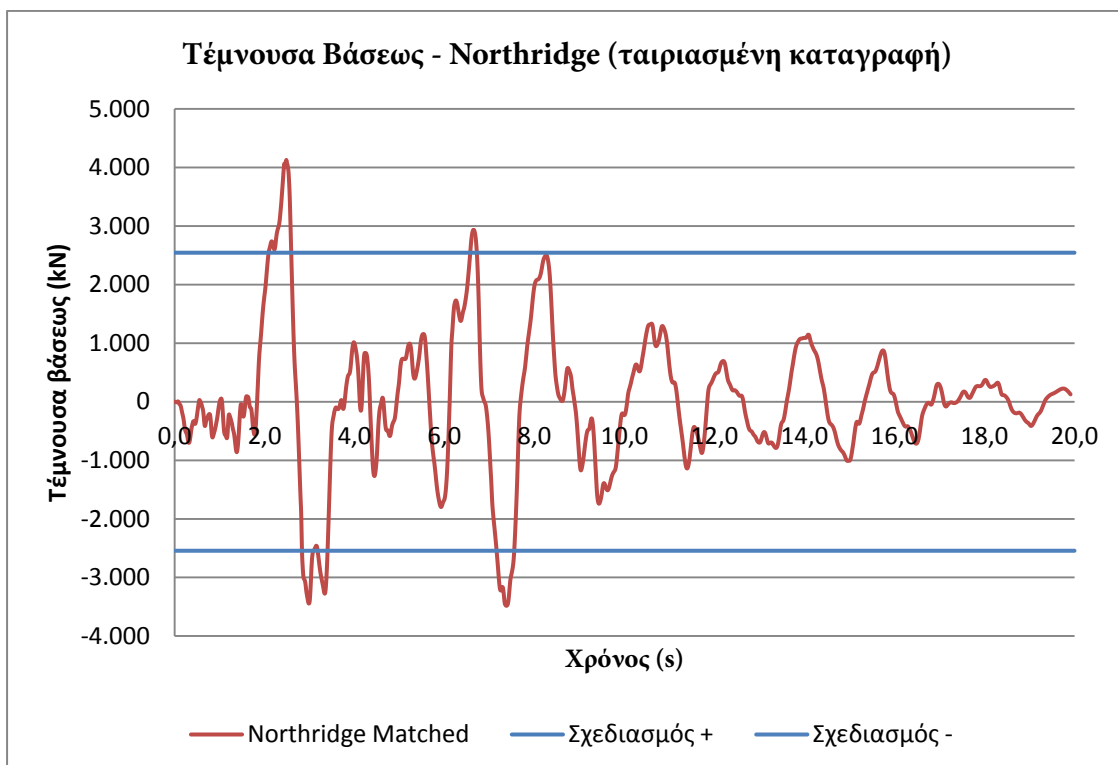
32 - Επιταχυνσιογράφημα από το σεισμό των Αλκωνίδων

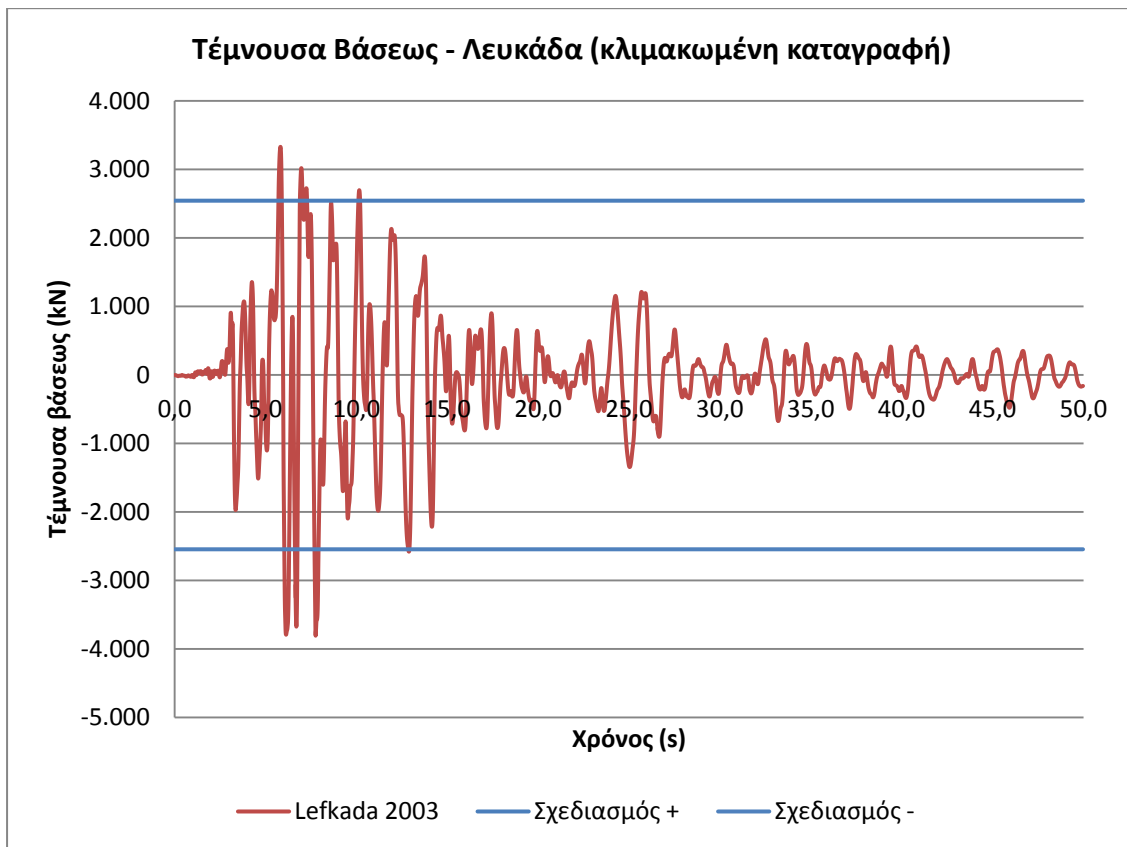
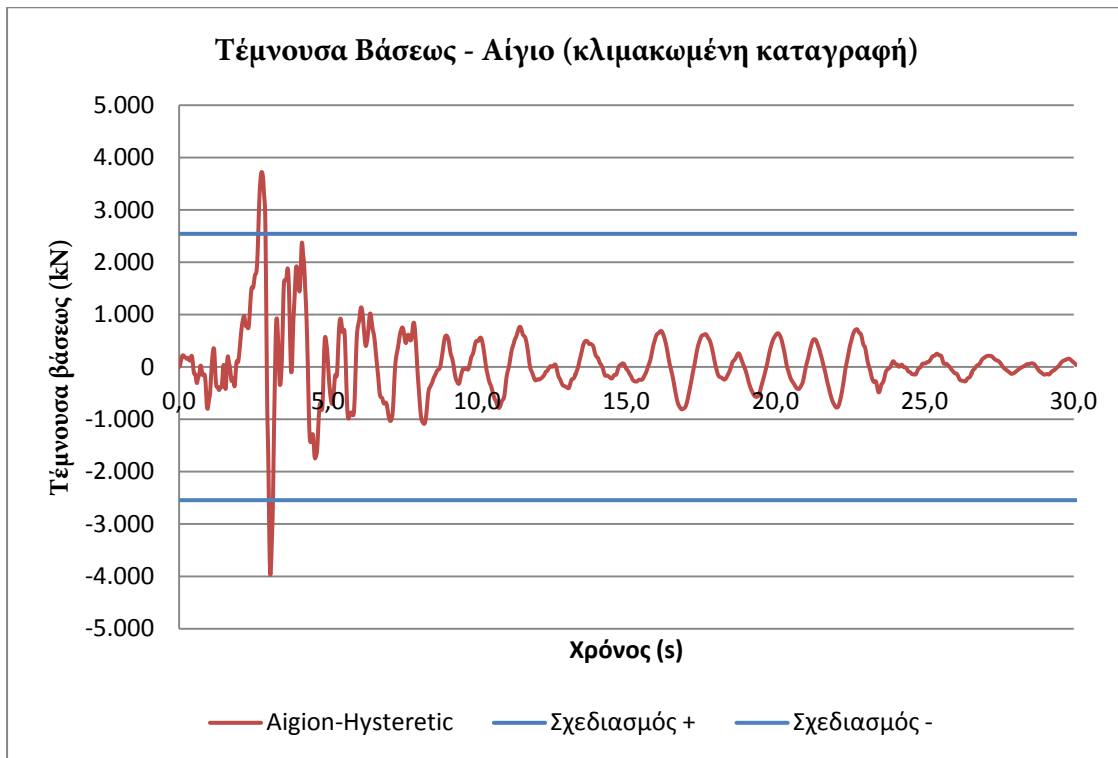


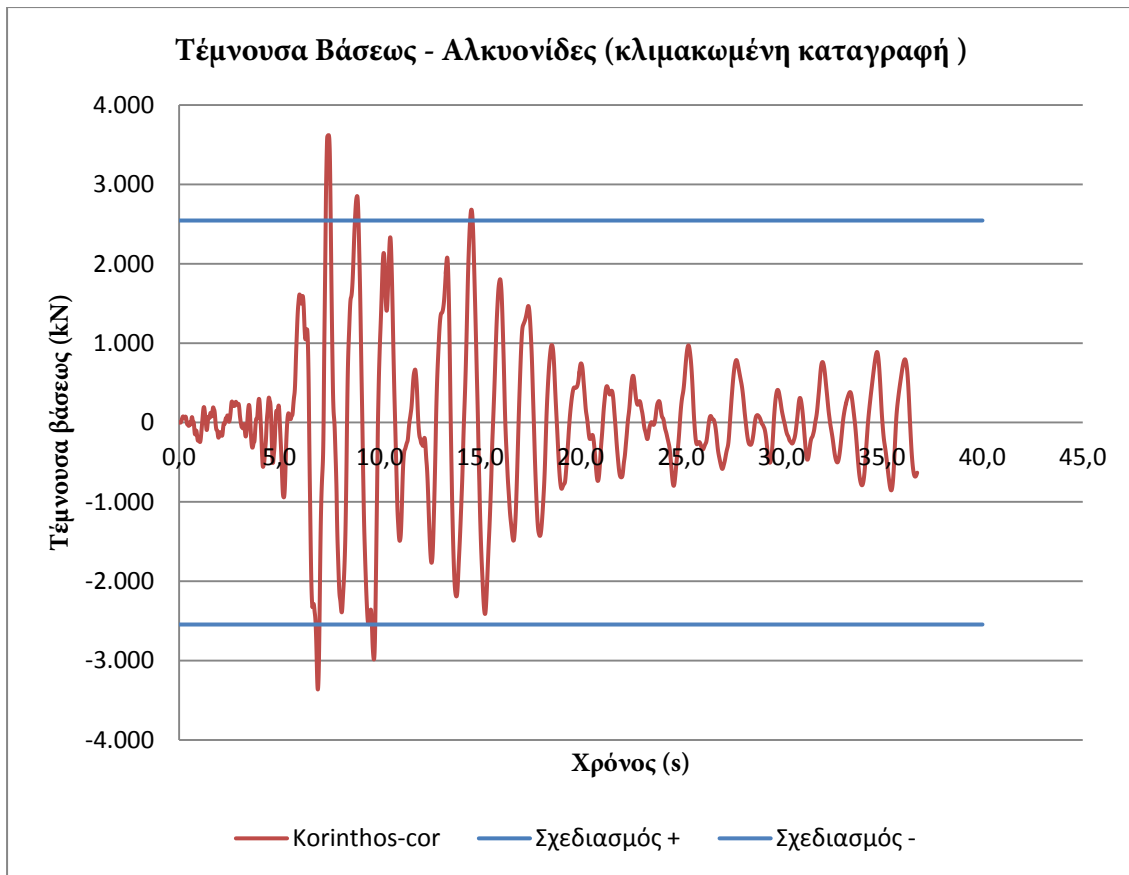


#### 7.4. Αποτελέσματα Αναλύσεων

##### 7.4.1. Χρονοϊστορίες Τέμνουσας Βάσεως

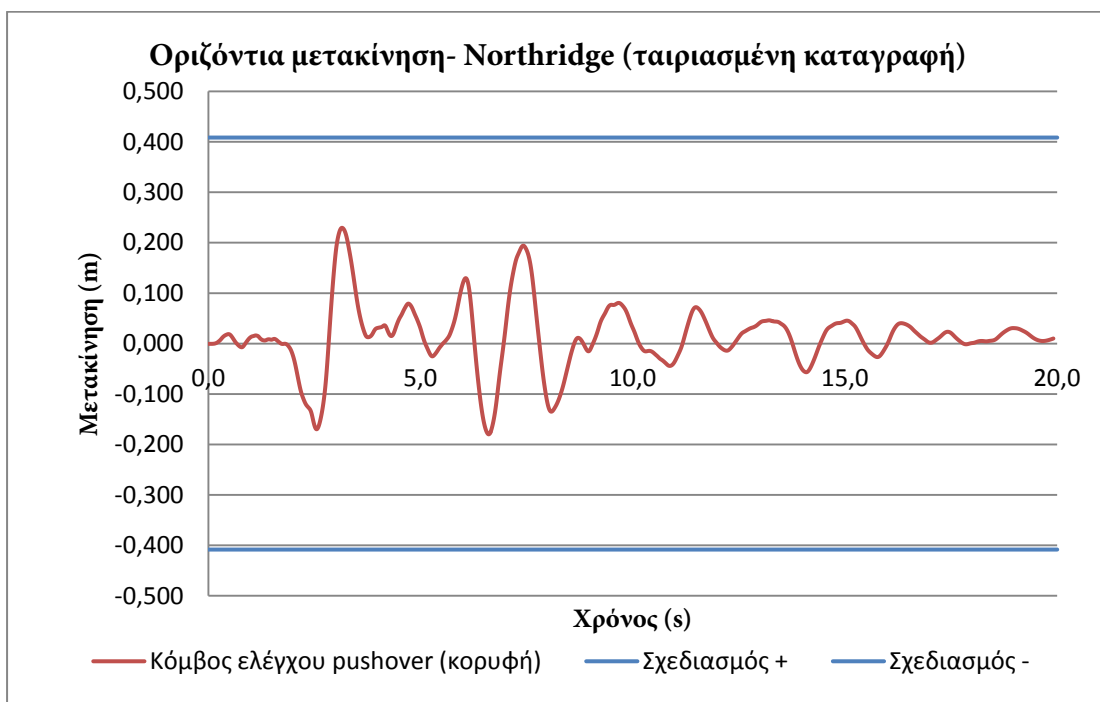




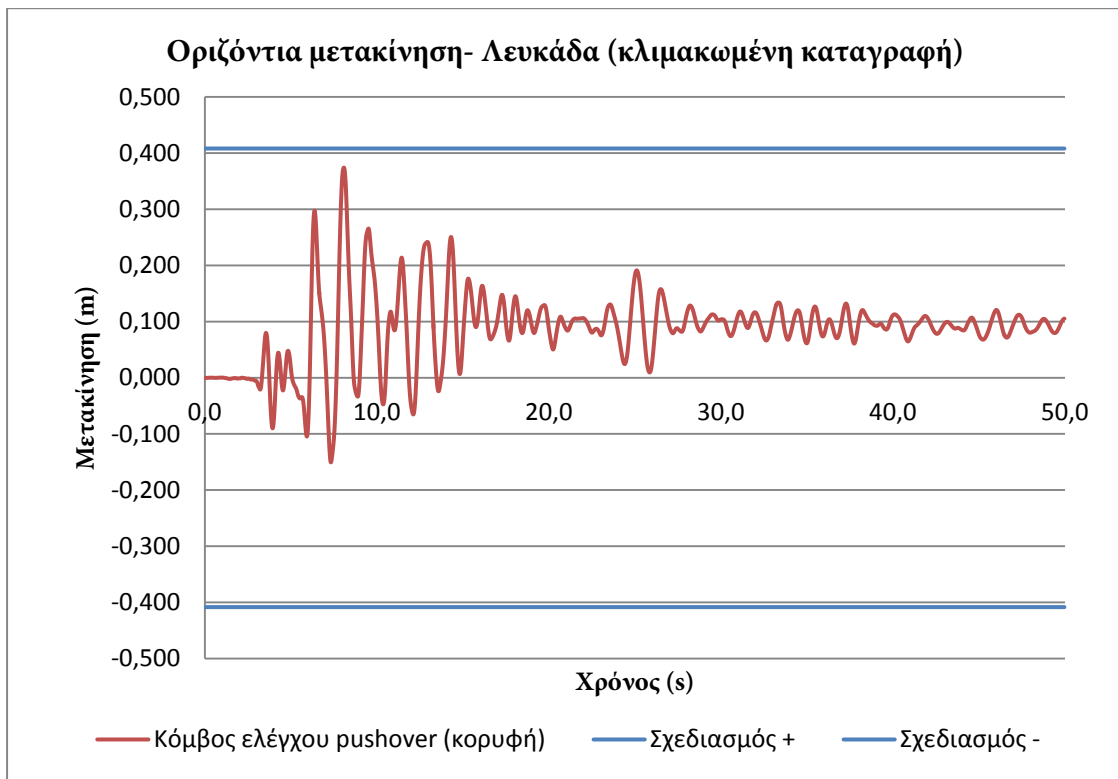
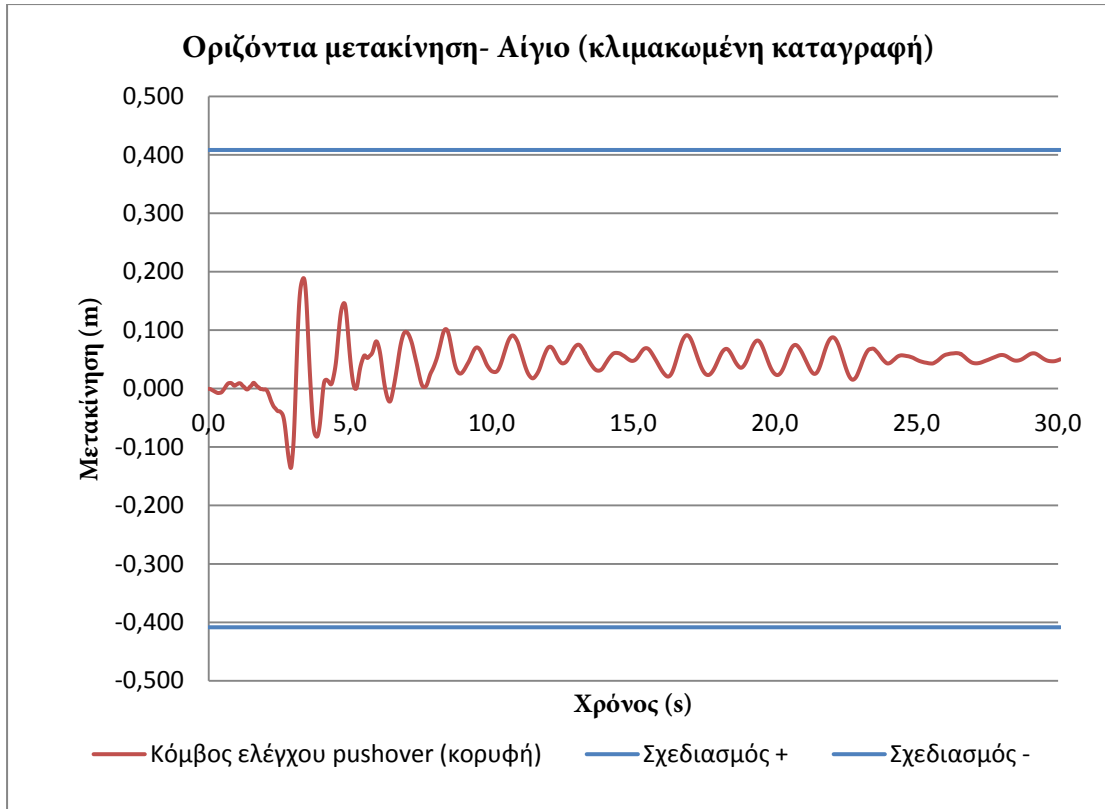


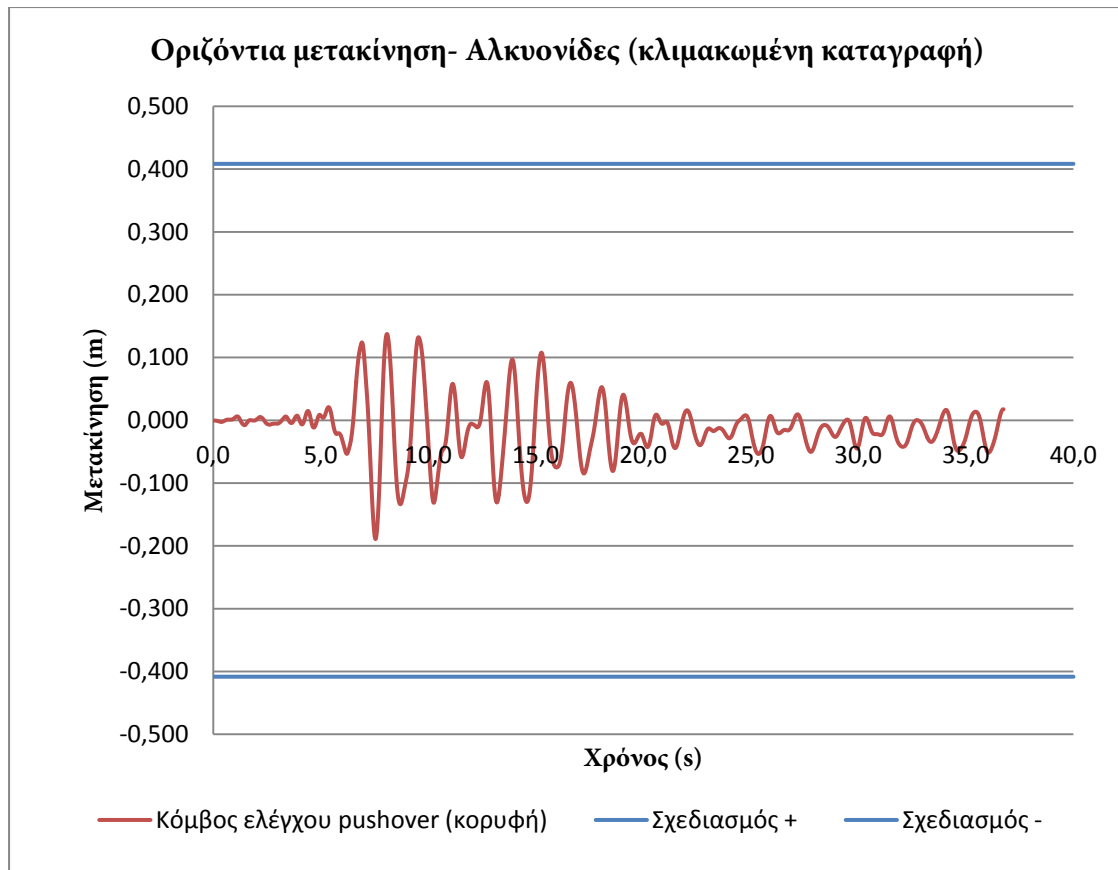
Παρατηρούνται μικρές στιγμιαίες υπερβάσεις της τέμνουσας βάσης σχεδιασμού, αλλά γενικά βρίσκεται εντός της περιοχής σχεδιασμού.

#### 7.4.2.Χρονοϊστορίες Μετακίνησης Κορυφής







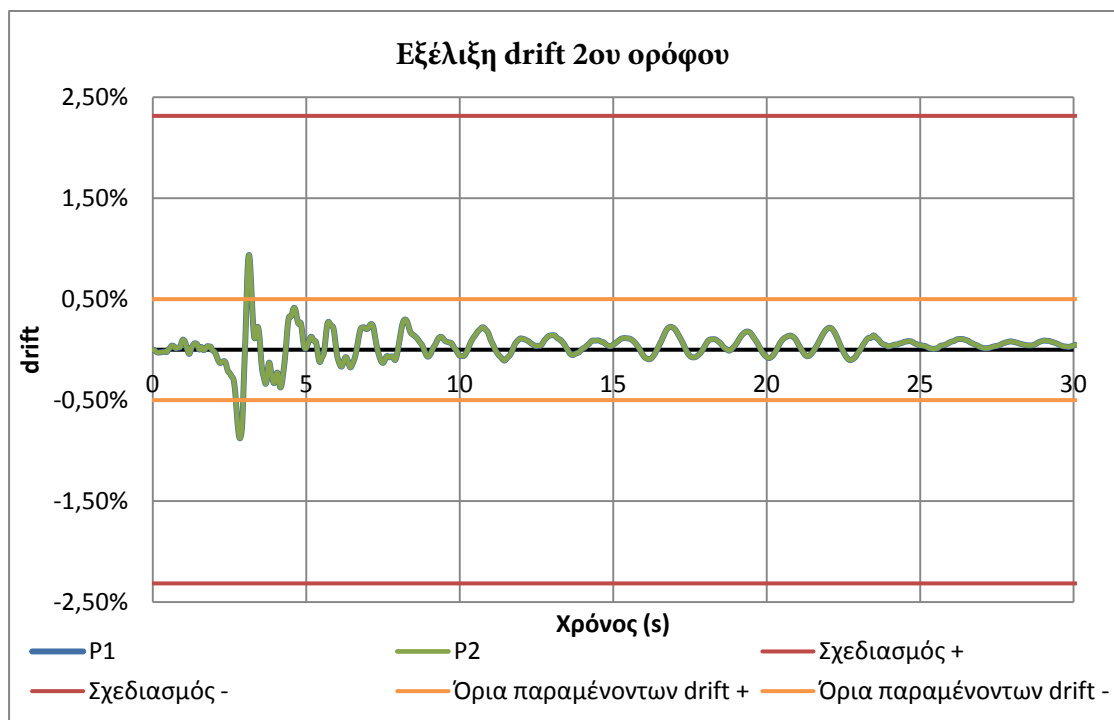
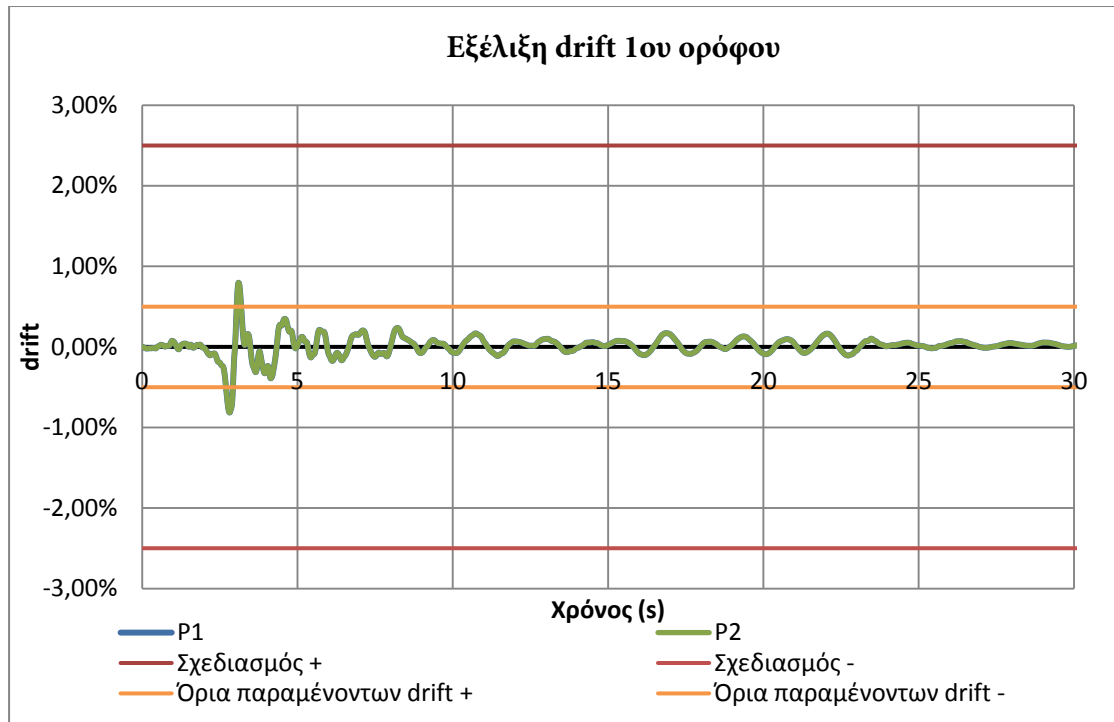


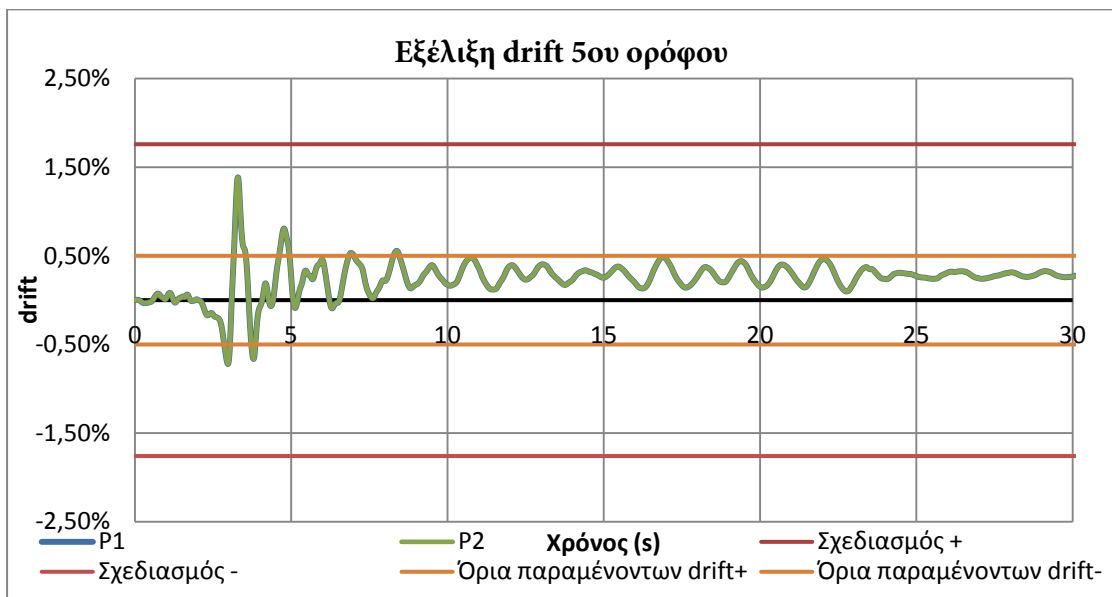
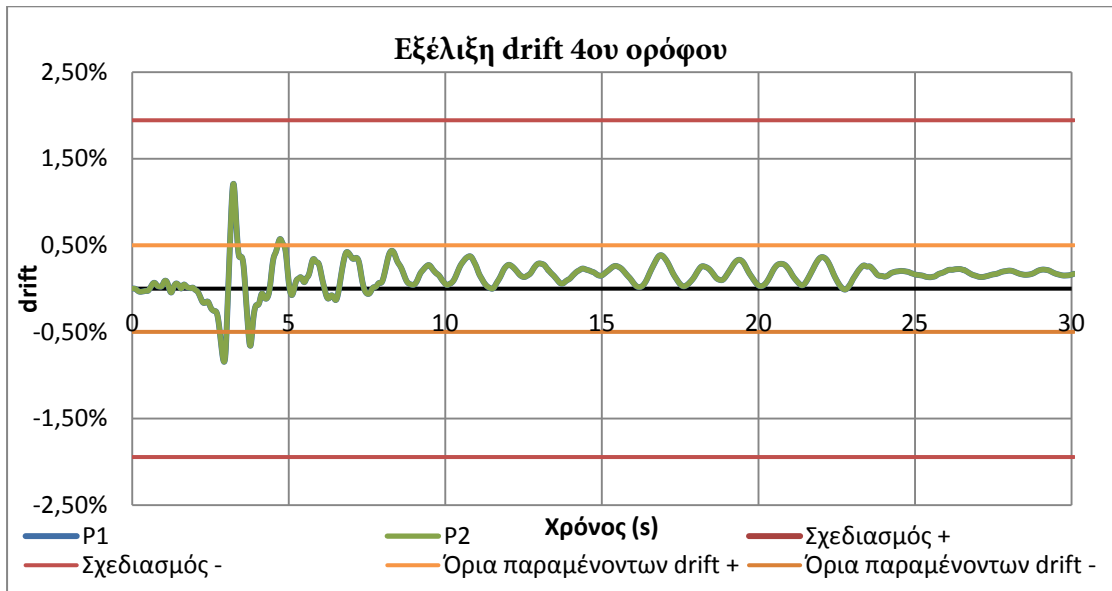
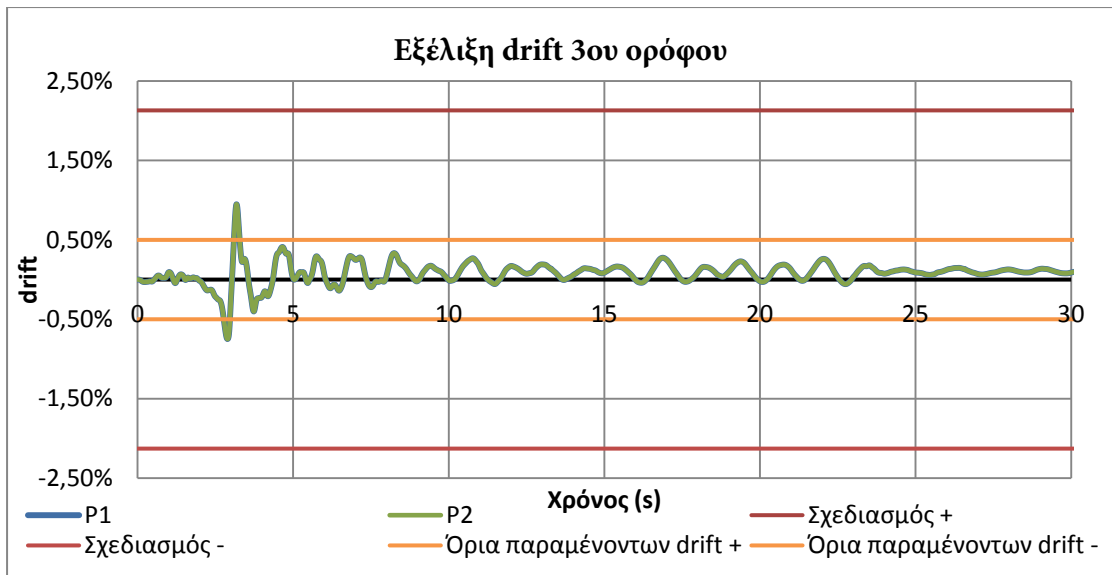
Παρατηρούμε ότι σε καμία περίπτωση δεν υπάρχει υπέρβαση της μετακίνησης σχεδιασμού στην κορυφή του φορέα. Υπάρχουν όμως κάποιες παραμένουσες μετακινήσεις, ιδιαίτερα στις καταγραφές του Αιγίου και της Λευκάδας. Αναλυτικότερα συμπεράσματα για τις μετακινήσεις θα εξαχθούν στην επόμενη ενότητα, από τις χρονοϊστορίες των ανηγμένων σχετικών οριζόντιων μετακινήσεων (drift).

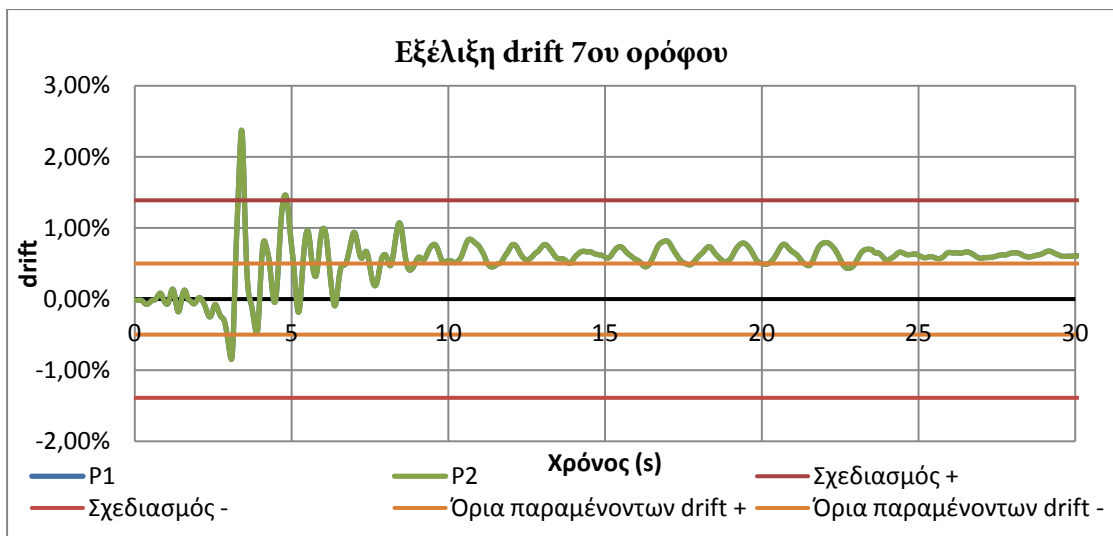
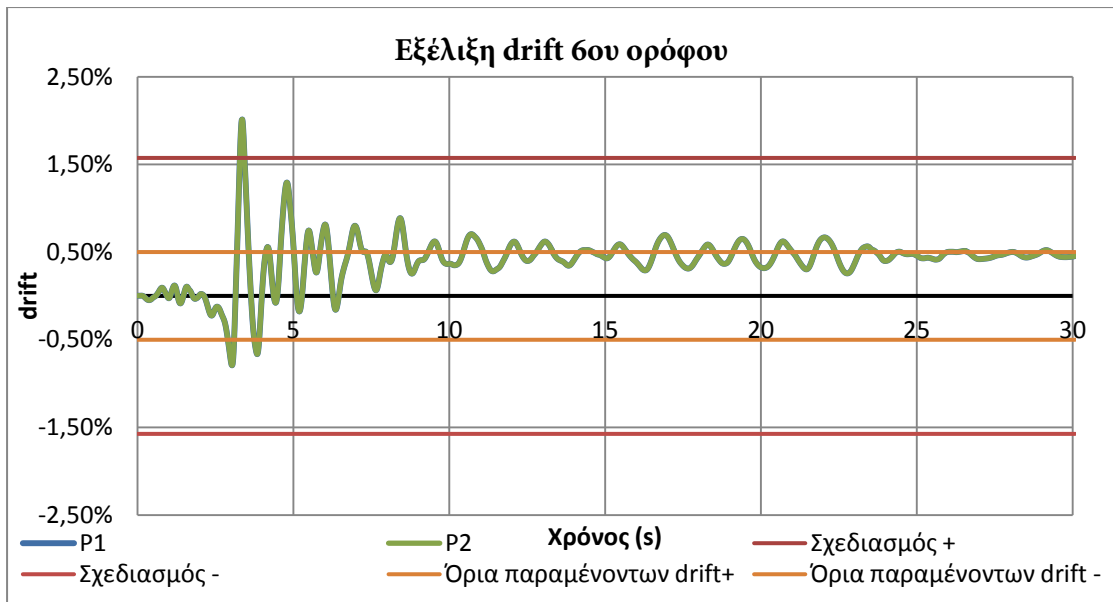
#### **7.4.3.Χρονοϊστορίες Ανηγμένων Σχετικών Οριζόντιων Μετακινήσεων (Drift)**

Τα όρια των παραμένοντων drift ελήφθησαν από τον Πρότυπο Κανονισμό για Σχεδιασμό με Βάση τις Μετακινήσεις (Model Code DBD12). Χάριν συντομίας, θα παρουσιαστούν αναλυτικά μόνο οι χρονοϊστορίες για τις καταγραφές του Αιγίου και της Λευκάδας. Οι καταγραφές αυτές παρουσιάζουν ιδιαίτερο ενδιαφέρον σε σχέση με τις άλλες δύο, καθώς εμφανίζουν σημαντικές μόνιμες παραμορφώσεις στο τέλος της κίνησης, αλλά και κάποιες μεμονομένες υπερβάσεις στα drift σχεδιασμού. Στα διαγράμματα της ενότητας 6.2, παρουσιάζονται, συγκριτικά με τα αποτελέσματα της στατικής προσαυξητικής ανάλυσης και του σχεδιασμού, οι μέγιστες τιμές όλων των δυναμικών αναλύσεων (ζεύγη μέγιστου drift με την αντίστοιχη μετακίνηση κορυφής και drift κατά τη μέγιστη μετακίνηση κορυφής).

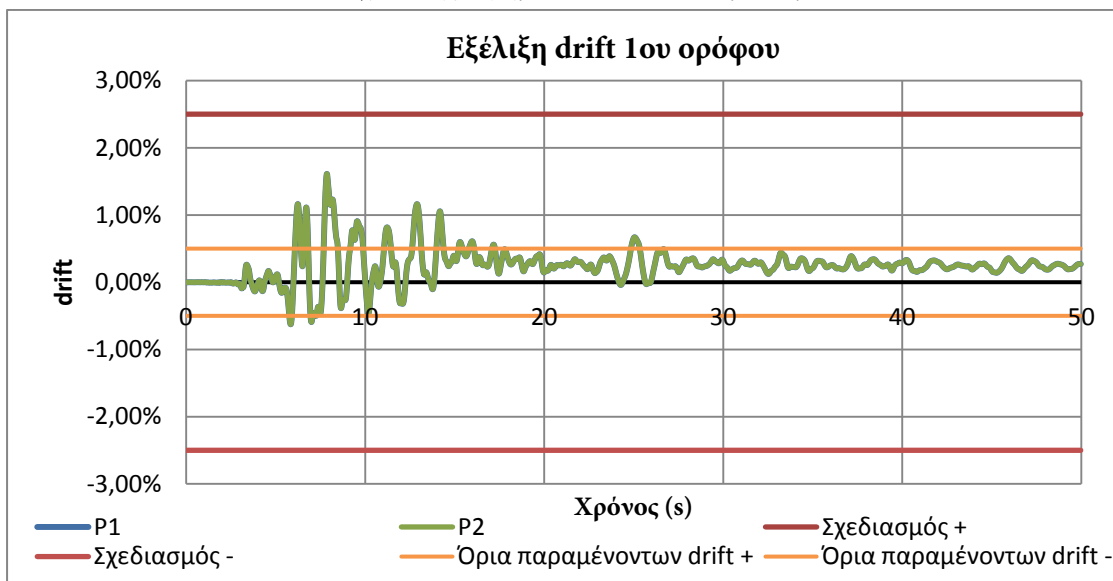
### 7.4.3.1. Επιταχυνσιογράφημα Αιγίου (κλιμακωμένο)

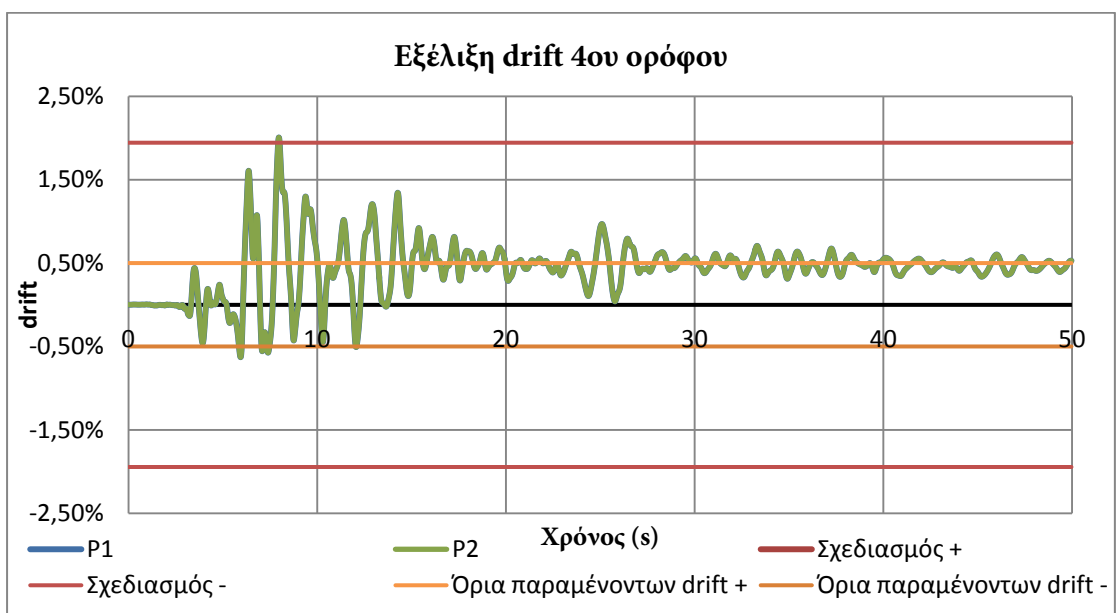
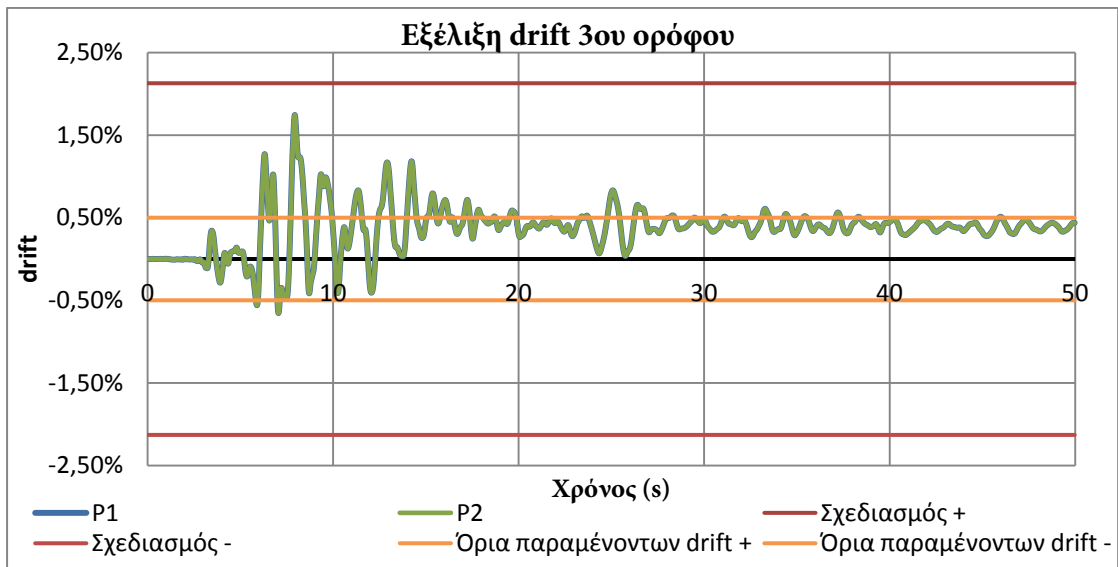
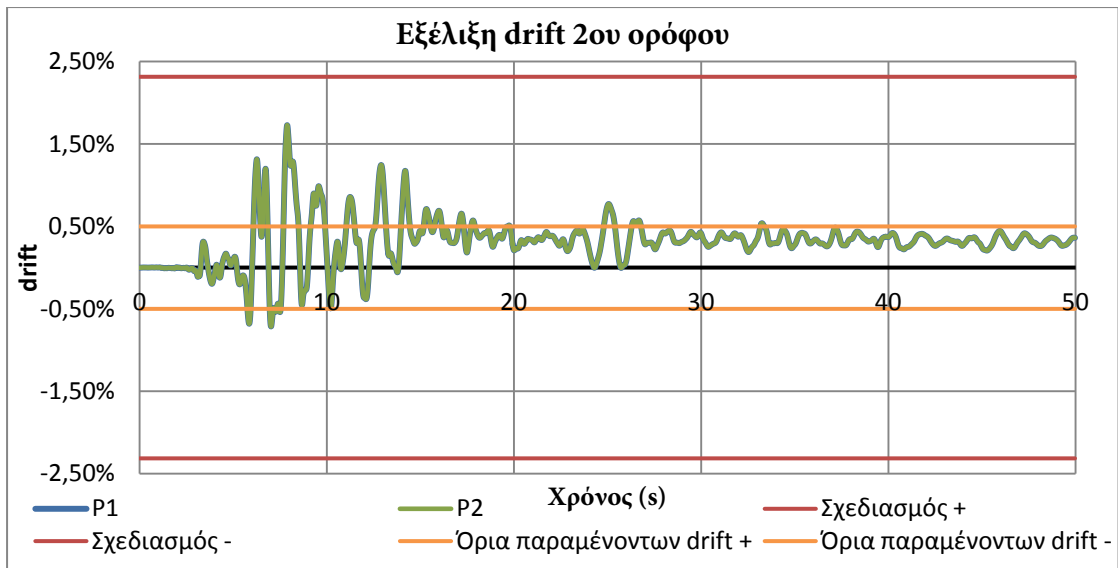


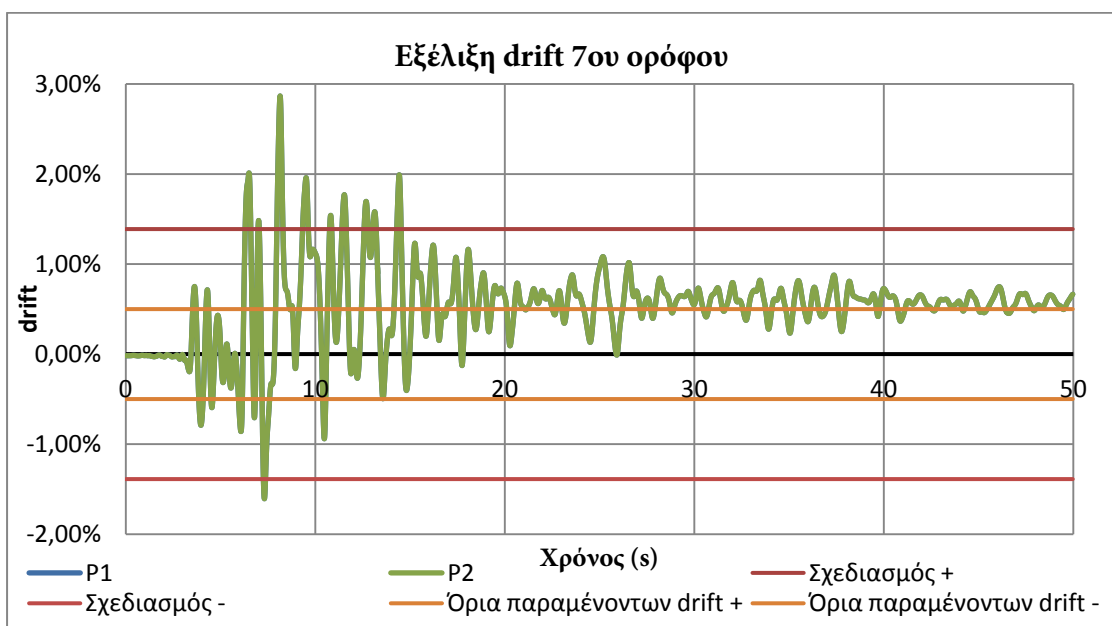
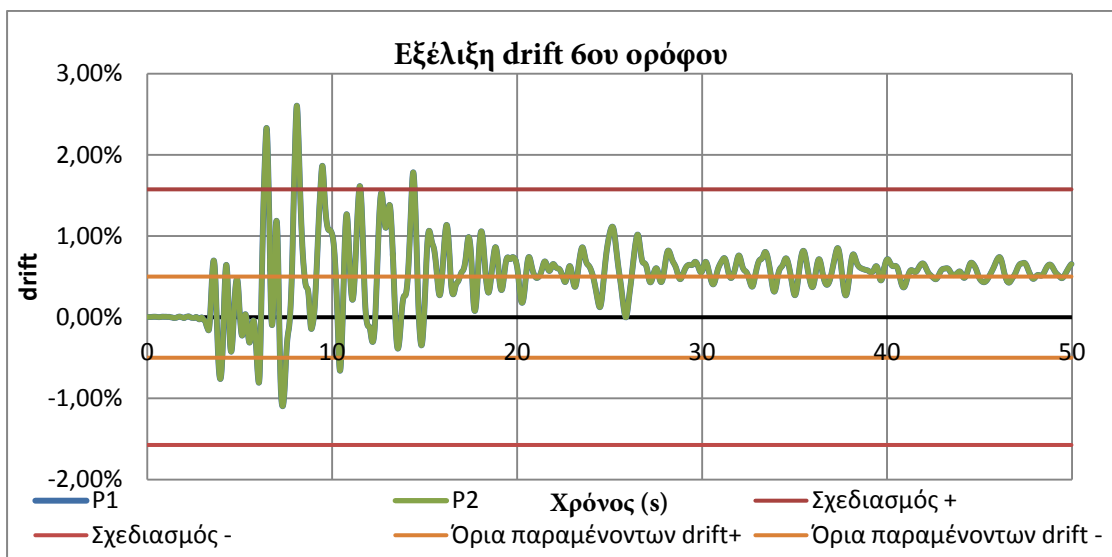
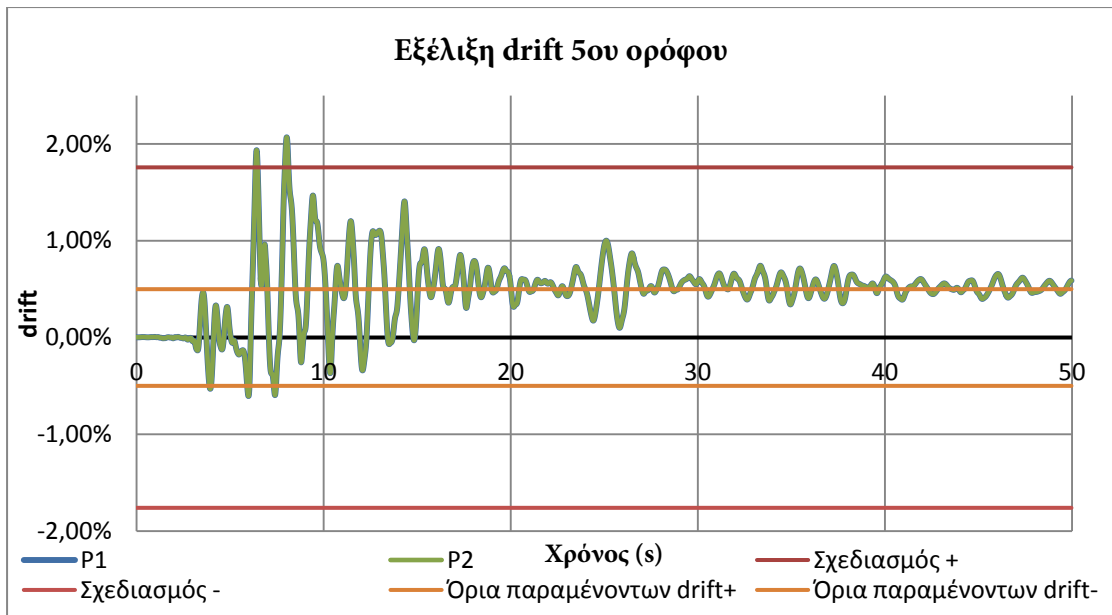




#### 7.4.3.2. Επιταχυνσιογράφημα Λευκάδας (κλιμακωμένο)

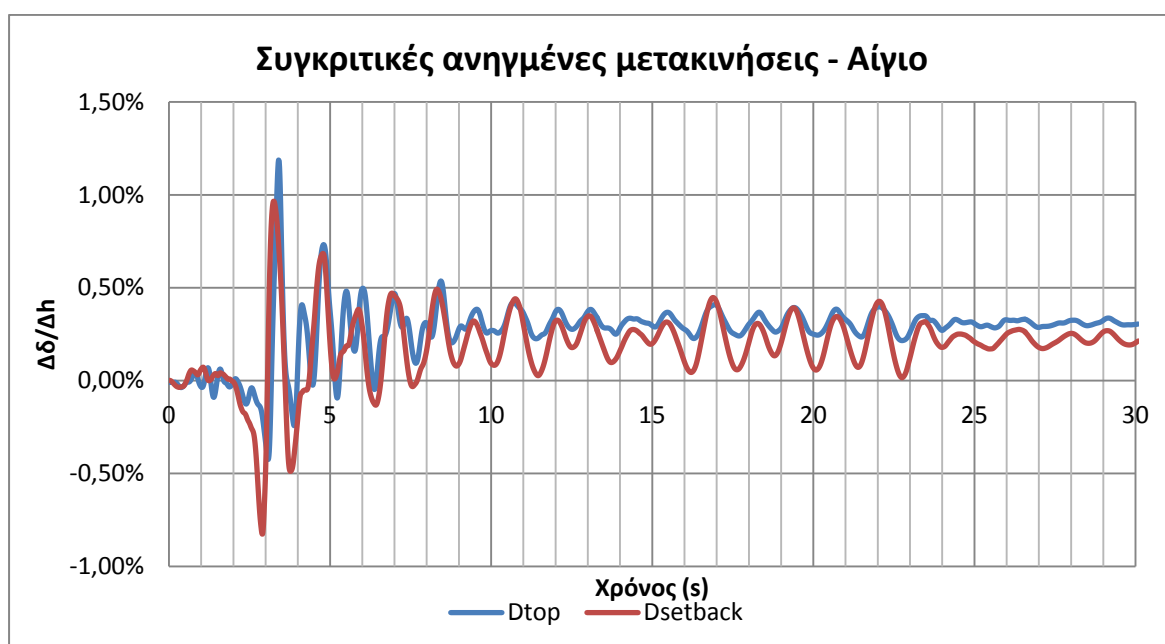
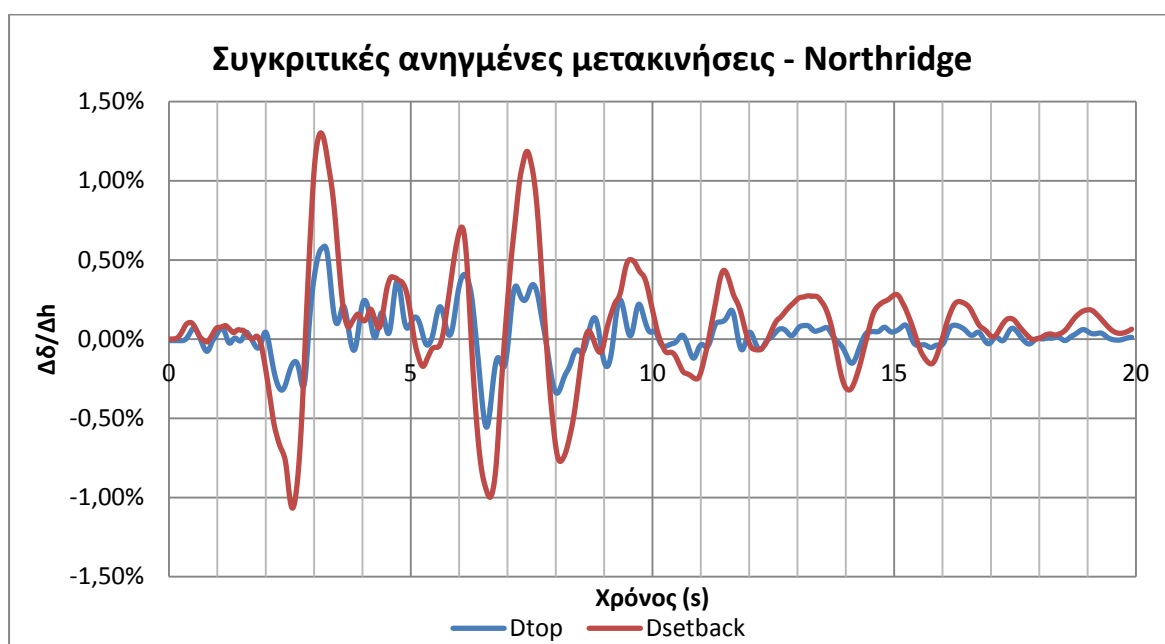




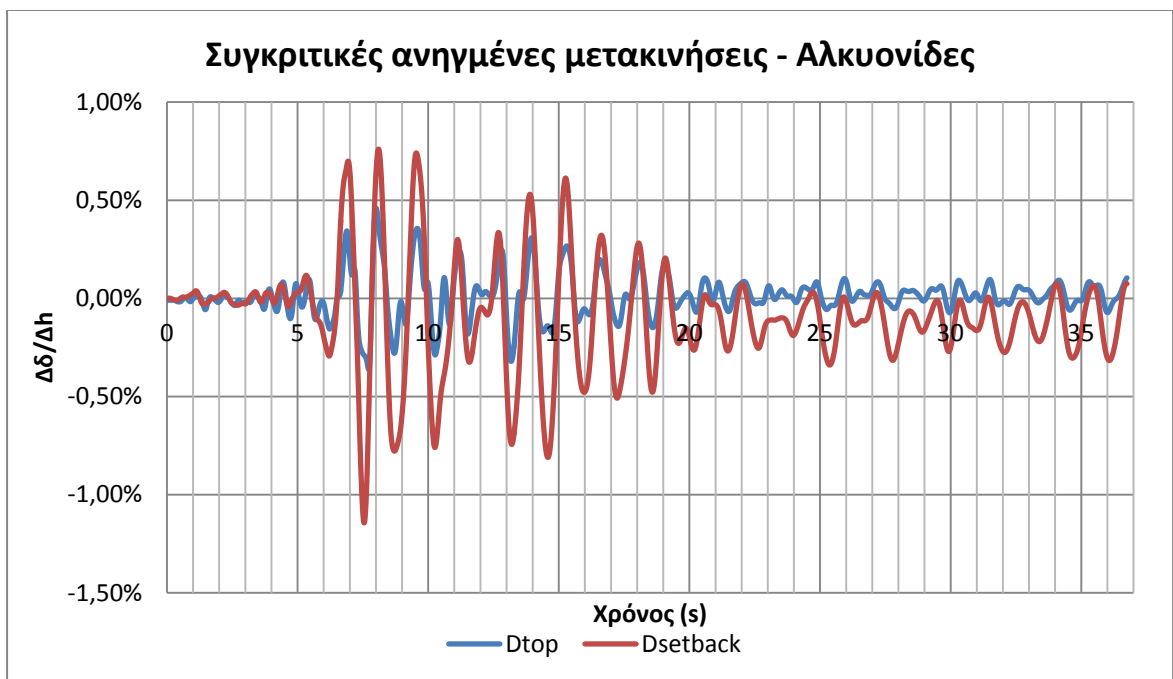
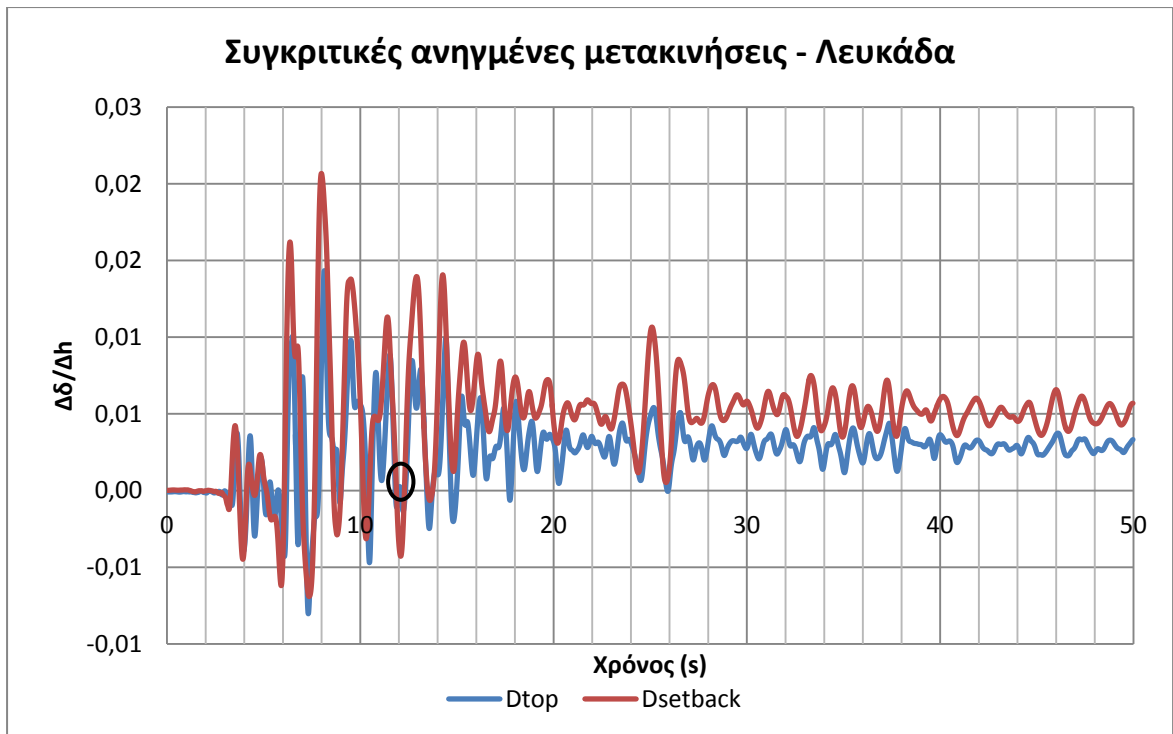


#### 7.4.4. Χρονοϊστορία ανηγμένων μετακινήσεων οροφής και εσοχής

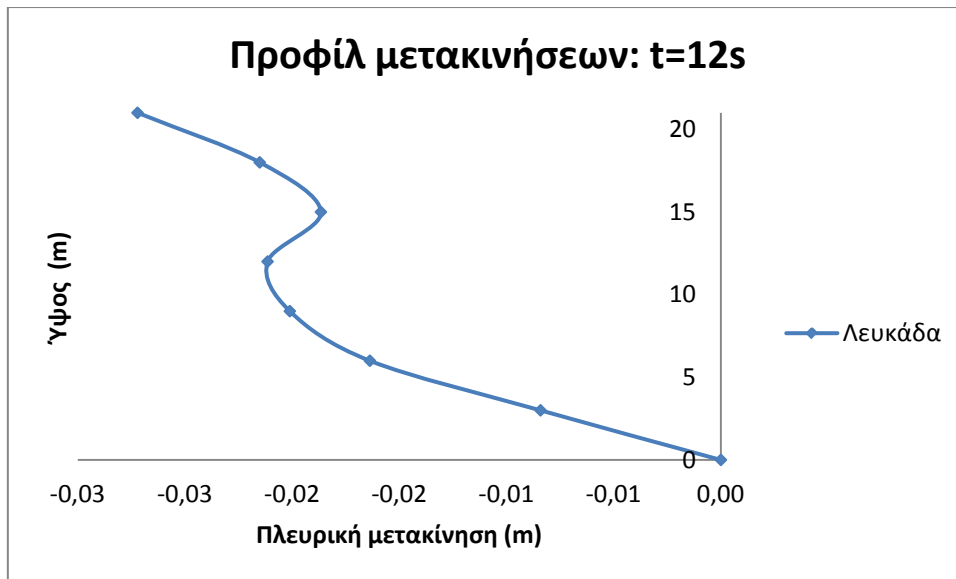
Στα ακόλουθα διαγράμματα, απεικονίζονται συγκριτικά η κλίση του προφίλ μετακινήσεων στη στάθμη της εσοχής και των δύο τελευταίων ορόφων. Αναλυτικά τα μεγέθη αυτά ορίζονται ως εξής:  $D_{top} = \frac{\delta\Delta}{\delta H} = \frac{\Delta_{top} - \Delta_{setback}}{H_{top} - H_{setback}}$  και  $D_{setback} = \frac{\delta\Delta}{\delta H} = \frac{\Delta_{setback}}{H_{setback}}$ . Ο σκοπός των διαγραμμάτων αυτών είναι να φανεί εάν το τμήμα πάνω από την εσοχή επηρεάζεται από τις ανώτερες ιδιομορφές και κατά πόσον παρουσιάζονται φαινόμενα «μαστιγίου». Είναι φανερό πως, στα σημεία που οι 2 γραμμές δεν κινούνται «παράλληλα» η εσοχή εμφανίζει μετακινήσεις προς την αντίθετη κατεύθυνση σε σχέση με το υπόλοιπο κτήριο. Τέτοια φαινόμενα παρατηρούνται σε όλες τις αναλύσεις, ιδιαίτερα στο Northridge και στη Λευκάδα.





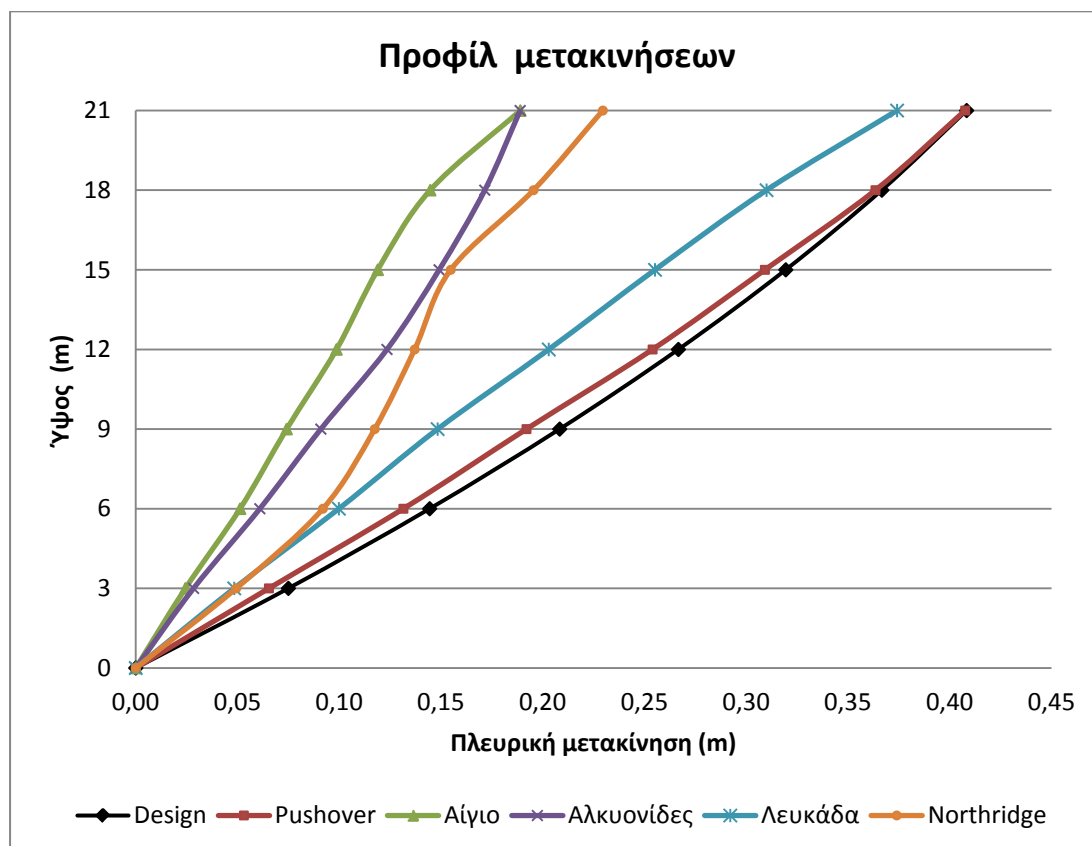


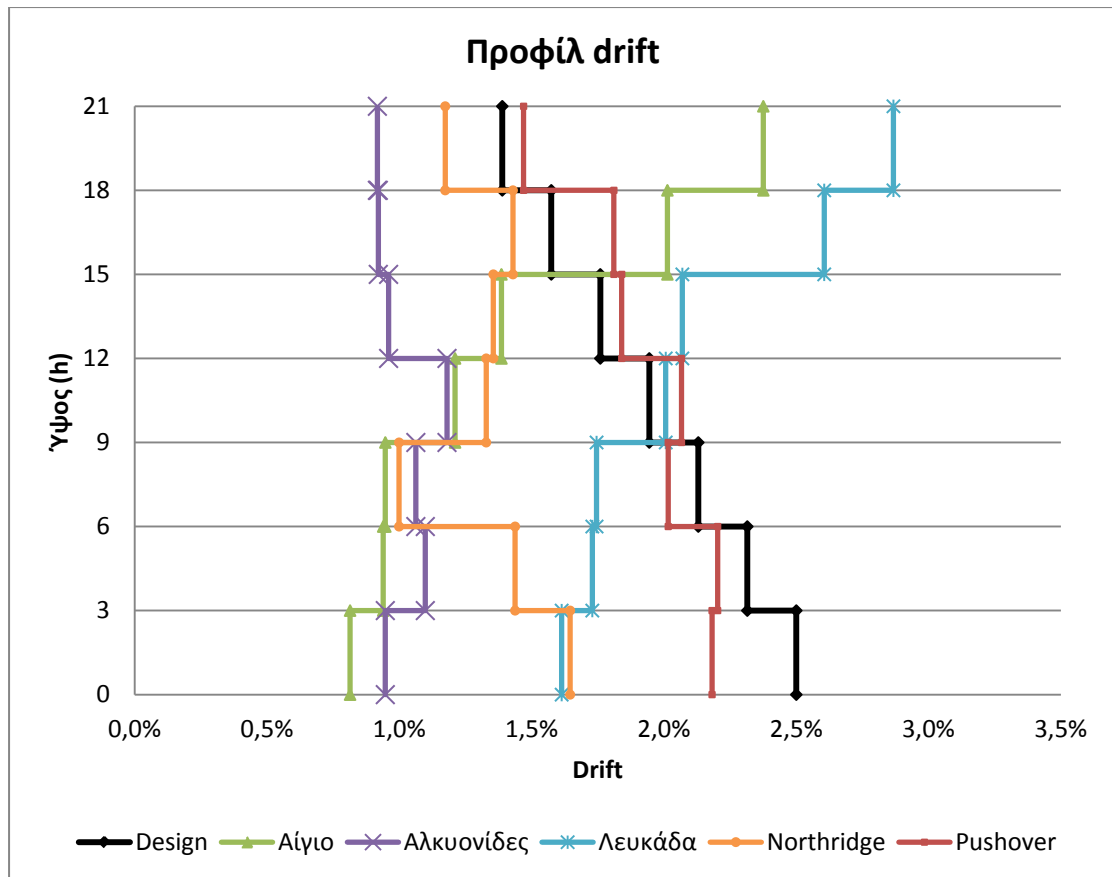
Στο επόμενο διάγραμμα, απεικονίζεται ένα στιγμιότυπο μετακινήσεων από τη δυναμική ανάλυση για το επιταχυνσιογράφημα της Λευκάδας. Η χρονική στιγμή έχει επισημανθεί με μαύρο κύκλο στο παραπάνω διάγραμμα. Παρατηρούμε πως, ήδη από τον όροφο ακριβώς κάτω από την εσοχή, εμφανίζεται μια αναστροφή στις μετακινήσεις και στη συνέχεια το διάγραμμα παίρνει ξάνα απότομη κλίση, που σημαίνει ιδιαίτερα αυξημένα drift.



#### 7.4.5. Προφίλ μέγιστων μετακινήσεων και drift

Στα ακόλουθα διαγράμματα απεικονίζονται οι μέγιστες μετακινήσεις και τα μέγιστα drift που παρατηρήθηκαν κατά τις δυναμικές αναλύσεις και συγκρίνονται τόσο με τα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης, όσο και με τις προβλέψεις του σχεδιασμού.

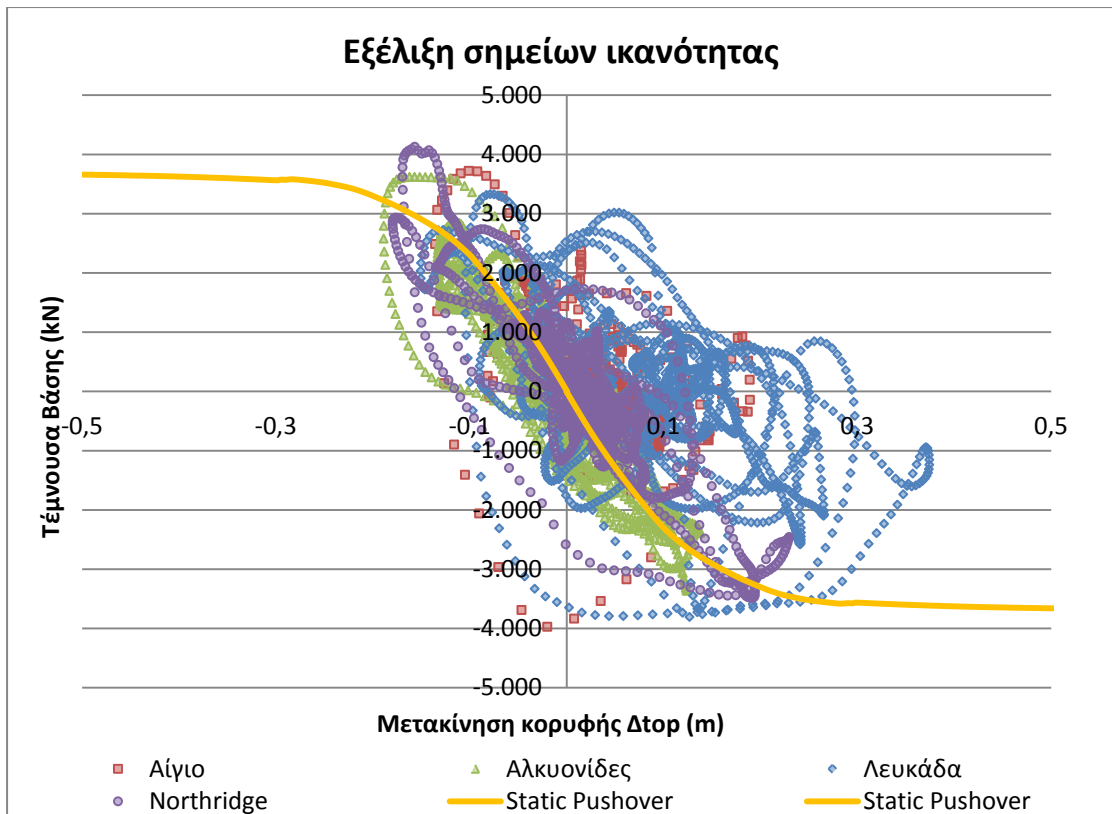




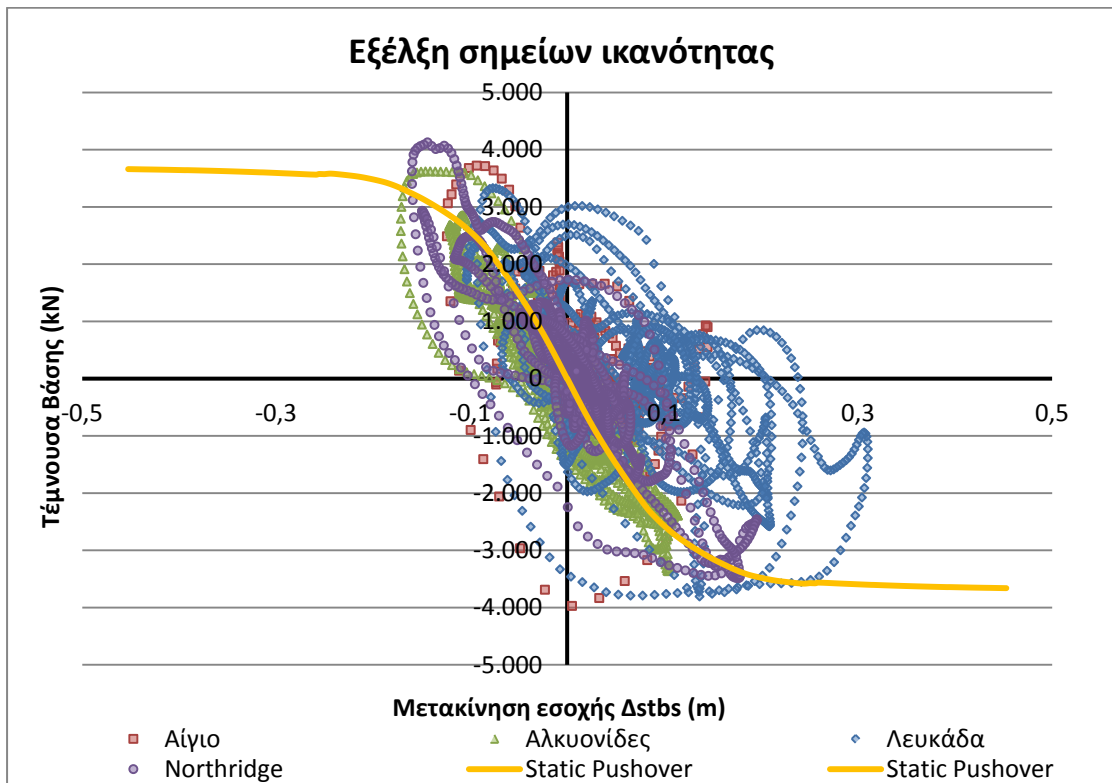
Όπως και στη στατική ανάλυση, παρατηρείται υστέρηση σε σχέση με το drift σχεδιασμού στους κατώτερους ορόφους και υπερβάσεις στην εσοχή. Οι διαφορές είναι εντονότερες σε σχέση με τη στατική ανάλυση. Παρ' όλα αυτά, οι απόλυτες τιμές των μετακινήσεων παραμένουν μικρότερες από τις προβλέψεις του σχεδιασμού. Αυτό όμως δεν είναι αρκετό για να περιορίσει τις βλάβες, καθώς αυτές ελέγχονται από τις ανηγμένες μετακινήσεις (drift). Η σημαντική καταπόνηση των ορόφων της εσοχής καταδεικνύεται και από τις μέγιστες πλαστικές παραμορφώσεις, όπως θα φανεί στην ενότητα 7.4.10.

#### 7.4.6. Εξέλιξη Σημείων Ικανότητας – Βρόγχοι Υστερήσεως

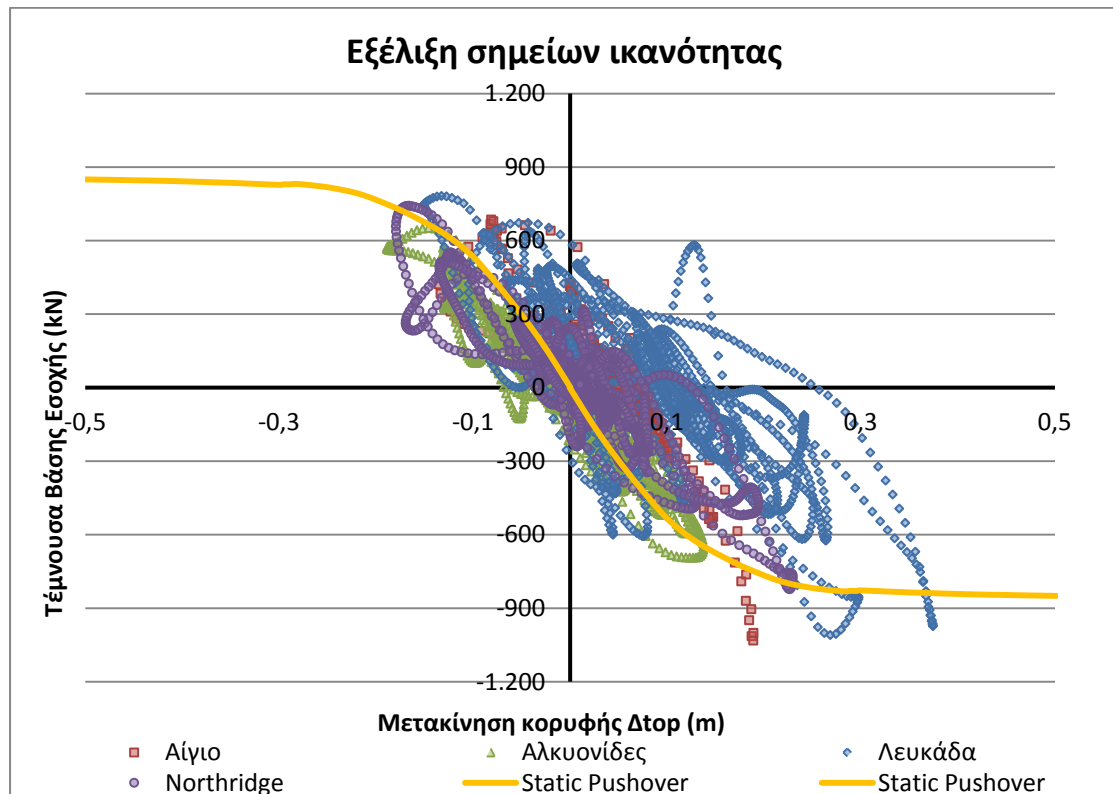
Στο διάγραμμα της καμπύλης ικανότητας που προέκυψε από τη στατική προσαυξητική ανάλυση, απεικονίστηκε η εξέλιξη της τέμνουσας βάσης σε σχέση με την μετακίνηση κορυφής για όλες τις δυναμικές αναλύσεις. Διαπιστώθηκαν μικρές υπερβάσεις στις αντοχές σε σχέση με τη στατική ανάλυση, ενώ σχηματίζονται ικανοποιητικοί βρόγχοι υστέρησης.



Ανάλογο διάγραμμα προέκυψε, θεωρώντας ως κόμβο ελέγχου στη στάθμη της εσοχής:

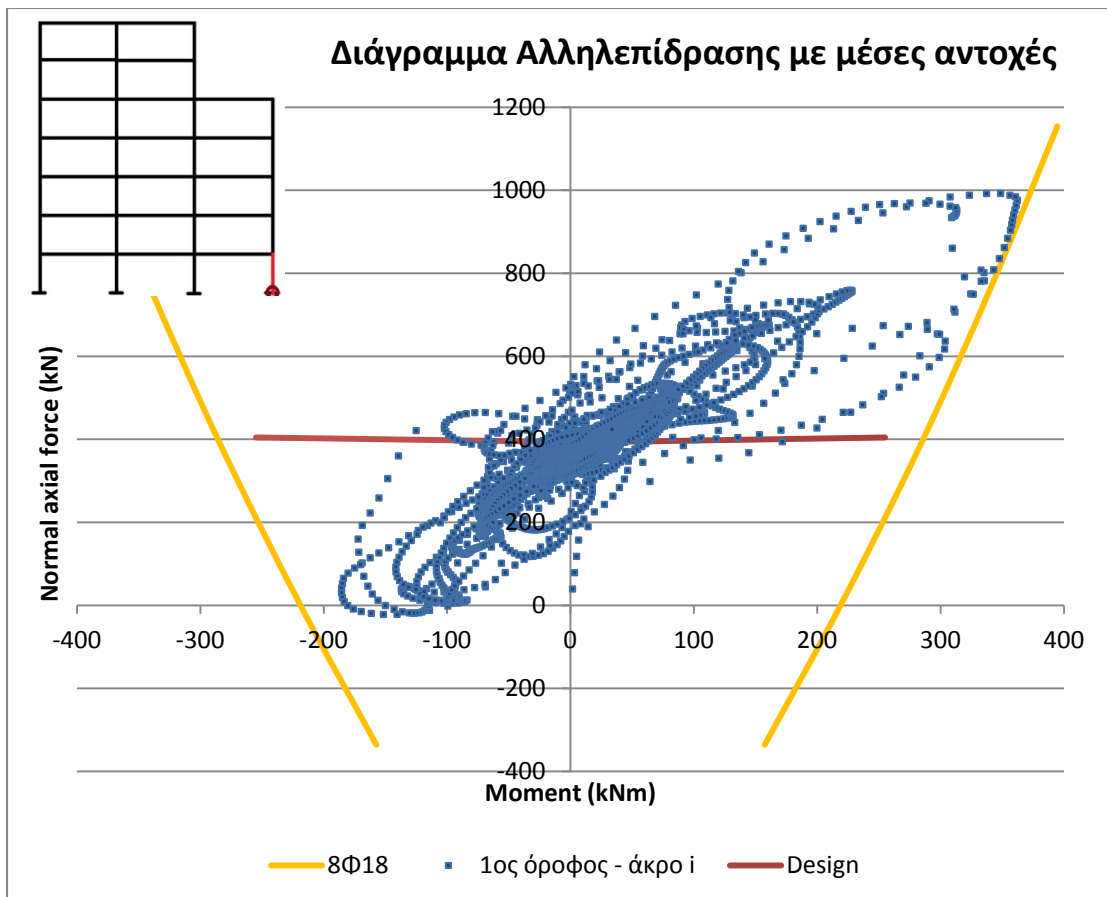
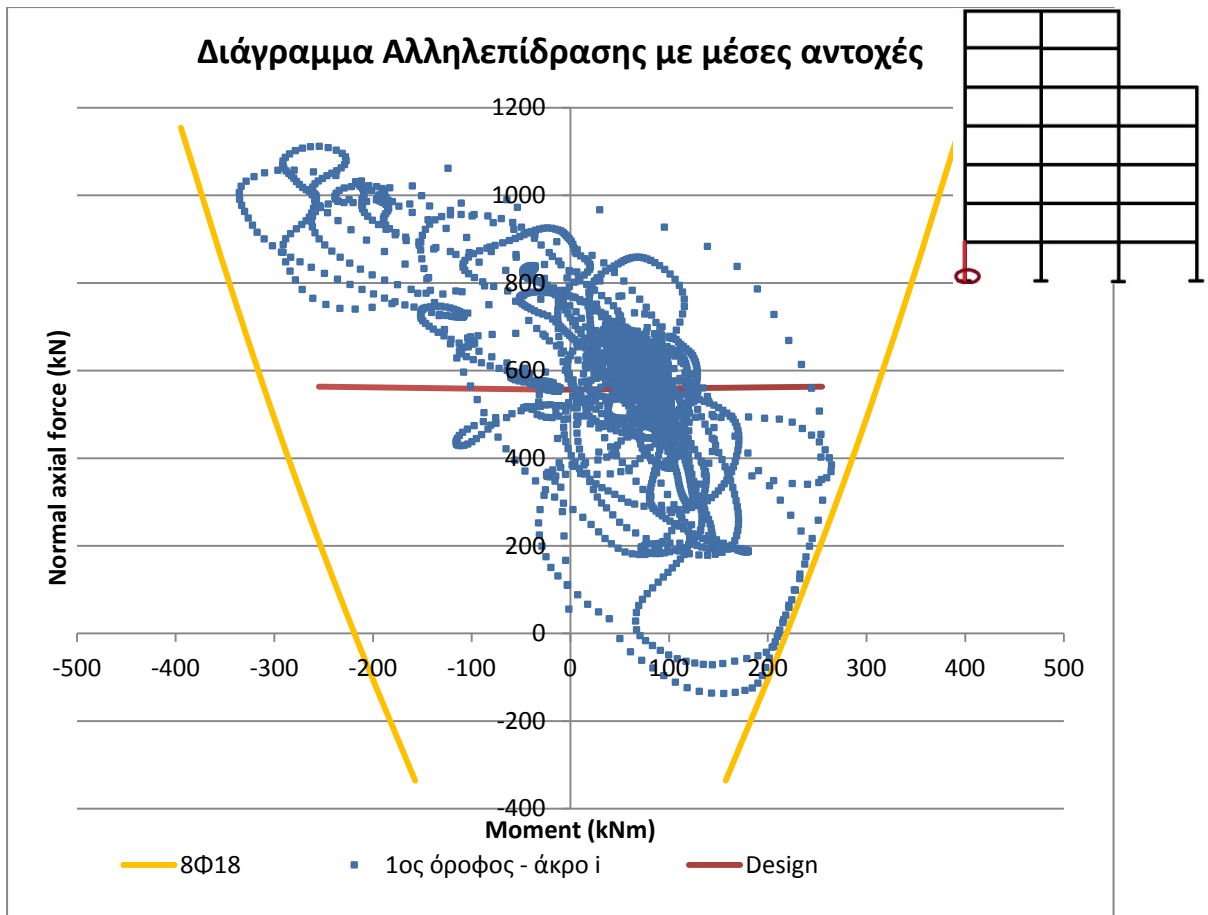


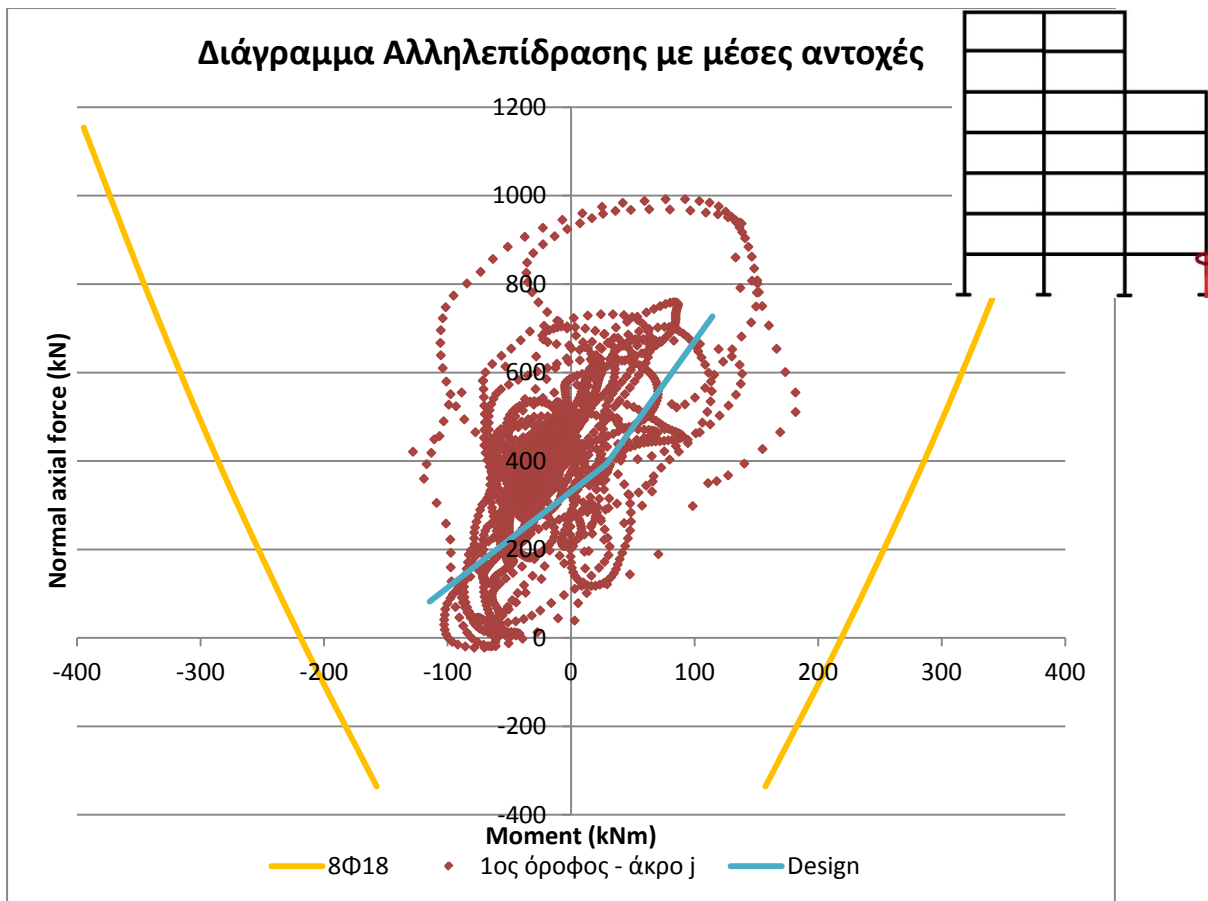
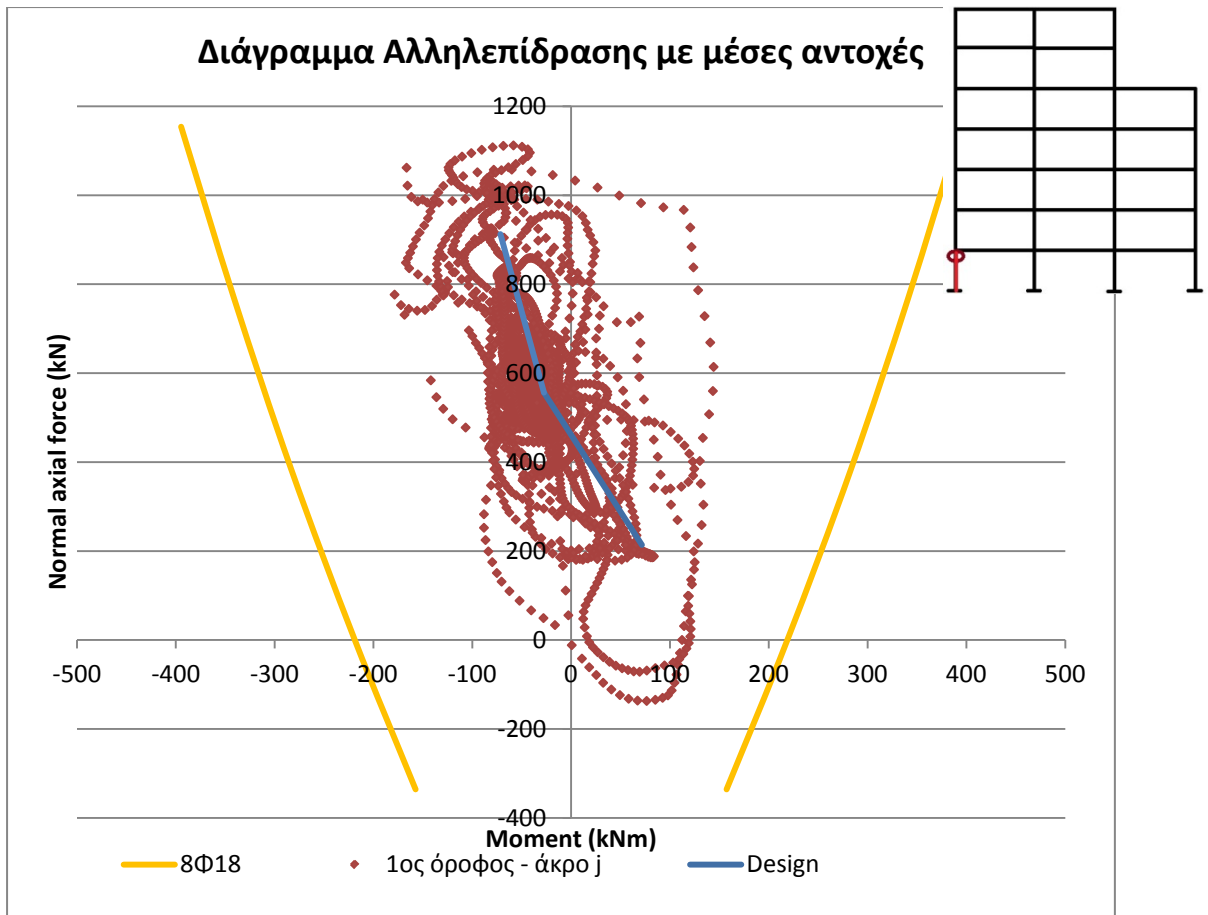
Ικανοποιητική κρίνεται και η συνεισφορά των δυο τελευταίων ορόφων (εσοχή) στην ανελαστική απόκριση του κτηρίου.

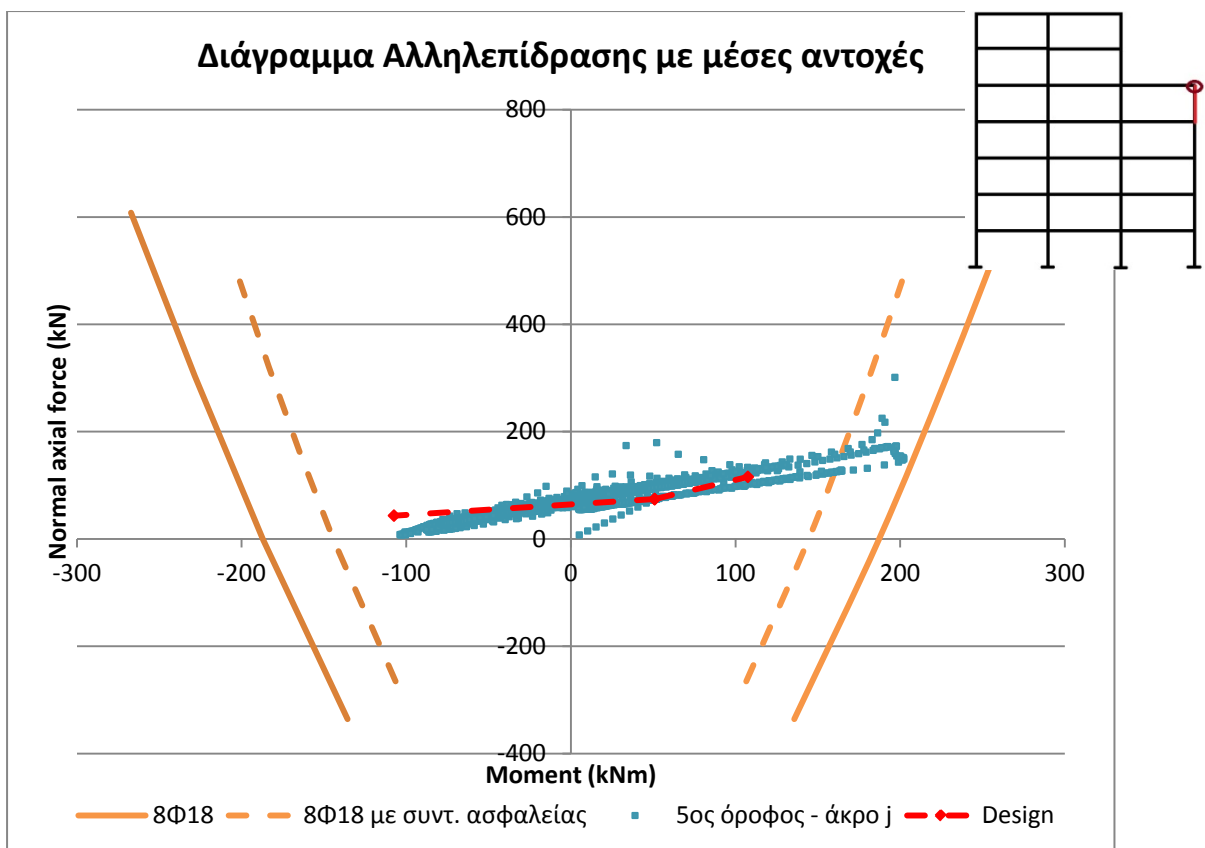
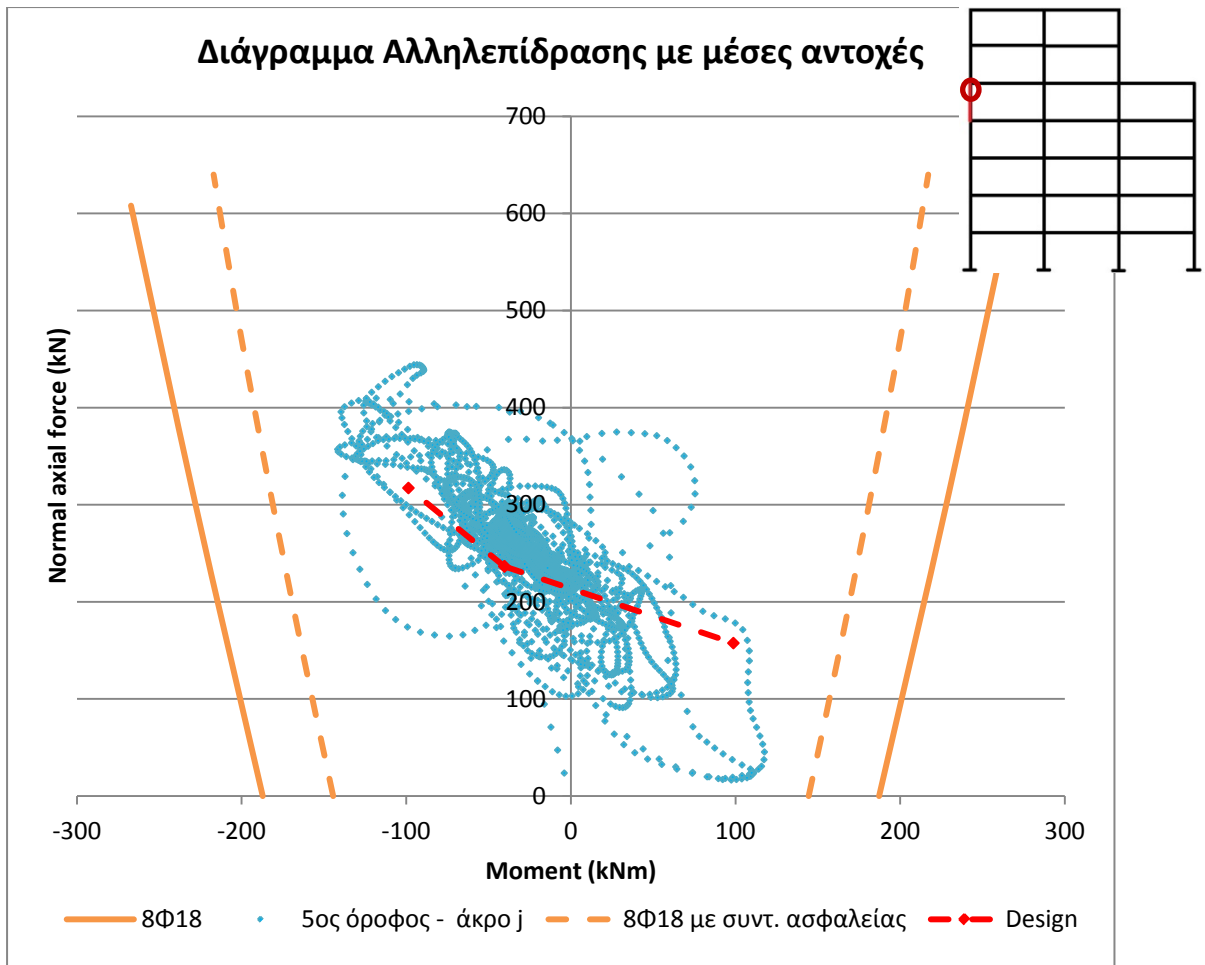


#### 7.4.7. Ορθά Εντατικά Μεγέθη Υποστυλωμάτων

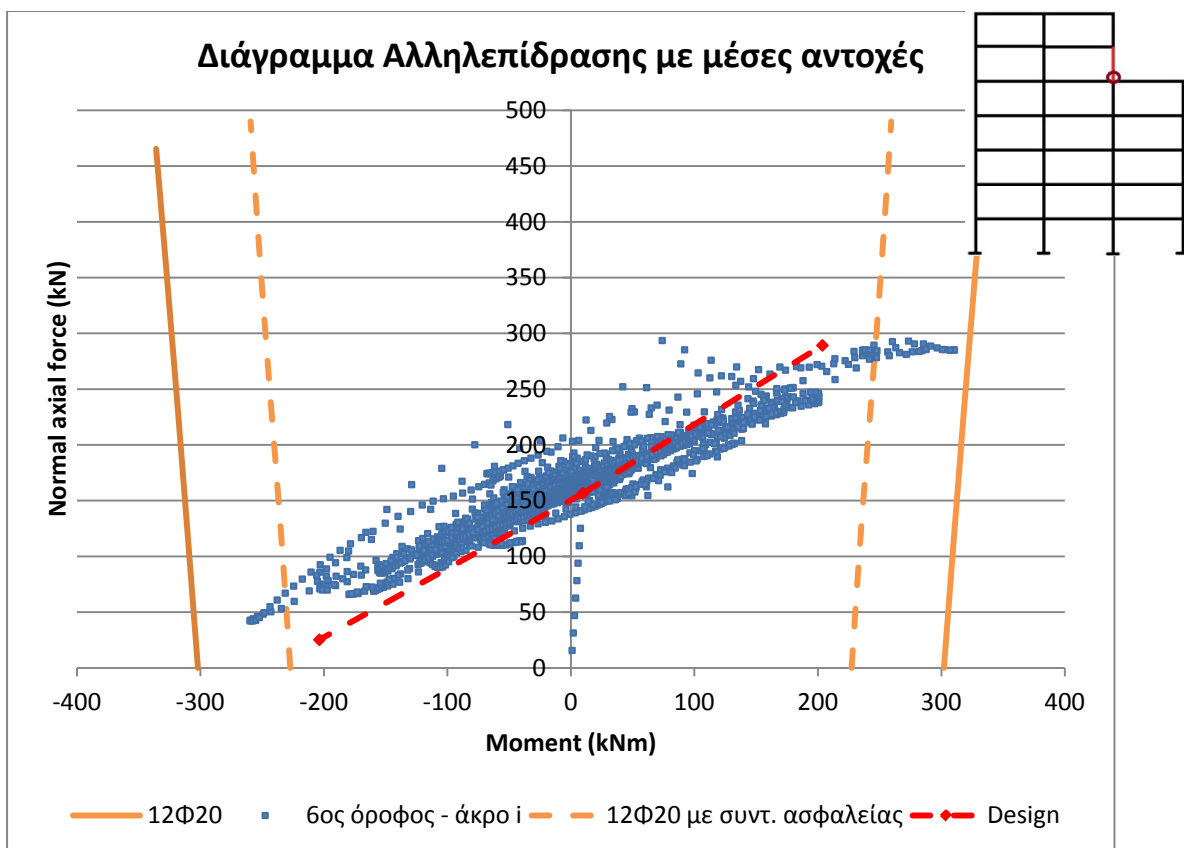
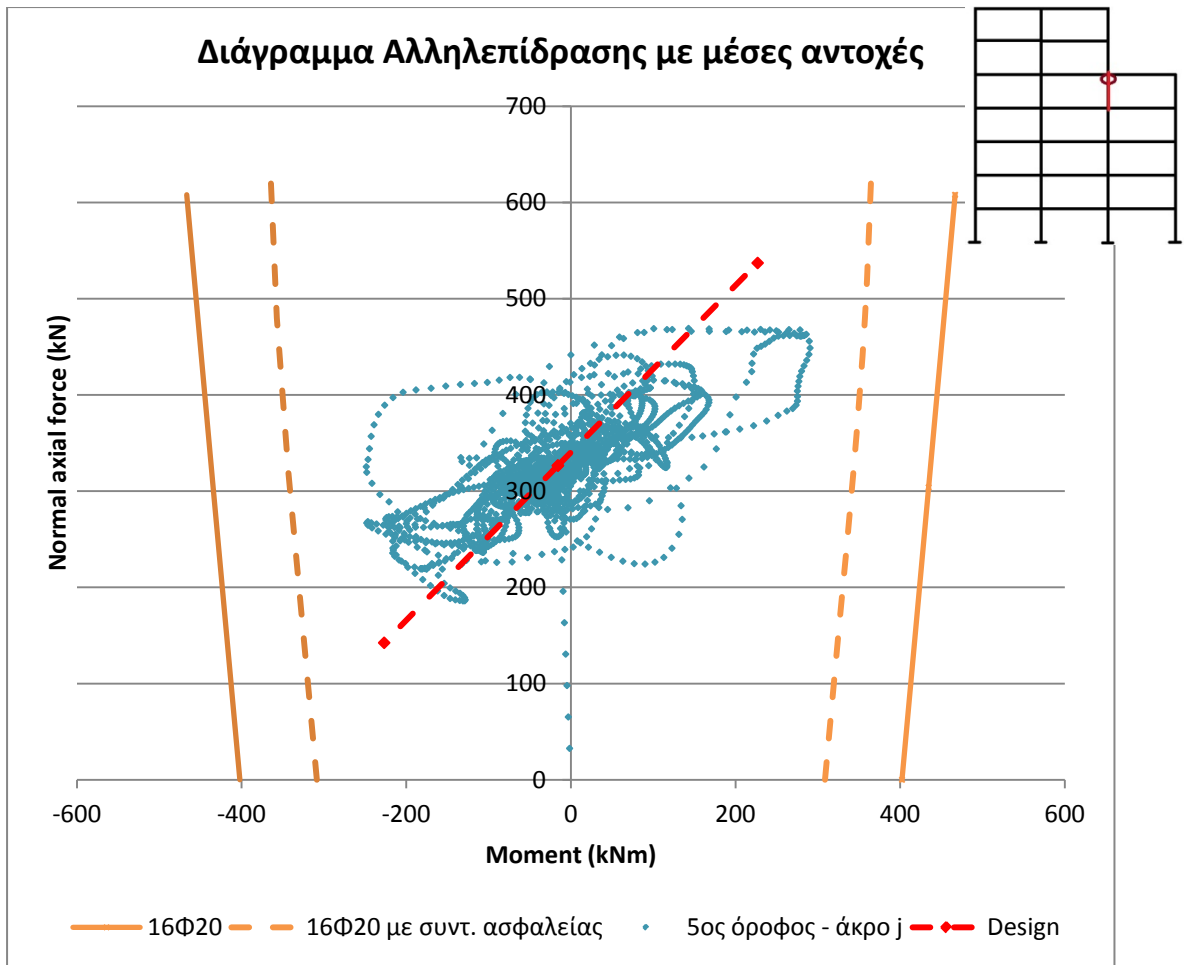
Στα ακόλουθα διαγράμματα αλληλεπίδρασης απεικονίζεται η εξέλιξη των ορθών εντατικών μεγεθών των υποστυλωμάτων του ισογείου και της εσοχής, για το σεισμό της Λευκάδας. Ταυτόχρονα, παρατίθενται και οι τιμές σχεδιασμού των μεγεθών αυτών. Για τα υποστυλώματα της εσοχής, παρατηρείται πως η μέση κλίση της χρονοϊστορίας ταυτίζεται σημαντικά με τις προβλέψεις του σχεδιασμού. Υπενθυμίζεται, ακόμα, πως οι βάσεις των υποστυλωμάτων του ισογείου διαστασιολογήθηκαν μόνο με τις αξονικές των κατακόρυφων φορτίων, όπως αναλύθηκε στις ενότητες 2.9 και 4.11. Αιτιολογείται, έτσι, η οριζόντια κλίση της γραμμής του σχεδιασμού για τα υποστυλώματα αυτά. Ο σκοπός της επιλογής αυτής είναι να δοθεί στα υποστυλώματα μια μέση αντοχή που θα αντισταθμίζει τη μεταβολή της αντοχής κατά την αυξομείωση της αξονικής υπό σεισμό. Η πρακτική αυτή επιβεβαιώνεται από τα αποτελέσματα, καθώς η γραμμή του σχεδιασμού είναι συμμετρική ως προς το εύρος των παρατηρούμενων αξονικών δυνάμεων.





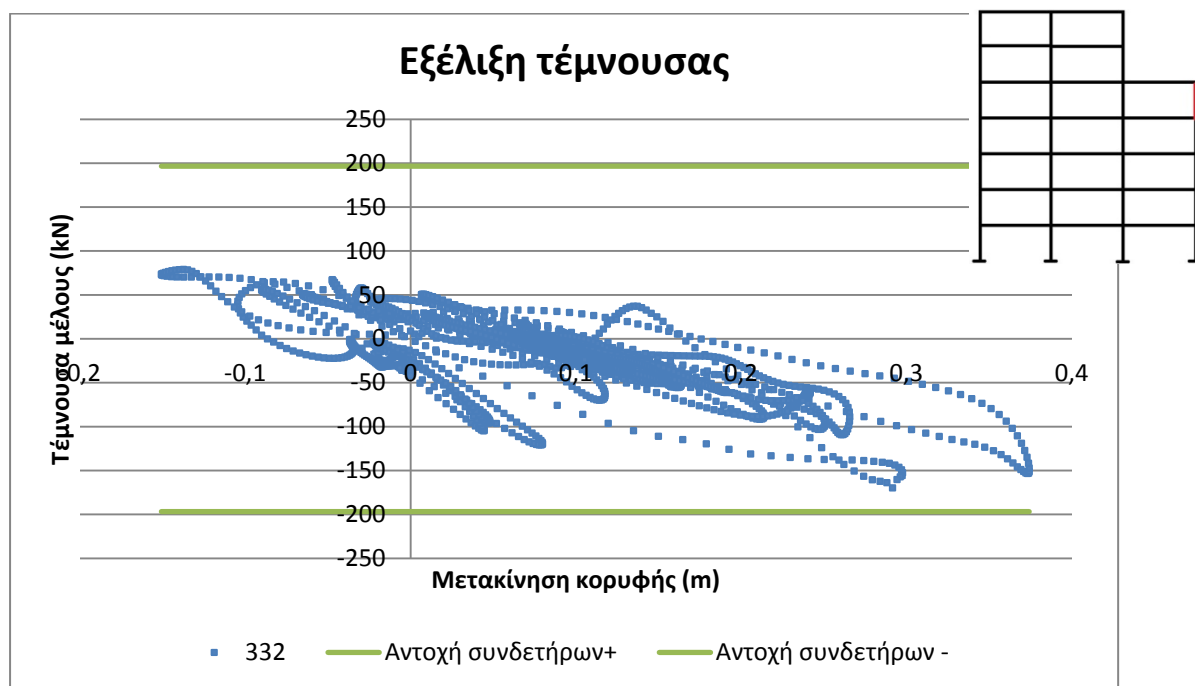
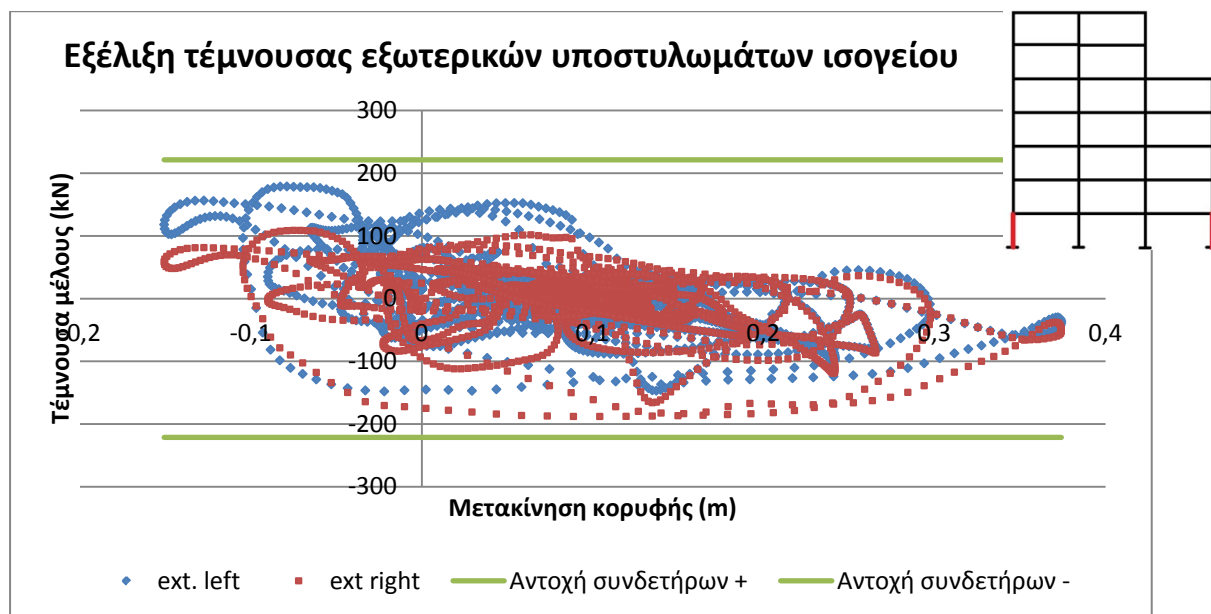






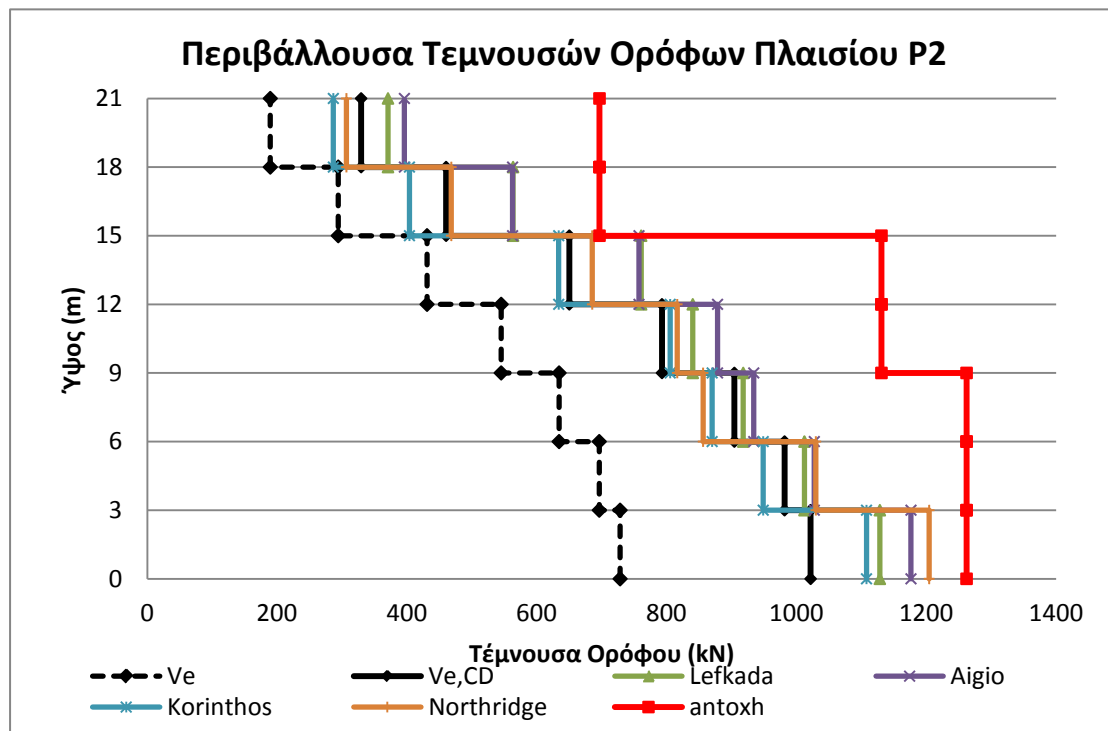
#### 7.4.8. Τέμνουσες Υποστυλωμάτων

Στα επόμενα διαγράμματα απεικονίζεται η εξέλιξη της τέμνουσας επιλεγμένων υποστυλωμάτων σε σχέση με τη μετακίνηση κορυφής για το σεισμό της Λευκάδας. Επισημαίνονται οι σχετικά στενοί βρόγχοι υστερήσεως, όπως και η περιοχή σταθερής τέμνουσας στα υποστυλώματα του ισογείου κατά την πλαστικοποίηση της βάσης.



Αθροιστικά για τις μέγιστες τέμνουσες όλων των υποστυλωμάτων κάθε ορόφου, παρατίθεται το ακόλουθο διάγραμμα. Συγκριτικά, απεικονίζονται με διακεκομμένη μαύρη

γραμμή οι τέμνουσες από τη στατική επίλυση και με συνεχή μαύρη γραμμή οι προσαυξημένες τιμές τους, από την εφαρμογή του ικανοτικού σχεδιασμού. Παρατηρούμε πως οι εξισώσεις της ενότητας 2.10, δίνουν μη ασφαλείς τιμές και η μη αστοχία οφείλεται στο μεγάλο περιθώριο του σχεδιασμού.



#### 7.4.9. Πλαστικές Στροφές Δοκών και Υποστυλωμάτων

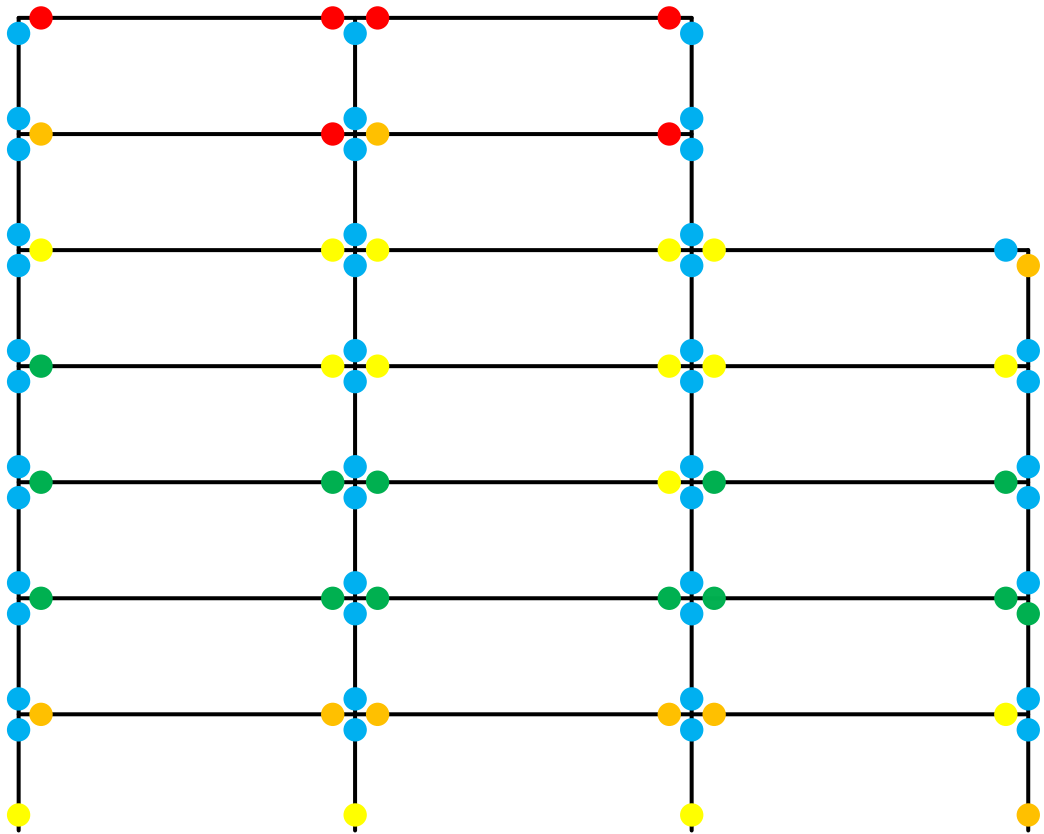
Χάριν συντομίας, δε θα παρατεθούν διαγράμματα χρονοϊστορίας των πλαστικών στροφών των μελών. Έχουν, όμως, απεικονιστεί οι μέγιστες τιμές που παρατηρήθηκαν στις αναλύσεις πάνω στα διαγράμματα των ενότητων 6.5 και 6.6..

#### 7.4.10. Όψεις Φορέα με τις Μέγιστες Πλαστικές Στροφές

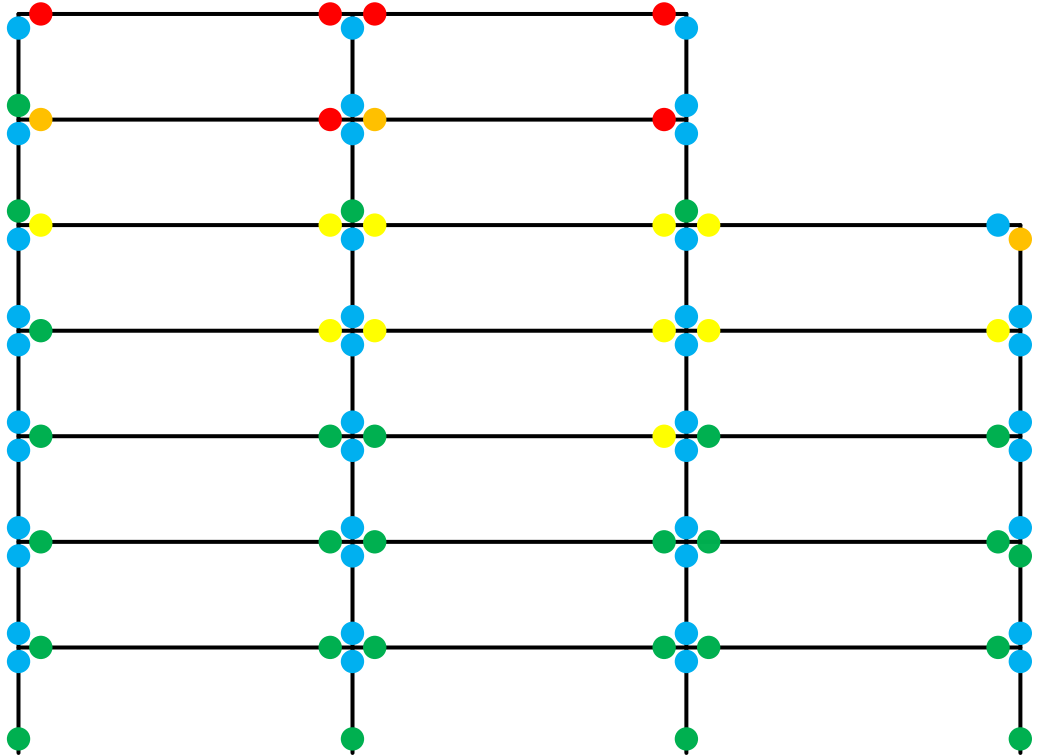
Στα ακόλουθα σχήματα απεικονίζονται όψεις του εσωτερικού πλαισίου P2, όπου κάθε πλαστική άρθρωση έχει χρωματιστεί με βάση τη μέγιστη πλαστική στροφή που παρατηρήθηκε κατά τη δυναμική ανάλυση. Η χρωματική παλέτα είναι ίδια με αυτήν που χρησιμοποιήθηκε στην ενότητα 6.7 και επαναλαμβάνεται και εδώ για λόγους πληρότητας:

Όρια Πλαστικής Στροφής	Χρώμα
$\theta_{pl} \leq 0,005$	Μπλε
$0,005 < \theta_{pl} \leq 0,010$	Πράσινο
$0,010 < \theta_{pl} \leq 0,015$	Κίτρινο
$0,015 < \theta_{pl} < 0,020$	Πορτοκαλί
$\theta_{pl} \geq 0,020$	Κόκκινο

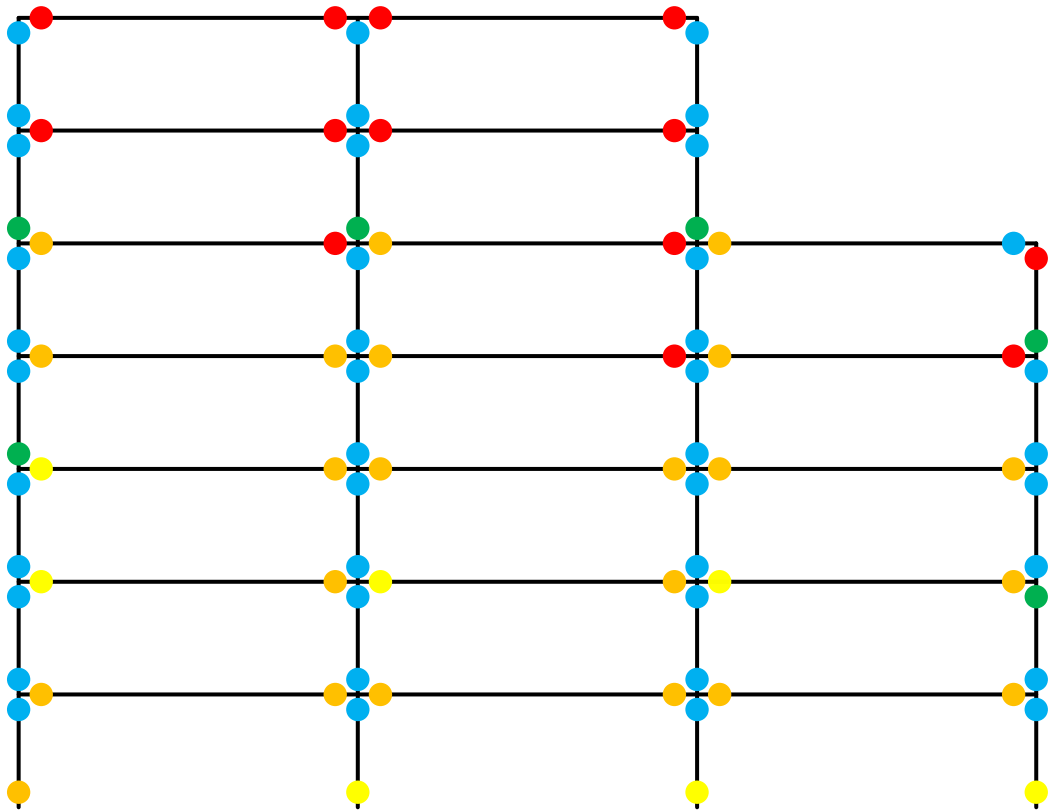
Όψη πλαισίου P2 με τις μέγιστες πλαστικές στροφές - Northridge



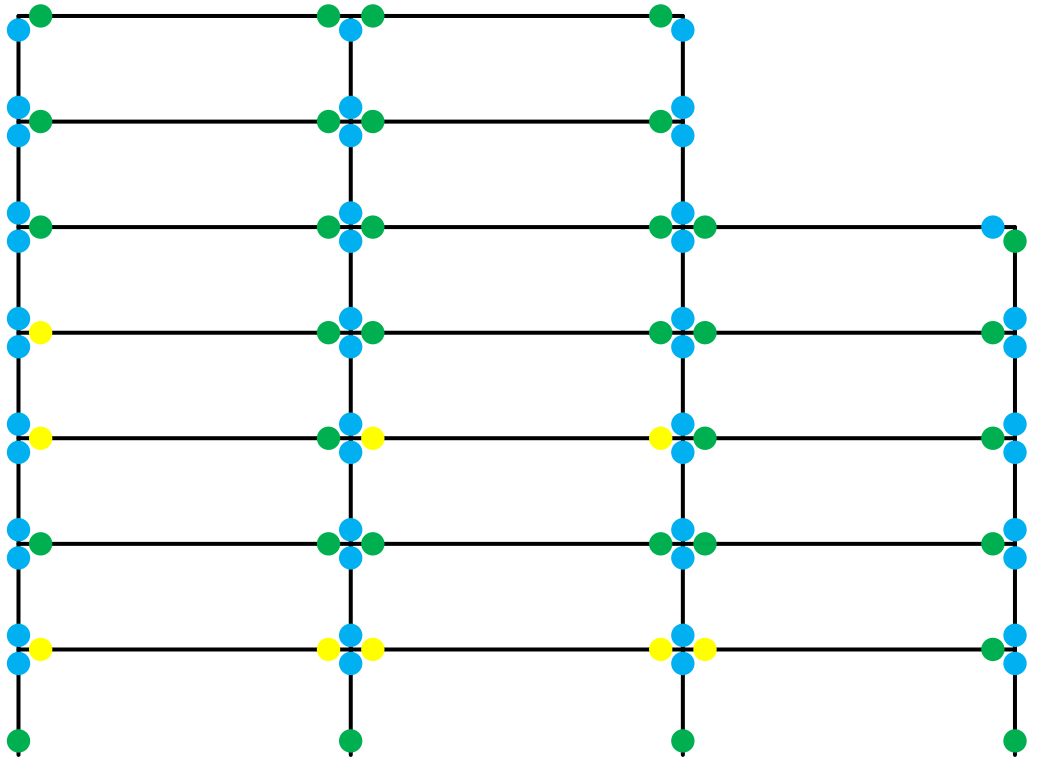
Όψη πλαισίου P2 με τις μέγιστες πλαστικές στροφές - Αίγιο



Όψη πλαισίου P2 με τις μέγιστες πλαστικές στρώσεις - Λευκάδα



Όψη πλαισίου P2 με τις μέγιστες πλαστικές στρώσεις - Αλκωνίδες





## 8. Διερεύνηση Παραδοχών Σχεδιασμού

### 8.1. Εντατικά Μεγέθη για την Όπλιση των Μελών

Για την εξαγωγή των εντατικών μεγεθών σχεδιασμού, προτείνονται δύο εναλλακτικές μέθοδοι, όπως αναφέρθηκε και στην ενότητα 2.8. Για τη συμβατική μέθοδο (στατική επίλυση), δε δίνονται σαφείς οδηγίες για τον τρόπο προσομοίωσης των κόμβων, αν θα χρησιμοποιηθούν, δηλαδή, άκαμπτες απολήξεις στα ραβδωτά μέλη ή όχι. Στην ενότητα 4.10 εξηγήθηκε ο λόγος για τον οποίο οι κόμβοι προσομοιώθηκαν χωρίς άκαμπτα στοιχεία. Επιπλέον, η απλουστευμένη μέθοδος επίλυσης (μέσω διαδοχικών θεωρήσεων ισορροπίας) δεν ενσωματώνει σε κάποιο σημείο της τη δυσκαμψία των κόμβων, εξάγει όμως ροπές στις παρειές των κόμβων για την όπλιση των μελών. Η παρατήρηση αυτή, ενισχύει την επιλογή να οπλιστούν τα μέλη με βάση τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν στις παρειές των κόμβων για στατική ανάλυση χωρίς άκαμπτες απολήξεις.

Η ακρίβεια της παραδοχής αυτής εξετάζεται στην παρούσα ενότητα. Καθώς ένα τμήμα του κόμβου παραμένει πράγματι δύσκαμπτο κατά τη διάρκεια της καταπόνησης (παρατήρηση που δικαιολογεί και την τρέχουσα πρακτική να χρησιμοποιούνται άκαμπτα στοιχεία) ελέγχεται η ακόλουθη περίπτωση: Για την όπλιση των μελών ελήφθησαν υπ' όψιν οι ροπές στα κέντρα των κόμβων και όχι στις παρειές τους, ως αντιστάθμισμα της απουσίας άκαμπτων στοιχείων κατά τη στατική επίλυση. Τα αποτελέσματα της όπλισης αυτής φαίνονται συγκριτικά στους ακόλουθους πίνακες.

Όροφος	Ύψος και πλάτος δοκού (m)	<u>Διαστασιολόγηση με τα εντατικά μεγέθη στα κέντρα των κόμβων</u>				<u>Διαστασιολόγηση με τα εντατικά μεγέθη στις παρειές των κόμβων</u>			
		<u>Πλαίσιο P1</u>		<u>Πλαίσιο P2</u>		<u>Πλαίσιο P1</u>		<u>Πλαίσιο P2</u>	
		<u>M (kNm)</u>	<u>Όπλισμός</u>	<u>M (kNm)</u>	<u>Όπλισμός</u>	<u>M (kNm)</u>	<u>Όπλισμός</u>	<u>M (kNm)</u>	<u>Όπλισμός</u>
1	0,70 - 0,30	339,51	4Ø18	406,49	5Ø18	263,13	3Ø18	304,87	4Ø18
2	0,70 - 0,30	469,79	6Ø18	575,47	7Ø18	364,09	5Ø18	431,62	5Ø18
3	0,60 - 0,30	365,73	5Ø18	453,67	7Ø18	283,45	4Ø18	340,26	5Ø18
4	0,60 - 0,30	302,72	5Ø18	361,62	5Ø18	242,19	4Ø18	280,27	4Ø18
5	0,60 -	243,18	4Ø18	304,59	5Ø18	194,55	3Ø18	236,07	4Ø18

	0,30								
6	0,50 – 0,30	229,81	4Ø18	284,33	5Ø18	189,6	4Ø18	227,49	4Ø18
7	0,50 – 0,30	92,59	2Ø18	111,85	2Ø18	76,4	2Ø18	89,51	2Ø18

Για τις βάσεις των υποστυλωμάτων του ισογείου δεν παρατηρείται μεταβολή – οι ροπές αντοχής σχεδιασμού δεν επηρεάζονται και οι αξονικές παραμένουν ίδιες. Σημαντικές όμως είναι οι διαφορές στις καθ' ύψος ροπές των υποστυλωμάτων, μετά την εφαρμογή του ικανοτικού σχεδιασμού. Με σταθερές τις αξονικές, παρατηρείται μια σημαντική αύξηση του απαιτούμενου οπλισμού, ιδιαίτερα στα εσωτερικά υποστυλώματα. Οι τελικές οπλίσεις είναι πολλές φορές κοντά στο μέγιστο επιτρεπόμενο ποσοστό οπλισμού ( $\rho=4\%$ ).

<b>Πλαίσιο</b> <b>PI</b>	<b>1</b>		<b>2</b>		<b>3</b>		<b>4</b>	
	<b>Εξωτερικό Αριστερά</b> (Ext. Left)		<b>Εσωτερικό Αριστερά</b> (Int. Left)		<b>Εσωτερικό Δεξιά (Int.</b> Right)		<b>Εξωτερικό Δεξιά (Ext.</b> Right)	
<b>Όροφος</b>	<b>Ροπές και</b> <b>οπλισμοί</b> <b>στα</b> <b>κέντρα</b> <b>των</b> <b>κόμβων</b>	<b>Ροπές και</b> <b>οπλισμοί</b> <b>στις</b> <b>παρειές</b> <b>των</b> <b>κόμβων</b>	<b>Ροπές και</b> <b>οπλισμοί</b> <b>στα</b> <b>κέντρα</b> <b>των</b> <b>κόμβων</b>	<b>Ροπές και</b> <b>οπλισμοί</b> <b>στις</b> <b>παρειές</b> <b>των</b> <b>κόμβων</b>	<b>Ροπές και</b> <b>οπλισμοί</b> <b>στα</b> <b>κέντρα</b> <b>των</b> <b>κόμβων</b>	<b>Ροπές και</b> <b>οπλισμοί</b> <b>στις</b> <b>παρειές</b> <b>των</b> <b>κόμβων</b>	<b>Ροπές και</b> <b>οπλισμοί</b> <b>στα</b> <b>κέντρα</b> <b>των</b> <b>κόμβων</b>	<b>Ροπές και</b> <b>οπλισμοί</b> <b>στις</b> <b>παρειές</b> <b>των</b> <b>κόμβων</b>
1	123,39	53,93	228,37	92,68	228,27	92,59	123,28	53,84
	8Ø18	8Ø18	20Ø22	16Ø20	20Ø22	16Ø20	8Ø18	8Ø18
	$\rho=1,27\%$	$\rho=1,27\%$	$\rho=3,75\%$	$\rho=2,48\%$	$\rho=3,75\%$	$\rho=2,48\%$	$\rho=1,27\%$	$\rho=1,27\%$
2	76,29	51,45	526,62	355,48	526,89	355,68	76,50	51,59
	8Ø18	8Ø18	20Ø22	16Ø20	20Ø22	16Ø20	8Ø18	8Ø18
	$\rho=1,27\%$	$\rho=1,27\%$	$\rho=3,75\%$	$\rho=2,48\%$	$\rho=3,75\%$	$\rho=2,48\%$	$\rho=1,27\%$	$\rho=1,27\%$
3	137,61	96,38	367,71	256,31	373,46	260,31	143,39	100,43
	8Ø18	8Ø18	20Ø22	16Ø20	20Ø22	16Ø20	8Ø18	8Ø18
	$\rho=1,27\%$	$\rho=1,27\%$	$\rho=3,75\%$	$\rho=2,48\%$	$\rho=3,75\%$	$\rho=2,48\%$	$\rho=1,27\%$	$\rho=1,27\%$
4	62,71	43,93	365,32	255,88	376,41	263,63	73,33	51,37
	8Ø18	8Ø18	16Ø22	12Ø20	16Ø22	16Ø20	8Ø18	8Ø18
	$\rho=1,66\%$	$\rho=1,66\%$	$\rho=3,80\%$	$\rho=2,36\%$	$\rho=3,80\%$	$\rho=3,14\%$	$\rho=1,66\%$	$\rho=1,66\%$
5	100,61	70,47	239,46	167,68	245,93	172,22	106,91	74,86
	8Ø18	8Ø18	16Ø22	12Ø20	16Ø22	16Ø20	8Ø18	8Ø18
	$\rho=1,66\%$	$\rho=1,66\%$	$\rho=3,80\%$	$\rho=2,36\%$	$\rho=3,80\%$	$\rho=3,14\%$	$\rho=1,66\%$	$\rho=1,66\%$
6	20,77	15,60	236,30	176,89	214,93	160,81	-	-
	4Ø18	4Ø18	12Ø22	12Ø20	12Ø22	12Ø20	-	-
	$\rho=1,13\%$	$\rho=1,13\%$	$\rho=3,72\%$	$\rho=3,08\%$	$\rho=3,72\%$	$\rho=3,08\%$	-	-
7	24,54	18,74	141,88	108,66	115,57	88,53	-	-

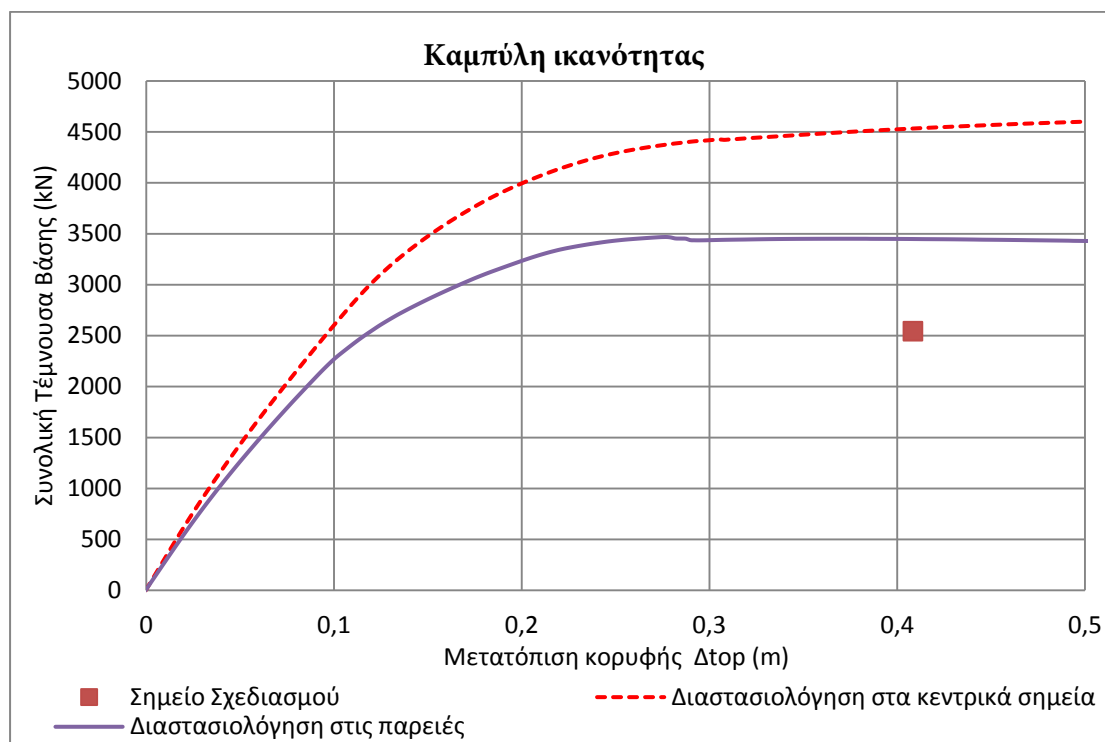


	4Ø18	4Ø18	12Ø22	12Ø20	12Ø22	12Ø20	-	-
	$\rho=1,13\%$	$\rho=1,13\%$	$\rho=3,72\%$	$\rho=3,08\%$	$\rho=3,72\%$	$\rho=3,08\%$	-	-

<u>Πλαίσιο</u>	1		2		3		4	
<u>P2</u>	Εξωτερικό Αριστερά (Ext. Left)		Εσωτερικό Αριστερά (Int. Left)		Εσωτερικό Δεξιά (Int. Right)		Εξωτερικό Δεξιά (Ext. Right)	
<u>Όροφος</u>	<u>Ροπές και οπλισμοί στα κέντρα των κόμβων</u>	<u>Ροπές και οπλισμοί στις παρειές των κόμβων</u>	<u>Ροπές και οπλισμοί στα κέντρα των κόμβων</u>	<u>Ροπές και οπλισμοί στις παρειές των κόμβων</u>	<u>Ροπές και οπλισμοί στα κέντρα των κόμβων</u>	<u>Ροπές και οπλισμοί στις παρειές των κόμβων</u>	<u>Ροπές και οπλισμοί στα κέντρα των κόμβων</u>	<u>Ροπές και οπλισμοί στις παρειές των κόμβων</u>
1	164,50	71,59	306,86	124,90	306,60	124,69	164,34	71,45
	8Ø18	8Ø18	20Ø20	16Ø20	20Ø22	16Ø20	8Ø20	8Ø18
	$\rho=1,01\%$	$\rho=1,01\%$	$\rho=2,51\%$	$\rho=2,01\%$	$\rho=3,04\%$	$\rho=2,01\%$	$\rho=1,01\%$	$\rho=1,01\%$
2	142,26	96,28	671,93	455,36	672,77	455,97	142,64	96,54
	8Ø18	8Ø18	20Ø20	16Ø20	20Ø22	16Ø20	8Ø20	8Ø18
	$\rho=1,01\%$	$\rho=1,01\%$	$\rho=2,51\%$	$\rho=2,01\%$	$\rho=3,04\%$	$\rho=2,01\%$	$\rho=1,01\%$	$\rho=1,01\%$
3	185,57	129,93	489,59	341,50	499,00	347,99	195,45	136,87
	8Ø18	8Ø18	20Ø20	16Ø20	20Ø22	16Ø20	8Ø20	8Ø18
	$\rho=1,01\%$	$\rho=1,01\%$	$\rho=2,51\%$	$\rho=2,01\%$	$\rho=3,04\%$	$\rho=2,01\%$	$\rho=1,01\%$	$\rho=1,01\%$
4	106,10	74,31	462,10	323,66	482,92	338,19	125,70	88,05
	8Ø18	8Ø18	20Ø20	16Ø20	20Ø22	16Ø20	8Ø20	8Ø18
	$\rho=1,27\%$	$\rho=1,27\%$	$\rho=3,10\%$	$\rho=2,48\%$	$\rho=3,75\%$	$\rho=2,48\%$	$\rho=1,27\%$	$\rho=1,27\%$
5	140,88	98,68	311,93	218,44	323,91	226,84	153,46	107,47
	8Ø18	8Ø18	20Ø20	16Ø20	20Ø22	16Ø20	8Ø20	8Ø18
	$\rho=1,27\%$	$\rho=1,27\%$	$\rho=3,10\%$	$\rho=2,48\%$	$\rho=3,75\%$	$\rho=2,48\%$	$\rho=1,27\%$	$\rho=1,27\%$
6	44,85	33,66	317,49	237,89	272,44	203,68	-	-
	8Ø18	8Ø18	16Ø20	12Ø20	16Ø22	12Ø20	-	-
	$\rho=1,66\%$	$\rho=1,66\%$	$\rho=3,14\%$	$\rho=2,36\%$	$\rho=3,80\%$	$\rho=2,36\%$	-	-
7	50,24	38,47	192,54	147,86	139,54	107,20	-	-
	8Ø18	8Ø18	16Ø20	12Ø20	16Ø22	12Ø20	-	-
	$\rho=1,66\%$	$\rho=1,66\%$	$\rho=3,14\%$	$\rho=2,36\%$	$\rho=3,80\%$	$\rho=2,36\%$	-	-

Στο ακόλουθο σχήμα, παρουσιάζονται συγκριτικά οι καμπύλες αντοχής που προέκυψαν από στατική προσαυξητική ανάλυση. Αναμενόμενη είναι η αυξημένη υπεραντοχή, για το σχεδιασμό με βάση τα εντατικά μεγέθη στα κέντρα των κόμβων. Συγκεκριμένα, η υπεραντοχή στην περίπτωση αυτή εκτιμάται ως  $\Omega = \frac{V_{base}^{A_{top}=A_{top,des}}}{V_{base,des}} = \frac{4532,4}{2543,9} = 1,76$ . Για το φορέα που έχει σχεδιαστεί με τα εντατικά μεγέθη παρειάς εκτιμάται ως  $\Omega = \frac{V_{base}^{A_{top}=A_{top,des}}}{V_{base,des}} =$

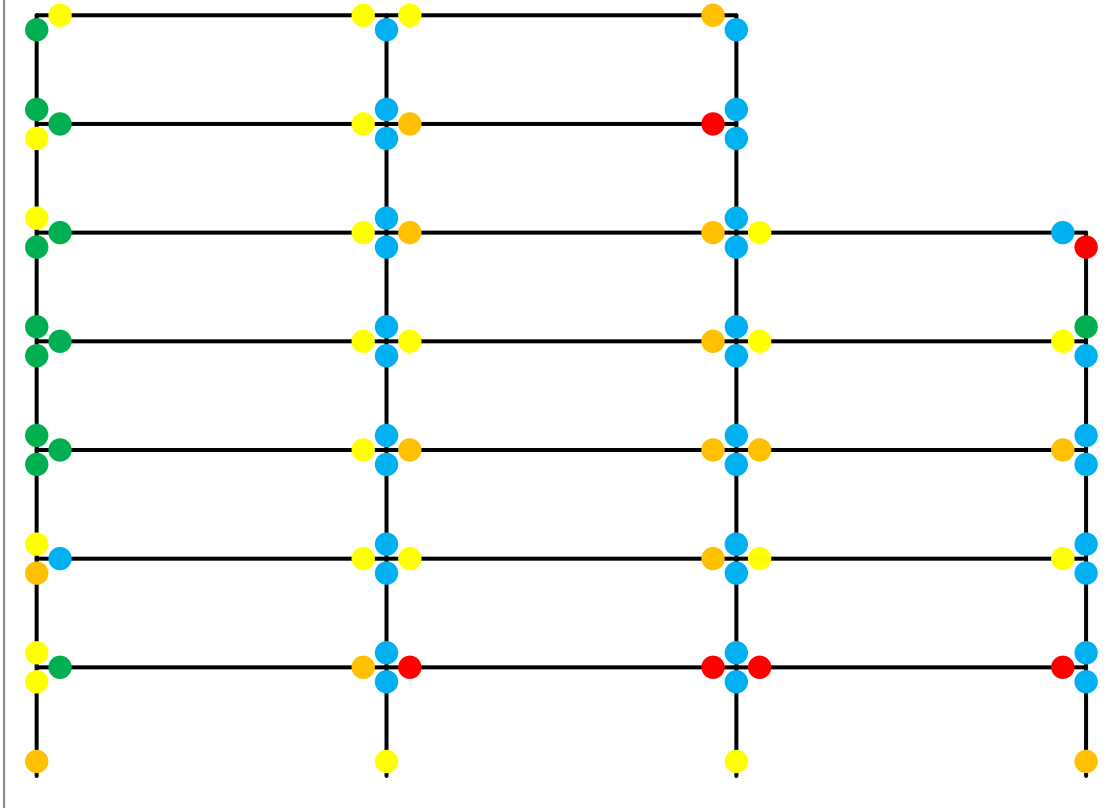
$\frac{3448,2}{2543,9} = 1,36$  , τιμή που κινείται στο αναμενόμενο εύρος υπεραντοχών για καινούρια κατασκευή.



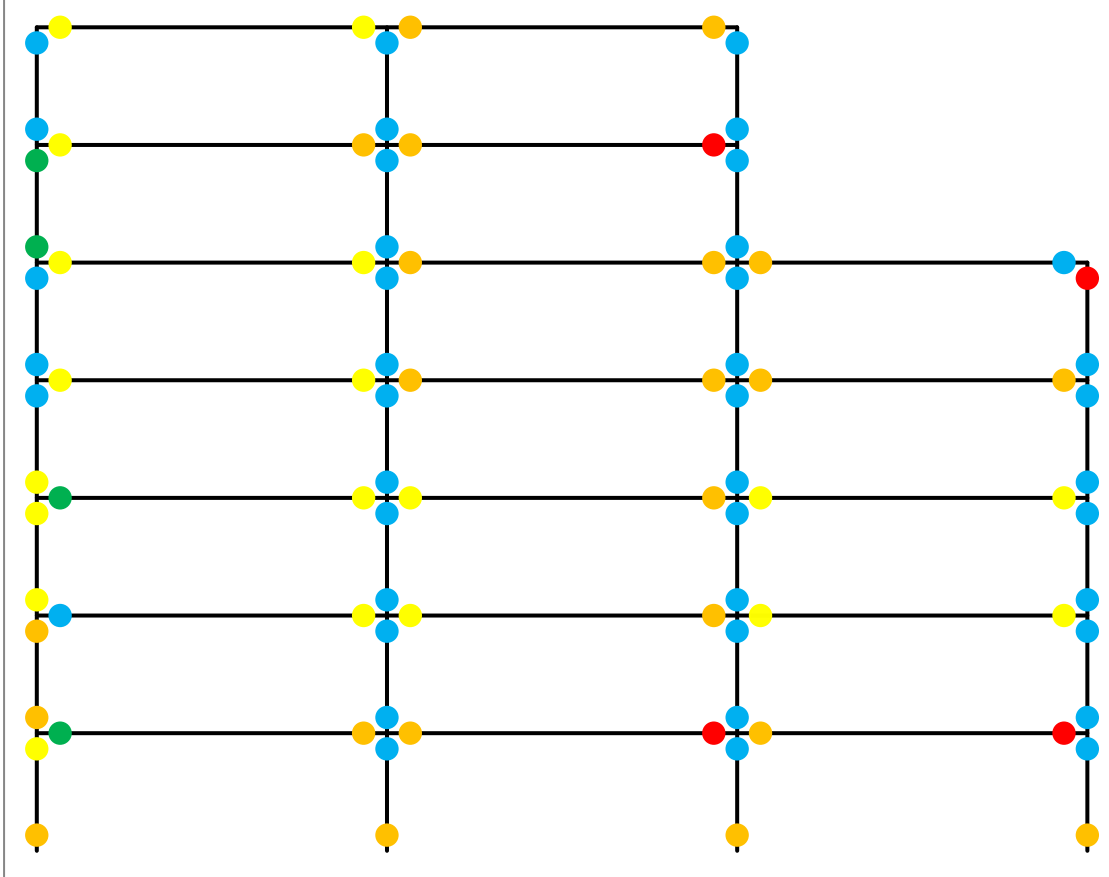
Διαφορές παρατηρούνται επίσης και στην πλαστικοποίηση των κρίσιμων περιοχών. Όπως φαίνεται και στην ενότητα 6.7, ο φορέας που έχει σχεδιαστεί με βάση τα εντατικά μεγέθη παρειάς παρουσιάζει μηχανισμό κατάρρευσης που ταυτίζεται σε μεγάλο βαθμό με τον επιθυμητό και προκαθορισμένο κατά το σχεδιασμό μηχανισμό: οι πλαστικές παραμορφώσεις συγκεντρώνονται στα άκρα των δοκών και στις βάσεις των υποστυλωμάτων του ισογείου, ενώ καθ' ύψος των υποστυλωμάτων δεν εμφανίζονται πλαστικές στροφές μεγαλύτερες από 0,5% και ο βαθμός πλαστικοποίησης των δοκών μειώνεται καθ' ύψος, όπως αναμενόταν από το σχεδιασμό. Δημιουργείται, δηλαδή, ένας πλήρης μηχανισμός δοκού, με εξαίρεση τον κόμβο κάτω από την εσοχή, όπου πλαστικοποιείται το υποστύλωμα.

Η εικόνα αυτή αντιστρέφεται στους φορείς που διαστασιολογήθηκαν με βάση τις εντάσεις από τα κέντρα των κόμβων. Οι πλαστικές στροφές είναι αυξημένες καθ' ύψος των υποστυλωμάτων (μέχρι και 1,5% για τα εφελκυόμενα υποστυλώματα), ενώ η καταπόνηση στις δοκούς είναι μειωμένη και περισσότερο ανομοιόμορφη. Δημιουργείται, επομένως ένας μικτός μηχανισμός κατάρρευσης. Στα ακόλουθα σχήματα φαίνονται τα στιγμιότυπα των πλαισίων με τις πλαστικές στροφές. Η χρωματική παλέτα είναι η ίδια με αυτή που χρησιμοποιήθηκε στην ενότητα 6.7.

Στιγμιότυπο πλαισίου P1 για  $\Delta t_{top} = \Delta t_{des} = 0,40m$



Στιγμιότυπο πλαισίου P2 για  $\Delta t_{top} = \Delta t_{des} = 0,40m$

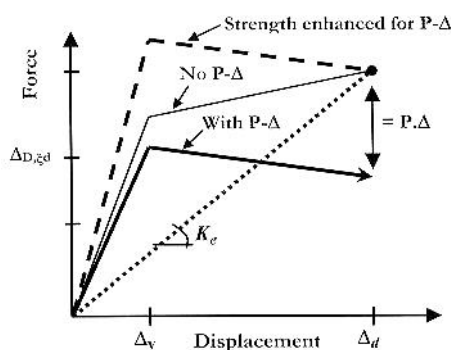


Η διαφοροποίηση αυτή στη συμπεριφορά πιθανώς αιτιολογείται από το γεγονός της σημαντικής ανομοιομορφίας στην όπλιση εσωτερικών και εξωτερικών υποστυλωμάτων. Παρατηρούμε, επομένως, μια σημαντική επίδραση των τιμών που επιλέγονται για τη διαστασιολόγηση των μελών, τόσο στην εφαρμογή του ικανοτικού σχεδιασμού, όσο και στην τελική όπλιση των υποστυλωμάτων. Οι προκύπτουσες διαφορές επηρεάζουν ουσιαστικά και απρόβλεπτα την ανελαστική απόκριση του πλαισίου.

## 8.2. Επιρροή Φαινομένων 2<sup>ης</sup> Τάξης

Μέχρι τώρα, τόσο στο σχεδιασμό όσο και στην ανάλυση, αγνοήθηκαν τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης, καθώς αναμένεται να μην είναι σημαντικά για ένα τυπικό επταώροφο πλαίσιο. Στην παρούσα παράγραφο θα ελεγχθεί η επιρροή της αγνόησης αυτής, τόσο στο σχεδιασμό, όσο και στην ανάλυση.

Οι Priestley et. al προτείνουν να επαυξάνεται η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού κατά ένα ποσό, ώστε να αντισταθμιστεί η πτωτική πορεία της καμπύλης ικανότητας. Εφόσον οι μετακινήσεις σχεδιασμού είναι γνωστές, μπορούν εξαρχής να υπολογιστούν οι πρόσθετες ροπές που δίνουν τα μετατοπισμένα κατακόρυφα φορτία. Εάν αυτές είναι σημαντικές, τότε η συνολική πλευρική δύναμη αντίστασης του φορέα μειώνεται, ώστε η συνολική ικανότητα αντίστασης του φορέα σε ροπές να είναι σταθερή. Λόγω της μείωσης της ανθιστάμενης τέμνουσας βάσης, αυξάνεται και η ενεργός δυσκαμψία. Ο σχεδιασμός θα πρέπει να είναι τέτοιος, ώστε η ενεργός δυσκαμψία του σχεδιαζόμενου φορέα να ταυτιστεί με την αυξημένη τιμή. Για να εκτιμηθεί η αύξηση αυτή, προστίθεται στην τέμνουσα βάσης σχεδιασμού μια ποσότητα ανάλογη με τις ροπές των μετατοπισμένων κατακόρυφων φορτίων. Η διαδικασία αυτή απεικονίζεται γραφικά στο παρακάτω σχήμα:



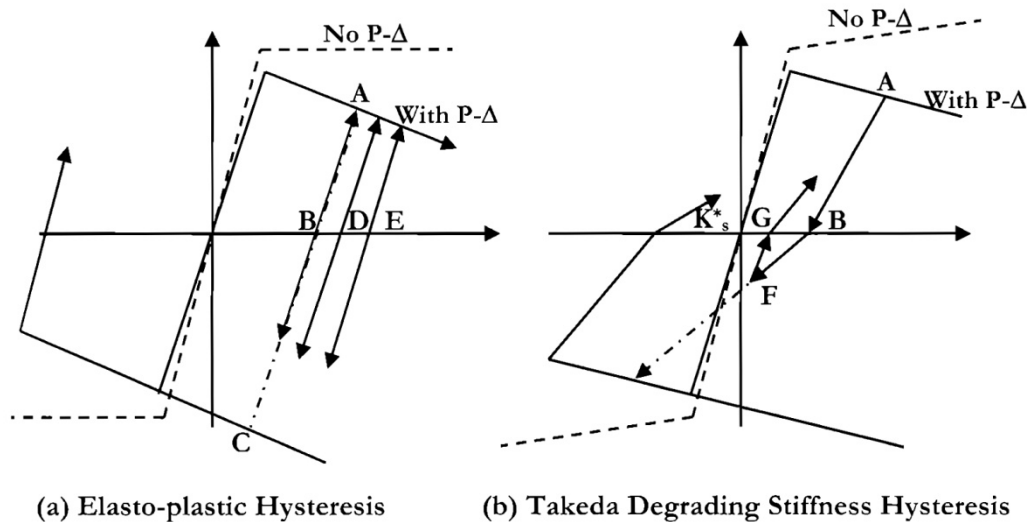
33 - Μεθοδολογία σχεδιασμού συνεκτιμώντας τα φαινόμενα 2ης τάξης

Η συνολική τέμνουσα βάσεως δίνεται, πλέον, από την εξής σχέση:

$$V_{base} = K_e \cdot \Delta_d + C \cdot \frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot \Delta_i}{H_e}$$

Ο συντελεστής C εξαρτάται από τον υστερητικό κανόνα που ακολουθεί το υλικό. Για κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, που ακολουθούν κανόνες όπως ο Takeda με στενούς

βρόγχους υστέρησης, είναι ιδιαίτερα συντηρητικό να χρησιμοποιείται ολόκληρη η πρόσθετη τέμνουσα βάση, οπότε υιοθετείται η τιμή  $C = 0,5$ . Το σκεπτικό πίσω από την επιλογή αυτή, αναλύεται συνοπτικά στη συνέχεια, με τη βοήθεια του ακόλουθου σχήματος:



34 - Επίδραση του κανόνα υστέρησης στην απόκριση με φαινόμενα 2ης τάξης

Ο ελαστοπλαστικός κανόνας υστέρησης είναι επιρρεπής στη συγκεντρωτική αύξηση των μετακινήσεων προς μια κατεύθυνση, μετά την πρώτη διαρροή. Η κατασκευή είναι πιο δύσκολο να φτάσει στο αντίθετο όριο διαρροής, καθώς απαιτείται μεγαλύτερο επίπεδο ελαστικής απόκρισης. Έτσι συνεχίζονται οι αποφορτίσεις – επαναφορτίσεις προς μια κατεύθυνση με συνεχή αύξηση των μετακινήσεων. Για το λόγο αυτό, είναι απαραίτητη η συμπερίληψη όλης της πρόσθετης τέμνουσας βάσης για κατασκευές που υπακούουν σε κανόνες υστέρησης όπως ο ελαστοπλαστικός. Τέτοιες κατασκευές είναι οι μεταλλικές, για τις οποίες υιοθετείται  $C = 1$ . Κάτι τέτοιο δε συμβαίνει με κανόνες υστέρησης όπως ο Takeda. Η κλίση του κλάδου αποφόρτισης – επαναφόρτισης είναι μικρότερη από την ελαστική, οπότε οι μετακινήσεις μειώνονται περισσότερο σε σχέση με τον ελαστοπλαστικό κανόνα, όπου η κλίση είναι ίδια με την ελαστική. Σε επόμενους κύκλους φόρτισης, υπάρχει συνεχής μείωση των παραμενουσών μετακινήσεων, εξαιτίας και της θετικής κλίσης του μετελαστικού κλάδου, που αντιπαλεύει και την απώλεια αντοχής. Είναι, έτσι, αποδεκτό, να μην συμπεριληφθεί ολόκληρη η πρόσθετη τέμνουσα βάση, λόγω των ροπών 2<sup>ης</sup> τάξης.

Σε περίπτωση που ο δείκτης ευστάθειας του ισοδύναμου μονοβαθμίου δεν υπερβαίνει το 5%, η επιρροή των φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης μπορεί να αγνοηθεί. Ο δείκτης ευστάθειας δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\theta_{P-\Delta} = \frac{P \cdot \Delta}{V \cdot H} = \frac{m_e \cdot g \cdot \Delta}{K_e \cdot \Delta \cdot H_e} = \frac{m_e \cdot g}{K_e \cdot H_e}$$

	Πλαίσιο P1	Πλαίσιο P2
Δρώσα μάζα $m_e$ ( $kN \cdot m^{-1} \cdot s^2$ )	342	459

Ενεργός ιδιοπερίοδος $T_e$ (s)	2,68	2,69
Ενεργός δυσκαμψία $K_e$ ( $kN \cdot m^{-1}$ )	1876,3	2511,7
Ισοδύναμο ύψος $H_e$ (m)	13,754	13,77
Δείκτης ευστάθειας $\theta_{P-\Delta}$	13,02% $\nless 5\%$	13,03% $\nless 5\%$

Επομένως, τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης θα έπρεπε να συμπεριληφθούν στο σχεδιασμό. Ο δείκτης ευστάθειας, διατηρείται αρκετά μικρότερος από το 30%. Η τιμή αυτή θεωρείται πως εξασφαλίζει θετική κλίση στο μετελαστικό κλάδο του κανόνα υστέρησης, τουλάχιστον ίση με 5% της αρχικής δυσκαμψίας, που εγγυάται σταθεροποιημένη δυναμική απόκριση με μικρή αύξηση στις μετακινήσεις σε σχέση με τις αναλύσεις χωρίς φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης.

Για πλαίσια, ο δείκτης ευστάθειας διατυπώνεται πιο εξειδικευμένα για κάθε στάθμη χωριστά, όπου ισχύει το ίδιο μέγιστο όριο του 30%. Αναλυτικότερα:

$$\theta_{P-\Delta,i} = \frac{P_i \cdot (\Delta_i - \Delta_{i-1})}{V_{d,i} \cdot (h_i - h_{i-1})} = \frac{m_i \cdot g \cdot (\Delta_i - \Delta_{i-1})}{V_{d,i} \cdot (h_i - h_{i-1})}$$

Οι υπολογισμοί συνοψίζονται στον ακόλουθο πίνακα:

		<u>Πλαίσιο P1</u>				<u>Πλαίσιο P2</u>			
Όροφος και Ύψος $H_i$ (m)	Μετακίνηση $\Delta_i$ (m)	Σχετική Μετακίνηση $\Delta_i - \Delta_{i-1}$ (m)	Μάζα $m_i$ (t)	Τέμνουσα Βάσης ορόφου (kN)	$\theta_{P-\Delta,i}$	Μάζα $m_i$ (t)	Τέμνουσα Βάσης ορόφου (kN)	$\theta_{P-\Delta,i}$	
1	3	0,075	65	543,61	2,93%	87	728,34	2,93%	
2	6	0,144	65	519,57	2,84%	87	696,22	2,84%	
3	9	0,208	65	473,28	2,87%	87	634,36	2,87%	
4	12	0,267	65	406,51	3,05%	87	545,13	3,04%	
5	15	0,319	65	321,05	3,49%	87	430,92	3,48%	
6	18	0,367	43	218,67	3,04%	58	294,11	3,05%	
7	21	0,408	43	140,93	4,16%	58	189,42	4,17%	

Άρα και οι επιμέρους δείκτες των ορόφων βρίσκονται εντός των ορίων και καταδεικνύουν μικρή επιρροή των φαινομένων 2ης τάξης. Ο υπολογισμός της πρόσθετης τέμνουσας βάσεως συνοψίζεται στον ακόλουθο πίνακα:

		<u>Πλαίσιο P1</u>		<u>Πλαίσιο P2</u>	
Όροφος	Μετακίνηση $\Delta_i$ (m)	Μάζα $m_i$ (t)	$P_i \cdot \Delta_i$	Μάζα $m_i$ (t)	$P_i \cdot \Delta_i$
1	0,075	65	47,82	87	64,01
2	0,144	65	91,82	87	122,90
3	0,208	65	132,63	87	177,52
4	0,267	65	170,25	87	227,88
5	0,319	65	203,41	87	272,26
6	0,367	43	154,81	58	208,82

7	0,408	43	172,11	58	232,14
		Αθροίσματα:	972,86		1305,52
		$\sum_{i=1}^n P_i \cdot \Delta_i / H_e$	70,73		94,81

Επομένως η συνολική πρόσθετη τέμνουσα βάσης είναι

$$V_{P-\Delta} = C \cdot \frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot \Delta_i}{H_e} = 0,5 \cdot (70,73 + 94,81) = 0,5 \cdot 165,54 = 82,77 \text{ kN.}$$

Η τέμνουσα βάσης που υπολογίζεται αγνοώντας τα φαινόμενα P-Δ ανέρχεται σε  $V_{base} = K_e \cdot \Delta_d = 1271,96 \text{ kN}$ . Η πρόσθετη δύναμη είναι, δηλαδή, το 6,51% αυτής. Στη συνέχεια ακολουθήθηκε ξανά η διαδικασία του κεφαλαίου 3, ώστε να αξιολογηθούν οι διαφορές που τυχόν θα προκύψουν στην όπλιση. Το αποτέλεσμα της διαδικασίας αυτής συνοψίζεται παρακάτω. Στον πρώτο πίνακα, απεικονίζονται οι διαφορές στις οπλίσεις των δοκών. Παρατηρούμε ότι οι ροπές στα άκρα των δοκών αυξάνονται ελάχιστα, απαιτώντας σε ελάχιστες θέσεις αμελητέα αύξηση του οπλισμού (κατά ένα σίδηρο).

Όροφος	Ύψος και πλάτος δοκού (m)	Σχεδιασμός με τα φαινόμενα 2 <sup>ης</sup> τάξης				Σχεδιασμός χωρίς τα φαινόμενα 2 <sup>ης</sup> τάξης			
		Πλαίσιο P1		Πλαίσιο P2		Πλαίσιο P1		Πλαίσιο P2	
		M (kNm)	Οπλισμός	M (kNm)	Οπλισμός	M (kNm)	Οπλισμός	M (kNm)	Οπλισμός
1	0,70 - 0,30	300,14	4Ø18	318,33	4Ø18	263,13	3Ø18	304,87	4Ø18
2	0,70 - 0,30	404,44	5Ø18	450	6Ø18	364,09	5Ø18	431,62	5Ø18
3	0,60 - 0,30	298,31	5Ø18	355,95	5Ø18	283,45	4Ø18	340,26	5Ø18
4	0,60 - 0,30	247,15	4Ø18	291,99	4Ø18	242,19	4Ø18	280,27	4Ø18
5	0,60 - 0,30	196,68	3Ø18	247,83	4Ø18	194,55	3Ø18	236,07	4Ø18
6	0,50 - 0,30	204,56	4Ø18	239,49	4Ø18	189,6	4Ø18	227,49	4Ø18
7	0,50 - 0,30	80,59	2Ø18	93,86	2Ø18	76,4	2Ø18	89,51	2Ø18

Στις βάσεις των υποστυλωμάτων του ισογείου, η εικόνα είναι ανάλογη:

<u>Ροπές Αντοχής Βάσεων Υποστυλωμάτων (kNm)</u>		<u>Υποστώλωμα</u>			
		1	2	3	4
<u>Σχεδιασμός με τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης</u>	Πλαίσιο P1	202,65	405,30	405,30	202,65
	Πλαίσιο P2	271,52	543,05	543,05	271,52
<u>Σχεδιασμός χωρίς τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης</u>	Πλαίσιο P1	190,26	380,53	380,53	190,26
	Πλαίσιο P2	254,92	509,84	509,84	254,92

Οι ροπές καθ' ύψος των υποστυλωμάτων μετά την εφαρμογή του ικανοτικού αυξάνονται ελαφρώς, όχι τόσο ώστε να απαιτηθεί αύξηση στον οπλισμό. Οι αξονικές δυνάμεις μεταβάλλονται επίσης ελάχιστα, κάτι που μπορεί να εξηγηθεί και από σφάλματα σύγκλισης κατά την επαναληπτική διαδικασία υπολογισμού των εντατικών μεγεθών. Συγκεκριμένα, παντού τοποθετήθηκαν τα ίδια σίδερα, εκτός από τον 4<sup>ο</sup> και 5<sup>ο</sup> όροφο του εσωτερικού αριστερά υποστυλώματος του πλαισίου P1, όπου τοποθετήθηκαν 16Ø20 αντί για 12. Παρακάτω απεικονίζονται συγκριτικά οι ροπές καθ' ύψος των υποστυλωμάτων μετά την εφαρμογή του ικανοτικού σχεδιασμού.

<u>Πλαίσιο</u> <u>P1</u>	1		2		3		4	
	Εξωτερικό Αριστερά (Ext. Left)		Εσωτερικό Αριστερά (Int. Left)		Εσωτερικό Δεξιά (Int. Right)		Εξωτερικό Δεξιά (Ext. Right)	
<u>Όροφος</u>	<u>Με τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης</u>	<u>Χωρίς τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης</u>	<u>Με τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης</u>	<u>Χωρίς τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης</u>	<u>Με τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης</u>	<u>Χωρίς τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης</u>	<u>Με τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης</u>	<u>Χωρίς τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης</u>
1	57,26	53,93	98,92	92,68	98,82	92,59	57,13	53,84
2	41,06	51,45	392,94	355,48	392,47	355,68	40,57	51,59
3	106,63	96,38	269,07	256,31	273,29	260,31	110,90	100,43
4	44,76	43,93	273,89	255,88	282,80	263,63	53,31	51,37
5	83,73	70,47	170,49	167,68	174,75	172,22	87,95	74,86
6	12,42	15,60	188,26	176,89	175,54	160,81	-	-
7	20,80	18,74	115,76	108,66	93,42	88,53	-	-

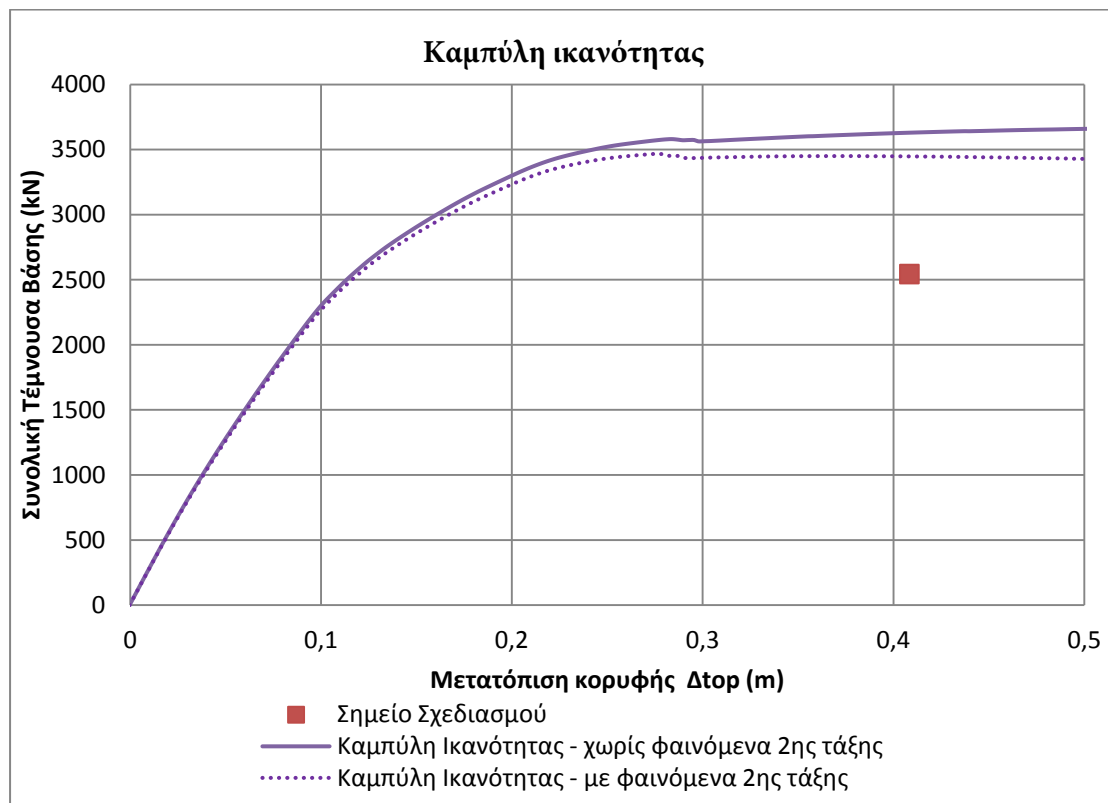
<u>Πλαίσιο</u> <u>P2</u>	1		2		3		4	
	Εξωτερικό Αριστερά (Ext. Left)		Εσωτερικό Αριστερά (Int. Left)		Εσωτερικό Δεξιά (Int. Right)		Εξωτερικό Δεξιά (Ext. Right)	
<u>Όροφος</u>	<u>Με τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης</u>	<u>Χωρίς τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης</u>	<u>Με τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης</u>	<u>Χωρίς τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης</u>	<u>Με τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης</u>	<u>Χωρίς τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης</u>	<u>Με τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης</u>	<u>Χωρίς τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης</u>
1	76,26	71,59	133,03	124,90	132,78	124,69	76,12	71,45
2	107,30	96,28	479,97	455,36	480,89	455,97	107,78	96,54
3	139,56	129,93	362,11	341,50	369,43	347,99	147,45	136,87



4	81,67	74,31	341,46	323,66	357,76	338,19	97,00	88,05
5	106,10	98,68	231,05	218,44	240,58	226,84	116,18	107,47
6	37,93	33,66	253,37	237,89	214,88	203,68	-	-
7	42,70	38,47	157,53	147,86	112,40	107,20	-	-

Συμπερασματικά, η επίδραση των φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης είναι επουσιώδης και η παράλειψή τους κατά το σχεδιασμό δε δημιουργεί σημαντικό σφάλμα.

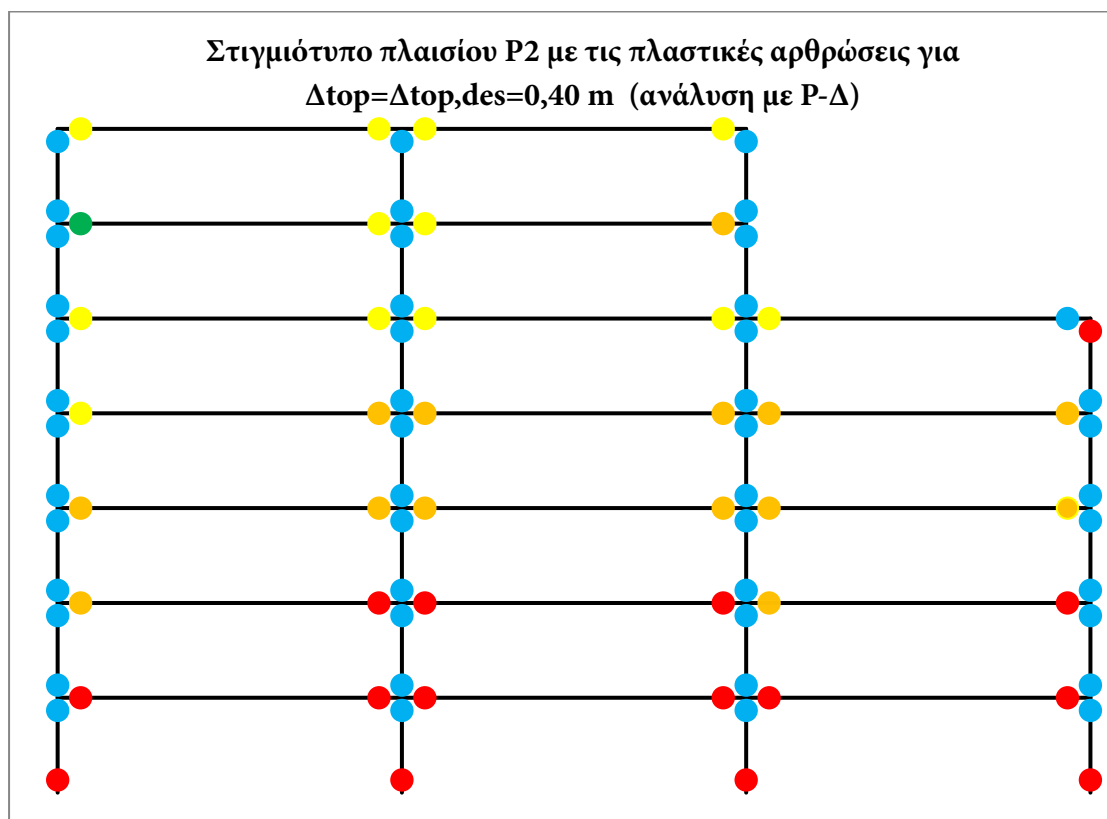
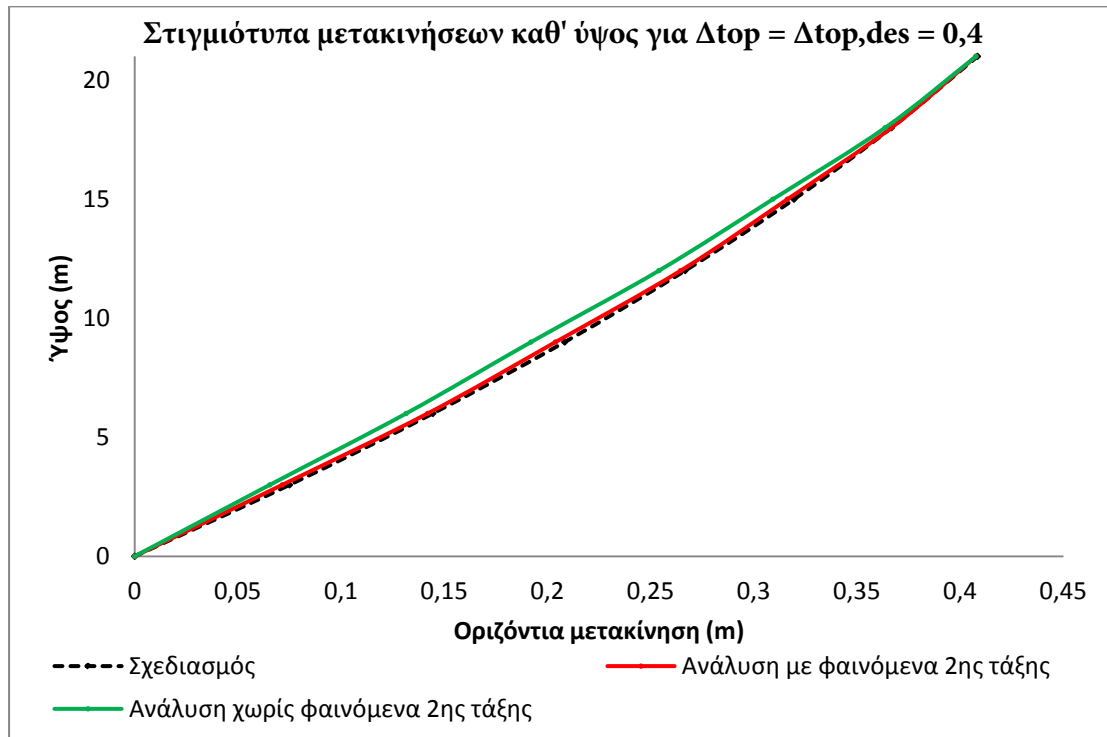
Στο OpenSees, τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξεως λαμβάνονται υπ' όψιν μέσω του μετασχηματισμού των δυνάμεων από το τοπικό στο καθολικό σύστημα συντεταγμένων. Εκτελέστηκαν επιπλέον αναλύσεις στις οποίες χρησιμοποιήθηκε ο μετασχηματισμός "PDelta", αντί του απλού γραμμικού ("Linear"). Για πλαίσια σχεδιασμένα χωρίς την επιρροή των φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης, απεικονίζονται συγκριτικά οι καμπύλες ικανότητας στο ακόλουθο σχήμα:



Παρατηρείται η αναμενόμενη πτωτική πορεία της καμπύλης ικανότητας, που όμως, ποσοτικά, δεν είναι ιδιαίτερα έντονη. Συγκεκριμένα, για μετατόπιση κορυφής  $\Delta_{top} = \Delta_{top,des} = 0,40 \text{ m}$  παρατηρείται διαφορά στην τέμνουσα βάσης ίση με  $\Delta V_{base} = 181,68 \text{ kN}$ , ποσότητα περίπου ίση με τη συνολική πρόσθετη τέμνουσα βάσης λόγω των ροπών 2<sup>ης</sup> τάξης που υπολογίστηκε παραπάνω για το σχεδιασμό (165,54 kN).

Αναφορικά με τα παραμορφωσιακά μεγέθη, παρατηρείται εντονότερη καταπόνηση των μελών, οπότε και λιγότερη υστέρηση σε σχέση με τις μετακινήσεις σχεδιασμού,

συγκριτικά με τις αναλύσεις χωρίς φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης. Το συμπέρασμα αυτό αποτυπώνεται εύλωττα στο ακόλουθα στιγμιότυπα μετακινήσεων και πλαστικών στροφών. Συμπεραίνουμε, λοιπόν, πως η συνεκτίμηση των φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης κατά τη διαστασιολόγηση δεν προσφέρει κάποιο ιδιαίτερο συγκριτικό πλεονέκτημα, αλλά κατά την ανάλυση δίνει ρεαλιστικότερα αποτελέσματα.



## 9. Συμπεράσματα

Σκοπός της παρούσας εργασίας ήταν να διαπιστωθεί η εφαρμοσιμότητα της γενικής μεθόδου αντισεισμικού σχεδιασμού βάσει μετακινήσεων για ένα πλαίσιο με εσοχές, χωρίς ρητή συνεκτίμηση της ακανονικότητας στο σχεδιασμό. Η προτεινόμενη μεθοδολογία δέχεται ως «είσοδο» την παραμορφωσιακή εικόνα της κατασκευής για δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας και εξάγει την απαιτούμενη πλευρική αντίσταση (τέμνουσα βάσης). Στη συνέχεια, υπολογίζεται η απαιτούμενη αντοχή στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων και εφαρμόζεται ο ικανοτικός σχεδιασμός.

Βασικό κριτήριο, λοιπόν, της επιτυχίας της μεθόδου είναι κατά πόσον η παραμορφωσιακή εικόνα που λαμβάνουμε μέσω μη γραμμικών αναλύσεων, ταυτίζεται με την προβλεπόμενη από το σχεδιασμό. Με αναφορά στο συγκεντρωτικό διάγραμμα της ενότητας 8.2, παρατηρούμε πως η στατική προσαυξητική ανάλυση έδωσε προφίλ μετακινήσεων σχεδόν ταυτόσημο με του σχεδιασμού. Αναλυτικότερη παρατήρηση των διαγραμμάτων για τα drift στην ενότητα 6.2, δείχνει μικρές αποκλίσεις από το σχεδιασμό. Οι διαφορές αυτές είναι εντονότερες στην περίπτωση των δυναμικών αναλύσεων. Η υστέρηση που παρατηρείται στις μετακινήσεις, ιδιαίτερα των πρώτων ορόφων, είναι αναμενόμενη, καθώς ο απαιτούμενος οπλισμός των βάσεων των υποστυλωμάτων αυξήθηκε για να ικανοποιούνται οι διατάξεις του ικανοτικού σχεδιασμού. Στους τελευταίους ορόφους, αναμένεται σημαντική επίδραση των ανώτερων ιδιομορφών ταλάντωσης, λόγω της εσοχής, άρα και εντονότερες αποκλίσεις από το σχεδιασμό. Κάτι τέτοιο επιβεβαιώνεται από τις δυναμικές αναλύσεις. Η στατική προσαυξητική δεν έδειξε σημαντικές διαφοροποιήσεις, σε σχέση με το σχεδιασμό. Αντίθετα, ορισμένες από τις εξεταζόμενες σεισμικές καταγραφές καταπόνησαν ιδιαίτερα τους πάνω ορόφους και έδωσαν drift μέχρι και διπλάσια από του σχεδιασμού, όπως φαίνεται και από τα διαγράμματα της ενότητας 7.4.5. Επισημαίνεται, επίσης, πως σε καμία καταγραφή δεν υπερβλήθησαν οι τιμές των απόλυτων μετακινήσεων του σχεδιασμού. Χωρίς τον ταυτόχρονο έλεγχο των drift, είναι εύκολο να παραβλεφθεί η υπέρβαση του σχεδιασμού. Ακόμα, οι παραμένουσες μόνιμες μετακινήσεις που παρατηρήθηκαν σε ορισμένες καταγραφές είναι στα όρια του Πρότυπου Κανονισμού DBD12 για επιδιορθώσιμες βλάβες. Παρατηρούνται, επίσης, και φαινόμενα «μαστιγίου», όπως φαίνεται και στην ενότητα 7.4.4. Παρά τις επιμέρους αποκλίσεις, μπορούμε να πούμε πως η μέθοδος δίνει κατ' αρχήν αποδεκτά αποτελέσματα.

Αναφορικά με τα εντατικά μεγέθη των μελών, η μέθοδος προβλέπει ικανοποιητικά την εξέλιξη τους κατά τις δυναμικές αναλύσεις. Όπως φαίνεται και στις ενότητες 6.4 και 7.4.7, η μέση κλίση της διαδρομής ισορροπίας των υποστυλωμάτων και οι ακραίες τιμές, βρίσκονται σε καλή συμφωνία με την προβλεπόμενη από το σχεδιασμό πορεία. Στην ενότητα 7.4.8, οι βρόχοι υστερήσεως παρουσιάζουν την αναμενόμενη για υποστυλώματα στένωση. Σημαντική, όμως, είναι η γενικότερη υποεκτίμηση της τιμής της ικανοτικής τέμνουσας. Η απουσία διατμητικής αστοχίας, οφείλεται στην τήρηση των αποστάσεων που ορίζει ο Ευρωκώδικας 8.

Η τέμνουσα βάσεως γενικά βρίσκεται εντός των σχεδιαστικών ορίων. Όπως δείχνουν και τα διαγράμματα της ενότητας 7.4.1, οι υπεραντοχές της κατασκευής επιστρατεύονται μόνο στιγμιαία. Η τιμή του συντελεστή υπεραντοχής που υπολογίζεται από την στατική ανάλυση βρίσκεται στα αναμενόμενα όρια για καινούρια πλαίσια και η καμπύλη αντοχής αποτελεί μια καλή περιβάλλουσα των δυναμικών αναλύσεων (ενότητα 7.4.6). Αξιοσημείωτη είναι και η μικρή διαφορά στην τιμή της μετακίνηση κορυφής σχεδιασμού σε σχέση με την μετακίνηση-στόχο της μεθόδου συντελεστών του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Σκόπιμο είναι να εξεταστεί επίσης, η κατανομή και το εύρος των πλαστικών παραμορφώσεων που προβλέπονται από τη μεθοδολογία σε επίπεδο διατομής και μελών. Εφόσον το προφίλ μετακινήσεων παρουσιάζει μεγάλη ταύτιση με το σχεδιασμό αναμένεται και η χωρική κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων στο πλαίσιο να είναι ικανοποιητική. Όπως φαίνεται και από τα σχήματα των ενότητων 6.7 και 8.2, δημιουργείται πλήρης μηχανισμός δοκού, με ελάχιστη πλαστικοποίηση των υποστυλωμάτων (εκτός βέβαια από τις βάσεις τους στο ισόγειο), με μοναδική εξαίρεση τον κόμβο ακριβώς κάτω από την εσοχή. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων παρουσιάζουν αντιστοιχία με ό,τι παρατηρήθηκε για τις μετακινήσεις. Από τη στατική ανάλυση προέκυψε υπέρβαση του σχεδιασμού, αμελητέα για τους πρώτους ορόφους (περίπου 1%), ενώ οι δυναμικές αναλύσεις έδωσαν στροφές μικρότερες από το σχεδιασμό. Στους μεσαίους ορόφους οι υπερβάσεις αυξάνονται, ενώ παρατηρούνται πλέον υπερβάσεις και σε μερικές δυναμικές αναλύσεις. Στους τελευταίους ορόφους οι υπερβάσεις είναι σημαντικές σε όλες τις περιπτώσεις, με στροφές που υπερβαίνουν το διπλάσιο του σχεδιασμού. Γενικά, όλες οι πλαστικές στροφές που παρατηρήθηκαν ήταν μικρότερες από τη μέγιστη ικανότητα πλαστικής στροφής που υπολογίζεται με τους τύπους του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Μοναδική εξαίρεση αποτελούν οι μέγιστες στροφές που παρατηρήθηκαν σε κάποιες δυναμικές αναλύσεις στις δοκούς των 2 τελευταίων ορόφων.

Είναι σημαντικό να τονιστεί, πως η μεθοδολογία δεν προβλέπει έλεγχο βάσει της πλαστικής στροφής. Θεωρείται πως ο έλεγχος των βλαβών θα επιτευχθεί μέσω του καθορισμού των μετακινήσεων για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας στη μέγιστη απόκριση της κατασκευής και του έλεγχου συμμορφώσεως με αυτό το κριτήριο. Στη συνέχεια, για την ορθή διαστασιολόγηση των μελών με βάση τις μη γραμμικές ιδιότητες των υλικών, καθορίζονται, για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας, μέγιστες τροπές για τις ακραίες ίνες των διατομών. Ο έλεγχος γίνεται, δηλαδή, σε όρους καμπυλοτήτων. Εξαίρεση στον κανόνα αυτό αποτελούν, κατά τον Πρότυπο Κανονισμό, κατασκευές από τοιχοποιία, γέφυρες, ξύλινα πάνελ και σύνδεσμοι σε έκκεντρα συνδεδεμένες κατασκευές, για τις οποίες δίνονται όρια πλαστικών στροφών χορδής, αναγνωρίζοντας το γεγονός ότι είναι πιο βολικό να σχεδιάζονται αυτές οι κατασκευές για μέγιστη στροφή χορδής. Τυπικές κτηριακές κατασκευές, τόσο από χάλυβα, όσο και από οπλισμένο σκυρόδεμα, όπως η εξεταζόμενη στην παρούσα εργασία, σχεδιάζονται για μέγιστη καμπυλότητα στις διατομές των πλαστικών αρθρώσεων. Η μετατροπή των ορίων καμπυλότητας σε όρια στροφής έγινε τροποποιώντας τη διαδικασία που περιγράφεται στο

σύγγραμμα της μεθόδου και εφαρμοζόταν για βάθρα γεφυρών. Αν και η εφαρμογή της μεθοδολογίας αυτή έδωσε γενικώς ικανοποιητικά αποτελέσματα για τις δοκούς, στις βάσεις των υποστυλωμάτων οι πλαστικές στροφές σχεδιασμού βρέθηκαν πολύ κοντά στη μέγιστη ικανότητα κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. και σε ορισμένες περιπτώσεις την υπερέβη. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων, ιδιαίτερα των δυναμικών, δεν προσέγγισαν την τιμή αυτή. Διαπιστώνεται, συνεπώς, διαφορετική φιλοσοφία ανάμεσα στην προτεινόμενη σχεδιαστική πρακτική και στις ισχύουσες αρχές με βάση τις οποίες εκτελείται ο έλεγχος. Θα πρέπει, επομένως, για την πλήρη εναρμόνιση της μεθοδολογίας, να προταθούν ρητά όρια πλαστικών στροφών ή σαφέστερη μεθοδολογία υπολογισμού των πλαστικών στροφών στις βάσεις των υποστυλωμάτων βάσει καμπυλοτήτων.

Συμπερασματικά, ο σχεδιασμός επίπεδων πλαισίων με εσοχή με τη γενική μεθοδολογία είναι ικανοποιητικός. Τα ορθά εντατικά μεγέθη προβλέπονται με ικανοποιητική ακρίβεια. Περεταίρω διερεύνηση απαιτείται για τον ικανοποιητικό υπολογισμό των ικανοτικών τεμνουσών. Οι πλαστικές στροφές, παρά τις κάποιες τοπικές υπερβάσεις, υπολείπονται και πάλι από τη μέγιστη ικανότητα πλαστικής στροφής. Η συνολική παραμορφωσιακή εικόνα του φορέα εμφανίζει κάποιες αποκλίσεις, δικαιολογημένες ως προς ένα βαθμό. Οφείλει, βέβαια, να εξεταστεί αναλυτικότερα η επίδραση της εσοχής στην ταλάντωση του κτηρίου, καθώς οι υπερβάσεις στην περιοχή αυτή ήταν σημαντικές σε ορισμένες αναλύσεις. Επομένως, οι υπάρχουσες διατάξεις για πλαισιακούς φορείς από οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελούν μια καλή βάση για τον ορθό σχεδιασμό πλαισίων με εσοχή.

## Παράρτημα

Στο παρόν παράρτημα παρατίθεται ο βασικός κώδικας που χρησιμοποιήθηκε στην εργασία. Για τις ανάγκες της στατικής επίλυσης του φορέα κατά τη φάση σχεδιασμού, είναι απαραίτητη μια επαναληπτική διαδικασία μέχρις ότου να συγκλίνει η δυσκαμψία, όπως περιγράφηκε στις ενότητες 2.8 και 4.10. Το βασικό τμήμα του κώδικα γράφτηκε σε γλώσσα Tcl στο OpenSEES, ώστε να γίνονται εκεί οι απαραίτητες στατικές επιλύσεις. Επειδή η Tcl είναι γλώσσα για προγραμματισμό σεναρίων και αντιλαμβάνεται, πρωτογενώς, τα ψηφία ως συμβολοσειρές και δε διαχειρίζεται εύκολα μητρώα αριθμών, κρίθηκε σκόπιμο ο κύριος όγκος των αριθμητικών πράξεων να γραφτεί σε Matlab, ο οποίος θα καλείται μέσα από το βασικό πρόγραμμα (αρχείο DBD.tcl). Έτσι, γράφτηκε υποπρόγραμμα που εκτελεί τη διαδικασία του αντισεισμικού σχεδιασμού (αρχείο DB\_FrameAnalysis\_DisplIter.m), καθώς και τμήματα που υπολογίζουν τις δυσκαμψίες των μελών για την επόμενη επανάληψη (αρχεία getIbeam.m & getIcol.m) και ελέγχουν τη σύγκλιση (αρχείο getConv.m). Το μειονέκτημα της προσέγγισης αυτής είναι η μικρή ταχύτητα εκτέλεσης του προγράμματος. Όλα τα απαραίτητα δεδομένα εισόδου, διαβάζονται από κατάλληλα διαμορφωμένα αρχεία.

### Αρχείο DBD.tcl

```
#Ελαστική επίλυση πλαισίων με επαναληπτική σύγκλιση της δυσκαμψίας κατά DBD
#Διαστάσεις: kN - m - s
#Καθολικοί άξονες: X - οριζόντιος & Y - κατακόρυφος
wipe;
#
#
#Ορισμός διαδικασιών
#
#Ορισμός κόμβων
proc makeNodes {nos stbs nob Lb hs} {;
    #αρίθμηση από αριστερά προς τα δεξιά και από κάτω προς τα πάνω
    set non 1;
    for {set st 0} {$st<=$nos} {incr st 1} {;
        if {$st<=$stbs} {;
            for {set x 0} {$x<=[expr $nob*$Lb]} {incr x $Lb} {;
                set y [expr $st*$hs];
                node [expr $non] $x $y -mass 0 0 0;
                puts "node $non coordinates $x $y";
                set non [expr $non+1];
            };
        } else {;
            for {set x 0} {$x<=[expr ($nob-1)*$Lb]} {incr x $Lb} {;
                set y [expr $st*$hs];
                node [expr $non] $x $y -mass 0 0 0;
                puts "node $non coordinates $x $y";
                set non [expr $non+1];
            };
        };
    };
};
#
#Ορισμός συνοριακών συνθηκών
#fix $node DX DY RZ
foreach n {1 2 3 4} {;
    fix $n 1 1 0;
};
};
#
#Ορισμός ζητούμενων αποτελεσμάτων
```

```

proc makeRecorders {collTag noel} {;
    recorder Element -file BeamF.out -eleRange 1 [expr $collTag-1]
globalForce;
    recorder Element -file ColF.out -eleRange $collTag $noel globalForce;
};
#
#Ορισμός Φόρτισης
proc makeLatLoads {cfr} {;
    pattern Plain 1 Linear {;
        #Εισαγωγή δυνάμεων
        set fID [open DistrForces.dat];
        set fileData [read $fID];
        close $fID;
        set TotFList [split $fileData "\n"];
        set CfrFList [lindex $TotFList [expr $cfr-1]];
        #εφαρμογή οριζόντιας φόρτισης κατ'όροφο
        set i 0;
        foreach n {5 9 13 17 21 25 28} {;
            # node Fx Fy Mz
            load $n [lindex $CfrFList $i] 0.0 0.0;
            puts "node $n with lateral load [lindex $CfrFList $i]";
            set i [expr $i+1];
        };
        #Εισαγωγή ροπών βάσεων υποστρωμάτων
        set fID [open ColBaseMomentCapac.dat];
        set fileData [read $fID];
        close $fID;
        set TotMList [split $fileData "\n"];
        set CfrMList [lindex $TotMList [expr $cfr-1]];
        #εφαρμογή ροπών στους κόμβους
        foreach n {1 2 3 4} {;
            load $n 0.0 0.0 [lindex $CfrMList [expr $n-1]];
            puts "node $n with M [lindex $CfrMList [expr $n-1]]";
        };
    };
};
#
#Καθορισμός παραμέτρων ανάλυσης
proc defAnalysis {} {;
    set Tol 1.0e-8; # convergence tolerance for test
    constraints Plain; # ορισμός μεθόδου σχηματισμού των εξισώσεων κόμβων
    numberer Plain; # νέα αρίθμηση των βαθμών ελευθερίας
    system BandGeneral; # πως θα αποθηκευτεί και θα επιλυθεί το σύστημα
    test NormDispIncr $Tol 6; # έλεγχος σύγκλισης επαναληπτικής μεθόδου
    algorithm Newton; # επιλογή αλγορίθμου Newton για την επίλυση
    set NstepLateral 1; # εφαρμογή αριθμού βημάτων
    set DLateral [expr 1.0/$NstepLateral]; # έλεγχος φορτίου σε κάθε βήμα
    integrator LoadControl $DLateral; # επιβολή φόρτισης με έλεγχο φορτίου
    analysis Static; # τύπος της ανάλυσης: στατική
    analyze $NstepLateral; # πόσα βήματα ανάλυσης
    loadConst -time 0.0; # μηδενισμός χρόνου
};
#
#Τέλος ορισμού διαδικασιών
#
#
#Προκαταρκτικοί υπολογισμοί DDBD
catch {exec matlab -nosplash -nodesktop -r "DB_Frame_Analysis_DisplIter;
quit"};
puts "DB_Frame_Analysis_DisplIter script invoked";
set ex [file exists CalcDone.dat];
while {$ex==0} {;
    set ex [file exists CalcDone.dat];
};
set fID [open CalcDone.dat];
set fData [read $fID];
close $fID;
puts "$fData"

```

```

if {$fData=="All frames respond elastically"} {;
    break;
};
#
#Αριθμός πλαισίων
set fID [open nof.dat];
set fData [read $fID];
set nof [lindex $fData 0];
close $fID;
puts "number of frames: $nof";
#
#Εκτέλεση υπολογισμών για κάθε πλαίσιο
for {set cfr 1} {$cfr<=$nof} {incr cfr 1} {;
    set fID [open cfr.dat w+];
    puts $fID "$cfr";
    close $fID;
    #
    model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3;
    #
    #Στοιχεία γεωμετρίας πλαισίου
    set fID [open Input/FramesDim.in];
    set fileData [read $fID];
    close $fID;
    set DimList [split $fileData "\n"];
    set nos [lindex [lindex $DimList 0] 1]; #αριθμός ορόφων
    set hs [lindex [lindex $DimList 1] 1]; #ύψος ορόφου
    set stbs [lindex [lindex $DimList 2] 1]; #όροφος εσοχής
    set nob [lindex [lindex $DimList 3] 1]; #αριθμός φατνωμάτων
    set Lb [lindex [lindex $DimList 4] 1]; #μήκος φατνώματος
    puts "nos $nos hs $hs stbs $stbs nob $nob Lb $Lb";
    #
    #Διαστάσεις δοκών
    set fID [open Input/BeamDimP$cfr.in];
    set fileData [read $fID];
    close $fID;
    set BeamDimList [split $fileData];
    #
    #Διαστάσεις υποστυλωμάτων
    set fID [open Input/ColDimP$cfr.in];
    set fileData [read $fID];
    close $fID;
    set ColDimList [split $fileData];
    #
    #Δεδομένα υλικών
    set fID [open Input/Materials.in];
    set fileData [read $fID];
    close $fID;
    set fDataList [split $fileData "\n"];
    set MatVal [lindex $fDataList 2];
    set fc [lindex $MatVal 0]; #χαρακτηριστική αντοχή - MPa
    set Ec [expr 5000*sqrt($fc)*1000]; #μέτρο ελαστικότητας -Priestley kPa
    puts "fc $fc MPa Ec $Ec MPa";
    #
    #Μετασχηματισμός συντεταγμένων
    set transfTag 1;
    set transfType Linear;
    geomTransf $transfType $transfTag;
    #
    #Ορισμός κόμβων
    makeNodes $nos $stbs $nob $Lb $hs;
    #Ορισμός δοκών
    set HbeamCount 13;
    set BbeamCount 14;
    set eleTag 1;
    foreach i {5 9 13 17 21} {;
        foreach t {0 1 2} {;
            set hb [lindex $BeamDimList $HbeamCount];
            set bb [lindex $BeamDimList $BbeamCount];

```



```

        set Abeam [expr $hb*$bb];
        set Ibinit [expr $bb*pow($hb,3)/12];
        #element elasticBeamColumn $eleTag $iNode
$kJNode $A $E $Iz $transfTag
        element elasticBeamColumn $eleTag [expr $i+$t] [expr
$i+$t+1] $Abeam $Ec $Ibinit $transfTag;
        puts "Beam $eleTag from [expr $i+$t] to [expr $i+$t+1]
with hb $hb ,bb $bb ,A $Abeam ,I $Ibinit";
        set eleTag [expr $eleTag+1];
        set HbeamCount [expr $HbeamCount+2];
        set BbeamCount [expr $BbeamCount+2];
    };
};
foreach i {25 28} {;
    foreach t {0 1} {;
        set hb [lindex $BeamDimList $HbeamCount];
        set bb [lindex $BeamDimList $BbeamCount];
        set Abeam [expr $hb*$bb];
        set Ibinit [expr $bb*pow($hb,3)/12];
        #element elasticBeamColumn $eleTag $iNode
$kJNode $A $E $Iz $transfTag
        element elasticBeamColumn $eleTag [expr $i+$t] [expr
$i+$t+1] $Abeam $Ec $Ibinit $transfTag;
        puts "Beam $eleTag from [expr $i+$t] to [expr $i+$t+1]
with hb $hb ,bb $bb ,A $Abeam ,I $Ibinit";
        set eleTag [expr $eleTag+1];
        set HbeamCount [expr $HbeamCount+2];
        set BbeamCount [expr $BbeamCount+2];
    };
};
set collTag $eleTag;
puts "1stColumnTag $collTag";
#
#Ορισμός υποστυλωμάτων
set ColDimCount 14;
for {set i 1} {$i<=23} {incr i 1} {;
    set hc [lindex $ColDimList $ColDimCount];
    set Acol [expr pow($hc,2)];
    set Icinit [expr pow($hc,4)/12];
    #element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $kJNode $A
$E $Iz $transfTag
    element elasticBeamColumn $eleTag $i [expr $i+4]
$Acol $Ec $Icinit $transfTag;
    puts "Column $eleTag from $i to [expr $i+4] with hc $hc ,A
$Acol and I $Icinit";
    set eleTag [expr $eleTag+1];
    set ColDimCount [expr $ColDimCount+1];
};
for {set i 24} {$i<=26} {incr i 1} {;
    set hc [lindex $ColDimList $ColDimCount];
    set Acol [expr pow($hc,2)];
    set Icinit [expr pow($hc,4)/12];
    #element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $kJNode
$A $E $Iz $transfTag
    element elasticBeamColumn $eleTag [expr $i+1] [expr $i+4]
$Acol $Ec $Icinit $transfTag;
    puts "Column $eleTag from [expr $i+1] to [expr $i+4] with hc
$hc ,A $Acol and I $Icinit";
    set eleTag [expr $eleTag+1];
    set ColDimCount [expr $ColDimCount+1];
};
set noel [expr $eleTag-1];
#
#Ορισμός ζητούμενων αποτελεσμάτων
makeRecorders $collTag $noel;
#Ορισμός Φόρτισης
makeLatLoads $cfr;
#Αρχική Ελαστική Ανάλυση

```

```

defAnalysis;
puts "Initial analysis complete";
wipe;
#
#Ελαστική Ανάλυση με επαναληπτική σύγκλιση δυσκαμψίας
set iter 0;
set conv 0;
puts "convergence 0-false 1-true: $conv";
while {$conv==0} {;
    set iter [expr $iter+1];
    puts "iteration: $iter";
    #Εκ νέου ορισμός κόμβων
    makeNodes $nos $stbs $nob $Lb $hs;
    #Εκ νέου ορισμός δοκών
    #
    #Υπολογισμός ροπών αδρανείας
    # invoke matlab;
    catch {exec matlab -nosplash -nodesktop -r "getIbeam; quit"};
    puts "getIbeam matlab script successfully invoked";
    set ex [file exists IbeamDone.dat];
    while {$ex==0} {;
        set ex [file exists IbeamDone.dat];
    };
    # read matlab results
    set fileIN [open Ibeam.dat r];
    set fileData [read $fileIN];
    close $fileIN;
    #return results
    set IbList [split $fileData "\t\n"];
    #
    set eleTag 1;
    foreach i {5 9 13 17 21} {;
        foreach t {0 1 2} {;
            set listInd [expr $eleTag-1];
            set Ib [lindex $IbList $listInd];
            #element elasticBeamColumn $eleTag $iNode
            $jNode $A $E $Iz $transfTag
            element elasticBeamColumn $eleTag [expr $i+$t]
            [expr $i+$t+1] $Abeam $Ec $Ib $transfTag;
            puts "Beam $eleTag from [expr $i+$t] to [expr
            $i+$t+1] with I $Ib m^4";
            set eleTag [expr $eleTag+1];
        };
    };
    foreach i {25 28} {;
        foreach t {0 1} {;
            set listInd [expr $eleTag-1];
            set Ib [lindex $IbList $listInd];
            #element elasticBeamColumn $eleTag $iNode
            $jNode $A $E $Iz $transfTag
            element elasticBeamColumn $eleTag [expr $i+$t]
            [expr $i+$t+1] $Abeam $Ec $Ib $transfTag;
            puts "Beam $eleTag from [expr $i+$t] to [expr
            $i+$t+1] with I $Ib m^4";
            set eleTag [expr $eleTag+1];
        };
    };
    #
    #Εκ νέου ορισμός υποσιτλωμάτων
    #
    #Υπολογισμός ροπών αδρανείας
    # invoke matlab
    catch {exec matlab -nosplash -nodesktop -r "getIcol; quit"};
    puts "getIcol matlab script successfully invoked";
    set ex [file exists IcolDone.dat];
    while {$ex==0} {;
        set ex [file exists IcolDone.dat];
    };
};

```

```

# read matlab results
set fileIN [open Icol.dat r];
set fileData [read $fileIN];
close $fileIN;
# return results
set IcList [split $fileData "\t\n"];
#
set listInd 0;
for {set i 1} {$i<=23} {incr i 1} {;
    set Ic [lindex $IcList $listInd];
    #element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode
$A $E $Iz $transfTag
    element elasticBeamColumn $eleTag $i [expr
$i+4] $Acol $Ec $Ic $transfTag;
    puts "Column $eleTag from $i to [expr $i+4] with I $Ic
m^4";

    set eleTag [expr $eleTag+1];
    set listInd [expr $listInd+1];
};
for {set i 24} {$i<=26} {incr i 1} {;
    set Ic [lindex $IcList $listInd];
    #element elasticBeamColumn $eleTag $iNode
$jNode $A $E $Iz $transfTag
    element elasticBeamColumn $eleTag [expr $i+1] [expr
$i+4] $Acol $Ec $Ic $transfTag;
    puts "Column $eleTag from [expr $i+1] to [expr $i+4]
with I $Ic m^4";

    set eleTag [expr $eleTag+1];
    set listInd [expr $listInd+1];
};
#
#Μετονομασία αρχείων αποτελεσμάτων προηγούμενου βήματος
file rename BeamF.out PrevBeamF.out;
file rename ColF.out PrevColF.out ;
#
#Ορισμός ζητούμενων αποτελεσμάτων
makeRecorders $collTag $noel;
#Ορισμός Φόρτισης
makeLatLoads $cfr;
#Εκτέλεση ανάλυσης
defAnalysis;
#
wipe;
#Έλεγχος σύγκλισης
# invoke matlab
catch {exec matlab -nosplash -nodesktop -r "getConv; quit"};
puts "Convergence script invoked";
set ex [file exists ConvDone.dat];
while {$ex==0} {;
    set ex [file exists ConvDone.dat];
};
# read matlab result
set fileIN [open conv.dat r];
set conv [read $fileIN];
puts "convergence 0-false 1-true: $conv";
close $fileIN;
#
#Καθαρισμός αρχείων προηγούμενου βήματος
after [expr 2*1000]; #wait 2sec until matlab closes properly
file delete PrevBeamF.out;
file delete PrevColF.out;
file delete conv.dat;
file delete -force IbeamDone.dat;
file delete -force IcolDone.dat;
file delete -force ConvDone.dat;
};
file delete cfr.dat;

```

```

#Μετακίνηση αποτελεσμάτων πλαισίου σε ξεχωριστό φάκελο και διαγραφή
αρχικών
file mkdir P$cf;
file copy BeamF.out ColF.out Ibeam.dat Icol.dat D:/Thesis/P$cf;
file delete BeamF.out;
file delete ColF.out;
file delete Ibeam.dat;
file delete Icol.dat;
};
file delete CalcDone.dat;
puts "Frames analyzed";

```

### Υποπρόγραμμα Matlab για την εκτέλεση των υπολογισμών (αρχείο DB\_FrameAnalysis\_DisplIter.m)

```

%% ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΙΣ
ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ
%Υπολογισμός και κατανομή τέμνουσας βάσεως και ροπών αντοχής βάσεων
υποστυλωμάτων
%Υλοποίηση αλγορίθμου βάσει της προτεινόμενης μεθόδου σχεδιασμού των
Priestley et al - 2007
%
%current folder: D:\Thesis
clear
clc
format long g

%% Δεδομένα
dr_lim=2.5/100;      %κανονιστικό όριο drift
nof=length(dir('Input/*.fin')); %number of frames (αριθμός πλαισίων)

%Αντοχές υλικών
MatData=importdata('Input/Materials.in'); %διάβασμα αρχείου
materials=MatData.data %απομόνωση τιμών αντοχών
fy=materials(1,2); %χαρακτηριστική τάση διαρροής χάλυβα (MPa)
fye=1.1*500; %ενεργός τάση διαρροής χάλυβα (MPa)
ey=fye/200000; %τροπή διαρροής χάλυβα

%Γεωμετρία πλαισίων
DimData=importdata('Input/FramesDim.in'); %διάβασμα αρχείου
frdim=DimData.data %απομόνωση τιμών
nob=frdim(4,1) %αριθμός φατνωμάτων πλαισίων
Lb=frdim([length(frdim)],1) %μήκος φατνωμάτων (m)
for i=1:nof
    DimData=importdata(['Input/BeamDimP' num2str(i) '.in']);
%διάβασμα αρχείου
    dim=DimData.data %απομόνωση τιμών
    hb(i)=sum(dim(:,1))/length(dim(:,1)) %ύψος δοκού υπολογισμένο από
το πρώτο φάτνωμα (m)
end

%Ελαστικό φάσμα των Priestley et al βασισμένο στις σχέσεις των
Faccioli et al - 2004
Mw=7 %σεισμική ροπή
R=10 %επικεντρική απόσταση (km)
Td=1.0+2.5*(Mw-5.7) %Γωνιακή περίοδος (έναρξη περιοχής σταθερής
μετατόπισης)
Cs=1 %Firm Ground
Sdcor=(Cs*10^(Mw-3.2)/R)/1000 %Γωνιακή μετατόπιση (m)

```

```

%% Αριθμός πλαισίων
for i=1:nof
    %% Υπολογισμός των χαρακτηριστικών των ισοδύναμων μονοβαθμίων
    Filename=['Input/P' num2str(i) '.fin'];
    cfr=importdata(Filename)
    nos(i)=length(cfr); %%αριθμός ορόφων πλαισίου
    H1(i)=cfr(1,2);
    Hn=cfr(nos(i),2);
    cfr(nos(i)+1,3)=0;
    cfr(nos(i)+1,5)=0;
    cfr(nos(i)+1,6)=0;
    cfr(nos(i)+1,7)=0;
    for j=1:nos(i)
        cfr(j,4)=dr_lim*cfr(j,2)*(4*Hn-cfr(j,2))/(4*Hn-H1(i)); %%Δi
        cfr(j,5)=cfr(j,3)*cfr(j,4); %%mi*Δi
        mD(i,j)=cfr(j,5);
        cfr(j,6)=cfr(j,3)*cfr(j,4)^2; %%mi*Δi^2
        cfr(j,7)=cfr(j,3)*cfr(j,4)*cfr(j,2); %%mi*Δi*Hi
        cfr(nos(i)+1,3)=cfr(nos(i)+1,3)+cfr(j,3); %%άθροισμα mi
        cfr(nos(i)+1,5)=cfr(nos(i)+1,5)+cfr(j,5); %%άθροισμα mi*Δi
        SmD(i)=cfr(nos(i)+1,5);
        cfr(nos(i)+1,6)=cfr(nos(i)+1,6)+cfr(j,6); %%άθροισμα mi*Δi^2
        cfr(nos(i)+1,7)=cfr(nos(i)+1,7)+cfr(j,7); %%άθροισμα mi*Δi*Hi
    end
    Dd(i)=cfr(nos(i)+1,6)/cfr(nos(i)+1,5) %%Μετατόπιση
    σχεδιασμού
    Me(i)=cfr(nos(i)+1,5)/Dd(i) %%Δρώσα μάζα
    He(i)=cfr(nos(i)+1,7)/cfr(nos(i)+1,5) %%Ενεργό ύψος
    yield_dr(i)=0.5*ey*Lb/hb(i) %%drift διαρροής
    Dy(i)=yield_dr(i)*He(i) %%Μετατόπιση διαρροής
    duct(i)=Dd(i)/Dy(i) %%μ - δείκτης
    πλαστιμότητας μετακινήσεων
    EVD(i)=0.05+0.565*(duct(i)-1)/(duct(i)*pi) %%ξ - ισοδύναμη ιξώδης
    απόσβεση
    R_EVD(i)=sqrt(0.07/(0.02+EVD(i))) %%Rξ - μειωτικός
    συντελεστής απόσβεσης
    SdEVD(i)=Sdcor*R_EVD(i)
    Response(i)=1
    if Dy(i)>Sdcor
        %% Ελαστική απόκριση
        Response(i)=0
    elseif Dd(i)>SdEVD
        %% Απόκριση κάτω από την ικανοτική μετακίνηση -επαναληπτική
        μείωση μετακίνησης σχεδιασμού
        found=false;
        l=SdEVD(i);
        r=Sdcor;
        Dd(i)=(l+r)/2;
        while found==false
            duct(i)=Dd(i)/Dy(i);
            EVD(i)=0.05+0.565*(duct(i)-1)/(duct(i)*pi);
            R_EVD(i)=sqrt(0.07/(0.02+EVD(i)));
            SdEVD(i)=Sdcor*R_EVD(i);
            diff=Dd(i)-SdEVD(i);
            if abs(diff)<0.0001
                found=true;
            else
                l=SdEVD(i);
                r=Dd(i);
                Dd(i)=(l+r)/2
            end
        end
    end
end

```

```

end
%% Επανυπολογισμός μεταβληθέντων χαρακτηριστικών του SDOF
Smhh=0
Smhh2=0
for j=1:nos(i)
    Hn=cfr(nos(i),2)
    Smhh=Smhh+cfr(j,3)*cfr(j,2)*(4*Hn-cfr(j,2))/(4*Hn-
cfr(1,2))
    Smhh2=Smhh2+cfr(j,3)*(cfr(j,2)*(4*Hn-cfr(j,2))/(4*Hn-
cfr(1,2)))^2
end
drift(i)=Dd(i)*Smhh/Smhh2
cfr(nos(i)+1,3)=0;
cfr(nos(i)+1,5)=0;
cfr(nos(i)+1,6)=0;
cfr(nos(i)+1,7)=0;
for j=1:nos(i)
    cfr(j,4)=drift(i)*cfr(j,2)*(4*Hn-cfr(j,2))/(4*Hn-H1(i));
%Δi
    cfr(j,5)=cfr(j,3)*cfr(j,4); %mi*Δi
    mD(i,j)=cfr(j,5);
    cfr(j,6)=cfr(j,3)*cfr(j,4)^2; %mi*Δi^2
    cfr(j,7)=cfr(j,3)*cfr(j,4)*cfr(j,2); %mi*Δi*Hi
    cfr(nos(i)+1,3)=cfr(nos(i)+1,3)+cfr(j,3); %άθροισμα mi
    cfr(nos(i)+1,5)=cfr(nos(i)+1,5)+cfr(j,5); %άθροισμα
mi*Δi
    SmD(i)=cfr(nos(i)+1,5);
    cfr(nos(i)+1,6)=cfr(nos(i)+1,6)+cfr(j,6); %άθροισμα
mi*Δi^2
    cfr(nos(i)+1,7)=cfr(nos(i)+1,7)+cfr(j,7); %άθροισμα
mi*Δi*Hi
end
end
%% Υπολογισμός τέμνουσας βάσης
Teff(i)=Td*Dd(i)/SdEVD(i) %ενεργός ιδιοπερίοδος
Ke(i)=4*pi^2*Me(i)/Teff(i)^2 %ενεργός δυσκαμψία
StabilityInd(i)=(Me(i)*9.81)/(Ke(i)*He(i)) %δείκτης ευστάθειας
ισοδύναμου μονοβαθμίου
PDelta='yes' %συμπερίληψη φαινομένων δεύτερης τάξης
if (StabilityInd(i)>0.05)&(PDelta=='yes')
    C_PD=0.5 %συντελεστής προσαύξησης τέμνουσας βάσης: 0,5 για ΩΣ
- 1 για μεταλλικά κτήρια
    PDMom=9.81*cfr(:,3).*cfr(:,4) %ροπές δεύτερης τάξης
    PDMom(nos(i)+1,1)=sum(PDMom) %άθροισμα ροπών δεύτερης τάξης
    VbasePD(i)=C_PD*PDMom(nos(i)+1,1)/He(i) %πρόσθετη τέμνουσα
βάσης λόγω ροπών δεύτερης τάξης
else
    VbasePD(i)=0
end
Vbase(i)=Ke(i)*Dd(i)+VbasePD(i)
for j=1:nos(i) %Κατανομή τέμνουσας βάσεως στους ορόφους
    if j==nos(i)
        Ft=0.1*Vbase(i);
    else
        Ft=0;
    end
    F(i,j)=Ft+0.9*Vbase(i)*mD(i,j)/SmD(i)
end
dlmwrite(['P' num2str(i)
'_SDOF.dat'],cfr,'precision',10,'delimiter','\t')
%σχέση μεγεθών πλαισίου-SDOF

```

```

Rmass(i)=Me(i)/cfr(nos(i)+1,3)
Rheight(i)=He(i)/Hn
Rvbase(i)=Vbase(i)/(cfr(nos(i)+1,3)*9.81)

%% Υπολογισμός ροπών αντοχής βάσεων υποστυλωμάτων
if Response(i)~0
    noc=nob+1; %number of columns (αριθμός υποστυλωμάτων)
    for j=1:noc %αρχικοποίηση Vc - σχέση εντάσεων εσωτερικών-
γωνιακών υποστυλωμάτων
        if (j==1)||(j==noc)
            Vc(i,j)=1;
        else
            Vc(i,j)=2;
        end
    end
    sum1=0;
    for j=1:noc
        sum1=sum1+Vc(i,j);
    end
    for j=1:noc
        if (j==1)||(j==noc)
            Vc(i,j)=Vbase(i)/sum1;
        else
            Vc(i,j)=Vc(i,j)*Vc(i,1);
        end
        Mc(i,j)=Vc(i,j)*0.7*H1(i) %σημείο καμψής: 0.7*H1 για
πλαίσια διαξονικής καταπόνησης - αλλιώς 0.6*H1
    end
end
end

%% Δημιουργία αρχείων αποτελεσμάτων
if sum(Response)~0
    dlmwrite('nof.dat',nof,'\t')
    dlmwrite('DuctFact.dat',duct,'precision',10,'delimiter','\t')
    dlmwrite('DistrForces.dat',F,'precision',10,'delimiter','\t')

    dlmwrite('ColBaseMomentCapac.dat',Mc,'precision',10,'delimiter','\t')
    dlmwrite('Vbase.dat',Vbase,'precision',10,'delimiter','\t')
    fID=fopen('CalcDone.dat','w');
    fprintf(fID,'%s','Calculations Done');
    fclose(fID)
else
    fID=fopen('CalcDone.dat','w');
    fprintf(fID,'%s','All frames respond elastically');
    fclose(fID)
end
end

```

Υποπρογράμματα Matlab για τον υπολογισμό των δυσκαμψιών της επόμενης επανάληψης και τον έλεγχο συγκλίσεως.

Αρχείο getIbeam.m

```

%% Υπολογισμός μεταβαλλόμενης ροπής αδράνειας δοκών κατά DDBD
clear
clc
format long g

%% Δεδομένα

```

```

%Αντοχές υλικών
MatData=importdata('Input/Materials.in'); %διάβασμα αρχείου
materials=MatData.data %απομόνωση τιμών αντοχών
fc=materials(1,1); %χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος (MPa)
fy=materials(1,2); %χαρακτηριστική τάση διαρροής χάλυβα (MPa)
fye=1.1*fy; %ενεργός τάση διαρροής χάλυβα (MPa)
ey=fye/200000; %τροπή διαρροής χάλυβα
Ec = 5000*sqrt(fc)*1000 %μέτρο ελαστικότητας - Priestley - kPa

%Τρέχον πλαίσιο (current frame)
cfr=importdata('cfr.dat')

%Γεωμετρία πλαισίου
DimData=importdata(['Input/BeamDimP' num2str(cfr) '.in']); %διάβασμα
αρχείου
dim=DimData.data %απομόνωση τιμών
hb=dim(1,1) %ύψος δοκού (m)

%Δείκτης πλαστιμότητας
ductdata=importdata('DuctFact.dat')
duct=ductdata(cfr)

curv=1.7*ey/hb %καμπυλότητα διαρροής πλακοδοκών αγνοώντας την
κράτυνση του χάλυβα - Priestley et al

%% Εισαγωγή έντασης και δημιουργία μητρώου ροπών
BeamF=importdata('BeamF.out')
mC = 3 %momentCounter (μετρητής)
m=length(BeamF)/3 %moments (ροπές)
for i=1:m
    Moments(i)=BeamF(1,mC)
    mC=mC+3
end
noel=m/2 %number of elements (αριθμός στοιχείων)
mC=1
for i=1:noel
    averM(i)=(abs(Moments(mC))+abs(Moments(mC+1)))/2 %μέση τιμή ροπής
    στα άκρα των δοκών
    mC=mC+2
end

%% Υπολογισμός τέμνουσας δυσκαμψίας και εξαγωγή σε αρχείο
for i=1:noel
    if (i==1)|(i==2)|(i==3)
        elduct=1.3*duct %δείκτης πλαστιμότητας δοκών 1ου ορόφου
    elseif (i==18)|(i==19)
        elduct=0.67*duct %δείκτης πλαστιμότητας δοκών τελευταίου
    ορόφου
    else
        elduct=duct %δείκτης πλαστιμότητας δοκών υπόλοιπων ορόφων
    end
    Ib(i)=averM(i)/(curv*Ec*elduct) %Ροπή αδράνειας από
    διγγραμμοποιημένο διάγραμμα απόκρισης δοκού
end
dlmwrite('Ibeam.dat',Ib,'precision',10,'delimiter','\t')
dlmwrite('IbeamDone.dat','Calculations Done')

```

Αρχείο& getIcol.m



```

%% Υπολογισμός μεταβαλλόμενης ροπής αδράνειας υποστυλωμάτων κατά DDBD
clear
clc
format long g

%% Δεδομένα
%Αντοχές υλικών
MatData=importdata('Input/Materials.in'); %διάβασμα αρχείου
materials=MatData.data %απομόνωση τιμών αντοχών
fc=materials(1,1); %χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος (MPa)
fy=materials(1,2); %χαρακτηριστική τάση διαρροής χάλυβα (MPa)
fye=1.1*500; %ενεργός τάση διαρροής χάλυβα (MPa)
ey=fye/200000; %τροπή διαρροής χάλυβα
Ec = 5000*sqrt(fc)*1000 %μέτρο ελαστικότητας - Priestley - kPa

%Τρέχον πλαίσιο
cfr=importdata('cfr.dat')

%Γεωμετρία πλαισίου
DimData=importdata(['Input/ColDimP' num2str(cfr) '.in']); %διάβασμα
αρχείου
dim=DimData.data %απομόνωση τιμών: ύψη διατομής υποστυλωμάτων
(m)
hc=reshape(dim.',1,[]) %δημιουργία διανύσματος γραμμής από τον πίνακα
τιμών
hc=hc(~isnan(hc)) %αφαίρεση κενών κελιών

curv=2.1*ey./hc %καμπυλότητα διαρροής ορθογωνικών
υποστυλωμάτων - Priestley et al
%% Εισαγωγή έντασης και δημιουργία μητρώου ροπών
ColF=importdata('ColF.out')
mC = 3 %momentCounter (μετρητής)
m=length(ColF)/3 %moment (ροπή)
for i=1:m
    Moments(i)=ColF(1,mC)
    mC=mC+3
end
noel=m/2 %number of elements (αριθμός στοιχείων)
mC=1
for i=1:noel
    averM(i)=(abs(Moments(mC))+abs(Moments(mC+1)))/2 %μέση τιμή ροπής
    στα άκρα των υποστυλωμάτων
    mC=mC+2
end
%% Υπολογισμός τέμνουσας δυσκαμψίας και εξαγωγή
Ic=averM./(curv*Ec) %Ροπή αδράνειας από διγραμμοποιημένο διάγραμμα
απόκρισης υποστυλώματος
dlmwrite('Icol.dat',Ic,'precision',10,'delimiter','\t')
dlmwrite('IcolDone.dat','Calculations Done')

```

### Αρχείο getConv.m

```

%Ελεγχος σύγκλισης ροπών
%Εισαγωγή έντασης
prevBeamF=importdata('PrevBeamF.out')
BeamF=importdata('BeamF.out')
prevColF=importdata('PrevColF.out')
ColF=importdata('ColF.out')
%Υπολογισμός διαφορών

```

```

diffBeamF=prevBeamF-BeamF
diffColF=prevColF-ColF
%Ελεγχος μηδενισμού διαφορών
tol=1/100 %ανεκτιή διαφορά τιμών
if (all(diffBeamF)<=tol)&(all(diffColF)<=tol)
    conv=true
else
    conv=false
end
dlmwrite('conv.dat',conv)
dlmwrite('ConvDone.dat','Calculations Done')

```

Παρατίθεται, ακολούθως, ο κώδικας του OpenSEES για την εκτέλεση των δυναμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας:

```

#Δυναμική ανάλυση πλαισίου --ROOT FOLDER: D:\\Thesis
#Διαστάσεις: kN - m - s
#Καθολικοί άξονες: X - οριζόντιος, Y - κατακόρυφος, Z - εκτός επιπέδου
wipe;
#Δημιουργία αρχείου καταγραφών και φακέλου αποτελεσμάτων
set dirName DynamicNewKorinthos1981corScaled@1.29-Hysteretic@Face;
logFile Errors$dirName.log -append;
file mkdir $dirName;
file delete -force $dirName/$dirName.log;
set logfile [open $dirName.log a];
puts $logfile "Dynamic Analysis -- Dimensions: kN - m - s";
#Σταθερές
set pi [expr atan(1)*4];
set cov 0.040;
set Fw 0.008;
puts $logfile "Cover: $cov m Hoops:Φ[expr 1000*$Fw]";
#Αριθμός πλαισίων
set fID [open nof.dat];
set fData [read $fID];
set nof [lindex $fData 0];
close $fID;
puts $logfile "number of frames: $nof";
#
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3;
#Στοιχεία γεωμετρίας πλαισίων
set fID [open Input/FramesDim.in];
set fileData [read $fID];
close $fID;
set DimList [split $fileData "\n"];
set nos [lindex [lindex $DimList 0] 1]; #αριθμός ορόφων
set hs [lindex [lindex $DimList 1] 1]; #ύψος ορόφου
set stbs [lindex [lindex $DimList 2] 1]; #όροφος εσοχής
set nob [lindex [lindex $DimList 3] 1]; #αριθμός φατνωμάτων
set Lb [lindex [lindex $DimList 4] 1]; #μήκος φατνώματος
puts $logfile "General geometric properties:\nnumber of storeys: nos $nos
storey height: hs $hs setback storey: stbs $stbs number of bays: nob $nob
Bay length: Lb $Lb";
#
#
#
#Μετασχηματισμός συντεταγμένων
set transfTag 1;
set transfType Linear;
geomTransf $transfType $transfTag;
#
#
#
#ΥΛΙΚΑ
#Εισαγωγή αντοχών υλικών
set fID [open Input/Materials.in];

```

```

set fileData [read $fID];
close $fID;
set fDataList [split $fileData "\n"];
set MatVal [lindex $fDataList 2];
#Σκυρόδεμα
set fc [lindex $MatVal 0]; #χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος - MPa
set fcm [expr 1000*($fc+8)]; #μέση αντοχή σκυροδέματος - kPa
set Ec [expr 5000*sqrt($fc)*1000]; #μέτρο ελαστικότητας - Priestley - kPa
set Erigid [format "%.0f" [expr 1000*$Ec]];
#Χάλυβας
set fy [lindex $MatVal 1]; #χαρακτηριστική τάση διαρροής χάλυβα
- MPa
set fym [expr 1.1*1000*$fy]; #μέση τάση διαρροής χάλυβα - kPa
set Est [expr 200*pow(10,6)]; #μέτρο ελαστικότητας - kPa
#
#Ορισμός καμπύλων σ-ε υλικών
puts $logfile "Materials";
set matTag 1;
#Χάλυβας
set fu 650000.;
set esh 0.01;
set eult 0.10;
set Esh [expr 0.0125*$Est];
set e1 [format "%.4f" [expr $fym/$Est]];
#
# Hysteretic $matTag $slp $elp $s2p $e2p $sln
# $eln $s2n $e2n $pinchX $pinchY $damage1
$damage2 <$beta>
uniaxialMaterial Hysteretic $matTag $fym $e1 $fu $eult [expr -$fym] [expr -
$e1] [expr -$fu] [expr -$eult] 0.5 0.5 0. 0.;
puts $logfile "Hysteretic steel model - points determined:$fym - $e1 & $fu -
$eult";
#Απερίσφιγκτο σκυρόδεμα
set matTag [expr $matTag+1];
set e0 0.0022;
set eult [format "%.4f" [expr
1.25*(8./3*((3+$e0/0.00689*($fcm/1000.))/((($fcm/1000.)/0.00689-1000)-
$e0))+$e0]];
#
# $matTag $fpc $sepsc0
$fpcu $sepsU
uniaxialMaterial Concrete01 $matTag [expr -1*$fcm] [expr -1*$e0] 0 [expr -
1*$eult];
puts $logfile "Unconfined concrete based on modified Kent-Park model: fc
$fcm kPa, ε0 [expr -1*$e0], fult 0, εu [expr -1*$eult]";
#Ελαστικό υλικό για την αποκατάσταση συνδέσεων μέσω zero-length elements
set matTag [expr $matTag+1];
#
# Elastic $matTag $E <$eta>
uniaxialMaterial Elastic $matTag $Erigid;
puts $logfile "Elastic Material with elasticity modulus $Erigid kN/m with
tag $matTag";
#Περισιφιγμένο σκυρόδεμα
set matTag [expr $matTag+1];
#Εισαγωγή παραμέτρων της τάσης περισφίξεως (α*ω_w) για κάθε υποσύλωμα
for {set cfr 1} {$cfr<=$nof} {incr cfr 1} {;
set fID [open Input/ConfinementP$cfr.in];
set fileData [read $fID];
close $fID;
set fileDataList [split $fileData];
set ConfList [lrange $fileDataList 4 [llength $fileDataList]];
set ConfValList [lappend ConfValList $ConfList];
};
set length [llength $ConfValList];
set ConfVal [concat [lindex $ConfValList 0] [lindex $ConfValList 1]];
if {$length>2} {;
for {set i 2} {$i<$length} {incr i 1} {;
set ConfVal [concat $ConfVal [lindex $ConfValList $i]];
};
};
unset ConfValList;

```

```

puts $logfile "Values of confining pressure coefficients: $ConfVal - number:
[llength $ConfVal]";
set ConfVal [lsort -unique $ConfVal];
set length [llength $ConfVal];
puts $logfile "after deleting duplicates: Values: $ConfVal - number:
[llength $ConfVal]";
#Ορισμός υλικών για κάθε μοναδική τιμή  $\alpha\omega_w$ 
set C 0;
for {set i $matTag} {$i<[expr $matTag+$length]} {incr i 1} {;
    set aw_w [lindex $ConfVal $C];
    if {$aw_w<=0.1} {;
        set fcc [expr $fcm*(1+2.5*$aw_w)];
    } else {;
        set fcc [expr $fcm*(1.125+1.25*$aw_w)]
    };
    set k [expr $fcc/$fcm];
    set ec0 [expr $e0*$k*$k];
    set ec85 [expr 3.5/1000+0.1*$aw_w];
    set ecult [expr $ec0+$fcc/($fcc-0.85*$fcm)*($ec85-$ec0)];
    #Στρογγυλοποιήσεις
    set fcc [format "%.0f" $fcc];
    set ec0 [format "%.4f" $ec0];
    set ecult [format "%.4f" $ecult];
    #
    $matTag      $fpc      $sepsc0
    $fpcu      $sepsU
    uniaxialMaterial Concrete01 $i [expr -1*$fcc] [expr -1*$ec0] 0 [expr -
1*$ecult];
    puts $logfile "Confined concrete based on MC-1990 model with  $\alpha\omega_w$ 
$aw_w and matTag $i: fc $fcc kPa,  $\epsilon_0$  [expr -1*$ec0], fult 0,  $\epsilon_{cu}$  [expr -
1*$ecult]";
    set ConfTagList [lappend ConfTagList $i];
    set C [expr $C+1];
};
#
#
#
#Καθορισμός συνδεσμολογίας και ιδιοτήτων των μελών των πλαισίων
set nC 0;
set non 1;
set nextNode1 [list $non];
set secTag 1;
set nextSecTag1 [list $secTag]
set eleTag 1;
for {set cfr 1} {$cfr<=$nof} {incr cfr 1} {;
    #Διαστάσεις δοκών
    set fID [open Input/BeamDimP$cfr.in];
    set fileData [read $fID];
    close $fID;
    set BeamDimList [split $fileData];
    #Διαστάσεις υποσιτλωμάτων
    set fID [open Input/ColDimP$cfr.in];
    set fileData [read $fID];
    close $fID;
    set ColDimList [split $fileData];
    #Μάζες ορόφων
    set fID [open Input/P$cfr.fin];
    set fData [read $fID];
    set StDataList [split $fData "\n"];
    close $fID;
    #KOMBOI
    puts $logfile "Nodes"
    #Ορισμός κόμβων - αρίθμηση από αριστερά προς τα δεξιά και από κάτω
    προς τα πάνω
    set HorOff [expr ($cfr-1)*($nob+1)*$Lb]
    #κόμβοι στα σημεία τομής των κεντροβαρικών γραμμών & μάζες
    for {set st 0} {$st<=$nos} {incr st 1} {;
        if {$st==0} {;
            for {set x 0} {$x<=[expr $nob*$Lb]} {incr x $Lb} {;

```

```

        set y [expr $st*$hs];
        node [expr $non] [expr $x+$HorOff] $y;
        puts $logfile "node $non coordinates [expr
$X+$HorOff] $y";
        set non [expr $non+1];
    };
} elseif {$st<=$stbs && $st>0} {;
    set Mstorey [lindex [lindex $StDataList [expr $st-1]]
2];
    puts $logfile "storey $st ,Mstorey $Mstorey ton"
    for {set x 0} {$x<=[expr $nob*$Lb]} {incr x $Lb} {;
        set y [expr $st*$hs];

        set Mnode [expr double($Mstorey)/$nob];
        if {$x==0 || $x==[expr $nob*$Lb]} {;
            set Mx [format "%.2f" [expr 0.5*$Mnode]];

        } else {;
            set Mx [format "%.2f" $Mnode];
        };
        node [expr $non] [expr $x+$HorOff] $y -mass $Mx 0.
0.;
        puts $logfile "node $non coordinates [expr
$X+$HorOff] $y ,mass: $Mx 0. 0.";
        set non [expr $non+1];
    };
} else {;
    set Mstorey [lindex [lindex $StDataList [expr $st-1]] 2];
    puts $logfile "storey $st ,Mstorey $Mstorey"
    for {set x 0} {$x<=[expr ($nob-1)*$Lb]} {incr x $Lb} {;
        set y [expr $st*$hs];
        set Mnode [expr double($Mstorey)/($nob-1)];
        if {$x==0 || $x==[expr ($nob-1)*$Lb]} {;
            set Mx [format "%.2f" [expr 0.5*$Mnode]];

        } else {;
            set Mx [format "%.2f" $Mnode];
        };
        node [expr $non] [expr $x+$HorOff] $y -mass $Mx 0.
0.;
        puts $logfile "node $non coordinates [expr
$X+$HorOff] $y mass $Mx 0. 0.";
        set non [expr $non+1];
    };
};
};
#κόμβοι δοκών στις παρειές των κόμβων
set ColDimCount 14;
set sign 1;
for {set st 1} {$st<=$nos} {incr st 1} {;
    if {$st<=$stbs} {;
        for {set x 0} {$x<=[expr $nob*$Lb]} {incr x $Lb} {;
            if {$x==0 | $x==[expr $nob*$Lb]} {;
                set y [expr $st*$hs]
                set offset [expr $sign*0.5*[lindex
$ColDimList $ColDimCount]]
                node [expr $non] [expr $x+$HorOff+$offset]
$y;
                puts $logfile "node $non coordinates [expr
$X+$HorOff+$offset] $y";
                if {$sign==1} {;
                    node [expr 1000*$non] [expr
$X+$HorOff+$offset] $y;
                    puts $logfile "node [expr 1000*$non]
coordinates [expr $X+$HorOff+$offset] $y";
                };
                set non [expr $non+1];
                set sign [expr $sign*(-1)];
            };
        };
    };
};

```

```

        set ColDimCount [expr $ColDimCount+1];
    } else {;
        set y [expr $st*$hs]
        set offset [expr $sign*0.5*[lindex
$ColDimList $ColDimCount]]
        node [expr $non] [expr $x+$HorOff+$offset]
$y;
        puts $logfile "node $non coordinates [expr
$x+$HorOff+$offset] $y";
        if {$sign==1} {;
            node [expr 1000*$non] [expr
$x+$HorOff+$offset] $y;
            puts $logfile "node [expr 1000*$non]
coordinates [expr $x+$HorOff+$offset] $y";
        };
        set non [expr $non+1];
        set sign [expr $sign*(-1)];
        set offset [expr $sign*0.5*[lindex
$ColDimList $ColDimCount]]
        node [expr $non] [expr $x+$HorOff+$offset]
$y;
        puts $logfile "node $non coordinates [expr
$x+$HorOff+$offset] $y";
        if {$sign==1} {;
            node [expr 1000*$non] [expr
$x+$HorOff+$offset] $y;
            puts $logfile "node [expr 1000*$non]
coordinates [expr $x+$HorOff+$offset] $y";
        };
        set non [expr $non+1];
        set sign [expr $sign*(-1)];
        set ColDimCount [expr $ColDimCount+1];
    };
};
} else {;
    for {set x 0} {$x<=[expr ($nob-1)*$Lb]} {incr x $Lb} {;
        if {$x==0 | $x==[expr ($nob-1)*$Lb]} {;
            set y [expr $st*$hs]
            set offset [expr $sign*0.5*[lindex
$ColDimList $ColDimCount]]
            node [expr $non] [expr $x+$HorOff+$offset]
$y;
            puts $logfile "node $non coordinates [expr
$x+$HorOff+$offset] $y";
            if {$sign==1} {;
                node [expr 1000*$non] [expr
$x+$HorOff+$offset] $y;
                puts $logfile "node [expr 1000*$non]
coordinates [expr $x+$HorOff+$offset] $y";
            };
            set non [expr $non+1];
            set sign [expr $sign*(-1)];
            set ColDimCount [expr $ColDimCount+1];
        } else {;
            set y [expr $st*$hs]
            set offset [expr $sign*0.5*[lindex
$ColDimList $ColDimCount]]
            node [expr $non] [expr $x+$HorOff+$offset]
$y;
            puts $logfile "node $non coordinates [expr
$x+$HorOff+$offset] $y";
            if {$sign==1} {;
                node [expr 1000*$non] [expr
$x+$HorOff+$offset] $y;
                puts $logfile "node [expr 1000*$non]
coordinates [expr $x+$HorOff+$offset] $y";
            };
            set non [expr $non+1];

```

```

set sign [expr $sign*(-1)];
set offset [expr $sign*0.5*[lindex
$ColDimList $ColDimCount]]
node [expr $non] [expr $x+$HorOff+$offset]
$y;
puts $logfile "node $non coordinates [expr
$x+$HorOff+$offset] $y";
if {$sign==1} {;
node [expr 1000*$non] [expr
$x+$HorOff+$offset] $y;
puts $logfile "node [expr 1000*$non]
coordinates [expr $x+$HorOff+$offset] $y";
};
set non [expr $non+1];
set sign [expr $sign*(-1)];
set ColDimCount [expr $ColDimCount+1];
};
};
};
#κόμβοι υποσιτλωμάτων στις παρειές των κόμβων
set HbeamCount 13;
for {set st 1} {$st<=$nos} {incr st 1} {;
set offset [expr 0.5*[lindex $BeamDimList $HbeamCount]]
if {$st<$stbs} {;
for {set x 0} {$x<=[expr $nob*$Lb]} {incr x $Lb} {;
set y [expr $st*$hs-$offset]
node [expr $non] [expr $x+$HorOff] $y;
puts $logfile "node $non coordinates [expr
$x+$HorOff] $y";
set non [expr $non+1];
};
for {set x 0} {$x<=[expr $nob*$Lb]} {incr x $Lb} {;
set y [expr $st*$hs+$offset]
node [expr $non] [expr $x+$HorOff] $y;
puts $logfile "node $non coordinates [expr
$x+$HorOff] $y";
set non [expr $non+1];
};
} elseif {$st==$stbs} {;
for {set x 0} {$x<=[expr $nob*$Lb]} {incr x $Lb} {;
set y [expr $st*$hs-$offset]
node [expr $non] [expr $x+$HorOff] $y;
puts $logfile "node $non coordinates [expr
$x+$HorOff] $y";
set non [expr $non+1];
};
for {set x 0} {$x<=[expr ($nob-1)*$Lb]} {incr x $Lb} {;
set y [expr $st*$hs+$offset]
node [expr $non] [expr $x+$HorOff] $y;
puts $logfile "node $non coordinates [expr
$x+$HorOff] $y";
set non [expr $non+1];
};
} elseif {$st==[expr $nos-1]} {;
for {set x 0} {$x<=[expr ($nob-1)*$Lb]} {incr x $Lb} {;
set y [expr $st*$hs-$offset]
node [expr $non] [expr $x+$HorOff] $y;
puts $logfile "node $non coordinates [expr
$x+$HorOff] $y";
set non [expr $non+1];
};
for {set x 0} {$x<=[expr ($nob-1)*$Lb]} {incr x $Lb} {;
set y [expr $st*$hs+$offset]
node [expr $non] [expr $x+$HorOff] $y;
puts $logfile "node $non coordinates [expr
$x+$HorOff] $y";
set non [expr $non+1];
};
}
};

```

```

    };
    } elseif {$st==$nos} {;
        for {set x 0} {$x<=[expr ($nob-1)*$Lb]} {incr x $Lb} {;
            set y [expr $st*$hs-$offset]
            node [expr $non] [expr $x+$HorOff] $y;
            puts $logfile "node $non coordinates [expr
$x+$HorOff] $y";
            set non [expr $non+1];
        };
    };
    set HbeamCount [expr $HbeamCount+6];
};
#Ορισμός συννοριακών συνθηκών
#fix $node DX DY RZ
for {set n [lindex $nextNode1 $nC]} {$n<[expr [lindex $nextNode1
$nC]+$nob+1]} {incr n 1} {;
    fix $n 1 1 1;
    puts $logfile "node $n fully fixed";
};
set nC [expr $nC+1];
lappend nextNode1 $non;
puts $logfile "nextNode1 $nextNode1";
#
#
#ΔΙΑΤΟΜΕΣ
puts $logfile "Cross-sections"
#Ορισμός διατομών δοκών
#Εισαγωγή όπλισης
set fID [open Input/BeamReinforcementP$ CFR.in];
set fileData [read $fID];
close $fID;
set BeamReinfList [split $fileData "\n"];
#Υπολογισμός αποστάσεων και ορισμός διατομής
set HbeamCount 13;
set BbeamCount 14;
set C 2;
for {set st 1} {$st<=$nos} {incr st 1} {;
    set hb [lindex $BeamDimList $HbeamCount]; #ύψος διατομής
    set bb [lindex $BeamDimList $BbeamCount]; #πλάτος
    set No [lindex [lindex $BeamReinfList $C] 0]; #αριθμός ράβδων
    οπλισμού ανά στρώση
    set F [expr [lindex [lindex $BeamReinfList $C] 1]/1000.];
    #διάμετρος ράβδου οπλισμού
    set l1 [expr [lindex [lindex $BeamReinfList $C] 2]/1000.];
    #καθ' ύψος απόσταση στρώσης 1 από την πλέον εφελκυσόμενη ίνα
    set l2 [expr [lindex [lindex $BeamReinfList $C] 3]/1000.];
    #καθ' ύψος απόσταση στρώσης 2 από την πλέον εφελκυσόμενη ίνα
    set hhalf [format "%.3f" [expr 0.5*$hb]]; #απόσταση ακραίας
    ίνας από το K.B.
    set bhalf [format "%.3f" [expr 0.5*$bb]]; #απόσταση πλευρικής
    παρειάς από το K.B.
    set y1 [format "%.3f" [expr $l1-$hhalf]]; #καθ' ύψος απόσταση
    στρώσης 1 από το K.B.
    set y2 [format "%.3f" [expr $l2-$hhalf]]; #καθ' ύψος απόσταση
    στρώσης 2 από το K.B.
    set zstart [format "%.3f" [expr $bhalf-$cov-$Fw-0.5*$F]];
    set zfinish [format "%.3f" [expr -$bhalf+$cov+$Fw+0.5*$F]];
    set A [expr $pi*$F*$F/4];
    section Fiber $secTag {;
        # $matTag $numSubdivY $numSubdivZ
        $zI $zJ
        patch rect 2 [expr round($hb/10*1000)] 1 [expr -$hhalf]
        [expr -$bhalf] [expr $hhalf] [expr $bhalf];
        # $matTag $numFiber $areaFiber $yStart
        $zStart $yEnd $zEnd
        layer straight 1 $No $A $y1 $zstart $y1 $zfinish;
    };
};

```



```

        layer straight 1 $No $A $y2 $zstart $y2 $zfinish;
    };
    puts $logfile "Beam fiber section $secTag with hb $hb bb $bb
and $No  $\Phi$ [expr 1000*$F] in each layer: vertical distance from centroid $y1
and $y2 ,horizontally spreading from $zstart to $zfinish";
    set HbeamCount [expr $HbeamCount+6];
    set BbeamCount [expr $BbeamCount+6];
    set secTag [expr $secTag+1];
    set C [expr $C+1];
};
#Ορισμός διατομών υποστρωμάτων
set ColDimCount 14;
#Εισαγωγή όπλισης
set fID [open Input/ColReinforcementP$cfr.in];
set fileData [read $fID];
close $fID;
set TotColReinfList [split $fileData];
set TotColReinfCount 45;
set length [llength $TotColReinfList];
#Εισαγωγή παραμέτρων της τάσης περισφίξεως ( $\alpha\omega_w$ )
set fID [open Input/ConfinementP$cfr.in];
set fileData [read $fID];
close $fID;
set ConfValList [split $fileData];
set ConfValCount 4
#Υπολογισμός διαστάσεων και ιδιοτήτων και ορισμός διατομής
for {set i $TotColReinfCount} {$i<$length} {incr i 1} {;
    #εύρεση ετικέτας υλικού που αντιστοιχεί στην παρεχόμενη
περίσφιξη και απομόνωση χαρακτηριστικών όπλισης
    set matTag [lindex $ConfTagList [lsearch $ConfVal [lindex
$ConfValList $ConfValCount]]];
    set ColReinf [lindex $TotColReinfList $i]; #συνολικός οπλισμός
    set Layers [split $ColReinf "-"]; #οπλισμός ανά στρώση
    set NoLayers [llength $Layers]; #αριθμός
στρώσεων
    set dim [lindex $ColDimList $ColDimCount]; #διάσταση
υποστρώματος
    set dimhalf [format "%.3f" [expr 0.5*$dim]]
    puts $logfile "\nSquare column section $secTag with dimension
$dim ,reinforcement $ColReinf in $NoLayers layers, provided  $\alpha\omega_w$  [lindex
$ConfValList $ConfValCount] and corresponding matTag $matTag";
    section Fiber $secTag {;
        #ορισμός τμημάτων σκυροδέματος
        #περισφινόμενος πυρήνας - από το κέντρο του συνδετήρα
        set NoFibers [expr round(($dim-2*$cov-$Fw)*100)]
        #
        $matTag $numSubdivY $numSubdivZ
        $yI
        $zI
        $yJ
        $zJ
        patch rect $matTag $NoFibers 1 [format "%.3f" [expr -
$dimhalf+$cov+0.5*$Fw]] [format "%.3f" [expr -$dimhalf+$cov+0.5*$Fw]]
[format "%.3f" [expr $dimhalf-$cov-0.5*$Fw]] [format "%.3f" [expr $dimhalf-
$cov-0.5*$Fw]];
        puts $logfile "Core concrete rectangular patch from
I(y,z): [format "%.3f" [expr -$dimhalf+$cov+0.5*$Fw]] - [format "%.3f" [expr
-$dimhalf+$cov+0.5*$Fw]] to J(y,z): [format "%.3f" [expr $dimhalf-$cov-
0.5*$Fw]] - [format "%.3f" [expr $dimhalf-$cov-0.5*$Fw]] "
        #επικαλύψεις
        #
        $matTag $numSubdivY $numSubdivZ
        $yI
        $zI
        $yJ
        $zJ
        patch rect 2 [expr round($cov*100)] 1 [format "%.3f"
[expr -$dimhalf]] [format "%.3f" [expr -$dimhalf]] [format "%.3f" [expr
$dimhalf]] [format "%.3f" [expr -$dimhalf+$cov]]; #1
        puts $logfile "Cover concrete rectangular patch 1 from
I(y,z): [format "%.3f" [expr -$dimhalf]] - [format "%.3f" [expr -$dimhalf]]

```

```

to J(y,z): [format "%.3f" [expr $dimhalf]] - [format "%.3f" [expr -
$dimhalf+$cov+0.5*$Fw]]";
    patch rect 2 [expr round($cov*100)] 1 [format "%.3f"
[expr -$dimhalf]] [format "%.3f" [expr $dimhalf-$cov-0.5*$Fw]] [format
("%.3f" [expr $dimhalf]] [format "%.3f" [expr $dimhalf]]]; #2
    puts $logfile "Cover concrete rectangular patch 2 from
I(y,z): [format "%.3f" [expr -$dimhalf]] - [format "%.3f" [expr $dimhalf-
$cov-0.5*$Fw]] to J(y,z): [format "%.3f" [expr $dimhalf]] - [format "%.3f"
[expr $dimhalf]]";
    patch rect 2 [expr round($cov*100)] 1 [format "%.3f"
[expr -$dimhalf]] [format "%.3f" [expr -$dimhalf+$cov+0.5*$Fw]] [format
("%.3f" [expr -$dimhalf+$cov+0.5*$Fw]] [format "%.3f" [expr $dimhalf-$cov-
0.5*$Fw]]]; #3
    puts $logfile "Cover concrete rectangular patch 3 from
I(y,z): [format "%.3f" [expr -$dimhalf]] - [format "%.3f" [expr -
$dimhalf+$cov+0.5*$Fw]] to J(y,z): [format "%.3f" [expr -
$dimhalf+$cov+0.5*$Fw]] - [format "%.3f" [expr $dimhalf-$cov-0.5*$Fw]]";
    patch rect 2 [expr round($cov*100)] 1 [format "%.3f"
[expr $dimhalf-$cov-0.5*$Fw]] [format "%.3f" [expr -$dimhalf+$cov+0.5*$Fw]]
[format "%.3f" [expr $dimhalf]] [format "%.3f" [expr $dimhalf-$cov-
0.5*$Fw]]]; #4
    puts $logfile "Cover concrete rectangular patch 4 from
I(y,z): [format "%.3f" [expr $dimhalf-$cov-0.5*$Fw]] - [format "%.3f" [expr
-$dimhalf+$cov+0.5*$Fw]] to J(y,z): [format "%.3f" [expr $dimhalf]] -
[format "%.3f" [expr $dimhalf-$cov-0.5*$Fw]]";
    #ορισμός στρώσεων οπλισμού
    for {set l 1} {$l<=$NoLayers} {incr l 1} {;
        set No [lindex [split [lindex $Layers [expr $l-1]]
"$Φ" ] 0];
        set F [expr [lindex [split [lindex $Layers [expr
$l-1]] "$Φ@" ] 1]/1000.];
        set hl [expr [lindex [split [lindex $Layers [expr
$l-1]] "@" ] 1]/1000.];
        set yl [format "%.3f" [expr $dimhalf-$hl]];
        set zstart [format "%.3f" [expr $dimhalf-$cov-$Fw-
0.5*$F]];
        set zfinish [format "%.3f" [expr -
$dimhalf+$cov+$Fw+0.5*$F]];
        #
        $matTag $numFiber $areaFiber
        $yStart $zStart $yEnd $zEnd
        layer straight 1 $No [expr $pi*$F*$F/4] $yl
        $zstart $yl $zfinish
        puts $logfile "Layer $l with $No Φ[expr 1000*$F]
at vertical distance $yl from section centroid, spreading horizontally from
$zstart to $zfinish"
    };
    };
    set ConfValCount [expr $ConfValCount+1];
    set ColDimCount [expr $ColDimCount+1];
    set secTag [expr $secTag+1]
};
unset ConfValList
lappend nextSecTag1 $secTag;
puts $logfile "nextSecTag1 $nextSecTag1"
#
#
#
#MEΛH
puts $logfile "Members"
#Ορισμός άκαμπτων τμημάτων:
#Ορισμός άκαμπτων τμημάτων δοκών στους κόμβους
set HbeamCount 13;
set BbeamCount 14;
set diff 26;
set i [expr $nob+1+[lindex $nextNode1 [expr $cfr-1]]];
for {set st 1} {$st<=$nos} {incr st 1} {;
    set hb [lindex $BeamDimList $HbeamCount];
    set bb [lindex $BeamDimList $BbeamCount];

```

```

        set Ab [expr $hb*$bb];
        set Ib [expr $bb*pow($hb,3)/12];
        if {$st<=$stbs} {;
            for {set t 0} {[expr $i+$t]<=[expr $i+3]} {incr t 1}
    {;
        if {[expr $i+$t]==[expr $i] | [expr $i+$t]==[expr
    $i+3]} {;
            #element elasticBeamColumn $eleTag      $iNode
            $jNode      $A      $E      $Iz
        $transfTag
            element elasticBeamColumn $eleTag [expr
    $i+$t] [expr $i+$t+$diff] $Ab $Erigid $Ib $transfTag;
            puts $logfile "Elastic beam element $eleTag
    from [expr $i+$t] to [expr $i+$t+$diff] with h $hb ,b $bb and E $Erigid kPa"
            set eleTag [expr $eleTag+1]
        } else {;
            #element elasticBeamColumn $eleTag      $iNode
            $jNode      $A      $E      $Iz
        $transfTag
            element elasticBeamColumn $eleTag [expr
    $i+$t] [expr $i+$t+$diff] $Ab $Erigid $Ib $transfTag;
            puts $logfile "Elastic beam element $eleTag
    from [expr $i+$t] to [expr $i+$t+$diff] with h $hb ,b $bb and E $Erigid kPa"
            set eleTag [expr $eleTag+1];
            set diff [expr $diff+1];
            #element elasticBeamColumn $eleTag      $iNode
            $jNode      $A      $E      $Iz
        $transfTag
            element elasticBeamColumn $eleTag [expr
    $i+$t] [expr $i+$t+$diff] $Ab $Erigid $Ib $transfTag;
            puts $logfile "Elastic beam element $eleTag
    from [expr $i+$t] to [expr $i+$t+$diff] with h $hb ,b $bb and E $Erigid kPa"
            set eleTag [expr $eleTag+1];
        };
        };
        set i [expr $i+4]
    } else {;
        for {set t 0} {[expr $i+$t]<=[expr $i+2]} {incr t 1}
    {;
        if {[expr $i+$t]==[expr $i] | [expr $i+$t]==[expr
    $i+2]} {;
            #element elasticBeamColumn $eleTag      $iNode
            $jNode      $A      $E      $Iz
        $transfTag
            element elasticBeamColumn $eleTag [expr
    $i+$t] [expr $i+$t+$diff] $Ab $Erigid $Ib $transfTag;
            puts $logfile "Elastic beam element $eleTag
    from [expr $i+$t] to [expr $i+$t+$diff] with h $hb ,b $bb and E $Erigid kPa"
            set eleTag [expr $eleTag+1]
        } else {;
            #element elasticBeamColumn $eleTag      $iNode
            $jNode      $A      $E      $Iz
        $transfTag
            element elasticBeamColumn $eleTag [expr
    $i+$t] [expr $i+$t+$diff] $Ab $Erigid $Ib $transfTag;
            puts $logfile "Elastic beam element $eleTag
    from [expr $i+$t] to [expr $i+$t+$diff] with h $hb ,b $bb and E $Erigid kPa"
            set eleTag [expr $eleTag+1];
            set diff [expr $diff+1];
            #element elasticBeamColumn $eleTag      $iNode
            $jNode      $A      $E      $Iz
        $transfTag
            element elasticBeamColumn $eleTag [expr
    $i+$t] [expr $i+$t+$diff] $Ab $Erigid $Ib $transfTag;
            puts $logfile "Elastic beam element $eleTag
    from [expr $i+$t] to [expr $i+$t+$diff] with h $hb ,b $bb and E $Erigid kPa"
            set eleTag [expr $eleTag+1];
        };
    };
};

```

```

};
    set i [expr $i+3]
};
    set HbeamCount [expr $HbeamCount+6];
    set BbeamCount [expr $BbeamCount+6];
};
#Ορισμός άκαμπτων τμημάτων υποστυλωμάτων στους κόμβους
set ColDimCount 14;
set diff 64;
set i [expr [lindex $nextNode1 [expr $cfr-1]]+$nob+1];
for {set st 1} {$st<=$nos} {incr st 1} {;
    if {$st<$stbs} {;
        for {set t 0} {[expr $i+$t]<=[expr $i+3]} {incr t 1}
};
        set hc [lindex $ColDimList $ColDimCount];
        set Ac [expr pow($hc,2)];
        set Ic [expr pow($hc,4)/12];
        #element elasticBeamColumn $eleTag $iNode
        $jNode $A $E $Iz
$transfTag
        element elasticBeamColumn $eleTag [expr $i+$t]
[expr $i+$t+$diff] $Ac $Erigid $Ic $transfTag;
        puts $logfile "Elastic column element $eleTag from
[expr $i+$t] to [expr $i+$t+$diff] with h $hc and E $Erigid kPa"
        set eleTag [expr $eleTag+1];
        set ColDimCount [expr $ColDimCount+4];
        set hc [lindex $ColDimList $ColDimCount];
        set Ac [expr pow($hc,2)];
        set Ic [expr pow($hc,4)/12];
        #element elasticBeamColumn $eleTag $iNode
        $jNode $A $E $Iz $transfTag
        element elasticBeamColumn $eleTag [expr $i+$t]
[expr $i+$t+$diff+4] $Ac $Erigid $Ic $transfTag;
        puts $logfile "Elastic column element $eleTag from
[expr $i+$t] to [expr $i+$t+$diff+4] with h $hc and E $Erigid kPa"
        set eleTag [expr $eleTag+1];
        set ColDimCount [expr $ColDimCount-4+1];
    };
    set diff [expr $diff+4]
    set i [expr $i+4]
} elseif {$st==$stbs} {;
    for {set t 0} {[expr $i+$t]<=[expr $i+2]} {incr t 1}
};
        set hc [lindex $ColDimList $ColDimCount];
        set Ac [expr pow($hc,2)];
        set Ic [expr pow($hc,4)/12];
        #element elasticBeamColumn $eleTag $iNode
        $jNode $A $E $Iz
$transfTag
        element elasticBeamColumn $eleTag [expr $i+$t]
[expr $i+$t+$diff] $Ac $Erigid $Ic $transfTag;
        puts $logfile "Elastic column element $eleTag from
[expr $i+$t] to [expr $i+$t+$diff] with h $hc and E $Erigid kPa"
        set eleTag [expr $eleTag+1];
        set ColDimCount [expr $ColDimCount+4];
        set hc [lindex $ColDimList $ColDimCount];
        set Ac [expr pow($hc,2)];
        set Ic [expr pow($hc,4)/12];
        #element elasticBeamColumn $eleTag $iNode
        $jNode $A $E $Iz $transfTag
        element elasticBeamColumn $eleTag [expr $i+$t]
[expr $i+$t+$diff+4] $Ac $Erigid $Ic $transfTag;
        puts $logfile "Elastic column element $eleTag from
[expr $i+$t] to [expr $i+$t+$diff+4] with h $hc and E $Erigid kPa"
        set eleTag [expr $eleTag+1];
        set ColDimCount [expr $ColDimCount-4+1];
    };
    set i [expr $i+3]
};

```

```

        set hc [lindex $ColDimList $ColDimCount];
        set Ac [expr pow($hc,2)];
        set Ic [expr pow($hc,4)/12];
        #element elasticBeamColumn $eleTag $iNode $jNode
$A $E $Iz $transfTag
        element elasticBeamColumn $eleTag $i [expr $i+$diff]
$Ac $Erigid $Ic $transfTag;
        puts $logfile "Elastic column element $eleTag from $i to
[expr $i+$diff] with h $hc and E $Erigid kPa"
        set eleTag [expr $eleTag+1];
        set ColDimCount [expr $ColDimCount+1];
        set diff [expr $diff+3];
        set i [expr $i+1];
    } elseif {$st==[expr $nos-1]} {;
        for {set t 0} {[expr $i+$t]<=[expr $i+2]} {incr t 1}
};

        set hc [lindex $ColDimList $ColDimCount];
        set Ac [expr pow($hc,2)];
        set Ic [expr pow($hc,4)/12];
        #element elasticBeamColumn $eleTag $iNode
$jNode $A $E $Iz
$transfTag
        element elasticBeamColumn $eleTag [expr $i+$t]
[expr $i+$t+$diff] $Ac $Erigid $Ic $transfTag;
        puts $logfile "Elastic column element $eleTag from
[expr $i+$t] to [expr $i+$t+$diff] with h $hc and E $Erigid kPa"
        set eleTag [expr $eleTag+1];
        set ColDimCount [expr $ColDimCount+3];
        set hc [lindex $ColDimList $ColDimCount];
        set Ac [expr pow($hc,2)];
        set Ic [expr pow($hc,4)/12];
        #element elasticBeamColumn $eleTag $iNode
$jNode $A $E $Iz $transfTag
        element elasticBeamColumn $eleTag [expr $i+$t]
[expr $i+$t+$diff+3] $Ac $Erigid $Ic $transfTag;
        puts $logfile "Elastic column element $eleTag from
[expr $i+$t] to [expr $i+$t+$diff+3] with h $hc and E $Erigid kPa"
        set eleTag [expr $eleTag+1];
        set ColDimCount [expr $ColDimCount-3+1];
    };
        set diff [expr $diff+3];
        set i [expr $i+3];
    } elseif {$st==$nos} {;
        for {set t 0} {[expr $i+$t]<=[expr $i+2]} {incr t 1}
};

        set hc [lindex $ColDimList $ColDimCount];
        set Ac [expr pow($hc,2)];
        set Ic [expr pow($hc,4)/12];
        #element elasticBeamColumn $eleTag $iNode
$jNode $A $E $Iz
$transfTag
        element elasticBeamColumn $eleTag [expr $i+$t]
[expr $i+$t+$diff] $Ac $Erigid $Ic $transfTag;
        puts $logfile "Elastic column element $eleTag from
[expr $i+$t] to [expr $i+$t+$diff] with h $hc and E $Erigid kPa"
        set eleTag [expr $eleTag+1];
        set ColDimCount [expr $ColDimCount+1];
    };
};
#
#
#Ορισμός στοιχείων μηδενικού μήκους για τη στήριξη των δοκών
set beamNode1 [expr ($nob+1)*($stbs+1)+$nob*($nos-$stbs)+[lindex
$nextNode1 [expr $cfr-1]]]; #κόμβος αρχής πρώτης δοκού
for {set st 1} {$st<=$nos} {incr st 1} {;
    if {$st<=$stbs} {;
        set step 4;

```

```

        } else {;
            set step 2;
        };
        for {set i $beamNode1} {$i<=[expr $beamNode1+$step]} {incr i 2}
    {;
        #
        $eleTag
        $iNode          $jNode -mat $matTag1 ... -dir $dir1 ...
        element zeroLength $eleTag [expr $i] [expr 1000*$i] -mat
        3 -dir 2;
        σύνδεσης τέμνουσας
        puts $logfile "Zero-length element $eleTag from node $i
        to node [expr 1000*$i] at direction 2 with material 3";
        set eleTag [expr $eleTag+1];
        #
        $eleTag
        $iNode          $jNode -mat $matTag1 ... -dir $dir1 ...
        element zeroLength $eleTag [expr $i] [expr 1000*$i] -mat
        3 -dir 6;
        σύνδεσης ροπής
        puts $logfile "Zero-length element $eleTag from node $i
        to node [expr 1000*$i] at direction 6 with material 3";
        set eleTag [expr $eleTag+1];
    };
        set beamNode1 [expr $beamNode1+$step+2];
    };
    set beam1Tag $eleTag
    puts $logfile "beam1Tag $beam1Tag"
    #
    #
    #Ορισμός δοκών
    set secTag [lindex $nextSecTag1 [expr $cfr-1]]
    set beamNode1 [expr ($nob+1)*($stbs+1)+$nob*($nos-$stbs)+[lindex
    $nextNode1 [expr $cfr-1]]]; #κόμβος αρχής πρώτης δοκού
    for {set st 1} {$st<=$nos} {incr st 1} {;
        if {$st<=$stbs} {;
            set step 4;
        } else {;
            set step 2;
        };
    };
    for {set i $beamNode1} {$i<=[expr $beamNode1+$step]} {incr i 2}
};
#
$eleTag
$iNode          $jNode $numIntgrPts $secTag $transfTag <-
iter $maxIters $tol>
element forceBeamColumn $eleTag [expr 1000*$i] [expr
$i+1] 5 $secTag $transfTag -iter 1000 1.0e-7;
puts $logfile "Beam element $eleTag with fiber section
$secTag from [expr 1000*$i] to [expr $i+1]";
set eleTag [expr $eleTag+1];
};
set secTag [expr $secTag+1]
set beamNode1 [expr $beamNode1+$step+2];
};
set collTag $eleTag
puts $logfile "collTag $collTag"
#
#
#Ορισμός υποσυλωμάτων
set Node1 [lindex $nextNode1 [expr $cfr-1]];
for {set st 1} {$st<=$nos} {incr st 1} {;
    if {$st==1} {;
        set diff 68;
        set noc 4;
    } elseif {$st<=$stbs} {;
        set diff 4;
        set noc 4;
    } else {;
        set diff 3;
        set noc 3;
    };
};

```

```

    };
    for {set i $Node1} {$i<=[expr $Node1+$noc-1]} {incr i 1} {
        # $eleTag $iNode
    $jNode $numIntgrPts $secTag $stransfTag <-iter $maxIters $tol>
        element forceBeamColumn $eleTag $i [expr $i+$diff] 5
    $secTag $stransfTag -iter 1000 1.0e-7;
        puts $logfile "Column element $eleTag with fiber section
    $secTag from $i to [expr $i+$diff]";
        set secTag [expr $secTag+1];
        set eleTag [expr $eleTag+1];
    };
    set Node1 [expr $Node1+$noc+$diff];
};
set colLastTag [expr $eleTag-1];
puts $logfile "colLastTag $colLastTag"
#
#
#
#Ορισμός ζητούμενων αποτελεσμάτων για τα μέλη
#Ενταση
recorder Element -file $dirName/BeamGF_P$cfr.out -eleRange $beam1Tag
[expr $collTag-1] globalForce;
recorder Element -xml $dirName/BeamGF_P$cfr.xml -eleRange $beam1Tag
[expr $collTag-1] globalForce;
recorder Element -file $dirName/ColGF_P$cfr.out -eleRange $collTag
$colLastTag globalForce;
recorder Element -xml $dirName/ColGF_P$cfr.xml -eleRange $collTag
$colLastTag globalForce;
#
recorder EnvelopeElement -file $dirName/BeamEnvGF_P$cfr.out -eleRange
$beam1Tag [expr $collTag-1] globalForce;
recorder EnvelopeElement -xml $dirName/BeamEnvGF_P$cfr.xml -eleRange
$beam1Tag [expr $collTag-1] globalForce;
recorder EnvelopeElement -file $dirName/ColEnvGF_P$cfr.out -eleRange
$collTag $colLastTag globalForce;
recorder EnvelopeElement -xml $dirName/ColEnvGF_P$cfr.xml -eleRange
$collTag $colLastTag globalForce;
#Πλαστικές παραμορφώσεις
recorder Element -file $dirName/BeamPlDef_P$cfr.out -eleRange
$beam1Tag [expr $collTag-1] plasticDeformation;
recorder Element -xml $dirName/BeamPlDef_P$cfr.xml -eleRange $beam1Tag
[expr $collTag-1] plasticDeformation;
recorder Element -file $dirName/ColPlDef_P$cfr.out -eleRange $collTag
$colLastTag plasticDeformation;
recorder Element -xml $dirName/ColPlDef_P$cfr.xml -eleRange $collTag
$colLastTag plasticDeformation;
#
recorder EnvelopeElement -file $dirName/BeamEnvPlDef_P$cfr.out -
eleRange $beam1Tag [expr $collTag-1] plasticDeformation;
recorder EnvelopeElement -xml $dirName/BeamEnvPlDef_P$cfr.xml -
eleRange $beam1Tag [expr $collTag-1] plasticDeformation;
recorder EnvelopeElement -file $dirName/ColEnvPlDef_P$cfr.out -
eleRange $collTag $colLastTag plasticDeformation;
recorder EnvelopeElement -xml $dirName/ColEnvPlDef_P$cfr.xml -eleRange
$collTag $colLastTag plasticDeformation;
#Drift
set Node1 [lindex $nextNode1 [expr $cfr-1]];
for {set st 1} {$st<=$nos} {incr st 1} {;
    if {$st<=[expr $stbs+1]} {;
        set diff [expr $nob+1];
    } else {;
        set diff $nob;
    };
    if {$st<=$stbs} {
        recorder Drift -file $dirName/Drift_P$cfr.st$st.out -
iNode $Node1 [expr $Node1+1] [expr $Node1+2] [expr $Node1+3] -jNode [expr
$Node1+4] [expr $Node1+5] [expr $Node1+6] [expr $Node1+7] -dof 1 -perpDirn 2

```

```

        recorder Drift -xml $dirName/Drift_P$cfr.st$st.xml -
iNode $Node1 [expr $Node1+1] [expr $Node1+2] [expr $Node1+3] -jNode [expr
$Node1+4] [expr $Node1+5] [expr $Node1+6] [expr $Node1+7] -dof 1 -perpDirn 2
        puts $logfile "Drift Recorder P$cfr storey$st $Node1 -
[expr $Node1+4] ,[expr $Node1+1]-[expr $Node1+5] ,[expr $Node1+2]-[expr
$Node1+6] ,[expr $Node1+3]-[expr $Node1+7]";
        set Node1 [expr $Node1+$diff];
    } elseif {$st==[expr $stbs+1]} {
        recorder Drift -file $dirName/Drift_P$cfr.st$st.out -
iNode $Node1 [expr $Node1+1] [expr $Node1+2] -jNode [expr $Node1+4] [expr
$Node1+5] [expr $Node1+6] -dof 1 -perpDirn 2
        recorder Drift -xml $dirName/Drift_P$cfr.st$st.xml -
iNode $Node1 [expr $Node1+1] [expr $Node1+2] -jNode [expr $Node1+4] [expr
$Node1+5] [expr $Node1+6] -dof 1 -perpDirn 2
        puts $logfile "Drift Recorder P$cfr storey$st $Node1 -
[expr $Node1+4] ,[expr $Node1+1]-[expr $Node1+5] ,[expr $Node1+2]-[expr
$Node1+6]";
        set Node1 [expr $Node1+$diff];
    } else {;
        recorder Drift -file $dirName/Drift_P$cfr.st$st.out -
iNode $Node1 [expr $Node1+1] [expr $Node1+2] -jNode [expr $Node1+3] [expr
$Node1+4] [expr $Node1+5] -dof 1 -perpDirn 2
        recorder Drift -xml $dirName/Drift_P$cfr.st$st.xml -
iNode $Node1 [expr $Node1+1] [expr $Node1+2] -jNode [expr $Node1+3] [expr
$Node1+4] [expr $Node1+5] -dof 1 -perpDirn 2
        puts $logfile "Drift Recorder P$cfr storey$st $Node1 -
[expr $Node1+3] ,[expr $Node1+1]-[expr $Node1+4] ,[expr $Node1+2]-[expr
$Node1+5]";
        set Node1 [expr $Node1+$diff];
    };
};
#
#
#
#Ορισμός φορτίων βαρύτητας
if {$cfr==1} {;
    set G 20.5;          #kN/m
} else {;
    set G 29.0;          #kN/m
};
pattern Plain $cfr Linear {;
    for {set i $beam1Tag} {$i<$collTag} {incr i 1} {;
        eleLoad -ele $i -type -beamUniform -$G;
        puts $logfile "element $i with $G kN/m";
    };
};
};
set fID [open nextNode1.dat w+];
puts $fID "$nextNode1";
close $fID;
#
#
#Ορισμός ζητούμενων αποτελεσμάτων για τους κόμβους
#Μετατοπίσεις όλων των κόμβων
set LastNode [expr [lindex $nextNode1 $nof]-1]
recorder Node -file $dirName/NodeAll.out -nodeRange 1 $LastNode -dof 1 2 3
disp;
recorder Node -xml $dirName/NodeAll.xml -nodeRange 1 $LastNode -dof 1 2 3
disp;
recorder EnvelopeNode -file $dirName/NodeEnvAll.out -nodeRange 1 $LastNode -
dof 1 2 3 disp;
recorder EnvelopeNode -xml $dirName/NodeEnvAll.xml -nodeRange 1 $LastNode -
dof 1 2 3 disp;
#Αντιδράσεις στηρίξεων
for {set cfr 1} {$cfr<=$nof} {incr cfr 1} {;
    set Node1 [lindex $nextNode1 [expr $cfr-1]]
    recorder Node -file $dirName/NodeFixedP$cfr.out -nodeRange $Node1
[expr $Node1+$nob] -dof 1 2 3 reaction;

```



```

recorder Node -xml $dirName/NodeFixedP$cfr.xml -nodeRange $Node1 [expr
$Node1+$nob] -dof 1 2 3 reaction;
recorder EnvelopeNode -file $dirName/NodeEnvFixedP$cfr.out -nodeRange
$Node1 [expr $Node1+$nob] -dof 1 2 3 reaction;
recorder EnvelopeNode -xml $dirName/NodeEnvFixedP$cfr.xml -nodeRange
$Node1 [expr $Node1+$nob] -dof 1 2 3 reaction;
};
#
#
#Προσομοίωση διαφραγματικής λειτουργίας
#ορόφου κάθε πλαισίου
puts $logfile "\nConstruction of Rigid Diaphragm"
set A 0.2;
for {set cfr 1} {$cfr<=$nof} {incr cfr 1} {;
  for {set st 1} {$st<=$nos} {incr st 1} {;
    if {$st<=$stbs} {;
      set nop $nob;
      set Ninit [expr 1+$st*($nob+1)];
    } elseif {$st==[expr $stbs+1]} {;
      set nop [expr $nob-1];
      set Ninit [expr 1+$st*($nob+1)];
    } else {;
      set nop [expr $nob-1];
      set Ninit [expr $st*($nob+1)];
    };
    set Off [expr [lindex $nextNode1 [expr $cfr-1]]-1];
    set Ninit [expr $Ninit+$Off];
    for {set i $Ninit} {$i<[expr $Ninit+$nop]} {incr i 1} {
      #
      $eleTag $iNode $jNode $A $matTag
<-rho $rho> <-doRayleigh $rFlag>
      element truss $eleTag $i [expr $i+1] $A 3;
      puts $logfile "Elastic truss element from $i to [expr
$i+1] with A $A and corresponding material tag 3."
      set eleTag [expr $eleTag+1];
    };
  };
};
#άκαμπτη σύνδεση των πλαισίων μεταξύ τους
for {set c 1} {$c<=[expr $nof-1]} {incr c 1} {;
  set Ninit [expr 2*($nob+1)];
  for {set st 1} {$st<=$nos} {incr st 1} {;
    if {$st<=$stbs} {;
      set diff [expr $nob+1];
      set Off [expr [lindex $nextNode1 $c]-$nob-1];
    } elseif {$st==$stbs} {;
      set diff $nob;
      set Off [expr [lindex $nextNode1 $c]-$nob-1];
    } else {;
      set diff $nob;
      set Off [expr [lindex $nextNode1 $c]-$nob];
    };
    #
    $eleTag $iNode $jNode $A $matTag <-rho
$rho> <-doRayleigh $rFlag>
    element truss $eleTag $Ninit [expr $Ninit+$Off] $A 3;
    puts $logfile "Elastic truss element from $Ninit to [expr
$Ninit+$Off] with A $A and corresponding material tag 3."
    set eleTag [expr $eleTag+1];
    set Ninit [expr $Ninit+$diff];
  };
};
#
#
#
#Ανάλυση για τα φορτία βαρύτητας
set tol 1.0e-6; # convergence tolerance for
test # ορισμός μεθόδου
constraints Transformation;
σηματισμού των εξισώσεων κόμβων

```

```

numberer RCM; # νέα αρίθμηση των
βαθμών ελευθερίας στα σχηματιζόμενα μητρώα, αν είναι επιθυμητό
system UmfPack; # πως θα αποθηκευτεί
και θα επιλυθεί το σύστημα εξισώσεων κατά την ανάλυση
test NormDispIncr $tol 200; # έλεγχος σύγκλισης
επαναληπτικής μεθόδου στο τέλος της επανάληψης
algorithm ModifiedNewton -initial; # επιλογή αλγορίθμου για την
επίλυση
set NstepGravity 10; # εφαρμογή N βημάτων για την
ανάλυση της φόρτισης
set fID [open NstepGravity.dat w+]; # καταγραφή αριθμού βημάτων σε
αρχείο
puts $fID "$NstepGravity";
close $fID;
set DGravity [expr 1.0/$NstepGravity];# έλεγχος φορτίου σε κάθε βήμα
integrator LoadControl $DGravity; # επιβολή φόρτισης με έλεγχο φορτίου
analysis Static; # τύπος της ανάλυσης:
στατική
analyze $NstepGravity; # πόσα βήματα ανάλυσης
loadConst -time 0.0; # μηδενισμός χρόνου για
διεξαγωγή νέας ανάλυσης
puts $logfile "Gravity analysis completed"
#
#
#Απόσβεση
set omegal [expr pow([eigen 1],0.5)];
set T1 [expr 2*$pi/$omegal]; # period (sec.)
puts $logfile "Fundamental period: $T1"
# $alphaM $betaK $betaKinit $betaKcomm
rayleigh 0. 0. 0. [expr 2*0.05/$omegal]
#
#Εισαγωγή επιταχυνσιογραφήματος
# #####Korinthos1981-scaled
set record ScaledKorinthos1981cor@1.29;
set dt 0.01;
set nPts 3675;
set f 9.81;
timeSeries Path 1 -filePath $record.dat -dt $dt -factor $f; # Set time
series to be passed to uniform excitation
# $patternTag $dir -accel
$tsTag <-vel0 $ver0>
pattern UniformExcitation [expr $nof+1] 1 -accel 1; # Create
UniformExcitation load pattern
#
#
#
#Δυναμική Ανάλυση
wipeAnalysis
puts $logfile "Dynamic analysis with $record record"
set tol 1.0e-10;
constraints Transformation; # ορισμός μεθόδου σχηματισμού
των εξισώσεων κόμβων
numberer RCM; # νέα αρίθμηση των
βαθμών ελευθερίας στα σχηματιζόμενα μητρώα, αν είναι επιθυμητό
system UmfPack; # πως θα αποθηκευτεί
και θα επιλυθεί το σύστημα εξισώσεων κατά την ανάλυση
test NormDispIncr $tol 200; # έλεγχος σύγκλισης
επαναληπτικής μεθόδου στο τέλος της επανάληψης
algorithm ModifiedNewton -initial; # επιλογή αλγορίθμου Newton για την
επίλυση
integrator Newmark 0.5 0.25; # επίλυση με τη μέθοδο Newmark -
μέσης επιταχύνσεως ( $\beta=1/2$   $\gamma=1/4$ )
analysis Transient; # τύπος της ανάλυσης
# Perform the transient analysis
set tFinal [expr $nPts*$dt];
set tCurrent [getTime];
set ok 0;
while { $ok == 0 && $tCurrent < $tFinal } {;

```

```

    set ok [analyze 1 $dt];
    if {$ok != 0} {;
        puts $logfile "Modified Newton algorithm failed - try KrylovNewton
for the current step";
        test NormDispIncr $tol 200;
        algorithm KrylovNewton;
        set ok [analyze 1 $dt];
        if {$ok == 0} {
            puts $logfile "KrylovNewton successfull - back to
modified Newton";
        } else {;
            puts $logfile "KrylovNewton algorithm failed - try
Newton with Line Search";
            test NormDispIncr $tol 200;
            algorithm NewtonLineSearch -tol $tol -maxIter 200;
            set ok [analyze 1 $dt];
            if {$ok == 0} {
                puts $logfile "Newton with Line Search algorithm
successfull - back to modified Newton";
            } else {;
                puts $logfile "Newton with Line Search algorithm
failed - try Broyden algorithm";
                test NormDispIncr $tol 200;
                algorithm Broyden 200;
                set ok [analyze 1 $dt];
                if {$ok == 0} {
                    puts $logfile "Broyden algorithm
successfull - back to modified Newton";
                } else {;
                    puts $logfile "Broyden algorithm failed -
try Broyden-Fletcher-Goldfarb-Shanno algorithm";
                    test NormDispIncr $tol 200;
                    algorithm BFGS;
                    set ok [analyze 1 $dt];
                    if {$ok == 0} {
                        puts $logfile "BFGS algorithm
successfull - back to modified Newton";
                    };
                };
            };
        };
        test NormDispIncr $tol 200;
        algorithm ModifiedNewton -initial;
    };
    set tCurrent [getTime]
};
# Perform an eigenvalue analysis
puts $logfile "Fundamental period at end of transient: [expr
2*$pi/pow([eigen -Umfpack 1],0.5)]"
#
if {$ok == 0} {;
    puts $logfile "Dynamic analysis completed SUCCESSFULLY";
} else {;
    puts $logfile "Dynamic analysis failed";
};
puts "Procedure completed - look at logfile";
close $logfile;
unset ConfTagList;
wipe;
file copy -force $dirName.log Errors$dirName.log D://Thesis/$dirName
file delete -force $dirName.log;

```

## Βιβλιογραφικές Αναφορές

Ambraseys, N., Smit, P., Sigbjornsson, R., Suhadolc, P. and Margaris, B. (2002), *Internet-Site for European Strong-Motion Data*, European Commission, Research-Directorate General, Environment and Climate Programme.

Akkar, S., Bommer, J.J., *Prediction of elastic displacement response spectra in Europe and the Middle East*, (2007) *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36 (10), pp. 1275-1301

Blandon, C.A., Priestley, M.J.N., *Equivalent viscous damping equations for direct displacement based design*, (2005) *Journal of Earthquake Engineering*, 9 (SPEC. ISS. 2), pp. 257-278.

Bommer, J.J., Elnashai, A.S., *Displacement spectra for seismic design*, (1999) *Journal of Earthquake Engineering*, 3 (1), pp. 1-32.

Boore, D.M., Atkinson, G.M., *Ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV, and 5%-damped PSA at spectral periods between 0.01 s and 10.0 s.*, (2008) *Earthquake Spectra*, 24 (1), pp. 99-138.

Boore, D.M., Bommer, J.J., *Processing of strong-motion accelerograms: Needs, options and consequences*, (2005) *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25 (2), pp. 93-115.

Cauzzi, C., Faccioli, E., *Broadband (0.05 to 20 s) prediction of displacement response spectra based on worldwide digital records*, (2008) *Journal of Seismology*, 12 (4), pp. 453-475.

Comite Europeen de Normalisation, *Eurocode 8, Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*, EN 1998-1:2004, CEN, Brussels, Belgium, 2004, pp 230

Comite Euro-International du Beton & International Federation for Prestressing, *Model Code 1990 Design Code*, Thomas Telford, London, 1993, pp. 437.

Crowley, H., Pinho, R., *Period-height relationship for existing European reinforced concrete buildings*, (2004) *Journal of Earthquake Engineering*, 8 (1 SPEC. ISS.), pp. 93-119

Dwairi, H., Kowalsky, M., *Implementation of inelastic displacement patterns in direct displacement-based design of continuous bridge structures*, (2006) *Earthquake Spectra*, 22 (3), pp. 631-662.

Faccioli, E., Cauzzi, C., Paolucci, R., Vanini, M., Villani, M., Finazzi, D., *Long period strong ground motion and its use as input to displacement based design*, (2007) *Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering*, 6, pp. 23-51.

Faccioli, E., Paolucci, R., Rey, J., *Displacement spectra for long periods*, (2004) *Earthquake Spectra*, 20 (2), pp. 347-376.

Faccioli, E., Villani, M., Vanini, M., Cauzzi, C., *Mapping Seismic Hazard for the Needs of Displacement-Based Design: The Case of Italy*, (2010) *Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering*, 13, pp. 3-14.

Federal Emergency Management Agency, *NEHRP Recommended Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures 2003*, FEMA 450, Washington D.C., 2003, pp 356

Federal Emergency Management Agency, *NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures 2009*, FEMA P750, Washington D.C., 2009, pp 388

Jacobsen, L.S., *Damping in Composite Structures*, Proceedings, 2<sup>nd</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 2, Japan, 1960, pp. 1029-1044

Pacific Earthquake Research Center, *PEER Ground Motion Database*,

Pacific Earthquake Research Center, *Open System for Earthquake Engineering Simulation - OpenSEES*

Pettinga, J.D., Priestley, M.J.N., *Dynamic behaviour of reinforced concrete frames designed with direct displacement-based design*, (2005) *Journal of Earthquake Engineering*, 9 (SPEC. ISS. 2), pp. 309-330.

Pinto, P.E. (Ed.), *Seismic Design of RC Structures for Controlled Inelastic Response*, CEB Bulletin No. 236, Comité Euro-International du Béton, Lausanne, Switzerland, 1997, pp 204

Priestley, M.J.N., *Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited. The 9<sup>th</sup> Mallet Milne Lecture*, IUSS Press, Pavia, 2003, pp 121

Priestley, M.J.N., Amaris A.D., *Dynamic Amplification of Seismic Moments and Shear Forces in Cantilever Walls*, ROSE Research Report 2002/01, IUSS Press, Pavia, 2002, pp 95

Priestley, M.J.N., Calvi, G.M., Kowalsky, M.J., *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, (2007), IUSS Press, Pavia, pp 721

Seismosoft 2013, *SeismoMatch - A computer program for spectrum matching of earthquake records*, available from URL: [www.seismosoft.com](http://www.seismosoft.com)

Seismosoft 2013, *SeismoSignal - A computer program for signal processing of time-histories*, available from URL: [www.seismosoft.com](http://www.seismosoft.com)

Shibata, Akenori, Sozen, Mete A., *Substitute-Structure Method for Seismic Design in R/C*, (1976) *ASCE J Struct Div*, 102 (1), pp. 1-18.

Sullivan T.J., Priestley, M.J.N., Calvi, G.M., *A Model Code for the Displacement-Based Seismic Design of Structures DBD12*, (2012), IUSS Press, Pavia, pp 105

Tolis, S.V., Faccioli, E., *Displacement design spectra*, (1999) *Journal of Earthquake Engineering*, 3 (1), pp. 107-125

Κανονισμός Επεμβάσεων 2012 – ΟΑΣΠ

Ρεπαπής Κ., *Αποτίμηση της Σεισμικής Συμπεριφοράς Υφισταμένων Κτηρίων από Ω.Σ.*, Διδακτορική Διατριβή, Αθήνα, 2007, σελ. 623

Τάσιος Θ., *Θεωρία Σχεδιασμού Επισκευών και Ενισχύσεων*, Αθήνα, 2012, σελ. 312