



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΠΡΟΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΤΙΤΛΟΣ: ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΑΠΟ
ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ ΜΕ ΛΙΘΟΣΩΜΑΤΑ ΠΥΡΙΤΙΚΟΥ ΑΣΒΕΣΤΙΟΥ**

ΟΝΟΜΑΤΕΠΩΝΥΜΟ: ΙΩΑΝΝΗΣ ΜΑΛΑΙΝΟΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΧΑΡΗΣ ΜΟΥΖΑΚΗΣ



ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2012

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η συγκεκριμένη διπλωματική εργασία πραγματοποιήθηκε στον Τομέα Αντισεισμικής Τεχνολογίας της σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Αντικείμενο μελέτης αποτέλεσε ο προσδιορισμός του δείκτη συμπεριφοράς συγκεκριμένης κατασκευής από τοιχοποιία με μονάδες πυριτικού ασβεστίου, λαμβάνοντας υπόψη και υπολογίζοντας διάφορους παράγοντες, όπως οι επιμέρους πλαστιμότητες καθώς και οι διάφορες υπεραντοχές. Η όλη εργασία βασίστηκε και σε πειραματικά δεδομένα που εξήχθησαν από δοκιμές που έγιναν στο εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας του ΕΜΠ.

Για την ολοκλήρωση της παρούσας μελέτης σημαντικό ρόλο διαδραμάτισε ο επιβλέπων καθηγητής κ. Χάρης Μουζάκης, κάτι για το οποίο θέλω να τον ευχαριστήσω θερμά. Οι συμβουλές και το επιστημονικό του υπόβαθρο υπήρξαν καταλύτης καθ'όλη τη διάρκεια εκπόνησης της εργασίας αυτής.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτερα την διδάκτωρ κ. Λουσία Καραπίττα για την πολύτιμη συμβολή της στην τελειοποίηση της παρούσας εργασίας, στην εκμάθηση του στατικού προγράμματος ABAQUS και στην συνεχή βοήθειά της σε όλη την περίοδο εκπόνησης της παρούσας μελέτης.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στην παρούσα διπλωματική εργασία μελετάται η απόκριση μιας κατασκευής από τοιχοποιία, για σεισμική διέγερση εντός επιπέδου (in plane) και υπολογίζονται όλοι εκείνοι οι παράμετροι που απαιτούνται για την κατανόηση της σεισμικής της συμπεριφοράς. Η παρατήρηση και η εξαγωγή συμπερασμάτων για την συγκεκριμένη εργασία, βασίστηκε στα πειραματικά αποτελέσματα που προέκυψαν έπειτα από δοκιμή που έγινε στο εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας του Ε.Μ.Π και αφορούσε σε κατασκευή συγκεκριμένης μορφής από τοιχοποιία (συγκεκριμένα πρόκειται για τοιχοποιία πυριτικού ασβεστίου) και την μελέτη της συμπεριφοράς της σε σεισμική διέγερση. Το ενδιαφέρον μας εστιάστηκε στην απόκριση κατά τη διεύθυνση του επιπέδου της τοιχοποιίας (in plane), αμελώντας την συμπεριφορά του κτίσματος κατά την άλλη διεύθυνση (out of plane). Επίσης, πέρα από την παρατήρηση και χρησιμοποίηση των δεδομένων του πειράματος, έγινε προσομοίωση της κατασκευής με το πρόγραμμα ABAQUS, βοηθώντας στην κατανόηση και στην καλύτερη διερεύνηση του μοντέλου. Η εξαγωγή των ιδιομορφών της κατασκευής μέσα από την προσομοίωση συνετέλεσε στην καλύτερη δυνατή προσέγγιση της συμπεριφοράς της. Ο υπολογισμός παραμέτρων όπως ο συντελεστής συμπεριφοράς q , η πλαστιμότητα μ , η υπεραντοχή q_d , κάνοντας χρήση και της μεθόδου N2 για μετατροπή της κατασκευής μας σε ισοδύναμο μονοβάθμιο αποτέλεσε τον τελικό στόχο της εργασίας μας.

Summary

The main topic of the current study is the response of a structure made of masonry during an in plane seismic excitation and in addition all the parameters that are important in understanding the behaviour of the structure are estimated. The observation and the inferences were based on the experimental results of a test that was carried out on the laboratory of Antiseismic Technology in NTUA, in a specific structure of masonry (more specific, masonry with calcium-silicate units) and the behaviour under seismic action. Our interest was estimated in the in plane direction of the masonry structure, not taking into account the out of plane direction. Moreover, except from using and observing the results of the experiment, great part in understanding the model played the simulation of the structure, using the logismic ABAQUS. Taking into consideration the modes that were extracted from the simulation, it was easier to understand the behaviour of the whole structure. At last, estimating factors such as the q factor, ductility μ , overstrength q_d , using the method N2 to convert our model in equivalent single degree of freedom was the last goal of the project.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

	Σελ.
ΠΡΟΛΟΓΟΣ	2
ΠΕΡΙΛΗΨΗ	3-4
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ	5-6
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	7-17
ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ	
ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΠΕΙΡΑΜΑΤΟΣ	
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ.....	18-27
2.1 ΜΕΘΟΔΟΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΚΑΜΠΥΛΗΣ	
2.2 ΜΕΤΑΤΡΟΠΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΣΤΟ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟ	
2.2.1 ΙΣΟΔΥΝΑΜΟ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟ	
2.2.2 ΜΕΘΟΔΟΣ N2	
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΔΙΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΚΑΜΠΥΛΗΣ.....	28-37

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ	38-60
4.1	ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ ΣΤΟ ΠΟΛΥΒΑΘΜΙΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	
4.2	ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ ΣΤΟ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	
4.2.1	ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΚΑΘ΄ΥΨΟΣ	
4.2.2	ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ	
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΥΠΕΡΑΝΤΟΧΗΣ.....	61-72
5.1	ΜΕΘΟΔΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΥΠΕΡΑΝΤΟΧΗΣ	
5.2	ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΙ ΠΙΝΑΚΕΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ	
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ.....	73-82
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	83
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....		84

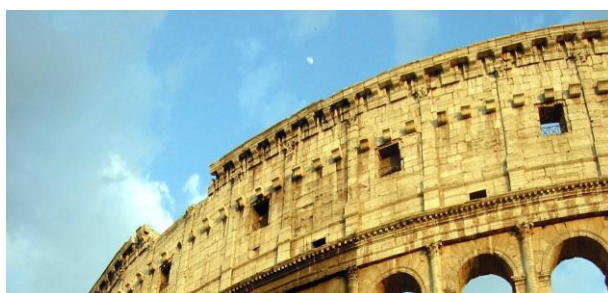
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ

Η τοιχοποιία θεωρείται το αρχαιότερο οικοδομικό υλικό και χρησιμοποιείται ακόμα και σήμερα στις κατασκευές. Ως τοιχοποιίες ορίζονται οι οικοδομικές κατασκευές οι οποίες προκύπτουν από την έντεχνη τοποθέτηση φυσικών ή τεχνητών λίθων με ή χωρίς συνδετικό κονίαμα. Ξεκινώντας από την αρχαιότητα η χρήση της πέτρας και των λιθωσμάτων γενικότερα είναι εμφανής σε πολλές κατασκευές όπως ο Παρθενώνας στην Αθήνα, το Κολοσσαίο στη Ρώμη και άλλες, που αντέχουν μέχρι και σήμερα έπειτα μάλιστα από πολλές φυσικές καταστροφές και περισσότερο από σημαντικούς σεισμούς. Φυσικά είναι οι ίδιες αυτές οι συνθήκες που οδήγησαν και στην καταστροφή πολλών τέτοιων κτισμάτων της αρχαιότητας όπως πχ ο Φάρος της Αλεξάνδρειας.



Παρθενών, Αθήνα (εικόνα 1.1)



Κολοσσαίο, Ρώμη (εικόνα 1.2)

Βέβαια, πλέον είναι διαπιστωμένο και επιβεβαιωμένο ότι παραδοσιακές κατασκευές από άοπλη τοιχοποιία δεν έχουν καλή συμπεριφορά σε έντονα σεισμικά φαινόμενα, κάτι που αποδεικνύεται και από την πληθώρα των καταρρεύσεων σε διάφορες περιπτώσεις.



Παραδοσιακά πέτρινα κτίρια από τοιχοποιία (εικόνα 1.3)

Γι' αυτό το λόγο έγιναν αρκετές προσπάθειες τον τελευταίο αιώνα για την βελτίωση της συμπεριφοράς των κατασκευών από μονάδες τοιχοποιίας, υπό πλευρικά και κατακόρυφα φορτία. Παρότι οι πιο κοινοί τύποι μονάδων τοιχοποιίας είναι τούβλα από άργιλο ή σκυρόδεμα, πλέον σε ευρεία χρήση είναι και μονάδες από πυριτικό ασβέστιο, φυσική πέτρα και προκατασκευασμένη πέτρα.



Ημιτελής ναός, Segesta, Σικελία (εικόνα 1.4)

1.2 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Η τοιχοποιία σαν υλικό έχει σχετικά χαμηλές αντοχές και εμφανίζει ιδιαίτερα ψαθυρή συμπεριφορά, κάτι που οδηγεί στην αύξηση των διατομών και του κόστους του φέροντα οργανισμού, ενώ θεωρείται και είναι ένα πολύμορφο και πολυφασικό υλικό. Αυτή μάλιστα η πολυμορφία και η πολυτυπία έχει σαν αποτέλεσμα τη μεγάλη δυσκολία προτυποποίησης υλικών και μεθόδων. Από τον Ιανουάριο του 2011 τα τελικά κείμενα του των διαφόρων μερών του Ευρωκώδικα 6, κυριότερο από τα οποία είναι το μέρος 1-1 (1γ), μαζί με τα Εθνικά Προσαρτήματα, αποτελούν το κανονιστικό πλαίσιο για κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία στην Ελλάδα. Το πλαίσιο αυτό συμπληρώνεται και ολοκληρώνεται από τον Ευρωκώδικα 8 (1δ), ιδιαίτερα από το Κεφ. 9 που αναφέρεται αποκλειστικά σε κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία.

Ορισμένα στοιχεία που αφορούν τις μηχανικές ιδιότητες της τοιχοποιίας και λογίζονται ως θετικά, είναι η καλή συμπεριφορά της σε φωτιά, η αυξημένη θερμομόνωση που παρέχει καθώς και η αντοχή στο χρόνο. Φυσικά δεν μπορεί να αμεληθεί η αισθητική της υπεροχή που αποτελεί ένα συγκριτικό πλεονέκτημα της τοιχοποιίας σε σχέση με άλλα υλικά.

Ανάλογα με το σκοπό που επιτελεί μία τοιχοποιία, κατατάσσεται σε μία από τις παρακάτω κατηγορίες:

α. φέρουσα, στην περίπτωση που αποτελεί το σκελετό (ή έστω και μέρος του) μίας κατασκευής και αναλαμβάνει σημαντικά φορτία,

β. πλήρωσης, όταν τη χρησιμοποιούμε μόνο για να γεμίσουμε κενά ανάμεσα στα στοιχεία του σκελετού, ενώ συνήθως ο ίδιος ο σκελετός της κατασκευής έχει γίνει από άλλο υλικό (π.χ. οπλισμένο σκυρόδεμα) και

γ. διακοσμητική (ή επένδυσης), όπου τοποθετείται για επικάλυψη άλλων επιφανειών για λόγους εμφάνισης ή και ακόμα και για λόγους μόνωσης.

δ. αντιστήριξης, όταν στηρίζει γαιώδη πρηνή



Κατασκευή με τοιχοποιία πλήρωσης (εικόνα 1.5)

Επίσης ανάλογα με τα τούβλα και τον τρόπο που κτίζονται χωρίζονται στις εξής κατηγορίες:

ΟΡΘΟΔΡΟΜΙΚΗ: είναι η τοιχοποιία στην οποία ο τοίχος έχει πάχος 6 εκατοστά.

ΔΡΟΜΙΚΗ (πάχους 9 εκατοστών): είναι η τοιχοποιία που χρησιμοποιούμε για την κατασκευή των εσωτερικών χωρισμάτων.

ΔΡΟΜΙΚΗ (πάχους 12 εκατοστών): αλλάζει μόνο το πάχος του τοίχου με αποτέλεσμα να γίνεται πιο ισχυρός.

ΜΠΑΤΙΚΗ: είναι η τοιχοποιία στην οποία ο τοίχος έχει πάχος όσο το μήκος του τούβλου, 19εκατοστά.

ΥΠΕΡΜΠΑΤΙΚΗ: είναι η τοιχοποιία στην οποία ο τοίχος έχει πάχος όσο ένας δρομικός και ένας μπατικός μαζί, δηλαδή 29 εκατοστά.

ΨΑΘΩΤΗ (πάχους 19 εκατοστά): είναι η τοιχοποιία με διάκενο στο εσωτερικό της.

Μια άλλη διάκριση έχει να κάνει με το είδος των τεχνοσωμάτων όπου εκεί έχουμε (4) είδη λιθοδομών (φυσικοί λίθοι) :

A) ξηρολιθοδομές

B) αργολιθοδομές

Γ) ημιλαξευτές

Δ) λαξευτές

Υπάρχουν ακόμα **οι πλινθοδομές** (είναι τα λεγόμενα τεχνητά λιθωσώματα) που διακρίνονται σε **οπτοπλινθοδομές** και **τσιμεντολιθοδομές**. Στις οπτοπλινθοδομές το χτίσιμο γίνεται με οπτόπλινθους (τούβλα) και φτιάχνονται με την όψηση (ψήσιμο) μίγματος αργίλου, άμμου και νερού.

Ακόμα, ανάλογα με το υλικό δόμησης υπάρχουν τέσσερις τύποι τοιχοποιίας:

Οπτοπλινθοδομή (τούβλο): 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).

Λιθοδομές από πορομπετόν: 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 θερμοηχομόνωση 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.

Τρισδιάστατο δομικό πλέγμα: Πρόκειται για δομικό στοιχείο που έχει δύο παράλληλα πλέγματα και στο ενδιάμεσο υπάρχει πρόβλεψη για ενσωματωμένη πλάκα αυτοσβηνώμενης διογκωμένης πολυστερίνης. Συγκρατούνται μεταξύ τους με δισδιαγώνιες γαλβανισμένες ράβδους. Αφού τοποθετηθούν και στηριχθεί το τρισδιάστατο δομικό πλέγμα μεταξύ των μεταλλικών υποστυλωμάτων, ακολουθεί το επίχρισμα και ο χρωματισμός.

Ξηρά Δόμηση (Γυψοσανίδα/ Τσιμεντοσανίδα): 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.

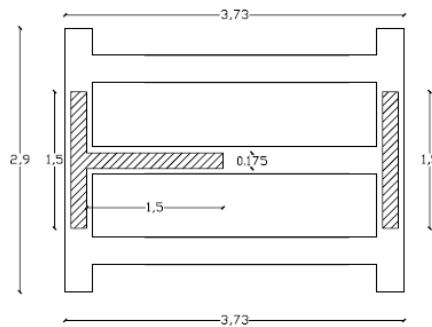
Τέλος, **ανάλογα με τον τρόπο δόμησης** μια τοιχοποιία, είτε είναι από φυσικούς είτε από τεχνητούς λίθους, διακρίνεται σε **συμπαγή** και σε **κοίλη** ή **με πυρήνα**. Σε μια κατακόρυφη τομή σε συμπαγή τοιχοποιία δεν διακρίνονται κατακόρυφως ξεχωριστές στρώσεις, ενώ στην κοίλη διακρίνονται εξωτερική και εσωτερική στρώση και ανάμεσά τους πυρήνας (δίστρωτη τοιχοποιία), είτε πληρωμένος με κονίαμα (τρίστρωτη τοιχοποιία), το οποίο μπορεί να είναι κροκαλόδεμα ή σκυρόδεμα ή τσιμεντοκονίαμα. Εφόσον μια καλή τοιχοποιία με κενό πυρήνα χρησιμοποιείται ως φέρουσα είναι απαραίτητη η σύνδεση των κατακόρυφων στρώσεων με συνδέσμους.

Όσον αφορά την τοιχοποιία από πυριτικό ασβέστιο, υλικό από το οποίο αποτελούνταν τα δείγματα που μελετήθηκαν στο πείραμα που αφορά η παρούσα εργασία, η παραγωγή μιας τέτοιας μονάδας χρειάζεται συγκεκριμένη διαδικασία. Η κατασκευή γίνεται με την ανάμιξη ασβεστίου με ένα λεπτό πυριτικό παράγωγο και με νερό, ακολουθούμενο από υψηλές πιέσεις και ειδική πίεση ωρίμανσης με ατμό. Το τελικό τούβλο από πυριτικό ασβέστιο, έχει συνήθως κιτρινωπό χρώμα, αν και αδρανείς ανόργανες χρωστικές ουσίες μπορούν να προστεθούν κατά την κατασκευή όταν απαιτούνται τούβλα διαφορετικού χρώματος

1.3 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΠΕΙΡΑΜΑΤΟΣ

Ο κύριος σκοπός του πειράματος ήταν η διερεύνηση της πλευρικής αντοχής κτιρίου από τοιχοποιία και η προσπάθεια για βελτίωση των υλικών τοιχοποιίας για μεγαλύτερη αντοχή σε πλευρικά φορτία. Έγινε μελέτη τριών δειγμάτων τα οποία είχαν σαν υλικό τους πυριτικό ασβέστιο (calcium silicate units) και τα οποία υποβλήθηκαν σε διάφορες δοκιμασίες. Αρχικά διενεργήθηκαν τυχαίες δοκιμές με σκοπό να προσδιοριστούν οι φυσικές ιδιοσυχρότητες και οι αναλογίες απόσβεσης για κάθε δείγμα, ενώ στη συνέχεια πραγματοποιήθηκαν σεισμικές δοκιμές στην εντός επιπέδου διεύθυνση μέχρι και την τελική αστοχία κάθε δείγματος.

Το δείγμα αποτελούσε μία δώροφη κατασκευή όπου σε κάθε όροφο υπήρχε ένα κομμάτι μορφής T και ένας ακόμα τοίχος στην απέναντι πλευρά, με μία πλάκα από σκυρόδεμα να βρίσκεται από πάνω. Λεπτομέρειες της κατασκευής που μελετήθηκε φαίνονται στην παρακάτω εικόνα.



Λεπτομέρεια δείγματος (εικόνα 1.6)

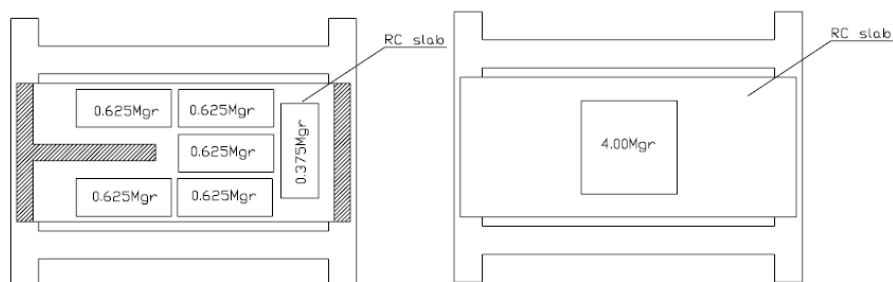
Τα υπό εξέταση δείγματα ήταν ως εξής:

A1: Κατασκευή από τοιχοποιία με βελτιστοποιημένες μονάδες πυριτικού ασβεστίου.

A2: Κατασκευή από τοιχοποιία με βελτιστοποιημένες μονάδες πυριτικού ασβεστίου και κατακόρυφη διάτρηση.

A3: Κατασκευή από τοιχοποιία με βελτιστοποιημένες μονάδες πυριτικού ασβεστίου με κατακόρυφη διάτρηση και κατακόρυφο περιορισμό (γωνιακή ενίσχυση έπειτα από τη διάτρηση).

Στην όλη κατασκευή αποφασίστηκε να προστεθεί και μια κάποια επιπλέον μάζα, που για τα πρώτα δύο δείγματα ήταν 3,5ton στην πλάκα του α ορόφου και 4,0ton στην πλάκα του β ορόφου, ενώ για το δείγμα A3 αποφασίστηκε να μπει συνολική μάζα 7,0ton στην πλάκα του α ορόφου.



Διάταξη επιπλέον μάζας για τα δείγματα A1 και A2 (εικόνα 1.7)

Κάποια γενικά στοιχεία για τα δείγματα, είναι ότι το πάχος των τοίχων ήταν 0,175m, ενώ το πάχος της πλάκας 12cm. Επίσης το ύψος του κάθε ορόφου ήταν 2,55m θεωρώντας και μία αρχική στρώση 5 cm εξαιτίας του μεγάλου μεγέθους των τούβλων τοιχοποιίας, ενώ η πυκνότητα των βελτιστοποιημένων μονάδων πυριτικού ασβεστίου θεωρήθηκε $1,8\text{Mg}/\text{m}^3$.



Φάση κατασκευής των εξεταζόμενων δειγμάτων (εικόνα 1.8)

Κατά τη διάρκεια του πειράματος πραγματοποιήθηκαν δύο είδη σεισμικών διεγέρσεων. 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.

A. 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

Δείγμα	Ιδιοσυχνότητες (Hz)	Περίοδος (sec)	Απόσβεση (%)
A1	3,71	0,27	4,37
A2	3,91	0,26	3,96
A3	4,59	0,22	3,71

Πίνακας 1.1

B. Εφαρμογή χρονοϊστοριών

Η τεχνητή χρονοϊστορία που χρησιμοποιήθηκε είχε τα εξής χαρακτηριστικά:

Φάσμα ελαστικής απόκρισης τύπου 1

Επιτάχυνση εδάφους 0.04g

Κατηγορία εδάφους : B

Παρακάτω παρουσιάζονται το φάσμα απόκρισης τύπου 1 καθώς και οι χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων για τα τρία δείγματα (οι επιταχύνσεις στις οποίες επιβλήθηκε η κατασκευή).

ΔΕΙΓΜΑ Α1

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

Πίνακας 1.2

ΔΕΙΓΜΑ Α2

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

Πίνακας 1.3

ΔΕΙΓΜΑ Α3

Αριθμός πειράματος	Περιγραφή	Ονομαστική επιτάχυνση (g)
1	Τυχαίο	0.02
2	Σεισμική διέγερση	0.02
3	Σεισμική διέγερση	0.04
	Πρόσθετη μάζα	
4	Σεισμική διέγερση	0.04
5	Σεισμική διέγερση	0.04
6	Σεισμική διέγερση	0.06
7	Σεισμική διέγερση	0.08
8	Σεισμική διέγερση	0.10
9	Σεισμική διέγερση	0.12
10	Σεισμική διέγερση	0.14
11	Σεισμική διέγερση	0.16
	Περιορισμός κατακόρυφων τοίχων	
12	Σεισμική διέγερση	0.04
13	Σεισμική διέγερση	0.08
14	Σεισμική διέγερση	0.12
15	Σεισμική διέγερση	0.16
16	Σεισμική διέγερση	0.20
17	Σεισμική διέγερση	0.20
18	Σεισμική διέγερση	0.24
19	Σεισμική διέγερση	0.28
20	Σεισμική διέγερση	0.30

Πίνακας 1.4

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΩΝ

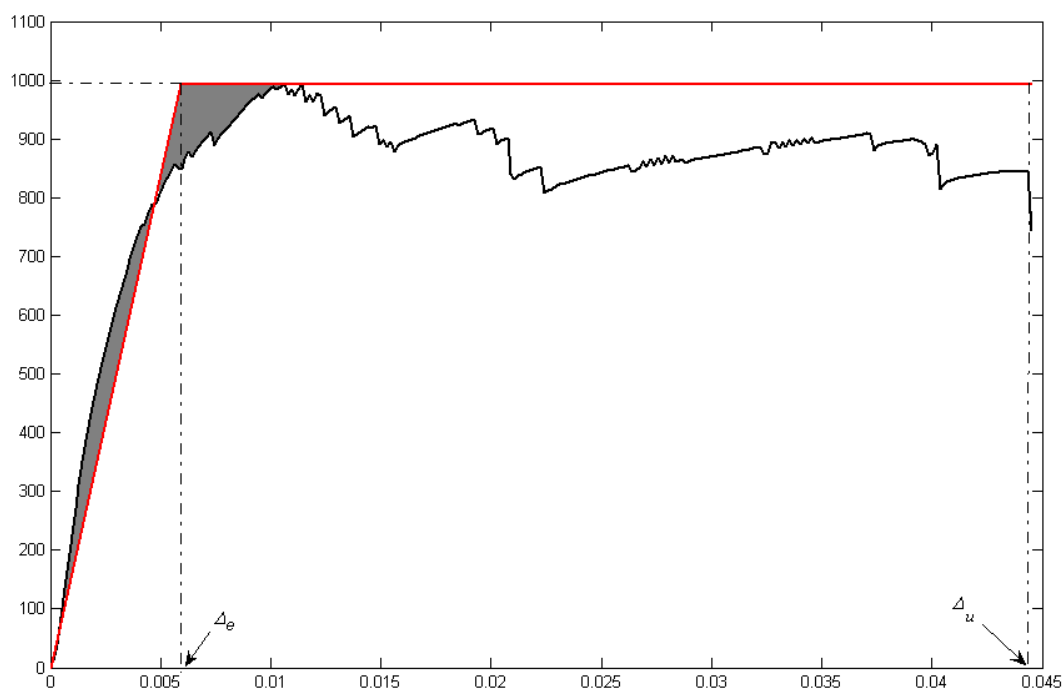
2.1 ΜΕΘΟΔΟΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΚΑΜΠΥΛΗΣ

Κάθε δείγμα από τα τρία που αναφέρθηκαν προηγουμένως υποβλήθηκε σε σεισμική διέγερση στην εντός επιπέδου διεύθυνση (ως εντός επιπέδου διεύθυνση θεωρείται αυτή του εσωτερικού τοίχου στο δείγμα και όχι των δύο απέναντι κατακόρυφων και παράλληλων μεταξύ τους) με μέγιστη τελική επιτάχυνση 0,16g για τα δείγματα A1 και A2, ενώ για το δείγμα A3 αυτή ήταν 0,30g. Η διαδικασία που ακολουθήσαμε για τον προσδιορισμό των πλαστιμοτήτων μ ήταν η εξής: Αρχικά, χρησιμοποιήσαμε τους βρόγχους υστέρησης κάθε δείγματος που προέκυψαν από το πείραμα και προσδιορίσαμε την περιβάλλουσα της απόκρισης καθενός δείγματος. Έπειτα κάνοντας χρήση μιας σειράς από μεθόδους όπως ο Ιταλικός Κώδικας (Italian Code), Ευρωκώδικας 8 (Eurocode 8) και Paulay and Priestley προβήκαμε σε μία εξιδανίκευση της περιβάλλουσας απόκρισης δημιουργώντας την αντίστοιχη διγραμμική προσέγγιση κάθε δείγματος. Χρησιμοποιώντας πλέον τα παραπάνω, και εφαρμόζοντας τη μέθοδο N2 για μετατροπή της διώροφης κατασκευής μας σε ισοδύναμο μονοβάθμιο προχωρήσαμε στον υπολογισμό των πλαστιμοτήτων μ. Για την καλύτερη ακρίβεια της όλης διαδικασίας έγινε προσομοίωση του κάθε δείγματος σύμφωνα με το πρόγραμμα ABAQUS και από την επίλυση του στατικού μοντέλου προσδιορίσαμε όλα εκείνα τα στοιχεία, όπως ο καθορισμός της εξεταζόμενης ιδιομορφής ταλάντωσης, που θα χρησιμοποιούσαμε σε συνδυασμό με τη N2 για την εξαγωγή των αποτελεσμάτων μας.

Στη συνέχεια θα γίνει μια γενική αναφορά στις μεθόδους προσδιορισμού της διγραμμικής προσέγγισης που αναφέρθηκαν παραπάνω καθώς και στη μέθοδο N2 και έπειτα για κάθε δείγμα μας θα αναλυθεί διεξοδικά η διαδικασία που ακολουθήθηκε και τα αποτελέσματα που προέκυψαν.

ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8

Στον Ευρωκώδικα 8 (2003) και σύμφωνα με τη συμπεριφορά των κατασκευών (όχι μόνο των συστατικών) δηλώνεται ότι η διγραμμική καμπύλη πρέπει να βασίζεται στο κριτήριο ίσων ενεργειών μεταξύ των δύο καμπυλών και ο συνεχής οριζόντιος κλάδος πρέπει να είναι ίσος με τη μέγιστη δύναμη που ανακτάται από την απόκριση της κατασκευής. Η τομή μεταξύ της καμπύλης απόκρισης ικανότητας και της διγραμμικής ιδεατής καμπύλης πρέπει να αντιπροσωπεύει το πρώτο σημείο διαρροής και η μέγιστη δύναμη θεωρείται όταν η δύναμη της κατασκευής είναι στο 80% της μέγιστης που προκύπτει από την απόκριση και η μετακίνηση που αντιστοιχεί σε αυτή τη δύναμη καλείται απόλυτη μετατόπιση της κατασκευής (Δ_u).



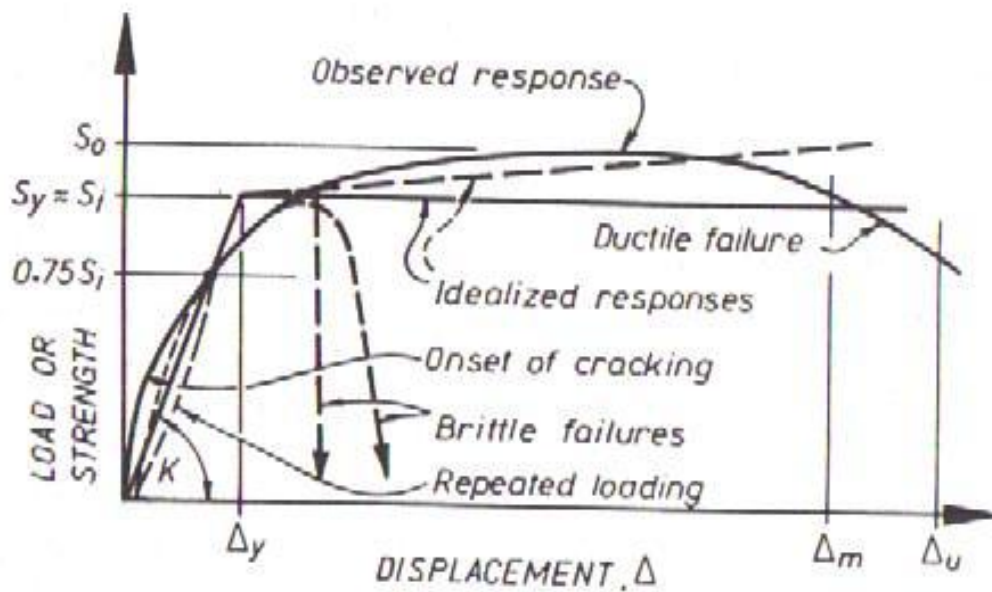
Διγραμμική προσέγγιση καμπύλης ικανότητας μιας κατασκευής (εικόνα 2.1)

ΙΤΑΛΙΚΟΣ ΚΩΔΙΚΑΣ

Ο Ιταλικός κώδικας (Italian Code OPCM 3274 (2005)) έχει διαφορετική διαδικασία για τον υπολογισμό της διγραμμικής καμπύλης. Η διαδικασία η συγκεκριμένη επίσης βασίζεται στο κριτήριο ίσων ενεργειών μεταξύ των δύο καμπύλων αλλά διαφέρει με την προηγούμενη ως προς την έκταση που εφαρμόζεται. Και οι δύο καμπύλες πρέπει να έχουν το ίδιο ποσό ενέργειας μέχρι την κατάρρευση του κτιρίου σύμφωνα με το όπως έχει οριστεί το κριτήριο αστοχίας. Αυτό σημαίνει ότι ο Ιταλικός Κώδικας δεν έχει ορισμένη τη μέγιστη τιμή της διγραμμικής καμπύλης γιατί αυτή είναι εξαρτημένη από την ενέργεια. Παρόλα αυτά ένας αρχικός ορισμός της ισοδύναμης ακαμψίας δίνεται, καθώς ο Κώδικας ορίζει το σημείο της καμπύλης ικανότητας όπου $F_{cr}=0,7F_{max}$ και η μετατόπιση είναι Δ_{cr} , ως το πρώτο σημαντικό σημείο της κατασκευής. Με αυτή την υπόθεση μόνο η τιμή της F_e χρειάζεται ακόμα για να καθοριστεί εξολοκλήρου η διγραμμική καμπύλη και αυτή η τιμή υπολογίζεται από την ισότητα των δύο εμβαδών, δηλαδή την εφαρμογή του κριτηρίου ίσων ενεργειών. Για τη μέγιστη μετατόπιση Δ_u πάλι λαμβάνουμε υπόψη μας το $0,8F_{max}$ για να καθορίσουμε την τιμή της.

Paulay and Priestley

Οι Paulay και Priestley (1992) επίσης εξέτασαν τη χρήση των διγραμμικών μοντέλων για να προσεγγίσουν τη συμπεριφορά φορτίου - μετατόπισης. Η διγραμμική προσέγγιση που χρησιμοποιήθηκε από τους συγκεκριμένους, χρησιμοποιεί μία ιδεατή γραμμικώς ελαστική απόκριση, βασισμένη σε μία γραμμή που περνά από το 0,75 της F_e και όχι κάνοντας χρήση της F_{max} όπως οι προηγούμενες διαδικασίες. Έτσι ορίζεται η αρχική κλίση της ιδεατής διγραμμικής καμπύλης και σε συνδυασμό με τα ίσα εμβαδά και προβαίνοντας σε δοκιμές, προκύπτει η τιμή της F_e και ορίζεται η καμπύλη. Επίσης όπως συμβαίνει και στις προηγούμενες διαδικασίες, η απόλυτη μέγιστη μετατόπιση της κατασκευής ορίζεται στο 0,80 της F_{max} , της μέγιστης δηλαδή δύναμης που προκύπτει από την πραγματική απόκριση της κατασκευής.



Διγραμμική προσέγγιση από τους Paulay και Priestley (1992) (εικόνα 2.2) (πηγή Timothy Vaughan)

2.2 ΜΕΤΑΤΡΟΠΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΣΕ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟ ΜΕ ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ N2

2.2.1 Ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα

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

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

$$F_i = V \cdot m_i \phi_i / \sum_j m_j \phi_j \quad (2.α)$$

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

Στην συγκεκριμένη μελέτη, θεωρήσαμε δύο διαφορετικές περιπτώσεις ιδιομορφών και παρουσιάσαμε τα αντίστοιχα αποτελέσματα. Αρχικά αναδείξαμε την περίπτωση τριγωνικής κατανομής καθ' ύψος της κατασκευής, (δηλαδή $\phi_i=0,5$ στον α όροφο και $\phi_i=1$ στην κορυφή αφού είχαμε ίσα ύψη σε κάθε όροφο) και έπειτα παρουσιάσαμε και την περίπτωση της ιδιομορφής της ρηγματωμένης κατασκευής, λαμβάνοντας φυσικά υπόψη εκείνη την ιδιομορφή που ήταν στην διεύθυνση εντός επιπέδου που εξετάζουμε. Για την πραγματοποίηση της συγκεκριμένης ανάλυσης έγινε χρήση του στατικού προγράμματος ABAQUS κάτι που θα παρουσιάσουμε λεπτομερέστερα παρακάτω.

Εάν η κατανομή των φορτίων γίνεται σύμφωνα με την εξίσωση :

$$F_i = V \cdot m_i \phi_i / \sum_j m_j \phi_j \text{ και } \phi_{top}=1,$$

Τότε η αντιστοιχία μεταξύ του πολυβάθμιου συστήματος και του ισοδύναμου μονοβαθμίου για όλα τα μεγέθη (δυνάμεις, μετακινήσεις, ενέργεια, κλπ) γίνεται με τη σχέση:

$$Q = \Gamma Q^* \quad (2.\beta)$$

Στην παραπάνω σχέση :

Q^* = μέγεθος στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (π.χ. δύναμη F^* , μετακίνηση δ^*)

Q = αντίστοιχο μέγεθος στο πολυβάθμιο σύστημα (π.χ. τέμνουσα βάσης V , μετακίνηση κορυφής Δ)

Γ = συντελεστής συμμετοχής που δίνεται από τη σχέση: $\Gamma = \sum m_i \phi_i / \sum m_i \phi_i^2$

Ο αριθμητής της παραπάνω σχέσης ισούται με τη μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, δηλαδή,

$$m^* = \sum m_i \phi_i \quad (2.\gamma)$$

Σημειώνεται ότι, εφόσον τόσο οι δυνάμεις όσο και οι μετακινήσεις ακολουθούν τον ίδιο κανόνα μετασχηματισμού, η δυσκαμψία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ισούται με αυτή του πολυβαθμίου. Η ιδιοπερίοδος όμως του ισοδύναμου μονοβαθμίου δεν ισούται με την 1η ιδιοπερίοδο του πολυβαθμίου, ακόμη και εάν οι συντελεστές ϕ_i ισούνται με τις αντίστοιχες τιμές του 1ου ιδιοδιανύσματος.

Η σχέση $Q = \Gamma Q^*$ χρησιμοποιείται για τη μετατροπή της καμπύλης ικανότητας του κτιρίου σε φάσμα ικανότητας (capacity spectrum) του ισοδύναμου μονοβαθμίου σε ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum).

Η μετατροπή αυτή γίνεται χρησιμοποιώντας τις παρακάτω σχέσεις:

$$S_a = V / (a \cdot m_{ολ}) \quad (2.δ)$$

$$S_d = \Delta / \Gamma \quad (\text{ή } S_d = \Delta / (\Gamma \cdot \phi_{top}) \text{ εάν } \phi_{top} \neq 1) \quad (2.ε)$$

όπου:

V = τέμνουσα βάσης πολυβαθμίου

$m_{ολ}$ = συνολική μάζα πολυβαθμίου

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

$$a = (\sum m_i \phi_i)^2 / (m_{ολ} \cdot \sum m_i \phi_i^2) = \Gamma \cdot \sum m_i \phi_i / m_{ολ} = \Gamma \cdot m^* / m_{ολ} \quad (2.ζ)$$

Δ = μετακίνηση κορυφής

2.2.2 ΜΕΘΟΔΟΣ N2

Η μέθοδος N2 προτάθηκε από τον Fajfar (1996, 1999) και βασίζεται σε εμπειρικές σχέσεις που συνδέουν το συντελεστή συμπεριφοράς με την πλαστιμότητα. Έτσι, αντί να χρησιμοποιούνται ελαστικά φάσματα για την ισοδύναμη απόσβεση που αντιστοιχεί στην αναπτυσσόμενη πλαστιμότητα, όπως γίνεται 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:

$$S_a = S_{ae}/R_\mu \quad (2.η)$$

όπου R_μ είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς (reduction factor) λόγω της ανελαστικής απόκρισης. Σημειώνεται ότι ο όρος R_μ αντιστοιχεί στο συντελεστή συμπεριφοράς χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η υπεραντοχή, δηλαδή στον όρο q_d κατά ΕΑΚ. Υπενθυμίζεται ότι στον ΕΑΚ ο συντελεστής συμπεριφοράς q ορίζεται ως:

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

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

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

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 ω είναι η ιδιοπερίοδος του ελαστικού συστήματος, οι εξισώσεις (2.η) και (2.θ) οδηγούν στην παρακάτω σχέση μεταξύ της ελαστικής και της ανελαστικής μετακίνησης:

$$S_d = (\mu/R_\mu) \cdot S_{de} \quad (2.ι)$$

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

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

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

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 $T_c = T_0$ 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:

$$T_0 = T_c \quad (2.κ)$$

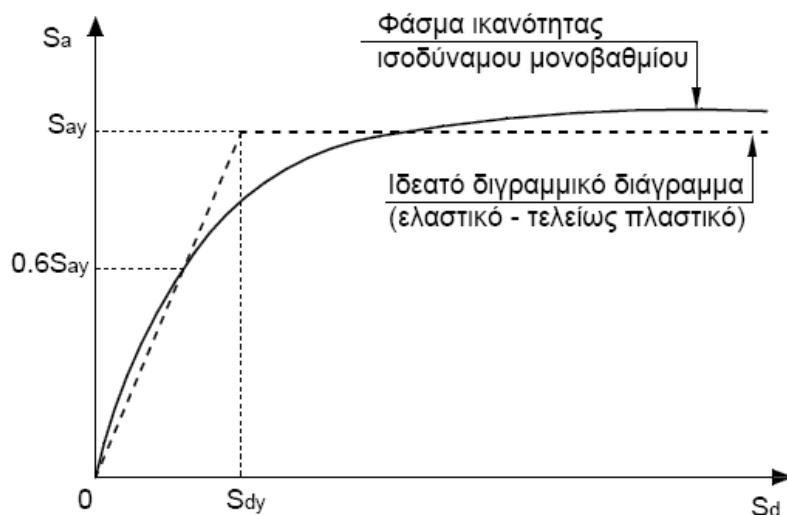
η οποία είναι μία συντηρητική παραδοχή που δεν επηρεάζει σημαντικά τα αποτελέσματα.

Η μέθοδος σε βήματα περιγράφεται ως εξής:

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

Βήμα 2: Κατασκευή του αντίστοιχου ιδεατού διγραμμικού διαγράμματος.

Το διγραμμικό διάγραμμα ικανότητας κατασκευάζεται χωρίς κράτυνση, δηλαδή ο μετελαστικός κλάδος είναι οριζόντιος. Αυτό γίνεται γιατί έχει αποδειχθεί ότι μία συνήθης (μικρή) κράτυνση δεν έχει σημαντική επίδραση στην τιμή της ανελαστικής μετακίνησης. Στην παρούσα εργασία και όπως θα δείξουμε σε επόμενο κεφάλαιο, χρησιμοποιήσαμε τις διγραμμικές καμπύλες που προέκυψαν από κάθε μία μέθοδο που παρουσιάστηκε πριν, δηλαδή σύμφωνα με EC8, Italian Code και Paulay και Priestley.



Κατασκευή ιδεατού διγραμμικού φάσματος ικανότητας (εικόνα 2.3)

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

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

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

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

Για την περίοδο T^* , υπολογίζονται η ελαστική επιτάχυνση, S_{ae} και η ελαστική μετακίνηση, S_{de} , από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού. Ο απαιτούμενος συντελεστής συμπεριφοράς ισούται με:

$$R_\mu = S_{ae}/S \quad (2.λ)$$

Διακρίνουμε δύο περιπτώσεις:

(α) Εάν $T^* \geq T_0$, η ανελαστική μετακίνηση ισούται με την ελαστική και επομένως:

$$\delta^* = S_d = S_{de}$$

Η χαρακτηριστική περίοδος, T_0 , υπολογίζεται από την σχέση $T_0 = 0,65 \cdot \mu^{0,3} \cdot T_c \leq T_c$ ή την απλοποιημένη $T_0 = T_c$. Σε αυτή την περίπτωση,

$$\mu = R_\mu \quad (2.\mu)$$

(β) Εάν $T^* < T_0$, η πλαστιμότητα, μ , υπολογίζεται από το συντελεστή συμπεριφοράς, R_μ , από τη σχέση (5.17α), η οποία δίνει:

$$R_\mu = [(\mu-1) \cdot T/T_0] + 1 \quad (2.v)$$

Εάν για τον υπολογισμό της T_0 χρησιμοποιηθεί η σχέση $T_0 = 0,65 \cdot \mu^{0,3} \cdot T_c \leq T_c$, απαιτείται επαναληπτική διαδικασία, ενώ εάν ο υπολογισμός γίνει σύμφωνα με την απλοποιημένη σχέση $T_0 = T_c$, ο υπολογισμός του μ είναι άμεσος, χωρίς να απαιτούνται επαναλήψεις. Στην δική μας μελέτη χρησιμοποιήσαμε την απλουστευτική μέθοδο.

Μετά τον υπολογισμό της πλαστιμότητας, η ανελαστική μετακίνηση προκύπτει από τη σχέση:

$$\delta^* = S_d = \mu \cdot S_{dy} \quad (2.o)$$

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

Βήμα 4: Στοχευόμενη μετακίνηση κατασκευής

Η μετακίνηση της κορυφής, Δ , που αντιστοιχεί στη μετακίνηση δ^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, υπολογίζεται χρησιμοποιώντας τη σχέση $S_d = \Delta/\Gamma$, με αντικατάσταση της S_d με τη δ^* .

Στην παρούσα εργασία το βήμα 4 δεν πραγματοποιήθηκε αφού στόχος μας ήταν ο υπολογισμός των πλαστιμοτήτων μ .

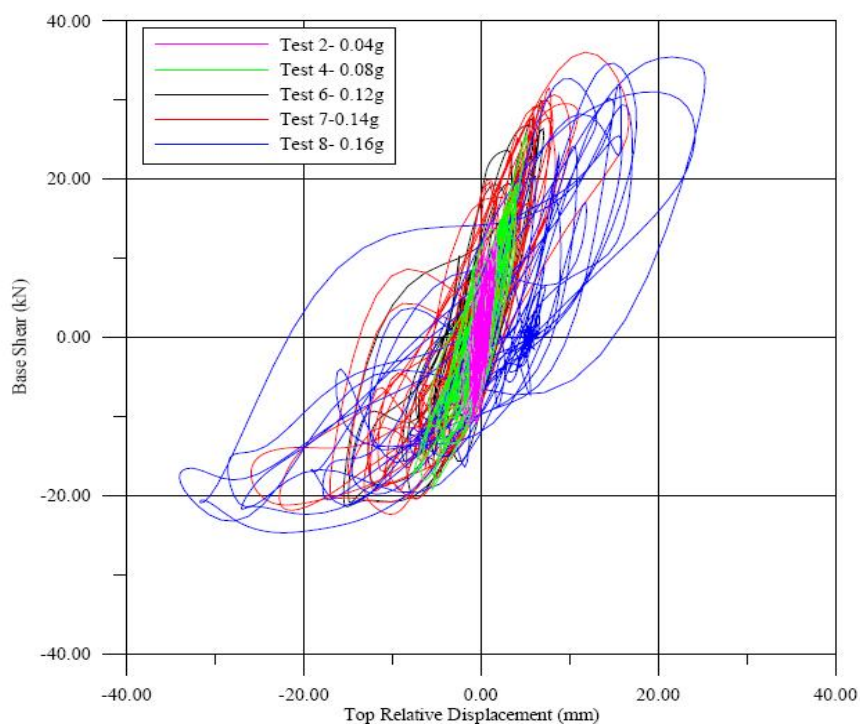
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΔΙΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΚΑΜΠΥΛΗΣ

3.1 ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΑΣ ΚΑΙ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΚΑΜΠΥΛΗΣ

Στη συνέχεια της εργασίας μας, θα γίνει για κάθε δείγμα ξεχωριστά η παρουσίαση του βρόγχου υστέρησης έπειτα από την πειραματική δοκιμή, θα αναδειχθεί η περιβάλλουσα της απόκρισης και θα εφαρμοστούν οι προαναφερθείσες μέθοδοι για την παραγωγή των διγραμμικών προσεγγίσεων..

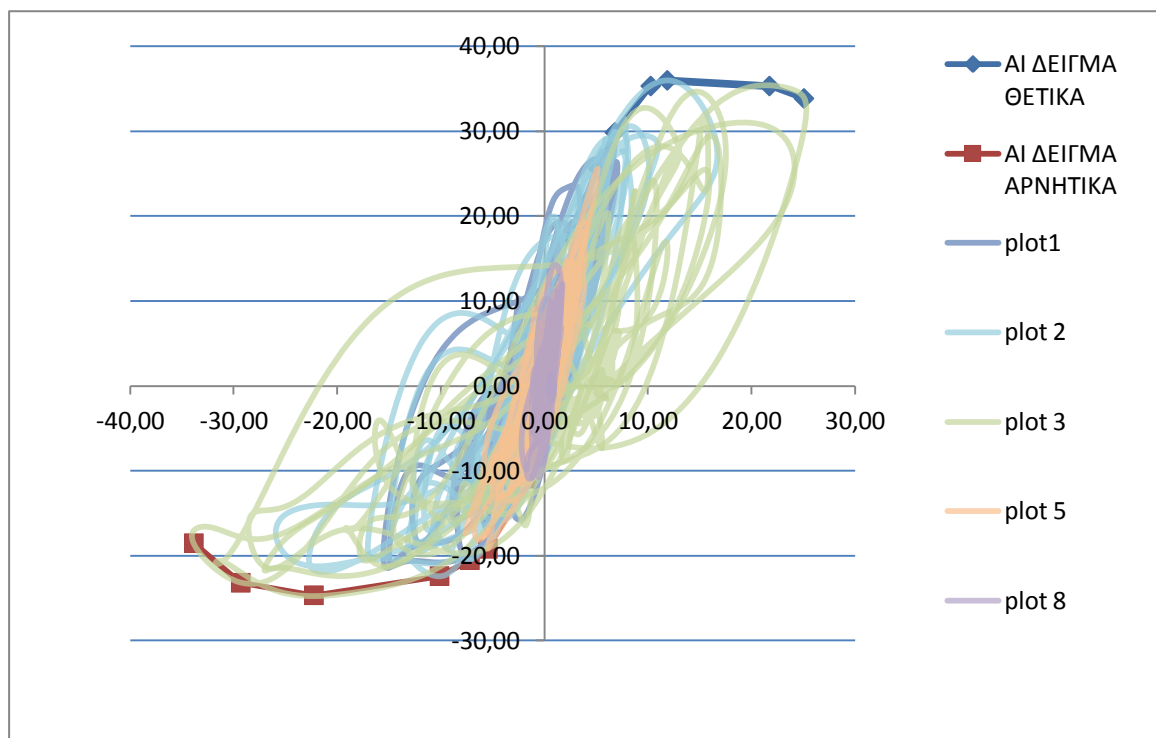
ΔΕΙΓΜΑ Α1

Ο βρόγχος υστέρησης που προκύπτει από τις πειραματικές δοκιμές είναι:



Εικόνα 3.1

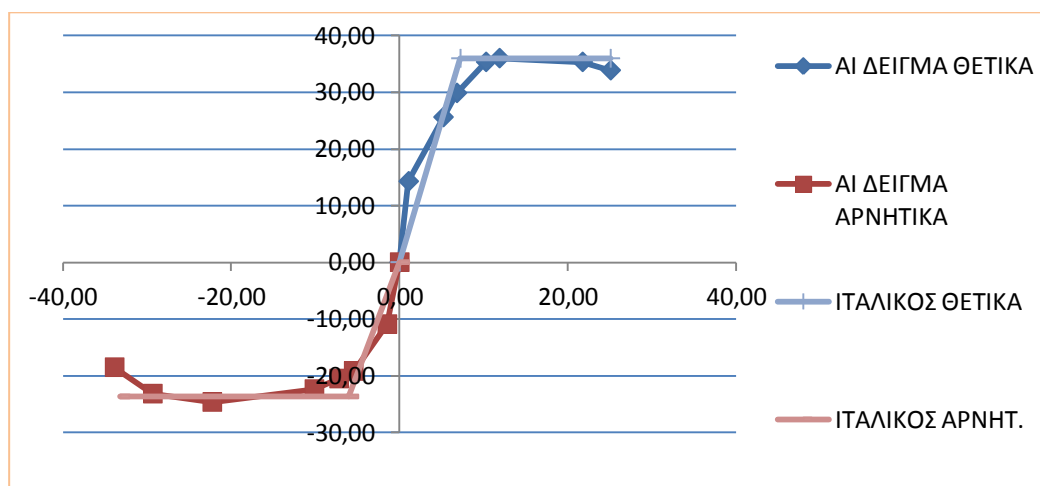
ενώ η περιβάλλουσα της πειραματικής απόκρισης της κατασκευής μας είναι:



Εικόνα 3.2

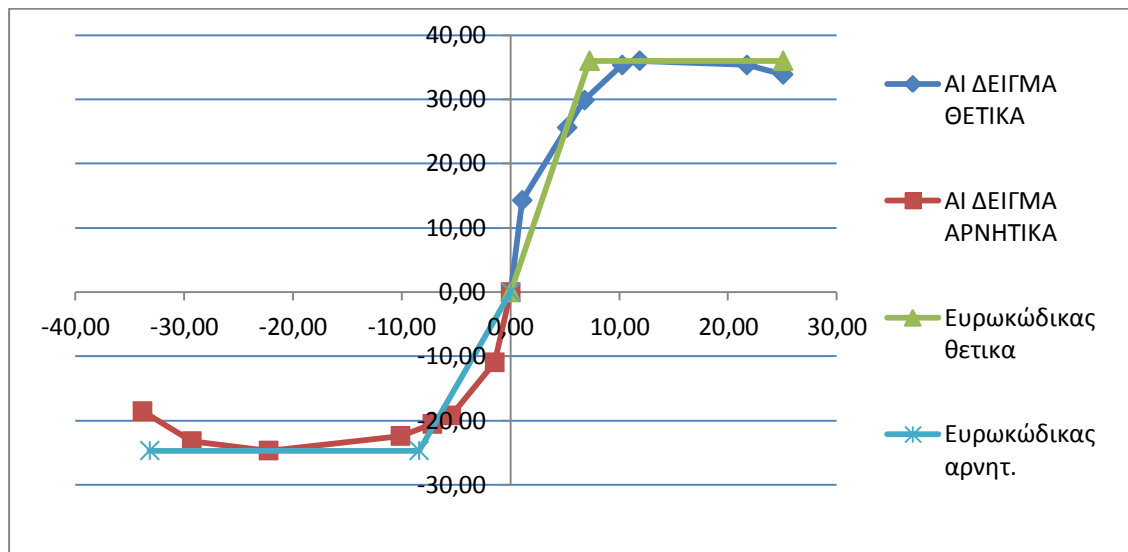
Οι διγραμμικές εξιδανικεύσεις σύμφωνα με τη μεθοδολογία που αναπτύχθηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο, έχουν ως εξής:

ΙΤΑΛΙΚΟΣ ΚΩΔΙΚΑΣ



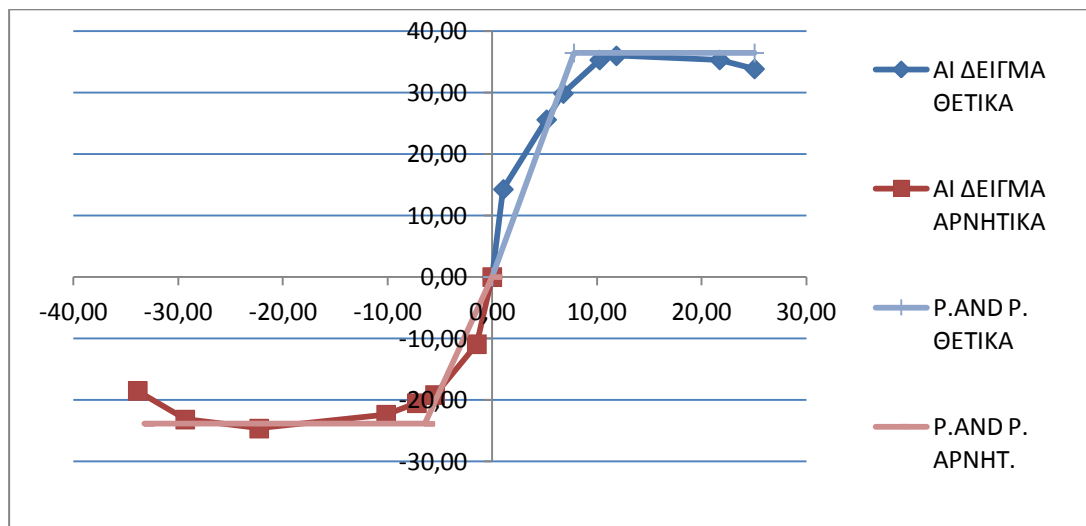
Εικόνα 3.3

Ευρωκώδικας



Εικόνα 3.4

Paulay and Priestley



Εικόνα 3.5

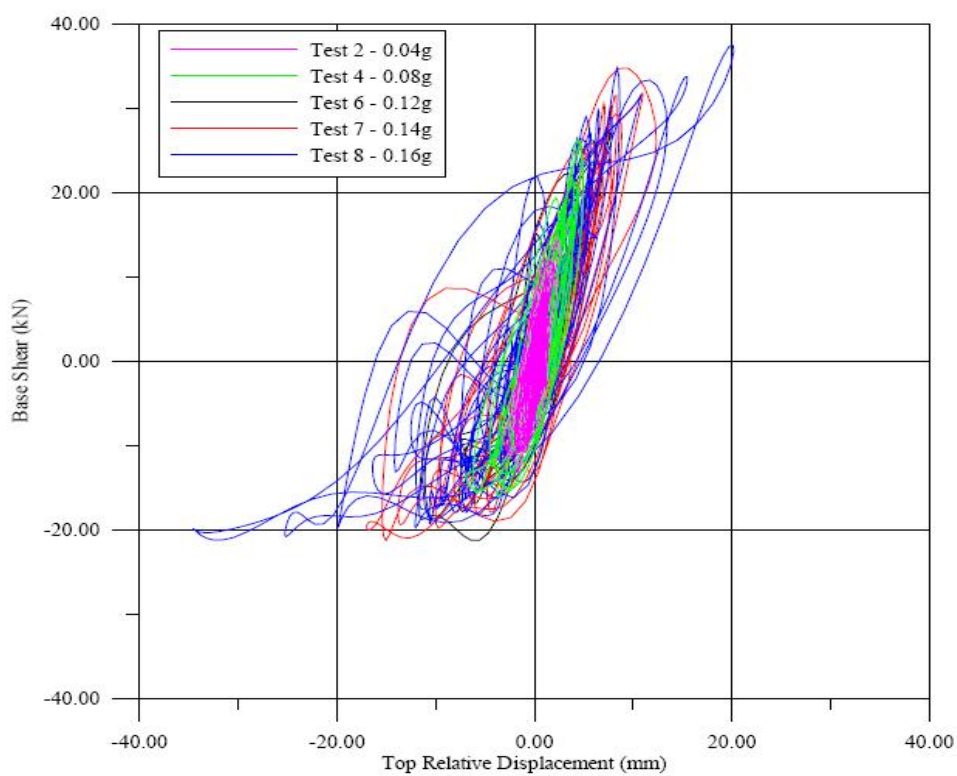
Συγκεντρωτικός πίνακας αποτελεσμάτων για δείγμα A1

	Ke+	Ke-	δε+	δε-	Vu+	Vu-	Fmax+	Fmax-	δu+	δu-	μ+	μ-
ITALIAN CODE	4,98	3,92	7,22	-6,04	35,96	-23,69	35,99	-24,66	25,06	-33,19	3,47	5,50
EUROC.	4,96	2,93	2,43	-8,42	35,99	-24,66	35,99	-24,66	25,06	-33,19	3,45	3,94
P. AND P.	4,67	3,71	7,81	-6,44	36,46	-23,89	35,99	-24,66	25,06	-33,19	3,21	5,15

Πίνακας 3.1

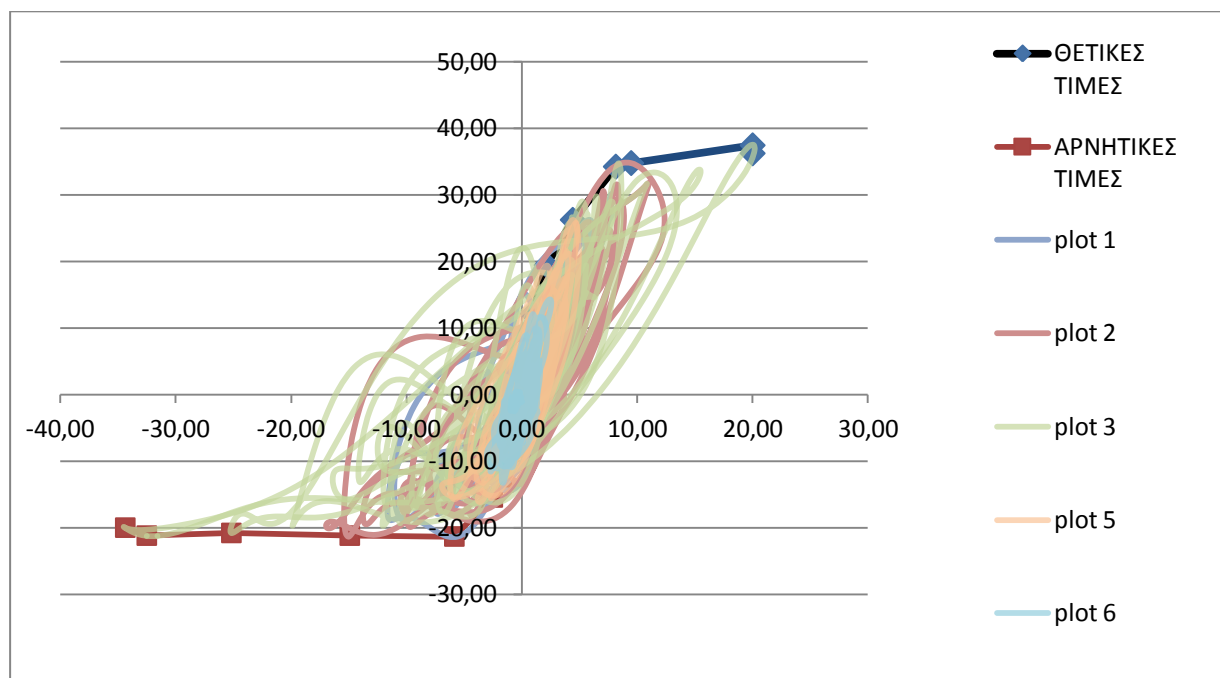
ΔΕΙΓΜΑ A2

Ο βρόγχος υστέρησης που προκύπτει από τις πειραματικές δοκιμές είναι:



Εικόνα 3.6

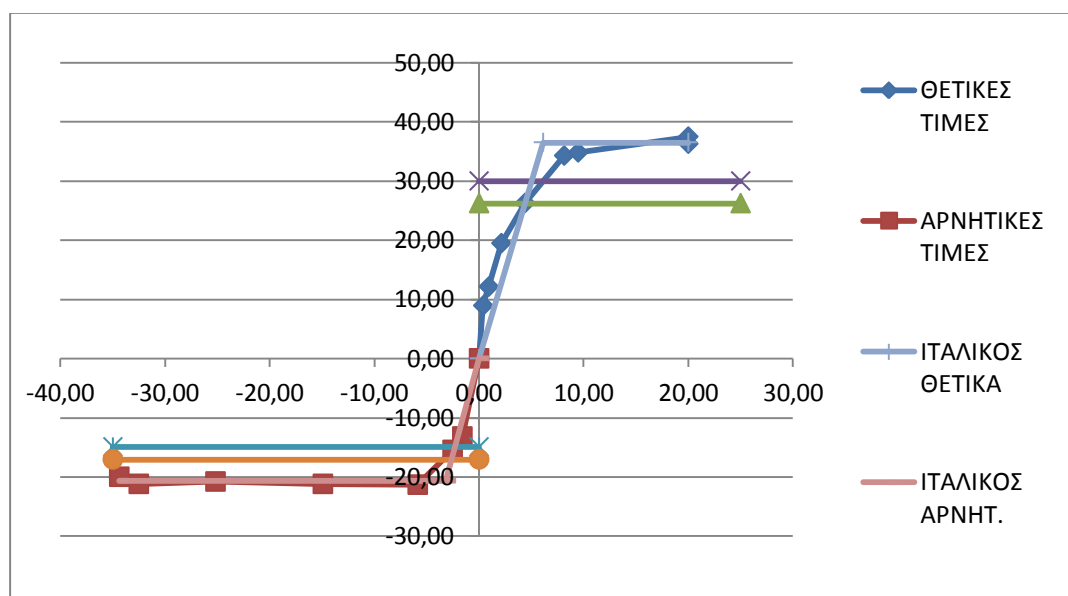
ενώ η περιβάλλουσα της πειραματικής απόκρισης της κατασκευής μας είναι:



Εικόνα 3.7

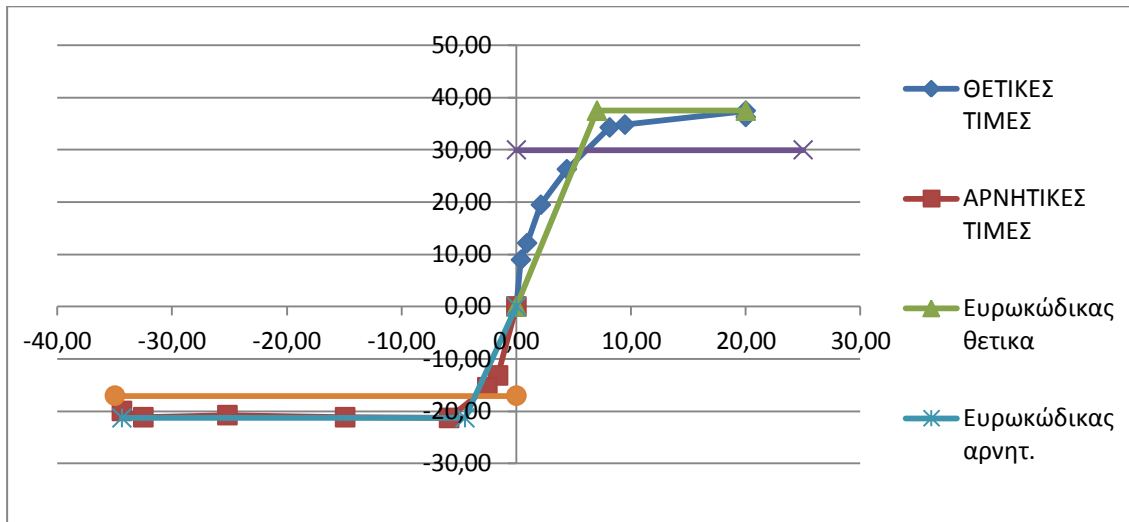
Οι διγραμμικές εξιδανικεύσεις σύμφωνα με τη μεθοδολογία που αναπτύχθηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο, έχουν ως εξής:

ΙΤΑΛΙΚΟΣ ΚΩΔΙΚΑΣ



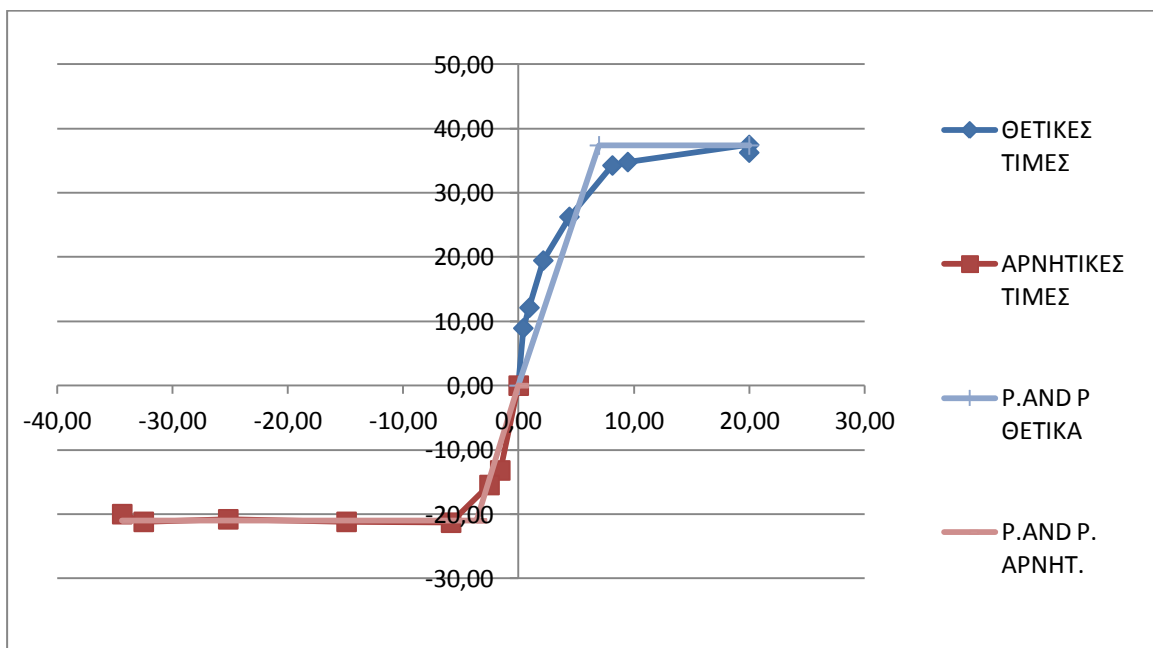
Εικόνα 3.8

Ευρωκώδικας



Εικόνα 3.9

Paulay and Priestley



Εικόνα 3.10

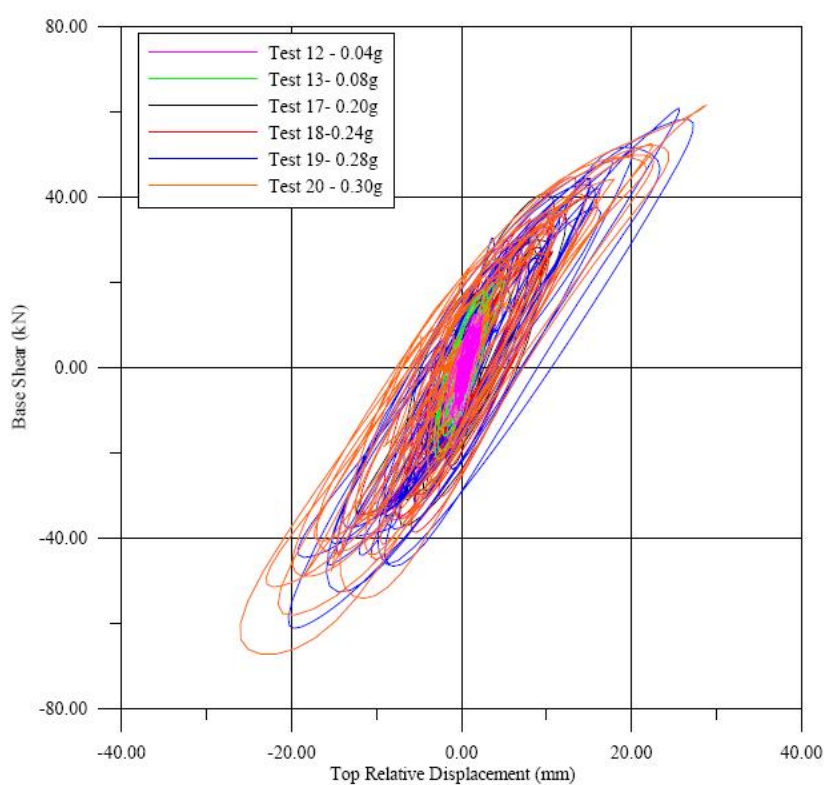
Συγκεντρωτικός πίνακας αποτελεσμάτων για δείγμα A2

	Ke+	Ke-	δε+	δε-	Vu+	Vu-	Fmax+	Fmax-	δu+	δu-	μ+	μ-
ITALIAN CODE	5,96	6,49	6,01	-3,18	35,82	-20,66	37,46	-21,33	20,00	-34,39	3,33	10,81
EUROC.	5,00	4,76	7,50	-4,48	37,46	-21,33	37,46	-21,33	20,00	-34,39	2,67	7,68
P. AND P.	5,36	5,81	6,97	-3,62	37,38	-21,04	37,46	-21,33	20,00	-34,39	2,87	9,5

Πίνακας 3.2

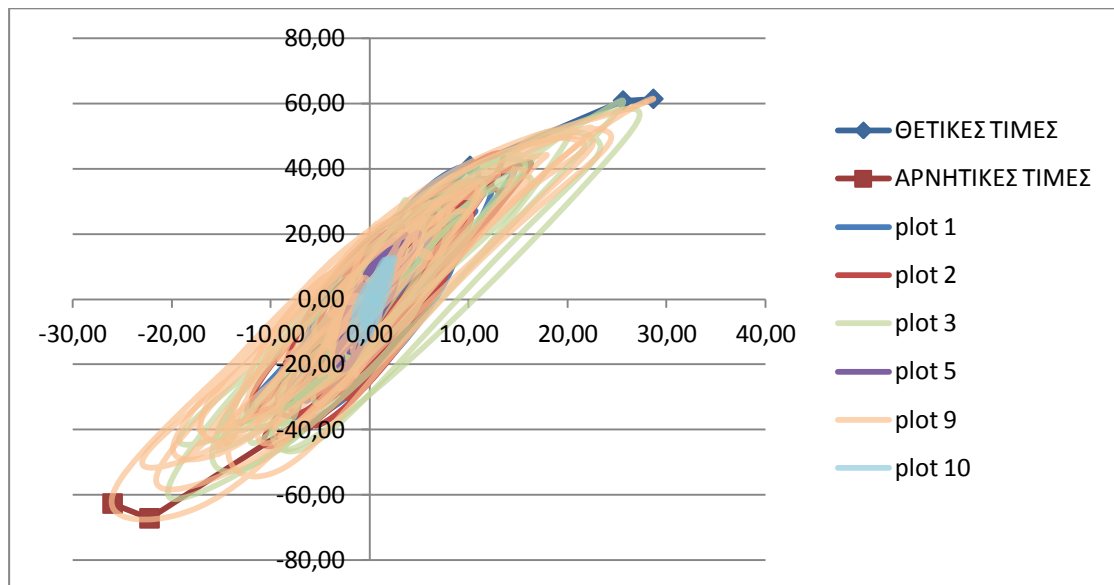
ΔΕΙΓΜΑ A3

Ο βρόγχος υστέρησης που προκύπτει από τις πειραματικές δοκιμές είναι:



Εικόνα 3.11

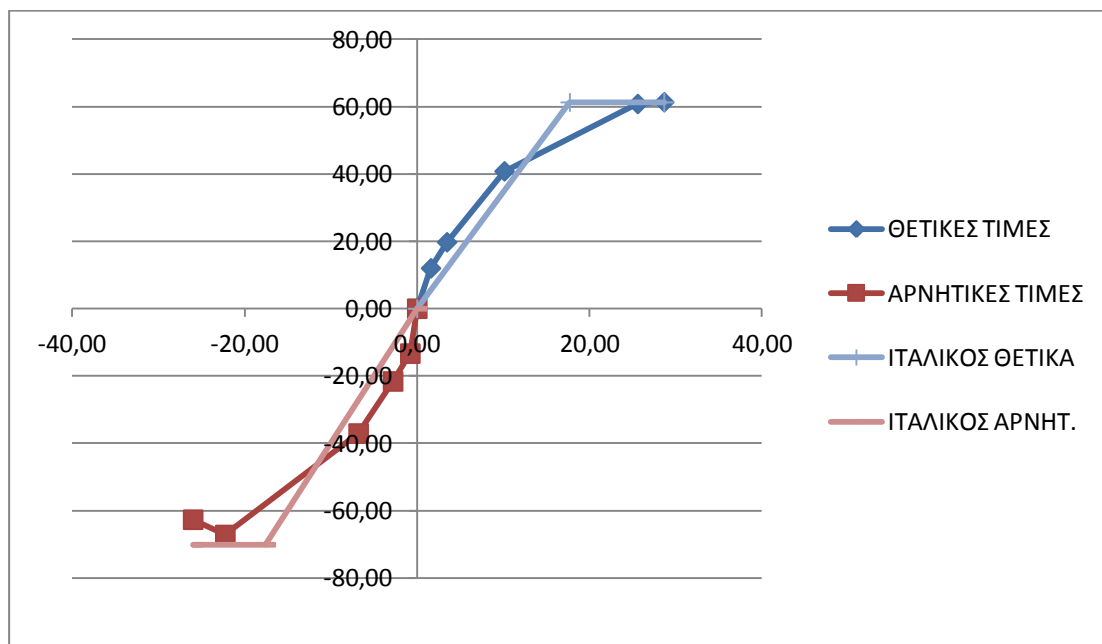
ενώ η περιβάλλουσα της πειραματικής απόκρισης της κατασκευής μας είναι:



Εικόνα 3.12

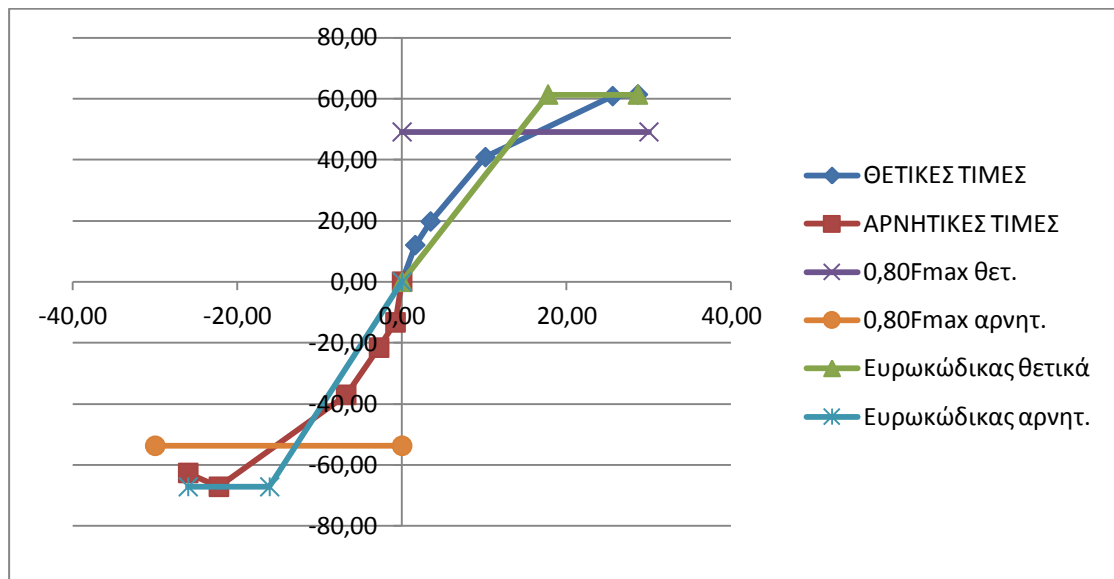
Οι διγραμμικές εξιδανικεύσεις σύμφωνα με τη μεθοδολογία που αναπτύχθηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο, έχουν ως εξής:

ΙΤΑΛΙΚΟΣ ΚΩΔΙΚΑΣ



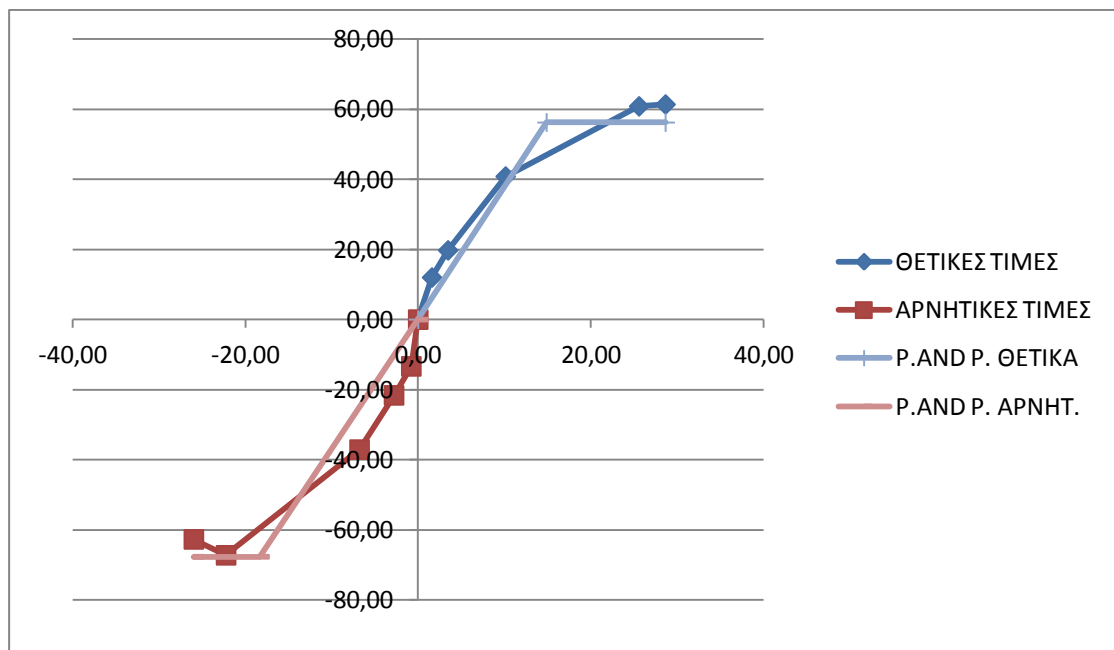
Εικόνα 3.13

Ευρωκώδικας



Εικόνα 3.14

Paulay and Priestley



Εικόνα 3.15

Συγκεντρωτικός πίνακας αποτελεσμάτων για δείγμα Α3

	Ke+	Ke-	δε+	δε-	Vu+	Vu-	Fmax+	Fmax-	δu+	δu-	μ+	μ-
ITALIAN CODE	3,46	3,99	17,71	-17,57	61,29	-70,11	61,34	-67,21	28,66	-25,99	1,62	1,48
EUROC.	3,46	4,18	17,74	-16,09	61,34	-67,21	61,34	-67,21	28,66	-25,99	1,62	1,62
P. AND P.	3,77	3,68	14,88	-18,39	56,19	-67,62	61,34	-67,21	28,66	-25,99	1,93	1,41

Πίνακας 3.3

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ

4.1 ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ ΣΤΟ ΠΟΛΥΒΑΘΜΙΟ ΣΥΣΤΗΜΑ

ΔΕΙΓΜΑ Α1

	Ιταλικός			
	ΣΗΜΕΙΑ	V(KN)	Δ(m)	$\mu=\Delta u/\Delta y$
ΘΕΤΙΚΑ	1	35,960	0,007	3,47
	2	35,960	0,025	
ΑΡΝΗΤΙΚΑ	1	-23,690	-0,006	5,50
	2	-23,690	-0,033	

Πίνακας 4.1

	Eurocode 8			
	ΣΗΜΕΙΑ	V(KN)	Δ(m)	$\mu=\Delta u/\Delta y$
ΘΕΤΙΚΑ	1	35,99	0,007	3,45
	2	35,99	0,025	
ΑΡΝΗΤΙΚΑ	1	-24,66	-0,008	3,94
	2	-24,66	-0,033	

Πίνακας 4.2

	Paulay and Priestley			
	ΣΗΜΕΙΑ	V(KN)	Δ(m)	$\mu=\Delta u/\Delta y$
ΘΕΤΙΚΑ	1	36,460	0,008	3,21
	2	36,460	0,025	
ΑΡΝΗΤΙΚΑ	1	-23,890	-0,006	5,15
	2	-23,890	-0,033	

Πίνακας 4.3

ΔΕΙΓΜΑ Α2

	Ιταλικός			
	ΣΗΜΕΙΑ	V(KN)	Δ(m)	$\mu=\Delta u/\Delta y$
ΘΕΤΙΚΑ	1	36,5	0,006	3,33
	2	36,5	0,020	
ΑΡΝΗΤΙΚΑ	1	-20,66	-0,003	10,81
	2	-20,66	-0,034	

Πίνακας 4.4

	Eurocode 8			
	ΣΗΜΕΙΑ	V(KN)	Δ(m)	$\mu=\Delta u/\Delta y$
ΘΕΤΙΚΑ	1	37,46	0,008	2,67
	2	37,46	0,020	
ΑΡΝΗΤΙΚΑ	1	-21,33	-0,004	7,68
	2	-21,33	-0,034	

Πίνακας 4.5

	Paulay and Priestley			
	ΣΗΜΕΙΑ	V(KN)	Δ(m)	$\mu=\Delta u/\Delta y$
ΘΕΤΙΚΑ	1	37,38	0,007	2,84
	2	37,38	0,020	
ΑΡΝΗΤΙΚΑ	1	-21,04	-0,004	9,50
	2	-21,04	-0,034	

Πίνακας 4.6

ΔΕΙΓΜΑ Α3

	Ιταλικός			
	ΣΗΜΕΙΑ	V(KN)	Δ(m)	$\mu=\Delta u/\Delta y$
ΘΕΤΙΚΑ	1	61,29	0,018	1,62
	2	61,29	0,029	
ΑΡΝΗΤΙΚΑ	1	-70,11	-0,018	1,48
	2	-70,11	-0,026	

Πίνακας 4.7

	Eurocode 8			
	ΣΗΜΕΙΑ	V(KN)	Δ(m)	$\mu=\Delta u/\Delta y$
ΘΕΤΙΚΑ	1	61,34	0,018	1,62
	2	61,34	0,029	
ΑΡΝΗΤΙΚΑ	1	-67,21	-0,016	1,62
	2	-67,21	-0,026	

Πίνακας 4.8

	Paulay and Priestley			
	ΣΗΜΕΙΑ	V(KN)	Δ(m)	$\mu=\Delta u/\Delta y$
ΘΕΤΙΚΑ	1	56,19	0,015	1,93
	2	56,19	0,029	
ΑΡΝΗΤΙΚΑ	1	-67,62	-0,018	1,41
	2	-67,62	-0,026	

Πίνακας 4.9

4.2 ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ ΣΤΟ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟ ΣΥΣΤΗΜΑ

Στο επόμενο κομμάτι της εργασίας μας θα ασχοληθούμε με την εφαρμογή της μεθόδου N2 με την μετατροπή της κατασκευής μας σε ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα και κάνοντας χρήση των διγραμμικών καμπυλών που προαναφέρθηκαν θα προχωρήσουμε στην εξαγωγή των ζητούμενων πλαστιμοτήτων. Αξίζει να σημειωθεί ότι στην προσπάθεια μας να πετύχουμε τη μεγαλύτερη δυνατή ακρίβεια, καθώς και να προβούμε σε σύγκριση, χρησιμοποιήσαμε δύο διαφορετικές κατανομές όσον αφορά στη ζητούμενη ιδιομορφή. Αρχικά μελετήσαμε την περίπτωση της τριγωνικής κατανομής καθ' ύψος της κατασκευής, (όπου για ίδιο ύψος ορόφων, θεωρήσαμε $\phi_1=0,50$ και $\phi_2=1$ στην κορυφή του κτιρίου) και κατόπιν με τη βοήθεια του προγράμματος ABAQUS υπολογίσαμε την 1η ιδιομορφή της ρηγματωμένης πλέον κατασκευής στην εντός επιπέδου διεύθυνση και την χρησιμοποιήσαμε στην εφαρμογή της μεθόδου.

**4.2.1 ΤΡΙΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΚΑΘΥΨΟΣ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ
(ΓΙΑ ΙΣΑ ΥΨΗ ΟΡΟΦΩΝ ΕΙΝΑΙ $\phi_1=0,5$ και $\phi_2=1$)**

ΔΕΙΓΜΑ Α1

Όροφος	mi (Mgr)	φι	mi*φι	mi*φι ²
1	8,53	0,5	4,265	2,1325
2	7,33	1	7,33	7,33
Σύνολο	15,86		11,595	9,4625

Πίνακας 4.10

$$\Gamma = \Sigma mi\phi_i / \Sigma mi \cdot \phi_i^2 = 1,225$$

$$m^* = \Sigma mi\phi_i = 11,595$$

$$\alpha = \Gamma \cdot m^* / m_{ολ} = 0,896$$

	ΙΤΑΛΙΚΟΣ					
	ΣΗΜΕΙΑ	V(KN)	Δ(m)	Sa (m/s ²)	Sd (m)	μ=Sdu/Sdy
ΘΕΤΙΚΑ	1	35,960	0,007	2,531	0,006	3,47
	2	35,960	0,025	2,531	0,020	
ΑΡΝΗΤΙΚΑ	1	-23,690	-0,006	-1,667	-0,005	5,50
	2	-23,690	-0,033	-1,667	-0,027	

Πίνακας 4.11

Είναι: $T^* = 2\pi \sqrt{Sdy/Say}$		(Sdy/Say)	sqrt(Sdy/Say)	T*(sec)
	ΘΕΤΙΚΑ	0,0023	0,0482	0,303
	ΑΡΝΗΤΙΚΑ	0,0030	0,0544	0,342

Πίνακας 4.12

Eurocode						
	ΣΗΜΕΙΑ	V(KN)	Δ(m)	Sa (m/s ²)	Sd (m)	μ=Sdu/Sdy
ΘΕΤΙΚΑ	1	35,99	0,007	2,533	0,006	3,45
	2	35,99	0,025	2,533	0,020	
ΑΡΝΗΤΙΚΑ	1	-24,66	-0,008	-1,736	-0,007	3,94
	2	-24,66	-0,033	-1,736	-0,027	

Πίνακας 4.13

Είναι:
 $T^* = 2\pi \sqrt{Sdy/Say}$

	(Sdy/Say)	sqrt(Sdy/Say)	T*(sec)
ΘΕΤΙΚΑ	0,0023	0,0484	0,304
ΑΡΝΗΤΙΚΑ	0,0040	0,0629	0,395

Πίνακας 4.14

Paulay and Priestley						
	ΣΗΜΕΙΑ	V(KN)	Δ(m)	Sa (m/s ²)	Sd (m)	μ=Sdu/Sdy
ΘΕΤΙΚΑ	1	36,460	0,008	2,566	0,006	3,21
	2	36,460	0,025	2,566	0,020	
ΑΡΝΗΤΙΚΑ	1	-23,890	-0,006	-1,681	-0,005	5,15
	2	-23,890	-0,033	-1,681	-0,027	

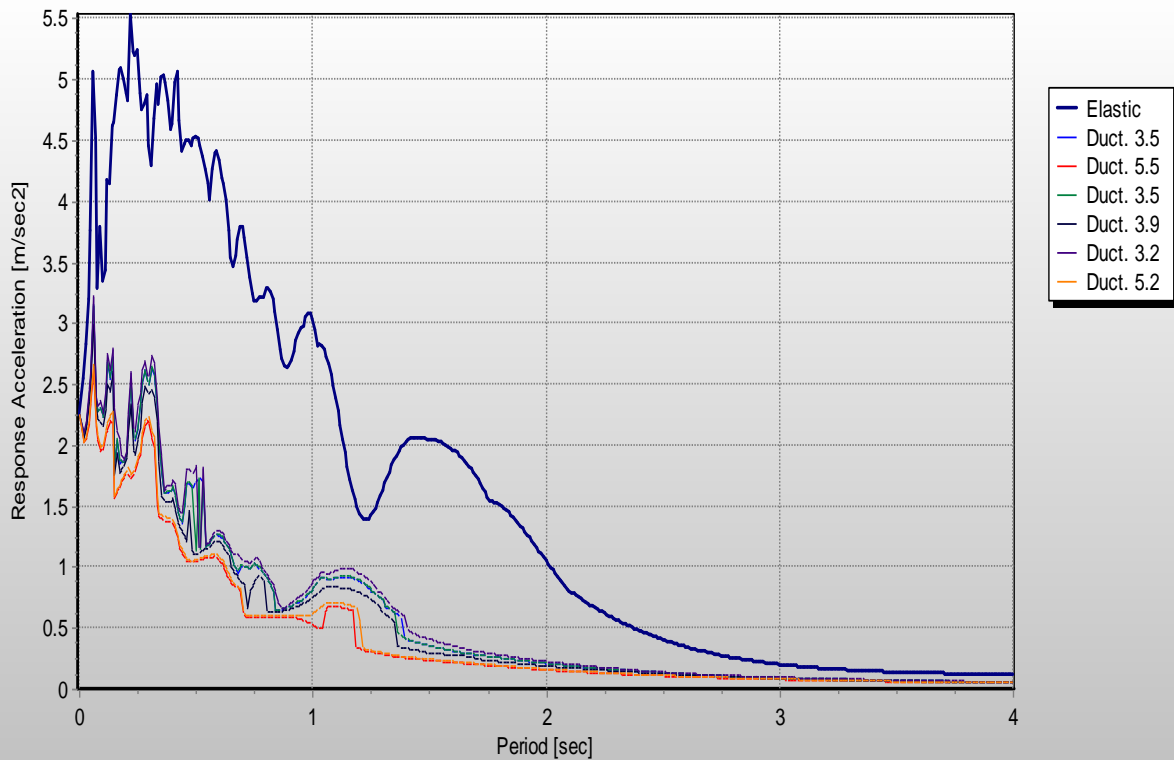
Πίνακας 4.15

Είναι:
 $T^* = 2\pi \sqrt{Sdy/Say}$

	(Sdy/Say)	sqrt(Sdy/Say)	T*(sec)
ΘΕΤΙΚΑ	0,0025	0,0498	0,313
ΑΡΝΗΤΙΚΑ	0,0031	0,0559	0,351

Πίνακας 4.16

Έπειτα κάνοντας χρήση του προγράμματος **seismosignal** για την ανάδειξη του φάσματος απόκρισης, μέσω της χρονιστορίας που εφαρμόστηκε στην κατασκευή μας θα προβούμε στην εξαγωγή των ζητούμενων πλαστιμοτήτων μ .



Εικόνα 4.1

	T^*		$S_{ae}(m/sec^2)$	$S_{ay}(m/sec^2)$	q_w
ΙΤΑΛΙΚΟΣ	0,303	ΘΕΤΙΚΑ	4,450	2,506	1,776
	0,342	ΑΡΝΗΤΙΚΑ	4,790	1,418	3,378
Eurocode	0,304	ΘΕΤΙΚΑ	4,450	2,509	1,774
	0,395	ΑΡΝΗΤΙΚΑ	4,630	1,544	2,999
P. and P.	0,313	ΘΕΤΙΚΑ	4,290	2,732	1,570
	0,351	ΑΡΝΗΤΙΚΑ	5,020	1,443	3,479

Πίνακας 4.17

ΔΕΙΓΜΑ Α2

Όροφος	mi (Mgr)	φι	mi*φι	mi*φι ²
1	8,53	0,5	4,265	2,1325
2	7,33	1	7,33	7,33
Σύνολο	15,86		11,595	9,4625

Πίνακας 4.18

$$\Gamma = \Sigma mi\phi_i / \Sigma mi \cdot \phi_i^2 = 1,225$$

$$m^* = \Sigma mi\phi_i = 11,595$$

$$\alpha = \Gamma \cdot m^* / m_{ολ} = 0,896$$

	ΙΤΑΛΙΚΟΣ					
	ΣΗΜΕΙΑ	V(KN)	Δ(m)	Sa (m/s ²)	Sd (m)	μ=Sdu/Sdy
ΘΕΤΙΚΑ	1	36,5	0,006	2,569	0,005	3,33
	2	36,5	0,020	2,569	0,016	
ΑΡΝΗΤΙΚΑ	1	-20,66	-0,003	-1,454	-0,003	10,81
	2	-20,66	-0,034	-1,454	-0,028	

Πίνακας 4.19

Είναι:
 $T^* = 2\pi \sqrt{Sdy/Say}$

	(Sdy/Say)	sqrt(Sdy/Say)	T*(sec)
ΘΕΤΙΚΑ	0,0019	0,0437	0,2744
ΑΡΝΗΤΙΚΑ	0,0018	0,0422	0,2653

Πίνακας 4.20

	Eurocode					
	ΣΗΜΕΙΑ	V(KN)	Δ(m)	Sa (m/s ²)	Sd (m)	μ=Sdu/Sdy
ΘΕΤΙΚΑ	1	37,46	0,008	2,637	0,006	2,67
	2	37,46	0,020	2,637	0,016	
ΑΡΝΗΤΙΚΑ	1	-21,33	-0,004	-1,501	-0,004	7,68
	2	-21,33	-0,034	-1,501	-0,028	

Πίνακας 4.21

Είναι:
 $T^* = 2\pi \sqrt{Sdy/Say}$

(Sdy/Say)	sqrt(Sdy/Say)	T*(sec)	
0,0023	0,0482	0,3026	ΘΕΤΙΚΑ
0,0024	0,0493	0,3099	ΑΡΝΗΤΙΚΑ

Πίνακας 4.22

	P.and P.					
	ΣΗΜΕΙΑ	V(KN)	Δ(m)	Sa (m/s ²)	Sd (m)	μ=Sdu/Sdy
ΘΕΤΙΚΑ	1	37,38	0,007	2,631	0,006	2,84
	2	37,38	0,020	2,631	0,016	
ΑΡΝΗΤΙΚΑ	1	-21,04	-0,004	-1,481	-0,003	9,50
	2	-21,04	-0,034	-1,481	-0,028	

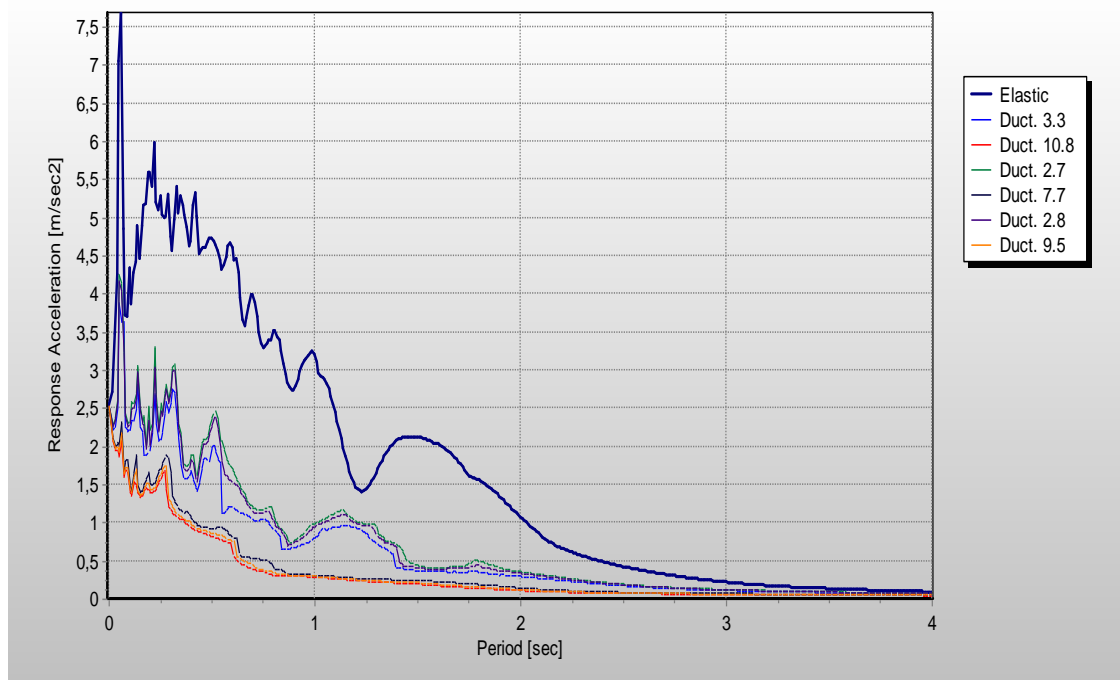
Πίνακας 4.23

Είναι:
 $T^* = 2\pi \sqrt{Sdy/Say}$

(Sdy/Say)	sqrt(Sdy/Say)	T*(sec)	
0,0022	0,0467	0,2933	ΘΕΤΙΚΑ
0,0020	0,0447	0,2805	ΑΡΝΗΤΙΚΑ

Πίνακας 4.24

Έπειτα κάνοντας χρήση του προγράμματος **seismosignal** για την ανάδειξη του φάσματος απόκρισης, μέσω της χρονιστορίας που εφαρμόστηκε στην κατασκευή μας θα προβούμε στην εξαγωγή των ζητούμενων πλαστιμοτήτων μ .



Εικόνα 4.2

	T^*		$S_e(m/sec^2)$	$S_{ay}(m/sec^2)$	q_w
ΙΤΑΛΙΚΟΣ	0,274	ΘΕΤΙΚΑ	4,990	2,448	2,038
	0,265	ΑΡΝΗΤΙΚΑ	4,990	1,689	2,954
Eurocode	0,303	ΘΕΤΙΚΑ	4,740	2,809	1,687
	0,310	ΑΡΝΗΤΙΚΑ	4,560	1,364	3,343
P. and P.	0,293	ΘΕΤΙΚΑ	5,310	2,569	2,067
	0,281	ΑΡΝΗΤΙΚΑ	5,010	1,749	2,864

Πίνακας 4.25

ΔΕΙΓΜΑ Α3

Όροφος	mi (Mgr)	φι	mi*φι	mi*φι ²
1	12,03	0,5	6,015	3,0075
2	3,33	1	3,33	3,33
Σύνολο	15,36		9,345	6,3375

Πίνακας 4.26

$$\Gamma = \Sigma mi\phi_i / \Sigma mi \cdot \phi_i^2 = 1,475$$

$$m^* = \Sigma mi\phi_i = 11,595$$

$$\alpha = \Gamma \cdot m^* / m_{ολ} = 1,113$$

		ΙΤΑΛΙΚΟΣ					
		ΣΗΜΕΙΑ	V(KN)	Δ(m)	Sa (m/s ²)	Sd (m)	μ=Sdu/Sdy
ΘΕΤΙΚΑ	1		61,29	0,018	3,585	0,012	1,62
	2		61,29	0,029	3,585	0,019	
ΑΡΝΗΤΙΚΑ	1		-70,11	-0,018	-4,101	-0,012	1,48
	2		-70,11	-0,026	-4,101	-0,018	

Πίνακας 4.27

Είαι:
 $T^* = 2\pi \sqrt{Sdy/Say}$

(Sdy/Say)	sqrt(Sdy/Say)	T*(sec)	
0,0034	0,0579	0,3635	ΘΕΤΙΚΑ
0,0029	0,0539	0,3385	ΑΡΝΗΤΙΚΑ

Πίνακας 4.28

	Eurocode					
	ΣΗΜΕΙΑ	V(KN)	Δ(m)	Sa (m/s ²)	Sd (m)	μ=Sdu/Sdy
ΘΕΤΙΚΑ	1	61,34	0,018	3,588	0,012	1,62
	2	61,34	0,029	3,588	0,019	
ΑΡΝΗΤΙΚΑ	1	-67,21	-0,016	-3,931	-0,011	1,62
	2	-67,21	-0,026	-3,931	-0,018	

Πίνακας 4.29

Είναι:
 $T^* = 2\pi \sqrt{Sdy/Say}$

(Sdy/Say)	sqrt(Sdy/Say)	T*(sec)	
0,0034	0,0579	0,3637	ΘΕΤΙΚΑ
0,0028	0,0527	0,3309	ΑΡΝΗΤΙΚΑ

Πίνακας 4.30

	P.AND P.					
	ΣΗΜΕΙΑ	V(KN)	Δ(m)	Sa (m/s ²)	Sd (m)	μ=Sdu/Sdy
ΘΕΤΙΚΑ	1	56,19	0,015	3,286	0,010	1,93
	2	56,19	0,029	3,286	0,019	
ΑΡΝΗΤΙΚΑ	1	-67,62	-0,018	-3,955	-0,012	1,41
	2	-67,62	-0,026	-3,955	-0,018	

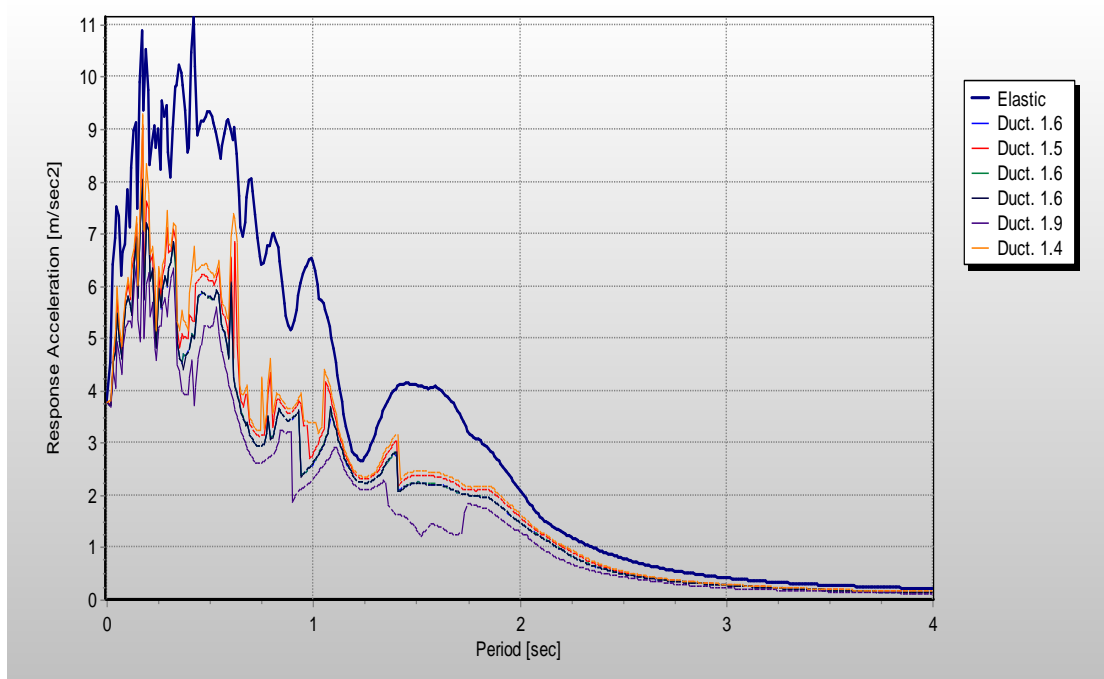
Πίνακας 4.31

Είναι:
 $T^* = 2\pi \sqrt{Sdy/Say}$

(Sdy/Say)	sqrt(Sdy/Say)	T*(sec)	
0,0031	0,0554	0,3480	ΘΕΤΙΚΑ
0,0032	0,0562	0,3527	ΑΡΝΗΤΙΚΑ

Πίνακας 4.32

Έπειτα κάνοντας χρήση του προγράμματος **seismosignal** για την ανάδειξη του φάσματος απόκρισης, μέσω της χρονιοστορίας που εφαρμόστηκε στην κατασκευή μας θα προβούμε στην εξαγωγή των ζητούμενων πλαστιμοτήτων μ.



Εικόνα 4.3

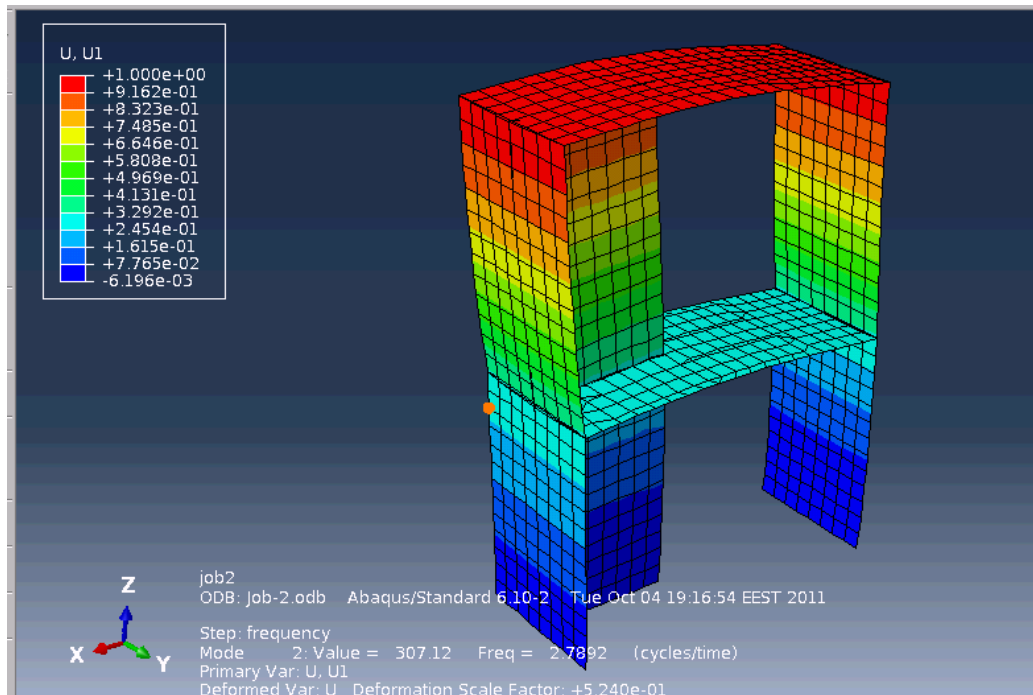
	T^*		$S_e(m/sec^2)$	$S_{ay}(m/sec^2)$	q_w
ΙΤΑΛΙΚΟΣ	0,364	ΘΕΤΙΚΑ	10,080	4,540	2,220
	0,339	ΑΡΝΗΤΙΚΑ	9,830	5,228	1,880
Eurocode	0,364	ΘΕΤΙΚΑ	10,080	4,551	2,215
	0,331	ΑΡΝΗΤΙΚΑ	9,800	6,451	1,519
P. and P.	0,348	ΘΕΤΙΚΑ	10,240	4,341	2,359
	0,353	ΑΡΝΗΤΙΚΑ	10,240	5,155	1,986

Πίνακας 4.33

4.2.2) ΛΑΜΒΑΝΟΝΤΑΣ ΥΠΟΨΗ ΤΗΝ 1^η ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ ΤΗΣ ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΗΣ ΠΛΕΟΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΣΤΗΝ ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ (ΧΡΗΣΗ ΣΤΑΤΙΚΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ABAQUS)

ΔΕΙΓΜΑ Α1

Από το στατικό πρόγραμμα ABAQUS και έπειτα από την προσομοίωση της κατασκευής μας, προκύπτει η εξής εικόνα:



Εικόνα 4.4

Όροφος	mi (Mgr)	φι	mi*φι	mi*φι ²
1	8,530	0,310	2,644	0,820
2	7,330	1,000	7,330	7,330
Σύνολο	15,860		9,974	8,150

Πίνακας 4.34

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} = 1,224$$

$$m^* = \sum m_i \phi_i = 9,974$$

$$\alpha = \Gamma \cdot m^* / m_{ολ} = 0,770$$

ΙΤΑΛΙΚΟΣ						
	ΣΗΜΕΙΑ	V(KN)	Δ(m)	Sa (m/s ²)	Sd (m)	μ=Sdu/Sdy
ΘΕΤΙΚΑ	1	35,960	0,007	2,946	0,006	3,471
	2	35,960	0,025	2,946	0,020	
ΑΡΝΗΤΙΚΑ	1	-23,690	-0,006	-1,941	-0,005	5,495
	2	-23,690	-0,033	-1,941	-0,027	

Πίνακας 4.35

Είμαι:
 $T^*=2\pi\sqrt{Sdy/Say}$

(Sdy/Say)	sqrt(Sdy/Say)	T*(sec)	
0,0020	0,0448	0,2810	ΘΕΤΙΚΑ
0,0025	0,0504	0,3167	ΑΡΝΗΤΙΚΑ

Πίνακας 4.36

Eurocode						
	ΣΗΜΕΙΑ	V(KN)	Δ(m)	Sa (m/s ²)	Sd (m)	μ=Sdu/Sdy
ΘΕΤΙΚΑ	1	35,99	0,007	2,948	0,006	3,452
	2	35,99	0,025	2,948	0,020	
ΑΡΝΗΤΙΚΑ	1	-24,66	-0,008	-2,020	-0,007	3,942
	2	-24,66	-0,033	-2,020	-0,027	

Πίνακας 4.37

Είμαι:
 $T^*=2\pi\sqrt{Sdy/Say}$

(Sdy/Say)	sqrt(Sdy/Say)	T*(sec)	
0,0020	0,0449	0,2817	ΘΕΤΙΚΑ
0,0034	0,0584	0,3665	ΑΡΝΗΤΙΚΑ

Πίνακας 4.38

P.AND P.						
	ΣΗΜΕΙΑ	V(KN)	Δ(m)	Sa (m/s ²)	Sd (m)	
ΘΕΤΙΚΑ	1	36,460	0,008	2,987	0,006	3,209
	2	36,460	0,025	2,987	0,020	
ΑΡΝΗΤΙΚΑ	1	-23,890	-0,006	-1,957	-0,005	5,154
	2	-23,890	-0,033	-1,957	-0,027	

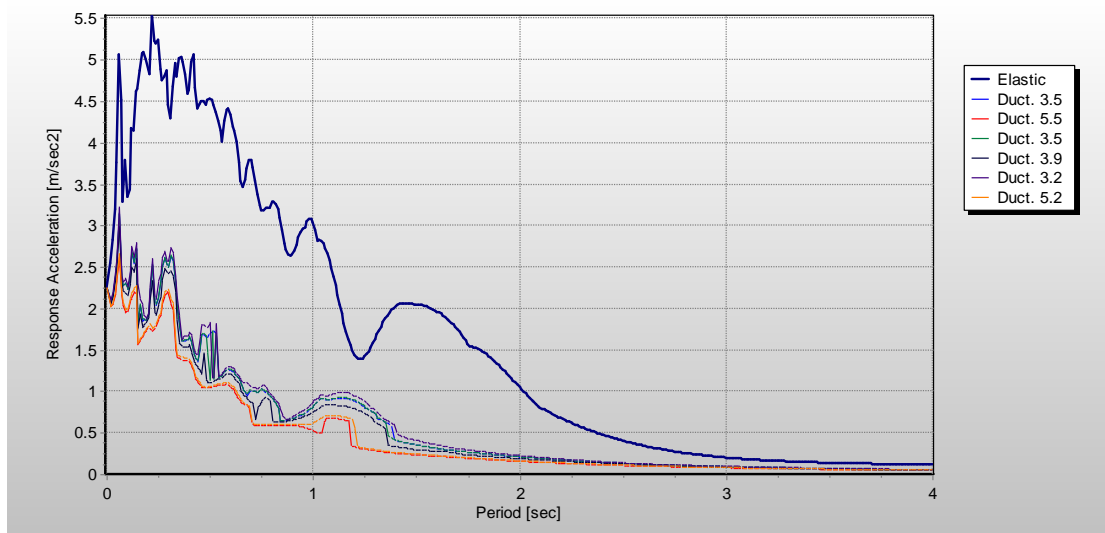
Πίνακας 4.39

Είναι:
 $T^* = 2\pi \sqrt{S_d/S_a}$

(S _d /S _a)	sqrt(S _d /S _a)	T*(sec)	
0,0021	0,0462	0,2903	ΘΕΤΙΚΑ
0,0027	0,0519	0,3256	ΑΡΝΗΤΙΚΑ

Πίνακας 4.40

Έπειτα κάνοντας χρήση του προγράμματος **seismosignal** για την ανάδειξη του φάσματος απόκρισης, μέσω της χρονιοστορίας που εφαρμόστηκε στην κατασκευή μας θα προβούμε στην εξαγωγή των ζητούμενων πλαστιμοτήτων μ.



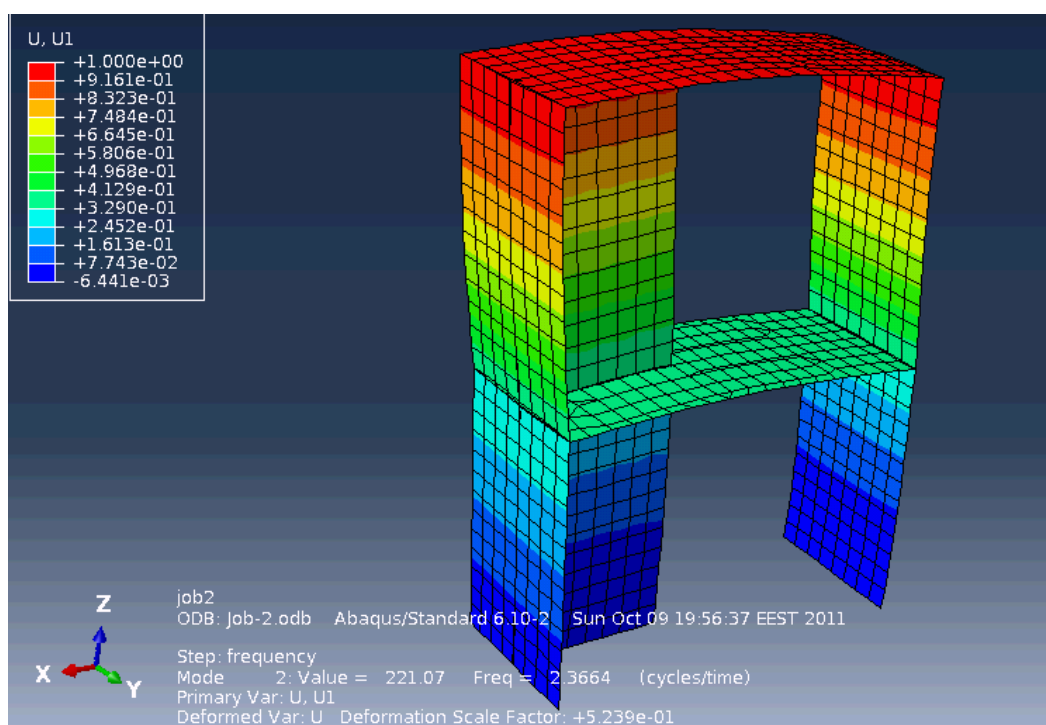
Εικόνα 4.5

	T*		Se(m/sec2)	Say(m/sec2)	qw
ΙΤΑΛΙΚΟΣ	0,281	ΘΕΤΙΚΑ	4,800	2,621	1,831
	0,317	ΑΡΝΗΤΙΚΑ	4,680	1,962	2,385
Eurocode	0,282	ΘΕΤΙΚΑ	4,800	2,626	1,828
	0,367	ΑΡΝΗΤΙΚΑ	4,980	1,539	3,236
P. and P.	0,290	ΘΕΤΙΚΑ	4,870	2,566	1,898
	0,326	ΑΡΝΗΤΙΚΑ	4,950	1,603	3,088

Πίνακας 4.41

ΔΕΙΓΜΑ Α2

Από το στατικό πρόγραμμα ABAQUS και έπειτα από την προσομοίωση της κατασκευής μας, προκύπτει η εξής εικόνα:



Εικόνα 4.6

Όροφος	mi (Mgr)	φι	mi*φι	mi*φι ²
1	8,53	0,33	2,8149	0,928917
2	7,33	1	7,33	7,33
Σύνολο	15,86		10,1449	8,258917

Πίνακας 4.43

$$\Gamma = \Sigma mi\phi_i / \Sigma mi \cdot \phi_i^2 = 1,228$$

$$m^* = \Sigma mi\phi_i = 10,145$$

$$\alpha = \Gamma \cdot m^* / m_{ολ} = 0,786$$

	ΙΤΑΛΙΚΟΣ					
	ΣΗΜΕΙΑ	V(KN)	Δ(m)	Sa (m/s ²)	Sd (m)	μ=Sdu/Sdy
ΘΕΤΙΚΑ	1	36,5	0,006	2,929	0,005	3,33
	2	36,5	0,020	2,929	0,016	
ΑΡΝΗΤΙΚΑ	1	-20,66	-0,003	-1,658	-0,003	10,81
	2	-20,66	-0,034	-1,658	-0,028	

Πίνακας 4.44

Είναι:
 $T^* = 2\pi \sqrt{Sdy/Say}$

(Sdy/Say)	sqrt(Sdy/Say)	T*(sec)	
0,0017	0,0409	0,2567	ΘΕΤΙΚΑ
0,0016	0,0395	0,2482	ΑΡΝΗΤΙΚΑ

Πίνακας 4.45

Eurocode						
	ΣΗΜΕΙΑ	V(KN)	Δ(m)	Sa (m/s ²)	Sd (m)	μ=Sdu/Sdy
ΘΕΤΙΚΑ	1	37,46	0,008	3,006	0,006	2,67
	2	37,46	0,020	3,006	0,016	
ΑΡΝΗΤΙΚΑ	1	-21,33	-0,004	-1,712	-0,004	7,68
	2	-21,33	-0,034	-1,712	-0,028	

Πίνακας 4.46

Είναι:
 $T^* = 2\pi \sqrt{Sdy/Say}$

(Sdy/Say)	sqrt(Sdy/Say)	T*(sec)	
0,0020	0,0451	0,2830	ΘΕΤΙΚΑ
0,0021	0,0462	0,2899	ΑΡΝΗΤΙΚΑ

Πίνακας 4.47

P.and P.						
	ΣΗΜΕΙΑ	V(KN)	Δ(m)	Sa (m/s ²)	Sd (m)	μ=Sdu/Sdy
ΘΕΤΙΚΑ	1	37,38	0,007	3,000	0,006	2,84
	2	37,38	0,020	3,000	0,016	
ΑΡΝΗΤΙΚΑ	1	-21,04	-0,004	-1,688	-0,003	9,50
	2	-21,04	-0,034	-1,688	-0,028	

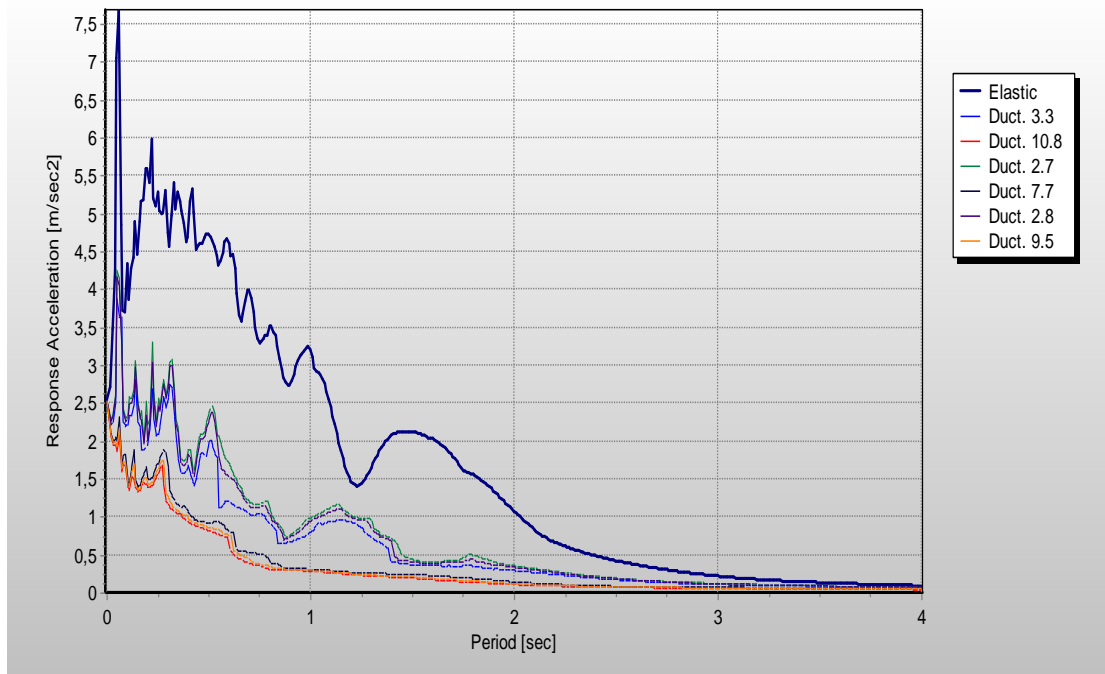
Πίνακας 4.48

Είναι:
 $T^* = 2\pi \sqrt{Sdy/Say}$

(Sdy/Say)	sqrt(Sdy/Say)	T*(sec)	
0,0019	0,0437	0,2743	ΘΕΤΙΚΑ
0,0017	0,0418	0,2624	ΑΡΝΗΤΙΚΑ

Πίνακας 4.49

Έπειτα κάνοντας χρήση του προγράμματος **seismosignal** για την ανάδειξη του φάσματος απόκρισης, μέσω της χρονιοστορίας που εφαρμόστηκε στην κατασκευή μας θα προβούμε στην εξαγωγή των ζητούμενων πλαστιμοτήτων μ.



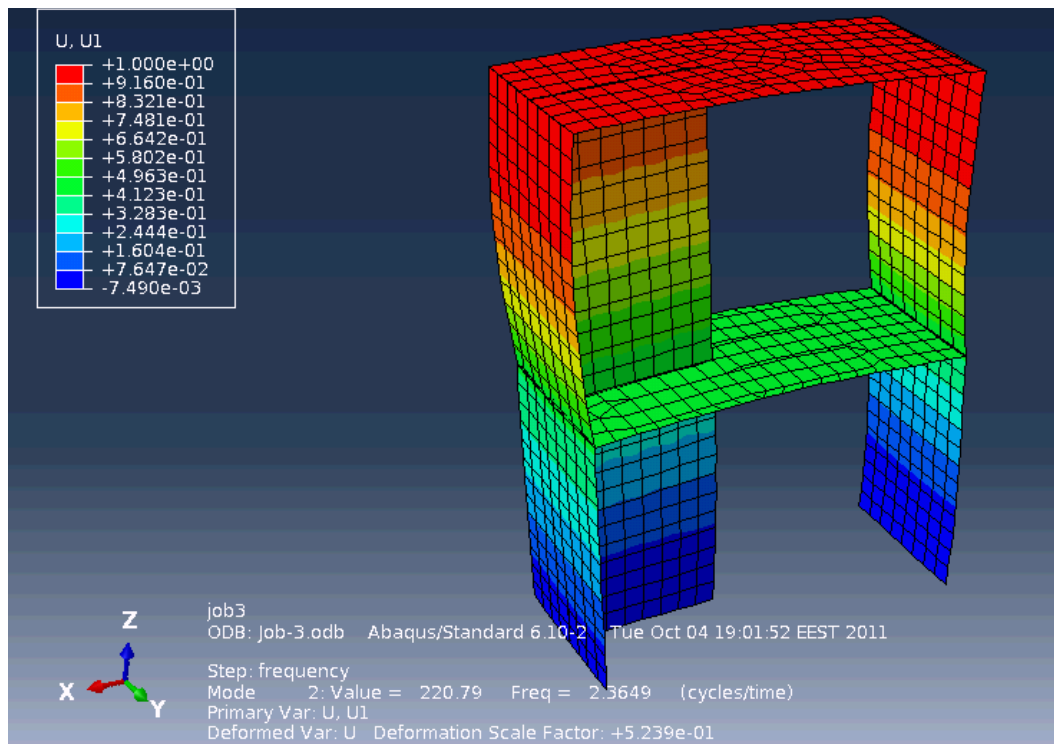
Εικόνα 4.7

	T^*		$S_e(m/sec^2)$	$S_{ay}(m/sec^2)$	q_w
ΙΤΑΛΙΚΟΣ	0,257	ΘΕΤΙΚΑ	5,036	2,189	2,301
	0,248	ΑΡΝΗΤΙΚΑ	5,282	1,591	3,320
Eurocode	0,283	ΘΕΤΙΚΑ	5,008	2,821	1,775
	0,290	ΑΡΝΗΤΙΚΑ	5,309	1,850	2,870
P. and P.	0,274	ΘΕΤΙΚΑ	4,986	2,647	1,884
	0,262	ΑΡΝΗΤΙΚΑ	5,036	1,697	2,968

Πίνακας 4.50

ΔΕΙΓΜΑ Α3

Από το στατικό πρόγραμμα ABAQUS και έπειτα από την προσομοίωση της κατασκευής μας, προκύπτει η εξής εικόνα:



Εικόνα 4.8

Όροφος	mi (Mgr)	φi	mi*φi	mi*φi ²
1	12,03	0,42	5,0526	2,122092
2	3,33	1	3,33	3,33
Σύνολο	15,36		8,3826	5,452092

Πίνακας 4.51

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i / \phi_i^2} = 1,538$$

$$m^* = \sum m_i \phi_i = 8,383$$

$$\alpha = \Gamma * m^* / m_{ολ} = 0,839$$

Eurocode						
	ΣΗΜΕΙΑ	V(KN)	Δ(m)	Sa (m/s ²)	Sd (m)	μ=Sdu/Sdy
ΘΕΤΙΚΑ	1	61,34	0,018	4,759	0,012	1,62
	2	61,34	0,029	4,759	0,019	
ΑΡΝΗΤΙΚΑ	1	-67,21	-0,016	-5,215	-0,010	1,62
	2	-67,21	-0,026	-5,215	-0,017	

Πίνακας 4.52

Είναι:
 $T^* = 2\pi \sqrt{Sdy/Say}$

(Sdy/Say)	sqrt(Sdy/Say)	T*(sec)	
0,0024	0,0492	0,3092	ΘΕΤΙΚΑ
0,0020	0,0448	0,2813	ΑΡΝΗΤΙΚΑ

Πίνακας 4.53

P.AND P.						
	ΣΗΜΕΙΑ	V(KN)	Δ(m)	Sa (m/s ²)	Sd (m)	
ΘΕΤΙΚΑ	1	56,19	0,015	4,360	0,010	1,93
	2	56,19	0,029	4,360	0,019	
ΑΡΝΗΤΙΚΑ	1	-67,62	-0,018	-5,247	-0,012	1,41
	2	-67,62	-0,026	-5,247	-0,017	

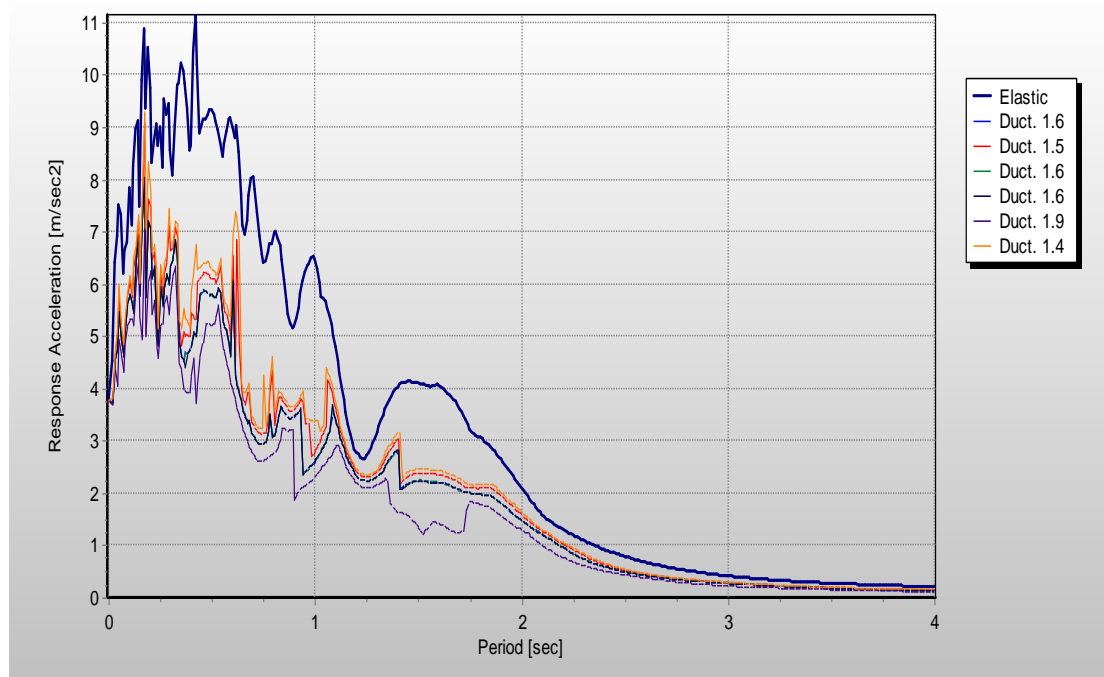
Πίνακας 4.54

Είναι:
 $T^* = 2\pi \sqrt{Sdy/Say}$

(Sdy/Say)	sqrt(Sdy/Say)	T*(sec)	
0,0022	0,0471	0,2959	ΘΕΤΙΚΑ
0,0023	0,0477	0,2998	ΑΡΝΗΤΙΚΑ

Πίνακας 4.55

Έπειτα κάνοντας χρήση του προγράμματος **seismosignal** για την ανάδειξη του φάσματος απόκρισης, μέσω της χρονιοστορίας που εφαρμόστηκε στην κατασκευή μας θα προβούμε στην εξαγωγή των ζητούμενων πλαστιμοτήτων μ.



Εικόνα 4.9

	T*		Se(m/sec2)	Say(m/sec2)	qw
ΙΤΑΛΙΚΟΣ	0,309	ΘΕΤΙΚΑ	8,080	6,494	1,244
	0,288	ΑΡΝΗΤΙΚΑ	9,460	7,120	1,329
Eurocode	0,309	ΘΕΤΙΚΑ	8,080	6,494	1,244
	0,281	ΑΡΝΗΤΙΚΑ	9,230	6,197	1,489
P. and P.	0,296	ΘΕΤΙΚΑ	8,550	5,777	1,480
	0,300	ΑΡΝΗΤΙΚΑ	8,550	6,822	1,253

Πίνακας 4.56

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΥΠΕΡΑΝΤΟΧΗΣ

5.1 Πορεία υπολογισμού υπεραντοχής

Η υπεραντοχή των δειγμάτων ορίζεται ως ο λόγος της δύναμης διαρροής V_y προς την αντοχή σχεδιασμού V_{rd} του πολυβάθμιου συστήματος :

$$\gamma_{RD} = V_y / V_{RD} \quad (5.α)$$

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

Η αντοχή σχεδιασμού ορίζεται ως εξής :

$$V_{RD} = (f_{vk} * t * l_c) / \gamma_M \quad (5.β)$$

και $f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 * \sigma_d \quad (5.γ)$

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-τοίχο. (Υπολογίστηκε πειραματικά)

σ_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

γ_M : συντελεστής ασφαλείας για την τοιχοποιία

Λαμβάνεται ίσος με 1,5

Όσον αφορά το I :

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 :

$$I_c = 3 * (l/2 - e) \quad (5.δ)$$

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 I_c ισούται με το μήκος του τοίχου l .

Υπολογισμός αντοχής σχεδιασμού VRD

Όσον αφορά την αντοχή σχεδιασμού VRD έγιναν τρεις διαφορετικές θεωρήσεις :

A. Θεώρηση αρηγμάτωσης 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 ζημίες τέτοιες ώστε η δυσκαμψία και το μέτρο ελαστικότητάς της να έχουν μειωθεί στο μισό του αρχικού.

Γ. Θεώρηση τελικώς ρηγματωμένης διατομής.

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

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 την επιτάχυνση σχεδιασμού ισχύει :

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

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

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

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 προσομοίωμα 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 σ_d υπολογίζεται μέσω του προγράμματος Abaqus. Επομένως υπολογίζεται και η χαρακτηριστική τιμή της διατμητικής αντοχής της τοιχοποιίας f_{vk} και τέλος η τιμή της αντοχής σχεδιασμού V_{RD} .

5.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΥΠΕΡΑΝΤΟΧΗΣ

5.2.1 ΑΡΗΓΜΑΤΩΤΗ ΔΙΑΤΟΜΗ

ΔΕΙΓΜΑ Α1

Υπολογισμός δύναμης σχεδιασμού :

f (Hz)	T(s)	ag	q	Sad (m/s ²)	Vsd (kN)
3,7	0,270	0,04g	1,5	0,790	13,90

Πίνακας 5.1

Υπολογισμός αντοχής σχεδιασμού :

fvko (Mpa)	sd (Mpa)	fvk (Mpa)	l (m)	V _{rd} (kN)
0,159	0,125	0,209	1,00	21,5

Πίνακας 5.2

Υπολογισμός υπεραντοχής :

Θετικά	Vu ⁺ (kN)	V _{rd} (kN)	γ _{RD} ⁺
Italian code	35,96	21,5	1,67
EC 8	35,99	21,5	1,67
Paulay and Priestley	36,46	21,5	1,70

Αρνητικά	Vu^- (N)	V_{rd} (kN)	γ_{RD}^-
Italian code	-23,69	-21,5	1,10
EC 8	-24,66	-21,5	1,15
Paulay and Priestley	-23,89	-21,5	1,11

Πίνακας 5.3

ΔΕΙΓΜΑ Α2

Υπολογισμός δύναμης σχεδιασμού :

T(s)	ag	q	Sad (m/s^2)	Vsd (kN)
0,260	0,04g	1,5	0,790	13,90

Πίνακας 5.4

Υπολογισμός αντοχής σχεδιασμού :

f_{vko} (Mpa)	σ_d (Mpa)	f_{vk} (Mpa)	l (m)	V_{rd} (kN)
0,159	0,103	0,200	1,00	20,5

Πίνακας 5.5

Υπολογισμός υπεραντοχής :

Θετικά	Vu^+ (kN)	V_{rd} (kN)	γ_{RD}^+
Italian code	35,82	20,5	1,75
EC 8	37,46	20,5	1,83
Paulay and Priestley	37,38	20,5	1,82

Αρνητικά	Vu^- (N)	V_{rd} (kN)	γ_{RD}^-
Italian code	-20,66	-20,5	1,01
EC 8	-20,97	-20,5	1,02
Paulay and Priestley	-21,04	-20,5	1,03

πίνακας 5.6

ΔΕΙΓΜΑ Α3

Υπολογισμός δύναμης σχεδιασμού :

T(s)	ag	q	Sad (m/s^2)	Vsd (kN)
0,200	0,04g	1,5	0,790	13,50

Πίνακας 5.7

Υπολογισμός αντοχής σχεδιασμού :

f_{vko} (Mpa)	σ_d (Mpa)	f_{vk} (Mpa)	l (m)	V_{rd} (kN)
0,159	0,210	0,243	1,20	37,42

Πίνακας 5.8

Υπολογισμός υπεραντοχής :

Θετικά	Vu^+ (kN)	V_{rd} (kN)	γ_{RD}^+
Italian code	61,29	37,42	1,64
EC 8	61,34	37,42	1,64
Paulay and Priestley	56,19	37,42	1,50

Αρνητικά	Vu^- (N)	V_{rd} (kN)	γ_{RD}^-
Italian code	-70,11	-37,42	1,87
EC 8	-67,21	-37,42	1,80
Paulay and Priestley	-67,62	-37,42	1,81

Πίνακας 5.9

5.2.2 ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΗ ΔΙΑΤΟΜΗ ΜΕ ΜΙΣΗ ΤΙΜΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

ΔΕΙΓΜΑ Α1

Υπολογισμός δύναμης σχεδιασμού :

f (Hz)	T(s)	ag	q	Sad (m/s ²)	Vsd (kN)
2,915	0,340	0,04g	1,5	0,790	13,90

Πίνακας 5.10

Υπολογισμός αντοχής σχεδιασμού :

f_{vko} (Mpa)	σ_d (Mpa)	f_{vk} (Mpa)	l (m)	V_{rd} (kN)
0,159	0,101	0,199	1,00	20,5

Πίνακας 5.11

Υπολογισμός υπεραντοχής :

Θετικά	Vu^+ (kN)	V_{rd} (kN)	γ_{RD}^+
Italian code	35,96	20,5	1,76
EC 8	35,99	20,5	1,76
Paulay and Priestley	36,46	20,5	1,78

Αρνητικά	Vu^- (N)	V_{rd} (kN)	γ_{RD}^-
Italian code	-23,69	-20,5	1,16
EC 8	-24,66	-20,5	1,20
Paulay and Priestley	-23,89	-20,5	1,17

Πίνακας 5.12

ΔΕΙΓΜΑ Α2

Υπολογισμός δύναμης σχεδιασμού :

T(s)	ag	q	Sad (m/s ²)	Vsd (kN)
0,330	0,04g	1,5	0,790	13,90

Πίνακας 5.13

Υπολογισμός αντοχής σχεδιασμού :

f_{vko} (Mpa)	σ_d (Mpa)	f_{vk} (Mpa)	l (m)	V_{rd} (kN)
0,159	0,091	0,195	1,00	20,1

Πίνακας 5.14

Υπολογισμός υπεραντοχής :

Θετικά	Vu^+ (kN)	V_{rd} (kN)	γ_{RD}^+
Italian code	35,82	20,1	1,78
EC 8	37,46	20,1	1,86
Paulay and Priestley	37,38	20,1	1,86

Αρνητικά	Vu^- (N)	V_{rd} (kN)	γ_{RD}^-
Italian code	-20,66	-20,1	1,03
EC 8	-20,97	-20,1	1,04
Paulay and Priestley	-21,04	-20,1	1,05

Πίνακας 5.15

ΔΕΙΓΜΑ Α3

Υπολογισμός δύναμης σχεδιασμού :

T(s)	ag	q	Sad (m/s^2)	Vsd (kN)
0,260	0,04g	1,5	0,790	13,50

Πίνακας 5.16

Υπολογισμός αντοχής σχεδιασμού :

f_{vko} (Mpa)	σ_d (Mpa)	f_{vk} (Mpa)	l (m)	V_{rd} (kN)
0,159	0,186	0,233	1,21	35,94

Πίνακας 5.17

Υπολογισμός υπεραντοχής :

Θετικά	Vu^+ (kN)	V_{rd} (kN)	γ_{RD}^+
Italian code	61,29	35,94	1,71
EC 8	61,34	35,94	1,71
Paulay and Priestley	56,19	35,94	1,56

Αρνητικά	Vu^- (N)	V_{rd} (kN)	Υ_{RD}^-
Italian code	-70,11	-35,94	1,95
EC 8	-67,21	-35,94	1,87
Paulay and Priestley	-67,62	-35,94	1,88

Πίνακας 5.18

ΤΕΛΙΚΩΣ ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΗ ΔΙΑΤΟΜΗ

ΔΕΙΓΜΑ Α1

Υπολογισμός δύναμης σχεδιασμού

Θετικά	T(s)	a_g	q	S_{ad} (m/s ²)	V_{sd} (kN)
	0,370	0,04g	1,5	0,790	13,90

Αρνητικά	T(s)	a_g	q	S_{ad} (m/s ²)	V_{sd} (kN)
	0,470	0,04g	1,5	0,790	13,90

Πίνακας 5.19

Υπολογισμός αντοχής σχεδιασμού

Θετικά	f_{vko} (Μpa)	σ_d (Μpa)	f_{vk} (Μpa)	l (m)	V_{rd} (kN)
	0,159	0,075	0,189	1,00	19,4

Αρνητικά	f_{vko} (Μpa)	σ_d (Μpa)	f_{vk} (Μpa)	l (m)	V_{rd} (kN)
	0,159	0,080	0,191	1,00	19,6

Πίνακας 5.20

Υπολογισμός υπεραντοχής

Θετικά	Vu^+ (kN)	V_{rd} (kN)	Υ_{RD}^+
EC 8	35,99	19,4	1,86

Αρνητικά	Vu^- (N)	V_{rd} (kN)	Υ_{RD}^-
EC 8	-24,66	-19,6	1,26

Πίνακας 5.21

ΔΕΙΓΜΑ Α2

Υπολογισμός δύναμης σχεδιασμού

T(s)	ag	q	Sad (m/s ²)	Vsd (kN)
0,420	0,04g	1,5	0,790	13,90

Πίνακας 5.22

Υπολογισμός αντοχής σχεδιασμού

f _{vk0} (Μpa)	σ _d (Μpa)	f _{vk} (Μpa)	l (m)	V _{rd} (kN)
0,159	0,083	0,192	1,00	19,7

Πίνακας 5.23

Υπολογισμός υπεραντοχής

Θετικά	Vu ⁺ (kN)	V _{rd} (kN)	Υ _{RD} ⁺
EC 8	37,46	19,7	1,90

Αρνητικά	Vu ⁻ (N)	V _{rd} (kN)	Υ _{RD} ⁻
EC 8	-20,97	-19,7	1,06

Πίνακας 5.24

ΔΕΙΓΜΑ Α3

Υπολογισμός δύναμης σχεδιασμού

T(s)	ag	q	Sad (m/s ²)	Vsd (kN)
0,417	0,04g	1,5	0,790	13,90

Πίνακας 5.25

Υπολογισμός αντοχής σχεδιασμού

f _{vk0} (Μpa)	σ _d (Μpa)	f _{vk} (Μpa)	l (m)	V _{rd} (kN)
0,159	0,152	0,220	1,22	35,39

Πίνακας 5.26

Υπολογισμός υπεραντοχής

Θετικά	V_u^+ (kN)	V_{rd} (kN)	γ_{RD}^+
EC 8	61,34	35,39	1,73

Αρνητικά	V_u^- (N)	V_{rd} (kN)	γ_{RD}^-
EC 8	-67,21	-35,39	1,90

Πίνακας 5.27

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

6.1 Δείκτης 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)

$$q = F_{el,max} / F_y \quad (6.α)$$

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.

$$q = \gamma_{RD} * q_w \quad (6.β)$$

Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιείται η τελευταία προσέγγιση του συντελεστή συμπεριφοράς.

6.2 Υπολογισμός δείκτη συμπεριφοράς

6.2.1 ΑΡΗΓΜΑΤΩΤΗ ΔΙΑΤΟΜΗ

A1 ΔΕΙΓΜΑ

Πολυβάθμιο	q_y^+	γ_{RD}^+	q^+
ΙΤΑΛΙΚΟΣ	3,47	1,67	5,79
Eurocode	3,45	1,67	5,76
P. and P.	3,21	1,70	5,46

Πολυβάθμιο	q_{y-}	γ_{RD-}	q^-
ΙΤΑΛΙΚΟΣ	5,5	1,10	6,05
Eurocode	3,94	1,15	4,53
P. and P.	5,15	1,11	5,72

Πίνακας 6.1

A2 ΔΕΙΓΜΑ

Πολυβάθμιο	q_y^+	γ_{RD}^+	q^+
ΙΤΑΛΙΚΟΣ	3,33	1,75	5,83
Eurocode	2,67	1,83	4,89
P. and P.	2,84	1,82	5,17

Πολυβάθμιο	q_y^-	γ_{RD}^-	q^-
ΙΤΑΛΙΚΟΣ	10,81	1,01	10,92
Eurocode	7,68	1,02	7,83
P. and P.	9,5	1,03	9,79

Πίνακας 6.2**A3 ΔΕΙΓΜΑ**

Πολυβάθμιο	q_y^+	γ_{RD}^+	q^+
ΙΤΑΛΙΚΟΣ	1,62	1,64	2,66
Eurocode	1,62	1,64	2,66
P. and P.	1,93	1,50	2,90

Πολυβάθμιο	q_y^-	γ_{RD}^-	q^-
ΙΤΑΛΙΚΟΣ	1,48	1,87	2,77
Eurocode	1,62	1,80	2,92
P. and P.	1,41	1,81	2,55

Πίνακας 6.3

6.2.2 ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΗ ΔΙΑΤΟΜΗ ΜΕ ΜΙΣΗ ΤΙΜΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

A1 ΔΕΙΓΜΑ

Πολυβάθμιο	q_y^+	γ_{RD}^+	q^+
ΙΤΑΛΙΚΟΣ	3,47	1,76	6,11
Eurocode	3,45	1,76	6,07
P. and P.	3,21	1,78	5,71

Πολυβάθμιο	q_y^-	γ_{RD}^-	q^-
ΙΤΑΛΙΚΟΣ	5,5	1,16	6,38
Eurocode	3,94	1,20	4,73
P. and P.	5,15	1,17	6,03

Πίνακας 6.4

A2 ΔΕΙΓΜΑ

Πολυβάθμιο	q_y^+	γ_{RD}^+	q^+
ΙΤΑΛΙΚΟΣ	3,33	1,78	5,93
Eurocode	2,67	1,86	4,97
P. and P.	2,84	1,86	5,28

Πολυβάθμιο	q_y^-	γ_{RD}^-	q^-
ΙΤΑΛΙΚΟΣ	10,81	1,03	11,13
Eurocode	7,68	1,04	7,99
P. and P.	9,5	1,05	9,98

Πίνακας 6.5

A3 ΔΕΙΓΜΑ

Πολυβάθμιο	q_y^+	γ_{RD}^+	q^+
ΙΤΑΛΙΚΟΣ	1,62	1,71	2,77
Eurocode	1,62	1,71	2,77
P. and P.	1,93	1,56	3,01

Πολυβάθμιο	q_y^-	γ_{RD}^-	q^-
ΙΤΑΛΙΚΟΣ	1,48	1,95	2,89
Eurocode	1,62	1,87	3,03
P. and P.	1,41	1,88	2,65

Πίνακας 6.6

ΤΕΛΙΚΩΣ ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΗ ΔΙΑΤΟΜΗ

A1 ΔΕΙΓΜΑ

Πολυβάθμιο	q_y^+	γ_{RD}^+	q^+
Eurocode	3,45	1,86	6,42

Πολυβάθμιο	q_y^-	γ_{RD}^-	q^-
Eurocode	3,94	1,26	4,96

Πίνακας 6.7

A2 ΔΕΙΓΜΑ

Πολυβάθμιο	q_y^+	γ_{RD}^+	q^+
Eurocode	2,67	1,90	5,07

Πολυβάθμιο	q_y^-	γ_{RD}^-	q^-
Eurocode	7,68	1,06	8,14

Πίνακας 6.8

A3 ΔΕΙΓΜΑ

Πολυβάθμιο	q_y^+	γ_{RD}^+	q^+
Eurocode	1,62	1,73	2,80

Πολυβάθμιο	q_{y-}	γ_{RD-}	q^-
Eurocode	1,62	1,90	3,08

Πίνακας 6.9

6.3 ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΙ ΠΙΝΑΚΕΣ

Παρακάτω θα γίνει παρουσίαση των αποτελεσμάτων συγκεντρωτικά παρουσιάζοντας δύο περιπτώσεις για $q_y = \mu$ και $q_y = \sqrt{2\mu - 1}$

A1 ΔΕΙΓΜΑ

ΑΡΗΓΜΑΤΩΤΗ ΔΙΑΤΟΜΗ

<i>α1 δείγμα</i>	q_+	q_-	
ΙΤΑΛΙΚΟΣ	5,79	6,05	
Eurocode	5,76	4,53	για $q_y = \mu$
P. and P.	5,46	5,72	
	q_+	q_-	
ΙΤΑΛΙΚΟΣ	4,07	3,48	
Eurocode	4,06	3,02	για $q_y = \sqrt{2\mu - 1}$
P. and P.	3,96	3,39	

Πίνακας 6.10

ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΗ ΔΙΑΤΟΜΗ ΜΕ ΜΙΣΗ ΤΙΜΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

<i>α1 δείγμα</i>	q+	q-	
ΙΤΑΛΙΚΟΣ	6,11	6,38	
Eurocode	6,07	4,73	για $q\gamma=\mu$
P. and P.	5,71	6,03	
	q+	q-	
ΙΤΑΛΙΚΟΣ	4,29	3,67	
Eurocode	4,28	3,15	για $q\gamma=\sqrt{2\mu-1}$
P. and P.	4,14	3,57	

Πίνακας 6.11

ΤΕΛΙΚΩΣ ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΗ ΔΙΑΤΟΜΗ

<i>α1 δείγμα</i>	q+	q-	
Eurocode	6,42	4,96	για $q\gamma=\mu$
	q+	q-	
Eurocode	4,52	3,31	για $q\gamma=\sqrt{2\mu-1}$

Πίνακας 6.12

A2 ΔΕΙΓΜΑ**ΑΡΗΓΜΑΤΩΤΗ ΔΙΑΤΟΜΗ**

<i>α2 δείγμα</i>	q+	q-	
ΙΤΑΛΙΚΟΣ	5,83	10,92	
Eurocode	4,89	7,83	για $q\gamma=\mu$
P. and P.	5,17	9,79	
	q+	q-	
ΙΤΑΛΙΚΟΣ	4,16	4,59	
Eurocode	3,81	3,87	για $q\gamma=\sqrt{2\mu-1}$
P. and P.	3,94	4,37	

Πίνακας 6.13

ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΗ ΔΙΑΤΟΜΗ ΜΕ ΜΙΣΗ ΤΙΜΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

<i>α2 δείγμα</i>	q+	q-	
ΙΤΑΛΙΚΟΣ	5,93	11,13	
Eurocode	4,97	7,99	για $q\gamma=\mu$
P. and P.	5,28	9,98	
	q+	q-	
ΙΤΑΛΙΚΟΣ	4,24	4,68	
Eurocode	3,87	3,94	για $q\gamma=\sqrt{2\mu-1}$
P. and P.	4,02	4,46	

Πίνακας 6.14

ΤΕΛΙΚΩΣ ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΗ ΔΙΑΤΟΜΗ

<i>α2 δείγμα</i>	q+	q-	
Eurocode	5,07	8,14	για $q\gamma=\mu$
	q+	q-	
Eurocode	3,96	4,02	για $q\gamma=\sqrt{2\mu-1}$

Πίνακας 6.15

Α3 ΔΕΙΓΜΑ

ΑΡΗΓΜΑΤΩΤΗ ΔΙΑΤΟΜΗ

<i>α3 δείγμα</i>	q+	q-	
ΙΤΑΛΙΚΟΣ	2,66	2,77	
Eurocode	2,66	2,92	για $q\gamma=\mu$
P. and P.	2,90	2,55	
	q+	q-	
ΙΤΑΛΙΚΟΣ	2,46	2,62	
Eurocode	2,46	2,69	για $q\gamma=\sqrt{2\mu-1}$
P. and P.	2,54	2,44	

Πίνακας 6.16

ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΗ ΔΙΑΤΟΜΗ ΜΕ ΜΙΣΗ ΤΙΜΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

<i>α3 δείγμα</i>	q+	q-	
ΙΤΑΛΙΚΟΣ	2,77	2,89	
Eurocode	2,77	3,03	για $q\gamma=\mu$
P. and P.	3,01	2,65	
	q+	q-	
ΙΤΑΛΙΚΟΣ	2,56	2,73	
Eurocode	2,56	2,80	για $q\gamma=\sqrt{2\mu-1}$
P. and P.	2,64	2,54	

Πίνακας 6.17

ΤΕΛΙΚΩΣ ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΗ ΔΙΑΤΟΜΗ

<i>α3 δείγμα</i>	q+	q-	
Eurocode	2,80	3,08	για $q\gamma=\mu$
	q+	q-	
Eurocode	2,59	2,84	για $q\gamma=\sqrt{2\mu-1}$

Πίνακας 6.18

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- **Ισχύει τελικά ότι:** A1 ΔΕΙΓΜΑ $q_{\min}=3,01$
A2 ΔΕΙΓΜΑ $q_{\min}=3,81$
A3 ΔΕΙΓΜΑ $q_{\min}=2,44$
- Στο σχεδιασμό μας χρησιμοποιήσαμε $q=1,50$, αλλά παρατηρούμε ότι οι τελικοί συντελεστές συμπεριφοράς προκύπτουν μεγαλύτεροι. Άρα είμαστε αρκετά συντηρητικοί στην αρχική μας θεώρηση.
- Η απόκλιση που παρουσιάζεται στις τιμές που προκύπτουν μεταξύ των σχέσεων $q_{\gamma}=\mu$ (αρχή ίσων ενεργειών) και $q_{\gamma}=(2\mu-1)^{0,5}$ (ίσων μετακινήσεων) είναι της τάξης του 30% με 50% .(μειωμένες οι τιμές της δεύτερης σχέσης).
- Δεν εφαρμόζεται στο ισοδύναμο μονοβάθμιο η σχέση $q_{\gamma}=(2\mu-1)^{0,5}$
- Οι συντελεστές q_{γ} που προκύπτουν από την θεώρηση ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος παρουσιάζουν μείωση της τάξης του 20% σε σχέση με τους αντίστοιχους του πολυβάθμιου.
- Οι διαφορές στη θεώρηση κανονικής κατανομής καθύψος και ιδιομορφικής κατανομής στη ρηγμάτωση είναι γενικά αμελητέες. Δεν ξεπερνούν το 10%.
- **Όσον αφορά τις τρεις θεωρήσεις ρηγμάτωσης της διατομής** προκύπτει ότι καθώς μετακινούμαστε από την κατάσταση αρηγμάτωσης διατομής στην ρηγματωμένη με δυσκαμψία 1^{ου} κλάδου διγραμμικής παρατηρείται αύξηση στην υπεραντοχή και στον συντελεστή συμπεριφοράς.
- **Τέλος όσον αφορά τις τρεις διαφορετικές θεωρήσεις κατασκευής της διγραμμικής καμπύλης** (Ιταλικός κανονισμός, EC8, P & P) παρατηρείται γενικά σύγκλιση στις επιμέρους τιμές με μικροδιαφορές που δεν ξεπερνούν το 5%.
- Αξίζει να σημειωθεί ότι γενικά ο EC8 καταλήγει στις μικρότερες τιμές πλαστιμοτήτων και τις μεγαλύτερες τιμές υπεραντοχών.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Καραντώνη Β. Φυλλίτσα, 2004, 'Κατασκευές από τοιχοποιία', εκδόσεις Παπασωτηρίου
- Chiara Calderini Serena Cattari and Sergio Lagomarsino, 'In-plane strength of unreinforced masonry piers', Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Genoa, Via Montallegro 1, 16145 Genoa, Italy.
- Alexandre Costa, January, 2007, 'Experimental testing of lateral capacity of masonry piers. An application to seismic assessment of AAC masonry buildings'.
- Paulay T., Priestley M.J.N., 1996, 'Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα και τοιχοποιία', Κλειδάριθμος.
- V. Bosiljkov, A.W. Page, V. Bokan-Bosiljkov and R. Zarnic, 'Evaluation of the seismic performance of brick masonry walls', Review Paper, Progress in Structural Engineering and Material: Structural Masonry
- Timothy Philips Vaughan, May 2010 'Evaluation of masonry wall performance under cycling loading'
- 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
- Καραντώνη Φ., Σεισμική συμπεριφορά και τρόποι ενίσχυσης κτιρίων από λιθοδομή. Διδακτορική Διατριβή, Πάτρα
- Τάσιος Θ.Π., 1992 'Η Μηχανική της Τοιχοποιίας' εκδόσεις Συμμετρία ΕΜΠ, Αθήνα
- Barnes 2004 Εδαφομηχανική, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
- Esecmase D7.2.C Stress-Strain- relation of perforated bricks (4 brick specimen) 10 June 2004
- Ψυχάρης Ν. Γιάννης , 'Βασικές αρχές του Ευρωκώδικα 8'
- Μάνος Χ. Γεώργιος, 2005 'Κατασκευές από άοπλη και οπλισμένη φέρουσα τοιχοποιία' Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης
- Anil K. Chopra 'Dynamics of structures – Theory and applications to earthquake engineering' 2007
- www.buildnet.gr
- www.alpha6.gr
- www.emichanikos.gr
- www.e-oikodomos.blogspot.com
- www.k-stergioulas.gr/photos.html
- www.el-gr.facebook.com

