

**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**  
**ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**  
**ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ**  
**ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ**

**ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΠΟ**  
**ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ ΜΕ ΑΡΓΙΛΙΚΟΥΣ ΟΠΤΟΠΛΙΝΘΟΥΣ**

**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**



**ΣΑΜΑΡΑ ΕΙΡΗΝΗ**  
**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ ΜΟΥΖΑΚΗΣ ΧΑΡΗΣ**

**ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2011, ΑΘΗΝΑ**

## ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η παρούσα διπλωματική εργασία εκπονήθηκε στον τομέα Αντισεισμικής Τεχνολογίας του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου το ακαδημαϊκό έτος 2011 . Κύριο αντικείμενο της είναι η εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς κατασκευών από τοιχοποιία με βάση την εκτίμηση του συντελεστή συμπεριφοράς κατασκευών από τοιχοποιία βασιζόμενη σε αποτελέσματα που προέκυψαν από πειραματικές διαδικασίες που πραγματοποιήθηκαν στο εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας του αυτού Πανεπιστημίου και Τμήματος .

Καθοριστική υπήρξε η συμβολή του επιβλέποντα καθηγητή κ. Χάρη Μουζάκη καθ'όλη τη διάρκεια εκπόνησης της εργασίας . Θα ήθελα να τον ευχαριστήσω θερμά για το ενδιαφέρον και την επιστημονική καθοδήγηση που μου προσέφερε .

Θερμές ευχαριστίες οφείλονται επίσης στην κα Λουτσία Καραπίττα για την καθοδήγηση , για τον χρόνο που αφιέρωσε συμβουλευόντάς με καθώς και για την πολύτιμη βοήθειά της στην εκμάθηση λογισμικών που χρησιμοποιήθηκαν στην πορεία της εργασίας.

## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Το θέμα που πραγματεύεται η παρούσα εργασία είναι ο καθορισμός του συντελεστή συμπεριφοράς κατασκευών από τοιχοποιία με αργιλικές οπτοπλίνθους ( masonry construction with clay units) σε εντός επιπέδου σεισμική διέγερση.

Η εργασία βασίστηκε στα αποτελέσματα που προέκυψαν από πειράματα κατασκευών από τοιχοποιία υποβαλλόμενες σε διέγερση σεισμικής τράπεζας. Τα εν λόγω πειράματα έλαβαν χώρα στο εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας του Ε.Μ.Π. Προσομοιάστηκαν επίσης οι κατασκευές με το πρόγραμμα Abaqus, προκειμένου να γίνει σύγκριση της συμπεριφοράς των μοντέλων με τις πραγματικές κατασκευές. Μέσω του προγράμματος υπολογίστηκαν επιπλέον παράμετροι απαραίτητες στους υπολογισμούς.

Αρχικά χρησιμοποιήθηκαν τρεις διαφορετικές μεθοδολογίες προκειμένου να υπολογιστεί η πλαστιμότητα  $\mu$  των κατασκευών. Πιο συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν ο Ιταλικός κώδικας (OPCM 3274 [2005] ) , ο Ευρωκώδικας 8, καθώς και η μέθοδος των Paulay and Priestley . Η πλαστιμότητα των δειγμάτων προσδιορίστηκε τόσο στις πολυβάθμιες κατασκευές όσο και στα ισοδύναμα μονοβάθμια συστήματα. Επιπλέον στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα εξετάστηκαν δύο περιπτώσεις : η θεώρηση κανονικής κατανομής καθ' ύψος και η θεώρηση ιδιομορφικής κατανομής στη ρηγματωμένη κατάσταση. Η μετατροπή της πολυβάθμιας κατασκευής στην ισοδύναμη μονοβάθμιά της έγινε με τη χρήση της μεθόδου N2.

Στη συνέχεια υπολογίστηκε η υπεραντοχή των κατασκευών με τη μεθοδολογία που ορίζει ο αντισεισμικός κανονισμός. Εξετάστηκαν τρεις διαφορετικές περιπτώσεις. Εξετάστηκε η θεώρηση της αρηγμάτωτης διατομής, η θεώρηση της ρηγματωμένης διατομής στη μισή δυσκαμψία και επίσης η θεώρηση της τελικώς ρηγματωμένης διατομής.

Τέλος υπολογίστηκε ο συντελεστής συμπεριφοράς των τριών κατασκευών για όλες τις περιπτώσεις που αναφέρθηκαν παραπάνω.

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

	Σελ.
<b>ΠΡΟΛΟΓΟΣ</b>	1
<b>ΠΕΡΙΛΗΨΗ</b>	2
<b>ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ</b>	3
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 ΕΙΣΑΓΩΓΙΚΑ</b>	<b>7</b>
1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	7
1.2 ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ	8
1.3 ΕΙΔΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ	10
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 ΠΕΙΡΑΜΑ Ε.Μ.Π.</b>	<b>15</b>
2.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΠΕΙΡΑΜΑΤΟΣ	15
2.2 ΔΕΙΓΜΑΤΑ	16
2.3 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΙΕΓΕΡΣΕΙΣ	20
2.4 ΠΑΡΑΤΗΡΟΥΜΕΝΕΣ ΖΗΜΙΕΣ	
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 ΠΕΙΡΑΜΑ</b>	<b>27</b>
3.1 ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΑΣ ΥΣΤΕΡΗΤΙΚΩΝ ΒΡΟΓΧΩΝ	27
3.2 ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΚΑΜΠΥΛΗΣ	
3.2.1 ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΔΙΓΡΑΜΜΙΚΗ ΚΑΜΠΥΛΗ	35

3.2.2	ΜΕΘΟΔΟΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΓΡΑΜΜΙΚΗΣ	37
3.3	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΕΙΡΑΜΑΤΩΝ	41
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4</b>	<b>ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ</b>	<b>50</b>
4.1	ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ ΣΤΟ ΠΟΛΥΒΑΘΜΙΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	
4.1.1	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ	50
4.1.2	ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΙ ΠΙΝΑΚΕΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ	55
4.2	ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ ΣΤΟ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟ ΣΥΣΤΗΜΑ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ N2	58
4.2.1	ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΔΙΓΡΑΜΜΙΚΗ ΚΑΜΠΥΛΗ	58
4.2.2	ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕΘΟΔΟΥ N2	60
A.	ΘΕΩΡΗΣΗ ΙΔΙΟΜΟΡΦΩΝ ΜΕ ΚΑΝΟΝΙΚΗ ΚΑΘ'ΥΨΟΣ ΚΑΤΑΝΟΜΗ	
B.	ΘΕΩΡΗΣΗ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΚΑΤΑΝΟΜΗΣ ΣΤΗ ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΗΝ ΠΡΩΤΗ ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ ΣΤΗΝ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	
4.3	ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΙ ΠΙΝΑΚΕΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ	90
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5</b>	<b>ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΥΠΕΡΑΝΤΟΧΗΣ</b>	<b>92</b>
5.1	ΜΕΘΟΔΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΥΠΕΡΑΝΤΟΧΗΣ	92
5.2	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΥΠΕΡΑΝΤΟΧΗΣ	95
5.2.1	ΘΕΩΡΗΣΗ ΑΡΗΓΜΑΤΩΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	95

5.2.2	ΘΕΩΡΗΣΗ ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΤΗ ΜΙΣΗ ΤΙΜΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ	9
5.2.3	ΘΕΩΡΗΣΗ ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΠΟΥ ΑΝΤΙΣΤΟΙΧΕΙ ΣΤΟΝ ΠΡΩΤΟ ΚΛΑΔΟ ΤΟΥ ΔΙΓΡΑΜΜΙΚΟΥ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΟΣ	101
5.3	ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΙ ΠΙΝΑΚΕΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ	103
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6</b>	<b>ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ</b>	<b>104</b>
6.1	ΜΕΘΟΔΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ	104
6.2	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΔΕΙΓΜΑΤΟΣ Β1	
6.2.1	ΘΕΩΡΗΣΗ ΑΡΗΓΜΑΤΩΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	105
6.2.2	ΘΕΩΡΗΣΗ ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΤΗ ΜΙΣΗ ΤΙΜΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ	106
6.2.3	ΘΕΩΡΗΣΗ ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΠΟΥ ΑΝΤΙΣΤΟΙΧΕΙ ΣΤΟΝ ΠΡΩΤΟ ΚΛΑΔΟ ΤΟΥ ΔΙΓΡΑΜΜΙΚΟΥ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΟΣ	107
6.3	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΔΕΙΓΜΑΤΟΣ Β3	
6.3.1	ΘΕΩΡΗΣΗ ΑΡΗΓΜΑΤΩΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	108
6.3.2	ΘΕΩΡΗΣΗ ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΤΗ ΜΙΣΗ ΤΙΜΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ	109
6.3.3	ΘΕΩΡΗΣΗ ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΠΟΥ ΑΝΤΙΣΤΟΙΧΕΙ ΣΤΟΝ ΠΡΩΤΟ ΚΛΑΔΟ ΤΟΥ ΔΙΓΡΑΜΜΙΚΟΥ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΟΣ	110

6.4	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΔΕΙΓΜΑΤΟΣ Β4	
6.4.1	ΘΕΩΡΗΣΗ ΑΡΗΓΜΑΤΩΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	111
6.4.2	ΘΕΩΡΗΣΗ ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΤΗ ΜΙΣΗ ΤΙΜΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ	112
6.4.3	ΘΕΩΡΗΣΗ ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΠΟΥ ΑΝΤΙΣΤΟΙΧΕΙ ΣΤΟΝ ΠΡΩΤΟ ΚΛΑΔΟ ΤΟΥ ΔΙΓΡΑΜΜΙΚΟΥ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΟΣ	113
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7</b>	<b>ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ</b>	<b>114</b>
<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ</b>		<b>116</b>

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

## ΕΙΣΑΓΩΓΙΚΑ

### 1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η τοιχοποιία συνιστά ένα από τα αρχαιότερα δομικά υλικά ενώ υπήρξε το βασικότερο κατασκευαστικό υλικό σε παγκόσμιο επίπεδο μέχρι και τα μέσα του 19ου αιώνα. Παρά το γεγονός ότι χρησιμοποιείται ευρέως εδώ και αιώνες, μόλις τις τελευταίες δεκαετίες έχουν διατυπωθεί εμπειριστατωμένες μελέτες για την ανάλυση και τη βελτίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών της. Είναι αξιοσημείωτο ότι μέχρι τις αρχές του 20ου αιώνα η κατασκευή κτιρίων με φέροντα οργανισμό από τοιχοποιία υπήρξε σχεδόν εμπειρική ενώ το πρώτο κείμενο Ευρωκώδικα για κατασκευές από τοιχοποιία κυκλοφόρησε το 1989 ( Ευρωκώδικας 6 [1] ).

Ανασταλτικός παράγοντας στην έρευνα και στην ανάπτυξη της χρήσης της υπήρξαν ορισμένα χαρακτηριστικά που τη διέπουν : η πολυμορφία της έκανε πράγματι δύσκολη την τυποποίηση της ενώ η ανάπτυξη νέων υλικών με μεγαλύτερη αντοχή και μικρότερη ψαθυρότητα ( όπως είναι το σκυρόδεμα ) περιόρισαν τη χρήση της. Παρόλα αυτά η τοιχοποιία εξακολουθεί να πλεονεκτεί σε θέματα θερμομόνωσης, πυροπροστασίας και αισθητικής ενώ οι κατασκευές που χτίζονται εδώ και αιώνες καταδεικνύουν την υψηλή της αντοχή στο χρόνο .

Στην εποχή μας η κατασκευή έργων με τοιχοποιία έχει περιοριστεί, όπως προαναφέρθηκε , λόγω της χρήσης άλλων υλικών , όπως είναι το σκυρόδεμα και ο χάλυβας . Παρόλα αυτά η πλειονότητα των παλαιότερων κατασκευών που υπάρχουν σήμερα στη χώρα μας καθώς και ένα μεγάλο ποσοστό κτιρίων που χαρακτηρίζονται διατηρητέα και αποτελούν στοιχεία της οικιστικής πολιτιστικής κληρονομιάς μας αποτελούνται από φυσικούς ή τεχνητούς λίθους. Ως εκ τούτου προκύπτει η ανάγκη της συντήρησης και της ενίσχυσής τους λαμβάνοντας υπόψη τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς.

Προς αυτή την κατεύθυνση διεξήχθησαν πειράματα στο εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Στις πειραματικές διαδικασίες χρησιμοποιήθηκαν τρεις κατασκευές από τοιχοποιία, οι οποίες δημιουργήθηκαν στο εργαστήριο και υποβλήθηκαν σε διέγερση επάνω σε σεισμική τράπεζα. Ελέγχθηκαν συνολικά έξι μοντέλα που αντιπροσωπεύουν πρότυπα κτίρια εκ των οποίων στην παρούσα εργασία μελετώνται τα τρία.



## 1.2 ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ

Η τοιχοποιία χρησιμοποιήθηκε ευρέως ανά τους αιώνες. Από την αρχαιότητα ακόμα συναντάμε ορισμένες πρώιμες μορφές τοιχοποιίας κατασκευαζόμενων είτε από πλέγματα κλαδιών και δέντρων πληρούμενων από λάσπη είτε από την εναπόθεση ακατέργαστων λίθων χωρίς όμως τη χρήση συνδετικού κονιάματος. Γύρω στο 3000 π.Χ. χρονολογείται η δημιουργία φούρνων και η χρήση τους για την ξήρανση των τούβλων. Στη συνέχεια η τεχνική αυτή αναπτύχθηκε και ολοκληρωμένες κατασκευές από τοιχοποιία απαντώνται στην Αίγυπτο, στην Ιταλία και στην Ελλάδα. Χαρακτηριστικά παραδείγματα αποτελούν η Πύλη των Λεόντων στις Μυκήνες ( φωτο-γραφία 1.1 ) και ο Ναός της Ομόνοιας στο Agrigento της Σικελίας (φωτογραφία 1.2 ). Κατά την Βυζαντινή περίοδο αρχίζει η χρήση κονιάματος ως συνδετικό υλικό με συνηθέστερο κονίαμα τον πηλό, από χώμα ή άμμο, με κονία την τίτανο ή αλλιώς άσβεστο ή χωρύγιο. Μετά την Βυζαντινή περίοδο η πορεία της τοιχοποιίας παρουσιάζει στασιμότητα αφού δεν γίνονται περαιτέρω έρευνες για την αξιοποίηση των δυνατοτήτων της.



Εικόνα 1.1 Πύλη των Λεόντων, Μυκήνες

Πηγή : Διάλεξη κ. Χ. Ιγνατάκη, καθηγητή Α.Θ.Π.



*Εικόνα 1.2 Ναός της Ομόνοιας , Agrigento , Σικελία Πηγή : Διάλεξη κ. Χ. Ιγνατάκη , καθηγητή Α.Θ.Π.*

Η ανάπτυξη της έρευνας αναφορικά με την τοιχοποιία ξεκινάει και πάλι στην Ινδία γύρω στο 1920 μ.Χ. Την πορεία αυτή ακολουθεί και η Ευρώπη γύρω στο 1940 όπου και γίνεται συστηματικότερη έρευνα και τελικά καταγράφονται υπολογιστικές διαδικασίες κατασκευής έργων από τοιχοποιία.

Καθοριστική υπήρξε η ανάπτυξη της τοιχοποιίας τις τελευταίες δεκαετίες, κυρίως στις Η.Π.Α. Η κατασκευή κτιρίων αποτάθηκε του εμπειρικού χαρακτήρα της, έγιναν συστηματικά πειράματα και συντάχθηκαν νόμοι που διέπουν τη μηχανική συμπεριφορά της. Τελικά το 1989 συντάσσεται και ο πρώτος διεθνής κανονισμός, ο Ευρωκώδικας 6 (EC6) ο οποίος δίνει τις αρχές υπολογισμού των τοιχοποιιών ως δομικών στοιχείων, όχι μόνο πλήρωσης, αλλά και του φέροντα οργανισμού των κτιρίων.

### 1.3 ΕΙΔΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΑΣ

Η κατάταξη των τοιχοποιιών ακολουθεί διάφορα κριτήρια όπως το υλικό, τη θέση, τη λειτουργία ή τον σκοπό, τον τρόπο δόμησης κλπ. Οι κυριότερες κατηγορίες που συναντώνται είναι :

#### α) Ανάλογα με το υλικό δόμησης:

##### 1) Λιθοδομές:

- Ξηρολιθοδομές ( ξηρολιθιές ), που αποτελούνται από ακατέργαστους φυσικούς λίθους, χωρίς τη χρήση συνδετικού κονιάματος.
- Αργολιξηρολιθοδομές, που αποτελούνται από τελείως ακατέργαστους ή ελαφρά κατεργασμένους φυσικούς λίθους., χωρίς τη χρήση συνδετικού κονιάματος
- Ημιλαξευτές ξηρολιθοδομές, που κατασκευάζονται με φυσικούς λίθους που έχουν υποστεί επεξεργασία στις έδρες και το πρόσωπο, ώστε να έχουν κανονικό σχήμα και διαστάσεις, χωρίς τη χρήση συνδετικού κονιάματος.
- Λαξευτές ξηρολιθοδομές, που κατασκευάζονται από πλήρως κατεργασμένους φυσικούς λίθους.
- Αργολιθοδομές,, που αποτελούνται από ακατέργαστους λίθους, με τη χρήση συνδετικού κονιάματος
- Ημιλαξευτές λιθοδομές, που αποτελούνται από τελείως ακατέργαστους ή ελαφρά κατεργασμένους λίθους
- Λαξευτές λιθοδομές, που κατασκευάζονται από πλήρως κατεργασμένους λίθους.

Ένα χαρακτηριστικό παράδειγμα λιθοδομής ευρέως διαδεδομένης στην Ελλάδα είναι η λιθοδομή από πορομπετόν (εικόνα 1.3). Το πορομπετόν αποτελείται από φυσικά υλικά όπως τσιμέντο, χαλαζία, άσβεστο και νερό. Στην Ελλάδα είναι γνωστό ως πορομπετόν τύπου YTONG. Έχει χαμηλό βάρος, γεγονός που ενισχύει την αντισεισμικότητας της κατασκευής, παρέχει ικανοποιητική θερμό-ηχομόνωση χωρίς επιπλέον μόνωση, έχει ακρίβεια λόγω των μηδενικών αποκλίσεων στις διαστάσεις του και είναι γρήγορο για στις εργασίες που πρέπει να γίνουν από τον υδραυλικό και τον ηλεκτρολόγο, γιατί κόβεται εύκολα.



*Εικόνα 1.3 : Λιθοδομή από πορομπετόν*

*Πηγή : [www.ytong.gr](http://www.ytong.gr)*

## II) Πλινθοδομές ( τούβλα) :

- Ωμοπλινθοδομές, αν το υλικό είναι ωμόπλινθοι, δηλαδή άψητες χωματόπλιθες
- Οπτοπλινθοδομές, όταν αποτελούνται από ψημένες (οπτές) πλίνθους. (εικόνα 1.4)
- Συμπαγείς , με ή χωρίς σκάφη
- Διάτρητες , με κατακόρυφες οπές ή διάκενα
- Διάτρητες , με οριζόντιες οπές ή διάκενα



*Εικόνα 1.4 : Κατασκευή από οπτοπλινθοδομή*

Τα τούβλα κατασκευάζονται κυρίως από άργιλο είναι διάτρητα και παράγονται σε δύο βασικά μεγέθη (μονό με 6 τρύπες και διπλό με 12 τρύπες). Η εξωτερική τοιχοποιία κατασκευάζεται με διπλή σειρά τούβλων με ενδιάμεσο κενό στο οποίο τοποθετείται εξηλασμένη πολυστερίνη πάχους σύμφωνα με τη μελέτη θερμομόνωσης. Για να σταθεροποιηθεί η τοιχοποιίας κατασκευάζονται οριζόντιες στρώσεις οπλισμένου σκυροδέματος πάχους όσο το πάχος της τοιχοποιίας (σενάζ).

III) Τσιμεντοπλινθοδομές – Γυψοπλινθοδομές, όταν τα λιθосώματα είναι τσιμεντόλιθοι (τσιμεντόπλιθες) ή πλίθες από γύψο, αντίστοιχα. ( Εικόνα 1.5) Συχνά αναφέρεται και ως Ξηρά Δόμηση. Χωρίζεται σε εσωτερική και εξωτερική τοιχοποιία με γυψοσανίδα. Στην εσωτερική βιδώνονται πάνω σε μεταλλικό σκελετό και στο ενδιάμεσο τοποθετείται μόνωση πετροβάμβακα. Στην εξωτερική οι γυψοσανίδες κατασκευάζονται από τσιμέντο και άλλα πρόσμικτα αδρανή και η επιφάνειά τους ενισχύεται με υαλόπλεγμα. Και στις δύο περιπτώσεις μειώνεται σημαντικά ο χρόνος κατασκευής τους λόγω της ταχύτητας και ευκολίας στην τοποθέτηση.



*Εικόνα 1.5 : Κατασκευή από τσιμεντοπλινθοδομές*

IV) Μικτές τοιχοποιίες, που αποτελούνται από λιθοσώματα με διαφορετικές ιδιότητες:

- Λιθοπλινθοδομές
- Ξυλόπηκτες τοιχοποιίες
- Σύνθετες τοιχοποιίες

β) Ανάλογα με τον τρόπο δόμησης :

- Ανισόδομες τοιχοποιίες, όπου δεν υπάρχουν συνεχείς στρώσεις τοιχοσωμάτων σε όλη την έκταση της λιθοδομής και η ορατή επιφάνεια της πέτρας δεν έχει σχήμα ορθογωνικό.

-Ισόδομες τοιχοποιίες, όπου οι λίθοι έχουν ισομεγέθη, κανονικά, ορθογώνια παραλληλεπίπεδα σχήματα.

- Έμπλεκτες τοιχοποιίες
- Δρομικές τοιχοποιίες
- Μπατικές τοιχοποιίες
- Υπερμπατικές τοιχοποιίες
- Ψαθωτές ή δικέλυφες τοιχοποιίες
- Τοιχοποιίες με αλυσοειδές ή σταυροειδές σύστημα ( English bond)
- Τοιχοποιίες με μικτό σύστημα ( Flimish bond)
- Οπλισμένες τοιχοποιίες

γ) Ανάλογα με τη θέση τους στο κτίριο :

- Τοιχοποιίες εξωτερικές
- Τοιχοποιίες εσωτερικές (διαχωριστικές)

δ) Ανάλογα με τον σκοπό και τη λειτουργία τους :

- Φέρουσες τοιχοποιίες, όταν προορίζονται να μεταφέρουν στο έδαφος κατακόρυφα ή και οριζόντια φορτία.
- Τοιχοποιίες πληρώσεως (διαχωριστικές), όταν δεν προορίζονται να μεταφέρουν φορτία, αλλά κατασκευάζονται για να διαμορφώσουν χώρους σε ένα οικοδόμημα.
- Συνδετικές τοιχοποιίες
- Ειδικές τοιχοποιίες (περίφραξης, αντιστήριξης κλπ.)

Στην Ελλάδα, η πιο ευρεία χρήση τοιχοποιίας είναι η πλήρωση, η οποία κατασκευάζεται τις περισσότερες φορές με τη χρήση τούβλων. Υπάρχουν όμως και άλλα υλικά που μπορούν να χρησιμοποιηθούν όπως τσιμεντόλιθοι, πέτρες, πλίνθοι από ελαφρύ πορώδες μπετόν κ.λπ.



## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2**

### **ΠΕΙΡΑΜΑ Ε.Μ.Π.**

#### **2.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΠΕΙΡΑΜΑΤΟΣ**

Στο Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου διεξήχθησαν πειράματα σε επτά διαφορετικές κατασκευές από τοιχοποιία, οι οποίες υποβλήθηκαν σε διέγερση επάνω σε σεισμική τράπεζα. Τα πειράματα αυτά αποτελούν μέρος του έβδομου “Προγράμματος Εργασίας” ( Work Project ), το οποίο αναφέρεται ως “Ενισχυμένη Ασφάλεια και Αποτελεσματική Κατασκευή Δομών από Τοιχοποιία στην Ευρώπη” ( Enhanced Safety and Efficient Construction of Masonry Structures in Europe ). Ο κύριος στόχος αυτών των ερευνητικών προγραμμάτων είναι η αποτίμηση της πλευρικής αντοχής κατασκευών από τοιχοποιία και η βελτίωση των υλικών και της δομής προκειμένου να εξασφαλιστεί μεγαλύτερη αντίσταση σε πλευρικά φορτία.

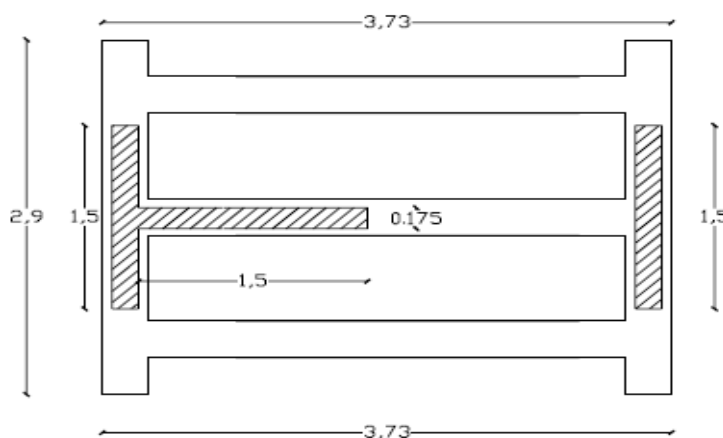
Κατά τη διάρκεια του πειράματος εξετάστηκαν τρία διαφορετικά λιθοσώματα. Αναλυτικότερα εξετάστηκαν δείγματα αποτελούμενα από βελτιωμένο πυριτικό ασβέστιο, από πηλό και τέλος δείγματα από σκυρόδεμα μικρού βάρους αδρανών. Στην παρούσα εργασία θα εξεταστούν τα δύο τελευταία.

Το πρωταρχικό πείραμα για κάθε δείγμα περιλαμβάνει εντός επιπέδου σεισμική διέγερση χρησιμοποιώντας μια τεχνητή χρονοϊστορία, η οποία δημιουργήθηκε ώστε να ταιριάζει με το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8. Πραγματοποιήθηκε ένα πλήθος δοκιμών στην οποίες η επιτάχυνση της σεισμικής τράπεζας αυξανόταν σταδιακά, έως ότου η κατασκευή κατέρρεε. Πριν από αυτά τα τεστ, είχαν επίσης διεξαχθεί δοκιμές τυχαίας δόνησης προκειμένου να προσδιοριστούν οι ιδιοσυχνότητες και η απόσβεση του κάθε δείγματος.

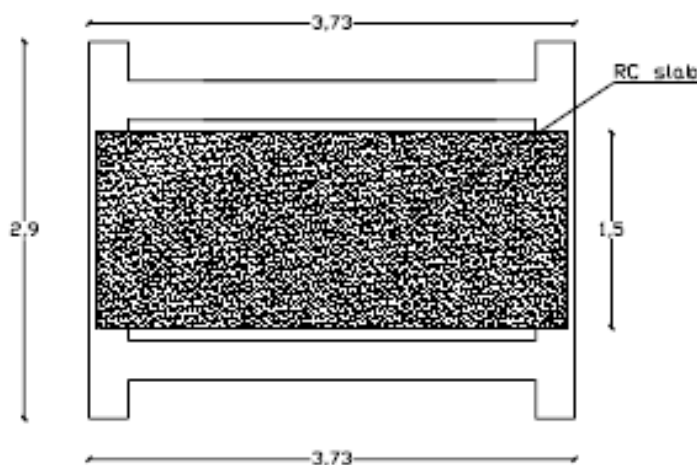


## 2.2 ΔΕΙΓΜΑΤΑ

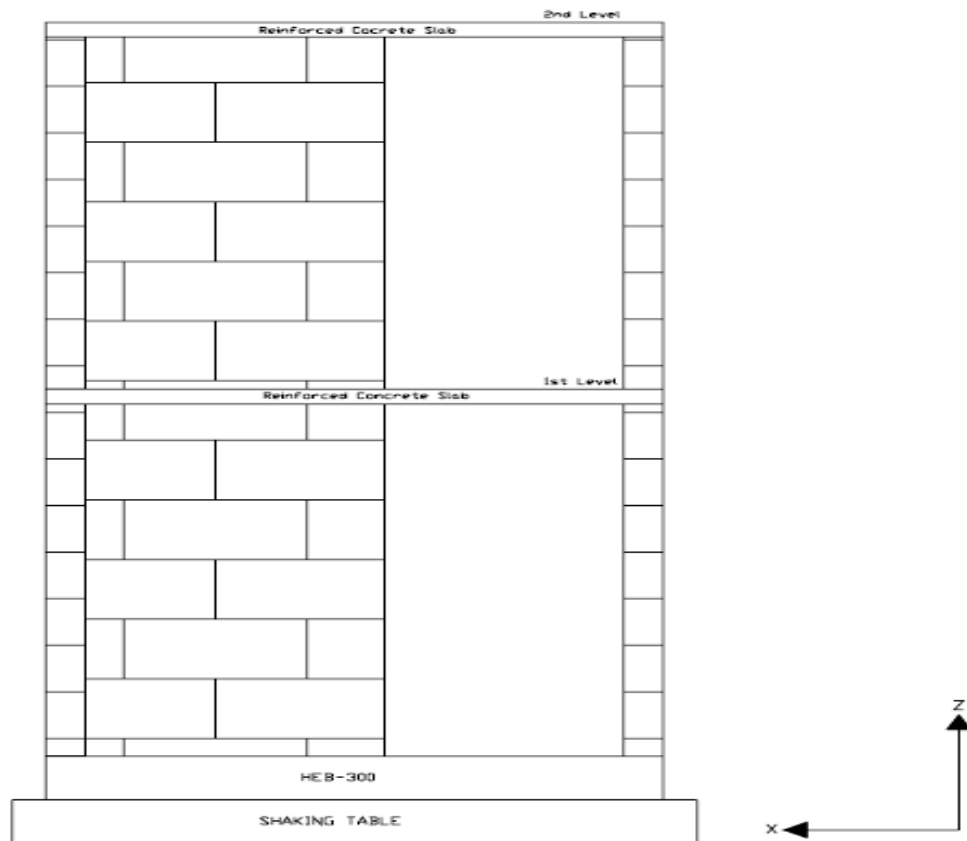
Στο εργαστήριο κατασκευάστηκαν επτά δώροφα κτίρια από τοιχοποιία με πλάκες από σκυρόδεμα. Κάθε δείγμα αποτελούταν από ένα κομμάτι σχήματος Ταυ και από ένα τοίχο στην απέναντι πλευρά ( εικόνα 2.1). Το πλάτος τους κατασκευάστηκε ίσο με 1.5m και το πάχος των τοίχων ίσο με 0.175m. Μεταλλικές λωρίδες συνέδεαν το web και το flange του τοίχου μορφής Ταυ. Το ύψος των ορόφων ισούται με 2.55m για την τοιχοποιία από πυριτικό ασβέστιο θεωρώντας ένα αρχικό επίπεδο των 5cm λόγω του μεγάλου μεγέθους των block. Οι πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα που τοποθετήθηκαν σε κάθε όροφο είχαν πάχος ίσο με 12cm και ήταν προκατασκευασμένες(εικόνα 2.2). Η βάση από χάλυβα πάνω στην οποία κατασκευάστηκαν τα δείγματα φαίνεται στις εικόνες 2.2 και 2.4. Η πυκνότητα των υλικών ισούται με  $1.80 \text{ Mgr/m}^3$  του πυριτικού ασβεστίου και με  $1.60 \text{ Mgr/m}^3$  του σκυροδέματος με ελαφριά αδρανή.



*Εικόνα 2.1 : Κάτοψη κατασκευής*



*Εικόνα 2.2 : Κάτοψη πλάκας σκυροδέματος*



Εικόνα 2.3 : Όψη κατασκευής

Τα εξεταζόμενα στην παρούσα εργασία δείγματα είναι τα εξής :

Δείγμα B1 : Κτίριο από τοιχοποιία αποτελούμενο από οπτοπλίνθους .

Δείγμα B3 : Κτίριο από τοιχοποιία αποτελούμενο από τούβλα πληρούμενα με πηλό με κατακόρυφη δέσμευση (vertical confinement )

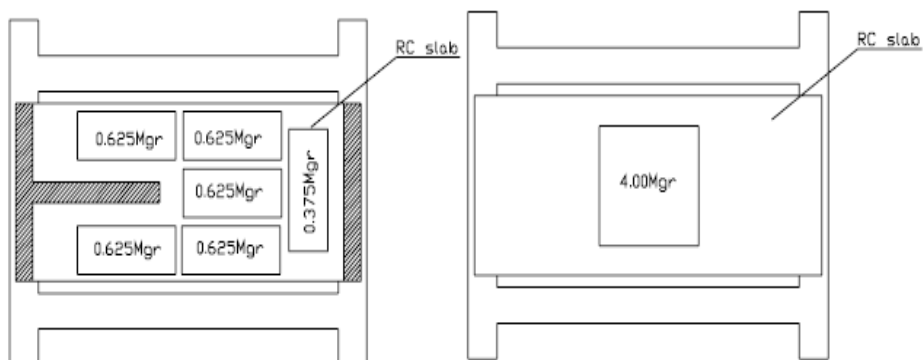
Δείγμα B4 : Κτίριο από τοιχοποιία αποτελούμενο από ελαφροβαρύ σκυρόδεμα

Η κατασκευή των παραπάνω δειγμάτων φαίνεται στις εικόνες 2.4 και 2.5



*Εικόνες 2.4, 2.5 : Κατασκευή δειγμάτων*

Σε κάθε δείγμα αποφασίστηκε να τοποθετηθεί επιπρόσθετη μάζα ίση με 3.50 ton στο πρώτο επίπεδο και 4.00 ton στο δεύτερο όπως φαίνεται στις Εικόνες 2.6, 2.7 Στον Πίνακα 2.1 φαίνεται επίσης η μάζα, η επιπρόσθετη μάζα αλλά και η συνολική μάζα κάθε δείγματος.



Εικόνες 2.6, 2.7 Κατανομή πρόσθετων μαζών στη στάθμη του ισογείου και του πρώτου ορόφου αντίστοιχα.

ΔΕΙΓΜΑ	ΜΑΖΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ (Mgr)	ΕΠΙΠΡΟΣΘΕΤΗ ΜΑΖΑ (Mgr)		ΣΥΝΟΛΙΚΗ (Mgr)
		1 <sup>ΟΥ</sup> ΟΡΟΦΟΥ	2 <sup>ΟΥ</sup> ΟΡΟΦΟΥ	
B1	6,26	3,50	4,00	13,76
B3	10,8	3,50	4,00	18,30
B4	9,63	3,50	4,00	17,13

Πίνακα 2.1 Κατανομή της μάζας

Στις Εικόνες 2.8, 2.9, 2.10 παρουσιάζονται οι τρεις κατασκευές πάνω στη σεισμική τράπεζα στην τελική τους μορφή.



Specimen B1



Specimen B3

Εικόνες 2.7, 2.8 Δείγματα B1 και B3



*Εικόνα 2.9 Δείγμα Β4*

### **2.3 Σεισμικές διεγέρσεις**

Δύο διαφορετικά είδη πειραμάτων πραγματοποιήθηκαν. Δημιουργήθηκε μία τεχνητή χρονοϊστορία ώστε να ταιριάζει με το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8, η οποία και χρησιμοποιήθηκε στις σεισμικές διεγέρσεις. Ταυτόχρονα εφαρμόστηκε ένα τυχαίο σήμα προκειμένου να προσδιοριστούν τα δυναμικά χαρακτηριστικά του κάθε δείγματος.

#### *Α. Όσον αφορά τα τυχαία τεστ*

Η περιοχή των συχνοτήτων ήταν από DC μέχρι 50Hz και το μέγεθος της διέγερσης 0.02g. Μέσω αυτών των πειραμάτων προσδιορίστηκαν οι ιδιοσυχνότητες και ο συντελεστής απόσβεσης κάθε δείγματος (πίνακας 2.2).

Πίνακας 2.2

Δείγμα	Ιδιοσυχνότητες (Hz)	Περίοδος ( sec)	Απόσβεση (%)
B1	4.10	0.24	2.43
B3	4.20	0.24	5.19
B4	4.59	0.22	3.71

*B. Όσον αφορά τις χρονοϊστορίες*

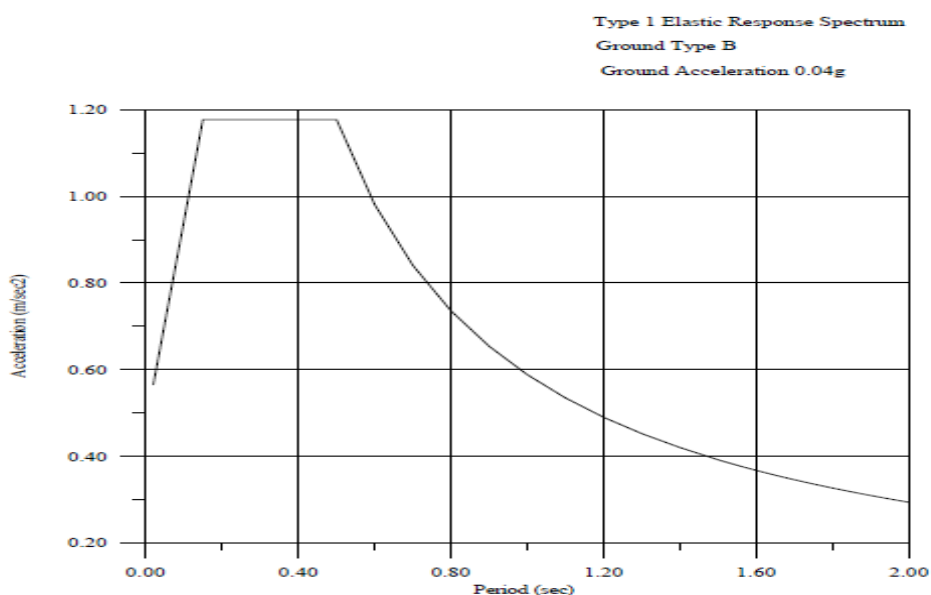
Η τεχνητή χρονοϊστορία που χρησιμοποιήθηκε είχε τα εξής χαρακτηριστικά:

Φάσμα ελαστικής απόκρισης τύπου 1

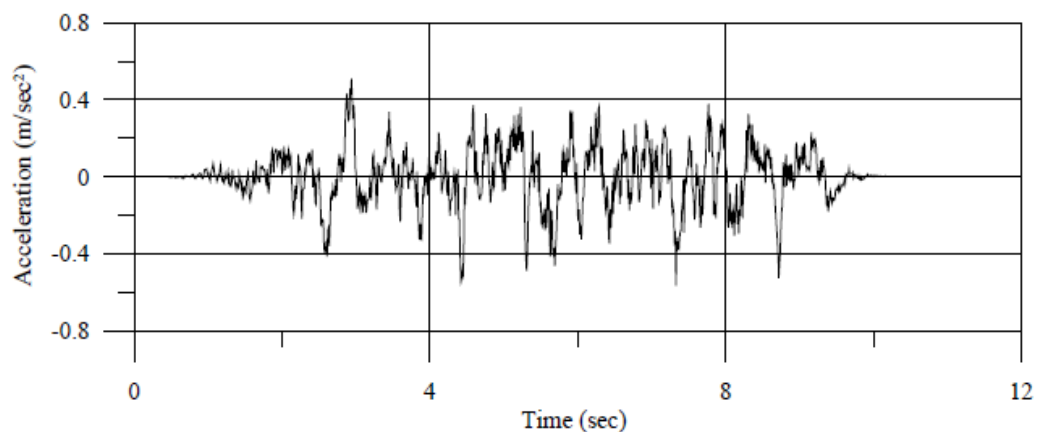
Επιτάχυνση εδάφους 0.04g

Κατηγορία εδάφους : B

Στην εικόνα 2.10 φαίνονται το φάσμα απόκρισης τύπου 1 ενώ στους Πίνακες 2.3, 2.4, 2.5 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων για τα δείγματα B1, B3, B4 αντίστοιχα ( οι επιταχύνσεις στις οποίες επιβλήθηκε η κατασκευή). Στους Πίνακες φαίνεται η πορεία διεξαγωγής των πειραμάτων.



Εικόνα 2.10 : Ελαστικό φάσμα απόκρισης τύπου 1 σύμφωνα με τον EC8



*Εικόνα 2.11 : Τεχνητή χρονοϊστορία που κατασκευάστηκε έτσι ώστε να ταιριάζει με το Φάσμα του EC8*

### **ΔΕΙΓΜΑ Β1**

Αριθμός πειράματος	Περιγραφή	Ονομαστική επιτάχυνση (g)
1	Τυχαίο	0.02
2	Σεισμική διέγερση	0.04
3	Σεισμική διέγερση	0.06
4	Σεισμική διέγερση	0.08
5	Σεισμική διέγερση	0.10
6	Σεισμική διέγερση	0.12
7	Σεισμική διέγερση	0.14
8	Σεισμική διέγερση	0.16
9	Σεισμική διέγερση	0.18

**Πίνακας 2.3**

### ΔΕΙΓΜΑ Β3

Αριθμός πειράματος	Περιγραφή	Ονομαστική επιτάχυνση (g)
1	Τυχαίο	0.02
2	Σεισμική διέγερση	0.04
3	Σεισμική διέγερση	0.06
4	Σεισμική διέγερση	0.08
5	Σεισμική διέγερση	0.10
6	Σεισμική διέγερση	0.12
7	Σεισμική διέγερση	0.14
8	Σεισμική διέγερση	0.16
9	Σεισμική διέγερση	0.18
10	Σεισμική διέγερση	0.20
11	Σεισμική διέγερση	0.22
12	Σεισμική διέγερση	0.24
13	Σεισμική διέγερση	0.26

**Πίνακας 2.4**

### ΔΕΙΓΜΑ Β4

Αριθμός πειράματος	Περιγραφή	Ονομαστική επιτάχυνση (g)
1	Τυχαίο	0.02
2	Σεισμική διέγερση	0.04
3	Σεισμική διέγερση	0.06
4	Σεισμική διέγερση	0.08
5	Σεισμική διέγερση	0.10
6	Σεισμική διέγερση	0.12
7	Σεισμική διέγερση	0.14
8	Σεισμική διέγερση	0.16
9	Σεισμική διέγερση	0.18
10	Σεισμική διέγερση	0.20
11	Σεισμική διέγερση	0.22

**Πίνακας 2.5**



## 2.4 Παρατηρούμενες ζημιές

### A. Δείγμα B1

Πραγματοποιήθηκε μία σειρά μονοαξονικών σεισμικών πειραμάτων με την επιβαλλόμενη επιτάχυνση να φτάνει σταδιακά μέχρι το 0.18g. Διεξήχθησαν εννέα τεστ με επιταχύνσεις βάσης 0.04g, 0.06g, 0.08g, 0.10g, 0.12g, 0.14g, 0.16g και 0.18g. Κατά τη διάρκεια του τεστ με επιτάχυνση βάσης 0.14g παρατηρήθηκε ανύψωση (ρωγμή στη βάση του χαμηλότερου οριζόντιου τοίχου). Από αυτό το πείραμα μέχρι και το τελευταίο δημιουργήθηκαν προοδευτικά ζημιές. Στο τέλος των πειραμάτων παρατηρήθηκαν διαγώνιες ρωγμές στον οριζόντιο και στον εγκάρσιο τοίχο του πρώτου επιπέδου, ενώ μικρότερες εμφανίστηκαν και στον οριζόντιο τοίχο του δεύτερου επιπέδου. ( Εικόνες 2.12 a,b )



(a)



(b)

*Εικόνες 2.12 a,b Διαγώνιες ρωγμές στον οριζόντιο τοίχο*

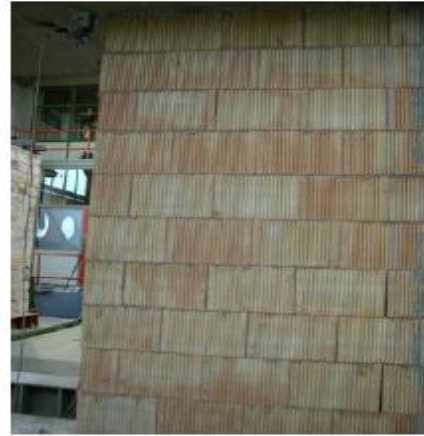
*(a) μπροστινή όψη , (β) πίσω όψη*

### B. Δείγμα B3

Πραγματοποιήθηκαν επτά πειράματα με επιτάχυνση βάσης 0.04g, 0.06g, 0.08g, 0.10g, 0.12g, 0.14g, 0.16g στα οποία και δεν πραγματοποιήθηκε οποιαδήποτε ζημιά στην κατασκευή. Κατά τη διάρκεια του τεστ με επιτάχυνση βάσης 0.18g παρατηρήθηκαν ρωγμές καθ'όλο το ύψος του οριζόντιου τοίχου του πρώτου επιπέδου. ( Εικόνα 2.13 α, b )



(a)



(b)

Εικόνα 2.13 α, β : Ρωγμές κατά το ύψος του πρώτου οριζοντίου τοίχου

( επιτάχυνση 0,18g )

(α) μπροστινή όψη , (β) πίσω όψη

Η ρωγή επεκτάθηκε μέσα από τα λιθοσώματα πηλού κάθετα στις τρύπες. Προοδευτική ζημιά παρατηρήθηκε κατά τη διάρκεια του πειράματος με επιτάχυνση βάσης 0.20g ,0.22g ενώ με την επιτάχυνση βάσης 0.24g δημιουργήθηκαν ρωγμές καθ'όλο το ύψος του οριζοντίου τοίχου του πρώτου επιπέδου, στην αντίθετη διεύθυνση παρόμοια με αυτή του πρώτου. Κατά τη διάρκεια του τελευταίου τεστ, με επιτάχυνση βάσης 0.26g, ο τοίχος του πρώτου επιπέδου κατέρρευσε μερικώς και παρατηρήθηκε μόνιμη μετακίνηση της πλάκας του πρώτου ορόφου. ( Εικόνα 2.14 α,β )



(a)

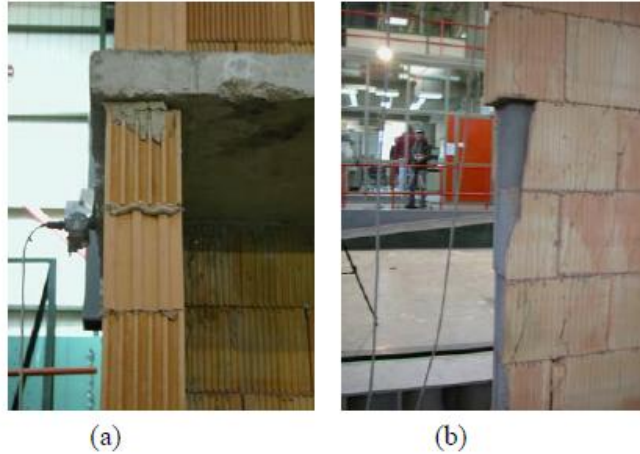


(b)

Εικόνα 2.14 α,β Ρωγμές κατά το ύψος του πρώτου οριζοντίου τοίχου,

μερική κατέρρευση ( επιτάχυνση 0,26g )

(α) μπροστινή όψη , (β) πίσω όψη



Εικόνες 2.15 a,b Ρωγμές κατά το ύψος του πρώτου οριζοντίου τοίχου,  
μερική κατάρρευση ( επιτάχυνση 0,26g )

(α) μετακίνηση της πλάκας του πρώτου ορόφου (β) σύνθλιψη των λιθοσωμάτων

#### Γ. Δείγμα B4

Και σε αυτό το δείγμα πραγματοποιήθηκαν επτά πειράματα με επιτάχυνση βάσης 0.04g, 0.06g, 0.08g, 0.10g, 0.12g, 0.14g, 0.16g , 0.18g. Ρωγμές παρατηρήθηκαν για πρώτη φορά κατά την εφαρμογή επιτάχυνσης βάσης 0.18g καθ'όλο το ύψος του οριζοντίου τοίχου. Οι ρωγμές επεκτάθηκαν μέσα από τα λιθοσώματα. Εφαρμόζοντας και την επιτάχυνση 0.22g παρατηρείται διαχωρισμός της επιφάνειας μεταξύ του εγκάρσιου και του οριζοντίου τοίχου του τμήματος μορφής Ταυ και επίσης σύνθλιψη των λιθοσωμάτων του πρώτου επιπέδου. ( Εικόνες 2.15 a,b και Εικόνες 2.16 a,b )



Εικόνες 2.15 a,b Ρωγμές κατά το ύψος του πρώτου οριζοντίου τοίχου,

Σύνθλιψη των λιθοσωμάτων ελαφροβαρούς σκυροδέματος και  
διαχωρισμός των τοίχων του Ταυ( επιτάχυνση 0,22g )

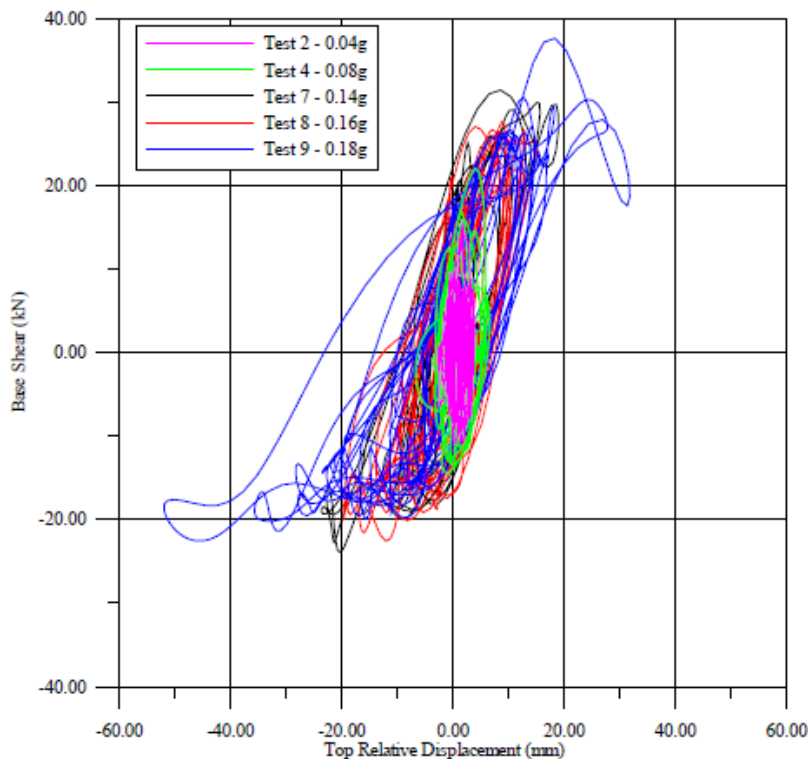
## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

### ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΠΕΙΡΑΜΑΤΟΣ

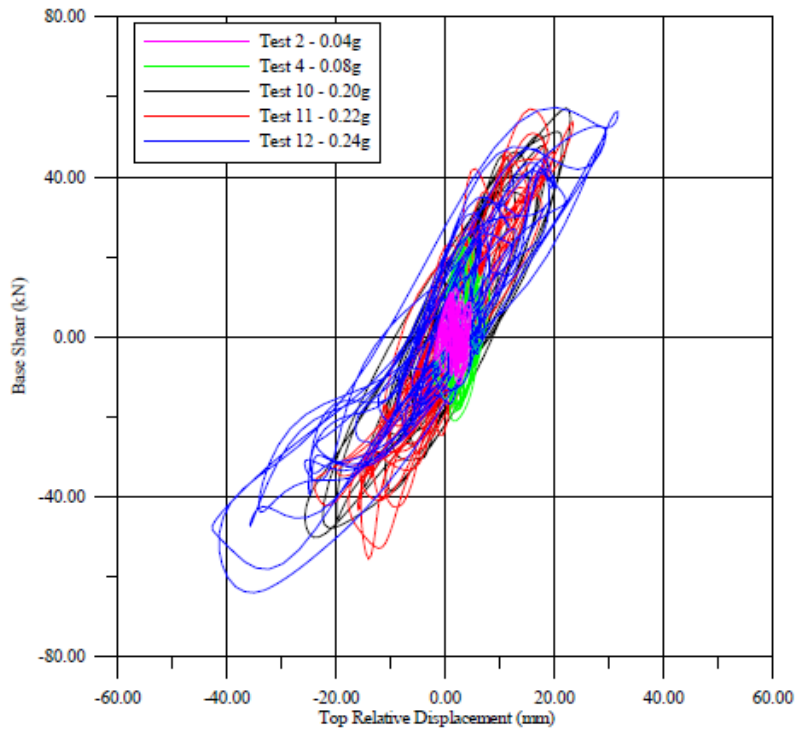
#### 3.1 Κατασκευή Περιβάλλουσας υστερητικών βρόγχων

Από τα πειράματα που έγιναν στο εργαστήριο της αντισεισμικής χρησιμοποιήθηκαν οι βρόγχοι υστέρησης ( καμπύλες φόρτισης-αποφόρτισης ) προκειμένου να κατασκευαστεί η περιβάλλουσα καμπύλη αντοχής. Στις εικόνες 3.1, 3.2, 3.3 φαίνονται οι υστερητικοί βρόγχοι και στις εικόνες 3.4, 3.5, 3.6 οι περιβάλλουσες των τριών υπό εξέταση δειγμάτων.

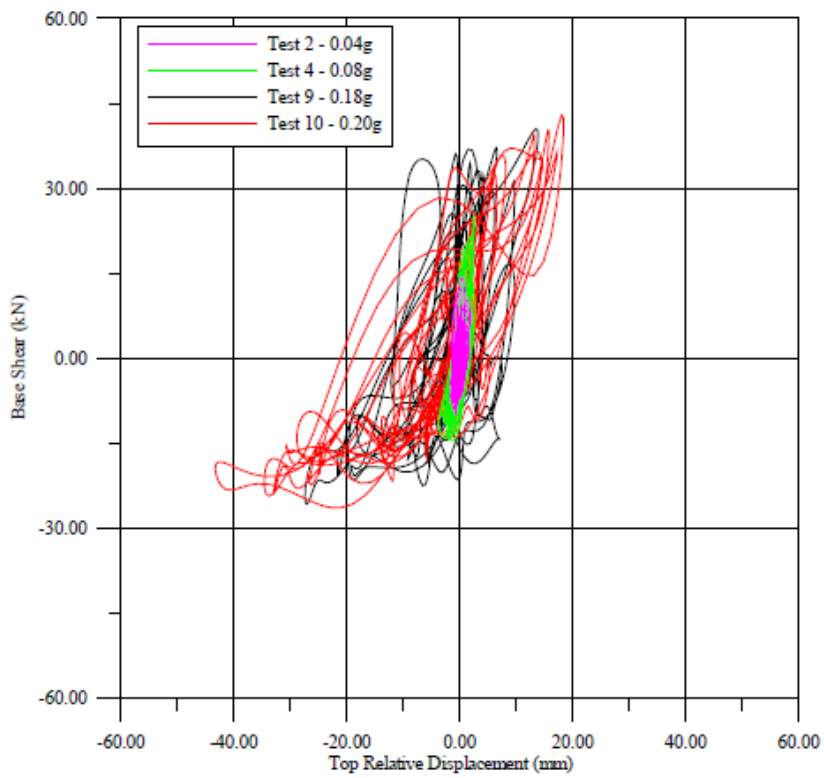
Το εμβαδό της κάθε περιβάλλουσας, το εμβαδό δηλαδή μεταξύ της καμπύλης της περιβάλλουσας και του άξονα των μετατοπίσεων, υπολογίστηκε προσεγγιστικά, με τη θεώρηση σχηματισμού τριγώνων και ορθογωνίων. ( Πίνακες 3.1, 3.2, 3.3 ) Το εμβαδό αυτό αντιπροσωπεύει την αντοχή της κατασκευής.



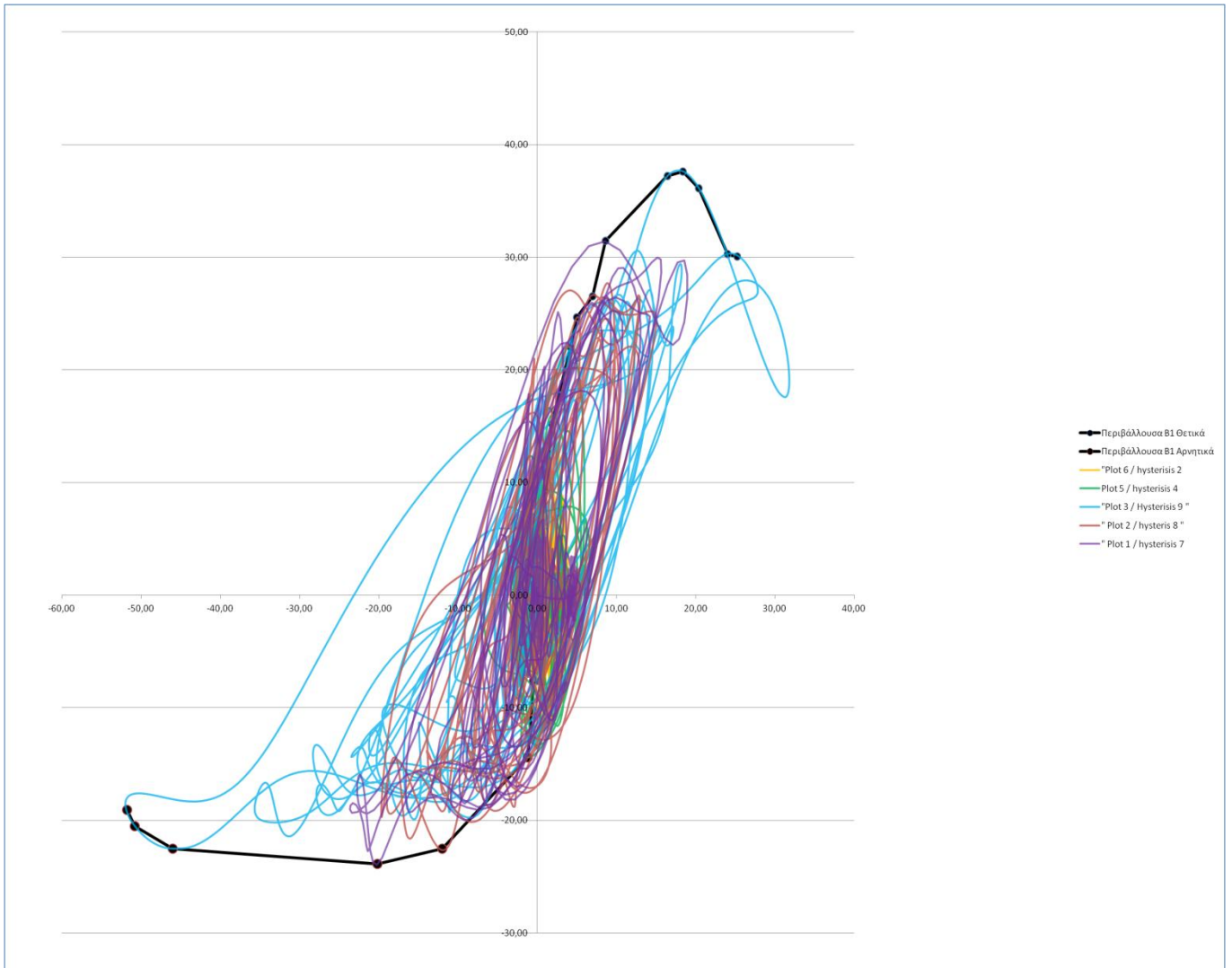
*Εικόνα 3.1 Υστερητικός βρόγχος Δείγματος Β1*



*Εικόνα 3.2 Υστερητικός βρόγχος Δείγματος Β3*



Εικόνα 3.3 Υστερητικός βρόγχος Δείγματος Β4



Εικόνα 3.4 Υστερητικός βρόγχος και Περιβάλλουσα Αστοχίας Δείγματος Β1

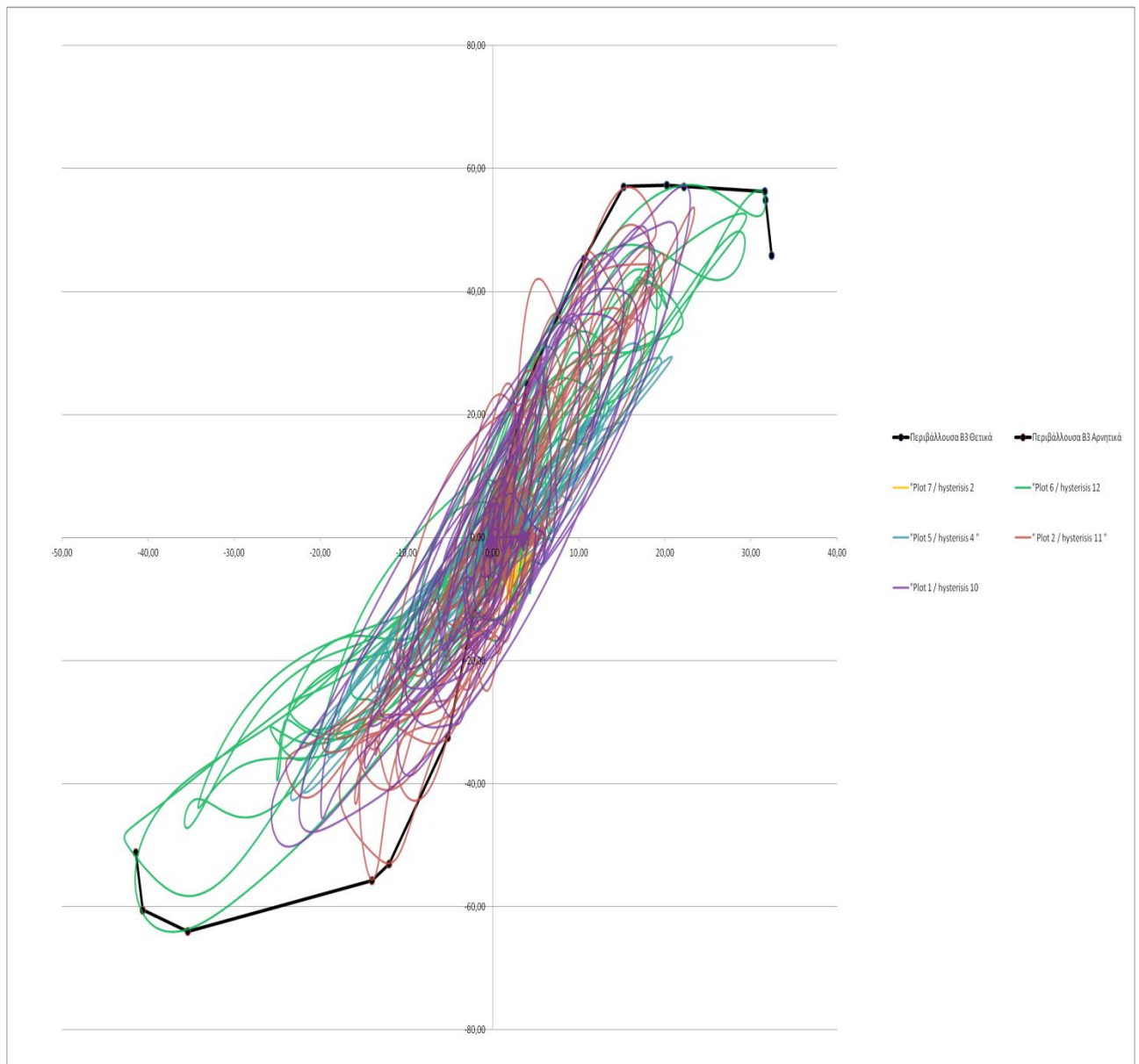
<b><u>ΣΗΜΕΙΑ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΑΣ Β1</u></b>							
<b><u>ΘΕΤΙΚΑ</u></b>							
<b>ΣΗΜΕΙΑ</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>X - 4,5</b>	<b>Y - 5,5</b>	<b>X * 20</b>	<b>Y * 13,33</b>	<b>ΕΜΒΑΔΑ</b>
1	4,50	5,50	0,00	0,00	0,00	0,00	( cm <sup>2</sup> )
2	4,59	6,64	0,09	1,14	1,80	15,20	13,68
3	4,71	7,15	0,21	1,65	4,20	22,00	44,64
4	4,75	7,35	0,25	1,85	5,00	24,67	18,67
5	4,85	7,49	0,35	1,99	7,00	26,53	51,20
6	4,93	7,86	0,43	2,36	8,60	31,47	46,40
7	5,32	8,29	0,82	2,79	16,40	37,20	267,79
8	5,42	8,32	0,92	2,82	18,40	37,60	74,80
9	5,52	8,21	1,02	2,71	20,40	36,13	73,73
10	5,70	7,77	1,20	2,27	24,00	30,27	119,52
					25,20	30,07	36,20

Πίνακας 3.1 (α)

<b><u>ΑΡΝΗΤΙΚΑ</u></b>							
<b>ΣΗΜΕΙΑ</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>X - 4,5</b>	<b>Y - 5,5</b>	<b>X * 20</b>	<b>Y * 13,33</b>	<b>ΕΜΒΑΔΑ</b>
1	4,50	5,50	0,00	0,00	0,00	0,00	( cm <sup>2</sup> )
2	4,48	4,93	-0,02	-0,57	-0,40	-7,60	1,52
3	4,44	4,42	-0,06	-1,08	-1,20	-14,40	8,80
4	3,90	3,81	-0,60	-1,69	-12,00	-22,53	199,44
5	3,49	3,71	-1,01	-1,79	-20,20	-23,87	190,24
6	2,20	3,81	-2,30	-1,69	-46,00	-22,53	598,55
7	1,96	3,96	-2,54	-1,54	-50,80	-20,53	103,36
8					-51,80	-19,09	19,81
						<b>ΑΘΡΟΙΣΜΑ</b>	<b>1121,70</b>

Πίνακας 3.1 (β)





*Εικόνα 3.5 Υστερητικός βρόγχος και Περιβάλλουσα Αστοχίας Δείγματος B3*

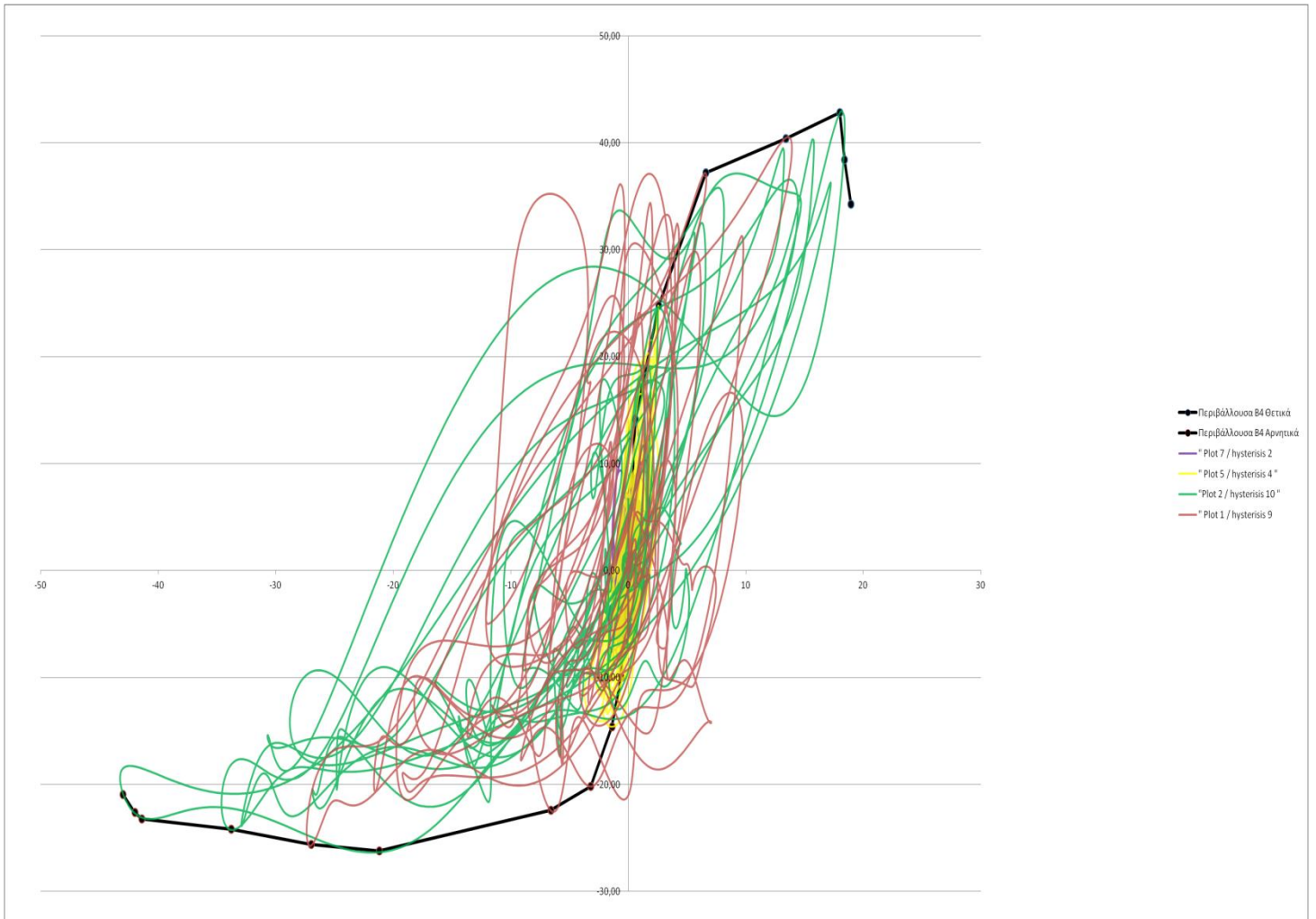


<b>ΣΗΜΕΙΑ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΑΣ Β3</b>							
<b>ΘΕΤΙΚΑ</b>							
<b>ΣΗΜΕΙΑ</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>X - 4,5</b>	<b>Y - 5,5</b>	<b>X * 20</b>	<b>Y * 26,667</b>	<b>ΕΜΒΑΔΑ</b>
1	4,50	5,50	0,00	0,00	0,00	0,00	( cm <sup>2</sup> )
2	4,59	5,95	0,09	0,45	1,80	12,00	10,80
3	4,70	6,44	0,20	0,94	4,00	25,07	40,77
4	5,03	7,20	0,53	1,70	10,60	45,33	232,32
5	5,26	7,64	0,76	2,14	15,20	57,07	235,52
6	5,51	7,65	1,01	2,15	20,20	57,33	286,00
7	5,61	7,64	1,11	2,14	22,20	57,07	114,40
8	6,08	7,61	1,58	2,11	31,60	56,27	532,67
9	6,085	7,56	1,585	2,06	31,70	54,93	5,56
10					32,38	45,87	34,27
						<b>ΑΘΡΟΙΣΜΑ</b>	<b>1492,33</b>

Πίνακας 3.2 (α)

<b>ΑΡΝΗΤΙΚΑ</b>							
<b>ΣΗΜΕΙΑ</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>X - 4,5</b>	<b>Y - 5,5</b>	<b>X * 20</b>	<b>Y * 26,667</b>	<b>ΕΜΒΑΔΑ</b>
1	4,50	5,50	0,00	0,00	0,00	0,00	( cm <sup>2</sup> )
2	4,47	5,17	-0,03	-0,33	-0,60	-8,80	2,64
3	4,39	5,05	-0,11	-0,45	-2,20	-12,00	16,64
4	4,24	4,28	-0,26	-1,22	-5,20	-32,53	66,80
5	3,90	3,51	-0,60	-1,99	-12,00	-53,07	291,04
6	3,80	3,41	-0,70	-2,09	-14,00	-55,73	108,80
7	2,73	3,10	-1,77	-2,40	-35,40	-64,00	1281,16
8	2,47	3,23	-2,03	-2,27	-40,60	-60,53	323,79
					-41,40	-51,20	44,69
						<b>ΑΘΡΟΙΣΜΑ</b>	<b>2135,57</b>

Πίνακας 3.2 (β)



Εικόνα 3.6 Υστερητικός βρόγχος και Περιβάλλουσα Αστοχίας Δείγματος B4

<b><u>ΣΗΜΕΙΑ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΑΣ Β4</u></b>							
<b><u>ΘΕΤΙΚΑ</u></b>							
<b>ΣΗΜΕΙΑ</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>X - 4,5</b>	<b>Y - 5,5</b>	<b>X * 20</b>	<b>Y * 20</b>	<b>ΕΜΒΑΔΑ</b>
1	4,5	5,5	0	0	0	0,00	(cm <sup>2</sup> )
2	4,53	6,21	0,03	0,71	0,6	14,20	4,26
3	4,63	6,74	0,13	1,24	2,6	24,80	39,00
4	4,83	7,36	0,33	1,86	6,6	37,20	124,00
5	5,17	7,52	0,67	2,02	13,4	40,40	263,84
6	5,4	7,64	0,9	2,14	18	42,80	191,36
7	5,42	7,42	0,92	1,92	18,4	38,40	16,24
8					18,94	34,24	19,61
						<b>ΑΘΡΟΙΣΜΑ</b>	<b>658,31</b>

Πίνακας 3.3 (α)

<b><u>ΑΡΝΗΤΙΚΑ</u></b>							
<b>ΣΗΜΕΙΑ</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>X - 4,5</b>	<b>Y - 5,5</b>	<b>X * 20</b>	<b>Y * 20</b>	<b>ΕΜΒΑΔΑ</b>
1	4,5	5,5	0	0	0	0	(cm <sup>2</sup> )
2	4,47	5	-0,03	-0,5	-0,6	-10	3
3	4,43	4,77	-0,07	-0,73	-1,4	-14,6	9,84
4	4,34	4,49	-0,16	-1,01	-3,2	-20,2	31,32
5	4,17	4,38	-0,33	-1,12	-6,6	-22,4	72,42
6	3,44	4,19	-1,06	-1,31	-21,2	-26,2	354,78
7	3,15	4,22	-1,35	-1,28	-27	-25,6	150,22
8	2,81	4,29	-1,69	-1,21	-33,8	-24,2	169,32
9	2,43	4,34	-2,07	-1,16	-41,4	-23,2	180,12
10	2,4	4,37	-2,1	-1,13	-42	-22,6	13,74
11					-43	-20,96	21,78
						<b>ΑΘΡΟΙΣΜΑ</b>	<b>1006,54</b>

Πίνακας 3.3 (β)

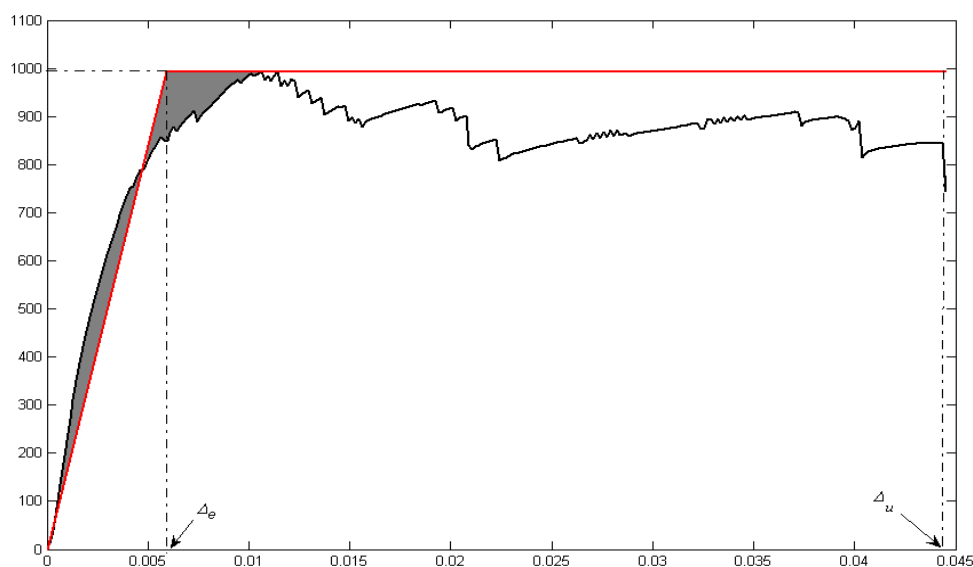
## 3.2 Κατασκευή Ισοδύναμης Διγραμμικής καμπύλης

### 3.2.1 Ισοδύναμη Διγραμμική καμπύλη

Στη συνέχεια υπολογίστηκε η ισοδύναμη διγραμμική καμπύλη με τέσσερις διαφορετικές διαδικασίες. Οι κανονισμοί που χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς είναι οι εξής: ο Ιταλικός κανονισμός, ο Ευρωκώδικας 8 και ο κανονισμός των Paulay και Priestley.

Οι παραδοχές που λαμβάνει υπόψη ο κάθε κανονισμός περιγράφονται αναλυτικά στη συνέχεια.

Στον Ευρωκώδικα 8 (2003) δίνεται έμφαση τόσο στην παρατήρηση της συμπεριφοράς των συστατικών της κατασκευής όσο και στη συμπεριφορά του συνόλου. Υποστηρίζεται ότι η διγραμμική καμπύλη θα πρέπει να βασίζεται στο κριτήριο ίσων ενεργειών μεταξύ των δύο καμπυλών (διγραμμικής και περιβάλλουσας) και η δύναμη του σταθερού κλάδου θα πρέπει να ισούται με τη μέγιστη δύναμη που ασκείται στην κατασκευή. Στην Εικόνα 3.4 φαίνονται γραμμοσκιασμένες οι περιοχές μεταξύ των καμπυλών, οι οποίες αντιπροσωπεύουν την ίση ενέργεια. Η τομή μεταξύ της καμπύλης αντοχής και της διγραμμικής αντιπροσωπεύει την πρώτη σημαντική διαρροή και η τελική δύναμη  $F_u$  (ultimate force) θεωρείται όταν η δύναμη της κατασκευής είναι ίση με το 80% την μέγιστης που αναπτύσσεται κατά τη διάρκεια της ανάλυσης. Η μετατόπιση στην οποία αντιστοιχεί αυτή η δύναμη ονομάζεται τελική μετατόπιση της κατασκευής  $\Delta_u$  (ultimate displacement of structure).



Εικόνα 3.4 «Διγραμμική προσέγγιση της καμπύλης αντοχής της κατασκευής.»

Στον Ιταλικό κανονισμό OPCM 3274 [2005] ακολουθείται μία διαφορετική διαδικασία για τον υπολογισμό της διγραμμικής καμπύλης. Αυτή η διαδικασία βασίζεται επίσης στο κριτήριο ίσων ενεργειών μεταξύ της περιβάλλουσας και της διγραμμικής καμπύλης, διαφοροποιείται όμως από αυτή του Ευρωκώδικα όσον αφορά το εύρος στο οποίο εφαρμόζεται. Σύμφωνα με το καθοριζόμενο κριτήριο αστοχίας οι δύο καμπύλες έχουν ακριβώς την ίδια ενέργεια μέχρι την κατάρρευση της κατασκευής. Αυτό σημαίνει ότι στον Ιταλικό κανονισμό δεν ξέρουμε τη μέγιστη τιμή της διγραμμικής καμπύλης γιατί είναι ενεργειακά εξαρτώμενη. Παρόλα αυτά δίνεται μία αρχική εκτίμηση της ισοδύναμης ακαμψίας, γιατί σε αυτό τον κανονισμό καθορίζεται το σημείο διαρροής ως το σημείο της περιβάλλουσας στο οποίο η δύναμη αντιστοιχεί στο  $0,7F_{max}$  ( όπου  $F_{max}$  η μέγιστη δύναμη που αναπτύσσεται στην κατασκευή κατά τη διάρκεια της διέγερσης ) Με αυτή την παραδοχή απομένει μόνο ο καθορισμός του  $F_e$  για τον πλήρη καθορισμό της διγραμμικής καμπύλης, η οποία και επιτυγχάνεται αξιοποιώντας την ισότητα των περιοχών μεταξύ των δύο καμπυλών.

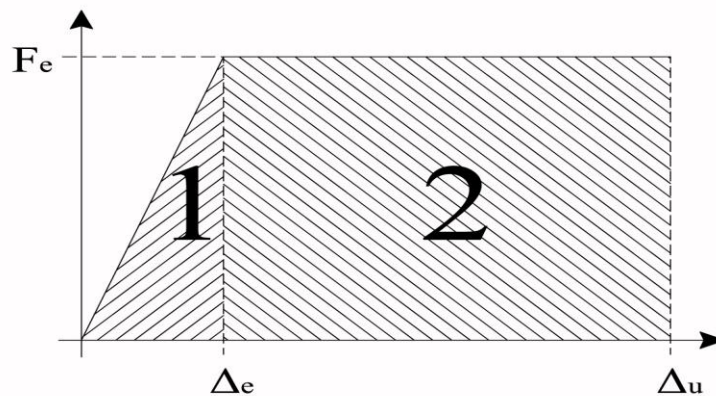
Λαμβάνοντας υπόψιν άλλες προτάσεις για τον καθορισμό της διγραμμικής καμπύλης μπορούμε να ακολουθήσουμε μία διαφορετική διαδικασία. Σύμφωνα με τον Tomazevic η μέγιστη μετατόπιση αντιστοιχεί σε δύναμη ίση με το 80% της  $F_{max}$  ενώ η αρχική δυσκαμψία ισούται με τη δυσκαμψία στην οποία στην περιβάλλουσα παρατηρείται η πρώτη σημα-ντική αλλαγή της κλίσης. Τέλος σύμφωνα με τους Paulay και Priestley μία εκτίμηση της αρχικής ακαμψίας προκύπτει από την θεώρηση ότι στην πρώτη τομή της περιβάλλουσας και της διγραμμικής καμπύλης η δύναμη ισούται με  $0,75F_e$  ενώ η μέγιστη μετατόπιση αντιστοιχεί σε δύναμη ίση με το 80% της  $F_{max}$ . Σε κάθε περίπτωση ισχύει πάντα το κριτήριο ίσης ενέργειας.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται περισσότερο αναλυτικά οι παραπάνω διαδικασίες μέχρι τον προσδιορισμό της πλαστιμότητας  $\mu$ , καθώς και γραφικές αναπαραστάσεις τους.

### 3.2.2 Μέθοδοι κατασκευής ισοδύναμης διγραμμικής καμπύλης

#### A. Ιταλικός κανονισμός

Γνωρίζοντας την περιβάλλουσα καμπύλη όπως αυτή προκύπτει από τα υστερητικές καμπύλες φόρτισης-αποφόρτισης (hysteresis loops), ο Ιταλικός κανονισμός θεωρεί ότι το πρώτο σημείο τομής της περιβάλλουσας και της διγραμμικής καμπύλης αντιστοιχεί σε δύναμη ίση με  $0,7F_{max}$  ( $F_{max}$ : η μέγιστη δύναμη που αναπτύσσεται στην κατασκευή κατά τη διάρκεια της διέγερσης). Η αντίστοιχη τιμή της μετατόπισης διαβάζεται από την περιβάλλουσα. Προσδιορίζεται επομένως η κλίση του πρώτου κλάδου της διγραμμικής ως το πηλίκο  $K_e = 0,7F_{max} / \Delta(0,7F_{max})$ . Θεωρείται επίσης ότι η διγραμμική σταματάει όταν για τιμή της περιβάλλουσας ίση με  $0,8F_{max}$ . Κατά αυτό τον τρόπο προσδιορίζεται δηλαδή η δύναμη στο τελικό σημείο της διγραμμικής ενώ από την περιβάλλουσα διαβάζεται η τελική μετατόπιση  $\Delta u$ , που αντιστοιχεί σε αυτή την τιμή. Στη συνέχεια για τον υπολογισμό της μετατόπισης διαρροής  $\Delta e$  χρησιμοποιείται η αρχή ίσων ενεργειών και εξισώνονται τα εμβαδά μεταξύ της διγραμμικής και της περιβάλλουσας.



*Εικόνα 3.4 “Εμβαδό διγραμμικής καμπύλης”*

Το εμβαδό της διγραμμικής καμπύλης προκύπτει από τη σχέση :

$$\begin{aligned} A &= A_1 + A_2 \\ &= F_e \cdot \Delta u - \frac{1}{2} * F_e \cdot \Delta e \\ &= F_e \cdot \Delta u - \frac{1}{2} * F_e^2 / K_e \end{aligned}$$

Χρησιμοποιώντας το κριτήριο ίσων ενεργειών θεωρείται ότι το εμβαδό που περιέχεται μεταξύ της περιβάλλουσας και του άξονα των μετατοπίσεων ισούται με αυτό μεταξύ της διγραμμικής και του άξονα των μετατοπίσεων.

Σε αυτή τη σχέση συμπερασματικά, η τιμή του A είναι γνωστή αφού είναι γνωστή η περιβάλλουσα και επομένως η τιμή του Fe μπορεί να βρεθεί από την επίλυσή της. Στη συνέχεια υπολογίζεται η μέγιστη τιμή της διγραμμικής από τη σχέση :

$$\Delta e = Fe / Ke$$

Τελικά η τιμή της πλαστιμότητας υπολογίζεται ως :

$$\mu = \Delta u / \Delta e$$

## B. Ευρωκώδικας 8 ( EC 8 )

Στον Ευρωκώδικα 8 η μέγιστη τιμή Fe της διγραμμικής καμπύλης λαμβάνεται ίση με τη μέγιστη τιμή Fmax της περιβάλλουσας. Θεωρείται επίσης ότι η διγραμμική σταματάει όταν τμήσει την περιβάλλουσα σε δύναμη ίση με το 0,8Fmax. Όπως και προηγουμένως, γνωρίζοντας τη δύναμη στο τελικό σημείο της διγραμμικής προσδι-ορίζεται από την περιβάλλουσα η τελική μετατόπιση Δu.

Στη σχέση :

$$A = Fe * \Delta u - \frac{1}{2} * Fe^2 / Ke$$

Είναι γνωστές οι τιμές των A, Δu, Fe, συνεπώς υπολογίζεται η τιμή της δυσκαμψίας Ke.

Στη συνέχεια υπολογίζεται η μετατόπιση διαρροής Δe από τη σχέση :

$$\Delta e = Fe / Ke$$

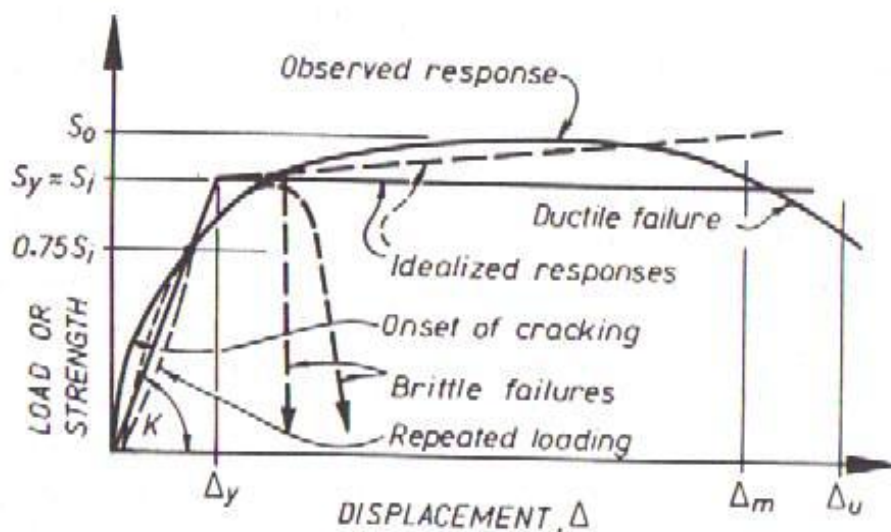
Τελικά η τιμή της πλαστιμότητας υπολογίζεται ως :

$$\mu = \Delta u / \Delta e$$

### Γ. Paulay and Priestley

Σύμφωνα με τους Paulay και Priestley η διγραμμική τέμνει την περιβάλλουσα σε σημείο με συντεταγμένες  $(0,75\Delta e, 0,75F_e)$ . Θεωρείται επίσης ότι η διγραμμική σταματάει για τιμή της περιβάλλουσας ίση με το  $0,8F_{max}$ , είναι επομένως γνωστή από την περιβάλλουσα η τελική μετατόπιση  $\Delta u$ . Η προσέγγιση των Paulay and Priestley απεικονίζεται γραφικά στην εικόνα 3.5.

Η διαδικασία περιλαμβάνει την πραγματοποίηση δοκιμών για σημεία της περιβάλλουσας, τα οποία υποτέθηκαν ότι αντιστοιχούν στο σημείο  $(0,75\Delta e, 0,75F_e)$  και επομένως υπολογίζοταν κάθε φορά το σημείο διαρροής  $(\Delta e, F_e)$ .



Σχήμα 3.1 : Ισοδύναμη διγραμμική από τους Paulay και Priestley

Στη συνέχεια χρησιμοποιώντας τη σχέση,

$$A = F_e * \Delta u - \frac{1}{2} * F_e * \Delta e$$



υπολογιζόταν κάθε φορά το εμβαδό της διγραμμικής καμπύλης. Η διαδικασία σταματάει όταν επιτευχθεί σύγκλιση μεταξύ του υπολογιζόμενου εμβαδού και του εμβαδού που προκύπτει από την περιβάλλουσα.

Τελικά η τιμή της πλαστιμότητας όπως και στις προηγούμενες μεθόδους υπολογίζεται από τη σχέση :

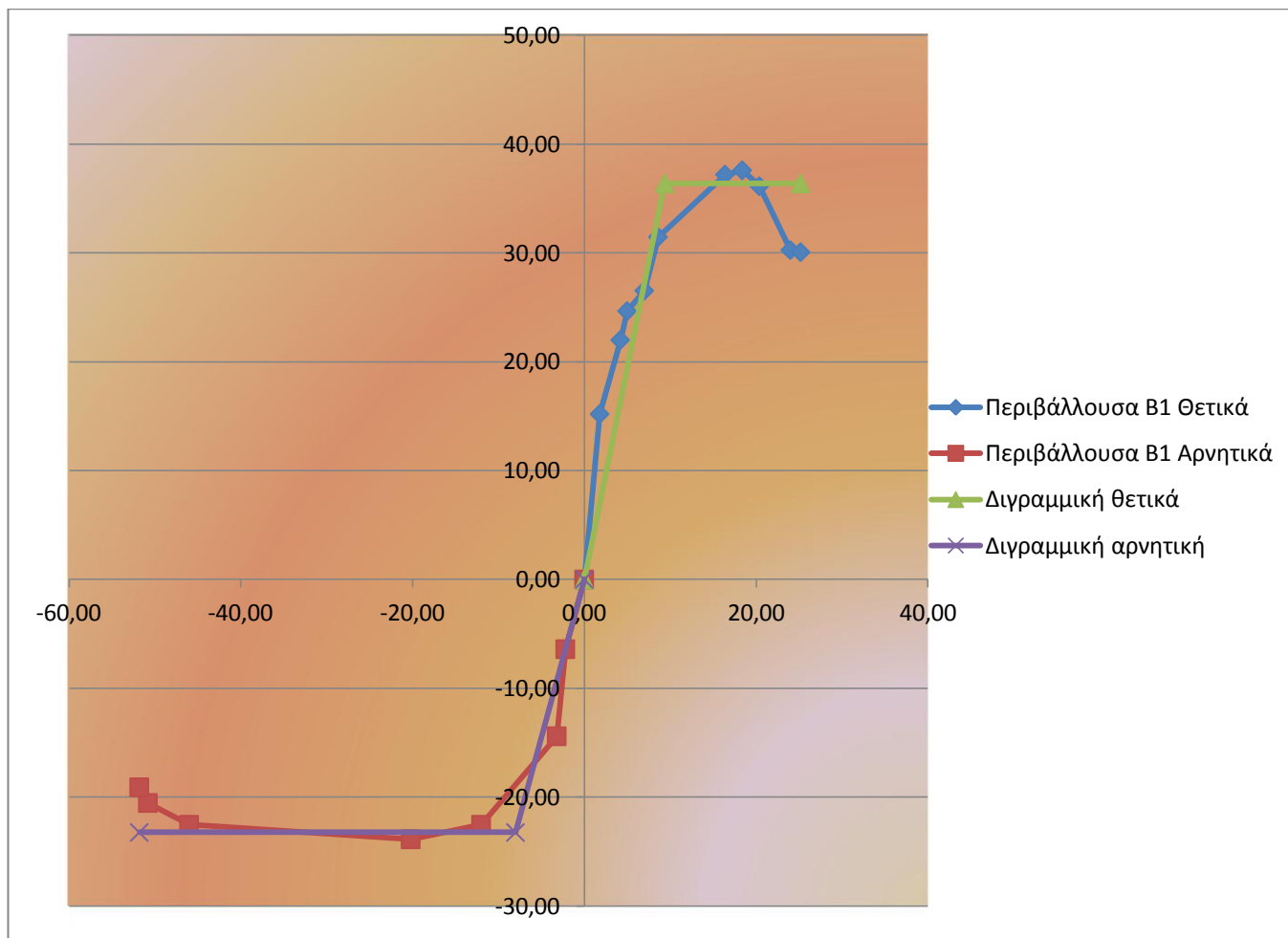
$$\mu = \Delta u / \Delta e$$

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι ισοδύναμες διγραμμικές καμπύλες (σχήματα 3.5, 3.6, 3.7, 3.8 ) για τα τρία υπό εξέταση δείγματα όπως αυτές προέκυψαν σύμφωνα με τους προαναφερθέντες κανονισμούς.

### 3.3 Αποτελέσματα πειραμάτων

#### Ιταλικός κανονισμός

##### I. Δείγμα B1



Σχήμα 3.5 (α) Περιβάλλουσα αστοχίας και ισοδύναμη διγραμμική καμπύλη δείγματος B1

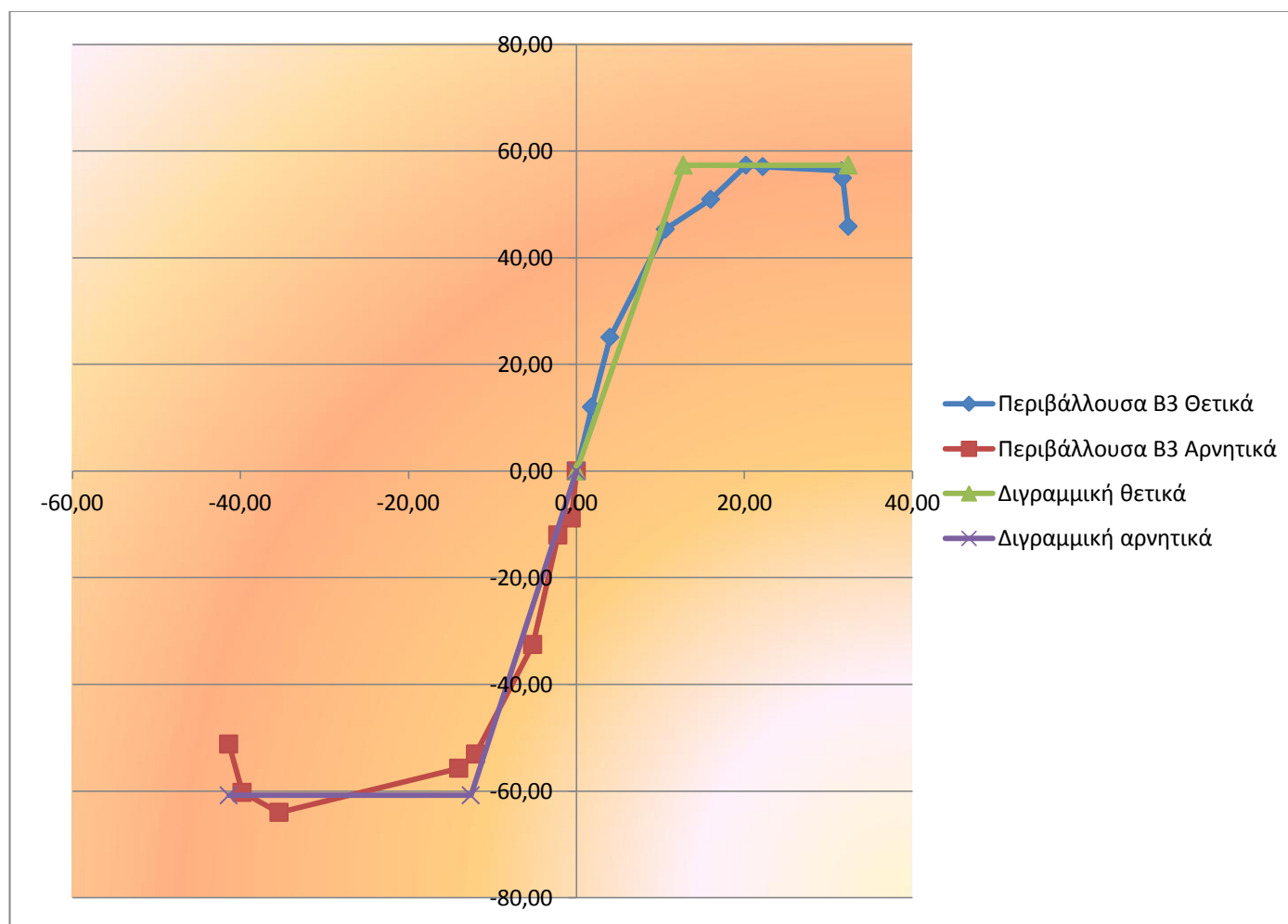
(Ιταλικός κανονισμός)

Ισοδύναμη διγραμμική  
καμπύλη δείγματος B1

Θετικά		
Σημεία	V (kN)	Δ (m)
1	0,000	0,000
2	36,390	9,363
3	36,390	25,200

Αρνητικά		
Σημεία	V (kN)	Δ (m)
1	0,000	0,000
2	-23,240	-8,000
3	-23,240	-51,800

## II. Δείγμα Β3



Σχήμα 3.5 (β) Περιβάλλουσα αστοχίας και ισοδύναμη διγραμμική καμπύλη δείγματος Β3

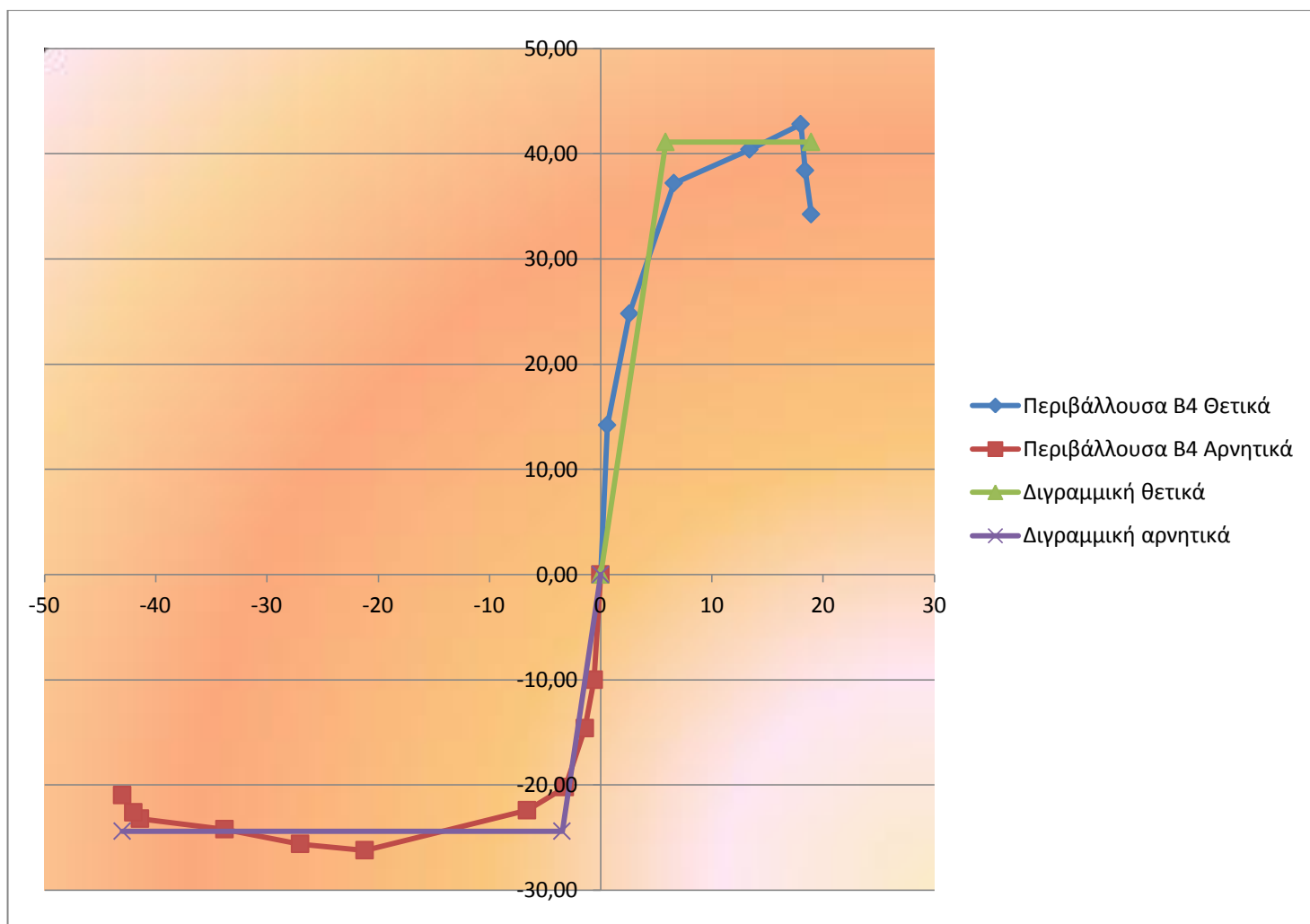
(Ιταλικός κανονισμός)

Ισοδύναμη διγραμμική  
καμπύλη δείγματος Β3

Θετικά		
Σημεία	V (kN)	Δ (m)
1	0,000	0,000
2	57,360	12,730
3	57,360	32,380

Αρνητικά		
Σημεία	V (kN)	Δ (m)
1	0,000	0,000
2	-60,820	-12,570
3	-60,820	-41,400

### III. Δείγμα B4



Σχήμα 3.5 (γ) Περιβάλλουσα αστοχίας και ισοδύναμη διγραμμική καμπύλη δείγματος B4

(Ιταλικός κανονισμός)

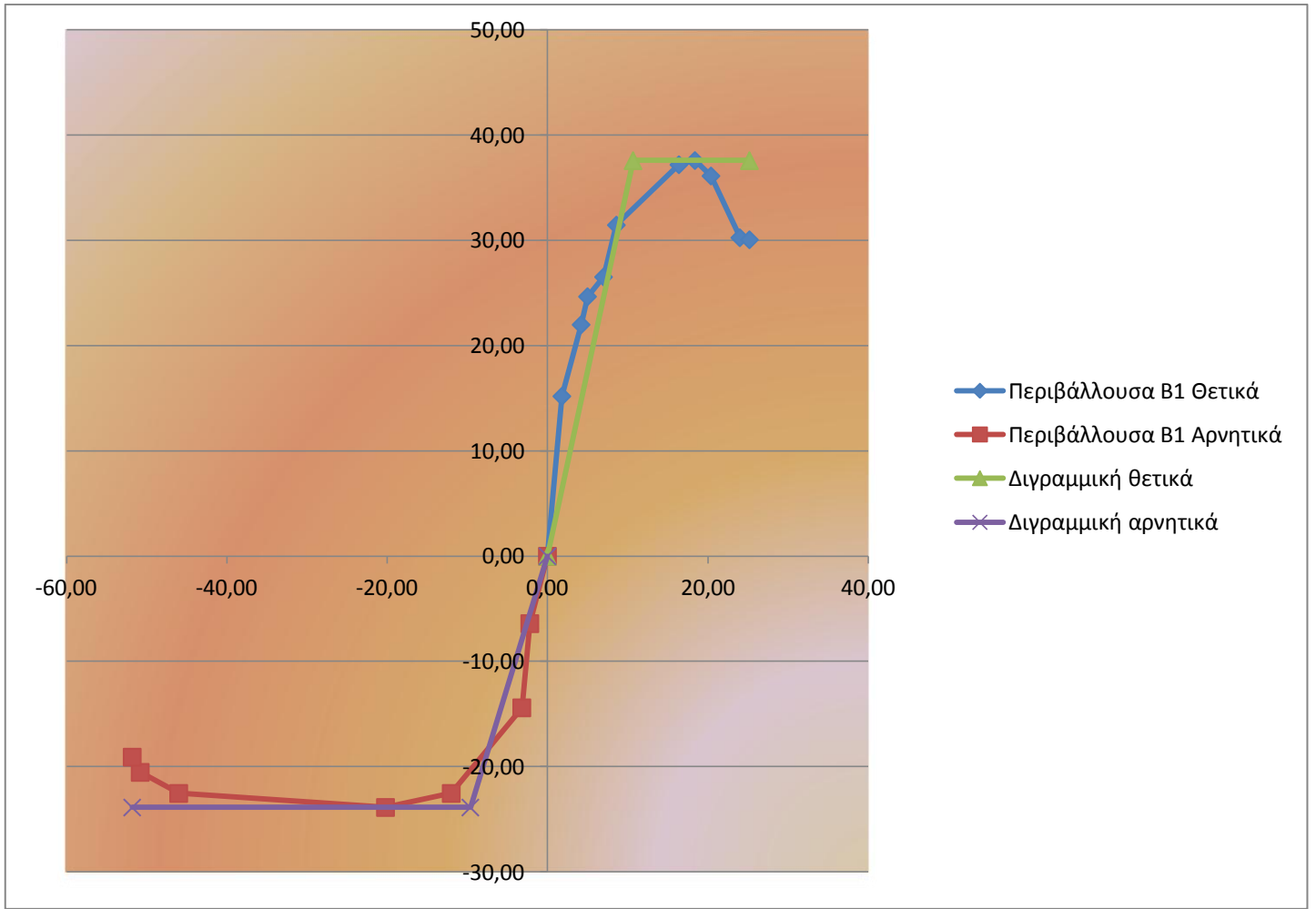
Ισοδύναμη διγραμμική  
καμπύλη δείγματος B4

Θετικά		
Σημεία	V (kN)	Δ (m)
1	0,000	0,000
2	41,110	5,852
3	41,110	18,940

Αρνητικά		
Σημεία	V (kN)	Δ (m)
1	0,000	0,000
2	-24,390	-3,460
3	-24,390	-43,000

# ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8

## I. Δείγμα Β1



Σχήμα 3.7 (α) Περιβάλλουσα αστοχίας και ισοδύναμη διγραμμική καμπύλη δείγματος Β4

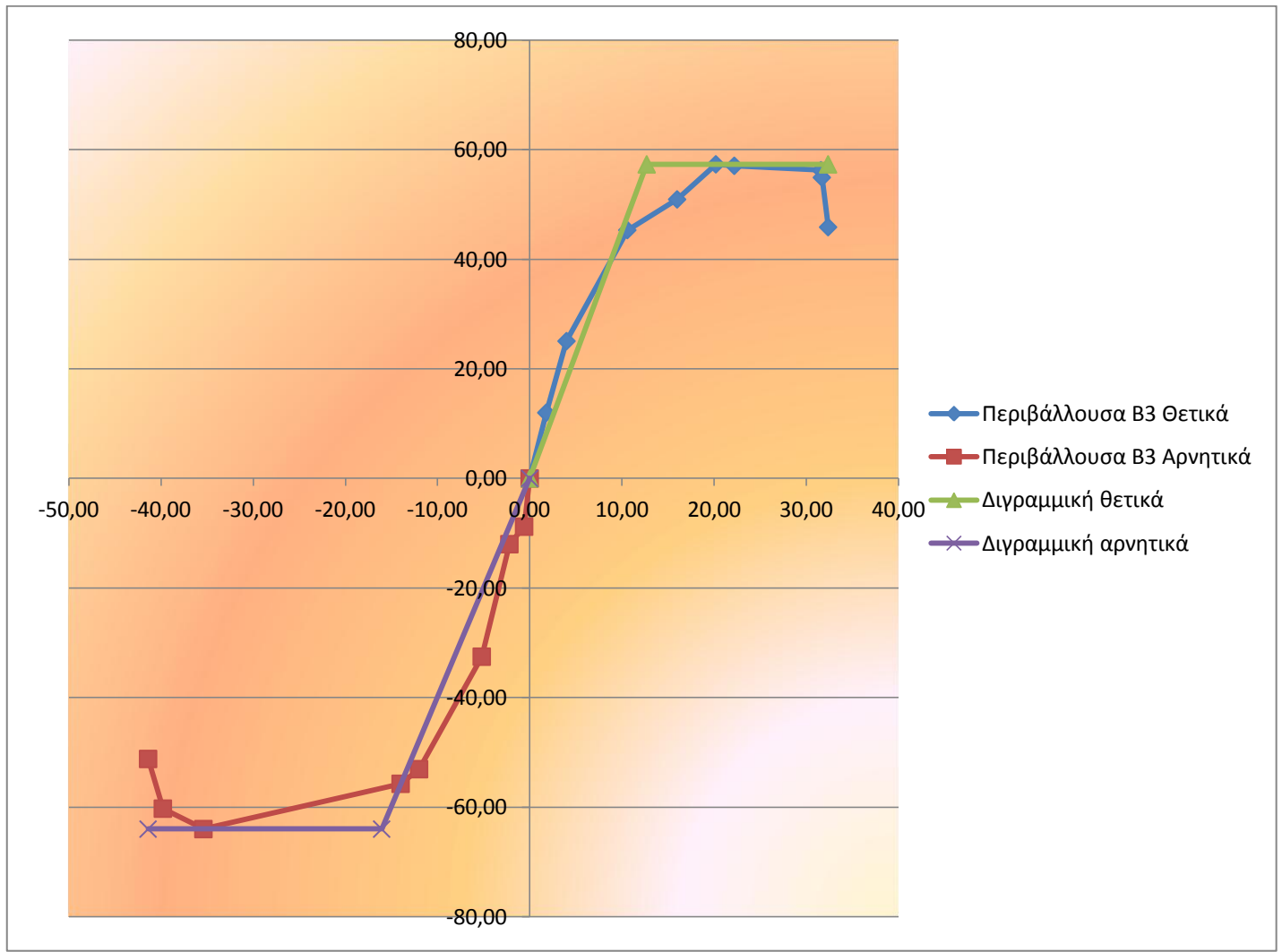
( EC 8 )

Ισοδύναμη διγραμμική  
καμπύλη δείγματος Β1

Θετικά		
Σημεία	V (kN)	Δ (m)
1	0,000	0,000
2	37,590	10,680
3	37,590	25,200

Αρνητικά		
Σημεία	V (kN)	Δ (m)
1	0,000	0,000
2	-23,870	-9,620
3	-23,870	-51,800

## II. Δείγμα Β3



Σχήμα 3.7 (β) Περιβάλλουσα αστοχίας και ισοδύναμη διγραμμική καμπύλη δείγματος Β3

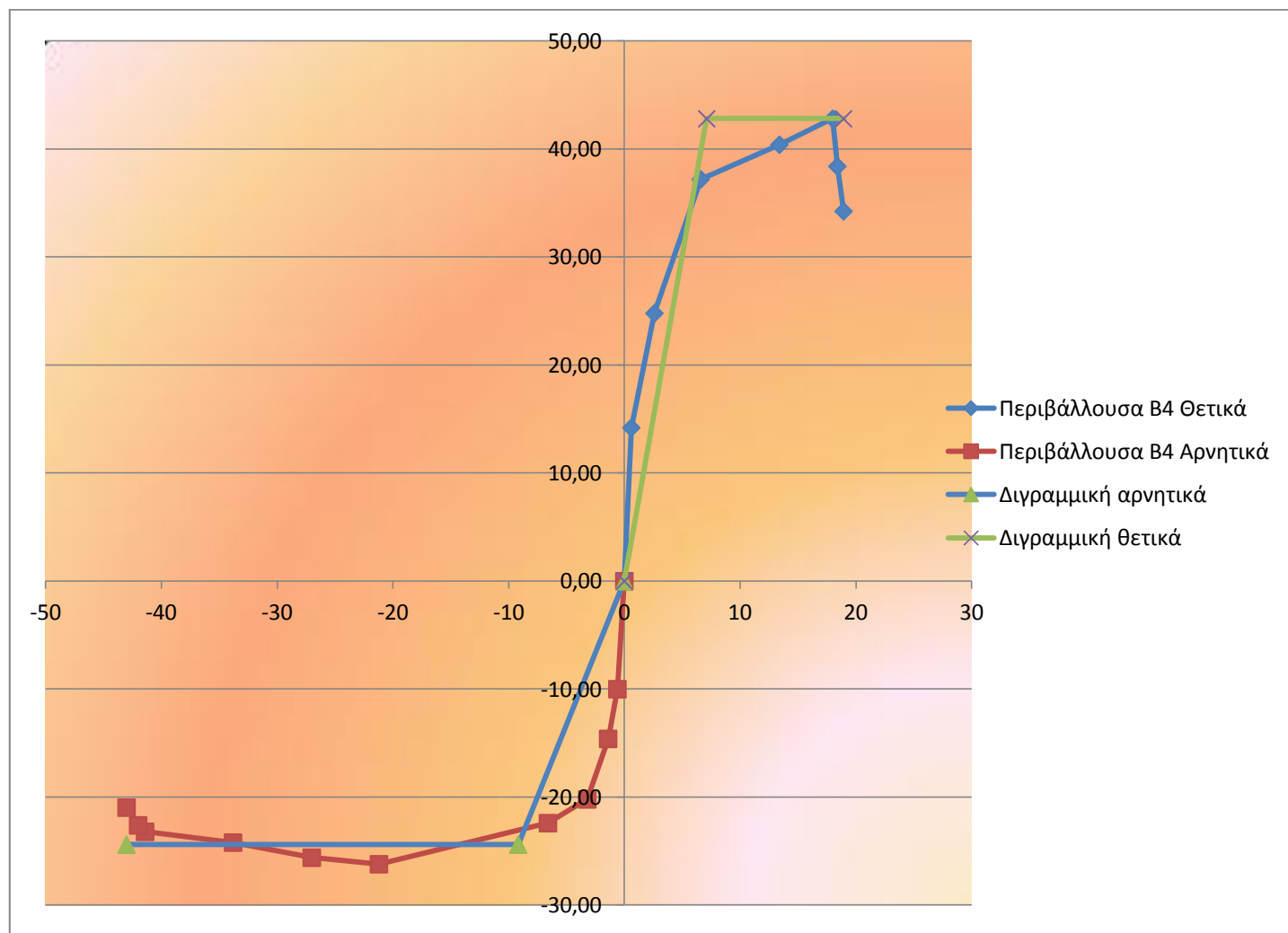
( EC 8 )

Ισοδύναμη διγραμμική  
καμπύλη δείγματος Β3

Θετικά		
Σημεία	V (kN)	Δ (m)
1	0,00	0,00
1	57,33	12,69
2	57,33	32,38

Αρνητικά		
Σημεία	V (kN)	Δ (m)
1	0,00	0,00
1	-64,00	-16,06
2	-64,00	-41,40

### III. Δείγμα Β4



Σχήμα 3.7 (γ) Περιβάλλουσα αστοχίας και ισοδύναμη διγραμμική καμπύλη δείγματος Β4

( EC 8 )

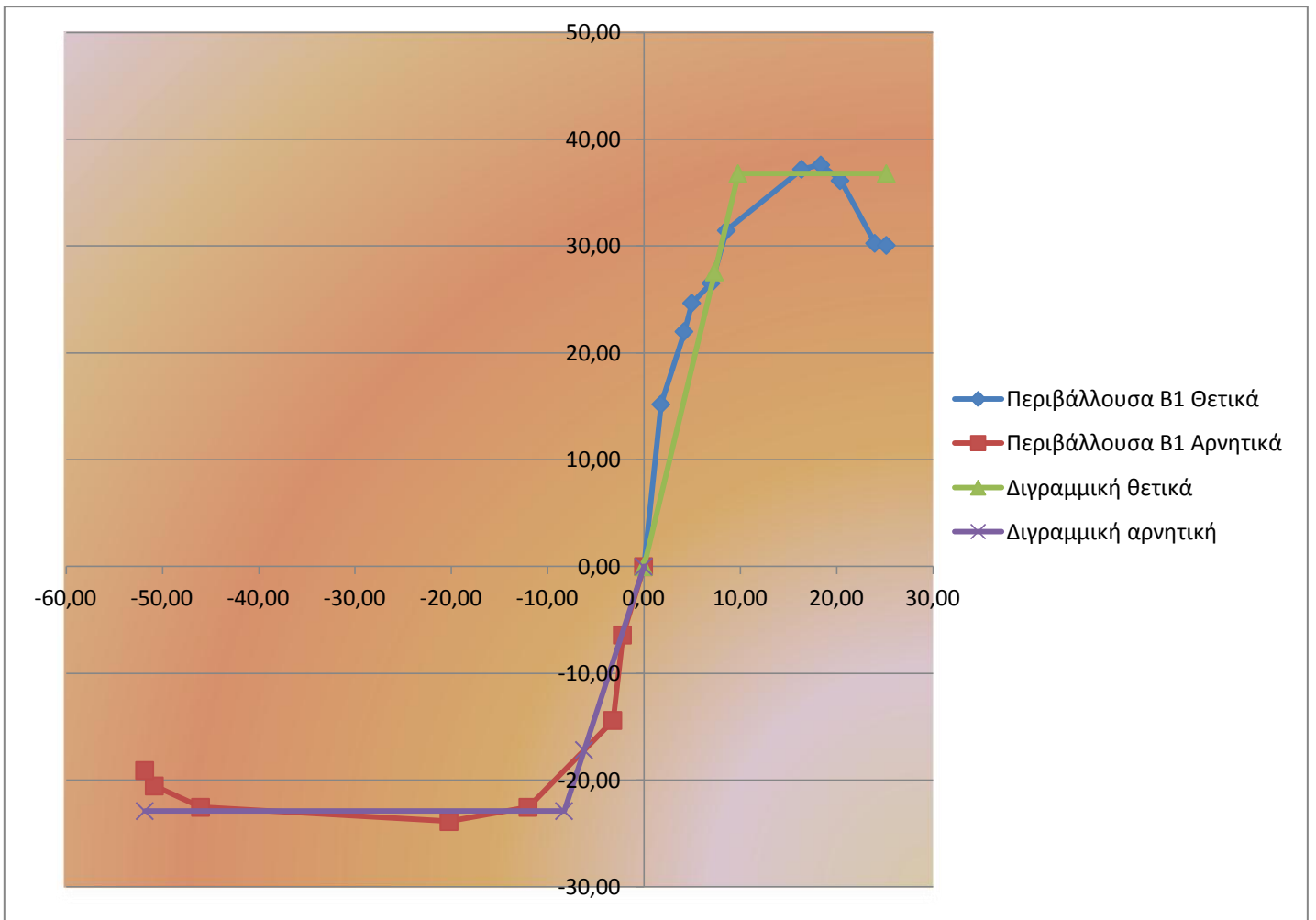
Ισοδύναμη διγραμμική  
καμπύλη δείγματος Β4

Θετικά		
Σημεία	V (kN)	Δ (m)
1	0,000	0,000
2	42,800	7,118
3	42,800	18,940

Αρνητικά		
Σημεία	V (kN)	Δ (m)
1	0,000	0,000
2	-26,200	-9,170
3	-26,200	-43,000

# Paulay and Priestley

## I. Δείγμα B1



Σχήμα 3.8 (α) Περιβάλλουσα αστοχίας και ισοδύναμη διγραμμική καμπύλη δείγματος B1 ( Paulay and Priestley )

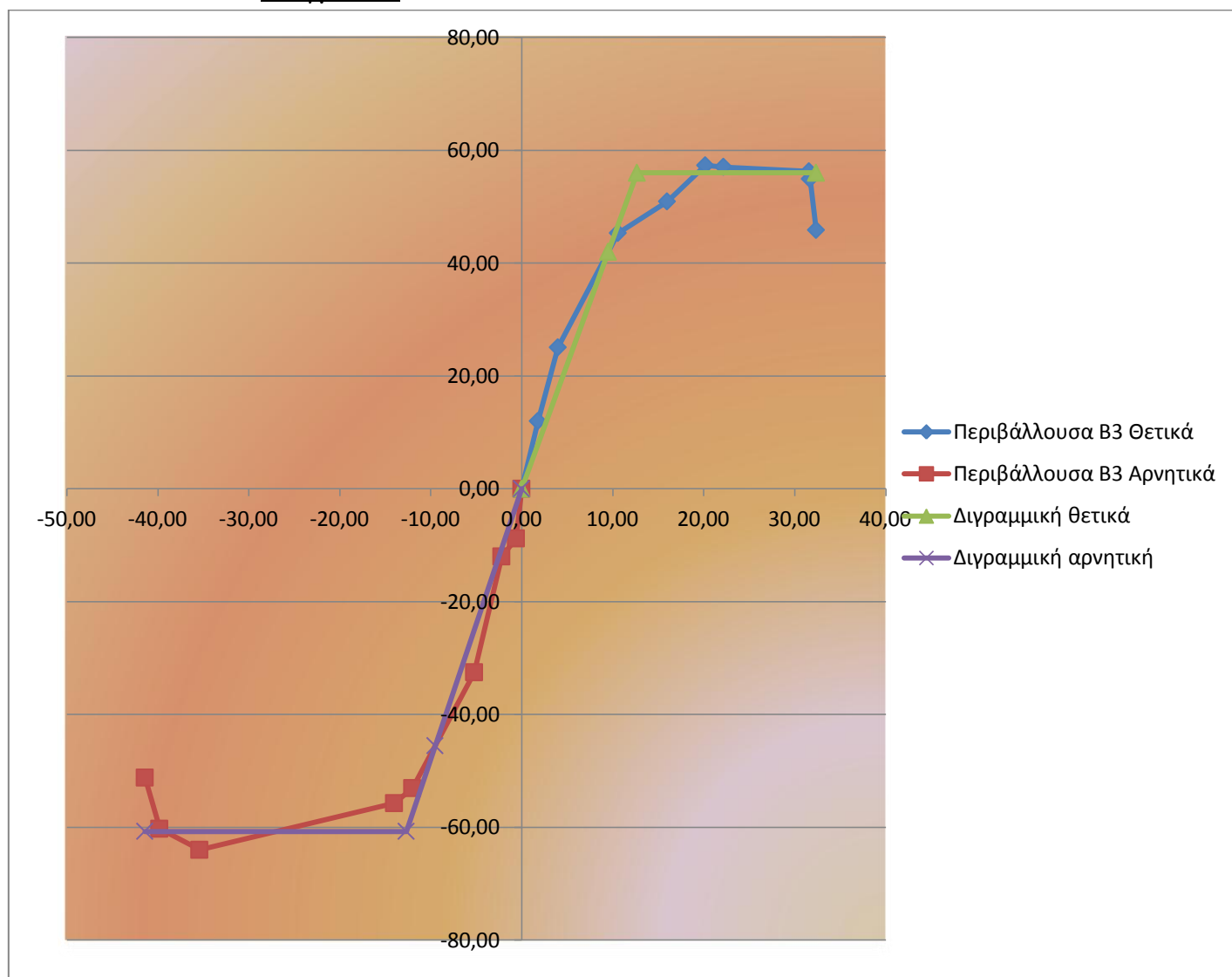
Ισοδύναμη διγραμμική καμπύλη δείγματος B1

Θετικά		
Σημεία	V (kN)	Δ (m)
1	0,000	0,000
2	27,592	7,356
3	36,789	9,808
4	36,789	25,200

Αρνητικά		
Σημεία	V (kN)	Δ (m)
1	0,000	0,000
2	-17,164	-6,192
3	-22,886	-8,256
4	-22,886	-51,800



## II. Δείγμα Β3



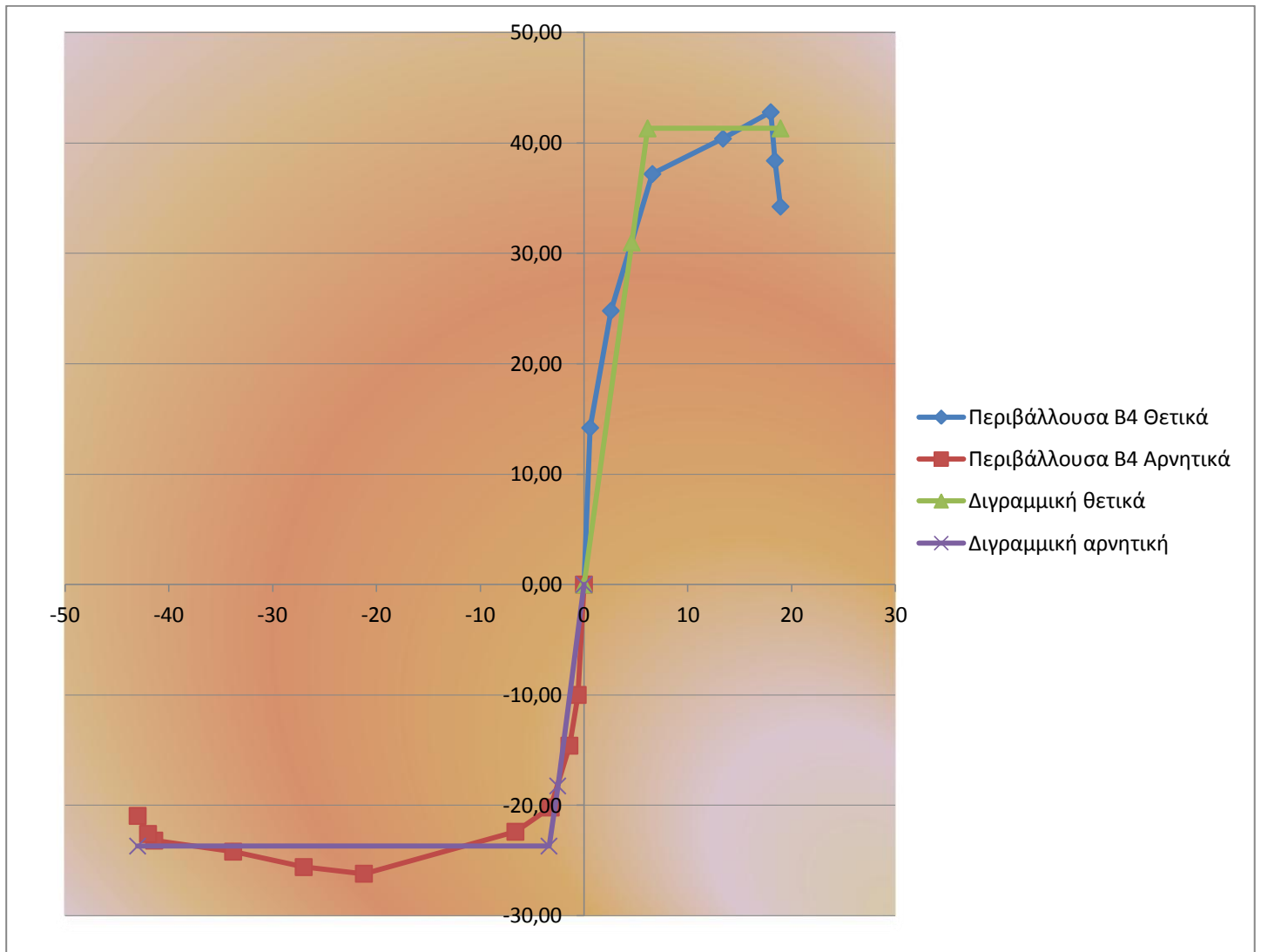
Σχήμα 3.8 (β) Περιβάλλουσα αστοχίας και ισοδύναμη διγραμμική καμπύλη δείγματος Β3  
( Paulay and Priestley )

Ισοδύναμη διγραμμική  
καμπύλη δείγματος Β3

Θετικά		
Σημεία	V (kN)	Δ (m)
1	0,000	0,000
2	42,007	9,518
3	56,010	12,690
4	56,010	32,380

Αρνητικά		
Σημεία	V (kN)	Δ (m)
1	0,000	0,000
2	-45,539	-9,507
3	-60,718	-12,676
4	-60,718	-41,400

### III. Δείγμα Β4



Σχήμα 3.8 (γ) Περιβάλλουσα αστοχίας και ισοδύναμη διγραμμική καμπύλη δείγματος Β4  
( Paulay and Priestley )

Ισοδύναμη διγραμμική  
καμπύλη δείγματος Β4

Θετικά		
Σημεία	V (kN)	Δ (m)
1	0,000	0,000
2	31,000	4,600
3	41,333	6,133
4	41,333	18,940

Αρνητικά		
Σημεία	V (kN)	Δ (m)
1	0,000	0,000
2	-18,250	-2,525
3	-23,698	-3,367
4	-23,698	-43,000

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

### ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ

#### 4.1 ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ ΣΤΟ ΠΟΛΥΩΡΟΦΟ ΣΥΣΤΗΜΑ

##### 4.1.1 Υπολογισμός πλαστιμότητας

###### 1. ΔΕΙΓΜΑ Β1

Η πλαστιμότητα υπολογίζεται ως ο λόγος της μέγιστης μετατόπισης ( που εμφανίζεται πριν την κατάρρευση) προς τη μετατόπιση διαρροής :

$$\mu = S_{du} / S_{dy}$$

###### A) ΙΤΑΛΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ

Θετικά			
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	μ
1	0,000	0,0000	
2	36,390	0,0094	2,691
3	36,390	0,0252	

Αρνητικά			
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	μ
1	0,000	0,0000	
2	-23,240	-0,0080	6,475
3	-23,240	-0,0518	

###### B) EC8

Θετικά			
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	μ
1	0,000	0,0000	
2	37,590	0,0107	2,36
3	37,590	0,0252	

Αρνητικά			
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	μ
1	0,000	0,0000	
2	-23,870	-0,0096	5,385
3	-23,870	-0,0518	

### Γ) PAULAY AND PRIESTLEY

Θετικά			
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	μ
1	0,000	0,0000	
2	36,789	0,0098	2,569
3	36,789	0,0252	

Αρνητικά			
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	μ
1	0,000	0,0000	
2	-22,886	-0,0083	6,274
3	-22,886	-0,0518	

## 2. ΔΕΙΓΜΑ Β3

### Α) ΙΤΑΛΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ

Θετικά			
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	μ
1	0,000	0,0000	
1	57,360	0,013	2,544
2	57,360	0,032	

Αρνητικά			
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	μ
1	0,000	0,0000	
1	-60,820	-0,013	3,294
2	-60,820	-0,041	

### B) EC8

Θετικά			
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	μ
1	0,000	0,0000	
1	57,330	0,013	2,55
2	57,330	0,032	

Αρνητικά			
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	μ
1	0,000	0,0000	
1	-64,000	-0,016	2,615
2	-64,000	-0,041	

### Γ) PAULAY AND PRIESTLEY

Θετικά			
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	μ
1	0,000	0,0000	
1	56,0100	0,0127	2,552
2	56,0100	0,0324	

Αρνητικά			
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	μ
1	0,000	0,0000	
1	-60,7180	-0,0127	3,266
2	-60,7180	-0,0414	

### 3. ΔΕΙΓΜΑ Β4

#### Α) ΙΤΑΛΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ

Θετικά			
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	μ
1	0,000	0,0000	
2	41,110	0,006	3,237
3	41,110	0,019	

Αρνητικά			
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	μ
1	0,000	0,0000	
2	-24,390	-0,006	7,17
3	-24,390	-0,043	

#### Β) EC8

Θετικά			
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	μ
1	0,000	0,0000	
2	42,800	0,007	2,661
3	42,800	0,019	

Αρνητικά			
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	μ
1	0,000	0,0000	
2	-26,200	-0,009	4,689
3	-26,200	-0,043	

### Γ) PAULAY AND PRIESTLEY

Θετικά			
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	μ
1	0,000	0,0000	
2	41,333	0,0061	3,088
3	41,333	0,0189	

Αρνητικά			
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	μ
1	0,000	0,0000	
2	-23,698	-0,0058	7,41
3	-23,698	-0,0430	

#### 4.1.2. Συγκεντρωτικοί πίνακες αποτελεσμάτων

##### ΔΕΙΓΜΑ Β1

	$F_{max}^+$ (kN)	$F_{max}^-$ (kN)	$Ke^+$ (kN/m)	$Ke^-$ (kN/m)	$\delta u^+$ (mm)	$\delta u^-$ (mm)	$Vu^+$ (kN )	$Vu^-$ (kN)
<b>Ιταλικός</b>	37,59	-23,86	3887	2932	25,20	-51,80	36,39	-23,47
<b>EC8</b>	37,59	-23,86	3521	2482	25,20	-51,80	37,59	-23,86
<b>Paulay and Priestley</b>	37,59	-23,86	3751	2772	25,20	-51,80	36,79	-22,89

	$\delta e^+$ (mm)	$\delta e^-$ (mm)	$\mu^+$	$\mu^-$
<b>Ιταλικός</b>	9,37	-8,00	<b>2,35</b>	<b>6,48</b>
<b>EC8</b>	10,68	-9,62	<b>2,36</b>	<b>5,39</b>
<b>Paulay and Priestley</b>	9,81	-8,26	<b>2,57</b>	<b>6,27</b>



### ΔΕΙΓΜΑ Β3

	$F_{max}^+$ (kN)	$F_{max}^-$ (kN)	$Ke^+$ (kN/m)	$Ke^-$ (kN/m)	$\delta u^+$ (mm)	$\delta u^-$ (mm)	$Vu^+$ (kN)	$Vu^-$ (kN)
<b>Ιταλικός</b>	57,33	-64,00	4506	4837	32,38	-41,4	57,36	-60,82
<b>EC8</b>	57,33	-64,00	4515	3984	32,38	-41,4	57,33	-64,00
<b>Paulay and Priestley</b>	57,33	-64,00	4414	4790	32,38	-41,4	56,01	-60,72

	$\delta e^+$ (mm)	$\delta e^-$ (mm)	$\mu^+$	$\mu^-$
<b>Ιταλικός</b>	12,73	-12,57	<b>2,54</b>	<b>3,29</b>
<b>EC8</b>	12,70	-16,06	<b>2,55</b>	<b>2,58</b>
<b>Paulay and Priestley</b>	12,69	-12,68	<b>2,55</b>	<b>3,27</b>

## ΔΕΙΓΜΑ Β4

	$Fmax^+$ (kN)	$Fmax^-$ (kN)	$Ke^+$ (kN/m)	$Ke^-$ (kN/m)	$\delta u^+$ (mm)	$\delta \bar{u}$ (mm)	$Vu^+$ (kN)	$V\bar{u}$ (kN)
<b>Ιταλικός</b>	42,80	-26,20	7025	7048	18,94	-43,00	41,11	-24,39
<b>EC8</b>	42,80	-26,20	6013	2859	18,94	-43,00	42,80	-26,20
<b>Paulay and Priestley</b>	42,80	-26,20	5998	7227	18,94	-43,00	36,79	-24,33

	$\delta e^+$ (mm)	$\delta e^-$ (mm)	$\mu^+$	$\mu^-$
<b>Ιταλικός</b>	5,85	-6,00	<b>3,24</b>	<b>7,17</b>
<b>EC8</b>	7,12	-9,17	<b>2,66</b>	<b>4,69</b>
<b>Paulay and Priestley</b>	6,13	-5,85	<b>3,09</b>	<b>7,41</b>

## 4.2 ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ ΣΤΟ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟ ΣΥΣΤΗΜΑ

### ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ Ν2

#### 4.2.1 Περιγραφή μεθόδου Ν2

Η μέθοδος Ν2 είναι μία μέθοδος μετατροπής μίας πολυβάθμιας κατασκευής στην ισοδύναμη μονοβάθμιά της. Προτάθηκε από τον Fajfar ( 1996,1999) και περιλαμβάνει εμπειρικές σχέσεις που συνδέουν τον συντελεστή συμπεριφοράς με την πλαστιμότητα μιας κατασκευής. Έτσι, αντί να χρησιμοποιούνται ελαστικά φάσματα για την ισοδύναμη απόσβεση που αντιστοιχεί στην αναπτυσσόμενη πλαστιμότητα, όπως γίνεται σε άλλες μεθοδολογίες σαν την ATC-40, υπολογίζεται απ' ευθείας η ανελαστική επιτάχυνση. Η ανελαστική φασματική επιτάχυνση,  $S_a$ , συνδέεται με την αντίστοιχη ελαστική,  $S_{ae}$ , με τη σχέση:

$$S_a = S_{ae}/R_\mu \quad (1)$$

όπου  $R_\mu$  είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς (reduction factor) λόγω της ανελαστικής απόκρισης. Σημειώνεται ότι ο όρος  $R_\mu$  αντιστοιχεί στο συντελεστή συμπεριφοράς χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η υπεραντοχή, δηλαδή στον όρο  $q_d$  κατά ΕΑΚ.

Υπενθυμίζεται ότι στον ΕΑΚ ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  ορίζεται ως:

$$q = q_0 \cdot q_d \quad , \quad \text{όπου } q_0 \text{ είναι ο συντελεστής υπεραντοχής.}$$

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

$$S_d = \mu \cdot S_{dy} \quad (2)$$

Για ένα ελαστικό – τελείως πλαστικό σύστημα (δηλ. χωρίς κράτυνση), ισχύει  $S_a = S_{ay}$ , όπου  $S_{ay}$  = επιτάχυνση διαρροής. Επειδή  $S_{ae} = \omega^2 \cdot S_{de}$  και  $S_{ay} = \omega^2 \cdot S_{dy}$ , όπου  $\omega$  είναι η ιδιοπερίοδος του ελαστικού συστήματος, οι εξισώσεις (1) και (2) οδηγούν στην παρακάτω σχέση μεταξύ της ελαστικής και της ανελαστικής μετακίνησης:

$$S_d = (\mu/R_\mu) \cdot S_{de}$$

Στη βιβλιογραφία υπάρχουν πολλοί εμπειρικοί τύποι που δίνουν τη σχέση μεταξύ της πλαστιμότητας,  $\mu$ , και του συντελεστή συμπεριφοράς,  $R_\mu$ . Στις εργασίες του Fajfar χρησιμοποιούνται οι παρακάτω σχέσεις:

$$R_{\mu} = (\mu - 1) \frac{T}{T_0} + 1 \quad \text{για } T \leq T_0$$

$$R_{\mu} = \mu \quad \text{για } T \geq T_0$$

όπου

$$T_0 = 0.65 \cdot \mu^{0.3} \cdot T_c \leq T_c$$

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

Η εξίσωση  $R_{\mu} = \mu$  δηλώνει ότι για μεσαίες και μεγάλες περιόδους ισχύει η παραδοχή των ίσων μετακινήσεων, δηλαδή ότι η μετακίνηση του ανελαστικού συστήματος είναι ίση με αυτή του αντίστοιχου ελαστικού με την ίδια περίοδο. Για κατασκευές με μικρές περιόδους, η ισότητα αυτή δεν ισχύει, όπως δηλώνει η εξίσωση  $R_{\mu} = (\mu - 1)T/T_0 + 1$ . Η περίοδος  $T_0$ , που καθορίζει το όριο μεταξύ των περιοχών ισχύος κάθε εξίσωσης, εξαρτάται από την πλαστιμότητα, όπως φαίνεται από τη σχέση  $T_0 = 0,65 \cdot \mu^{0,3} \cdot T_c \leq T_c$ . Η περίοδος  $T_0$  δεν μπορεί να είναι μεγαλύτερη από τη χαρακτηριστική περίοδο του φάσματος σχεδιασμού,  $T_c$ .

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

$$T_0 = T_c$$

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

Στην παρούσα εργασία η μέθοδος αυτή χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό της πλαστιμότητας  $\mu$  της ισοδύναμης μονοβάθμιας κατασκευής των δειγμάτων B1, B3, B4. Στη συνέχεια παρουσιάζονται αναλυτικά τα βήματα της μεθόδου.

## 4.2.2 Πορεία υπολογισμού της πλαστιμότητας

### A) Προσδιορισμός καμπύλης αντίστασης (καμπύλη ικανότητας)

Ο καθορισμός των διάφορων σταθμών επιτελεσματικότητας γίνεται πάνω στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής. Η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας γίνεται με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου, με δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους (Σχ. 3.1). Ως κατανομή των φορτίων καθ' ύψος μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τριγωνική κατανομή, η πρώτη ιδιομορφή ή ακόμη και περισσότερο πολύπλοκοι συνδυασμοί με συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών. Για την κατασκευή αυτής της καμπύλης γίνονται πολλές στατικές επιλύσεις, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα (μεθοδολογία pushover), λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει

$$\Gamma : \text{συντελεστής συμμετοχής} \quad \Gamma = \Sigma(mi \cdot \phi_i) / \Sigma(mi \cdot \phi_i^2)$$

$$\alpha : \text{συντελεστής } \alpha \quad \alpha = \Gamma \cdot \Sigma(mi \cdot \phi_i) / m_{ολ}$$

$$S\alpha : \quad S\alpha = V / (a \cdot m_{ολ})$$

$$Sd : \quad Sd = \Delta / \Gamma$$

$$T^* : \quad T^* = 2\pi \cdot (Sd/S\alpha)^{0,5}$$

Στις παραπάνω σχέσεις :

$m_i$  : η μάζα κάθε ορόφου ( $i=1,2$ )

$\Phi_i$  : η ιδιομορφή κάθε ορόφου ( $i=1,2$ )

$m_{ολ}$ : η ολική μάζα της κατασκευής

$V$ : η δύναμη του σταθερού κλάδου της ισοδύναμης

διγραμμικής, όπως αυτή προσδιορίζεται από τον

κανονισμό που κάθε φορά χρησιμοποιείται

(δύναμη διαρροής)

$\Delta$ : η  $\Delta$  λαμβάνει δύο τιμές, ισούται με τη μετατόπιση διαρροής ( $\Delta y$ ) καθώς και με την τελική μετατόπιση ( $\Delta u$ ) της ισοδύναμης διγραμμικής

Γνωρίζοντας επομένως τα σημεία [ $S_a$ ,  $S_d(\Delta y)$ ] και [ $S_a$ ,  $S_d(\Delta u)$ ] κατασκευάζεται η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής.

Οι συντελεστές  $\varphi$  δείχνουν την κατανομή των μετακινήσεων στους ορόφους και λαμβάνονται ίσοι με τις τιμές της ιδιομορφής που αντιπροσωπεύει καλύτερα την αναμενόμενη παραμόρφωση της κατασκευής. Συνήθως ισούνται με τις τιμές της πρώτης ιδιομορφής, όπως αυτές προκύπτουν έπειτα από κατάλληλα κανονικοποίηση, προκειμένου η τιμή της  $\varphi$  του τελευταίου ορόφου να ισούται με  $\varphi = 1$ .

Στην παρούσα εργασία έγιναν δύο προσεγγίσεις όσον αφορά τους συντελεστές  $\varphi$ :

1<sup>η</sup> προσέγγιση : Θεωρείται τριγωνική κατανομή καθ' ύψος, δηλαδή επιλέγονται τιμές  $\varphi_1 = 0,5$  και  $\varphi_2 = 1$ , αφού τα ύψη των ορόφων είναι ίσα.

2<sup>η</sup> προσέγγιση : Θεωρείται ιδιομορφική κατανομή στη ρηγματωμένη κατασκευή και οι τιμές των  $\varphi$  προκύπτουν από κατάλληλες επιλύσεις στο πρόγραμμα Abaqus.

Χρησιμοποιώντας τις τιμές των πλαστιμοτήτων που υπολογίστηκαν για τα πολυώροφα συστήματα κατασκευάζονται στο πρόγραμμα Seismosignal τα φάσματα απόκρισης για όλες τις τιμές των πλαστιμοτήτων. Τα φάσματα για τα δείγματα B1, B3, B4 παρουσιάζονται στις εικόνες 5.1, 5.2, 5.3 αντίστοιχα. Στις εικόνες αναπαρίστανται επίσης και το ελαστικό φάσμα για κάθε μία κατασκευή. (  $\Omega_s$  ελαστικό ορίζεται το φάσμα που προκύπτει για πλαστιμότητα  $\mu = 1$  )

Στη συνέχεια για κάθε πλαστιμότητα και για κάθε ιδιοπερίοδο διαβάζεται από το αντίστοιχο φάσμα η τιμή της επιτάχυνσης σχεδιασμού  $S_{ad}$ .

## **B) Υπολογισμός της επιτάχυνσης σχεδιασμού S<sub>ae</sub>**

Χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού που κατασκευάστηκε και χρησιμοποιήθηκε στα πλαίσια του πειράματος που πραγματοποιήθηκε στο Εργαστήριο Αντισεισμικής του Ε.Μ.Π.

Υπολογίζοντας σύμφωνα με τα παραπάνω την τιμή της T\*, η τιμή της S<sub>ae</sub> διαβάζεται κατευθείαν από το εν λόγω φάσμα σχεδιασμού.

Σημείωση : τα φάσματα κατασκευάστηκαν με τη χρήση του προγράμματος Seismosignal, στο οποίο δόθηκαν οι επιταχύνσεις της κατασκευής ανά 0,01s όπως αυτές μετρήθηκαν κατά τη διάρκεια του πειράματος.

## **Γ) Υπολογισμός της πλαστιμότητας μ**

$$\mu = S_{ae} / S_{ay}$$

## 4.1.2 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕΘΟΔΟΥ Ν2

### Α. Θεώρηση ιδιομορφών με κανονική κατανομή καθ' ύψος

Όροφος	mi (Mgr)	φi	mi*φi	mi*φi <sup>2</sup>
1	6,630	0,500	3,315	1,658
2	6,380	1,000	6,380	6,380
Άθροισμα	13,010		9,695	8,038

$$\Gamma = 1,206$$

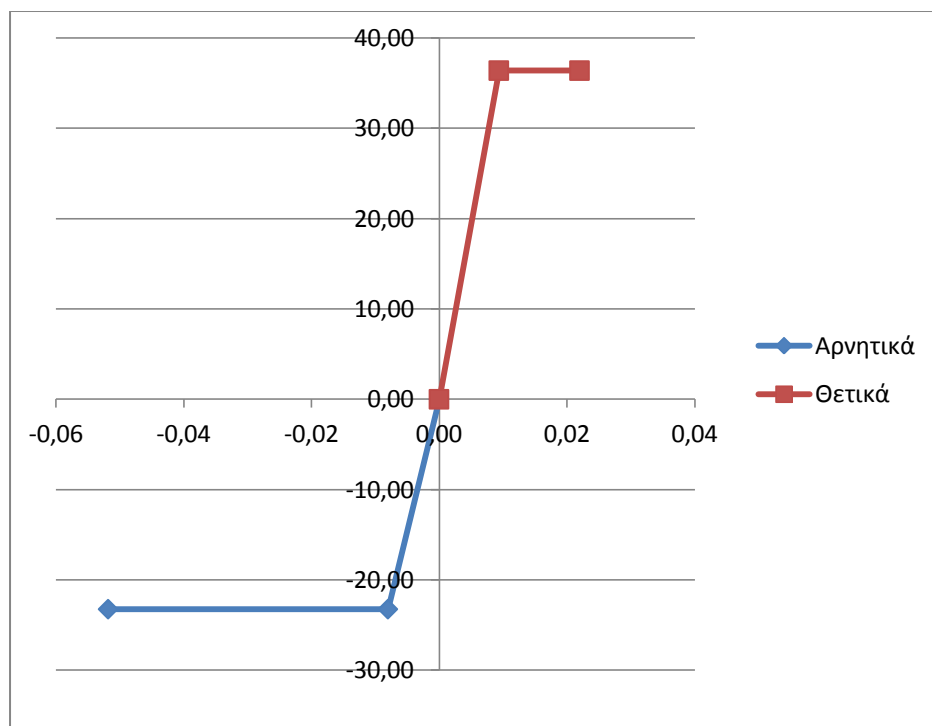
$$\alpha = 0,899$$

### Α) ΙΤΑΛΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ

Θετικά						
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	T* (sec)	μ
1	0,0000	0,0000				
2	36,3900	0,0094	3,1118	0,0078	0,3140	2,3497
3	36,3900	0,0220	3,1118	0,0182		

Αρνητικά						
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	T* (sec)	μ
1	0,0000	0,0000				
2	-23,2400	-0,0080	-1,9873	-0,0066	0,3620	6,4750
3	-23,2400	-0,0518	-1,9873	-0,0429		



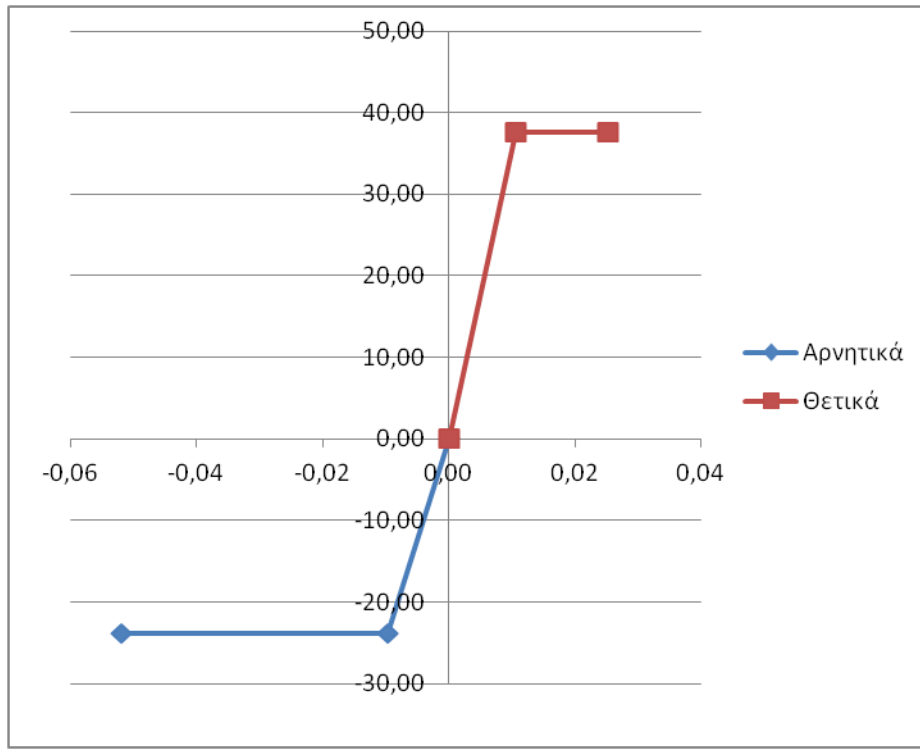


Σχήμα 4.1 : Καμπύλη διαρροής δείγματος B1 σύμφωνα με τον Ιταλικό κανονισμό

## B) EC8

Θετικά						
Σημεία	V (kN)	$\Delta$ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	T* (sec)	$\mu$
1	0,0000	0,0000				
2	37,5900	0,0107	3,2144	0,0089	0,3830	2,3596
3	37,5900	0,0252	3,2144	0,0209		

Αρνητικά						
Σημεία	V (kN)	$\Delta$ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	T* (sec)	$\mu$
1	0,0000	0,0000				
2	-23,8700	-0,0096	-2,0412	-0,0080	0,3930	5,3846
3	-23,8700	-0,0518	-2,0412	-0,0429		

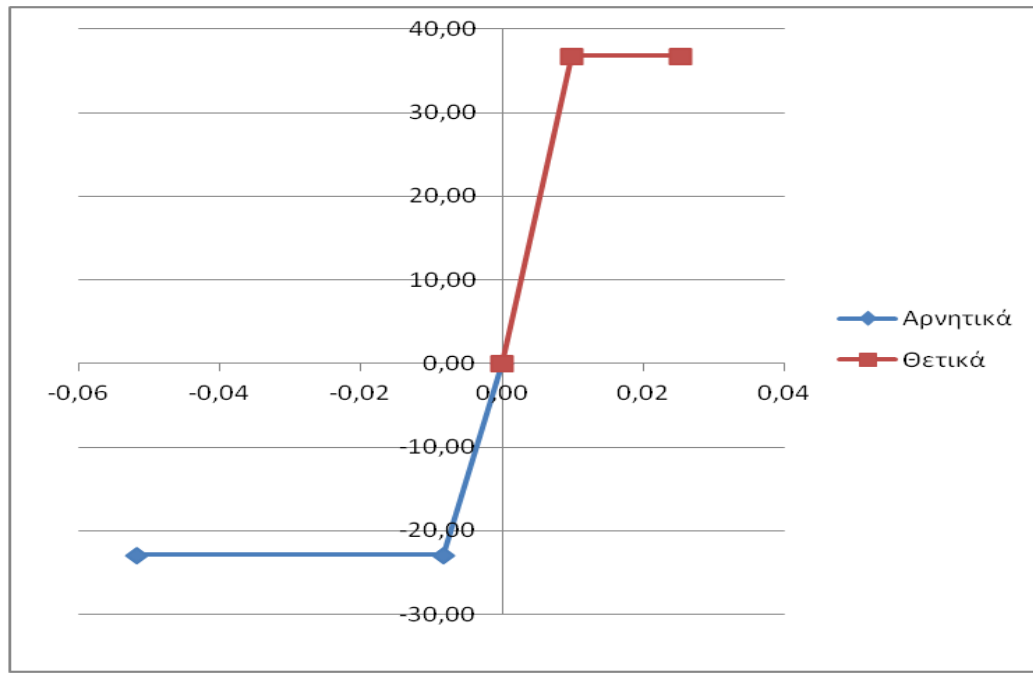


Σχήμα 4.2 : Καμπύλη διαρροής δείγματος B1 σύμφωνα με τον EC8

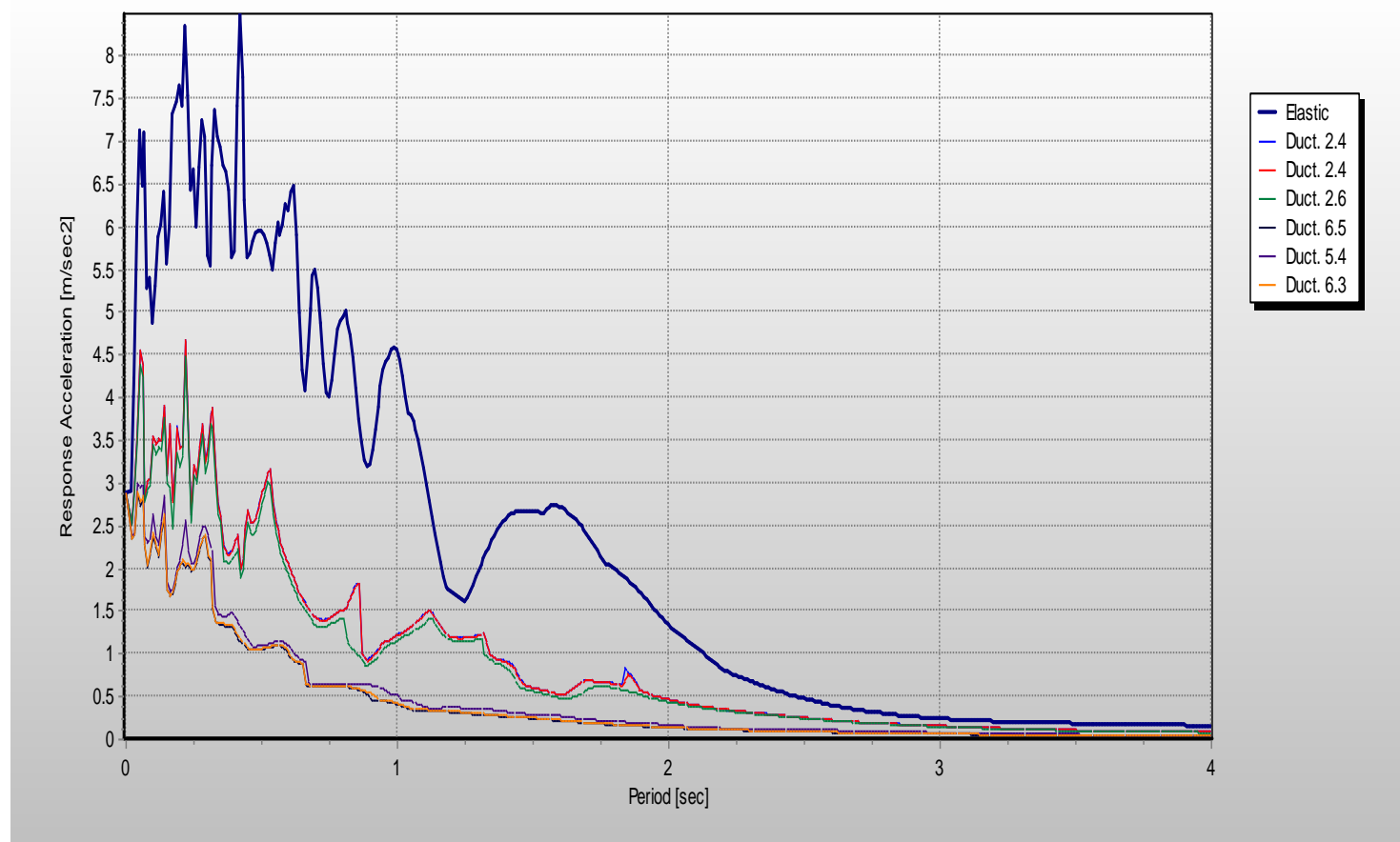
### Γ) PAULAY AND PRIESTLEY

Θετικά						
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	T* (sec)	μ
1	0,0000	0,0000				
2	36,7890	0,0098	3,1459	0,0081	0,3187	2,5693
3	36,7890	0,0252	3,1459	0,0209		

Αρνητικά						
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	T* (sec)	μ
1	0,0000	0,0000				
2	-22,8860	-0,0083	-1,9570	-0,0068	0,3700	6,2742
3	-22,8860	-0,0518	-1,9570	-0,0429		



Σχήμα 4.3 : Καμπύλη διαρροής δείγματος B1 σύμφωνα με τους Paulay and Priestley



Εικόνα 4.1 : Φάσματα απόκρισης του δείγματος B1

<b>Θετικά</b>	<b><math>\mu</math></b>	<b><math>T^*</math></b>	<b><math>S_a</math> (<math>m/s^2</math>)</b>	<b><math>S_{ae}</math> (<math>m/s^2</math>)</b>	<b><math>q_w^+</math></b>
<b>Ιταλικός</b>	2,35	0,314	3,820	6,300	1,65
<b>EC8</b>	2,36	0,383	2,910	6,310	2,17
<b>Paulay and Priestley</b>	2,57	0,319	3,630	6,720	1,85

<b>Αρνητικά</b>	<b><math>\mu</math></b>	<b><math>T^*</math></b>	<b><math>S_a</math> (<math>m/s^2</math>)</b>	<b><math>S_{ae}</math> (<math>m/s^2</math>)</b>	<b><math>q_w^-</math></b>
<b>Ιταλικός</b>	6,48	0,362	-1,340	-6,500	4,85
<b>EC8</b>	5,38	0,393	-1,480	-5,950	4,02
<b>Paulay and Priestley</b>	6,27	0,370	-1,390	-6,630	4,77

### Δείγμα Β3

Όροφος	mi (Mgr)	φi	mi*φi	mi*φi <sup>2</sup>
1	8,900	0,500	4,450	2,225
2	7,510	1,000	7,510	7,510
Άθροισμα	16,410		11,960	9,735

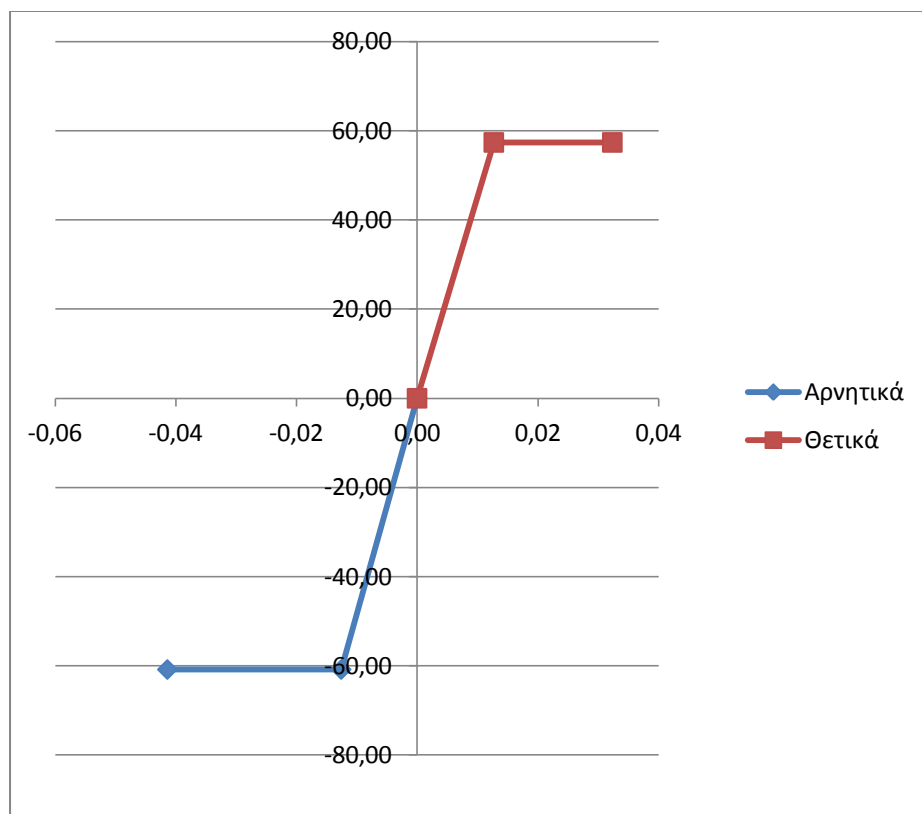
$$\Gamma = 1,229$$

$$\alpha = 0,895$$

#### Α) ΙΤΑΛΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ

Θετικά						
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	T* (sec)	μ
1	0,0000	0,0000				
1	57,360	0,013	3,904	0,010	0,3180	2,5436
2	57,360	0,032	3,904	0,026		

Αρνητικά						
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	T* (sec)	μ
1	0,0000	0,0000				
1	-60,820	-0,013	-4,139	-0,010	0,3090	3,2936
2	-60,820	-0,041	-4,139	-0,034		

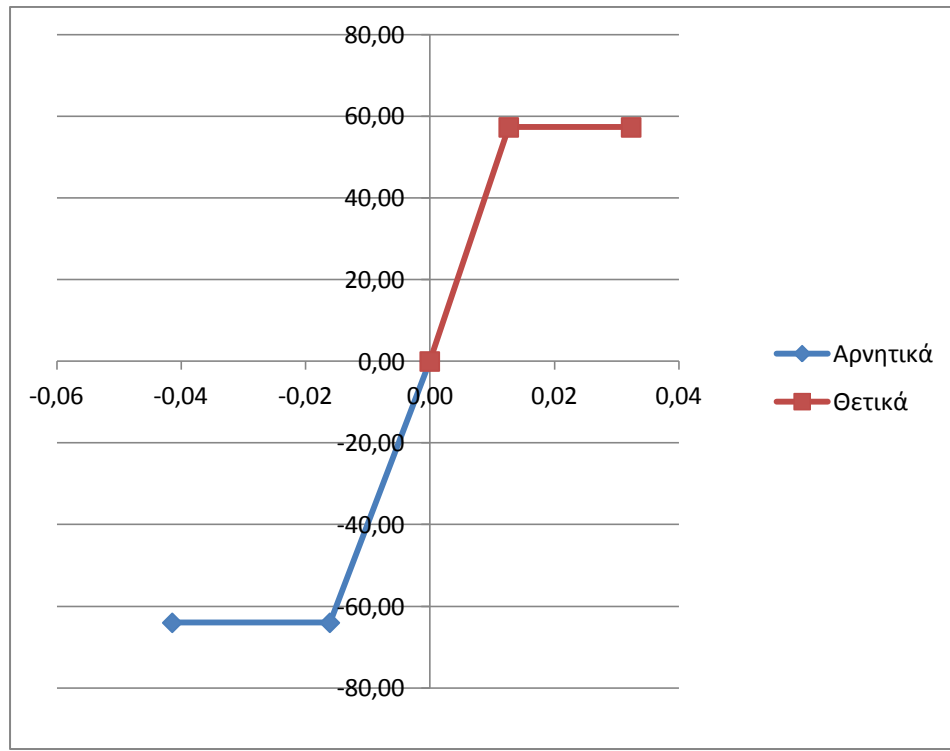


Σχήμα 4.4 : Καμπύλη διαρροής δείγματος B3 σύμφωνα με τον Ιταλικό κανονισμό

### B) EC8

Θετικά						
Σημεία	V (kN)	$\Delta$ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	$T^*$ (sec)	$\mu$
1	0,0000	0,0000				
1	57,330	0,013	3,902	0,010	0,3180	2,5498
2	57,330	0,032	3,902	0,026		

Αρνητικά						
Σημεία	V (kN)	$\Delta$ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	$T^*$ (sec)	$\mu$
1	0,0000	0,0000				
1	-64,000	-0,016	-4,356	-0,013	0,3430	2,5778
2	-64,000	-0,041	-4,356	-0,034		

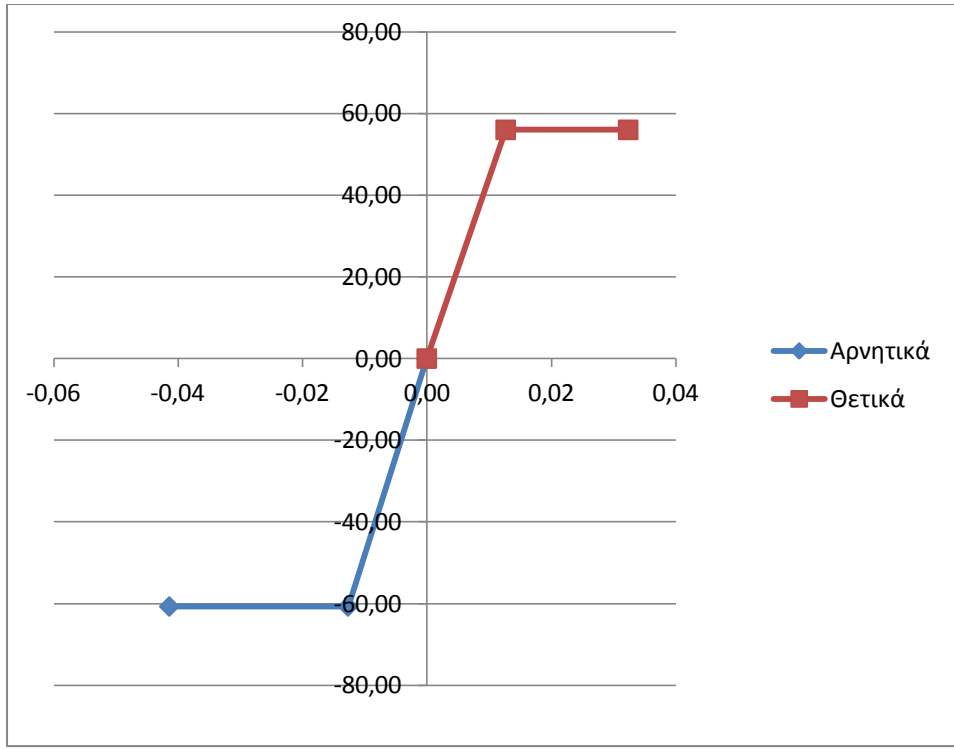


Σχήμα 4.5 : Καμπύλη διαρροής δείγματος B3 σύμφωνα με τον EC8

### Γ) PAULAY AND PRIESTLEY

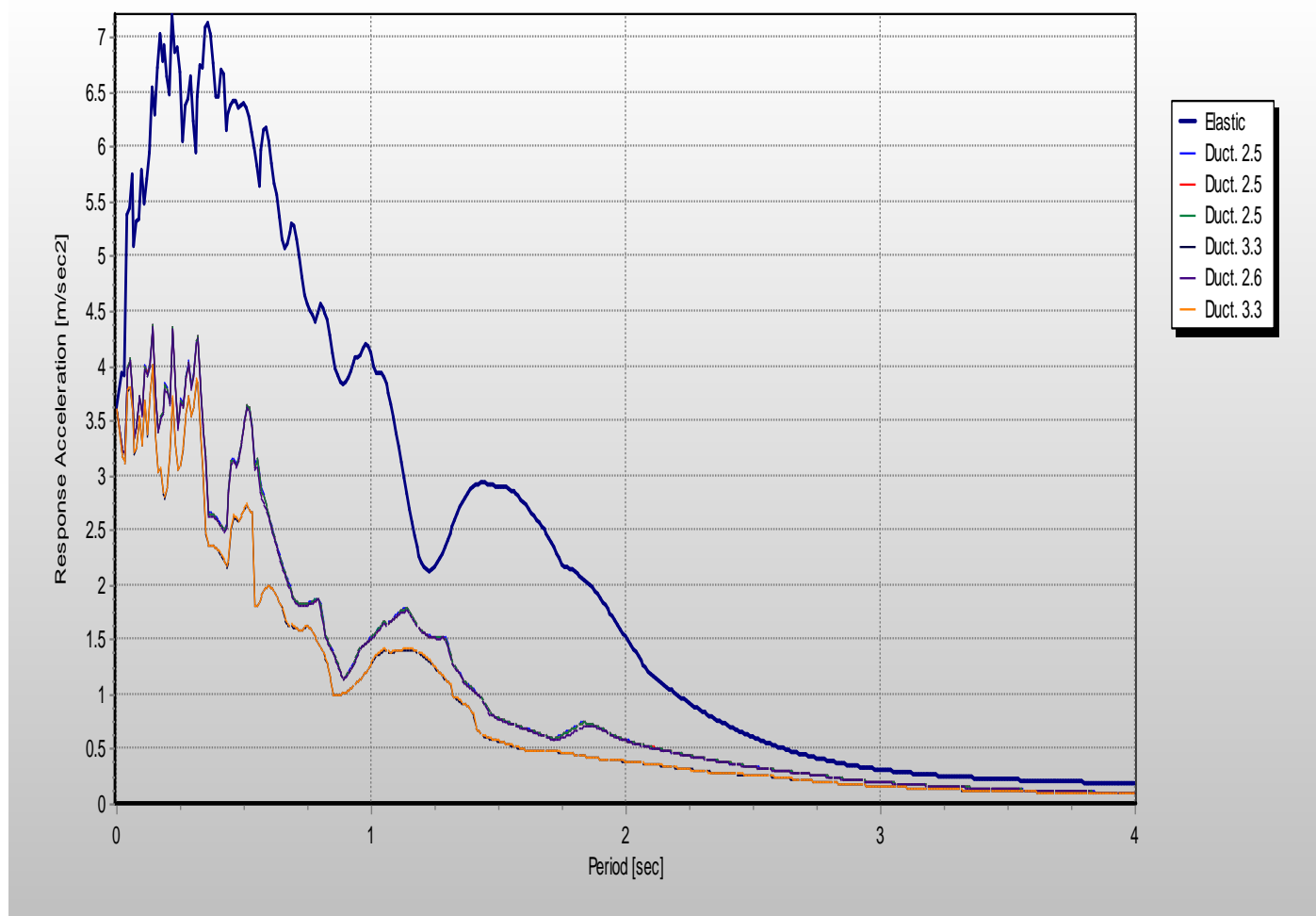
Θετικά						
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	T* (sec)	μ
1	0,0000	0,0000				
1	56,0100	0,0127	3,812	0,010	0,3220	2,5516
2	56,0100	0,0324	3,812	0,026		

Αρνητικά						
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	T* (sec)	μ
1	0,0000	0,0000				
1	-60,7180	-0,0127	-4,132	-0,010	0,3090	3,2660
2	-60,7180	-0,0414	-4,132	-0,034		



Σχήμα 4.6 : Καμπύλη διαρροής δείγματος B3 σύμφωνα με τους Paulay and Priestley





Εικόνα 4.2 : Φάσματα απόκρισης του δείγματος Β3

Θετικά	$\mu$	$T^*$	$S_a$ (m/s <sup>2</sup> )	$S_{ae}$ (m/s <sup>2</sup> )	$q_w^+$
Ιταλικός	2,54	0,318	4,280	6,440	1,50
EC8	2,55	0,318	4,269	6,440	1,51
Paulay and Priestley	2,55	0,322	4,270	6,460	1,51

Αρνητικά	$\mu$	$T^*$	$S_a$ (m/s <sup>2</sup> )	$S_{ae}$ (m/s <sup>2</sup> )	$q_w^-$
Ιταλικός	3,29	0,309	-3,870	-5,940	1,53
EC8	2,58	0,343	-3,840	-6,490	1,69
Paulay and Priestley	3,27	0,309	-3,880	-5,940	1,53

## Δείγμα Β4

Όροφος	mi (Mgr)	φι	mi*φι	mi*φι <sup>2</sup>
1	8,320	0,500	4,160	2,080
2	7,240	1,000	7,240	7,240
Άθροισμα	15,560		11,400	9,320

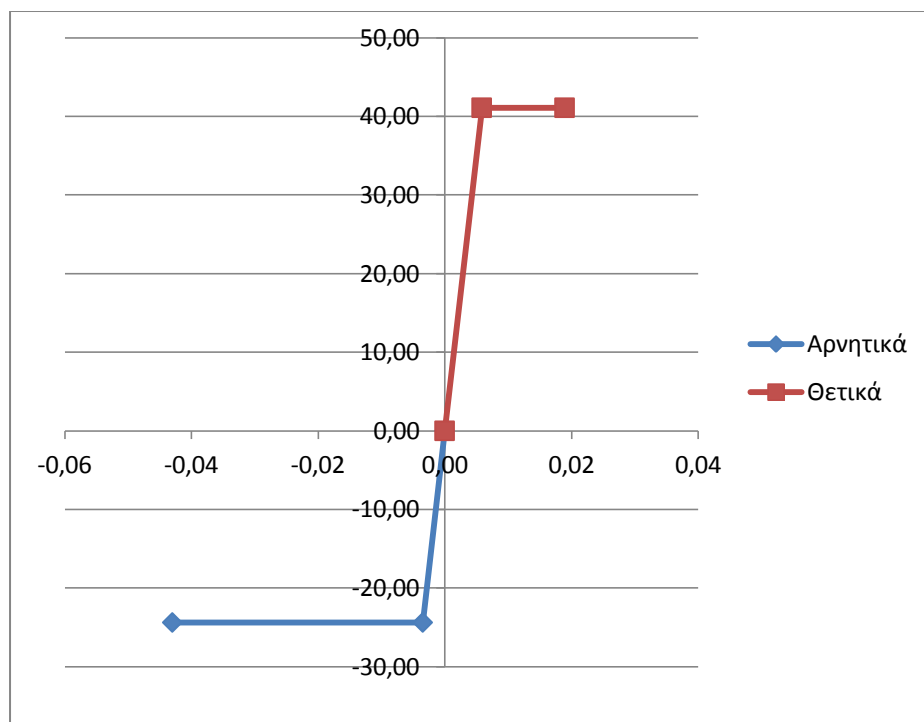
$$\Gamma = 1,223$$

$$\alpha = 0,896$$

### Α) ΙΤΑΛΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ

Θετικά						
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	T* (sec)	μ
1	0,0000	0,0000				
2	41,110	0,006	2,948	0,005	0,2590	3,2365
3	41,110	0,019	2,948	0,015		

Αρνητικά						
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	T* (sec)	μ
1	0,0000	0,0000				
2	-24,390	-0,006	-1,749	-0,003	0,2600	7,17
3	-24,390	-0,043	-1,749	-0,035		

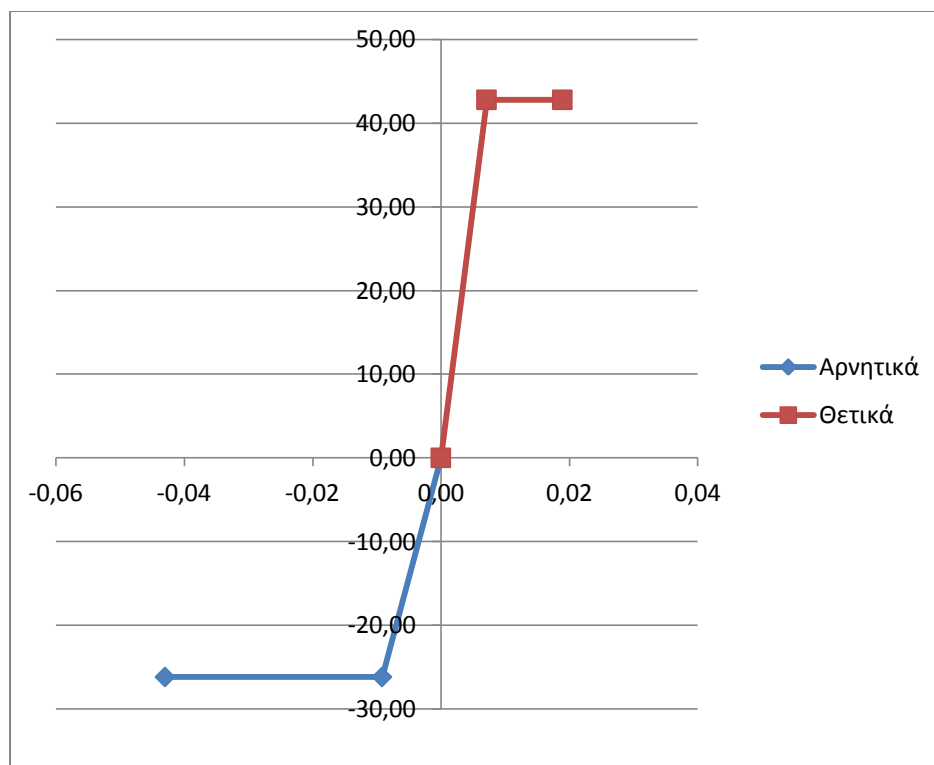


Σχήμα 4.7 : Καμπύλη διαρροής δείγματος Β4 σύμφωνα με τον Ιταλικό κανονισμό

## B) EC8

Θετικά						
Σημεία	V (kN)	$\Delta$ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	T* (sec)	$\mu$
1	0,0000	0,0000				
2	42,800	0,007	3,069	0,006	0,2780	2,6609
3	42,800	0,019	3,069	0,015		

Αρνητικά						
Σημεία	V (kN)	$\Delta$ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	T* (sec)	$\mu$
1	0,0000	0,0000				
2	-26,200	-0,009	-1,879	-0,007	0,3830	4,6892
3	-26,200	-0,043	-1,879	-0,035		

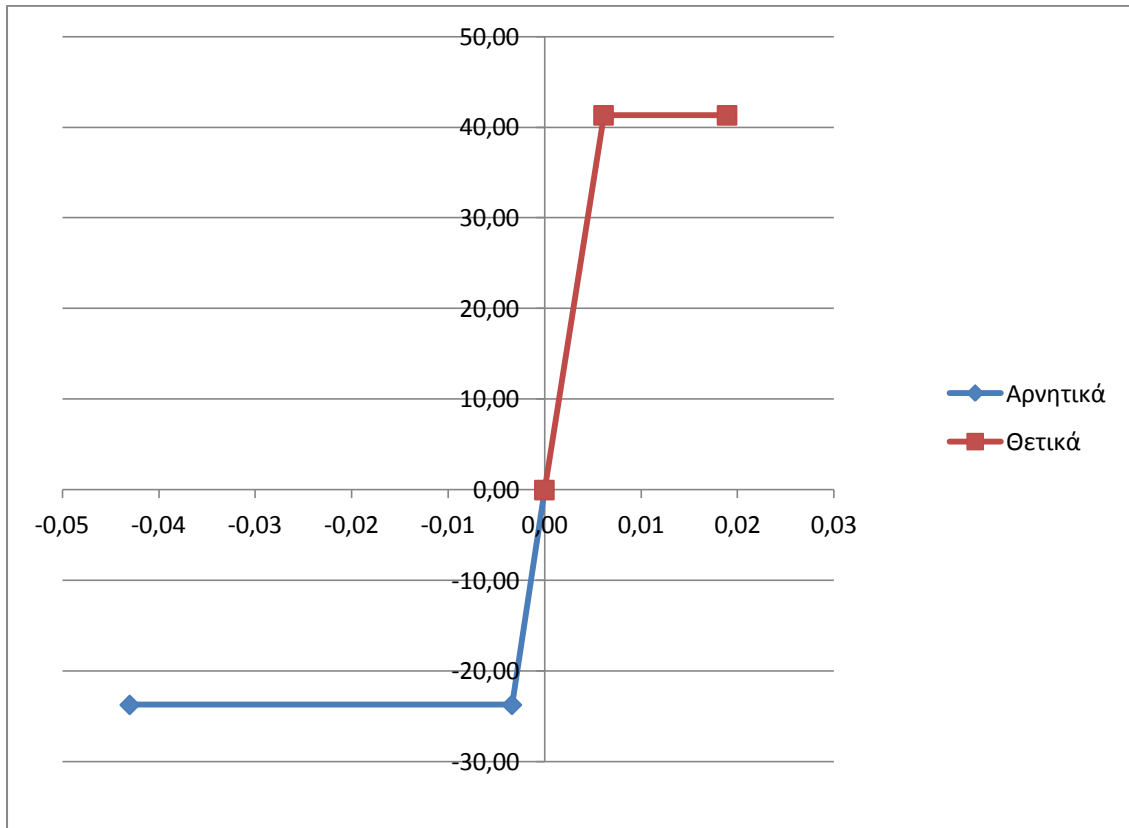


Σχήμα 4.8 : Καμπύλη διαρροής δείγματος B4 σύμφωνα με τον EC8

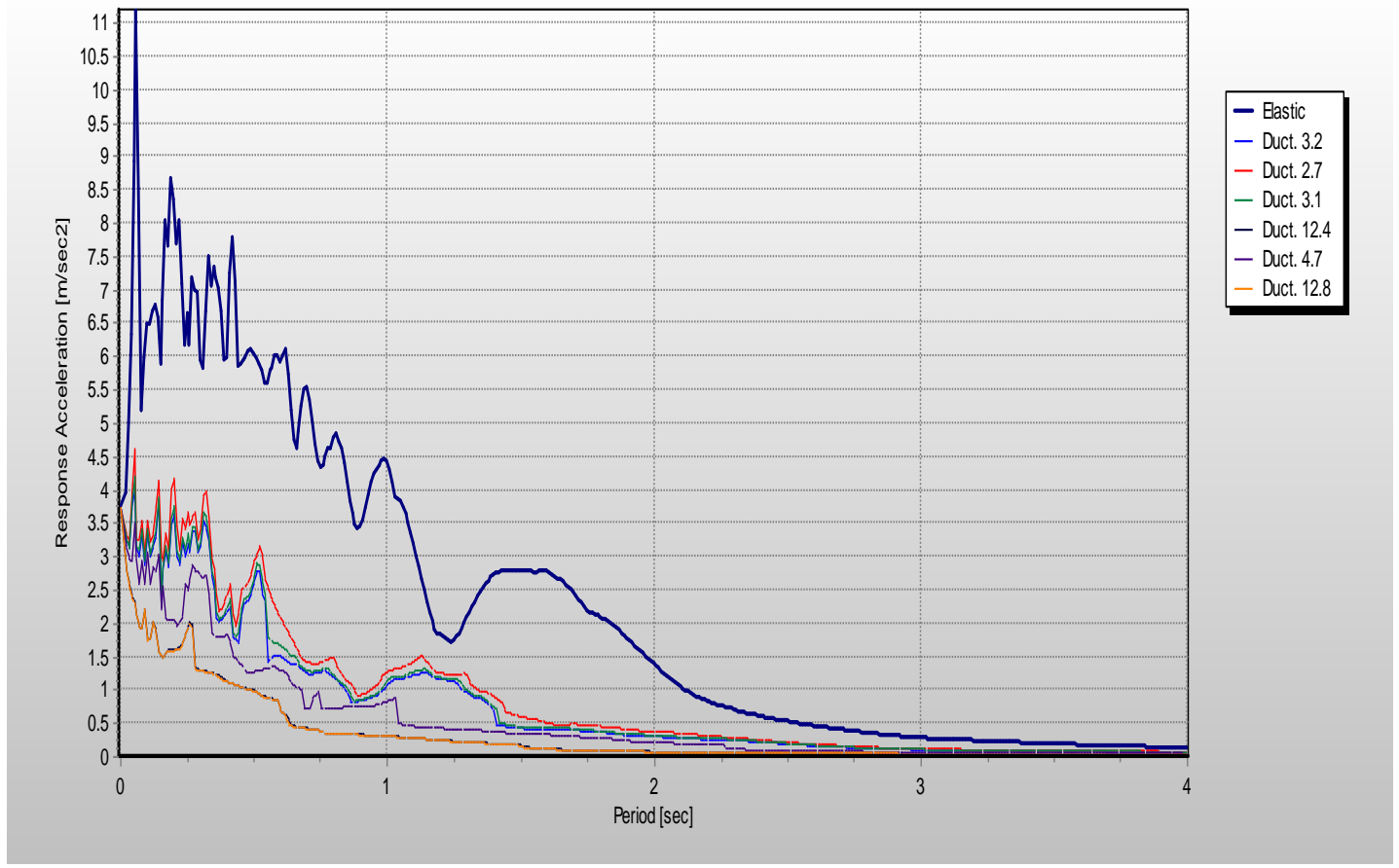
### Γ) PAULAY AND PRIESTLEY

Θετικά						
Σημεία	V (kN)	$\Delta$ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	T* (sec)	$\mu$
1	0,0000	0,0000				
2	41,3330	0,0061	2,964	0,005	0,2580	3,0881
3	41,3330	0,0189	2,964	0,015		

Αρνητικά						
Σημεία	V (kN)	$\Delta$ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	T* (sec)	$\mu$
1	0,0000	0,0000				
2	-23,6980	-0,0058	-1,699	-0,003	0,2640	7,41
3	-23,6980	-0,0430	-1,699	-0,035		



Σχήμα 4.9 : Καμπύλη διαρροής δείγματος B4 σύμφωνα με τους Paulay and Priestley



Εικόνα 4.3 : Φάσματα απόκρισης του δείγματος Β4

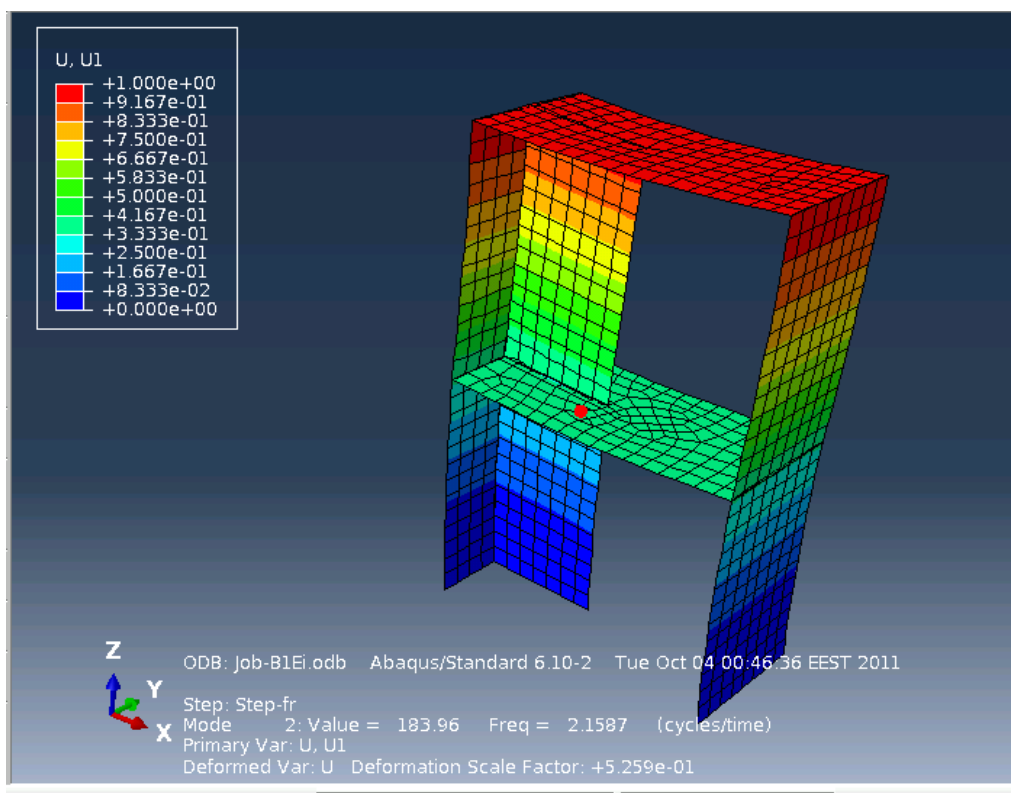
<b>Θετικά</b>	<b><math>\mu</math></b>	<b><math>T^*</math></b>	<b><math>S_a</math> (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b><math>S_{ae}</math> (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b><math>q_w^+</math></b>
<b>Ιταλικός</b>	3,24	0,259	3,300	6,210	1,882
<b>EC8</b>	2,66	0,278	3,660	6,930	1,893
<b>Paulay and Priestley</b>	3,09	0,258	3,190	6,220	1,950

<b>Αρνητικά</b>	<b><math>\mu</math></b>	<b><math>T^*</math></b>	<b><math>S_a</math> (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b><math>S_{ae}</math> (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b><math>q_w^-</math></b>
<b>Ιταλικός</b>	7,17	0,260	-2,030	-6,170	3,039
<b>EC8</b>	4,69	0,383	-1,850	-6,650	3,595
<b>Paulay and Priestley</b>	7,41	0,264	-1,990	-6,380	3,206

## **B. Ιδιομορφική κατανομή στη ρηγματωμένη κατάσταση σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή στην εντός επιπέδου διεύθυνση**

### **Δείγμα B1**

Από την επίλυση στο πρόγραμμα Abaqus προκύπτουν οι τιμές της ιδιομορφής στη στάθμη του ισογείου και του πρώτου ορόφου.



Όροφος	mi (Mgr)	φi	mi*φi	mi*φi <sup>2</sup>
1	6,630	0,346	3,315	1,658
2	6,380	1,00	6,380	6,380
Άθροισμα	13,010		9,695	8,038

$$\Gamma = 1,209$$

$$\alpha = 0,806$$

**A) ΙΤΑΛΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ**

Θετικά						
Σημεία	V (kN)	$\Delta$ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	T* (sec)	$\mu$
1	0,000	0,0000				
2	36,390	0,0094	3,4697	0,0077	0,295	2,691
3	36,390	0,0252	3,4697	0,0208		

Αρνητικά						
Σημεία	V (kN)	$\Delta$ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	T* (sec)	$\mu$
1	0,000	0,0000				
2	-23,240	-0,0080	-2,2159	-0,0066	0,342	6,475
3	-23,240	-0,0518	-2,2159	-0,0428		

**B) EC8**

Θετικά						
Σημεία	V (kN)	$\Delta$ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	T* (sec)	$\mu$
1	0,000	0,0000				
2	37,590	0,0107	3,5841	0,0088	0,310	2,36
3	37,590	0,0252	3,5841	0,0208		



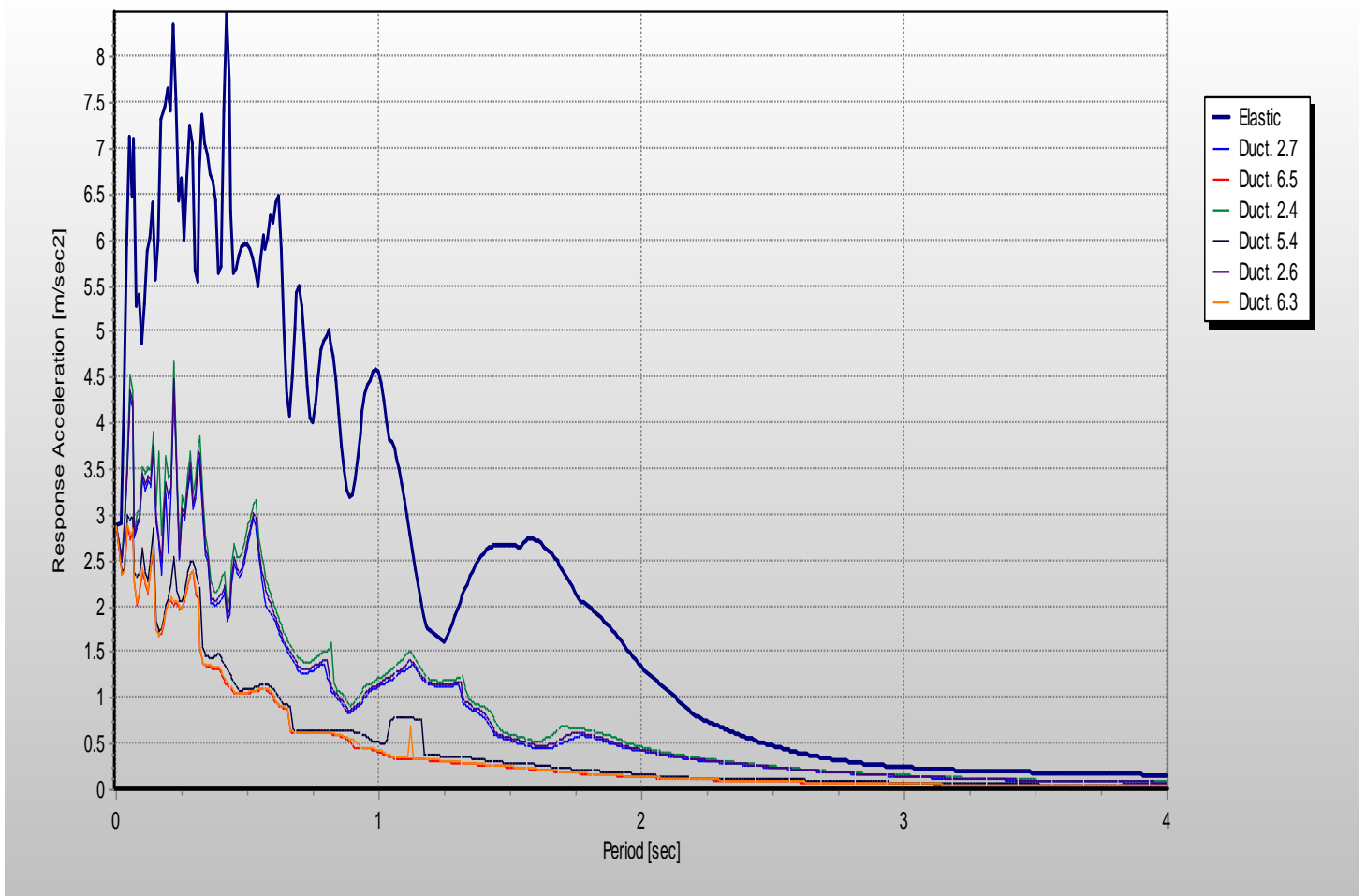
Αρνητικά						
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	T* (sec)	μ
1	0,000	0,0000				
2	-23,870	-0,0096	-2,2759	-0,0080	0,371	5,385
3	-23,870	-0,0518	-2,2759	-0,0428		

### Γ) PAULAY AND PRIESTLEY

Θετικά						
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	T* (sec)	μ
1	0,000	0,0000				
2	36,789	0,0098	3,5077	0,0081	0,301	2,569
3	36,789	0,0252	3,5077	0,0208		

Αρνητικά						
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	T* (sec)	μ
1	0,000	0,0000				
2	-22,886	-0,0083	-2,1821	-0,0068	0,350	6,274
3	-22,886	-0,0518	-2,1821	-0,0428		

Όπως και στην κανονική καθ' ύψος κατανομή για κάθε πλαστιμότητα και ιδιοπερίοδο διαβάζονται από το φάσμα οι τιμές των Sa και Sae.



Εικόνα 4.4 : Φάσματα απόκρισης του δείγματος B1

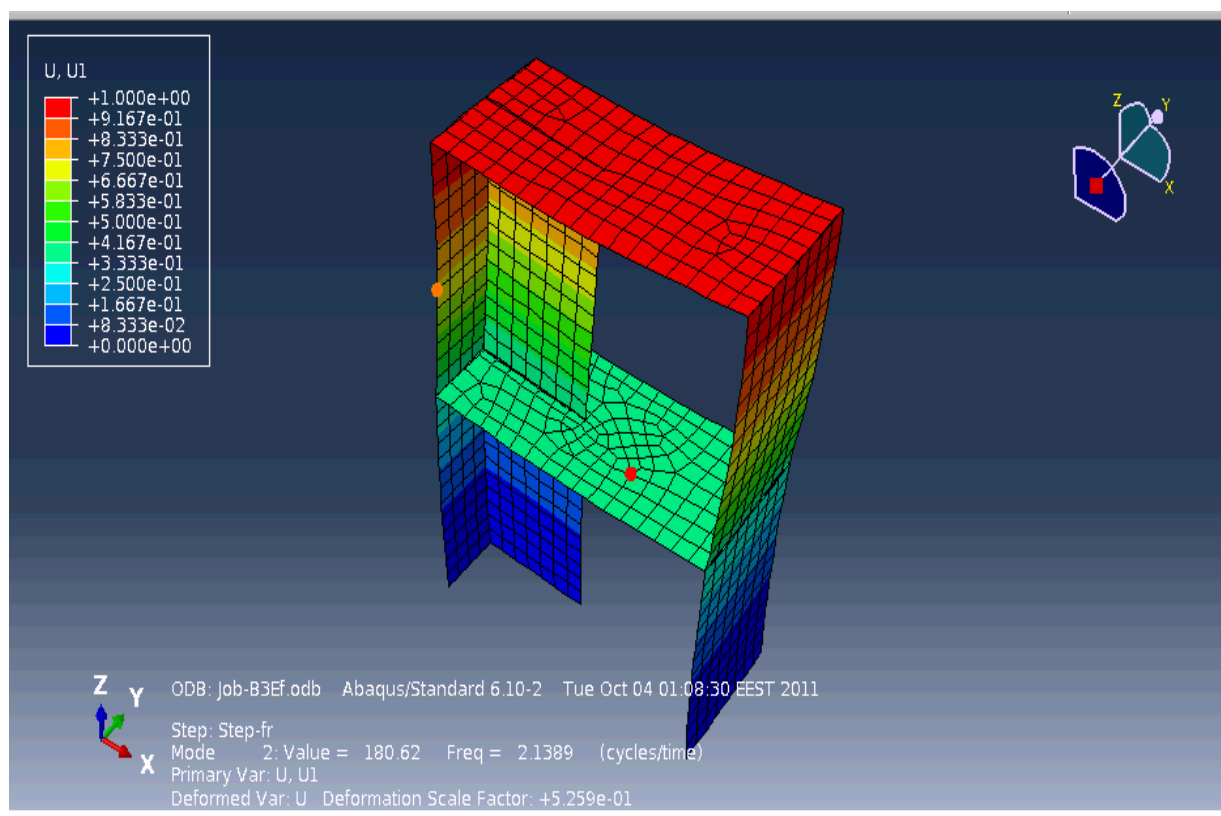
Η πλαστιμότητα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος υπολογίζεται ως ο λόγος:

$$q = S_{ad} / S_a$$

Θετικά	$\mu$	$T^*$	$S_a$ ( $m/s^2$ )	$S_{ad}$ ( $m/s^2$ )	$q_w^+$
Ιταλικός	2,69	0,295	3,36	5,93	1,765
EC8	2,36	0,310	3,47	5,600	1,614
Paulay and Priestley	2,57	0,301	3,270	5,700	1,743

Αρνητικά	$\mu$	$T^*$	$S_a$ ( $m/s^2$ )	$S_{ad}$ ( $m/s^2$ )	$q_w^-$
Ιταλικός	6,48	0,342	-1,390	-7,030	5,058
EC8	5,39	0,371	-1,410	-6,610	4,687
Paulay and Priestley	6,27	0,350	-1,371	-6,933	5,057

## ΔΕΙΓΜΑ Β3



Όροφος	mi (Mgr)	φi	mi*φi	mi*φi <sup>2</sup>
1	8,900	0,343	4,450	2,225
2	7,510	1,00	7,510	7,510
Άθροισμα	16,410		11,960	9,735

$$\Gamma = 1,234$$

$$\alpha = 0,795$$

### Α. Ιταλικός κανονισμός

Θετικά						
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	T* (sec)	μ
1	0,000	0,0000				
1	57,360	0,013	4,399	0,010	0,299	2,544
2	57,360	0,032	4,415	0,026		

Αρνητικά						
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	T* (sec)	μ
1	0,000	0,0000				
1	-60,820	-0,013	-4,665	-0,010	0,290	3,294
2	-60,820	-0,041	-4,682	-0,034		

### Β. Ευρωκώδικας

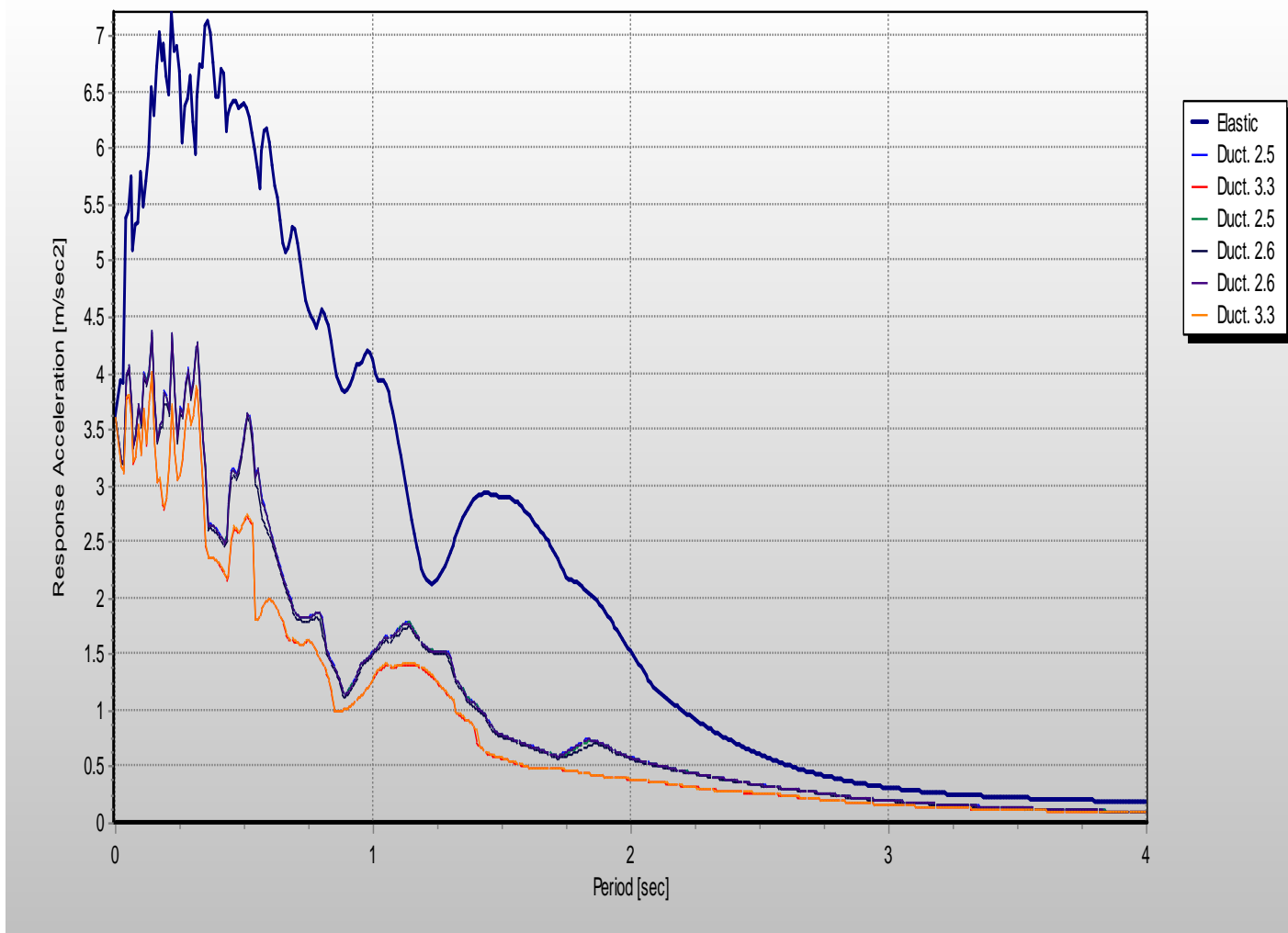
Θετικά						
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	T* (sec)	μ
1	0,000	0,0000				
1	57,330	0,013	4,397	0,010	0,299	2,55
2	57,330	0,032	4,413	0,026		

Αρνητικά						
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	T* (sec)	μ
1	0,000	0,0000				
1	-64,000	-0,016	-4,909	-0,013	0,323	2,615
2	-64,000	-0,041	-4,926	-0,034		

Γ. Paulay and Priestley

Θετικά						
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	T* (sec)	μ
1	0,000	0,0000				
1	56,0100	0,0127	4,296	0,010	0,303	2,552
2	56,0100	0,0324	4,296	0,026		

Αρνητικά						
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	T* (sec)	μ
1	0,000	0,0000				
1	-60,7180	-0,0127	-4,657	-0,010	0,291	3,266
2	-60,7180	-0,0414	-4,657	-0,034		

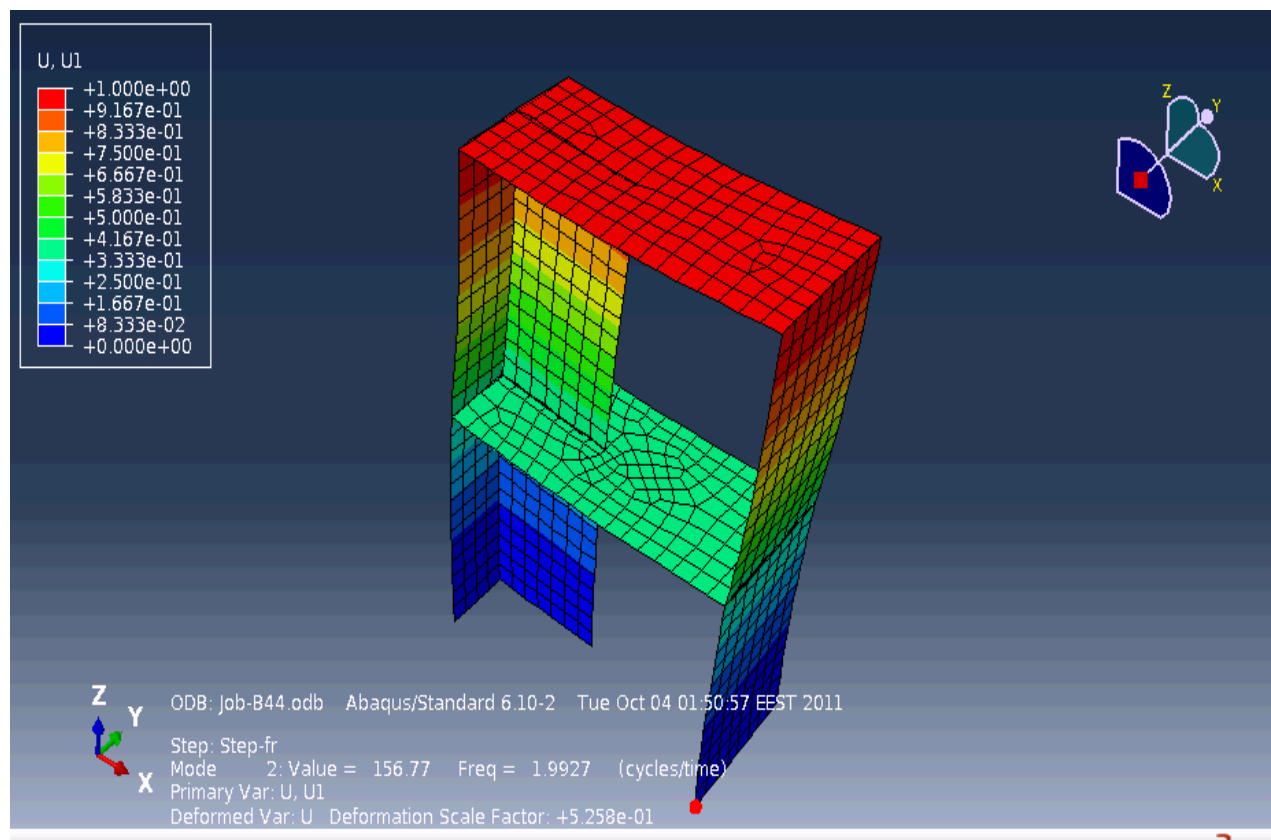


Εικόνα 4.5 : Φάσματα απόκρισης του δείγματος Β3

<b>Θετικά</b>	<b><math>\mu</math></b>	<b><math>T^*</math></b>	<b><math>S_a</math> (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b><math>S_{ad}</math> (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b><math>q_w^+</math></b>
<b>Ιταλικός</b>	2,54	0,299	3,960	6,130	1,55
<b>EC8</b>	2,55	0,299	3,950	6,180	1,56
<b>Paulay and Priestley</b>	2,55	0,303	3,990	6,410	1,61

<b>Αρνητικά</b>	<b><math>\mu</math></b>	<b><math>T^*</math></b>	<b><math>S_a</math> (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b><math>S_{ad}</math> (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b><math>q_w^-</math></b>
<b>Ιταλικός</b>	3,29	0,290	-3,660	-6,490	1,77
<b>EC8</b>	2,62	0,323	-4,040	-6,531	1,62
<b>Paulay and Priestley</b>	3,27	0,291	-3,710	-6,540	1,76

## ΔΕΙΓΜΑ Β4



Όροφος	$m_i$ (Mgr)	$\varphi_i$	$m_i \cdot \varphi_i$	$m_i \cdot \varphi_i^2$
1	8,320	0,352	4,160	2,080
2	7,240	1,000	7,240	7,240
Άθροισμα	15,560		11,400	9,320

$$\Gamma = 1,229$$

$$\alpha = 0,803$$

### Α. Ιταλικός κανονισμός

Θετικά						
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	T* (sec)	μ
1	0,000	0,0000				
2	41,110	0,006	3,288	0,005	0,243	3,237
3	41,110	0,019	3,328	0,015		

Αρνητικά						
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	T* (sec)	μ
1	0,000	0,0000				
2	-24,390	-0,003	-1,951	-0,003	0,245	12,428
3	-24,390	-0,043	-1,974	-0,035		

### Β. Ευρωκώδικας

Θετικά						
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	T* (sec)	μ
1	0,000	0,0000				
2	42,800	0,007	3,423	0,006	0,261	2,661
3	42,800	0,019	3,465	0,015		

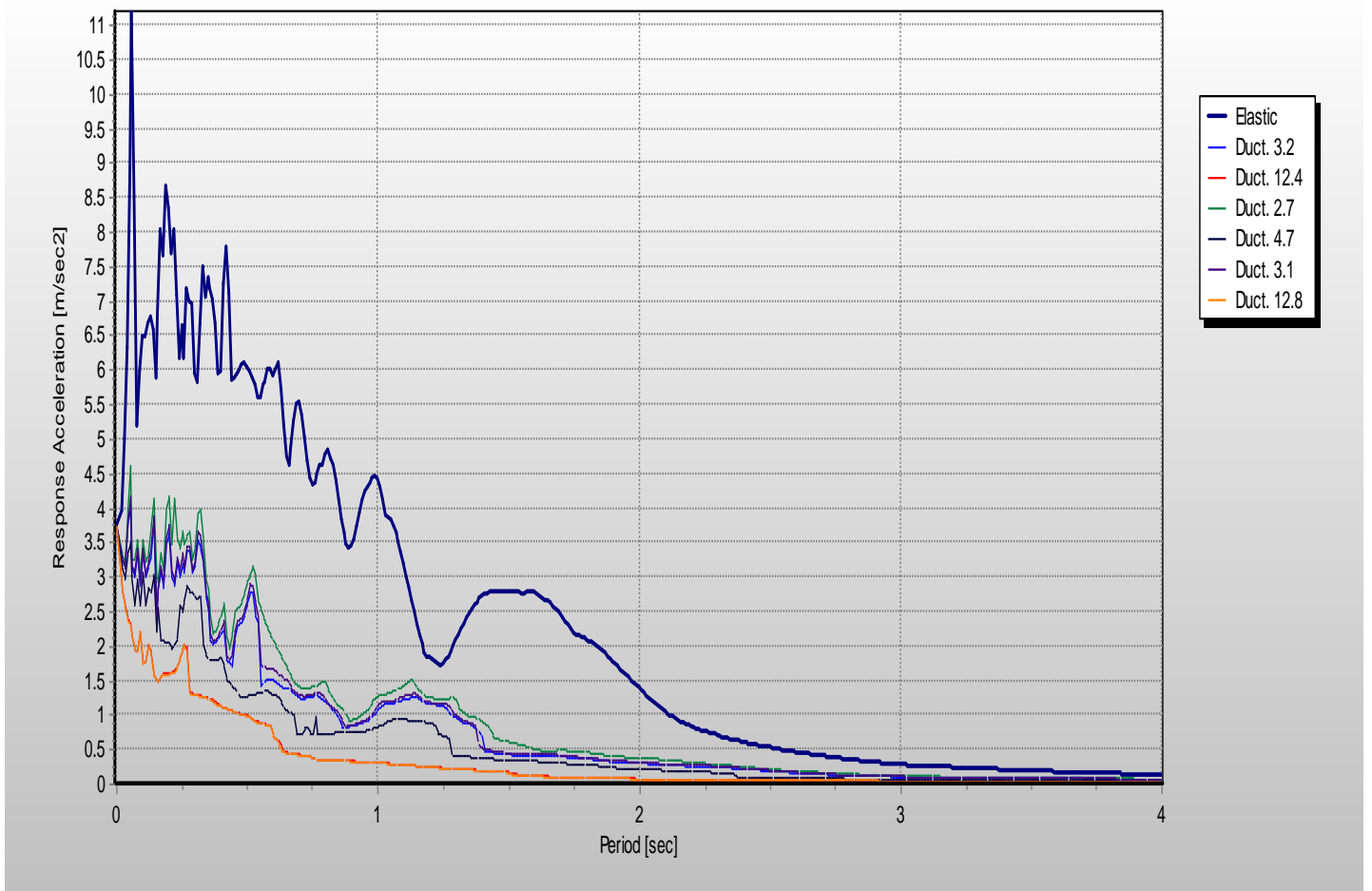
Αρνητικά						
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	T* (sec)	μ
1	0,000	0,0000				
2	-26,200	-0,009	-2,096	-0,007	0,361	4,689
3	-26,200	-0,043	-2,096	-0,035		



Γ. Paulay and Priestley

Θετικά						
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	T* (sec)	μ
1	0,000	0,0000				
2	41,333	0,0061	3,306	0,005	0,243	3,088
3	41,333	0,0189	3,306	0,015		

Αρνητικά						
Σημεία	V (kN)	Δ (m)	Sa (m/ sec <sup>2</sup> )	Sd (m)	T* (sec)	μ
1	0,000	0,0000				
2	-23,698	-0,0034	-1,896	-0,003	0,249	12,771
3	-23,698	-0,0430	-1,896	-0,035		



Εικόνα 4.6 : Φάσματα απόκρισης του δείγματος Β4

<b>Θετικά</b>	<b><math>\mu</math></b>	<b><math>T^*</math></b>	<b><math>S_a</math> (<math>m/s^2</math>)</b>	<b><math>S_{ad}</math> (<math>m/s^2</math>)</b>	<b><math>q_w^+</math></b>
<b>Ιταλικός</b>	3,237	0,243	3,140	6,250	1,99
<b>EC8</b>	2,661	0,261	3,460	6,200	1,792
<b>Paulay and Priestley</b>	3,088	0,243	3,170	6,290	1,984

<b>Αρνητικά</b>	<b><math>\mu</math></b>	<b><math>T^*</math></b>	<b><math>S_a</math> (<math>m/s^2</math>)</b>	<b><math>S_{ad}</math> (<math>m/s^2</math>)</b>	<b><math>q_w^-</math></b>
<b>Ιταλικός</b>	7,17	0,245	-1,94	-6,200	3,360
<b>EC8</b>	4,69	0,361	-1,850	-7,010	3,78
<b>Paulay and Priestley</b>	7,41	0,249	-1,930	-6,610	3,425

### 4.3 ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΙ ΠΙΝΑΚΕΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

#### Στοιχείο Β1

	<i>Πολυβάθμιο</i>		<i>Ισοδύναμο μονοβάθμιο (κατανομή καθ' ύψος)</i>		<i>Ισοδύναμο μονοβάθμιο (ιδιομορφική κατανομή)</i>	
	<b>q<sub>y</sub><sup>+</sup></b>	<b>q<sub>y</sub><sup>-</sup></b>	<b>q<sub>y</sub><sup>+</sup></b>	<b>q<sub>y</sub><sup>-</sup></b>	<b>q<sub>y</sub><sup>+</sup></b>	<b>q<sub>y</sub><sup>-</sup></b>
<b>Ιταλικός</b>	2,69	6,49	1,65	4,85	1,77	5,06
<b>EC8</b>	2,36	5,39	2,17	4,02	1,61	4,69
<b>Paulay and Priestley</b>	2,57	6,27	1,85	4,77	1,74	5,06

#### Στοιχείο Β3

	<i>Πολυβάθμιο</i>		<i>Ισοδύναμο μονοβάθμιο (κατανομή καθ' ύψος)</i>		<i>Ισοδύναμο μονοβάθμιο (ιδιομορφική κατανομή)</i>	
	<b>q<sub>y</sub><sup>+</sup></b>	<b>q<sub>y</sub><sup>-</sup></b>	<b>q<sub>y</sub><sup>+</sup></b>	<b>q<sub>y</sub><sup>-</sup></b>	<b>q<sub>y</sub><sup>+</sup></b>	<b>q<sub>y</sub><sup>-</sup></b>
<b>Ιταλικός</b>	2,54	3,29	1,50	1,53	1,55	1,77
<b>EC8</b>	2,55	2,62	1,51	1,69	1,56	1,62
<b>Paulay and Priestley</b>	2,55	3,27	1,51	1,53	1,61	1,76

#### Στοιχείο Β4

	<i>Πολυβάθμιο</i>		<i>Ισοδύναμο μονοβάθμιο (κατανομή καθ' ύψος)</i>		<i>Ισοδύναμο μονοβάθμιο (ιδιομορφική κατανομή)</i>	
	<b><math>qy^+</math></b>	<b><math>qy^-</math></b>	<b><math>qy^+</math></b>	<b><math>qy^-</math></b>	<b><math>qy^+</math></b>	<b><math>qy^-</math></b>
<b>Ιταλικός</b>	3,24	12,43	1,88	3,04	1,99	3,36
<b>EC8</b>	2,66	4,69	1,89	3,59	1,79	3,78
<b>Paulay and Priestley</b>	3,09	12,77	1,95	3,21	1,98	3,43

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

### ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΥΠΕΡΑΝΤΟΧΗΣ

#### 5.1 Μέθοδος υπολογισμού υπεραντοχής

Η υπεραντοχή των δειγμάτων ορίζεται ως ο λόγος της αντοχής σχεδιασμού  $V_{rd}$  προς τη δύναμη διαρροής  $V_y$  του πολυβάθμιου συστήματος :

$$\gamma_{RD} = V_y / V_{RD}$$

Οι τιμές του  $V_y$  έχουν υπολογιστεί αναλυτικά στην παράγραφο 3.3 του Κεφαλαίου 3 της παρούσας εργασίας.

Η αντοχή σχεδιασμού ορίζεται ως εξής :

$$V_{RD} = ( f_{vk} * t * l_c ) / \gamma_M$$

και  $f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 * \sigma_d$

- Στις παραπάνω σχέσεις :
- $f_{vk}$  : η χαρακτηριστική διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας
  - $f_{vk0}$  : η διατμητική αντοχή χωρίς την ύπαρξη κατακόρυφης ορθής τάσης, δηλαδή η συνάφεια κονιάματος-τοίχου .  
( Υπολογίστηκε πειραματικά )
  - $\sigma_d$  : η ορθή τάση σχεδιασμού για το συνδυασμό των φορτίων σχεδιασμού ( Υπολογίστηκε μέσω του προγράμματος Abaqus )
  - $t$  : το πραγματικό πάχος του υπό εξέταση τοίχου
  - $l_c$  : το τμήμα του μήκος του υπό εξέταση τοίχου που βρίσκεται υπό θλίψη και υπολογίζεται θεωρώντας τριγωνική κατανομή των ορθών τάσεων
  - $\gamma_M$  : συντελεστής ασφαλείας για την τοιχοποιία  
Λαμβάνεται ίσος με 1,5

### Όσον αφορά το $l$ :

A. Για τοίχο ορθογωνικής διατομής, στον οποίο η κατανομή των κατακόρυφων τάσεων είναι έτσι ώστε ο ουδέτερος άξονας να ευρίσκεται εντός της διατομής, δηλαδή η εκκεντρότητα να είναι μεγαλύτερη από  $l/6$  ( όπου  $l$  το πραγματικό μήκος του τοίχου ) τότε ισχύει η σχέση :

$$l_c = 3 * ( l/2 - e )$$

Στην παραπάνω σχέση ως  $e$  ορίζεται η εκκεντρότητα , στο επίπεδο του τοίχου, των κατακόρυφων φορτίων που συνοδεύουν την τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού. (  $e = M/N$  )

B. Όταν ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός της διατομής, δηλαδή όταν  $e < l/6$ , τότε όλος ο τοίχος είναι υπό θλίψη και το  $l_c$  ισούται με το μήκος του τοίχου  $l$ .

### Υπολογισμός αντοχής σχεδιασμού VRD

Όσον αφορά την αντοχή σχεδιασμού VRD έγιναν τρεις διαφορετικές θεωρήσεις :

#### A. Θεώρηση αρηγμάτωτης διατομής.

Σε αυτή την περίπτωση κάνουμε τον σχεδιασμό θεωρώντας ότι η κατασκευή δεν έχει εμφανίσει ρωγμές. Θεωρούμε επομένως ότι η δυσκαμψία της ισούται με την αρχική. Κατά επέκταση και το μέτρο ελαστικότητας παραμένει ίδιο με το αρχικό.

#### B. Θεώρηση μείωσης της δυσκαμψίας της κατασκευής στο μισό της αρχικής.

Σε αυτή την περίπτωση θεωρούμε ότι η κατασκευή έχει υποστεί ζημιές τέτοιες ώστε η δυσκαμψία και το μέτρο ελαστικότητάς της να έχουν μειωθεί στο μισό του αρχικού.

#### Γ. Θεώρηση ρηγματωμένης διατομής με δυσκαμψία που αντιστοιχεί στον πρώτο κλάδο του διγραμμικού διαγράμματος.

Θεωρούμε ότι η διατομή έχει ρηγματωθεί και ότι η τιμή της δυσκαμψίας της μειώνεται κατά τη ρηγμάτωση. Ακολούθως μειώνεται και η τιμή του μέτρου ελαστικότητας της κατασκευής.

Στις δύο πρώτες περιπτώσεις μετά από ανάλυση στο πρόγραμμα Abaqus , θεωρώντας στην πρώτη ότι το μέτρο ελαστικότητας της τοιχοποιίας ισούται με το αρχικό και στη δεύτερη ότι έχει μειωθεί στο μισό υπολογίστηκε η περίοδος της κατασκευής.

Στην τρίτη περίπτωση έγιναν διαδοχικές αναλύσεις με συνεχώς μειούμενο μέτρο ελαστικότητας έως ότου η δυσκαμψία της κατασκευής του προσωμοιώματος να ισούται με τη δυσκαμψία του πρώτου κλάδου της διγραμμικής καμπύλης όπως αυτή έχει προκύψει από τον Ευρωκώδικα 8. Για το μέτρο δυσκαμψίας στο οποίο επιτυγχάνεται σύγκλιση υπολογίζεται και πάλι η περίοδος της κατασκευής.

Για αυτή την περίοδο που προκύπτει σε κάθε περίπτωση υπολογίζεται η επιτάχυνση σχεδιασμού της κατασκευής.

Για την επιτάχυνση σχεδιασμού ισχύει :

$$\text{για } 0 < T^* < T_B \quad S_{ad}(T) = a_g * S * [2/3 + (T^*/T_B) * (2,5/q - 2/3)]$$

$$\text{για } T_B < T^* < T_c \quad S_{ad}(T) = a_g * S * 2,5/q$$

$$\text{για } T_c < T^* < T_d \quad S_{ad}(T) = a_g * S * 2,5 / q * T_c / T$$

Όπου για άοπλη τοιχοποιία  $q = 1,5$

Στη συνέχεια έγινε κατανομή της δύναμης σχεδιασμού και υπολογίστηκε η ροπή καθώς και η τέμνουσα δύναμη που δημιουργείται στη βάση, θεωρώντας την κατασκευή ως αμφίπακτη. Τα αποτελέσματα ελέγχθηκαν και από το προσωμοίωμα της κατασκευής στο πρόγραμμα Abaqus.

Γνωρίζοντας τις τιμές της ροπής και της αξονικής υπολογίστηκε η εκκεντρότητα  $e$  και το  $I_c$ .

Η τιμή της  $f_{vk0}$  έχει ήδη υπολογιστεί πειραματικά.

Η τιμή της ορθής τάσης σχεδιασμού  $\sigma_d$  υπολογίζεται μέσω του προγράμματος Abaqus.

Επομένως υπολογίζεται και η χαρακτηριστική τιμή της διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας  $f_{vk}$  και τέλος η τιμή της δύναμης σχεδιασμού  $V_{RD}$ .

## 5.2 Υπολογισμός υπεραντοχής

### 5.2.1 ΘΕΩΡΗΣΗ ΑΡΗΓΜΑΤΩΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

#### Δείγμα B1

T(s)	ag	Sad (m/s <sup>2</sup> )	Vsd (kN)
0,245	0,04g	0,790	10,87

f <sub>vk0</sub> (Mpa)	σ <sub>d</sub> (Mpa)	f <sub>vk</sub> (Mpa)	l (m)	V <sub>rd</sub> (kN)
0,100	0,130	0,152	1,10	19,5

#### A. Ιταλικός

Θετικά	Vu <sup>+</sup> (kN)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	36,39	19,51	1,87

Αρνητικά	Vu <sup>-</sup> (N)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	-23,47	-19,51	1,20

#### B. Ευρωκώδικας

Θετικά	Vu <sup>+</sup> (Kn)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	37,59	19,51	1,93

Αρνητικά	Vu <sup>-</sup> (Kn)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	-23,86	-19,51	1,22

#### Γ. Paulay and Priestley

Θετικά	Vu <sup>+</sup> (Kn)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	36,79	19,51	1,89

Αρνητικά	Vu <sup>-</sup> (Kn)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	-22,89	-19,51	1,17



### Δείγμα Β3

T(s)	ag	Sad (m/s <sup>2</sup> )	Vsd (kN)
0,25	0,04g	0,790	14,46

f <sub>vk0</sub> (Mpa)	σ <sub>d</sub> (Mpa)	f <sub>vk</sub> (Mpa)	l (m)	V <sub>rd</sub> (kN)
0,100	0,290	0,216	1,20	30,2

#### A. Ιταλικός

Θετικά	Vu <sup>+</sup> (kN)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	57,36	30,24	1,90

Αρνητικά	Vu <sup>-</sup> (N)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	-60,82	-30,24	2,01

#### B. Ευρωκώδικας

Θετικά	Vu <sup>+</sup> (Kn)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	57,33	30,24	1,90

Αρνητικά	Vu <sup>-</sup> (Kn)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	-64,00	-30,24	2,12

#### Γ. Paulay and Priestley

Θετικά	Vu <sup>+</sup> (Kn)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	56,01	30,24	1,85

Αρνητικά	Vu <sup>-</sup> (Kn)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	-60,72	-30,24	2,01

## Δείγμα Β4

T (s)	ag	Sad (m/s <sup>2</sup> )	Vsd (kN)
0,28	0,04g	0,790	13,530

f <sub>νko</sub> (Mpa)	σ <sub>d</sub> (Mpa)	f <sub>νk</sub> (Mpa)	l (m)	V <sub>rd</sub> (kN)
0,100	0,244	0,198	1	23,1

### A. Ιταλικός

Θετικά	Vu <sup>+</sup> (kN)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	41,11	23,05	1,78

Αρνητικά	Vu <sup>-</sup> (N)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	-24,39	-23,05	1,06

### B. Ευρωκώδικας

Θετικά	Vu <sup>+</sup> (Kn)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	42,80	23,05	1,86

Αρνητικά	Vu <sup>-</sup> (Kn)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	-26,20	-23,05	1,14

### Γ. Paulay and Priestley

Θετικά	Vu <sup>+</sup> (Kn)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	41,33	23,05	1,79

Αρνητικά	Vu <sup>-</sup> (Kn)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	-23,70	-23,05	1,03

## 5.2.2 ΘΕΩΡΗΣΗ ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΜΙΣΗ ΤΙΜΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

### Δείγμα Β1

T(s)	ag	Sad (m/s <sup>2</sup> )	Vsd (kN)
0,307	0,04g	0,790	10,87

f <sub>νκο</sub> (Mpa)	σ <sub>d</sub> (Mpa)	f <sub>νκ</sub> (Mpa)	l (m)	V <sub>rd</sub> (kN)
0,100	0,085	0,134	1,10	17,2

#### A. Ιταλικός

Θετικά	V <sub>u</sub> <sup>+</sup> (kN)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	36,39	17,20	2,12

Αρνητικά	V <sub>u</sub> <sup>-</sup> (N)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	-23,47	-17,20	1,36

#### B. Ευρωκώδικας

Θετικά	V <sub>u</sub> <sup>+</sup> (Kn)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	37,59	17,20	2,19

Αρνητικά	V <sub>u</sub> <sup>-</sup> (Kn)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	-23,86	-17,20	1,39

#### Γ. Paulay and Priestley

Θετικά	V <sub>u</sub> <sup>+</sup> (Kn)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	36,79	17,20	2,14

Αρνητικά	V <sub>u</sub> <sup>-</sup> (Kn)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	-22,89	-17,20	1,33

### Δείγμα Β3

T(s)	ag	Sad (m/s <sup>2</sup> )	Vsd (kN)
0,308	0,04g	0,790	14,46

f <sub>νko</sub> (Mpa)	σ <sub>d</sub> (Mpa)	f <sub>νk</sub> (Mpa)	l (m)	V <sub>rd</sub> (kN)
0,100	0,240	0,196	1,20	27,4

#### A. Ιταλικός

Θετικά	Vu <sup>+</sup> (kN)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	57,36	27,44	2,09

Αρνητικά	Vu <sup>-</sup> (N)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	-60,82	-27,44	2,22

#### B. Ευρωκώδικας

Θετικά	Vu <sup>+</sup> (Kn)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	57,33	27,44	2,09

Αρνητικά	Vu <sup>-</sup> (Kn)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	-64,00	-27,44	2,33

#### Γ. Paulay and Priestley

Θετικά	Vu <sup>+</sup> (Kn)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	56,01	27,44	2,04

Αρνητικά	Vu <sup>-</sup> (Kn)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	-60,72	-27,44	2,21

## Δείγμα Β4

T (s)	ag	Sad (m/s <sup>2</sup> )	Vsd (kN)
0,28	0,04g	0,790	13,530

f <sub>vk0</sub> (Mpa)	σ <sub>d</sub> (Mpa)	f <sub>vk</sub> (Mpa)	l (m)	V <sub>rd</sub> (kN)
0,100	0,215	0,186	1	21,7

### A. Ιταλικός

Θετικά	Vu <sup>+</sup> (kN)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	41,11	21,70	1,89

Αρνητικά	Vu <sup>-</sup> (N)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	-24,39	-21,70	1,12

### B. Ευρωκώδικας

Θετικά	Vu <sup>+</sup> (Kn)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	42,80	21,70	1,97

Αρνητικά	Vu <sup>-</sup> (Kn)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	-26,20	-21,70	1,21

### Γ. Paulay and Priestley

Θετικά	Vu <sup>+</sup> (Kn)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	41,33	21,70	1,90

Αρνητικά	Vu <sup>-</sup> (Kn)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	-23,70	-21,70	1,09

### 5.2.3 ΘΕΩΡΗΣΗ ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΠΟΥ ΑΝΤΙΣΤΟΙΧΕΙ ΣΤΟΝ ΠΡΩΤΟ ΚΛΑΔΟ ΤΟΥ ΔΙΓΡΑΜΜΙΚΟΥ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΟΣ

#### Δείγμα Β1

T(s)	ag	Sad (m/s <sup>2</sup> )	Vsd (kN)
0,245	0,04g	0,790	10,87

#### ΘΕΤΙΚΑ

f <sub>vko</sub> (Mpa)	σ <sub>d</sub> (Mpa)	f <sub>vk</sub> (Mpa)	l (m)	V <sub>rd</sub> (kN)
0,100	0,070	0,128	1,10	16,4

#### ΑΡΝΗΤΙΚΑ

f <sub>vko</sub> (Mpa)	σ <sub>d</sub> (Mpa)	f <sub>vk</sub> (Mpa)	l (m)	V <sub>rd</sub> (kN)
0,100	0,062	0,125	1,10	16,0

#### Ευρωκώδικας

Θετικά	Vu <sup>+</sup> (Kn)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	37,59	16,43	2,29

Αρνητικά	Vu <sup>-</sup> (Kn)	V <sub>rd</sub> (kN)	γ <sub>RD</sub>
	-23,86	-16,02	1,49

#### Δείγμα Β3

T(s)	ag	Sad (m/s <sup>2</sup> )	Vsd (kN)
0,25	0,04g	0,790	14,46

#### ΘΕΤΙΚΑ

f <sub>vko</sub> (Mpa)	σ <sub>d</sub> (Mpa)	f <sub>vk</sub> (Mpa)	l (m)	V <sub>rd</sub> (kN)
0,100	0,220	0,188	1,20	26,3

#### ΑΡΝΗΤΙΚΑ

f <sub>vko</sub> (Mpa)	σ <sub>d</sub> (Mpa)	f <sub>vk</sub> (Mpa)	l (m)	V <sub>rd</sub> (kN)
0,100	0,211	0,184	1,20	25,8

Ευρωκώδικας

Θετικά	$Vu^+$ (Kn)	$V_{rd}$ (kN)	$\gamma_{RD}$
	57,33	26,32	2,18

Αρνητικά	$Vu^-$ (Kn)	$V_{rd}$ (kN)	$\gamma_{RD}$
	-64,00	-25,82	2,48

**Δείγμα B4**

T (s)	ag	Sad (m/s <sup>2</sup> )	Vsd (kN)
0,28	0,04g	0,790	13,530

ΘΕΤΙΚΑ

$f_{vko}$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	$f_{vk}$ (Mpa)	l (m)	$V_{rd}$ (kN)
0,100	0,176	0,170	1	19,9

ΑΡΝΗΤΙΚΑ

$f_{vko}$ (Mpa)	$\sigma_d$ (Mpa)	$f_{vk}$ (Mpa)	l (m)	$V_{rd}$ (kN)
0,100	0,124	0,150	1	17,5

Ευρωκώδικας

Θετικά	$Vu^+$ (Kn)	$V_{rd}$ (kN)	$\gamma_{RD}$
	42,80	19,88	2,15

Αρνητικά	$Vu^-$ (Kn)	$V_{rd}$ (kN)	$\gamma_{RD}$
	-26,20	-17,45	1,50

### 5.3 Συγκεντρωτικοί πίνακες αποτελεσμάτων

#### Στοιχείο B1

	ΑΡΗΓΜΑΤΩΤΗ		ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΗ		ΤΕΛΙΚΩΣ ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΗ	
	$\gamma_{RD}^+$	$\gamma_{RD}^-$	$\gamma_{RD}^+$	$\gamma_{RD}^-$	$\gamma_{RD}^+$	$\gamma_{RD}^-$
<b>Ιταλικός</b>	1,87	1,20	2,12	1,36		
<b>EC8</b>	1,93	1,22	2,19	1,39	2,29	1,49
<b>Paulay and Priestley</b>	1,89	1,17	2,14	1,33		

#### Στοιχείο B3

	ΑΡΗΓΜΑΤΩΤΗ		ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΗ		ΤΕΛΙΚΩΣ ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΗ	
	$\gamma_{RD}^+$	$\gamma_{RD}^-$	$\gamma_{RD}^+$	$\gamma_{RD}^-$	$\gamma_{RD}^+$	$\gamma_{RD}^-$
<b>Ιταλικός</b>	1,90	2,01	2,09	2,22		
<b>EC8</b>	1,90	2,12	2,09	2,33	2,18	2,48
<b>Paulay and Priestley</b>	1,85	2,01	2,04	2,21		

#### Στοιχείο B4

	ΑΡΗΓΜΑΤΩΤΗ		ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΗ		ΤΕΛΙΚΩΣ ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΗ	
	$\gamma_{RD}^+$	$\gamma_{RD}^-$	$\gamma_{RD}^+$	$\gamma_{RD}^-$	$\gamma_{RD}^+$	$\gamma_{RD}^-$
<b>Ιταλικός</b>	1,78	1,06	1,89	1,12		
<b>EC8</b>	1,86	1,14	1,97	1,21	2,15	1,50
<b>Paulay and Priestley</b>	1,79	1,03	1,90	1,09		



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

### ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΕΙΚΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

#### 6.1 Μέθοδος υπολογισμού δείκτη συμπεριφοράς

Η ικανότητα της κατασκευής να αντιστέκεται στο σεισμό μας επιτρέπει να κάνουμε το σχεδιασμό της με δυνάμεις μικρότερες από αυτές που αντιστοιχούν σε μία αμιγώς ελαστική ανάλυση.

Για να αποφύγουμε μία ανελαστική ανάλυση, μπορούμε να πραγματοποιήσουμε μία ελαστική βασιζόμενη στη χρήση ενός φάσματος σχεδιασμού που προκύπτει από το ελαστικό με τη χρήση του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ .

Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  ορίζεται ως ο λόγος των σεισμικών δυνάμεων, οι οποίες θα εμφανίζονταν στην κατασκευή αν η ανάλυση ήταν ελαστική ( $F_{el}$ ) προς τις ελάχιστες δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στο σχεδιασμό ( $F_y$ ), με ένα συμβατικό ελαστικής ανάλυσης μοντέλο, το οποίο όμως εξασφαλίζει μία ικανοποιητική απόκριση της κατασκευής (δηλαδή η ικανότητα παραμόρφωσης δεν υπερβαίνεται). (σχέση)

$$q = F_{el, \max} / F_y \quad ( )$$

Η τιμή της  $F_y$  αντιστοιχεί στη δύναμη της ιδεατής διγραμμικής καμπύλης, η οποία είναι ισοδύναμη με την πραγματική μη γραμμική.

Ο συντελεστής συμπεριφοράς μπορεί επίσης να οριστεί ως το γινόμενο της πλαστιμότητας και της υπεραντοχής του κάθε δείγματος.

$$q = \gamma_{RD} * q_y$$

Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιείται η τελευταία προσέγγιση του συντελεστή συμπεριφοράς.

Ο συντελεστής συμπεριφοράς έχει υπολογιστεί για όλες τις περιπτώσεις υπολογισμού της υπεραντοχής που περιγράφονται στο προηγούμενο κεφάλαιο.

## 6.2 Υπολογισμός δείκτη συμπεριφοράς δείγματος B1

### 6.2.1 Με θεώρηση αρηγμάτωτης διατομής

Για  $q_y = \mu$

<i>Πολυβάθμιο</i>	$\mu^+$	$\mu^-$	$\gamma_{RD}^+$	$\gamma_{RD}^-$	$q^+$	$q^-$
Ιταλικός	2,69	6,49	1,87	1,20	<b>5,03</b>	<b>7,79</b>
EC8	2,36	5,39	1,93	1,22	<b>4,55</b>	<b>6,58</b>
Paulay and Priestley	2,57	6,27	1,89	1,17	<b>4,86</b>	<b>7,34</b>

Για  $q_y = (2\mu-1)^{0,5}$

<i>Πολυβάθμιο</i>	$q_y^+$	$q_y^-$	$\gamma_{RD}^+$	$\gamma_{RD}^-$	$q^+$	$q^-$
Ιταλικός	2,09	3,46	1,87	1,20	<b>3,91</b>	<b>4,15</b>
EC8	1,93	3,13	1,93	1,22	<b>3,72</b>	<b>3,82</b>
Paulay and Priestley	2,03	3,40	1,89	1,17	<b>3,85</b>	<b>3,97</b>

## 6.2.2 Με θεώρηση ρηγματωμένης διατομής με μισή τιμή δυσκαμψίας

Για  $q_y = \mu$

<i>Πολυβάθμιο</i>	$q_y^+$	$q_y^-$	$\gamma_{RD}^+$	$\gamma_{RD}^-$	$q^+$	$q^-$
Ιταλικός	2,69	6,49	2,12	1,36	<b>5,70</b>	<b>8,83</b>
EC8	2,36	5,39	2,19	1,39	<b>5,17</b>	<b>7,49</b>
Paulay and Priestley	2,57	6,27	2,14	1,33	<b>5,50</b>	<b>8,34</b>

Για  $q_y = (2\mu-1)^{0,5}$

<i>Πολυβάθμιο</i>	$q_y^+$	$q_y^-$	$\gamma_{RD}^+$	$\gamma_{RD}^-$	$q^+$	$q^-$
Ιταλικός	2,09	3,46	2,12	1,36	<b>4,44</b>	<b>4,71</b>
EC8	1,93	3,13	2,19	1,39	<b>4,22</b>	<b>4,35</b>
Paulay and Priestley	2,03	3,40	2,14	1,33	<b>4,35</b>	<b>4,52</b>

### 6.2.3 Με θεώρηση τελικώς ρηγματωμένης διατομής

Για  $q_y = \mu$

<i>Πολυβάθμιο</i>	$q_y^+$	$q_y^-$	$\gamma_{RD}^+$	$\gamma_{RD}^-$	$q^+$	$q^-$
EC8	2,36	5,39	2,29	1,39	<b>5,40</b>	<b>7,49</b>

Για  $q_y = (2\mu-1)^{0,5}$

<i>Πολυβάθμιο</i>	$q_y^+$	$q_y^-$	$\gamma_{RD}^+$	$\gamma_{RD}^-$	$q^+$	$q^-$
EC8	1,93	3,13	2,29	1,49	<b>4,42</b>	<b>4,66</b>

## 6.3 Υπολογισμός δείκτη συμπεριφοράς δείγματος B3

### 6.3.1 Με θεώρηση αρηγμάτωτης διατομής

Για  $q_y = \mu$

<i>Πολυβάθμιο</i>	$q_y^+$	$q_y^-$	$\gamma_{RD}^+$	$\gamma_{RD}^-$	$q^+$	$q^-$
Ιταλικός	2,54	3,29	1,90	2,01	<b>4,83</b>	<b>6,61</b>
EC8	2,55	2,62	1,90	2,12	<b>4,85</b>	<b>5,55</b>
Paulay and Priestley	2,55	3,27	1,85	2,01	<b>4,72</b>	<b>6,57</b>

Για  $q_y = (2\mu-1)^{0,5}$

<i>Πολυβάθμιο</i>	$q_y^+$	$q_y^-$	$\gamma_{RD}^+$	$\gamma_{RD}^-$	$q^+$	$q^-$
Ιταλικός	2,02	2,36	1,90	2,01	<b>3,84</b>	<b>4,75</b>
EC8	2,02	2,06	1,90	2,12	<b>3,85</b>	<b>4,37</b>
Paulay and Priestley	2,02	2,35	1,85	2,01	<b>3,75</b>	<b>4,73</b>

### 6.3.2 Με θεώρηση ρηγματωμένης διατομής με μισή τιμή δυσκαμψίας

Για  $q_y = \mu$

<i>Πολυβάθμιο</i>	$q_y^+$	$q_y^-$	$\gamma_{RD}^+$	$\gamma_{RD}^-$	$q^+$	$q^-$
Ιταλικός	2,54	3,29	2,09	2,22	<b>5,31</b>	<b>7,30</b>
EC8	2,55	2,62	2,09	2,33	<b>5,33</b>	<b>6,10</b>
Paulay and Priestley	2,55	3,27	2,04	2,21	<b>5,20</b>	<b>7,23</b>

Για  $q_y = (2\mu-1)^{0,5}$

<i>Πολυβάθμιο</i>	$q_y^+$	$q_y^-$	$\gamma_{RD}^+$	$\gamma_{RD}^-$	$q^+$	$q^-$
Ιταλικός	2,02	2,36	2,09	2,22	<b>4,22</b>	<b>5,24</b>
EC8	2,02	2,06	2,09	2,33	<b>4,23</b>	<b>4,80</b>
Paulay and Priestley	2,02	2,35	2,04	2,21	<b>4,13</b>	<b>5,20</b>

### 6.3.3 Με θεώρηση τελικώς ρηγματωμένης διατομής

Για  $q_y = \mu$

<i>Πολυβάθμιο</i>	$q_y^+$	$q_y^-$	$\gamma_{RD}^+$	$\gamma_{RD}^-$	$q^+$	$q^-$
EC8	2,55	2,62	2,18	2,48	<b>5,56</b>	<b>6,50</b>

Για  $q_y = (2\mu-1)^{0,5}$

<i>Πολυβάθμιο</i>	$q_y^+$	$q_y^-$	$\gamma_{RD}^+$	$\gamma_{RD}^-$	$q^+$	$q^-$
EC8	2,02	2,06	2,18	2,48	<b>4,41</b>	<b>5,11</b>

## 6.4 Υπολογισμός δείκτη συμπεριφοράς δείγματος B4

### 6.4.1 Με θεώρηση αρηγμάτωτης διατομής

Για  $q_y = \mu$

<i>Πολυβάθμιο</i>	$q_y^+$	$q_y^-$	$\gamma_{RD}^+$	$\gamma_{RD}^-$	$q^+$	$q^-$
Ιταλικός	3,24	7,17	1,78	1,06	<b>5,77</b>	<b>7,60</b>
EC8	2,66	4,69	1,86	1,14	<b>4,95</b>	<b>5,35</b>
Paulay and Priestley	3,09	7,41	1,79	1,03	<b>5,53</b>	<b>7,63</b>

Για  $q_y = (2\mu-1)^{0,5}$

<i>Πολυβάθμιο</i>	$q_y^+$	$q_y^-$	$\gamma_{RD}^+$	$\gamma_{RD}^-$	$q^+$	$q^-$
Ιταλικός	2,34	3,65	1,78	1,06	<b>4,17</b>	<b>3,87</b>
EC8	2,08	2,89	1,86	1,14	<b>3,87</b>	<b>3,30</b>
Paulay and Priestley	2,28	3,72	1,79	1,03	<b>4,07</b>	<b>3,83</b>



## 6.4.2 Με θεώρηση ρηγματωμένης διατομής με μισή τιμή δυσκαμψίας

Για  $q_y = \mu$

<i>Πολυβάθμιο</i>	$q_y^+$	$q_y^-$	$\gamma_{RD}^+$	$\gamma_{RD}^-$	$q^+$	$q^-$
Ιταλικός	3,24	7,17	1,89	1,12	<b>6,12</b>	<b>8,03</b>
EC8	2,66	4,69	1,97	1,21	<b>5,24</b>	<b>5,67</b>
Paulay and Priestley	3,09	7,41	1,90	1,09	<b>5,87</b>	<b>8,08</b>

Για  $q_y = (2\mu-1)^{0,5}$

<i>Πολυβάθμιο</i>	$q_y^+$	$q_y^-$	$\gamma_{RD}^+$	$\gamma_{RD}^-$	$q^+$	$q^-$
Ιταλικός	2,34	3,65	1,89	1,12	<b>4,42</b>	<b>4,09</b>
EC8	2,08	2,89	1,97	1,21	<b>4,09</b>	<b>3,50</b>
Paulay and Priestley	2,28	3,72	1,90	1,09	<b>4,32</b>	<b>4,05</b>

### 6.4.3 Με θεώρηση τελικώς ρηγματωμένης διατομής

Για  $q_y = \mu$

<i>Πολυβάθμιο</i>	$q_y^+$	$q_y^-$	$\gamma_{RD}^+$	$\gamma_{RD}^-$	$q^+$	$q^-$
EC8	2,66	4,69	2,15	1,50	<b>5,72</b>	<b>7,04</b>

Για  $q_y = (2\mu-1)^{0,5}$

<i>Πολυβάθμιο</i>	$q_y^+$	$q_y^-$	$\gamma_{RD}^+$	$\gamma_{RD}^-$	$q^+$	$q^-$
EC8	2,08	2,89	2,15	1,50	<b>4,47</b>	<b>4,34</b>

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

### ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- ❑ Όσον αφορά το δείγμα B1 ο ελάχιστος συντελεστής συμπεριφοράς ισούται με  $q = 3,72$ .  
Όσον αφορά το δείγμα B3 ο ελάχιστος συντελεστής συμπεριφοράς ισούται με  $q = 3,75$ .  
Όσον αφορά το δείγμα B4 ο ελάχιστος συντελεστής συμπεριφοράς ισούται με  $q = 3,30$ .
- ❑ Παρατηρείται ότι ενώ η κατασκευή έχει σχεδιαστεί με  $q = 1,5$  τελικά οι συντελεστές συμπεριφοράς προκύπτουν πολύ μεγαλύτεροι. Επομένως η κατασκευή έχει σχεδιαστεί αρκετά συντηρητικά .
- ❑ Χρησιμοποιώντας την αρχή ίσων ενεργειών [  $qy = (2\mu-1)0,5$  ] παρατηρείται ότι οι συντελεστές  $qy$  προκύπτουν μειωμένοι κατά 20-50%
- ❑ Παρατηρείται επίσης ότι η θεώρηση των ίσων ενεργειών [  $qy = (2\mu-1)0,5$  ] δεν επαληθεύεται στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα.
- ❑ Η θεώρηση του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος καταλήγει σε συντελεστές  $qy$  μικρότερους κατά 20-40% από αυτούς του αντίστοιχου πολυβάθμιου συστήματος.
- ❑ Όσον αφορά τις πλαστιμότητες που προκύπτουν από την κανονική καθ' ύψος και την ιδιομορφική κατανομή , τα αποτελέσματα συγκλίνουν. Οι διαφορές τους σε γενικές γραμμές δεν ξεπερνούν το 5-10%.
- ❑ Όσον αφορά τις τρεις θεωρήσεις ρηγμάτωσης της διατομής προκύπτει ότι κατά τη μετάβαση από την αρηγμάτωση διατομή στην περισσότερο ρηγματωμένη διατομή παρατηρείται μία αύξηση της υπεραντοχής και κατ'επέκταση μία αύξηση του συντελεστή συμπεριφοράς της κατασκευής.
- ❑ Τα αποτελέσματα των τριών κανονισμών που χρησιμοποιήθηκαν ( EC8, Ιταλικός, Paulay and Priestley) σε γενικές γραμμές συγκλίνουν ( συνήθης απόκλιση της τάξης του 10%). Παρατηρείται επίσης ότι ο Ευρωκώδικας καταλήγει στις μικρότερες τιμές πλαστιμοτήτων και στις μεγαλύτερες τιμές υπεραντοχών.

Για την περαιτέρω μελέτη των αποτελεσμάτων της παρούσας εργασίας και για την πληρέστερη εκτίμηση του δείκτη συμπεριφοράς κατασκευών από τοιχοποιία προτείνεται η μελέτη της συμπεριφοράς των κατασκευών σε άλλες σεισμικές διεγέρσεις, παραδείγματος χάριν, σε εκτός επιπέδου σεισμική διέγερση. Επίσης προτείνεται η εφαρμογή της παραπάνω διαδικασίας σε τυποποιημένα κτίρια, προκειμένου να μελετηθεί το σύνολο μιας κατασκευής.

## **ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

- ❖ Anil K. Chopra ‘Dynamics of structures – Theory and applications to earthquake engineering’ 2007
- ❖ Frumento, Magenes, Morandi, Calvi, “Interpretation of experimental shear tests on clay brick masonry walls and evaluation of q-factors for seismic design”
- ❖ Dr.ir.R. van der Pluijm, Ir.M.W.F. Vullings, 2006, Enhanced Safety and Efficient Construction of Masonry Structures in Europe- ESECMaSE, work package 5, deliverable D5.2 to D5.5
- ❖ Φυλλίτσα Β. Καραντώνη, 2004, Κατασκευές από τοιχοποιία. Εκδόσεις Παπασωτηρίου
- ❖ Χ.Ιγνατάκης, Διάλεξη ‘Μηχανική της τοιχοποιίας-Σύνθεση φέροντος οργανισμού- Απόκριση και τυπολόγιο βλαβών υπό κατακόρυφα και σεισμικά φορτία’
- ❖ Ε.Σώκος, Αντισεισμικοί κανονισμοί, Κεφάλαιο 23, Εργαστήριο Σεισμολογίας, Πανεπιστήμιο Πατρών
- ❖ Alexandre Costa, 2007, Experimental testing of lateral capacity of masonry piers. an application to seismic assessment of AAC masonry buildings
- ❖ Enhanced Safety and Efficient Construction of Masonry Structures in Europe- ESECMaSE, D7.2.C Stress-strain-relation of perforated bricks ( 4-brick-specimen), 2003
- ❖ Πολυχρονίου Κ. Ειρήνη, 2011, ‘Εκτίμηση σεισμικής τρωτότητας κατασκευής από φέρουσα τοιχοποιία και προτεινόμενες ενισχύσεις με ανάπτυξη της μεθοδολογίας των καμπύλων θραυστότητας’, Μεταπτυχιακή εργασία
- ❖ Αποστολίδη Ευτυχία, 2010, Αποτίμηση σεισμικής ικανότητας κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία τριών στρώσεων πριν και μετά από ενισχυτικές παρεμβάσεις, Διατριβή διπλώματος ειδίκευσης
- ❖ Δρίτσος Στέφανος, καθηγητής Πανεπιστημίου Πατρών, ‘Τοιχοποιίες’
- ❖ Μπαβέλλας Χρήστος, Μπουζούκου Μαριάννα, Πάτρα 2005, ‘ Συγκριτική μελέτη ενισχύσεων τοιχοποιίας με σύνθετα υλικά οργανικής και ανόργανης μήτρας’, Διπλωματική εργασία
- ❖ Papazachos, B., Papazachou, C., “The earthquakes in Greece”, Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη, 1997.
- ❖ Vintzileou E., Tassios T., “Three-leaf stone masonry strengthened by injecting cement grouts”. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 5, No 121 (1995) 848-856
- ❖ Ψυχάρης Ν. Γιάννης, ‘Βασικές αρχές Ευρωκώδικα 8’
- ❖ Γεώργιος Χ. Μάνος, 2005, Κατασκευές από άοπλη και οπλισμένη φέρουσα τοιχοποιία
- ❖ Miha Tomaževic , Polona Weiss, ‘Displacement capacity of masonry buildings as a basis for the assessment of behavior factor: an experimental study’ Published online: 2 April 2010
- ❖ Paulay T., Priestley M.J.N., 1996, ‘ Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα και τοιχοποιία’, Κλειδάριθμος
- ❖ [www.alpha6.gr](http://www.alpha6.gr)

- ❖ [www.buildnet.gr](http://www.buildnet.gr)
- ❖ [www.civil.auth.gr](http://www.civil.auth.gr)
- ❖ [www.ytong.gr](http://www.ytong.gr)