



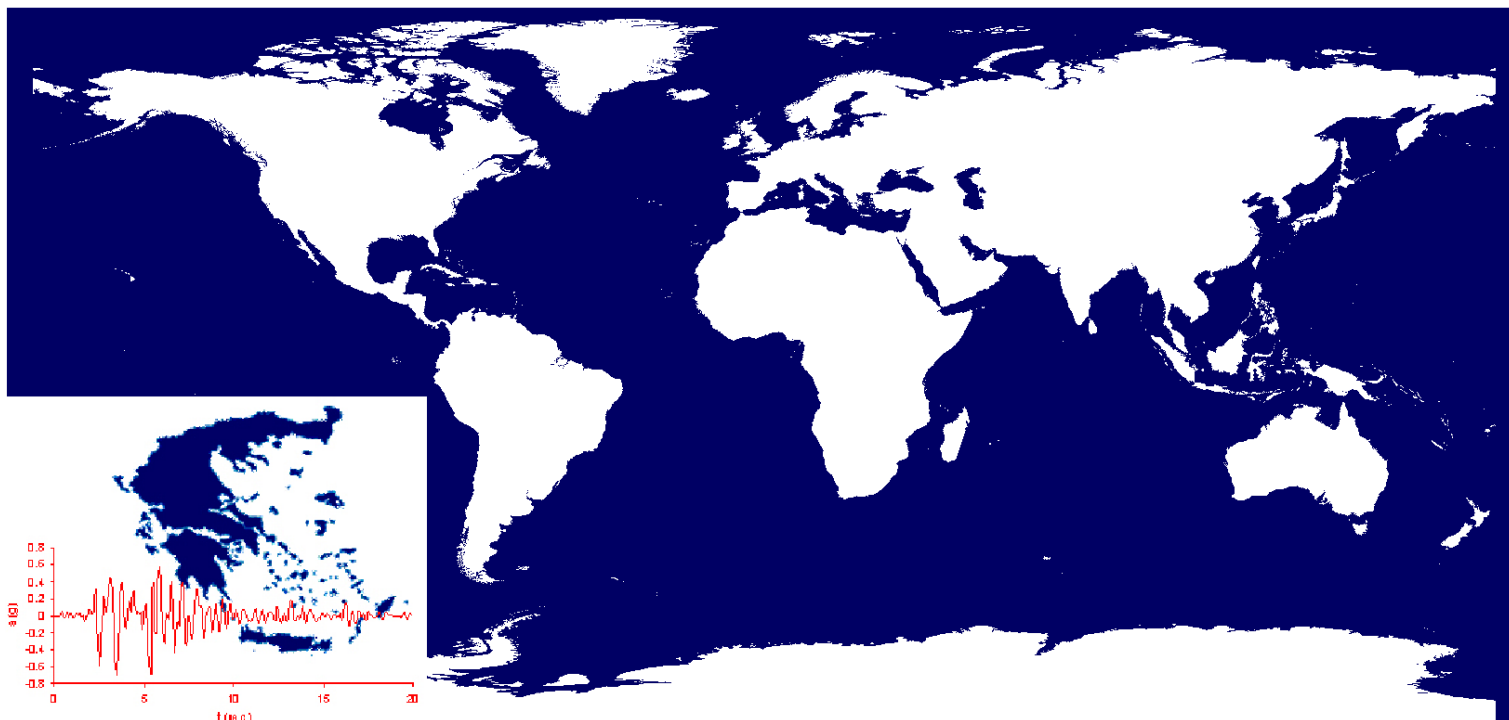
ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ

ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Μεταπτυχιακή Εργασία

Αποτίμηση Ενίσχυσης Κτιρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα με Κριτήρια Τρωτότητας



Εκπονήτρια: Σκουληκάρη Ευαγγελία

Επιβλέπων Καθηγητής: Παπαδόπουλος Βησσαρίων

ΑΘΗΝΑ

ΙΟΥΛΙΟΣ 2014

Ευχαριστίες

Πρώτα απ' όλα θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον καθηγητή κ. Βησσαρίων Παπαδόπουλο για την ανάθεση της διπλωματικής αυτής εργασίας. Τον ευχαριστώ επίσης για την πολύτιμη καθοδήγησή του, τις συμβουλές του και τη στήριξή του καθ' όλη τη διάρκεια της συνεργασίας μας. Οι γνώσεις του, η συνεχής παρακολούθηση της πορείας μου, αλλά και η διάθεσή του να βοηθήσει ουσιαστικά, έπαιξαν καθοριστικό ρόλο στην εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Τέλος, ευχαριστώ πάρα πολύ την οικογένειά μου και το Γιώργο Σωμαράκη για την υποστήριξή τους όλα τα χρόνια των σπουδών μου, αλλά και τους φίλους μου για την ενθάρρυνση και την συμπαράστασή τους.

Περίληψη

Στην Ελλάδα, μια χώρα με πολύ έντονη σεισμική δραστηριότητα, είναι αναγκαία η εξασφάλιση των αντισεισμικών απαιτήσεων σε όλες τις κατασκευές, ώστε να διασφαλίζεται η ομαλή και χωρίς προβλήματα λειτουργία τους. Η συγκεκριμένη εργασία ασχολείται με ένα τετραώροφο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα, το οποίο έχει παρουσιάσει βλάβες σε κάποια απ' τα υποστυλώματά του κι επομένως χρειάζεται ενίσχυση. Σε προηγούμενη έρευνα πάνω στο ίδιο κτίριο είχε γίνει ο σχεδιασμός των ενισχύσεων του με στόχο την ελαχιστοποίηση του κόστους. Οι μέθοδοι επέμβασης που έχουν επιλεγεί είναι οι μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και τα υφάσματα ινοπλισμένων πολυμερών άνθρακα. Το αντικείμενο συνεπώς αυτής της εργασίας είναι η αποτίμηση των βέλτιστων ενισχύσεων της κατασκευής με κριτήρια τρωτότητας.

Στο *πρώτο κεφάλαιο* αναφέρονται οι κανονισμοί που ακολουθήθηκαν (Ευρωκώδικας 8 και Κανονισμός Επεμβάσεων - ΚΑΝ.ΕΠΕ), καθώς επίσης και οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν. Για την αποτίμηση των ενισχύσεων του φορέα έγινε εφαρμογή της Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης (ΔΠΑ) κι ακολούθησε Ανάλυση Τρωτότητας.

Στο *δεύτερο κεφάλαιο* παρουσιάζεται η υφιστάμενη κατασκευή και το αντίστοιχο προσομοίωμα που κατασκευάστηκε με σκοπό την ανάλυσή του στο SAP2000. Καθορίζονται οι ιδιότητες των υλικών, τα χαρακτηριστικά των διατομών, οι στηρίξεις του φορέα και τα επιβαλλόμενα φορτία.

Στο *τρίτο κεφάλαιο* περιγράφονται οι διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ που αναφέρονται κυρίως σε υφιστάμενα δομήματα. Ακόμα αναπτύσσεται ο αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας. Στη συνέχεια παρουσιάζεται βήμα προς βήμα η εφαρμογή τους στον υπό μελέτη φορέα μέσω του προγράμματος SAP2000.

Στο *τέταρτο κεφάλαιο* παρατίθεται αρχικά το θεωρητικό υπόβαθρο της ΔΠΑ. Στη συνέχεια προσαρμόζεται στα δεδομένα της συγκεκριμένης μελέτης και πραγματοποιείται στο SAP2000. Αναλυτικότερα, συγκεντρώνονται οι χρονοϊστορίες επιταχύνσεων 12 πραγματικών σεισμικών καταγραφών του παρελθόντος και γίνεται η κατάλληλη κλιμάκωση του επιταχυνσιογραφήματος κάθε σεισμού. Έπειτα

επιβάλλονται όλες οι κλιμακωμένες χρονοϊστορίες επιταχύνσεων όλων των σεισμών στο φορέα και παρακολουθείται η απόκριση του κτιρίου εκφραζόμενη σε όρους μέγιστης σχετικής μετακίνησης μεταξύ των ορόφων θ_{max} . Τέλος κατασκευάζονται οι καμπύλες ΔΠΑ που για κάθε σεισμό συσχετίζουν το μέτρο σεισμικής έντασης με το αντίστοιχο θ_{max} της απόκρισης.

Στο *πέμπτο κεφάλαιο* παρουσιάζονται οι βασικές έννοιες της ανάλυσης τρωτότητας μιας κατασκευής. Επιπροσθέτως κατασκευάζονται οι καμπύλες τρωτότητας που στηρίζονται στην ΔΠΑ κι επομένως στα αποτελέσματα που προκύπτουν από την επιβολή όλων των σεισμικών καταγραφών στο κτίριο. Οι καμπύλες τρωτότητας αναφέρονται σε 3 επίπεδα βλάβης κι επομένως αφορούν 3 στάθμες επιτελεστικότητας, την «Άμεση Χρήση», την «Προστασία Ζωής» και την «Οιονεί Κατάρρευση».

Στο *έκτο κεφάλαιο* πραγματοποιείται μια εναλλακτική προσέγγιση αποτίμησης της κατασκευής με κριτήρια τρωτότητας, που βασίζεται στον EC8, στη Μέθοδο των Συντελεστών και στην Μεθοδολογία Hazus. Κατασκευάζονται έτσι οι αντίστοιχες με της μεθόδου ΔΠΑ καμπύλες τρωτότητας και γίνεται σύγκριση μεταξύ των δύο διαφορετικών προσεγγίσεων.

Στο *έβδομο κεφάλαιο* εφαρμόζονται οι ενισχύσεις του κτιρίου με τα βέλτιστα χαρακτηριστικά τους και πραγματοποιείται η ΔΠΑ για τον ενισχυμένο πλέον φορέα. Διαμορφώνονται ακολούθως οι καμπύλες τρωτότητας ΔΠΑ ώστε να επιτευχθεί εύκολα και με πλήρη εποπτεία η αποτίμηση-αξιολόγηση των ενισχύσεων που επιλέχθηκαν. Αυτό επιτυγχάνεται με τη σύγκριση των καμπυλών τρωτότητας του αρχικού με του ενισχυμένου δομήματος.

Στο *όγδοο κεφάλαιο* συγκεντρώνονται τα συμπεράσματα, στα οποία καταλήγει αυτή η έρευνα.

Λέξεις κλειδιά: Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση (ΔΠΑ), Καμπύλες Τρωτότητας, Ενισχύσεις, Μανδύες Οπλισμένου Σκυροδέματος, Υφάσματα Ινοπλισμένων Πολυμερών

Abstract

In Greece, a country with a very intense seismic activity, it is necessary that all the requirements, relative to the earthquakes, have to be met in each and every construction so as to ensure a smooth and without problems operation. This paper deals with a four-storey building of reinforced concrete that has been partially damaged and therefore needs strengthening. In a previous research on the same building, the optimum design of the column strengthening was carried out aiming at the minimization of the cost. The selected methods are the reinforced concrete jacketing and the carbon fiber reinforced polymer wrapping (CFRP). As a result, the object of this thesis is to assess the optimum strengthening via criteria of vulnerability.

In the *first chapter*, there is an overview of both the codes taken into consideration (Eurocode 8 and the National Interventions Code - KAN.EPE) and the analyses performed. In fact, the Incremental Dynamic Analysis (IDA) as well as the Vulnerability Analysis were implemented.

In the *second chapter*, there is an analytical description of the building and its simulation in SAP2000. The material properties, the section characteristics, the construction's supports in addition to the imposed loads are clearly defined.

The *third chapter* refers to numerous regulations and restrictions implied by KAN.EPE. In order to ensure that any building is able to resist the design earthquake, there is a method integrated, based on specific performance criteria. The following step is the gradual application of all these on the particular model using the program SAP2000.

The *fourth chapter* provides initially the theoretical background of the IDA. It is then adjusted to this thesis' data and performed in SAP2000. Specifically, some earthquake accelograms are firstly collected, in this thesis it is about 12 seismic records. These earthquakes have taken place in the past. Moreover, a proper scaling of each earthquake accelogram is proceeded. Afterwards, all scaled time history accelograms of any earthquake are imposed to the structure via SAP2000. Meanwhile, the response of the building is monitored and expressed in terms of maximum interstorey drift.

Finally, an IDA curve, corresponding to each seismic record, is constructed, presenting the relation between the seismic intensity measurement and the maximum interstorey drift.

The *fifth chapter* concerns the basic concepts of a structure's vulnerability analysis. Additionally, fragility curves are constructed based on the IDA. In other words, these curves can be assumed as results obtained from the imposition of all seismic time history accelograms to the building. The fragility curves are formed for three damage states. There are therefore three earthquake performance levels. The first one is called "Operational" and enables only insignificant damage of the structural elements. The second one is named "Life Safety" and is related to non extensive but moderate damage so that the life safety is fully protected. The last one is called "Near Collapse" and severe damage is expected.

In the *sixth chapter*, an alternative approach to the estimation of the construction's seismic behavior is indicated. This also uses vulnerability criteria, but on the contrary to the other it is based on EC8, Method of Coefficients and Hazus Methodology. It requires no seismic records, but uses only the elastic design spectrum. The same performance levels stay still active. Consequently, it is possible for the corresponding fragility curves to be constructed and then compared with the IDA fragility curves, so as to be determined which of the two methods is the most conservative one.

The *seventh chapter* deals with the procedure of implementing strengthening techniques, such as RC jacketing or CFRP wrapping, to those elements that have been damaged. The strengthened building is ready to undergo an IDA. The new IDA fragility curves can be formed. As a consequence, it is now easy to achieve a credible assessment of the strengthening, since a comparison between the fragility curves, those of the building before and after the strengthening, clarifies the contribution of these techniques to the improvement of the structure 's seismic behavior.

In the *eighth and last chapter*, the overall conclusions of this research are listed. There are some briefly mentioned below. For instance, the IDA method gives usually reliable results, which are close to reality, but it surely demands a large number of seismic records used except for a long time to be accomplished. That occurs, because the response of the building differs widely from the one seismic record to the other. Furthermore, it is proven that the discrimination of the most conservative method

between IDA and EC8 cannot be achieved via the fragility curves so easily. It relies mostly on the selection of the earthquake accelograms. In addition, both RC jacketing and the CFRP wrapping that have been suggested turn out to be successful because of the very important improvement of the building's resistance to the seismic loads. Last but not least, the RC jackets seem to contribute strongly to the seismic capacity of the building, whereas the CFRPs offer greater ductility to the structural elements.

Keywords: Incremental Dynamic Analysis (IDA), Fragility Curves, Strengthening, Reinforced Concrete Jackets, CFRP Wrapping

Περιεχόμενα

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ	7
1.1. Αντικείμενο εργασίας	7
1.2. Σύγχρονες Μέθοδοι Ανάλυσης και Ισχύοντες Κανονισμοί.....	8
2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	9
2.1. Στοιχεία του υφιστάμενου κτιρίου	9
2.2. Προσομοίωση και μορφολογία του φορέα	9
2.3. Περιγραφή των υλικών	10
2.4. Περιγραφή των διατομών	11
2.5. Καθορισμός των φορτίσεων.....	12
2.6. Στηρίξεις επί του εδάφους	13
2.7. Διαφραγματική Λειτουργία.....	14
3. ΘΕΜΕΛΕΙΩΔΕΙΣ ΕΝΝΟΙΕΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	15
3.1. Εισαγωγή.....	15
3.2. Διατάξεις ΚΑΝ.ΕΠΕ για Αποτίμηση και Ανασχεδιασμό	15
3.2.1. Πρωτεύοντα και δευτερεύοντα στοιχεία.....	15
3.2.2. Στάθμες Επιτελεστικότητας	15
3.2.3. Διερεύνηση και Τεκμηρίωση Φέροντος Οργανισμού Υφιστάμενου Δομήματος – Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.).....	17
3.2.4. Προτεινόμενες μέθοδοι ανάλυσης κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	18
3.2.5. Έλεγχος Ασφαλείας	19

3.2.5.1. Ανίσωση Ασφαλείας και Συντελεστές Ασφαλείας Υλικών	19
3.2.5.2. Έλεγχοι Κριτηρίων Επιτελεστικότητας (§9.2, 9.3.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ)	20
3.2.6. Προσομοίωση Ανελαστικής Συμπεριφοράς Δομικών Μελών Φορέα κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ	21
3.2.6.1. Ιδεατή Καμπύλη Παραμόρφωσης Δομικού Μέλους «F-δ»	22
3.2.6.2. Πλάστιμη και Ψαθυρή Συμπεριφορά	23
3.2.6.3. Παραμόρφωση Διαρροής Στοιχείου	24
3.2.6.4. Ενεργός Δυσκαμψία Στοιχείων Ο.Σ.	26
3.3. Εφαρμογή των περιορισμών του ΚΑΝ.ΕΠΕ στο SAP2000	27
3.3.1. Ορισμός των κριτηρίων αστοχίας των υλικών	27
3.3.2. Διάγραμμα Ροπών Καμπυλοτήτων των Διατομών	28
3.3.3. Ορισμός των πλαστικών αρθρώσεων των διατομών	29
4. ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΠΡΟΣΑΥΞΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	35
4.1. Εισαγωγή	35
4.2. Βασικές έννοιες	36
4.3. Επιλογή επιταχυνσιογραφημάτων και επεξεργασία τους	38
4.4. Κλιμάκωση των επιταχυνσιογραφημάτων	46
4.4.1. Κλιμάκωση ως προς την Φασματική Επιτάχυνση για την 1η ιδιοπερίοδο της κατασκευής για απόσβεση $\xi=5\%$	46
4.4.2. Κλιμάκωση ως προς την Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση	48
4.5. Εφαρμογή της δυναμικής προσαυξητικής ανάλυσης στο SAP2000	50
4.6. Κατασκευή των καμπυλών Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης (IDA)	54
4.6.1. Καμπύλες IDA με μέτρο έντασης την Φασματική Επιτάχυνση για την 1η ιδιοπερίοδο της κατασκευής για απόσβεση $\xi=5\%$	54

4.6.2. Καμπύλες IDA με μέτρο έντασης την Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση	55
5. ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΙΣ ΚΑΜΠΥΛΕΣ IDA	57
5.1. Εισαγωγή.....	57
5.2. Στόχος Αποτίμησης	57
5.3. Βασικές μαθηματικές έννοιες	58
5.4. Κατασκευή καμπυλών τρωτότητας με βάση τη Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση	59
5.4.1. Καμπύλες Τρωτότητας με κριτήριο την Φασματική Επιτάχυνση της πρώτης ιδιομορφής για απόσβεση 5 %	61
5.4.2. Καμπύλες Τρωτότητας με κριτήριο την Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση	63
6. ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΝ ΕΚ8	67
6.1. Εισαγωγή.....	67
6.2. Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού.....	67
6.3. Μέθοδος των Συντελεστών.....	69
6.4. Μεθοδολογία Hazus	73
6.5. Κατασκευή καμπυλών τρωτότητας με βάση το Φάσμα του Ευρωκώδικα και τη Μέθοδο των Συντελεστών.....	75
6.5.1. Καμπύλες Τρωτότητας με κριτήριο την Φασματική Επιτάχυνση της πρώτης ιδιομορφής για απόσβεση 5% Sa(T1,5%)	78
6.5.2. Καμπύλες Τρωτότητας με κριτήριο την Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση PGA	80
6.6. Σύγκριση καμπυλών τρωτότητας Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης και ΕΚ8	82
6.6.1. Με κριτήριο την Φασματική Επιτάχυνση της πρώτης ιδιομορφής για απόσβεση 5% Sa(T1,5%)	82

6.6.2. Με κριτήριο την Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση PGA	83
7. ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ.....	87
7.1. Εισαγωγή.....	87
7.2. Απαιτήσεις του κτιρίου για ενίσχυση	87
7.2.1. Ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος.....	88
7.2.2. Ενίσχυση με υφάσματα ινοπλισμένων πολυμερών άνθρακα (CFRP).....	89
7.3. Κατασκευή των καμπυλών Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης (IDA)	91
7.3.1. Καμπύλες IDA για ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος	92
7.3.2. Καμπύλες IDA για ενίσχυση με υφάσματα ινοπλισμένων πολυμερών άνθρακα (CFRP)	93
7.4. Κατασκευή Καμπυλών Τρωτότητας με βάση τη Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση	94
7.4.1. Καμπύλες Τρωτότητας για ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος	94
7.4.1.1. Με κριτήριο την Φασματική Επιτάχυνση της πρώτης ιδιομορφής για απόσβεση 5 %	95
7.4.1.2. Με κριτήριο την Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση	97
7.4.2. Καμπύλες Τρωτότητας για ενίσχυση με υφάσματα ινοπλισμένων πολυμερών άνθρακα (CFRP)	99
7.4.2.1. Με κριτήριο την Φασματική Επιτάχυνση της πρώτης ιδιομορφής για απόσβεση 5 %	100
7.4.2.2. Με κριτήριο την Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση	102
7.5. Σύγκριση καμπυλών τρωτότητας της κατασκευής πριν και μετά την ενίσχυσή της	104

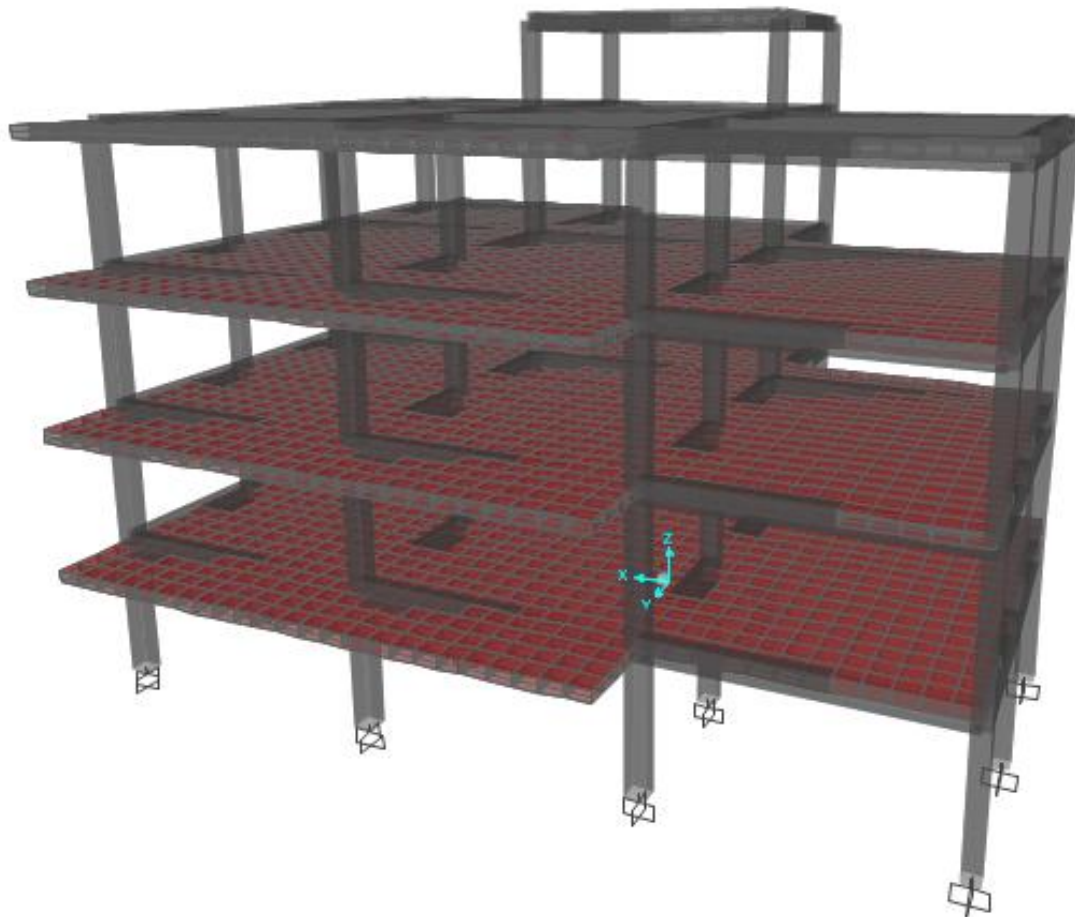
Αποτίμηση Ενίσχυσης Κτιρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα με Κριτήρια Τρωτότητας

7.5.1. Με κριτήριο την Φασματική Επιτάχυνση της πρώτης ιδιομορφής για απόσβεση 5 %	105
7.5.2. Με κριτήριο την Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση.....	107
8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	111
Βιβλιογραφία	115

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1. Αντικείμενο εργασίας

Το αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η αποτίμηση των βέλτιστων ενισχύσεων του εικονιζόμενου κτιρίου με κριτήρια τρωτότητας. Η εργασία αυτή αποτελεί συνέχεια της διπλωματικής εργασίας «Βέλτιστος Σχεδιασμός Επεμβάσεων Ενίσχυσης σε Κατασκευές από Οπλισμένο Σκυρόδεμα» [1], όπου προσδιορίστηκαν οι βέλτιστες ενισχύσεις του κτιρίου με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και υφάσματα ινοπλισμένων πολυμερών άνθρακα (CFRP). Η προσομοίωση του φορέα και οι διάφορες αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με τη βοήθεια του προγράμματος SAP2000v15.



Σχ.1.1. Τρισδιάστατη απεικόνιση του προσομοιώματος της κατασκευής στο SAP2000.

1.2. Σύγχρονες Μέθοδοι Ανάλυσης και Ισχύοντες Κανονισμοί

Στα πλαίσια της εργασίας αυτής έγινε αρχικά χρήση της Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης με τη βοήθεια ενός εύρους πραγματικών σεισμικών καταγραφών των προηγούμενων χρόνων που επιβλήθηκαν στο φορέα. Στη συνέχεια διεκπεραιώθηκε η Ανάλυση Τρωτότητας της αρχικής αλλά και της ενισχυμένης κατασκευής προκειμένου να αποτιμηθούν οι ενισχύσεις της. Ο προσδιορισμός επιπέδων βλαβών είναι ασφαλώς απαραίτητος για την ορθή αξιολόγηση των ενισχύσεων κι επομένως ορίστηκαν στάθμες επιτελεστικότητας.

Οι κανονισμοί με βάση τους οποίους έγινε η ανάλυση της κατασκευής και η αποτίμηση των ενισχύσεών της είναι οι εξής:

- Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ)
- Ευρωκώδικας 8

2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

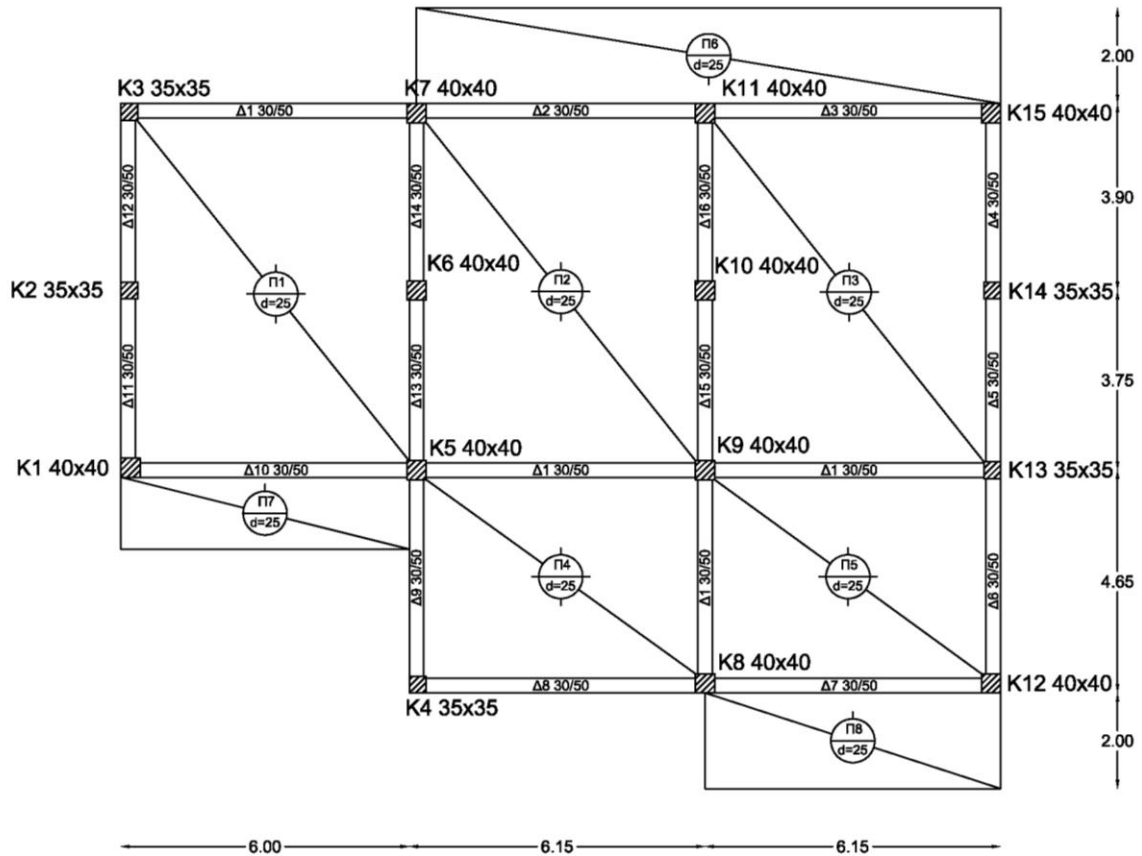
2.1. Στοιχεία του υφιστάμενου κτιρίου

Το υπό μελέτη κτίριο [1] είναι κατ' αρχάς υποθετικό, πρόκειται για μια πολυκατοικία, που τοποθετείται χωρικά στην περιοχή των Αμπελοκήπων και χρονικά στη δεκαετία του 1970. Αποτελείται από 4 ορόφους και το δώμα κι έχει χρήση κατοικίας. Ο σχεδιασμός του κτιρίου θεωρείται ότι έγινε με βάση τον Ελληνικό Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος (Ε.Κ.Ω.Σ. 1954) [2] και τον τότε ισχύοντα αντισεισμικό κανονισμό του 1959.

2.2. Προσομοίωση και μορφολογία του φορέα

Το κτίριο αναλύεται ως ένα χωρικό προσομοίωμα, στο οποίο αμελείται η επιρροή της τοιχοποιίας στην ανάληψη των οριζόντιων φορτίων του σεισμού. Γίνεται λοιπόν η παραδοχή ότι τα φορτία αυτά αναλαμβάνονται από τα υπόλοιπα δομικά στοιχεία, δηλαδή απ' τις δοκούς και τα υποστυλώματα. Τα τελευταία προσομοιάζονται με γραμμικά στοιχεία πλαισίου 6 βαθμών ελευθερίας και δίνονται απλοποιητικά ως ορθογωνικές διατομές. Ακόμα, οι πλάκες εισάγονται ως πεπερασμένα στοιχεία, επιφανειακά, μέσω των οποίων μεταφέρονται τα ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία των πλακών στις δοκούς. Οι υπάρχουσες τοιχοποιίες δεν εισάγονται στο μοντέλο. Ωστόσο η επίδρασή τους δεν αμελείται, αφού λαμβάνονται υπόψη ως φορτία γραμμικά κατανεμημένα στις δοκούς. Τέλος, οι στηρίξεις της κατασκευής θεωρούνται πακτώσεις.

Στη συνέχεια παρουσιάζεται η μορφολογία του φορέα. Οι κατόψεις δε διαφέρουν από όροφο σε όροφο παρά μόνο στο δώμα όπως ήταν αναμενόμενο. Σε κάθε όροφο αντιστοιχούν 180m^2 , με διαστάσεις όπως φαίνονται στα ακόλουθα σχήματα και το ύψος κάθε ορόφου είναι 3m.



Σχ.2.1. Κάτοψη 1^{ου} ορόφου

Επισημαίνεται ότι εξασφαλίζεται η διαφραγματική λειτουργία των πλακών στο πρόγραμμα με τον εξαναγκασμό κοινής μετατόπισης των κόμβων που βρίσκονται στην ίδια στάθμη. Επίσης, η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα μειώνονται σταδιακά από τη βάση του κτιρίου και προς τα πάνω.

2.3. Περιγραφή των υλικών

Η ποιότητα του σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκε στην κατασκευή του φέροντος οργανισμού της παρούσας πολυκατοικίας είναι C20/25 και το μέτρο ελαστικότητας είναι $E_c=30\text{GPa}$. Το ειδικό βάρος του οπλισμένου σκυροδέματος είναι 25kN/m^3 . Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ [3], όσο αφορά στις αντοχές των υλικών του υφιστάμενου δομήματος χρησιμοποιούνται οι μέσες τιμές κι όχι οι χαρακτηριστικές που χρησιμοποιούνται για τα προστιθέμενα υλικά. Επομένως, σύμφωνα με το [3], η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος ορίζεται ως εξής:

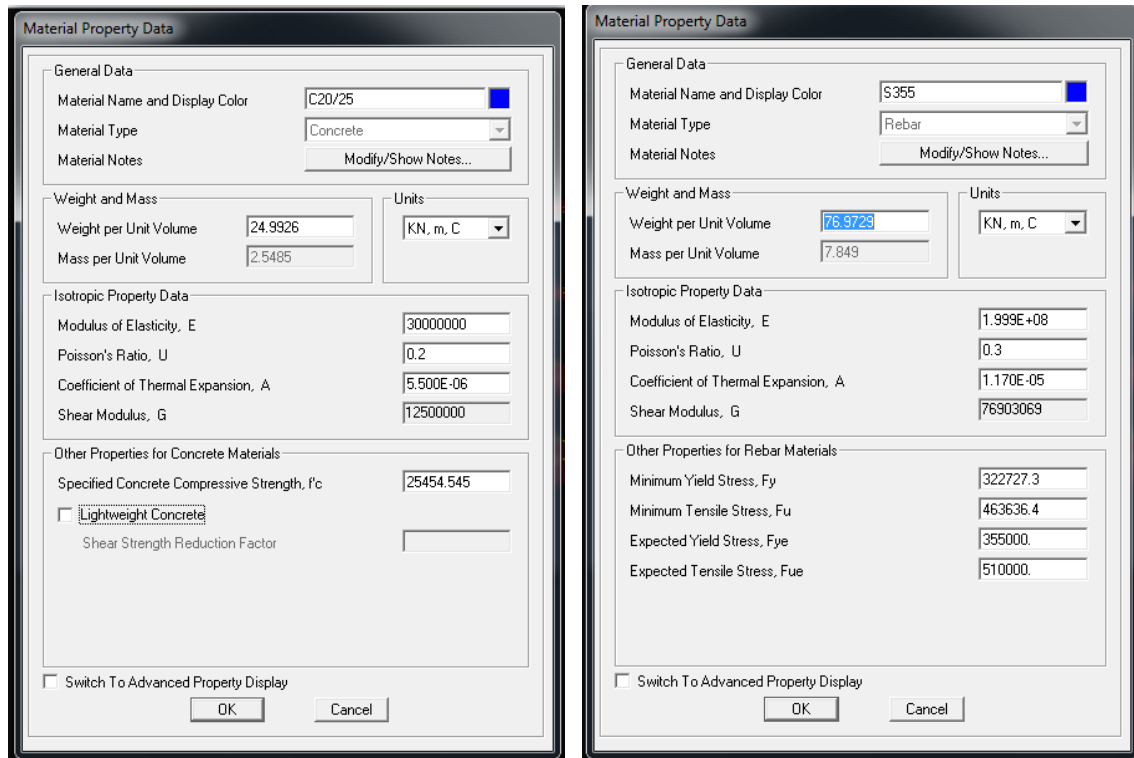
$$f_{cm}=(f_{ck}+8 \text{ (MPa)})/\gamma_m=28 \text{ MPa}/1,1=25,454 \text{ MPa}.$$

Αποτίμηση Ενίσχυσης Κτιρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα με Κριτήρια Τρωτότητας

Στην περίπτωση του χάλυβα η ποιότητα είναι S355 με όριο διαρροής $f_y=355\text{MPa}/\gamma_m=355\text{MPa}/1,1=322,727\text{MPa}$. Το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα είναι $E_s=199\text{GPa}$ και το ειδικό βάρος $78,6\text{kN/m}^3$.

Οι ιδιότητες κάθε υλικού εισάγονται στο SAP2000 με τη διαδικασία:

Define→Materials→Add New Material



Σχ.2.2. Εισαγωγή των υλικών (σκυρόδεμα και χάλυβας) στο SAP2000.

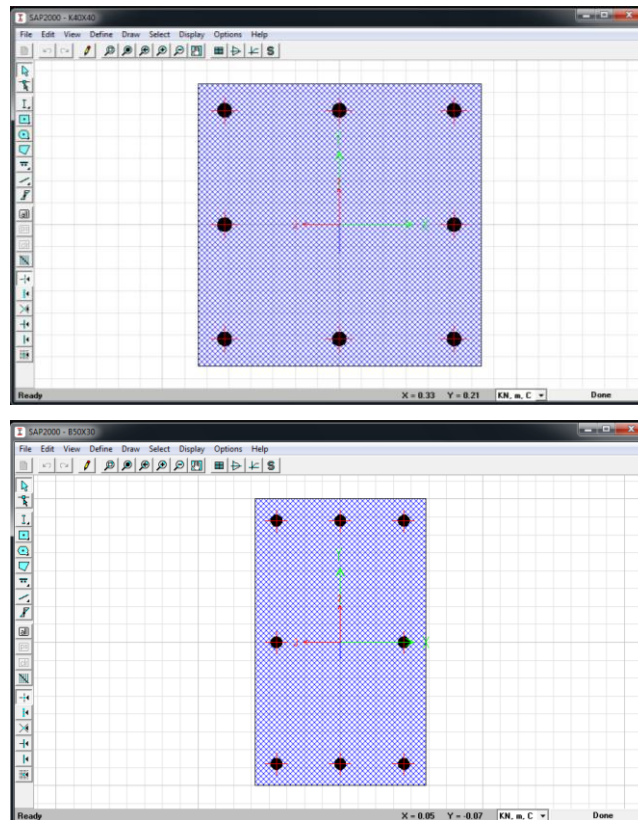
2.4. Περιγραφή των διατομών

Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν και τα αντίστοιχα σίδερα είναι:

<u>Για υποστυλώματα</u>	<u>Για δοκούς</u>
K35X35 (6Φ20)	Δ40x20 (6Φ16)
K40X40 (8Φ20)	Δ50X30 (8Φ20)
K45X45 (8Φ25)	

Οι διατομές των δοκών και των υποστυλωμάτων εισάγονται στο πρόγραμμα με την εντολή:

Define → Frame Sections → Add New Property → Other → Section Designer



Σχ.2.3. Δημιουργία υποστυλωμάτων και δοκών αντίστοιχα στο SAP2000.

2.5. Καθορισμός των φορτίσεων

Τα φορτία που επιβάλλονται στην κατασκευή είναι τα εξής:

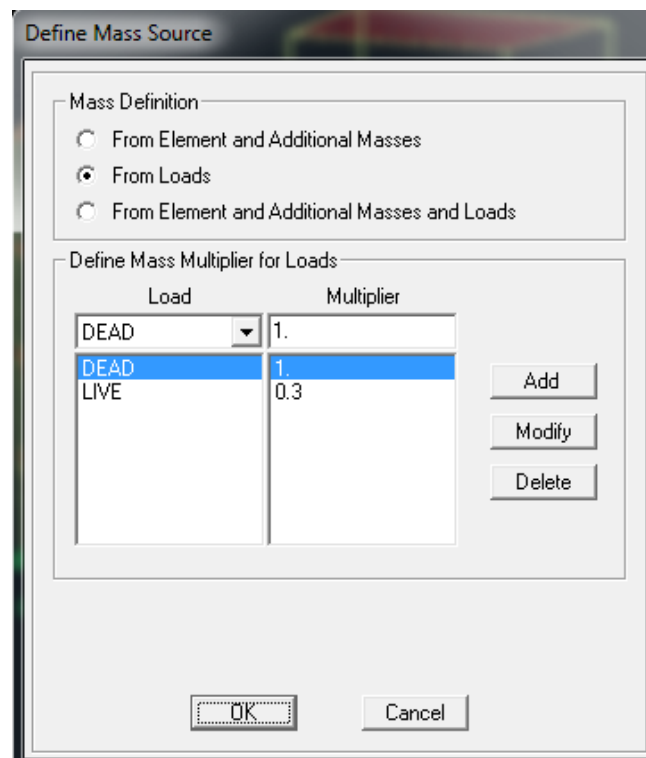
MONIMA:

- IB Οπλισμένου Σκυροδέματος: 25kN/m^3
- Δρομική Οπτοπλινθοδομή: $1,75\text{ kN/m}^2$
- Μπατική Οπτοπλινθοδομή: $3,00\text{ kN/m}^2$
- Επικάλυψη δωματίων: $1,50\text{ kN/m}^2$
- Επικάλυψη δώματος: $2,00\text{ kN/m}^2$
- Επικάλυψη εξωστών: $1,50\text{ kN/m}^2$

ΚΙΝΗΤΑ:

- Δωματίων: 2,00 kN/m²
- Δώματος: 2,00 kN/m²
- Εξωστών: 5,00 kN/m²

Για να υπολογισθεί αυτόματα η ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής απ' το SAP2000[4], ορίζονται οι παρακάτω παράμετροι στο πρόγραμμα ώστε να προκύψει απ' το συνδυασμό των φορτίων G+0,3Q.



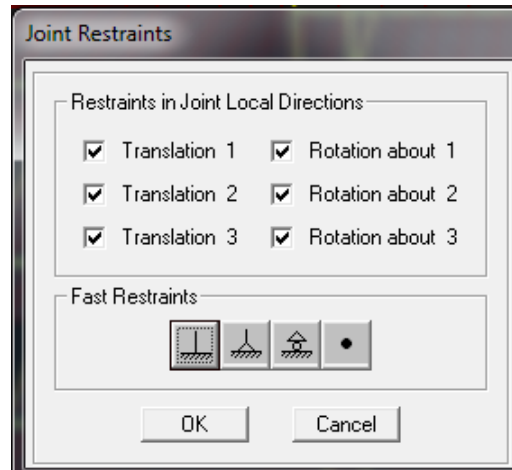
Σχ.2.4. Ορισμός της ταλαντούμενης μάζας του κτιρίου.

2.6. Στηρίξεις επί του εδάφους

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, οι στηρίξεις είναι πλήρεις πακτώσεις. Για να εισαχθούν, αφού επιλέγονται τα σημεία των υποστυλωμάτων που βρίσκονται σε επαφή με το έδαφος ακολουθείται η διαδικασία:

Assign→Join→Restrains

Έπειτα δεσμεύονται όλοι οι βαθμοί ελευθερίας, όπως φαίνεται στο σχήμα:

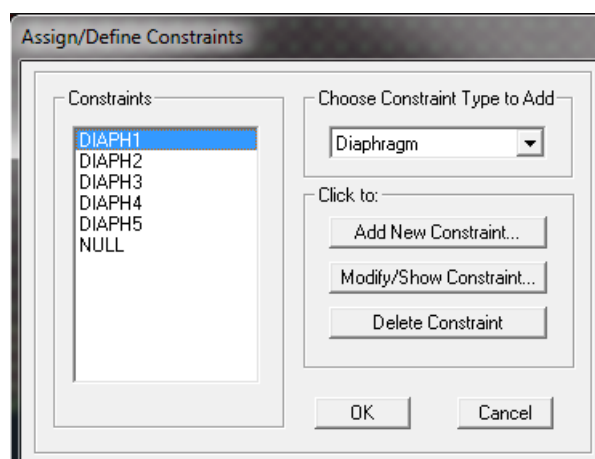


Σχ.2.5. Εισαγωγή στηρίξεων στο SAP2000.

2.7. Διαφραγματική Λειτουργία

Για να εξασφαλίζεται η διαφραγματική λειτουργία των πλακών στο SAP2000 απαραίτητη προϋπόθεση είναι όλα τα σημεία της ίδιας στάθμης να έχουν κοινή μετατόπιση. Τα διαφράγματα παραμένουν πρακτικώς απαραμόρφωτα μέσα στο επίπεδό τους λόγω της μεγάλης αντοχής και δυσκαμψίας τους. Κατά την επιβολή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων θεωρούνται 3 βαθμοί ελευθερίας ανά όροφο (δύο μετακινήσεις και μία στροφή). Για την επίτευξη της διαφραγματικής λειτουργίας επιλέγονται όλοι κόμβοι κάθε ορόφου και στη συνέχεια χρησιμοποιείται η εντολή:

Assign→Joint→Constraints→Diaphragm



Σχ.2.6. Εισαγωγή των διαφραγμάτων στο SAP2000.

3. ΘΕΜΕΛΕΙΩΔΕΙΣ ΕΝΝΟΙΕΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ

3.1. Εισαγωγή

«Αποτίμηση» μίας νέας ή υφιστάμενης κατασκευής σημαίνει εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητας (Φ.Ι.) λαμβάνοντας υπόψη κριτήρια σύμφωνα με τους κανονισμούς, όπως είναι οι στάθμες επιτελεστικότητας. Περιλαμβάνει επίσης και έλεγχο ικανοποίησης των ελάχιστων υποχρεωτικών απαιτήσεων φέρουσας ικανότητας που επιβάλλονται από τους κανονισμούς. Ακόμα, με τον όρο «ανασχεδιασμός» νοείται κάθε είδους δομητικής επέμβασης που γίνεται στον υφιστάμενο φορέα με σκοπό είτε την αποκατάσταση (επισκευή) της φέρουσας ικανότητάς του είτε την αύξηση της (ενίσχυση).

Στη συνέχεια γίνεται χρήση του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ)[3] για τις ανάγκες των αναλύσεων.

3.2. Διατάξεις ΚΑΝ.ΕΠΕ για Αποτίμηση και Ανασχεδιασμό

3.2.1. Πρωτεύοντα και δευτερεύοντα στοιχεία

Πρωτεύοντα χαρακτηρίζονται τα στοιχεία που εκτός του ότι συμμετέχουν στη δυσκαμψία και στην κατανομή των εντάσεων στο φορέα, συμβάλλουν και στην παραλαβή οριζόντιων σεισμικών φορτίων. Αντίθετα, τα δευτερεύοντα δομικά στοιχεία συνεισφέρουν στην ανάληψη των κατακόρυφων δράσεων, αλλά όχι στην αντίσταση έναντι του σεισμού, λόγω της χαμηλής δυσκαμψίας ή αντοχής ή πλαστιμότητάς τους. Κατά συνέπεια, για τα δευτερεύοντα στοιχεία ισχύουν άλλα κριτήρια και συντελεστές. Εφόσον δεν είναι κρίσιμα για την αστοχία του φορέα επιτρέπονται πιο σημαντικές βλάβες απ' ότι στα πρωτεύοντα στοιχεία, καθώς και μεγαλύτερες μετακινήσεις.

3.2.2. Στάθμες Επιτελεστικότητας

Οι στάθμες επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού ορίζονται ως εξής από την παράγραφο 2.2.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ:

α. «Άμεση Χρήση Μετά το Σεισμό» - Immediate Occupancy (A)

Είναι μία κατάσταση κατά την οποία αναμένεται ότι καμία λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από σπάνιες δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Είναι ενδεχόμενο να παρουσιασθούν πολύ αραιές τριχοειδείς ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα στον φέροντα οργανισμό.

β. «Προστασία Ζωής» - Life Safety (B)

Είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά το σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν επισκευάσιμες βλάβες στο φέροντα οργανισμό του κτιρίου, χωρίς όμως να συμβεί θάνατος ή σοβαρός τραυματισμός ατόμων εξαιτίας των βλαβών αυτών, και χωρίς να προκληθούν ουσιώδεις φθορές στην οικοσκευή ή τα αποθηκευόμενα στο κτίριο υλικά.

γ. «Οιονεί Κατάρρευση» - Collapse Prevention (C)

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

Ακολουθεί συνοπτική παρουσίαση σε πίνακα των σταθμών επιτελεστικότητας συναρτήσει της πιθανότητας υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών.

Πιν.3.1.Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	Άμεση χρήση μετά το σεισμό	Προστασία Ζωής	Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Η υιοθέτηση στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 50% οδηγεί εν γένει σε πιο συχνές, πιο εκτεταμένες και πιο έντονες βλάβες έναντι ενός αντίστοιχου στόχου με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10%. Επίσης, η πιθανότητα υπέρβασης 50% (μέγιστη ανεκτή) σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 70 ετών και αναφέρεται σε έναν **συχνό σεισμό**, ενώ η πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς 475 ετών και αναφέρεται σε **σπάνιο σεισμό**. Σημειώνεται άλλωστε ότι ο ΕΑΚ2000[5] προτείνει στόχο σχεδιασμού B1 «Προστασία Ζωής», για πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης 10% εντός 50 ετών.

Η ίδια στάθμη επιτελεστικότητας B1 «Προστασία Ζωής» επιλέγεται τελικώς ως στόχος αποτίμησης του υπό μελέτη φορέα.

3.2.3. Διερεύνηση και Τεκμηρίωση Φέροντος Οργανισμού Υφιστάμενου Δομήματος – Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.)

Όπως αναφέρεται στο Κεφάλαιο 3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.: «Πριν από οποιαδήποτε μελέτη ή κατασκευή επέμβασης, απαιτείται η διερεύνηση και τεκμηρίωση του υφιστάμενου δομήματος σε επαρκή έκταση και βάθος, ώστε να καταστούν όσο γίνεται πιο αξιόπιστα τα δεδομένα στα οποία θα στηριχθεί η μελέτη αποτίμησης ή ανασχεδιασμού. Προς τούτο απαιτείται η αποτύπωση του δομήματος και της κατάστασής του, η σύνταξη ιστορικού της κατασκευής και της συντήρησής του, η καταγραφή των τυχόν βλαβών, καθώς και η εκτέλεση επί τόπου διερευνητικών εργασιών και μετρήσεων». Όσο περισσότερες πληροφορίες συλλεχθούν για το υφιστάμενο δόμημα, τόσο ακριβέστερη θα είναι η εκτίμηση της διαθέσιμης ικανότητας του. Ανάλογα λοιπόν με την επάρκεια των δεδομένων καθορίζεται η στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων (Σ.Α.Δ.) και ακολούθως ανάλογα με τη Σ.Α.Δ. που έχει αποδοθεί επιλέγονται και οι κατάλληλοι συντελεστές ασφαλείας γ_f για τις δράσεις και γ_m για τα δεδομένα των υφιστάμενων ή/και προστιθέμενων υλικών σε συνδυασμό με τους κατάλληλους γ_{Rd} . (§3.6 και 3.7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Διακρίνονται τρεις στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων:

- Υψηλή
- Ικανοποιητική
- Ανεκτή

Στην παρούσα εργασία λαμβάνεται η Σ.Α.Δ. ως «Ικανοποιητική» κι επιλέγονται οι αντίστοιχοι συντελεστές ασφαλείας των υλικών γ_m όπως υπαγορεύεται στο κεφάλαιο 4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., μιας που δεν υπήρξε η δυνατότητα πραγματοποίησης επιτόπου αποτίμησης βλαβών και μετρήσεων για τη διαπίστωση της αντοχής των υλικών στο κτίριο.

3.2.4. Προτεινόμενες μέθοδοι ανάλυσης κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Στα Κεφάλαια 2 και 5 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. αναλύονται οι επιτρεπόμενες μέθοδοι ανάλυσης που μπορούν να χρησιμοποιηθούν κατά την αποτίμηση ενός υφιστάμενου φορέα. Μέσω των μεθόδων αυτών προσδιορίζονται τα δρώντα εντατικά μεγέθη ή/και οι απαιτούμενες πλαστικές γωνίες στροφής όλων των δομικών στοιχείων του κτιρίου υπό το σεισμό σχεδιασμού και τους προβλεπόμενους άλλους συνδυασμούς δράσεων.

Παρατίθενται ενδεικτικά όλες οι μέθοδοι ανάλυσης. Να σημειωθεί ότι το πεδίο εφαρμογής κάθε μεθόδου ανάλυσης εξαρτάται από την εκπλήρωση μιας σειράς προϋποθέσεων, κανονικότητας κυρίως (Κεφάλαιο 5 ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

- Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση με καθολικούς (q) ή τοπικούς (m) δείκτες συμπεριφοράς, υπό τις προϋποθέσεις της §5.5, ανεξαρτήτως στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων.
- Ελαστική δυναμική ανάλυση με καθολικούς (q) ή τοπικούς (m) δείκτες συμπεριφοράς, υπό τις προϋποθέσεις της §5.6, ανεξαρτήτως στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων.
- Ανελαστική στατική ανάλυση, υπό τις προϋποθέσεις της §5.7. Στην περίπτωση αυτή συνιστάται η διασφάλιση τουλάχιστον «ικανοποιητικής» στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων.
- Ανελαστική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας), υπό τις προϋποθέσεις

της §5.7. Στην περίπτωση αυτή συνιστάται και πάλι η διασφάλιση τουλάχιστον «ικανοποιητικής» στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων.

- Σε ειδικές περιπτώσεις, μόνο για την αποτίμηση υφιστάμενων κτιρίων, επιτρέπεται να γίνεται προσεγγιστική αναλυτική εκτίμηση της έντασης, χωρίς λεπτομερή ανάλυση προσομοιώματος του συνόλου του κτιρίου (§5.3).
- Εκτός από τις παραπάνω αναλυτικές μεθόδους, μόνο για την αποτίμηση υφιστάμενων κτιρίων, σε ειδικές περιπτώσεις και για συγκεκριμένους σκοπούς, είναι δυνατόν να χρησιμοποιούνται εμπειρικές μέθοδοι (§5.1.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ).

3.2.5. Έλεγχος Ασφαλείας

3.2.5.1. Ανίσωση Ασφαλείας και Συντελεστές Ασφαλείας Υλικών

Στο Κεφάλαιο 9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ[3] παρατίθενται τα κριτήρια ελέγχου της ανίσωσης ασφαλείας, κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό, σε όρους εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών ανάλογα

- ✓ με την μέθοδο ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκε
- ✓ με τον αναμενόμενο τρόπο αστοχίας (πλάστιμο ή ψαθυρό)

και τα κριτήρια αυτά ποικίλλουν και δίνονται για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας ξεχωριστά.

Η βασική μορφή της ανίσωσης ασφαλείας σύμφωνα με το Κεφάλαιο 4 ΚΑΝ.ΕΠΕ είναι η εξής

$$S_d < R_d$$

όπου: $S_d = \gamma_{sd} \cdot S (S_k \cdot \gamma_f)$

$$R_d = (1 / \gamma_{Rd}) \cdot R (R_k / \gamma_m)$$

όπου

- S_d, R_d οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των εντατικών/ παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις και των αντίστοιχων διαθέσιμων αντιστάσεων,

Αποτίμηση Ενίσχυσης Κτιρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα με Κριτήρια Τρωτότητας

- S_k, R_k οι αντιπροσωπευτικές τιμές των δράσεων και ιδιοτήτων των υλικών αντίστοιχα.
- γ_f, γ_m οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις και τις ιδιότητες των υλικών.
- γ_{sd}, γ_{Rd} οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας με τους οποίους λαμβάνονται υπόψη οι αυξημένες αβεβαιότητες των προσομοιωμάτων.

Πιν.3.2. Τιμές Ιδιοτήτων Υλικών και επιμέρους συντελεστές ασφαλείας

	ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΛΕΓΧΟΥ					
	ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ			ΣΕ ΟΡΟΥΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ		
	ΥΦΙΣΤΑΜΕ ΝΑ ΥΛΙΚΑ	ΠΡΟΣΠΘΕΜΕΝΑ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ		ΥΦΙΣΤΑΜΕ ΝΑ ΥΛΙΚΑ	ΠΡΟΣΠΘΕΜΕΝΑ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	
		Ναι	Όχι		Ναι	Όχι
Αντιπροσω- πευτικές Τιμές	$\bar{X} - s$ ^[1]	X_k ^[2]	X_k	\bar{X} ^[3]	\bar{X}	\bar{X}
Επιμέρους Συντελεστές Ασφαλείας Υλικών γ_m	Αναλόγως Σ.Α.Δ	Αναλόγως διατομής ή/και προσπελασιμότητας		Αναλόγως Σ.Α.Δ	Αναλόγως διατομής ή/και προσπελασιμότητας	
	$\gamma_c = 1.50 \pm 0.15$ $\gamma_s = 1.15 \pm 0.10$	γ_m (1.05 ή 1.20)	Αυξημένοι	$\gamma_m = 1.10 \pm 0.10$	$\gamma_m = 1.15$ ή 1.25	$\gamma_m = 1.15$ ή 1.25
Σ.Α.Δ Ικανοποιητική	$\gamma_c = 1.50$ $\gamma_s = 1.15$ ^[4]			$\gamma_m = 1.10$		
Σ.Α.Δ Ανεκτή	$\gamma_c = 1.65$ $\gamma_s = 1.25$			$\gamma_m = 1.20$		
Σ.Α.Δ Υψηλή	$\gamma_c = 1.35$ $\gamma_s = 1.05$			$\gamma_m = 1.00$		

Μέσες τιμές ιδιοτήτων υλικών

Υφιστάμενα υλικά

Η αντιπροσωπευτική τιμή ισούται με τη μέση για έλεγχο σε όρους παραμορφώσεων ή τη μέση τιμή μειωμένη κατά μία τυπική απόκλιση για έλεγχο σε όρους δυνάμεων.

Η μέση τιμή αντοχής ενός δομικού στοιχείου ορίζεται ως η διαπιστωμένη «ονομαστική» (μετρημένη) κατά τα προβλεπόμενα στο Κεφάλαιο 3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Στην περίπτωση που δεν υπάρχει αυτή η συνατότητα είθισται για σκυρόδεμα και χάλυβα αντίστοιχα να λαμβάνεται μέση τιμή αντοχής:

- $f_{cm} = f_{ck} + 8\text{MPa}$ (f_{ck} = χαρακτηριστική τιμή αντοχής, π.χ. C20)
- $f_{ym} = f_{yk}$ (f_{yk} = χαρακτηριστική τιμή αντοχής, π.χ. S400)

Προστιθέμενα υλικά

Η αντιπροσωπευτική τιμή ισούται με τη μέση τιμή για έλεγχο σε όρους παραμορφώσεων, ενώ με τη χαρακτηριστική τιμή για έλεγχο σε όρους δυνάμεων.

3.2.5.2. Έλεγχοι Κριτηρίων Επιτελεστικότητας (§9.2, 9.3.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ)

Για την ανελαστική στατική ανάλυση τα κριτήρια επιτελεστικότητας ορίζονται ως εξής:

$$S_d < R_d$$

Για πλάστιμους τρόπους αστοχίας ο έλεγχος γίνεται σε όρους παραμορφώσεων και ισχύει τόσο για τα πρωτεύοντα στοιχεία όσο και για τα δευτερεύοντα:

- S_d , η τιμή του παραμορφωσιακού μεγέθους δ από την ανελαστική ανάλυση (γωνία στροφής θ , καμπυλότητα $1/r$) με γ_{sd} κατά την §4.5.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ ($\gamma_{sd}=1,00$ για κτίρια χωρίς βλάβες ή επεμβάσεις).
- R_d , η τιμή σχεδιασμού της διαθέσιμης παραμόρφωσης, άλλη για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας.

Συγκεντρωτικά:

A. «Άμεση Χρήση μετά το Σεισμό» $\theta < \delta_y = \theta_y$

B. «Προστασία Ζωής» $\theta < \delta_d = 0.5(\theta_y + \theta_u) / \gamma_{Rd}$

Γ. «Οιονεί Κατάρρευση» $\theta < \delta_d = \theta_u / \gamma_{Rd}$

Στη συγκεκριμένη εργασία, όλα τα στοιχεία θεωρούνται πρωτεύοντα. Επίσης, για την R_d χρησιμοποιούνται οι μέσες τιμές των ιδιοτήτων των υλικών και ο συντελεστής γ_{Rd} λαμβάνεται ίσος με 1,80, επειδή ως δ δομικών στοιχείων χρησιμοποιείται η πλαστική γωνία στροφής και η τιμή της κατά την αστοχία είναι θ_{upl}

Για ψαθυρούς τρόπους αστοχίας, για τις στάθμες επιτελεστικότητας B και Γ ο έλεγχος γίνεται σε όρους εντατικών μεγεθών, με:

- S_d , το εντατικό μέγεθος από την ανελαστική ανάλυση, με γ_{sd} κατά την §4.5.1 ΚΑΝ.ΕΠΕ.

- R_d , η τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε όρους δυνάμεων, υπολογισμένη με τις αντιπροσωπευτικές τιμές ιδιοτήτων των υλικών και συντελεστές ασφαλείας υλικού γ_m κατά την §4.5.3 και το Κεφ.8 ΚΑΝ.ΕΠΕ.

3.2.6. Προσομοίωση Ανελαστικής Συμπεριφοράς Δομικών Μελών Φορέα κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ

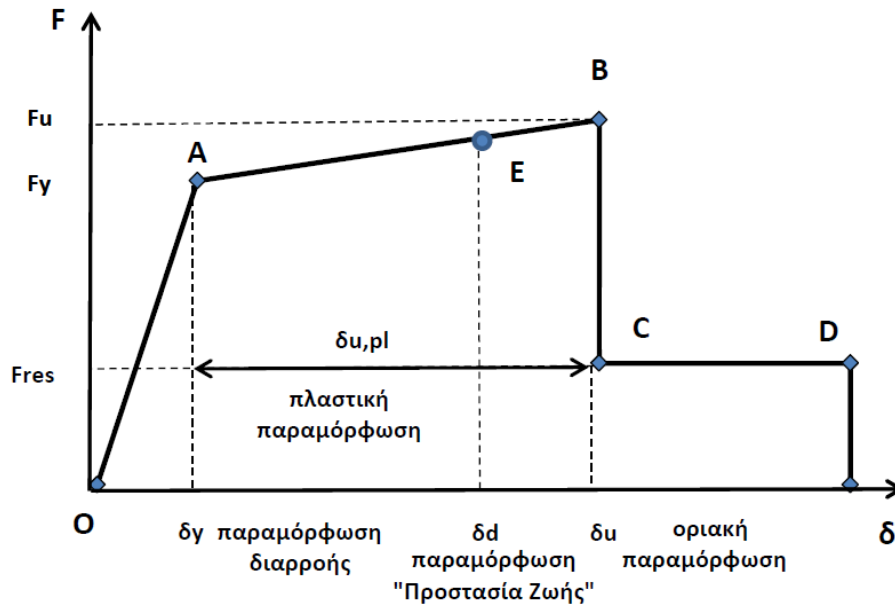
Στο SAP2000 τα δομικά στοιχεία προσομοιάζονται με το μοντέλο συγκεντρωμένης πλαστικότητας ή σημειακών πλαστικών αρθρώσεων. Το κάθε μέλος θεωρείται ελαστικό στοιχείο με στροφικά ελατήρια στα άκρα του, που ενεργοποιούνται με τη διαρροή του στοιχείου. Τα άκρα δηλαδή του μέλους αποτελούν πιθανές θέσεις σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων, με στόχο την απορρόφηση σεισμικής ενέργειας.

Η συμπεριφορά των στροφικών ελατηρίων εκφράζεται μέσω ενός ανελαστικού νόμου $M-\theta$ που καθορίζεται από το χρήστη με την εισαγωγή στο πρόγραμμα των αντοχών σε όρους παραμορφώσεων (θ_y, θ_u) με γνώμονα τους κανονισμούς. Για κάθε ξεχωριστή διατομή απαιτείται υπολογισμός της στροφής διαρροής, της στροφής αστοχίας, της ροπής διαρροής και της ροπής αστοχίας, διαδικασία που πραγματοποιείται απευθείας στο SAP2000.

Συγκρίνοντας τις παραμορφώσεις που αναπτύσσονται στις πλαστικές αρθρώσεις έκαστου στοιχείου με τις αντίστοιχες παραμορφώσεις αντοχής, όπως περιγράφηκε προηγουμένως, γίνεται αποτίμηση του φορέα και αποφασίζεται αν χρειάζεται επέμβαση ή όχι.

3.2.6.1. Ιδεατή Καμπύλη Παραμόρφωσης Δομικού Μέλους «F-δ»

Η ιδεατή καμπύλη παραμόρφωσης ενός μέλους αναπαριστά τη μηχανική συμπεριφορά της κρίσιμης περιοχής του. Είναι ένα διάγραμμα εντατικού μεγέθους "F" συναρτήσει της παραμόρφωσης ή σχετικής μετακίνησης «δ». Στα στοιχεία ΟΣ οι καμπτικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν με τις διατμητικές και με τις στροφές των ακραίων διατομών λόγω εξόλκευσης των οπλισμών στην αγκύρωση πέραν του άκρου του στοιχείου, γι' αυτό επιλέγεται για F η ροπή M και για δ η γωνία στροφής χορδής θ στα άκρα του στοιχείου.



Σχ.3.1. Ιδεατή Καμπύλη Παραμόρφωσης Δομικού Μέλους «F-δ»

❖ ΚΛΑΔΟΣ OA

Παρουσιάζεται η ελαστική συμπεριφορά του δομικού στοιχείου έως την παραμόρφωση διαρροής δ_y .

❖ ΚΛΑΔΟΣ AB

Στην περιοχή αυτή φαίνεται η μετελαστική συμπεριφορά του μέλους από την παραμόρφωση διαρροής δ_y έως την παραμόρφωση αστοχίας δ_u , όπου και χάνει σημαντικό μέρος της αντοχής του.

❖ ΚΛΑΔΟΣ BC

Μετά την παραμόρφωση αστοχίας μειώνεται σε σημαντικό βαθμό η αντίσταση του μέλους F_{res} που ισούται με $0,2F_{max}$, δηλαδή $F_{res}=0,2F_u$.

❖ ΚΛΑΔΟΣ CD

Η αντίσταση του μέλους F_{res} παραμένει σταθερή υπό αυξανόμενη παραμόρφωση μέχρι την οριστική απώλεια της αντοχής του μέλους λόγω φορτίων της βαρύτητας. Αυτό συμβαίνει όταν η παραμόρφωση φτάσει την τιμή δ_{res} . Σε μεγέθη γωνίας στροφής χορδής λαμβάνεται $\theta_{res}=3\theta_{u,pl}$ τόσο για δοκούς όσο και για υποστυλώματα.

❖ Το σημείο E εκφράζει τον επιθυμητό συνδυασμό αντίστασης-παραμόρφωση του στοιχείου για τη στάθμη επιτελεστικότητας B «Προστασία Ζωής».

3.2.6.2. Πλάστιμη και Ψαθυρή Συμπεριφορά

Για να εκτιμηθεί σωστά η συμπεριφορά των δομικών στοιχείων αλλά και του φορέα ολόκληρου πρέπει πρώτα να προσδιοριστεί αν ο τρόπος αστοχίας των μελών είναι πλάστιμος ή ψαθυρός. Πλάστιμος θεωρείται αν επέρχεται πρώτα η διαρροή σε κάμψη κι έπειτα σε διάτμηση, σε αντίθετη περίπτωση είναι ψαθυρός.

Πλάστιμη συμπεριφορά (έλεγχοι σε όρους παραμορφώσεων)

- $F_y = M_y$ και $F_u = M_u$, αν η F εκφράζεται σε όρους ροπών
- $F_y = M_{Vy}$ και $F_u = M_{Vu}$, αν η F εκφράζεται σε όρους δυνάμεων

Ψαθυρή Συμπεριφορά (έλεγχοι σε όρους δυνάμεων)

Παρατηρείται όταν $V_u < VM_u$ ή $\mu_\theta < 2,0$, όπου:

- $V_u = V_{RD} = V_{Rd1} + V_{wd}$ διατμητική αντοχή μέλους σύμφωνα με τις αντίστοιχες σχέσεις του ΕΚΩΣ.
- $V_{Mu} = M_u / (\alpha_s \cdot h)$, η τέμνουσα κατά τη στιγμή της καμπτικής διαρροής

όπου $\alpha_s = M / (V \cdot h)$ ο «λόγος διάτμησης» του μέλους και M_y η ροπή τη στιγμή της καμπτικής διαρροής.

Ισχύει:

- $F_y = M_{Vy}$ και $F_y = M_{Vu}$, αν οι F εκφράζονται σε όρους ροπών.
- $F_y = F_u = V_u$, αν οι F εκφράζονται σε όρους τεμνουσών.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ στοιχεία με πλάστιμη συμπεριφορά θα πρέπει να ελέγχονται σε όρους δυνάμεων έναντι του ενδεχομένου μετελαστικής αστοχίας από διάτμηση λόγω εξασθένησης της διατμητικής αντοχής κατά την ανακύκλιση των παραμορφώσεων.

3.2.6.3. Παραμόρφωση Διαρροής Στοιχείου

Κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., με την απλοποιητική παραδοχή ότι $M_u=M_y$, υπολογίζεται η παραμόρφωση διαρροής κάθε στοιχείου ως εξής:

Για πλάστιμη συμπεριφορά

- Για δοκούς ή υποστυλώματα

$$\theta_y = \varphi_y \cdot \frac{L_s + \alpha_V \cdot z}{3} + 0.0014 \cdot \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_s}\right) + \varphi_y \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

- Για τοιχώματα

$$\theta_y = \varphi_y \cdot \frac{L_s + \alpha_V \cdot z}{3} + 0.0013 + \varphi_y \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

- ✓ L_s , η απόσταση της ακραίας διατομής από το σημείο μηδενισμού των ροπών και δίνεται από τον τύπο: $L_s = \alpha_s \cdot h = M/V$ στην ακραία διατομή του στοιχείου
- ✓ h (m), το ύψος της διατομής.
- ✓ $(1/r)_y$ ή φ_y , η καμπυλότητα διαρροής του δομικού στοιχείου.
- ✓ f_y και f_c (MPa), μέσες τιμές αντοχών σκυροδέματος και χάλυβα αντίστοιχα, $\gamma_m = 1.10$.
- ✓ d_b (m), η μέση διάμετρος του οπλισμού διατομής.
- ✓ z (m), εσωτερικός μοχλοβραχίονας δυνάμεων, λαμβάνεται ως $h - 2 \cdot d_1 = d - d_1$ για δοκούς ή υποστυλώματα και $0,8h$ για τοιχώματα.
- ✓ $\alpha_V \cdot z$, όρος που εκφράζει την επιρροή του «μήκους μετάθεσης» των ροπών κάμψης.
- ✓ V_{Rd1} , η τέμνουσα που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου.
- ✓ $V_{My} = M_y / L_s$, η τιμή της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή.
- ✓ $\alpha_V = 1$ αν $V_{Rd1} < V_{My}$ και $\alpha_V = 0$ αν $V_{Rd1} > V_{My}$

Εναλλακτικά το μήκος L_s εκτιμάται όπως παρακάτω:

- Σε δοκούς που συνδέονται και στα δύο άκρα με κατακόρυφα στοιχεία, το L_s μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το μισό του καθαρού ανοίγματος της δοκού, $L_s = L/2$.
- Σε δοκούς που συνδέονται με κατακόρυφο στοιχείο μόνο στο ένα άκρο, το L_s μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το συνολικό καθαρό άνοιγμα της δοκού, $L_s = L$.
- Σε υποστυλώματα, το L_s μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το μισό της καθαρής απόστασης δοκών με τις οποίες το υποστυλόμετρο συνδέεται μονολιθικά μέσα στο υπόψη επίπεδο κάμψης, $L_s = L/2$.
- Στα τοιχώματα, το L_s μπορεί να λαμβάνεται σε κάθε όροφο διαφορετικό και ίσο με το μισό της απόστασης της διατομής βάσης ορόφου από την κορυφή του τοιχώματος στο κτίριο, $L_s = L/2$.

Για ψαθυρή συμπεριφορά

$$\theta_{y,\psi\alpha\theta\upsilon\rho\acute{o}} = \theta_{y,\pi\lambda\acute{\alpha}\sigma\tau\iota\mu\omicron} \cdot V_{Rd} \cdot L_s / M_y$$

όπου $V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{wd}$

3.2.9.4. Γωνία Στροφής Αστοχίας θ_u κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ

Μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής θ_u κατά την αστοχία δοκών ή υποστυλωμάτων που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα:

$$\theta_{um} = 0.016 \cdot (0.3^v) \cdot \left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} \cdot f_c \right]^{0.225} \cdot (\alpha_s)^{0.35} \cdot 25^{(\alpha_{ps} \cdot f_{yw} / f_c)} (1.25^{100 \cdot \rho d})$$

όπου:

- $\alpha_s = M/V \cdot h = L_s/h$ ο λόγος διάτμησης.
- ω, ω' : μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού (ο ενδιάμεσος διαμήκης οπλισμός μεταξύ εφελκόμενου και θλιβόμενου πέλματος θεωρείται ως εφελκόμενος)
- $v = N/b \cdot h \cdot f_c$: όπου b = το πλάτος θλιβόμενης ζώνης

h = το ύψος της διατομής

f_c = η μέση τιμή αντοχής σκυροδέματος

- $\rho_s = A_{sx}/b_w \cdot s \cdot h$: γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση φόρτισης.

- ρ_d : γεωμετρικό ποσοστό τυχόν δισδιαγώνιου οπλισμού.

Λόγω απουσίας του αντίστοιχου οπλισμού λαμβάνεται $\rho_s, \rho_d=0$.

Σημειώνεται ότι για τα τοιχώματα «που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευαστεί σύμφωνα με τις μετά το 1985 διατάξεις αντισεισμικότητας», η αρχική σχέση υπολογισμού της θ_u πολλαπλασιάζεται με το συντελεστή 0,58.

Η διαθέσιμη πλαστική γωνία στροφής προσδιορίζεται με τον ακόλουθο τρόπο

$$\theta_{u,pl} = \theta_u - \theta_y$$

3.2.6.4. Ενεργός Δυσκαμψία Στοιχείων Ο.Σ.

Η μείωση της δυσκαμψίας των δομικών στοιχείων λόγω της ρηγμάτωσης του σκυροδέματος πρέπει να λαμβάνεται υπόψη μέσω της ενεργού δυσκαμψίας τους, K_{eff} έναντι της K_{el} ($=E_c \cdot I$) γεωμετρικής δυσκαμψίας.

Πιν.3.3. Ενεργός δυσκαμψία δομικών στοιχείων

Δομικό στοιχείο	Δυσκαμψία
Υποστύλωμα εσωτερικό	0.8K _{el}
Υποστύλωμα περιμετρικό	0.6K _{el}
Τοίχωμα, μη-ρηγματωμένο	0.7K _{el}
Τοίχωμα, ρηγματωμένο	0.5K _{el}
Δοκός	0.4K _{el}

Για τις πλακοδοκούς επιτρέπεται να ληφθεί $I_g=(1.5 \text{ ή } 2.0) I_w$, όπου I_w η ροπή αδράνειας της ορθογωνικής διατομής του κορμού μόνο.

Εναλλακτικά και σύμφωνα με την §7.2.3 ΚΑΝ.ΕΠΕ ισχύει ότι:

$$K_{\text{eff}} = M_y L_s / 3\theta_y.$$

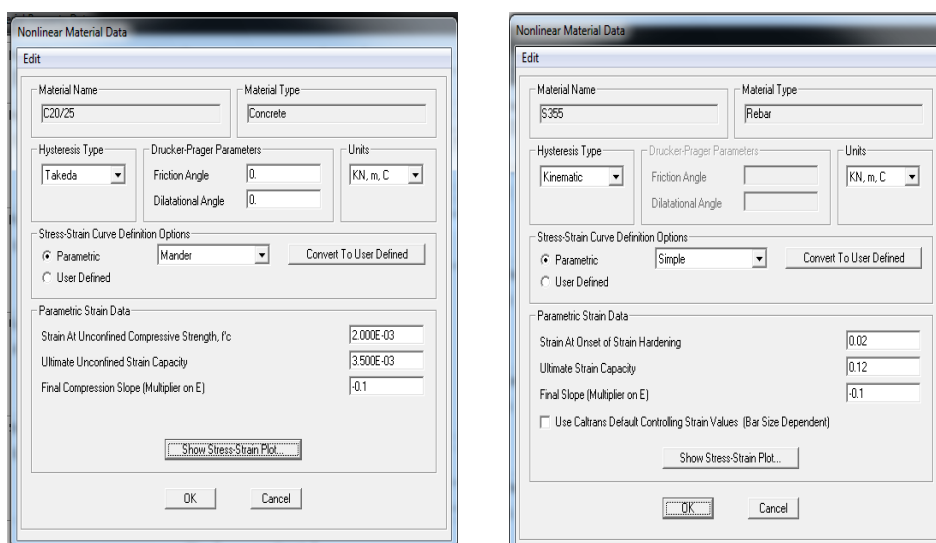
Για να συνυπολογισθεί η μείωση της δυσκαμψίας στο λογισμικό SAP2000 τοποθετείται ο συντελεστής $K_{\text{eff}}/ K_{\text{el}}$ στα modifiers έκαστης διατομής στη θέση moment of inertia around 2,3.

3.3. Εφαρμογή των περιορισμών του ΚΑΝ.ΕΠΕ στο SAP2000

Σ' αυτήν την ενότητα θα γίνει λεπτομερής περιγραφή όλων των βημάτων που ακολουθούνται για την ορθή εισαγωγή των δεδομένων στο πρόγραμμα SAP2000[4] με βάση τους περιορισμούς και τις διάφορες παραμέτρους που θέτει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ[3].

3.3.1. Ορισμός των κριτηρίων αστοχίας των υλικών

Πρώτα απ' όλα πρέπει να γίνει η εισαγωγή στο SAP2000 των μη-γραμμικών χαρακτηριστικών των υλικών, δηλαδή του σκυροδέματος και του χάλυβα. Αυτό επιτυγχάνεται με τη διαδικασία Define→Materials→Modify→Switch to Advanced Property Display→Nonlinear Material Data. Στο τελευταίο στάδιο, όπως φαίνεται και στις ακόλουθες φωτογραφίες, συμπληρώνονται οι παραμορφώσεις διαρροής και αστοχίας για το σκυρόδεμα και για το χάλυβα. Για το σκυρόδεμα ισχύει ότι $\epsilon_c=2\%$ και $\epsilon_{cu}=3,5\%$, ενώ για το χάλυβα ισχύει $\epsilon_{su}=0,02$.



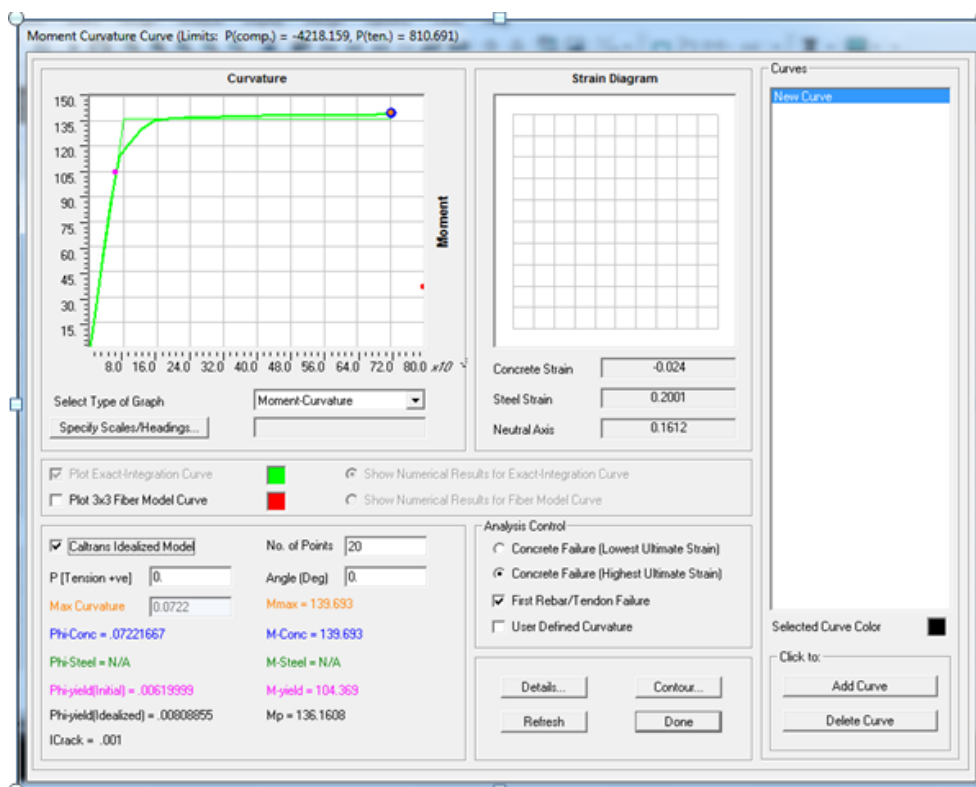
Σχ.3.2. Εισαγωγή κριτηρίων αστοχίας σκυροδέματος και χάλυβα αντίστοιχα.

3.3.2. Διάγραμμα Ροπών Καμπυλοτήτων των Διατομών

Για καθεμιά διατομή σχηματίζεται ένα διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων μέσω του Section Designer. Η σειρά εντολών ώστε να εμφανισθεί το διάγραμμα είναι: Define→Frame Sections→Section Designer→Show Moment-Curvature Curve. Με τη βοήθεια αυτού του διαγράμματος προσδιορίζονται οι καμπυλότητες διαρροής και αστοχίας (ϕ_y και ϕ_u αντίστοιχα), όπως επίσης και οι ροπές διαρροής και αστοχίας (M_y , M_u αντίστοιχα), [6],[7]. Σύμφωνα ωστόσο με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ[3] θα μπορούσαμε να χρησιμοποιήσουμε απλοποιητικά ως ροπή αστοχίας τη ροπή διαρροής, κάτι το οποίο τελικά δεν επιλέχθηκε στην παρούσα εργασία.

Από τα δεδομένα του παρακάτω σχήματος γίνεται η εξής αντιστοίχιση:

- ✓ Phi-yield (initial) → ϕ_y
- ✓ Phi-Conc → ϕ_u
- ✓ M-yield → M_y
- ✓ M-Conc → M_u



Σχ.3.3. Προσδιορισμός των ϕ_y , ϕ_u , M_y , M_u μέσω του Section Designer

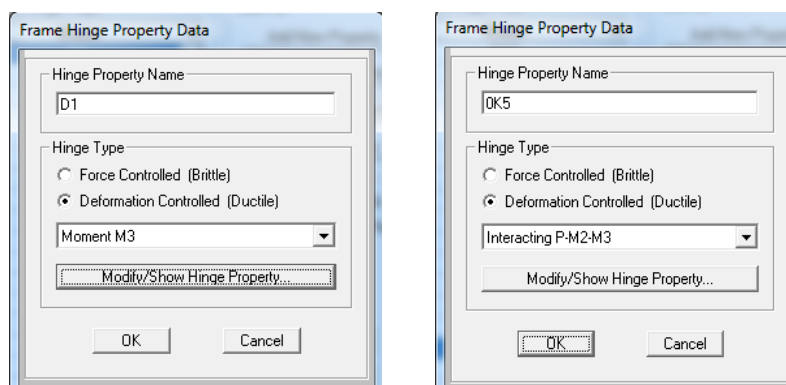
Στη συνέχεια υπολογίζονται οι γωνίες στροφής χορδής διαρροής και αστοχίας (θ_y και θ_u αντίστοιχα) για κάθε στοιχείο της κατασκευής σύμφωνα με τα όσα αναφέρθηκαν στην §3.2.9.3 και 3.2.9.4. Για τον υπολογισμό τους στην περίπτωση των υποστυλωμάτων είναι απαραίτητο να προσδιοριστούν οι αξονικές δυνάμεις τους για το συνδυασμό G+0,3Q.

3.3.3. Ορισμός των πλαστικών αρθρώσεων των διατομών

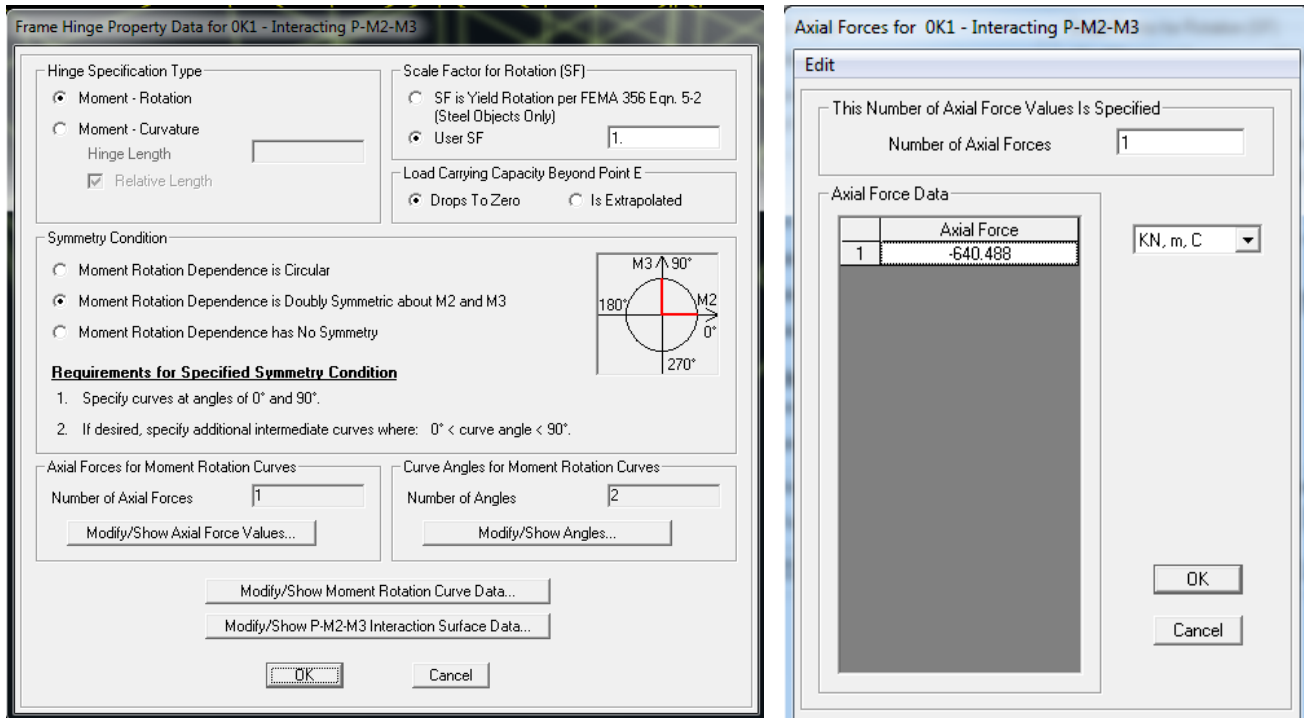
Επόμενο στάδιο είναι να καθοριστούν τα χαρακτηριστικά πλαστικοποίησης των διατομών. Τελικός στόχος της ανάλυσης είναι να προβλεφθεί ο τρόπος αλλά και τα σημεία εκδήλωσης ανελαστικών παραμορφώσεων στην κατασκευή. Η διαδικασία ξεκινά με την εντολή:

Define → Section Properties → Hinge Properties → Add New Property → Concrete.

Αρχικά, επιλέγεται πλάστιμος τρόπος αστοχίας (Ductile), καθώς και έλεγχος μετακινήσεων (Deformation Control). Έπειτα, για τις δοκούς κρίσιμη ορίζεται η αστοχία λόγω καμπτικής ροπής περί τον άξονα 3-3 (Moment M3), ενώ για τα υποστυλώματα κρίσιμη θεωρείται η αλληλεπίδραση της αξονικής δύναμης P και των ροπών περί τους άξονες 2-2 και 3-3 (Interacting P-M2-M3). Ως εκ' τούτου απαιτείται να δημιουργηθούν πλαστικές αρθρώσεις για όλες τις δοκούς χωριστά χρησιμοποιώντας κάθε φορά τη ροπή διαρροής της καθεμιάς, οι οποίες αργότερα θα εφαρμοστούν στα άκρα των στοιχείων. Αντίστοιχα, για τον ορισμό των πλαστικών αρθρώσεων που θα εφαρμοστούν στα άκρα των υποστυλωμάτων χρειάζεται να ληφθούν υπόψη οι αξονικές δυνάμεις που ασκούνται σε κάθε υποστυλώμα και που προκύπτουν από το συνδυασμό G+0,3Q.



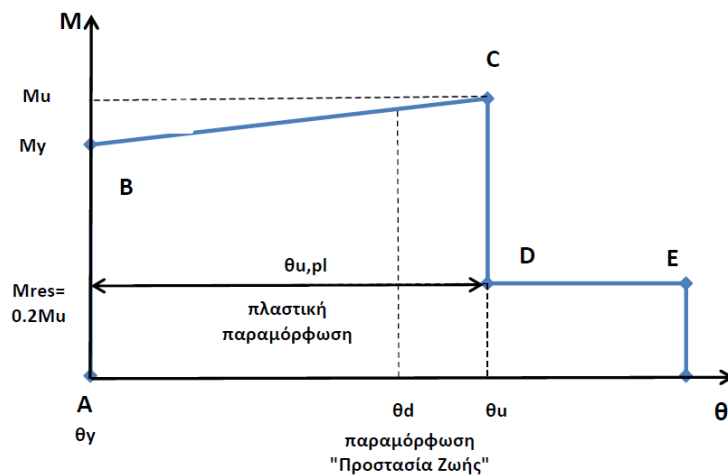
Σχ.3.4. Εισαγωγή των ιδιοτήτων των πλαστικών αρθρώσεων σε δοκούς και υποστυλώματα αντίστοιχα



Σχ.3.5. Εισαγωγή των αξονικών δυνάμεων στα υποστολώματα

Στη συνέχεια θα δοθεί λεπτομερώς ο τρόπος με τον οποίο συμπληρώνονται σωστά τα χαρακτηριστικά πλαστικοποίησης των διατομών στο SAP2000 με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ[3].

Η ιδεατή καμπύλη παραμόρφωσης $M-\theta$ που καλείται ο χρήστης να συμπληρώσει στο πρόγραμμα για κάθε στοιχείο είναι της μορφής:



Σχ.3.6. Καμπύλη παραμόρφωσης $M-\theta$ δομικού μέλους

- Στάθμη επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση μετά το σεισμό»

Σ' αυτήν αντιστοιχεί το σημείο Α και η γωνία διαρροής λαμβάνεται απλοποιητικά μηδενική.

Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να γίνουν οι κατάλληλες τροποποιήσεις όσο αφορά και τα υπόλοιπα μεγέθη. Επομένως, ως γωνία αστοχίας χρησιμοποιείται η τιμή:

$$\theta_{u,pl} = \theta_u - \theta_y \rightarrow \theta_u = \theta_{u,pl}$$

- Στάθμη Επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής»

Στην περίπτωση αυτή ο ΚΑΝ.ΕΠΕ προβλέπει ως μέγιστη γωνία την:

$$\theta_d = (\theta_u + \theta_y) / (2 \cdot \gamma_{Rd}) - \theta_y \rightarrow \theta_d = \theta_u / (2 \cdot \gamma_{Rd}) = \theta_{u,pl} / (2 \cdot \gamma_{Rd})$$

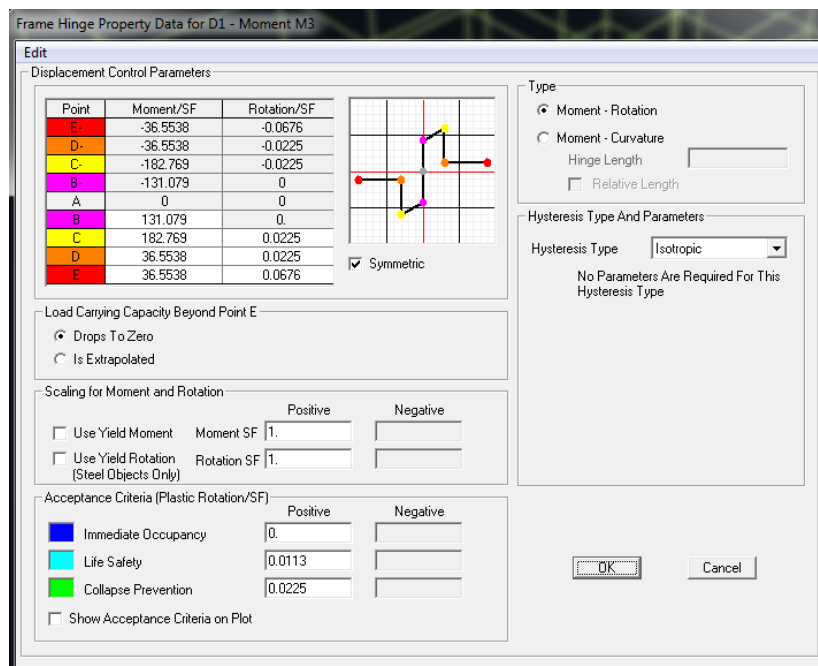
- Στάθμη Επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση»

Στην περίπτωση αυτή ο ΚΑΝ.ΕΠΕ προβλέπει ως μέγιστη γωνία την:

$$\theta_{du} = \theta_u / \gamma_{Rd} = \theta_{u,pl} / \gamma_{Rd}$$

όπου $\gamma_{Rd} = 1,80$.

Συνοπτικά για τις δοκούς χρησιμοποιούνται[5]:



Σχ.3.7. Εισαγωγή χαρακτηριστικών πλαστικοποίησης για τις δοκούς

Πιν.3.4. Εισαγωγή δεδομένων M-θ και επιτελεστικότητας στο SAP2000 κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ για τις δοκούς.

Σημείο	Moment	Rotation
A	0	0
B	M_y	0
C	M_u	$\theta_{u,pl}/\gamma_{Rd}$
D	$0,2 \cdot M_u$	$\theta_{u,pl}/\gamma_{Rd}$
E	$0,2 \cdot M_u$	$3 \cdot \theta_{u,pl}/\gamma_{Rd}$

Σ.Ε.	θ_d
«Α.Χ.»	0
«Π.Ζ.»	$\theta_{u,pl}/(2 \cdot \gamma_{Rd})$
«Ο.Κ.»	$\theta_{u,pl}/\gamma_{Rd}$

Αντίστοιχα για τα υποστυλώματα χρησιμοποιούνται:

Moment Rotation Data for 0K1 - Interacting P-M2-M3

Edit

Select Curve
 Axial Force: -640.488 Angle: 0. Curve #1: [Navigation Buttons] Units: KN, m, C

Point	Moment/Yield Mom	Rotation/SF
A	0.	0.
B	1.	0.
C	1.3385	0.0182
D	0.2677	0.0182
E	0.2677	0.0547

Note: Yield moment is defined by interaction surface

Copy Curve Data Paste Curve Data

Acceptance Criteria (Plastic Deformation / SF)

- Immediate Occupancy: 3.000E-03
- Life Safety: 9.120E-03
- Collapse Prevention: 0.0182

Show Acceptance Points on Current Curve

3D View
 Plan: 315 Elevation: 35 Aperture: 0 Axial Force: -640.488

3D RR MR3 MR2 Highlight Current Curve

Moment Rotation Information
 Symmetry Condition: Double
 Number of Axial Force Values: 1
 Number of Angles: 2
 Total Number of Curves: 2

Angle Is Moment About
 0 degrees = About Positive M2 Axis
 90 degrees = About Positive M3 Axis
 180 degrees = About Negative M2 Axis
 270 degrees = About Negative M3 Axis

OK Cancel

Σχ.3.8. Εισαγωγή χαρακτηριστικών πλαστικοποίησης για τις δοκούς

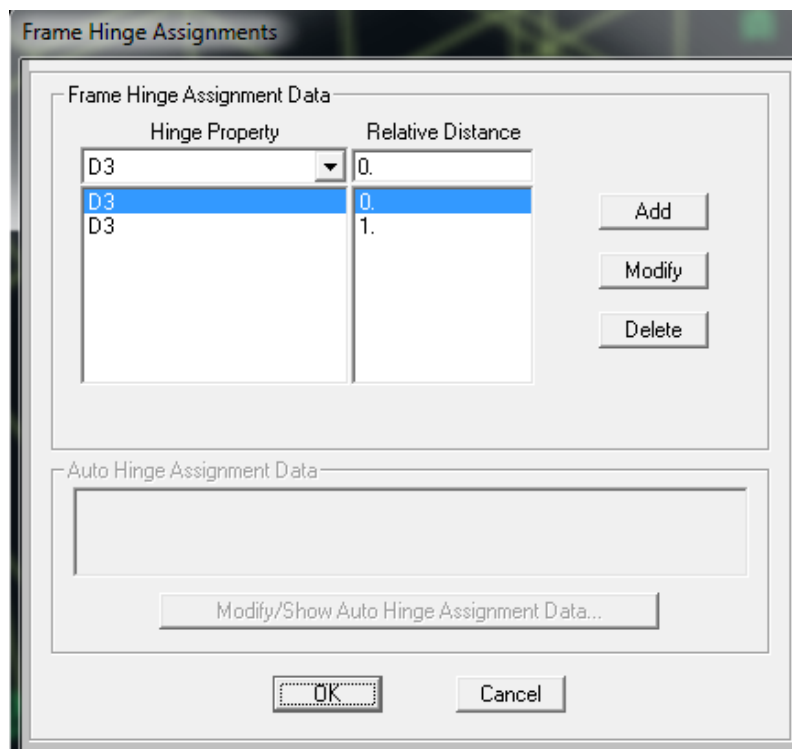
Πιν.3.5. Εισαγωγή δεδομένων $M-\theta$ και επιτελεστικότητας στο SAP2000 κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ για τις δοκούς.

Σημείο	Moment	Rotation
A	0	0
B	1	0
C	M_u / M_y	$\theta_{u,pl} / \gamma_{Rd}$
D	$0,2 \cdot M_u / M_y$	$\theta_{u,pl} / \gamma_{Rd}$
E	$0,2 \cdot M_u / M_y$	$3 \cdot \theta_{u,pl} / \gamma_{Rd}$

Σ.Ε.	θ_d
«Α.Χ.»	0
«Π.Ζ.»	$\theta_{u,pl} / (2 \cdot \gamma_{Rd})$
«Ο.Κ.»	$\theta_{u,pl} / \gamma_{Rd}$

Τέλος, η εισαγωγή όλων αυτών των πλαστικών αρθρώσεων σε όλα τα δομικά μέλη ακολουθεί την παρακάτω διαδικασία. Αφού επιλεγθεί το συγκεκριμένο στοιχείο:

Assign → Frame → Hinges



Σχ.3.9. Εφαρμογή των πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των στοιχείων.

4. ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΠΡΟΣΑΥΞΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

4.1. Εισαγωγή

Η Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση (IDA – Incremental Dynamic Analysis) είναι μια μη-γραμμική μέθοδος που έχει ως στόχο την αποδοτική αποτίμηση κατασκευών, καθώς και των επιμέρους δομικών στοιχείων τους, υπό σεισμικά φορτία διαφόρων εντάσεων. Η διαφορά της μη γραμμικής από τη γραμμική ανάλυση είναι ότι στην πρώτη ο φορέας εξακολουθεί να δέχεται επιπλέον σεισμικά φορτία ακόμα και αν έχουν διαρρεύσει κάποια απ' τα μέλη του, μέχρι να αστοχήσουν. Αυτό επιτυγχάνεται με τις παραμορφώσεις των μελών του. Είναι σημαντικό όμως, όταν ο φορέας αστοχήσει, να έχει επέλθει πρώτα διαρροή των μελών του υπό κάμψη κι έπειτα υπό τέμνουσα, ώστε η συμπεριφορά της κατασκευής να είναι πλάστιμη κι όχι ψαθυρή.

Πρακτικά επιβάλλονται χρονοϊστορίες συνήθως επιταχύνσεων καταγεγραμμένων στο παρελθόν σεισμών στο προσομοίωμα του φορέα. Ακριβέστερα για κάθε σεισμό που εξετάζεται, η χρονοϊστορία επιταχύνσεών του κλιμακώνεται, ώστε να ληφθούν υπόψη διάφορα επίπεδα έντασης. Με βάση την απόκριση της κατασκευής, που εξάγεται ύστερα απ' την επιβολή όλων των κλιμακούμενων επιταχυνσιογραφημάτων κάθε σεισμού σε αυτήν, κατασκευάζονται οι καμπύλες IDA, που βοηθούν στην διαδικασία της αποτίμησης.

Η συγκεκριμένη μέθοδος παρουσιάζει το πλεονέκτημα ότι χρησιμοποιεί πραγματικά και όχι θεωρητικά δεδομένα. Αυτό βοηθάει στην ευκολότερη κατανόηση της συμπεριφοράς της κατασκευής σε διαφορετικά σεισμικά φορτία και οδηγεί σε ασφαλέστερα συμπεράσματα αν το δείγμα των σεισμών είναι μεγάλο και αντιπροσωπευτικό. Ο υπολογιστικός χρόνος είναι όμως μεγάλος, εφόσον απαιτείται να χρησιμοποιηθούν πολλοί σεισμοί, κι επομένως τεράστιος όγκος πληροφοριών, με στόχο την αξιοπιστία των αποτελεσμάτων. Με την πάροδο όμως των χρόνων και χάρη στην ραγδαία τεχνολογική πρόοδο, ο υπολογιστικός χρόνος μειώνεται συνεχώς.

4.2. Βασικές έννοιες

Πριν την εφαρμογή της Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης κρίθηκε σκόπιμο να ορισθούν οι χρησιμοποιούμενοι όροι της μεθοδολογίας [8],[9]. Έστω λοιπόν $a_1(t_i)$, $t_i=0, t_1, t_2, \dots, t_n$ ένα επιταχυνσιογράφημα από μια βάση δεδομένων, πραγματικών καταγραφών σεισμών, το οποίο θεωρείται βασικό. Προκειμένου να αποδοθεί ακρίβεια όμως στην ανάλυση απαιτείται να κλιμακωθεί το επιταχυνσιογράφημα αυτό ώστε να παρατηρηθεί η συμπεριφορά της κατασκευής σε ηπιότερες ή ισχυρότερες εδαφικές κινήσεις.

Ορισμός 1: Συντελεστής Κλιμάκωσης λ (Scale Factor – SF)

Είναι ένας πολλαπλασιαστικός μη μηδενικός συντελεστής λ , μειωτικός ή προσαυξητικός, $\lambda \in (0, +\infty)$, με τον οποίο πολλαπλασιάζεται το βασικό επιταχυνσιογράφημα a_1 για να προκύψει το κλιμακούμενο a_λ .

Το φυσικό περιεχόμενο του βασικού επιταχυνσιογραφήματος αφήνεται αναλλοίωτο μέσω της μονοσήμαντης απεικόνισής του προς τις κλιμακωμένες εικόνες του. Έτσι η τιμή $\lambda=1$ αντιστοιχεί στο βασικό επιταχυνσιογράφημα, για $\lambda>1$ το βασικό μεγενθύνεται, ενώ για $\lambda<1$ σμικρύνεται. Σημειώνεται πως η κλιμάκωση του ελαστικού φάσματος απόκρισης γίνεται με ανάλογο τρόπο.

Ορισμός 2: Μέτρο Έντασης (Intensity Measure – IM)

Είναι ένας βαθμωτός μη αρνητικός συντελεστής $IM \in [0, +\infty)$ ενός κλιμακούμενου επιταχυνσιογραφήματος a_λ . Αποτελεί μια συνάρτηση $IM = f_{a1}(\lambda)$, που εξαρτάται από το βασικό επιταχυνσιογράφημα και αυξάνεται μονοτονικά με τον Συντελεστή Κλιμάκωσης λ .

Θα μπορούσαν πολλά μεγέθη να χαρακτηρίζουν την ένταση μιας χρονοϊστορίας ενός σεισμού, όπως για παράδειγμα το μέγεθος της σεισμικής ροπής ή η διάρκεια ή η ανελαστική μετατόπιση ενός μη γραμμικού ταλαντωτή (Luco & Cornell 2004), που έχουν προταθεί στο παρελθόν. Όμως δεν είναι εύκολα αντιληπτό το πώς αυτά τα μεγέθη μπορούν να κλιμακωθούν. Γι' αυτό το λόγο ως Μέτρα Έντασης (IMs) χρησιμοποιούνται κυρίως η Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση (PGA), η Μέγιστη Εδαφική Ταχύτητα (PGV), η Φασματική Επιτάχυνση για την 1^η ιδιοπερίοδο της κατασκευής και για απόσβεση $\xi=5\%$ ($Sa(T_1, 5\%)$). Αυτά τα μεγέθη είναι αναλογικά ως προς τον Συντελεστή Κλιμάκωσης λ ικανοποιώντας την εξίσωση $IM=\lambda \cdot f_{a1}$.

Ορισμός 3: Μέτρο Βλάβης (Damage Measure - DM) ή Παράμετρος Μηχανικής Απαιτήσης (Engineering Demand Parameter – EDM)

Είναι ένας βαθμωτός μη αρνητικός συντελεστής $DM \in [0, +\infty)$ που χαρακτηρίζει την επιπλέον απόκριση του προσομοιώματος της κατασκευής λόγω του επιβαλλόμενου σεισμικού φορτίου, ως αποτέλεσμα της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης.

Μεγέθη που συχνά χρησιμοποιούνται ως Μέτρα Βλάβης (IMs) είναι η μέγιστη τέμνουσα βάσης, η περιστροφή των κόμβων, η μέγιστη πλαστιμότητα ορόφου, η μέγιστη μετατόπιση κορυφής Δ_{TOP} , το μέγιστο drift μεταξύ των ορόφων κ.α. Ουσιαστικά χρησιμεύουν στην επίβλεψη της απόκρισης του φορέα στη συγκεκριμένη σεισμική καταπόνηση κι έτσι ανάλογα με τις συνθήκες υπάρχει περίπτωση να χρησιμοποιηθούν και περισσότερα από ένα Μέτρα Βλάβης (IMs) για την ορθή αξιολόγηση της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής.

Ορισμός 4: Μελέτη Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης χρονιστορίας εδαφικής επιτάχυνσης

Είναι μια μελέτη δυναμικής ανάλυσης του προσομοιώματος ενός φορέα που παραμετροποιείται από τον συντελεστή κλιμάκωσης λ μιας συγκεκριμένης χρονιστορίας επιταχύνσεων ενός πραγματικού σεισμού.

Αναλυτικότερα περιλαμβάνει την κλιμάκωση της αρχικής καταγραφής του σεισμικού φαινομένου, μέσω της κλιμάκωσης του βασικού επιταχυνσιογραφήματος, για μεγάλο εύρος των Μέτρων Έντασης (IMs), έτσι ώστε να καλύπτονται όλα τα στάδια λειτουργίας της κατασκευής, από την ελαστική συμπεριφορά της, στην ανελαστική συμπεριφορά και τελικά στην κατάρρευση. Έτσι για κάθε επίπεδο Μέτρου Έντασης (IM) του κλιμακώμενου επιταχυνσιογραφήματος καταγράφεται το Μέτρο Βλάβης (DM) που προκύπτει από την απόκριση της κατασκευής. Τελικά αποτυπώνονται σε κοινό διάγραμμα το Μέτρο Βλάβης (DM) με το Μέτρο Έντασης (IM) που αντιστοιχεί στην κλιμάκωση που το προκάλεσε, με αποτέλεσμα να προκύπτουν συνεχείς καμπύλες που ονομάζονται καμπύλες Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης (IDA curves).

Ορισμός 5: Καμπύλη Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης (IDA curve)

Είναι η γραφική παράσταση ενός καταγραφόμενου Μέτρου Βλάβης (DM) ως προς ένα ή περισσότερα Μέτρα Έντασης (IM) του κλιμακώμενου επιταχυνσιογραφήματος που επιβάλλεται στο φορέα χρησιμοποιώντας δυναμική προσαυξητική ανάλυση.

Μία καμπύλη IDA μπορεί να απεικονισθεί σε δύο ή και περισσότερες διαστάσεις ανάλογα με το πλήθος των Μέτρων Έντασης (IMs), αρκεί η μία τουλάχιστον να έχει δυνατότητα κλιμάκωσης. Αποσαφηνίζεται ακόμα ότι για την ίδια σεισμική δράση που υφίσταται μια κατασκευή μπορεί να υπάρχουν περισσότερες από μία καμπύλες IDA, ανάλογα με τα Μέτρα Έντασης (IMs) αλλά και τα Μέτρα Βλάβης (DMs) που επιλέγονται.

Γενικά η Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση βρίσκει εφαρμογή τόσο σε μονοβάθμια όσο και σε πολυβάθμια συστήματα. Είναι όμως πολύ σημαντικό να χρησιμοποιηθούν όσο το δυνατόν περισσότερες χρονοιστορίες εδαφικών επιταχύνσεων προκειμένου να επιτευχθεί μεγαλύτερη αξιοπιστία στα αποτελέσματα.

Συνοπτικά λοιπόν στην παρούσα διπλωματική εργασία επιβάλλονται στην υπό μελέτη κατασκευή 12 καταγραφές πραγματικών σεισμών, αλλά και οι κλιμακώμενες εικόνες τους εφαρμόζοντας Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση. Ως Μέτρα Έντασης (IMs) λαμβάνονται η $Sa(T_1, 5\%)$ και η PGA, ενώ ως Μέτρο Βλάβης (DM) το μέγιστο drift μεταξύ των ορόφων της κατασκευής. Επομένως προκύπτουν δύο καμπύλες IDA: η πρώτη συσχετίζει τα μεγέθη ($Sa(T_1) - \max \text{ interstorey drift}$) και η δεύτερη τα ($PGA - \max \text{ interstorey drift}$).

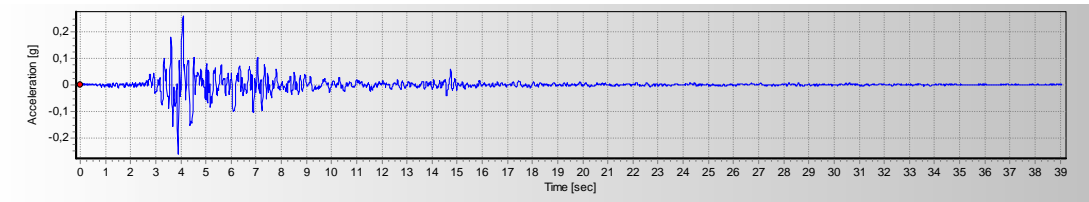
4.3. Επιλογή επιταχυνσιογραφημάτων και επεξεργασία τους

Επιλέγονται 12 χρονοιστορίες επιταχύνσεων από τη βάση δεδομένων “PEER Strong Motion Database”, από τις οποίες οι 8 αντιστοιχούν σε σεισμούς που έχουν πραγματοποιηθεί στο παρελθόν στην Ελλάδα και οι υπόλοιπες 4 σε σεισμούς του εξωτερικού. Παρουσιάζονται παρακάτω όλες οι καταγραφές σε όρους επιταχύνσεων, καθώς και τα αντίστοιχα ελαστικά φάσματα απόκρισης για απόσβεση $\xi=5\%$, όπως αυτά προκύπτουν μέσω του προγράμματος SeismoSignal.

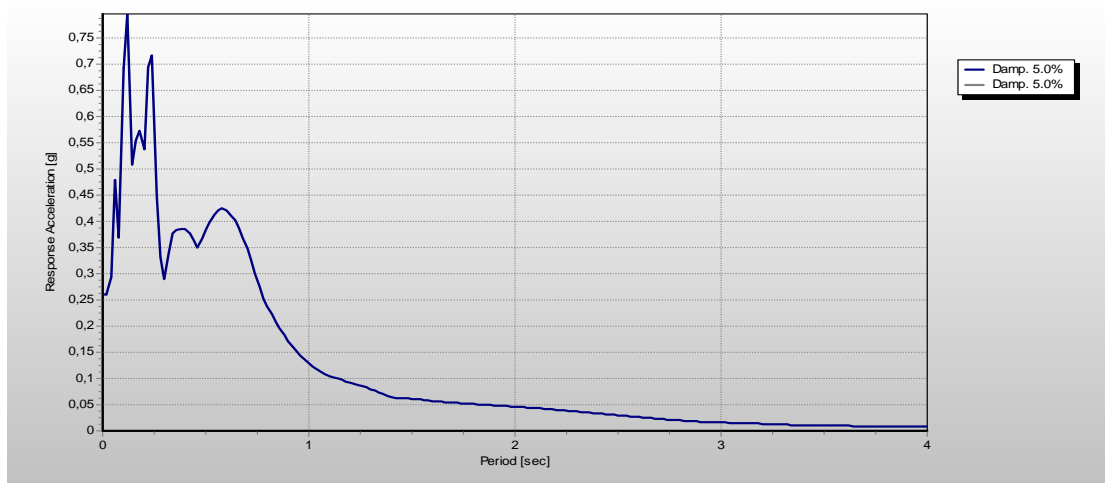


Σχ.4.1. Γεωγραφικός Εντοπισμός των Σεισμικών Καταγραφών

1. Αθήνα

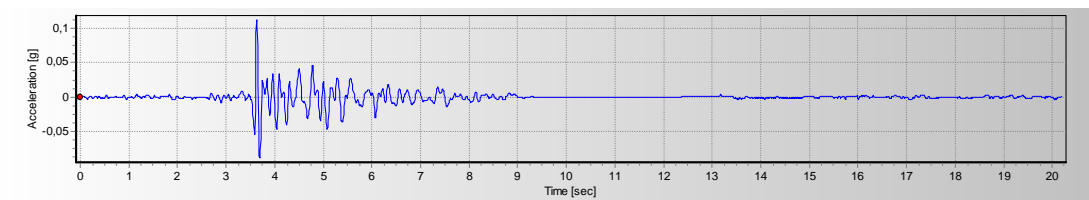


Σχ.4.2. Επιταχυνσιογράφημα Αθήνας

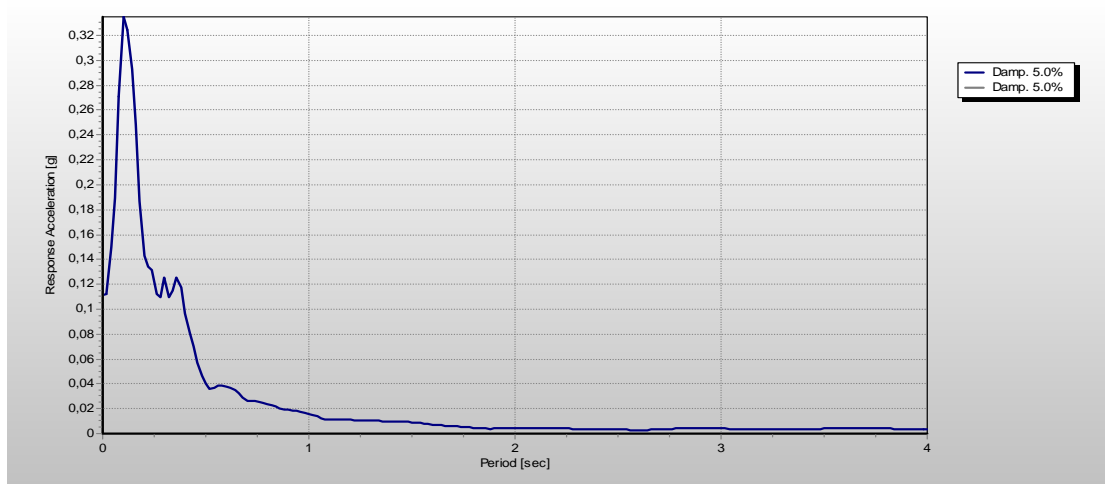


Σχ.4.3. Ελαστικό φάσμα απόκρισης για απόσβεση $\zeta=5\%$, Αθήνας

2. Καλαμάτα

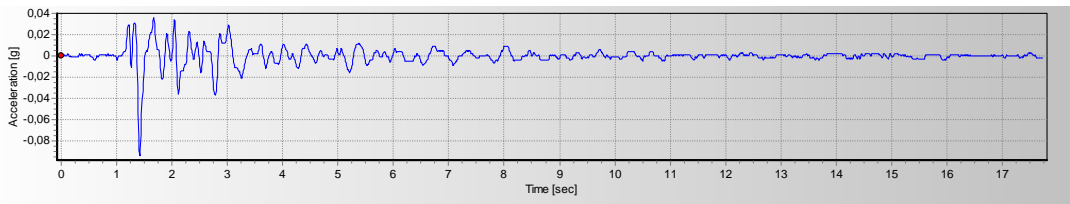


Σχ.4.4. Επιταχυνσιογράφημα Καλαμάτας

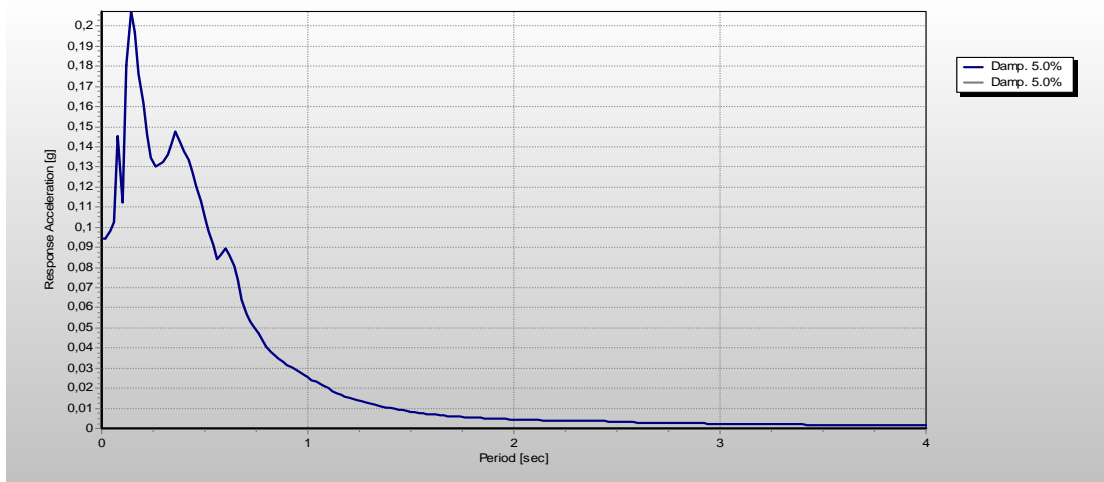


Σχ.4.5. Ελαστικό φάσμα απόκρισης για απόσβεση $\zeta=5\%$, Καλαμάτας

3. Λευκάδα

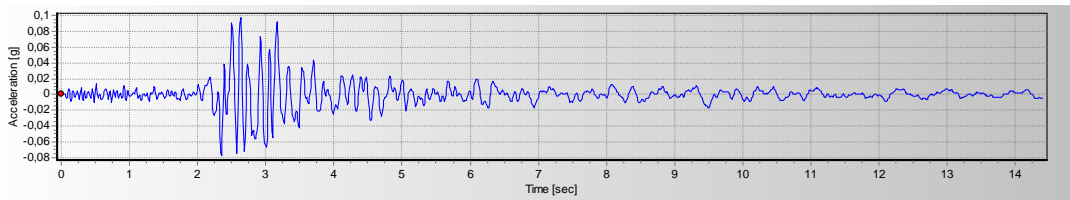


Σχ.4.6. Επιταχυνσιογράφημα Λευκάδας

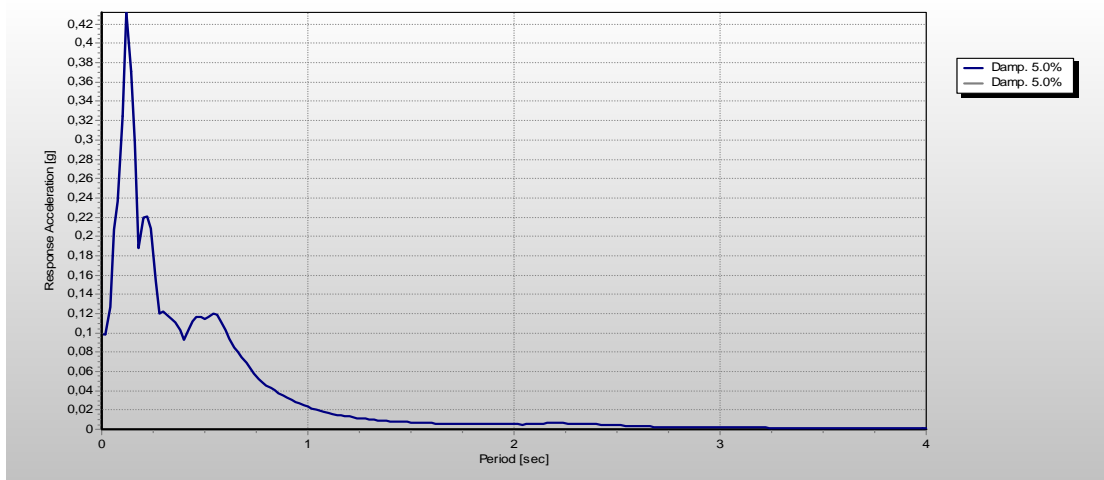


Σχ.4.7. Ελαστικό φάσμα απόκρισης για απόσβεση $\zeta=5\%$, Λευκάδας

4. Κόρινθος

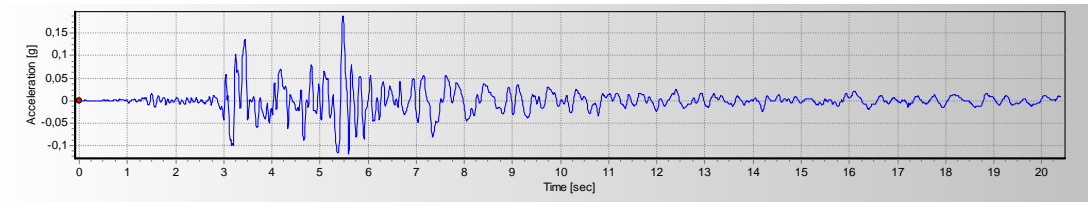


Σχ.4.8. Επιταχυνσιογράφημα Κορίνθου

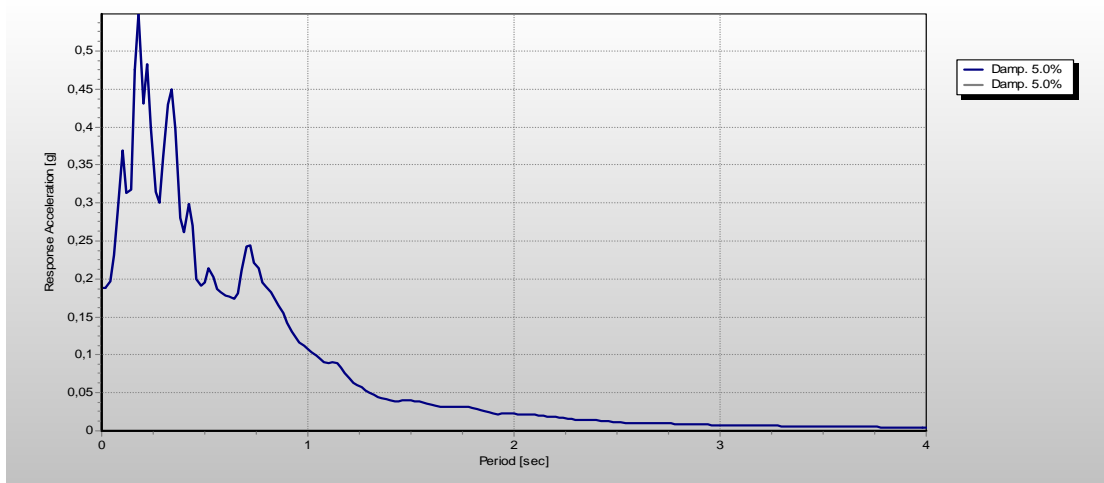


Σχ.4.9. Ελαστικό φάσμα απόκρισης για απόσβεση $\zeta=5\%$, Κορίνθου

5. Πάτρα

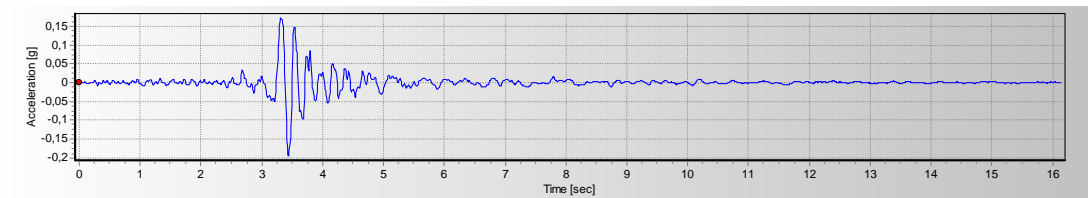


Σχ.4.10. Επιταχυνσιογράφημα Πάτρας

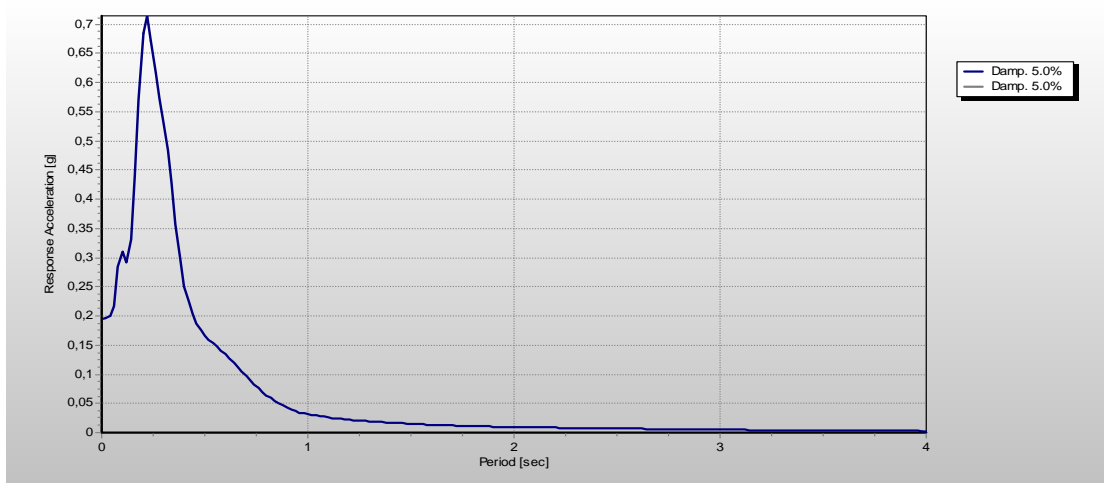


Σχ.4.11. Ελαστικό φάσμα απόκρισης για απόσβεση $\zeta=5\%$, Πάτρας

6. Αίγιο

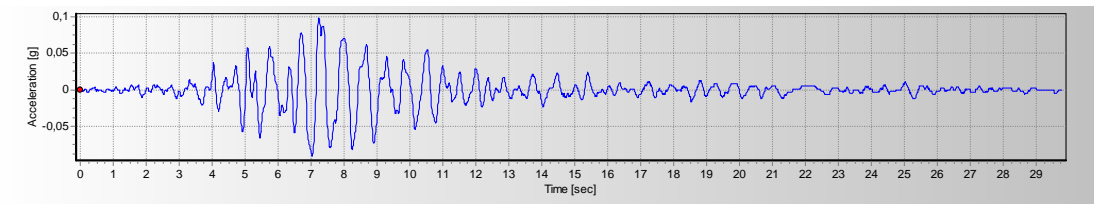


Σχ.4.12. Επιταχυνσιογράφημα Αίγιου

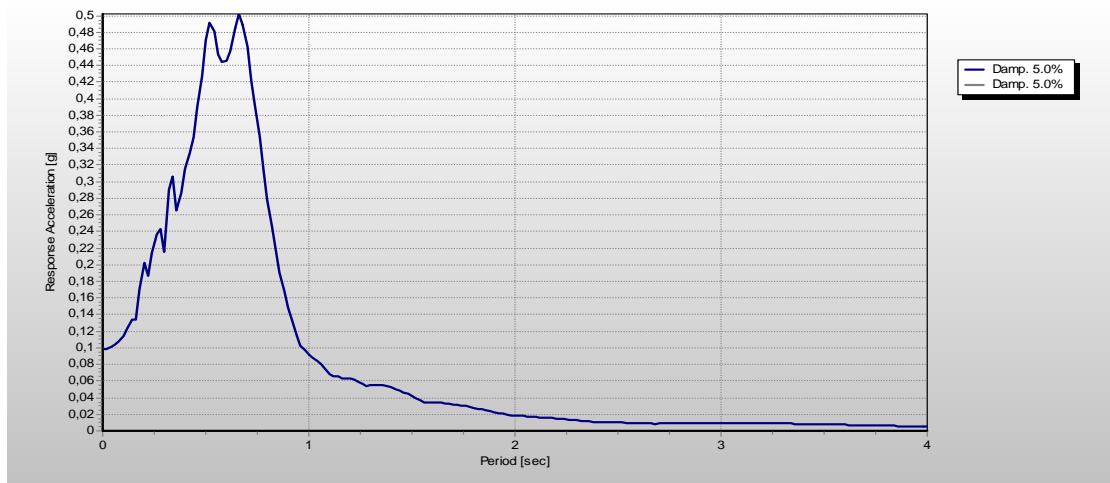


Σχ.4.13. Ελαστικό φάσμα απόκρισης για απόσβεση $\zeta=5\%$, Αίγιου

7. Έδεσσα

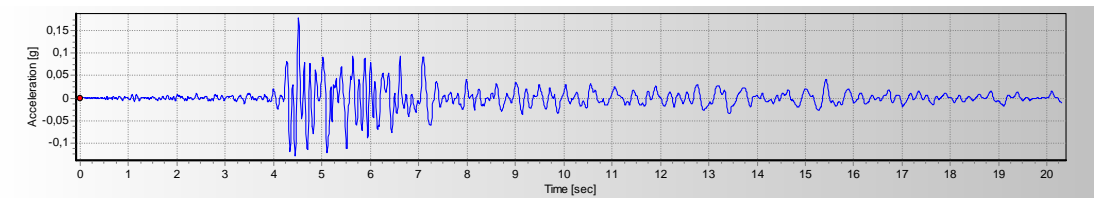


Σχ.4.14. Επιταχυνσιογράφημα Έδεσσας

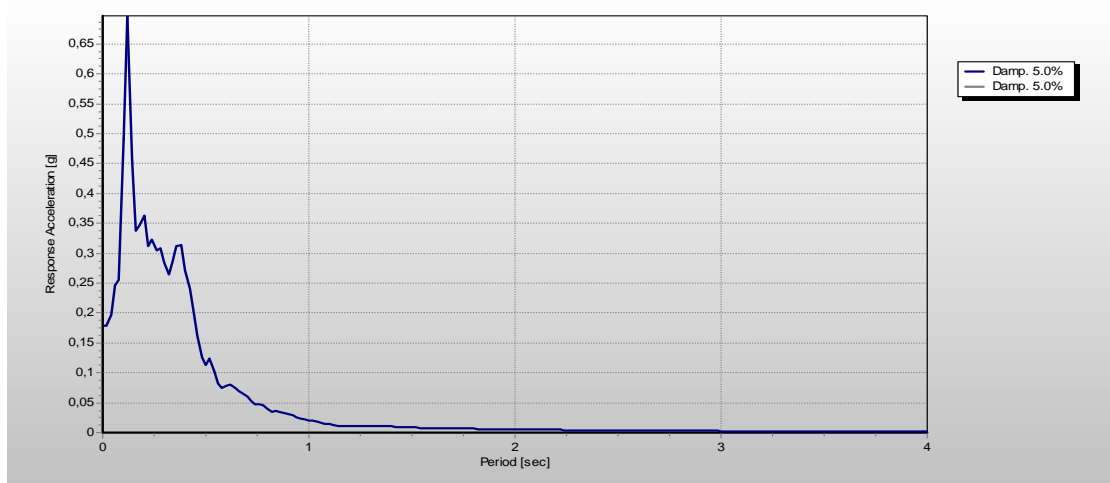


Σχ.4.15. Ελαστικό φάσμα απόκρισης για απόσβεση $\zeta=5\%$, Έδεσσας

8. Ηράκλειο

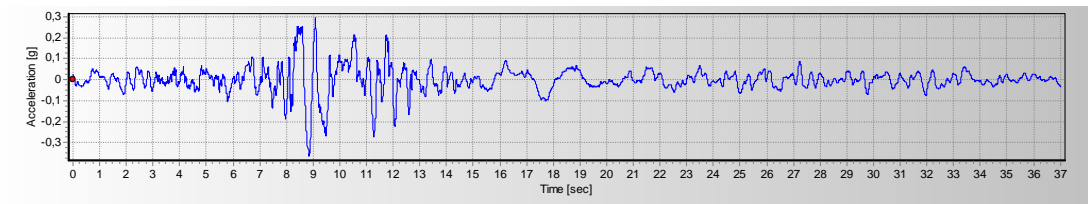


Σχ.4.16. Επιταχυνσιογράφημα Ηρακλείου

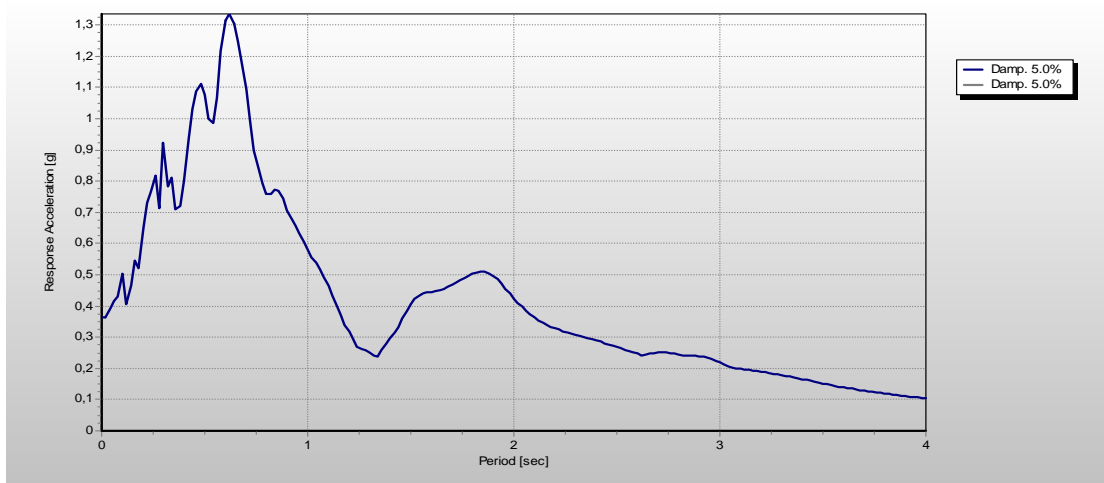


Σχ.4.17. Ελαστικό φάσμα απόκρισης για απόσβεση $\zeta=5\%$, Ηρακλείου

9. Chi-chi, Taiwan

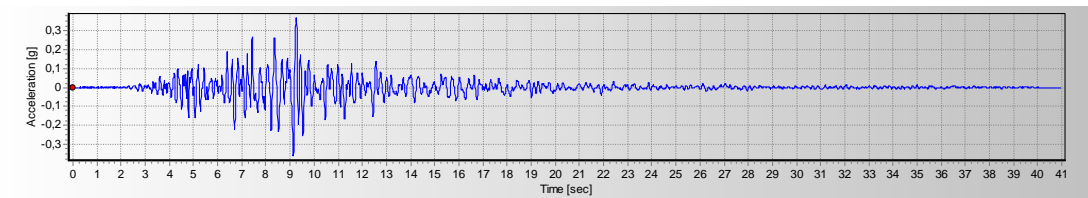


Σχ.4.18. Επιταχυνσιογράφημα Chi-chi, Taiwan

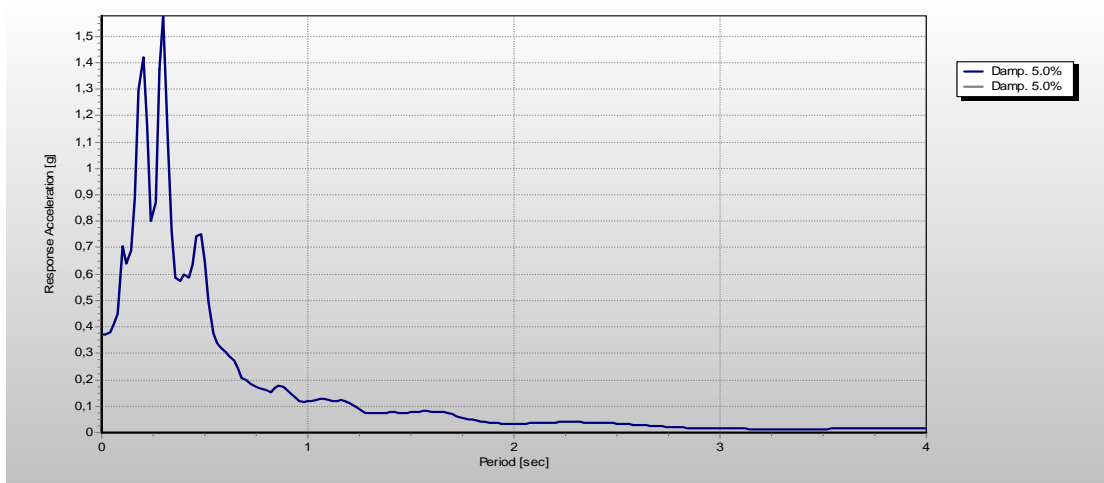


Σχ.4.19. Ελαστικό φάσμα απόκρισης για απόσβεση $\zeta=5\%$ Chi-chi, Taiwan

10. Kobe, Japan

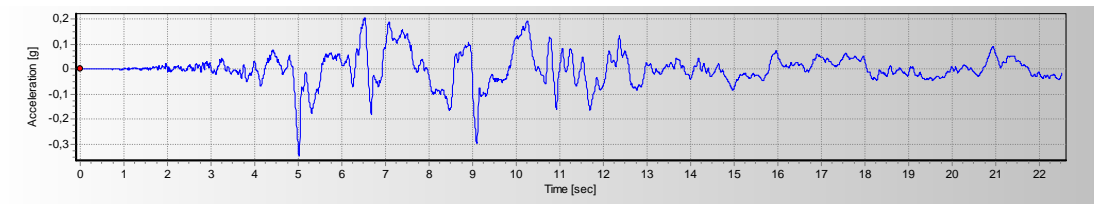


Σχ.4.20. Επιταχυνσιογράφημα Kobe, Japan

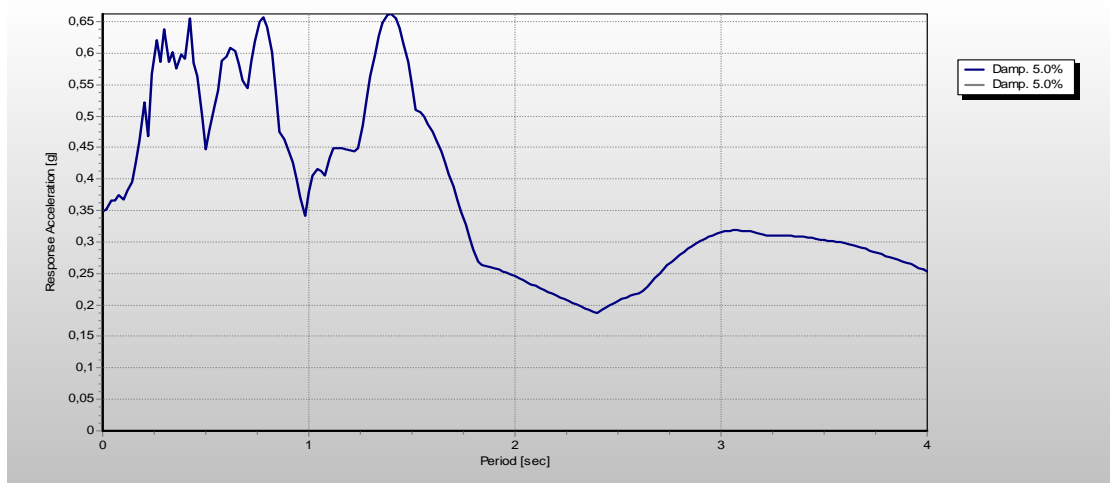


Σχ.4.21. Ελαστικό φάσμα απόκρισης για απόσβεση $\zeta=5\%$ Kobe, Japan

11. Kocaeli, Turkey

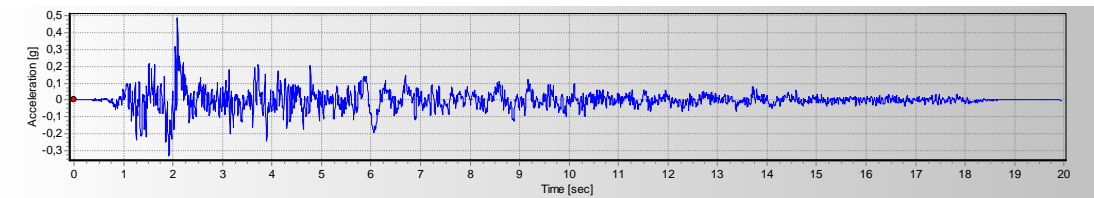


Σχ.4.22. Επιταχυνσιογράφημα Kocaeli, Turkey

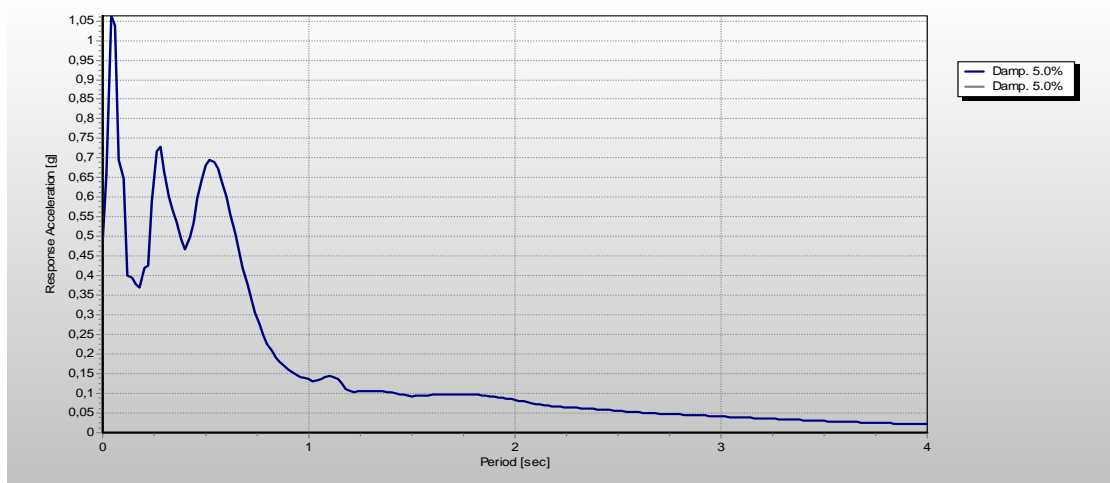


Σχ.4.23. Ελαστικό φάσμα απόκρισης για απόσβεση $\zeta=5\%$ Kocaeli, Turkey

12. Nahanni, Canada



Σχ.4.24. Επιταχυνσιογράφημα Nahanni, Canada



Σχ.4.25. Ελαστικό φάσμα απόκρισης για απόσβεση $\zeta=5\%$ Nahanni, Canada

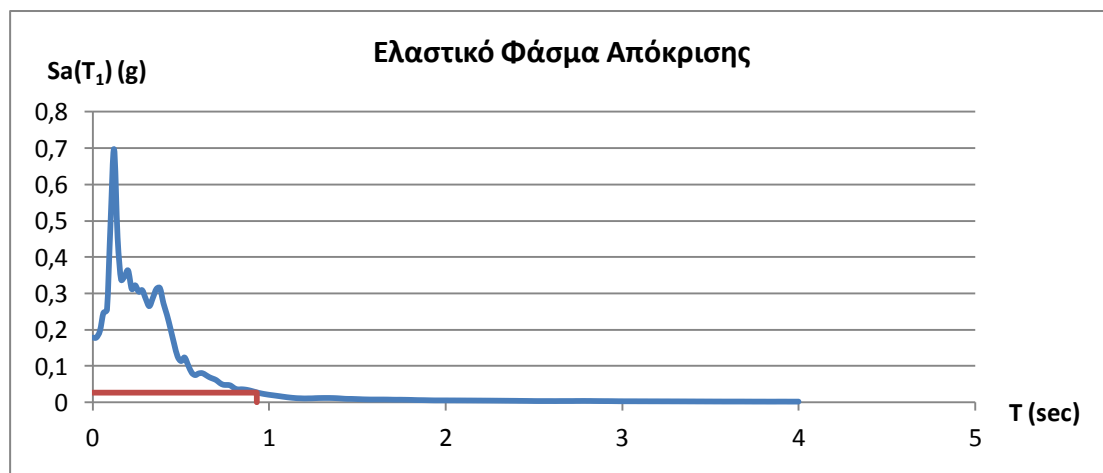
4.4. Κλιμάκωση των επιταχυνσιογραφημάτων

Η κλιμάκωση των επιταχυνσιογραφημάτων επιτυγχάνεται με το Συντελεστή Κλιμάκωσης λ . Στην παρούσα διπλωματική εργασία η κλιμάκωση των επιταχυνσιογραφημάτων γίνεται λαμβάνοντας δύο διαφορετικά Μέτρα Έντασης (IM), την Φασματική Επιτάχυνση για την 1^η ιδιοπερίοδο της κατασκευής και για απόσβεση $\xi=5\%$ ($Sa(T_1,5\%)$) και τη Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση (PGA). Σε κάθε περίπτωση το Μέτρο Έντασης (IM) κλιμακώνεται σε διάφορα επίπεδα. Ο Συντελεστής Κλιμάκωσης λ_i υπολογίζεται λοιπόν απ' το πηλίκο της τιμής κάθε επιπέδου έντασης i του Μέτρου Έντασης (IM_i) προς την τιμή του Μέτρου Έντασης (IM_0) της αρχικής καταγραφής, δηλαδή $\lambda_i = IM_i / IM_0$.

Έπειτα πολλαπλασιάζονται το αρχικό επιταχυνσιογράφημα, αλλά και το αρχικό ελαστικό φάσμα απόκρισης με το Συντελεστή Κλιμάκωσης κάθε επιπέδου έντασης και τελικά προκύπτουν τα κλιμακωμένα, δηλαδή $a_{\lambda i} = \lambda_i \cdot a_0$. Στη συνέχεια ακολουθούν ενδεικτικά οι κλιμακώσεις ενός επιταχυνσιογραφήματος με βάση το κάθε ένα απ' τα Μέτρα Έντασης (IM).

4.4.1. Κλιμάκωση ως προς την Φασματική Επιτάχυνση για την 1^η ιδιοπερίοδο της κατασκευής για απόσβεση $\xi=5\%$

Αρχικά με ιδιομορφική ανάλυση βρίσκεται η 1^η ιδιοπερίοδος της κατασκευής, $T_1 = 0,93\text{sec}$. Στη συνέχεια απ' το ελαστικό φάσμα απόκρισης για $T=T_1$ βρίσκεται η αντίστοιχη επιτάχυνση $Sa(T_1,5\%)$. Στο συγκεκριμένο παράδειγμα εξετάζεται η περίπτωση του σεισμού του Ηρακλείου και προκύπτει ότι $Sa(T_1,5\%) = 0,027\text{g}$.

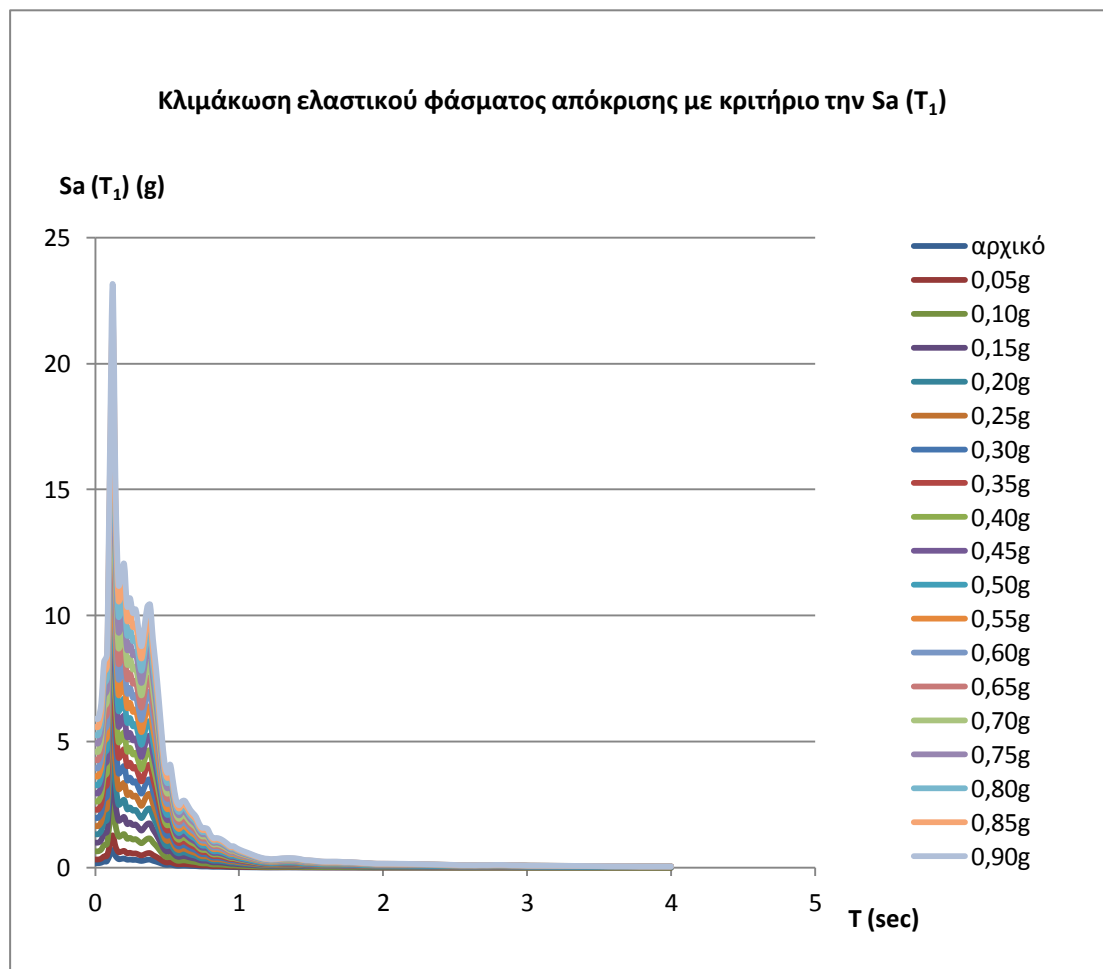


Σχ.4.26. Αρχικό Ελαστικό Φάσμα Απόκρισης Ηρακλείου

Η χρονοϊστορία αυτή κλιμακώνεται για επίπεδα έντασης Sa_i από 0,05g έως 0,90g με βήμα 0,05g. Άρα ο συντελεστής κλιμάκωσης λ υπολογίζεται ως εξής:

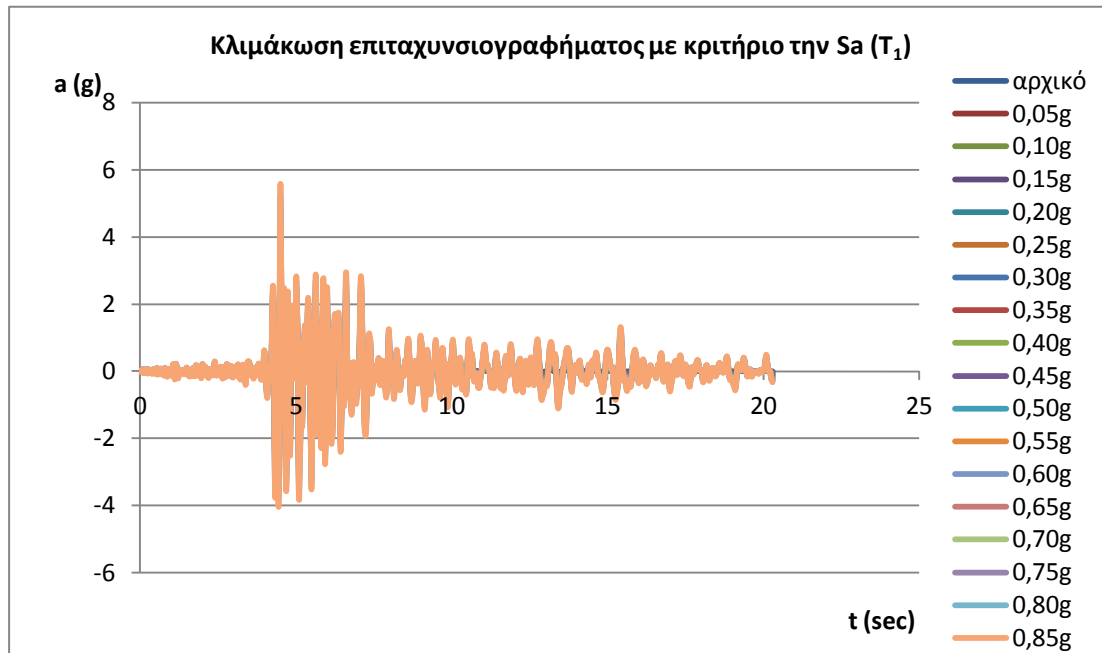
$$\lambda_i = Sa_i(T_{1,5\%}) / Sa(T_{1,5\%})$$

Για παράδειγμα για $Sa_i = 0,15g \Rightarrow \lambda_{0,15g} = 0,15g / 0,027g = 5,555g$. Πολλαπλασιάζοντας το αρχικό ελαστικό φάσμα απόκρισης με τους αντίστοιχους συντελεστές κλιμάκωσης λ_i για κάθε επίπεδο έντασης Sa_i παράγονται τα κλιμακωμένα φάσματα με κριτήριο την $Sa(T_{1,5\%})$, όπως φαίνεται παρακάτω.



Σχ.4.27. Κλιμακωμένο Ελαστικό Φάσμα Απόκρισης Ηρακλείου με κριτήριο την $Sa(T_{1,5\%})$

Με τους ίδιους ακριβώς συντελεστές κλιμάκωσης πολλαπλασιάζεται το αρχικό επιταχυνσιογράφημα και προκύπτουν τα κλιμακωμένα με κριτήριο την $Sa(T_{1,5\%})$.



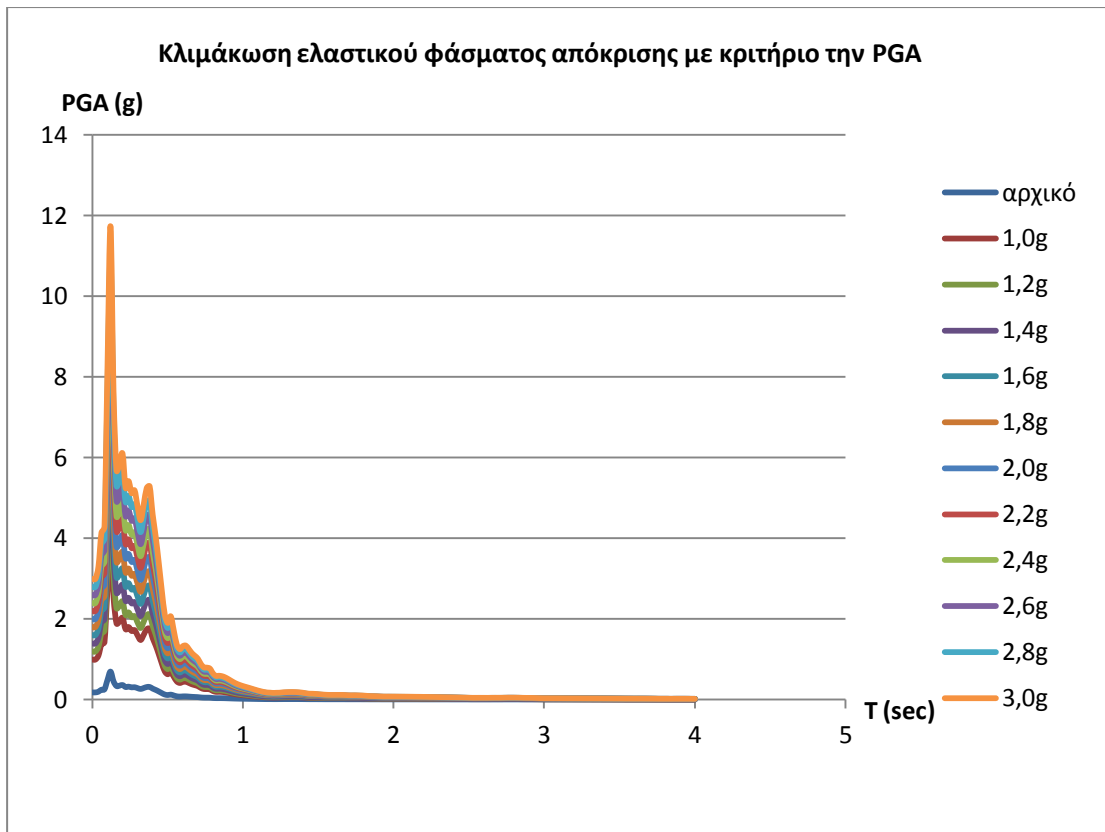
Σχ.4.28. Κλιμακωμένο Επιταχυνσιογράφημα Ηρακλείου με κριτήριο την $Sa(T_1, 5\%)$

4.4.2. Κλιμάκωση ως προς την Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση

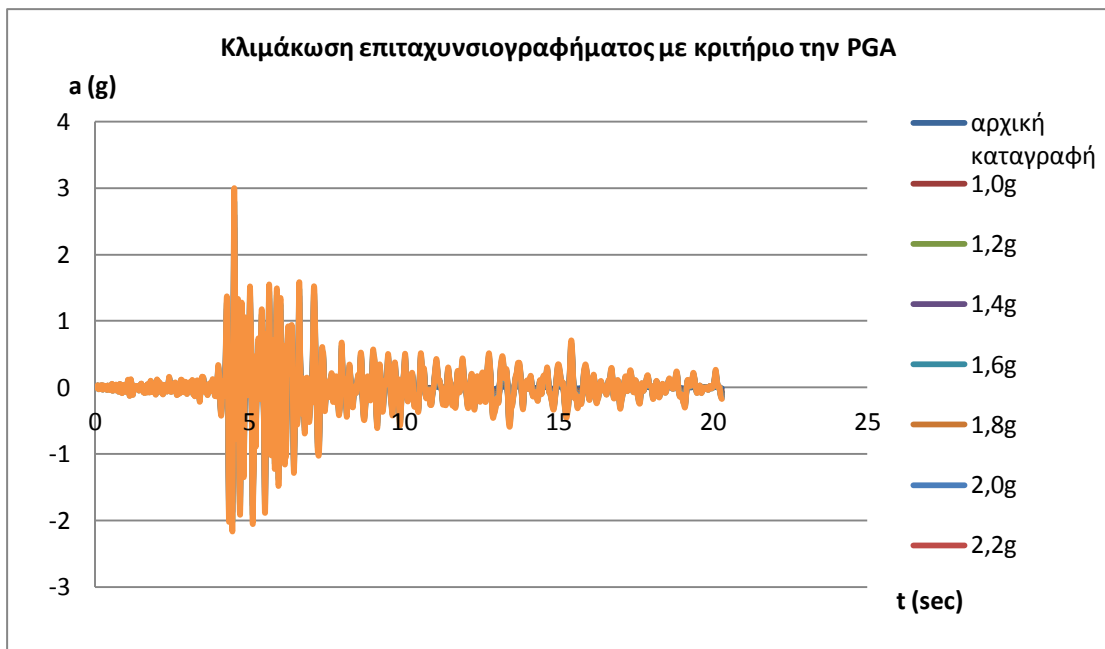
Αρχικά βρίσκεται η Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση (PGA) της κατασκευής απ’ το ελαστικό φάσμα απόκρισης για $T=0$. Συγκεκριμένα για την περίπτωση του σεισμού του Ηρακλείου προκύπτει ότι $PGA=0,1782g$. Η χρονοϊστορία αυτή κλιμακώνεται για επίπεδα έντασης PGA_i από $1g$ έως $3g$ με βήμα $0,2g$. Άρα ο συντελεστής κλιμάκωσης λ υπολογίζεται ως εξής:

$$\lambda_i = PGA_i / PGA$$

Για παράδειγμα, για $PGA_i = 1,4g \Rightarrow \lambda_{1,4g} = 1,4g / 0,1782g = 7,856g$. Πολλαπλασιάζοντας το αρχικό ελαστικό φάσμα απόκρισης με τους αντίστοιχους συντελεστές κλιμάκωσης λ_i για κάθε επίπεδο έντασης PGA_i παράγονται τα κλιμακωμένα φάσματα με κριτήριο την PGA, όπως φαίνεται στο Σχ.4.28. Κατ’ αντιστοιχία πολλαπλασιάζεται το αρχικό επιταχυνσιογράφημα με τους ίδιους συντελεστές και προκύπτουν τα κλιμακωμένα επιταχυνσιογραφήματα με κριτήριο την PGA, όπως απεικονίζονται στο Σχ.4.29.



Σχ.4.29. Κλιμακωμένο Ελαστικό Φάσμα Απόκρισης Ηρακλείου με κριτήριο την PGA

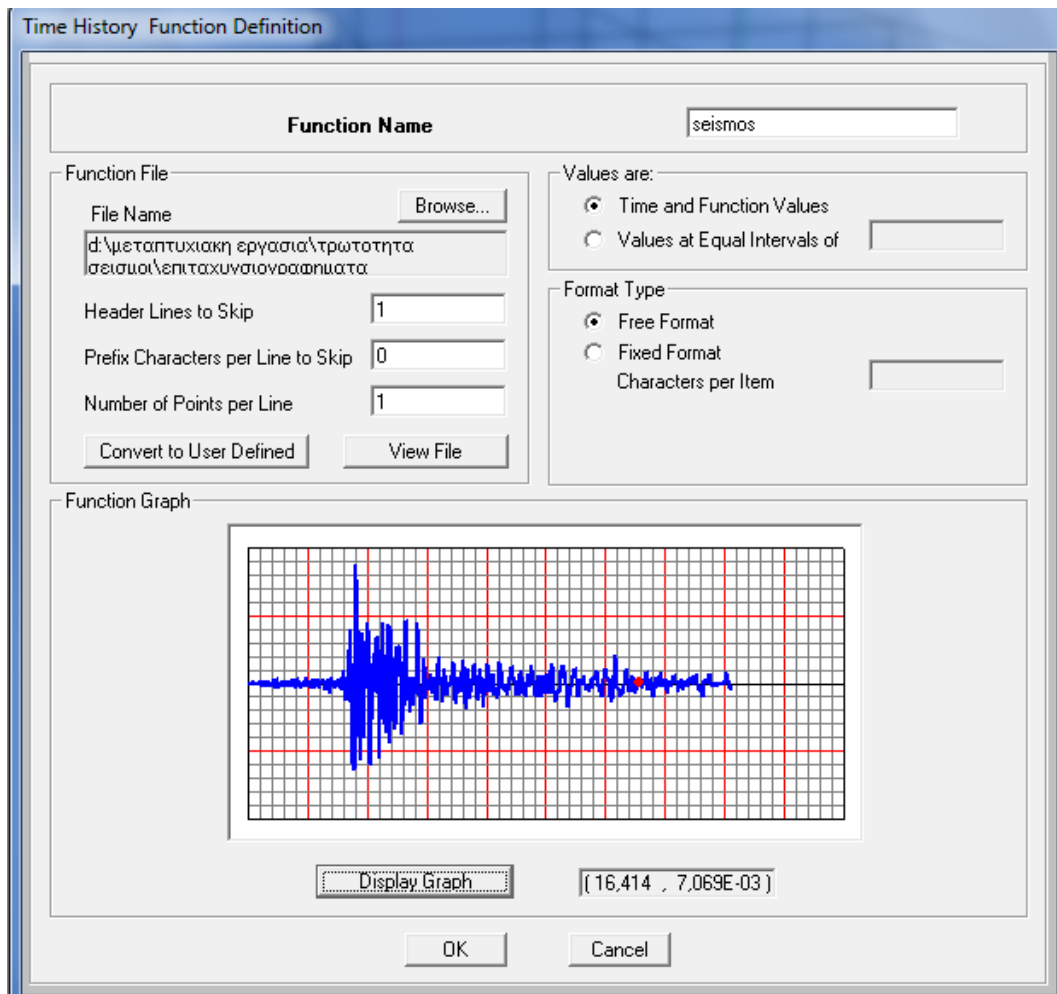


Σχ.4.30. Κλιμακωμένο Επιταχυνσιογράφημα Ηρακλείου με κριτήριο την PGA

4.5. Εφαρμογή της δυναμικής προσαυξητικής ανάλυσης στο SAP2000

Με στόχο τον καθορισμό της απόκρισης της κατασκευής πραγματοποιείται η δυναμική μέθοδος προσαυξητικής ανάλυσης στο SAP2000. Πρώτα απ' όλα εισάγεται η χρονοιστορία επιταχύνσεων κάθε σεισμού μέσω των ακόλουθων εντολών:

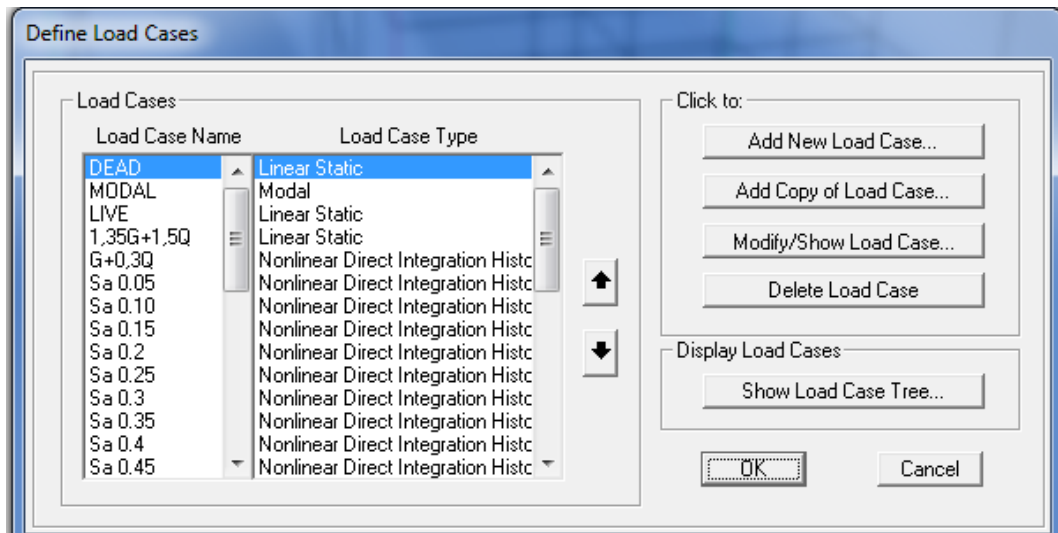
Define → Functions → Time History → From File



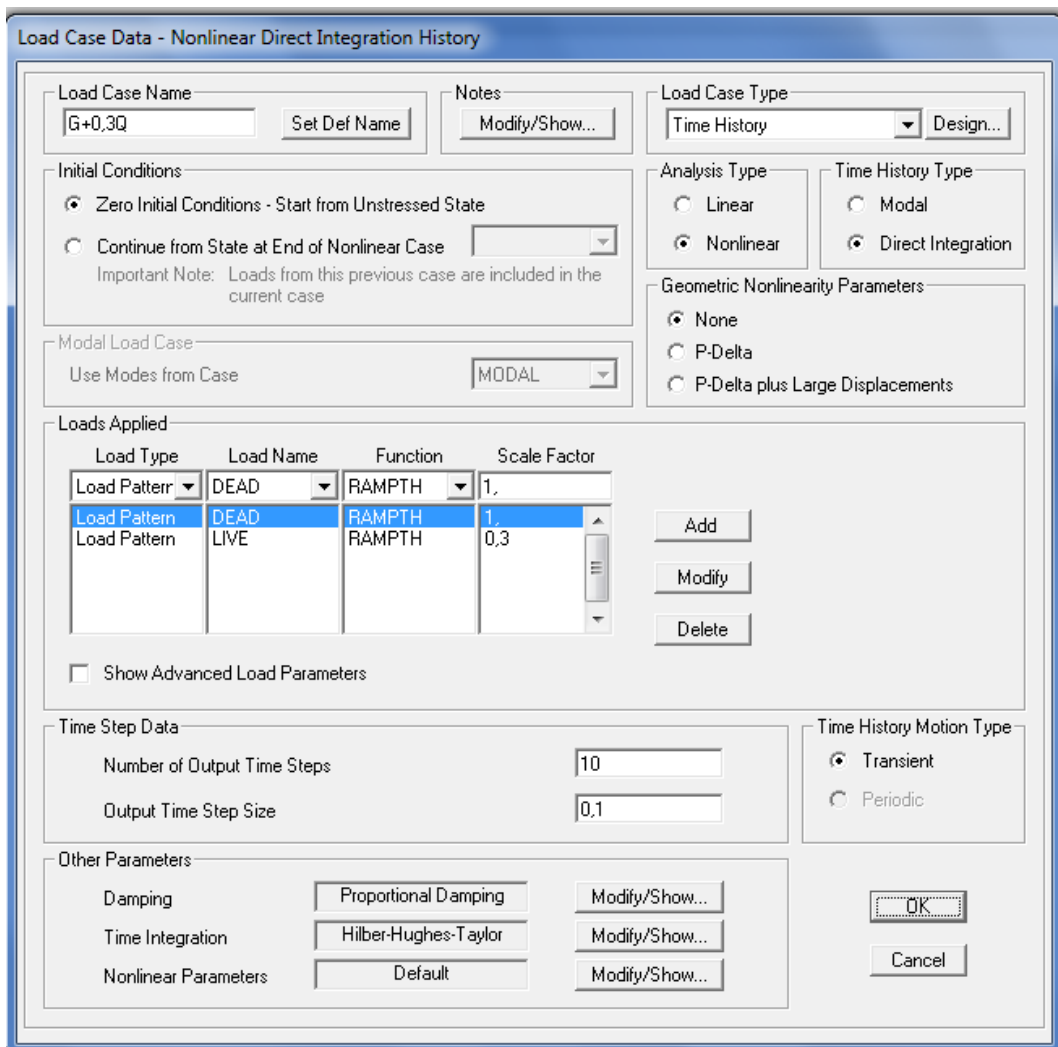
Σχ.4.31. Εισαγωγή της χρονοιστορίας επιταχύνσεων του σεισμού στο SAP2000

Στη συνέχεια γίνεται η επιβολή των φορτίων σε 2 φάσεις. Αρχικά επιβάλλονται τα μόνιμα και τα κινητά φορτία με το συνδυασμό $G+0,3Q$, ώστε να προκληθούν οι αντίστοιχες εντάσεις και παραμορφώσεις. Σημειώνεται ότι οι αρχικές συνθήκες θεωρούνται μηδενικές και αποθηκεύεται το τελευταίο στάδιο της ανάλυσης.

Define → Load Cases → Add New Load Case



Σχ.4.32. Ορισμός των Load Cases στο SAP2000



Σχ.4.33. Ορισμός μη- γραμμικής ανάλυσης για το συνδυασμό G+0,3Q

Έπειτα χρειάζεται να γίνει η κλιμάκωση της χρονιστορίας επιταχύνσεων του κάθε σεισμού και η επιβολή των κλιμακούμενων στο κτίριο. Αυτή λοιπόν επιτυγχάνεται ορίζοντας μια χωριστή Load Case για κάθε επίπεδο έντασης και πολλαπλασιάζοντας την αρχική χρονιστορία με τον κατάλληλο συντελεστή κλιμάκωσης (Scale factor) κάθε φορά. Σε κάθε περίπτωση βέβαια λαμβάνεται ως σημείο εκκίνησης η ολοκλήρωση της μη- γραμμικής δυναμικής ανάλυσης $G+0,3Q$. Επίσης, είναι απαραίτητο να εισαχθεί έμμεσα η χρονική διάρκεια του σεισμού, καθορίζοντας τον αριθμό των χρονικών διατημάτων, καθώς και το χρονικό βήμα. Η διαδικασία φαίνεται στα ακόλουθα σχήματα.

Load Case Data - Nonlinear Direct Integration History

Load Case Name: Notes:

Load Case Type:

Initial Conditions:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type: Linear Nonlinear

Time History Type: Modal Direct Integration

Geometric Nonlinearity Parameters:

- None
- P-Delta
- P-Delta plus Large Displacements

Modal Load Case:

Use Modes from Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	seismos	5,8389
Accel	U1	seismos	5,8389

Show Advanced Load Parameters

Time Step Data:

Number of Output Time Steps:

Output Time Step Size:

Time History Motion Type: Transient Periodic

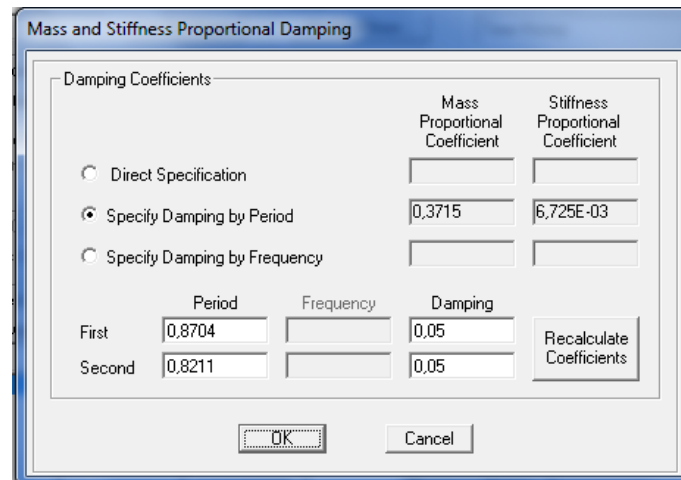
Other Parameters:

Damping:

Time Integration:

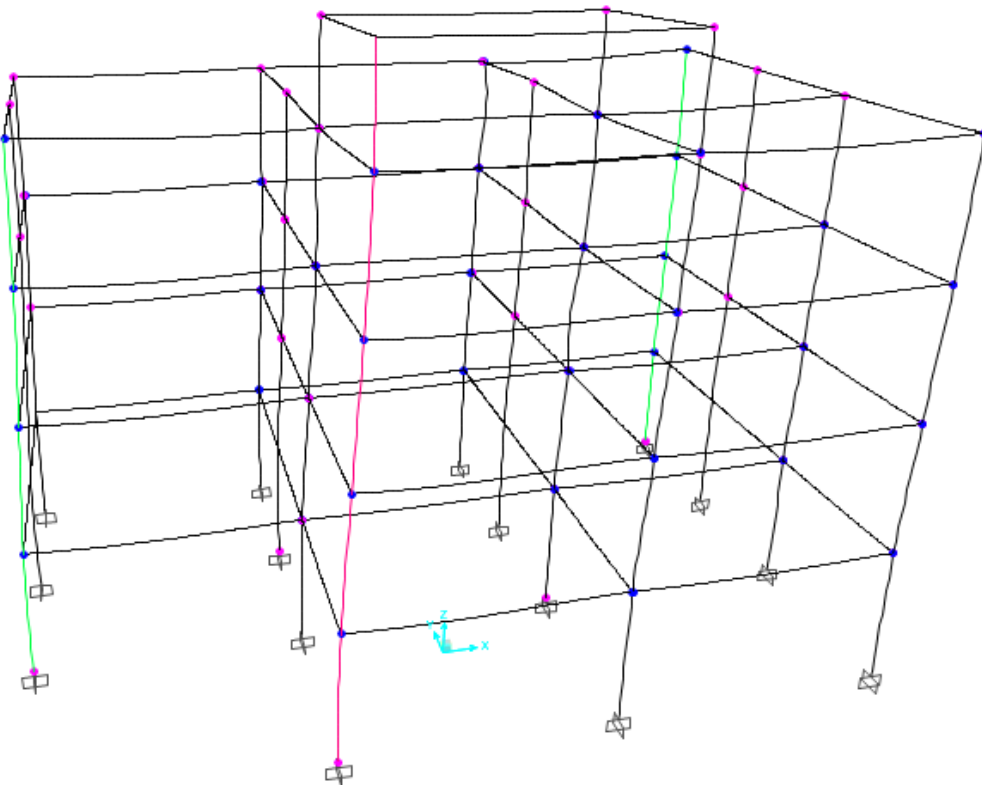
Nonlinear Parameters:

Σχ.4.34. Ορισμός μη- γραμμικής ανάλυσης χρονιστορίας για επίπεδο έντασης $Sa=0,2g$



Σχ.4.35. Ορισμός παραμέτρων φόρτισης

Τελικά με την επιβολή των φορτίων (μόνιμων, κινητών και σεισμικών) προκύπτει η παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα και η κατάσταση των πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των υποστυλωμάτων και των δοκών.

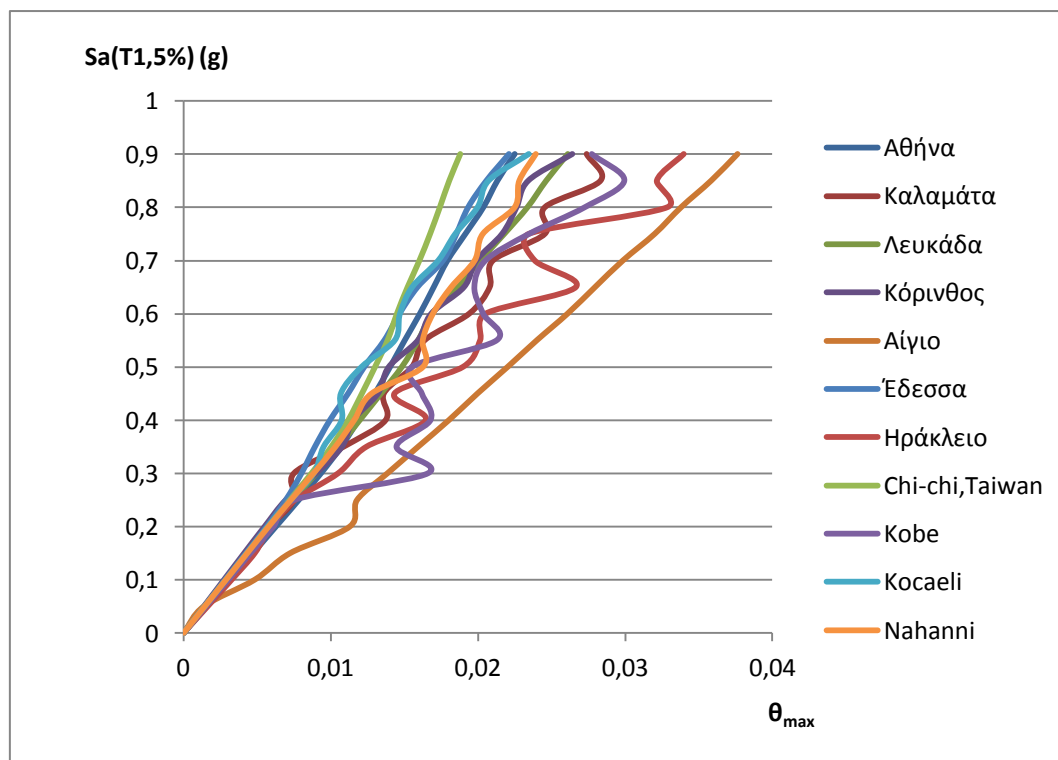


Σχ.4.36. Παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα και κατάσταση των πλαστικών αρθρώσεων

4.6. Κατασκευή των καμπυλών Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης (IDA)

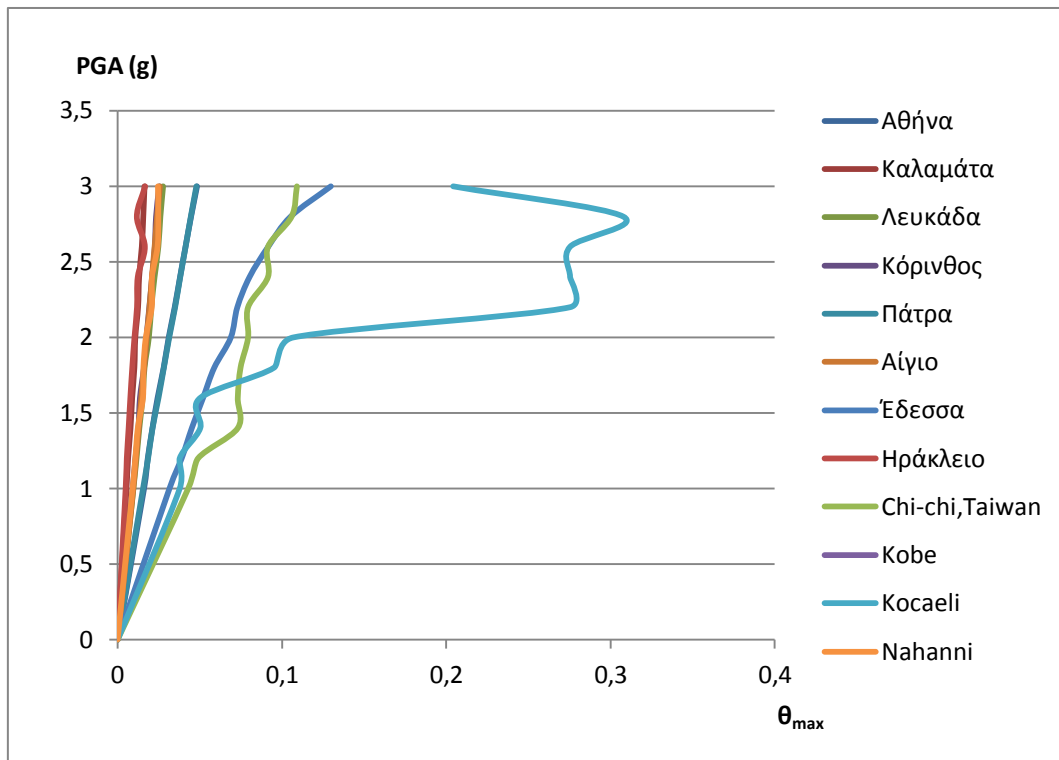
Με την εφαρμογή της δυναμικής προσαυξητικής ανάλυσης στο SAP2000 για κάθε κλιμάκωση του επιταχυνσιογραφήματος κάθε σεισμού, που αντιστοιχεί σε συγκεκριμένη τιμή του μέτρου έντασης IM_i , προκύπτουν οι μετατοπίσεις των κόμβων ελέγχου όλων των ορόφων για καθένα χρονικό βήμα της χρονοϊστορίας. Υπολογίζεται έτσι η αντίστοιχη σχετική μετακίνηση μεταξύ των ορόφων και προσδιορίζεται η μέγιστη κάθε χρονικού βήματος και τελικά η μέγιστη όλης της διάρκειας ($\theta_{max,i}$). Ως εκ τούτου συσχετίζοντας όλες τις διαφορετικές τιμές του μέτρου έντασης IM_i κάθε σεισμού με την αντίστοιχη τιμή του max interstorey drift $\theta_{max,i}$ παράγεται τελικά η καμπύλη IDA για κάθε σεισμό που εξετάζεται.

4.6.1. Καμπύλες IDA με μέτρο έντασης την Φασματική Επιτάχυνση για την 1^η ιδιοπερίοδο της κατασκευής για απόσβεση $\xi=5\%$



Σχ.4.37. Καμπύλες IDA με κριτήριο την $Sa(T_1,5\%)$

4.6.2. Καμπύλες IDA με μέτρο έντασης την Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση



Σχ.4.38. Καμπύλες IDA με κριτήριο την PGA

5. ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΙΣ ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΙΔΑ

5.1. Εισαγωγή

Η ασφάλεια μιας κατασκευής είναι ένα απ' τα σημαντικότερα θέματα, που απασχολούν τους μηχανικούς και εξασφαλίζεται ολοένα και πιο αποτελεσματικά, καθώς υπάρχουν τα μέσα, και οι γνώσεις ώστε να αντιμετωπισθούν σοβαροί κίνδυνοι, όπως μεγάλοι σεισμοί. Από την άλλη όμως αυξάνεται πολύ και το κόστος. Θα πρέπει επομένως να επιτευχθεί ένας συνδυασμός αυτών, ώστε να επιτυγχάνεται η απαιτούμενη ασφάλεια αλλά και να διατηρείται το κόστος της κατασκευής σε όσο το δυνατόν χαμηλότερο επίπεδο.

Έτσι, για τον αντισεισμικό σχεδιασμό μιας νέας κατασκευής ή τον έλεγχο μιας υφιστάμενης θεωρείται αποδεκτό ένα επίπεδο βλαβών στο φορέα (στάθμες επιτελεστικότητας) ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης του σεισμού σχεδιασμού. Οι κυριότερες στάθμες επιτελεστικότητας είναι οι εξής [3],[10]: **Άμεση Χρήση ή Περιορισμός των Βλαβών, Προστασία Ζωής ή Σημαντικές Βλάβες και Οιονεί Κατάρρευση** και τα πιο συνηθισμένα επίπεδα σεισμικού κινδύνου είναι αυτά του **συχνού σεισμού** και του **σπάνιου σεισμού**, όπως έχουν αναφερθεί και αναλυθεί στο Κεφ.3.

5.2. Στόχος Αποτίμησης

Στη συνέχεια ορίζεται ένας **στόχος αποτίμησης ή επιθυμητής επιτελεστικότητας** ανάλογα με την σπουδαιότητα του κτιρίου (κατοικία, σχολείο, νοσοκομείο, αποθήκη κ.α.) και τις απαιτήσεις του ιδιοκτήτη. Με βάση αυτόν το στόχο γίνεται ο έλεγχος αντοχής της κατασκευής στα επιβαλλόμενα σεισμικά φορτία, η αποτίμησή της και πιθανόν ο ανασχεδιασμός της. Όπως έχει αναφερθεί και στο Κεφ.3, ο στόχος αποτίμησης που επιλέγεται στην παρούσα διπλωματική εργασία, λόγω του ότι το κτίριο έχει χρήση κατοικίας, είναι ο B1 [5], που αναφέρεται σε στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής και στο επίπεδο κινδύνου του συχνού σεισμού.

Η απόδοση της κατασκευής καθορίζεται από το Μέτρο Βλάβης, δηλαδή από το μέγιστο λόγο της διαφορικής μετατόπισης δύο διαδοχικών ορόφων της κατασκευής

προς το ύψος του ορόφου (max interstorey drift), θ_{max} , για το επίπεδο σεισμικού κινδύνου που έχει επιλεχθεί. Προκειμένου να διαπιστωθεί αν έχει ξεπεραστεί καθεμία από τις στάθμες επιτελεστικότητας, αρκεί ο έλεγχος [11]:

$$\theta_{max} > \theta_{maxSE}$$

Παρουσιάζονται λοιπόν παρακάτω τα όρια των τιμών του max interstorey drift θ που αντιστοιχούν σε κάθε στάθμη επιτελεστικότητας [12].

Πιν.5.1. Όρια max interstorey drift ανάλογα με τις στάθμες επιτελεστικότητας

Στάθμη επιτελεστικότητας	Interstorey drift θ
Άμεση Χρήση	$0,002 < \theta < 0,004$
Προστασία Ζωής	$0,010 < \theta < 0,018$
Οιονεί Κατάρρευση	$\theta > 0,03$

Στην παρούσα εργασία, για τις στάθμες επιτελεστικότητας Άμεση Χρήση και Προστασία Ζωής επιλέγονται ως όρια (θ_{maxSE}) οι μικρότερες τιμές υπέρ της ασφαλείας, δηλαδή οι τιμές 0,002 και 0,010 αντίστοιχα, ενώ για τη στάθμη Οιονεί Κατάρρευση ισχύει ότι $\theta_{maxSE} = 0,03$.

5.3. Βασικές μαθηματικές έννοιες

Πρώτα απ' όλα πρέπει να αποσαφηνισθούν κάποιοι όροι [8],[9] που χρησιμοποιούνται ακολούθως.

Ορισμός 1: Μέση τιμή μ

Μέση τιμή μ ενός δείγματος $\{X\}$ με n στοιχεία ορίζεται ως το ηλίκο του αθροίσματος των στοιχείων προς το πλήθος τους n .

$$\mu = (\sum x_i) / n = (x_1 + x_2 + \dots + x_n) / n$$

Ορισμός 2: Τυπική απόκλιση σ

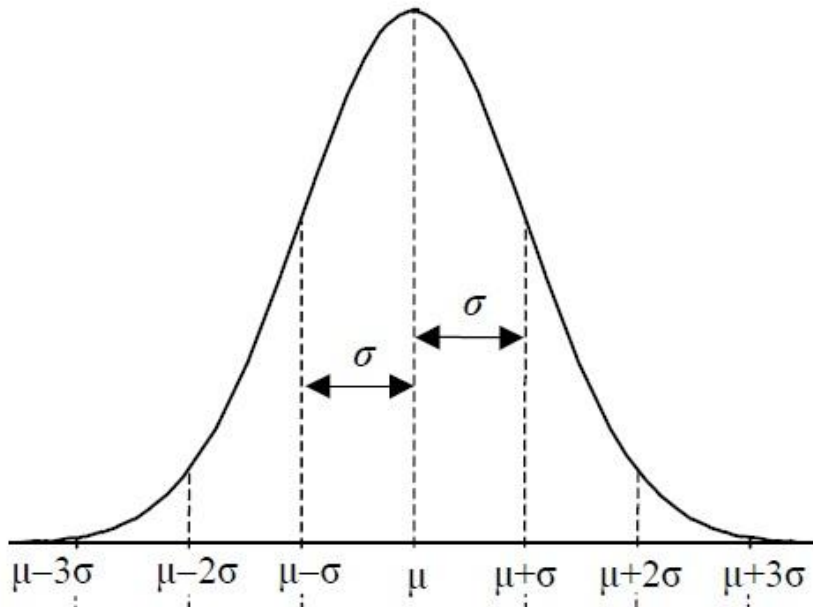
Η τυπική απόκλιση σ ενός δείγματος $\{X\}$ με n στοιχεία και μέση τιμή μ ορίζεται από τη σχέση:

$$\sigma = [\sum (x_i - \mu)^2 / n]^{0.5} = [((x_1 - \mu)^2 + (x_2 - \mu)^2 + \dots + (x_n - \mu)^2) / n]^{0.5}$$

Ορισμός 3: Κανονική Κατανομή

Η κανονική κατανομή δίνει την τιμή της πιθανότητας να πραγματοποιηθεί ένα συμβάν ($X=x$), μέσω της Συνάρτησης Πυκνότητας Πιθανότητας σύμφωνα με τη σχέση:

$$P(X=x) = f(x) = \exp [-(x-\mu)^2 / (2\sigma^2)] / (2\pi\sigma^2)^{0.5}$$



Σχ.5.1. Μορφή Κανονικής Κατανομής

Ορισμός 4: Συνάρτηση Κατανομής Πιθανότητας

Η Συνάρτηση Κατανομής Πιθανότητας για την Κανονική Κατανομή εκφράζεται μέσω της σχέσης:

$$F(x_0) = P(X \leq x_0) = \int_{-\infty}^{x_0} \exp [-(X - \mu)^2 / (2\sigma^2)] / (2\pi\sigma^2)^{0.5} dx = \Phi[(x_0 - \mu)/\sigma]$$

Σημειώνεται ότι το εμβαδόν που περικλείεται από τη Συνάρτηση Πυκνότητας Πιθανότητας από το $-\infty$ έως το x_0 δίνει το άθροισμα των τιμών των πιθανοτήτων από το $-\infty$ έως το x_0 .

5.4. Κατασκευή καμπυλών τρωτότητας με βάση τη Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση

Επιδίωξη της ανάλυσης τρωτότητας είναι ο προσδιορισμός της πιθανότητας P σε κάθε επίπεδο έντασης i να ξεπεράσει το \max interstorey drift $\theta_{\max,i}$ της κατασκευής

Αποτίμηση Ενίσχυσης Κτιρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα με Κριτήρια Τρωτότητας

εκείνο που αντιστοιχεί στη συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας $\theta_{\max\Sigma E}$. Ως μέτρα έντασης έχουν χρησιμοποιηθεί η φασματική επιτάχυνση $Sa(T_1,5\%)$ για $T=T_1$ και απόσβεση 5%, αλλά και η Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση, PGA. Ουσιαστικά δηλαδή η καμπύλη τρωτότητας για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας εκφράζει τη σχέση της πιθανότητας $P(\theta_{\max,i} > \theta_{\max\Sigma E})$ με το μέτρο έντασης IM, $Sa(T_1,5\%)$ ή PGA [8],[9].

$$P(\theta_{\max,i} > \theta_{\max\Sigma E}) = \Phi[\ln(IM_i/\mu)/(\sigma/\mu)]$$

Συνοψίζοντας, σε κάθε στάθμη επιτελεστικότητας αντιστοιχεί ένα $\theta_{\max\Sigma E}$. Ανατρέχοντας λοιπόν στις καμπύλες IDA με κριτήριο την $Sa(T_1,5\%)$ και με κριτήριο την PGA που είχαν προκύψει από την Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση και για $\theta = \theta_{\max\Sigma E}$ μπορεί να βρεθεί μια τιμή $Sa_{\Sigma E}$ και μία $PGA_{\Sigma E}$ αντίστοιχα που να αφορά τη συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας. Η ίδια διαδικασία επαναλαμβάνεται για όλους τους σεισμούς που έχουν ληφθεί υπόψη και προκύπτουν οι παρακάτω πίνακες.

Πιν.5.2. Φασματικές επιταχύνσεις $Sa_{\Sigma E}$ σεισμών για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

$Sa_{\Sigma E}$ (g)	θ_{\max}	Αθήνα	Καλαμάτα	Λευκάδα	Κόρινθος	Πάτρα	Αίγιο
Άμεση Χρήση	0,0020	0,064	0,071	0,073	0,082	0,068	0,031
Προστασία Ζωής	0,0100	0,324	0,335	0,386	0,329	0,363	0,267
Οιονεί Κατάρρευση	0,0300	1,219	1,583	1,104	0,951	1,168	1,101

$Sa_{\Sigma E}$ (g)	θ_{\max}	Έδεσσα	Ηράκλειο	Chi-chi	Kobe	Kocaeli	Nahanni
Άμεση Χρήση	0,0020	0,071	0,073	0,069	0,069	0,071	0,070
Προστασία Ζωής	0,0100	0,383	0,292	0,349	0,321	0,380	0,340
Οιονεί Κατάρρευση	0,0300	1,159	0,820	1,455	1,275	1,013	1,172

Πιν.5.3. Μέγιστες εδαφικές επιταχύνσεις $PGA_{\Sigma E}$ σεισμών για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

$PGA_{\Sigma E}$ (g)	θ_{\max}	Αθήνα	Καλαμάτα	Λευκάδα	Κόρινθος	Πάτρα	Αίγιο
Άμεση Χρήση	0,0020	0,124	0,403	0,245	0,225	0,143	0,319
Προστασία Ζωής	0,0100	0,622	2,055	1,344	1,126	0,713	1,544
Οιονεί Κατάρρευση	0,0300	1,931	4,721	3,471	3,447	1,951	5,187

$PGA_{\Sigma E}$ (g)	θ_{\max}	Έδεσσα	Ηράκλειο	Chi-chi	Kobe	Kocaeli	Nahanni
Άμεση Χρήση	0,0020	0,063	0,505	0,058	0,169	0,053	0,220
Προστασία Ζωής	0,0100	0,317	2,381	0,291	0,846	0,265	1,105
Οιονεί Κατάρρευση	0,0300	16,466	4,479	0,873	2,450	0,794	3,396

Αποτίμηση Ενίσχυσης Κτιρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα με Κριτήρια Τρωτότητας

Πρωτού υπολογισθούν και διαμορφωθούν οι καμπύλες τρωτότητας απαιτείται ο υπολογισμός της μέσης τιμής, της τυπικής απόκλισης και του λόγου τους όλων των σεισμών για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας (βλάβης). Έτσι προκύπτουν οι παρακάτω πίνακες.

Πιν.5.4. Μέση τιμή, τυπική απόκλιση και ο λόγος τους με κριτήριο την $Sa(T_1,5\%)$

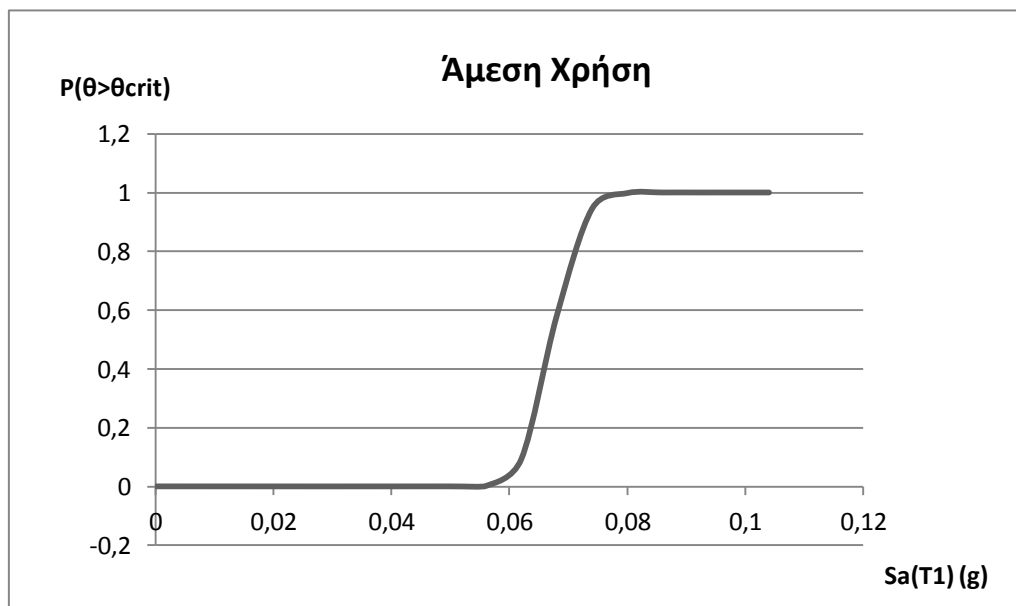
Με κριτήριο την $Sa(T_1,5\%)$	μ	σ	σ/μ
Άμεση Χρήση	0,068	0,012	0,174
Προστασία Ζωής	0,339	0,035	0,103
Οιονεί Κατάρρευση	1,168	0,198	0,169

Πιν.5.5. Μέση τιμή, τυπική απόκλιση και ο λόγος τους με κριτήριο την PGA

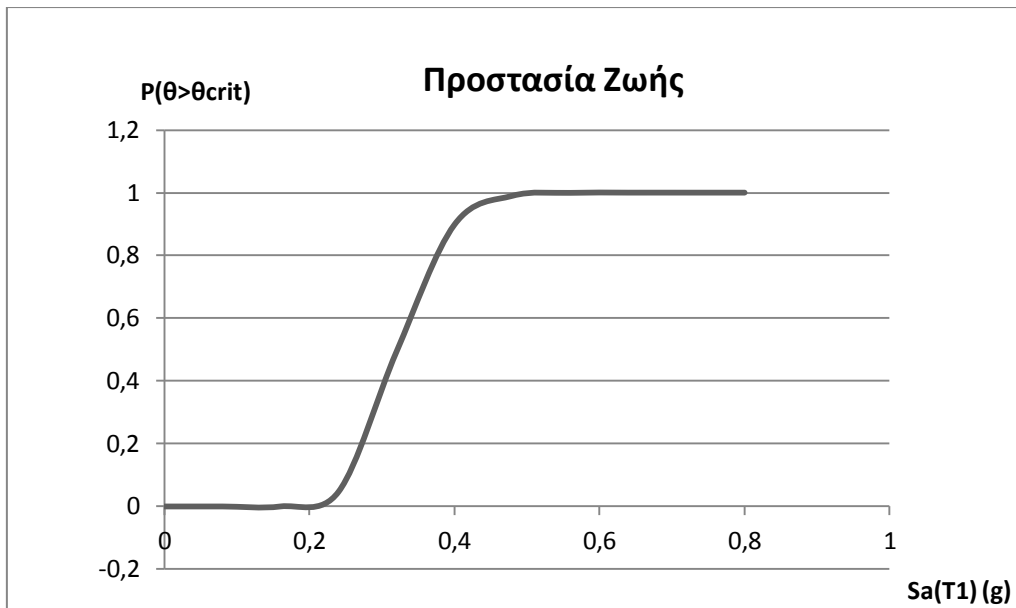
Με κριτήριο την PGA	μ	σ	σ/μ
Άμεση Χρήση	0,211	0,136	0,643
Προστασία Ζωής	1,051	0,658	0,626
Οιονεί Κατάρρευση	4,097	3,972	0,969

Πλέον υπάρχουν όλα τα κατάλληλα δεδομένα ώστε να υπολογισθούν οι πιθανότητες και να σχηματισθούν οι καμπύλες τρωτότητας.

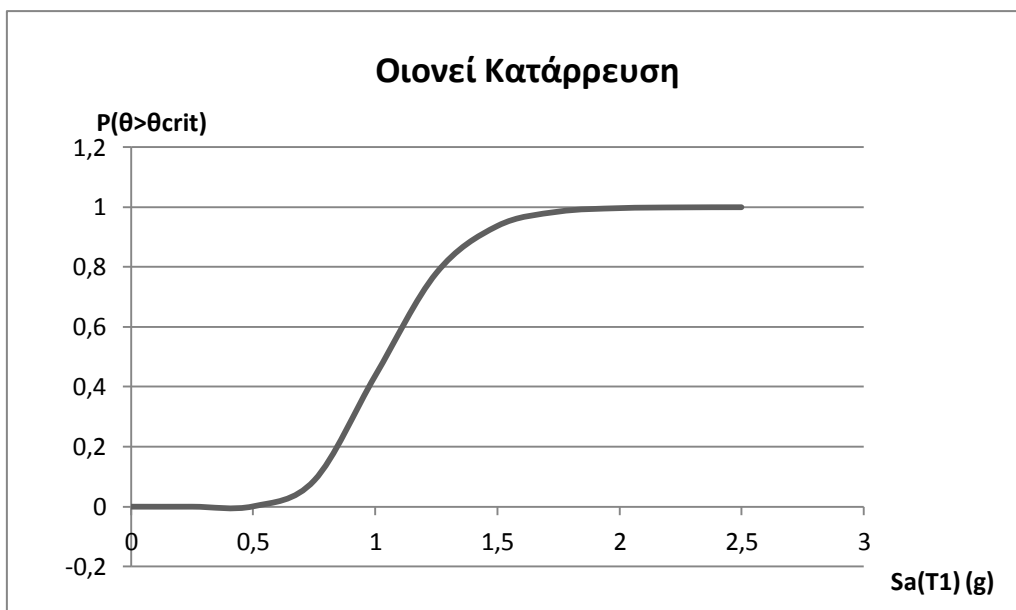
5.4.1. Καμπύλες Τρωτότητας με κριτήριο την Φασματική Επιτάχυνση της πρώτης ιδιομορφής για απόσβεση 5 %



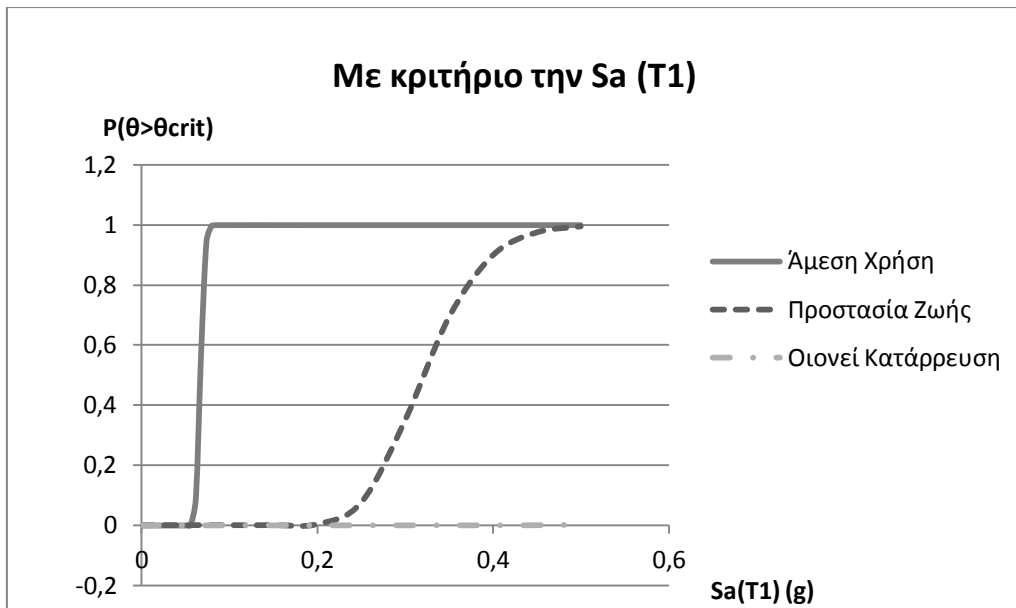
Σχ.5.2. Καμπύλη Τρωτότητας με κριτήριο την $Sa(T_1,5\%)$ για στάθμη επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση»



Σχ.5.3. Καμπύλη Τρωτότητας με κριτήριο την $Sa(T_1, 5\%)$ για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής»

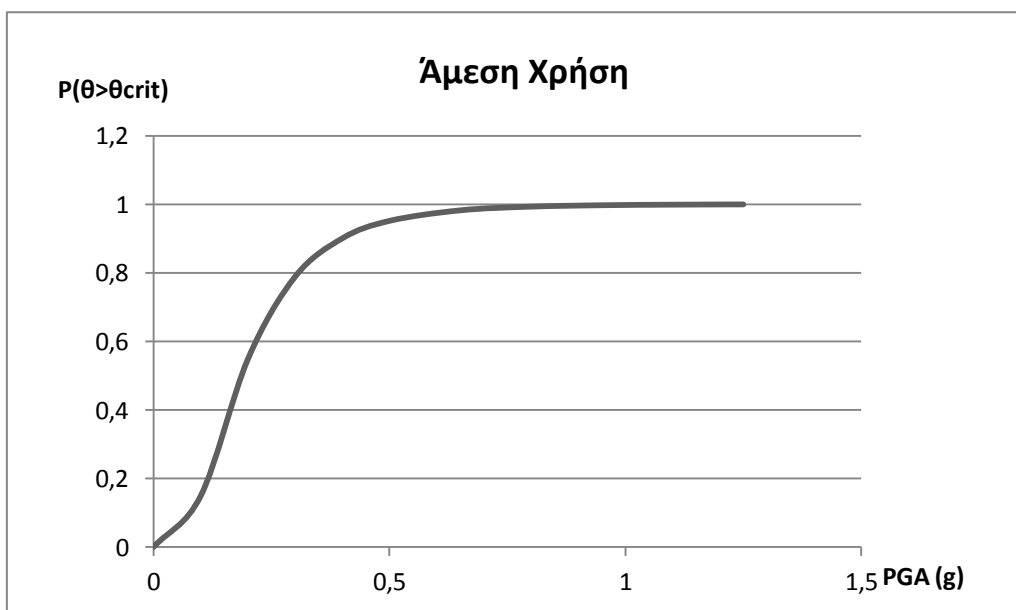


Σχ.5.4. Καμπύλη Τρωτότητας με κριτήριο την $Sa(T_1, 5\%)$ για στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση»



Σχ.5.5. Καμπύλες Τρωτότητας με κριτήριο την $Sa(T1,5\%)$

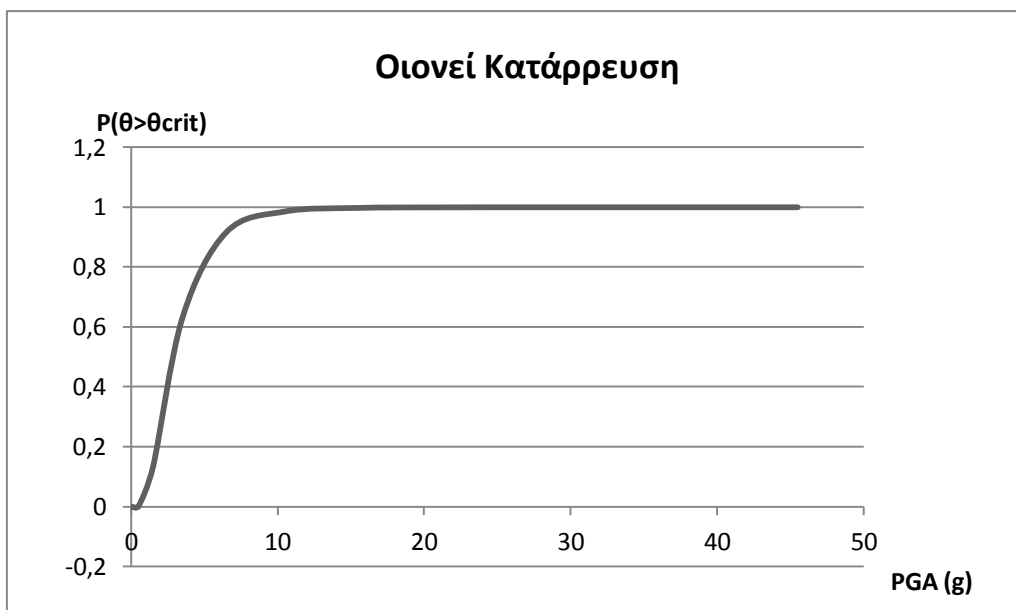
5.4.2. Καμπύλες Τρωτότητας με κριτήριο την Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση



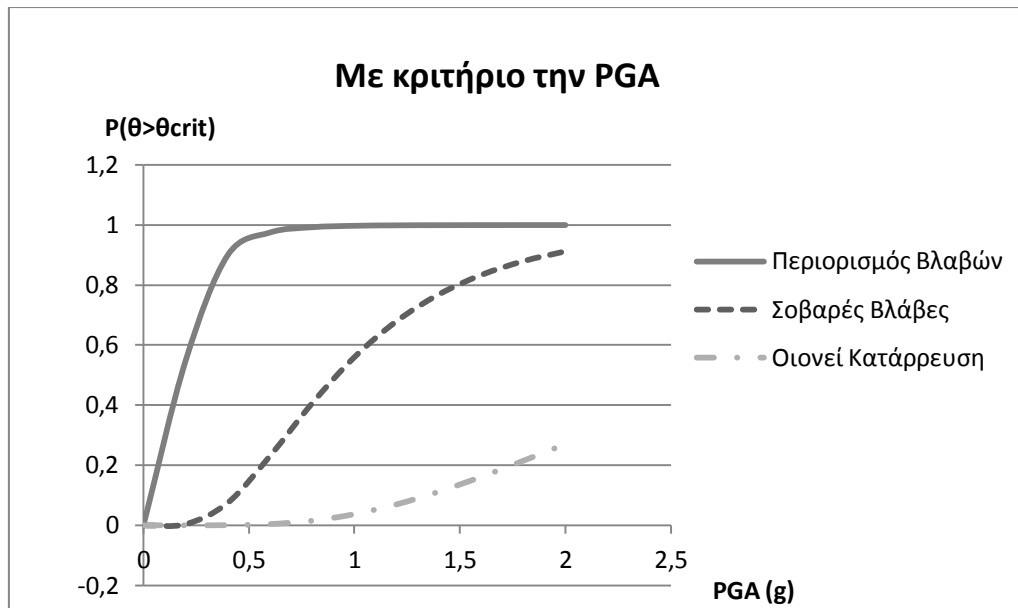
Σχ.5.6. Καμπύλη Τρωτότητας με κριτήριο την PGA για στάθμη επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση»



Σχ.5.7. Καμπύλη Τρωτότητας με κριτήριο την PGA για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής»



Σχ.5.8. Καμπύλη Τρωτότητας με κριτήριο την PGA για στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση»



Σχ.5.9. Καμπύλες Τρωτότητας με κριτήριο την PGA

Γίνεται εύκολα αντιληπτό από τις παραπάνω καμπύλες πως όσο η στάθμη επιτελεσματικότητας, δηλαδή το επίπεδο των βλαβών της κατασκευής γίνεται δυσμενέστερο, τόσο η πιθανότητα υπέρβασης της κρίσιμης τιμής του max interstorey drift μικραίνει. Αυτό είναι άλλωστε και το αναμενόμενο, όταν πρόκειται για το ίδιο επίπεδο σεισμικού κινδύνου.

6. ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΝ ΕΚ8

6.1. Εισαγωγή

Στον Ευρωκώδικα 8 [13] ορίζονται τα φάσματα σχεδιασμού που αναφέρονται στις οριζόντιες συνιστώσες των σεισμών και διαφοροποιούνται ανάλογα με την περιοχή του φορέα που καθορίζει τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας, την κατηγορία σπουδαιότητας της κατασκευής, την κατηγορία του εδάφους, τον τρόπο θεμελίωσης της κατασκευής καθώς και την τιμή του συντελεστή απόσβεσης. Με βάση αυτά και χρησιμοποιώντας την Μέθοδο των Συντελεστών [3],[11] αλλά και την Μέθοδο Hazus [11],[15],[16],[17] είναι δυνατόν να παραχθούν Καμπύλες Τρωτότητας τόσο με κριτήριο την φασματική επιτάχυνση $S_a(T_1, 5\%)$ για $T=T_1$ και απόσβεση 5%, όσο και με κριτήριο την Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση PGA.

6.2. Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού

Το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού με βάση τον Ευρωκώδικα 8 [13] ορίζεται από τους τύπους:

$$\begin{aligned} \Phi_e(T) &= \gamma_i \cdot A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot \theta \cdot \beta_0 - 1) \right] & , \text{ για } 0 \leq T < T_B \\ \Phi_e(T) &= \gamma_i \cdot A \cdot \eta \cdot \theta \cdot \beta_0 & , \text{ για } T_B \leq T \leq T_C \\ \Phi_e(T) &= \gamma_i \cdot A \cdot \eta \cdot \theta \cdot \beta_0 \cdot \frac{T_C}{T} & , \text{ για } T_C \leq T \leq T_D \\ \Phi_e(T) &= \gamma_i \cdot A \cdot \eta \cdot \theta \cdot \beta_0 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} & , \text{ για } T_D < T \end{aligned}$$

όπου:

Πιν.6.1.(α-δ). Παράμετροι υπολογισμού ελαστικού φάσματος σχεδιασμού

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	A(g)
I	0.16
II	0.24
III	0.36

Κατηγορία Σπουδαιότητας	γ_i
Σ_1	0.85
Σ_2	1.00
Σ_3	1.15
Σ_4	1.30

Κατηγορία Εδάφους	T_1 (sec)	T_2 (sec)
A	0.10	0.40
B	0.15	0.60
Γ	0.20	0.80
Δ	0.20	1.20

Περίπτωση θεμελίωσης	Συντελεστής θεμελίωσης θ
Κατηγορία εδάφους A & B	1.00
Κατηγορία εδάφους Γ & Δ και δεν συντρέχει μία από τις παρακάτω περιπτώσεις	1.00
Κατηγορία εδάφους Γ & Δ και το κτίριο διαθέτει 1 υπόγειο	0.90
Κατηγορία εδάφους Γ & Δ και θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση	0.90
Κατηγορία εδάφους Γ & Δ και θεμελίωση με πασσάλους με δοκούς σύνδεσης στην κεφαλή	0.90
Κατηγορία εδάφους Γ & Δ και το κτίριο διαθέτει 2 τουλάχιστον υπόγεια	0.80
Κατηγορία εδάφους Γ & Δ, το κτίριο διαθέτει 1 τουλάχιστον υπόγειο και θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση	0.80
Κατηγορία εδάφους Γ & Δ και θεμελίωση με πασσάλους με ενιαίο κεφαλόδεσμο	0.80

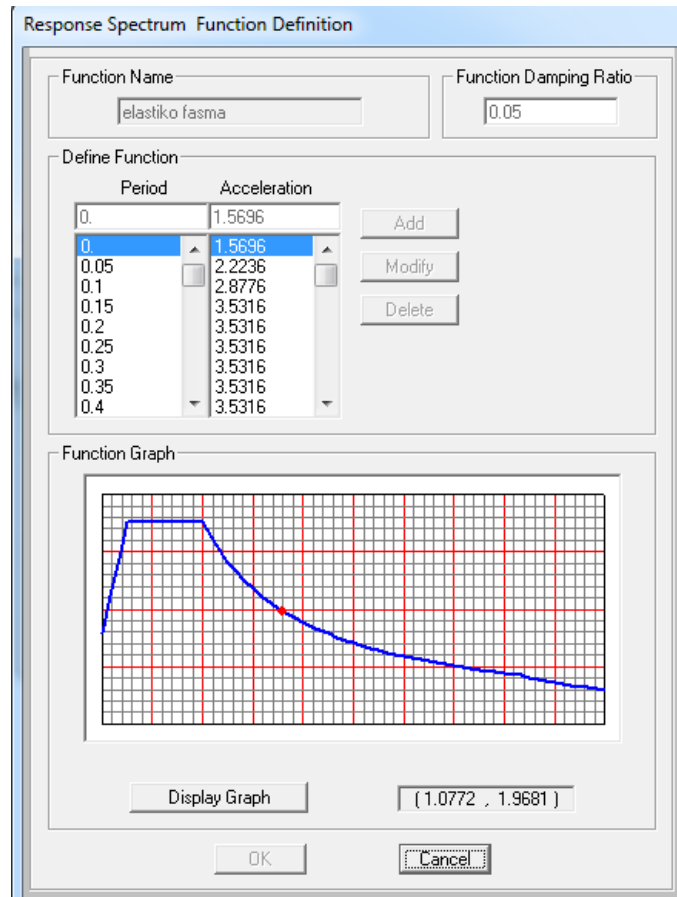
και $\eta = \sqrt{\frac{10}{\zeta + 5}}$, $\zeta = 5\%$ για κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα

Στην περίπτωση του υφιστάμενου δομήματος χρησιμοποιήθηκαν οι εξής παράμετροι:

- $\alpha_g = \gamma_i \cdot \alpha_R = 0,16g$ για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1
- $\gamma_i = 1$ για κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου II.
- Κατηγορία εδάφους B (περιοχή Αμπελοκήπων) κι επομένως $T_B = 0,15sec$, $T_C = 0,60sec$, $T_D = 2,50sec$.
- Συντελεστής φασματικής μεγέθυνσης $\beta_o = 2,50$.
- Συντελεστής θεμελίωσης $\theta = 1,00$.

Η εισαγωγή του φάσματος στο SAP2000 γίνεται με την εντολή:

Define → Functions → Response Spectrum → User Defined

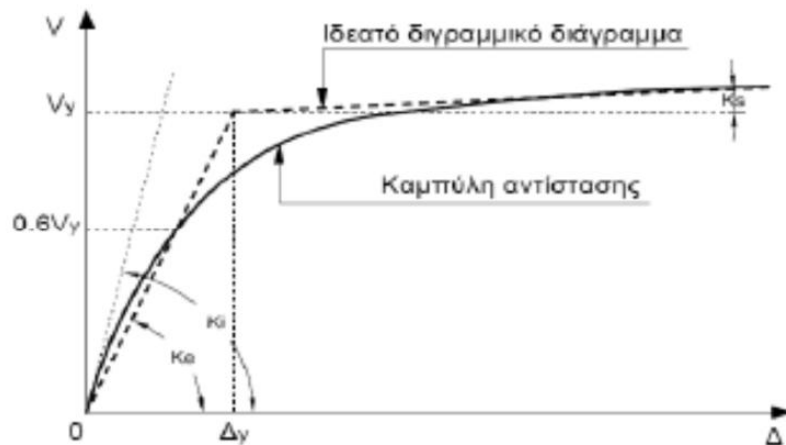


Σχ.6.1. Εισαγωγή του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού στο SAP2000.

6.3. Μέθοδος των Συντελεστών

Βήμα 1^ο

Έχοντας κατασκευάσει την καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, ακολουθεί η κατασκευή του ιδεατού διγραμμικού διαγράμματος [14].



Σχ.6.2. Κατασκευή ιδεατού διγραμμικού διαγράμματος της καμπύλης αντίστασης

- Κατασκευή του μετελαστικού κλάδου κατά την κρίση του μηχανικού ορίζοντας τη δυσκαμψία $K_s = \alpha \cdot K_e$ ($0 \leq \alpha \leq 0,10$) και θεωρώντας ότι η αντίστοιχη ευθεία διέρχεται από το σημείο που η καμπύλη αντίστασης έχει γίνει οριζόντια.
- Ορισμός της ισοδύναμης ελαστικής δυσκαμψίας K_e από την ευθεία που ενώνει την αρχή των αξόνων με το σημείο πάνω στην καμπύλη αντίστασης που αντιστοιχεί στο 60% της τέμνουσας διαρροής V_y .
- Ορισμός της τέμνουσας διαρροής V_y από το σημείο τομής των ευθειών με κλίση K_e και K_s για τον ελαστικό και ανελαστικό κλάδο αντίστοιχα.

Βήμα 2^ο

Υπολογισμός της ενεργού θεμελιώδους ιδιοπεριόδου T_e .

$$T_e = T_i \cdot \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Από ελαστική δυναμική ανάλυση υπολογίζουμε την ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_i κατά την εξεταζόμενη διεύθυνση καθώς και την αντίστοιχη πλευρική ελαστική δυσκαμψία K_i .

Βήμα 3^ο

Υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης κορυφής Δ_t .

$$\Delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_d \cdot \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

όπου:

- **C₀**: συντελεστής που συσχετίζει την πραγματική μετακίνηση της κορυφής Δ με τη φασματική μετακίνηση S_d του ισοδύναμου ελαστικού φορέα. Ισχύει ότι:

$$\Delta = \Gamma \cdot S_d \cdot \Phi_{TOP}$$

όπου Γ ο συντελεστής συμμετοχής που δίνεται από τη σχέση:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2}$$

Επομένως, $C_0 = \Gamma \cdot \Phi_{TOP}$.

Αν $\Phi_{TOP} = 1$, τότε $C_0 = \Gamma$.

Για τον υπολογισμό του συντελεστή συμμετοχής μπορούν να χρησιμοποιούνται οι τιμές Φ_i που αντιστοιχούν στην 1^η ιδιομορφή ή οι τιμές που αντιστοιχούν στην παραμόρφωση του κτιρίου όταν πραγματοποιείται η στοχευόμενη μετακίνηση.

Διαφορετικά, οι τιμές του συντελεστή C_0 δίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Πιν.6.2. Τιμές του συντελεστή C_0

Αριθμός Ορόφων	Διατμητικά Κτίρια		Λοιπά Κτίρια
	Τριγωνική Κατανομή Φορτίων	Ομοιόμορφη κατανομή φορτίων	Οποιαδήποτε κατανομή φορτίων
1	1,0	1,0	1,0
2	1,2	1,15	1,2
3	1,2	1,2	1,3
5	1,3	1,2	1,4
10 ⁺	1,3	1,2	1,5

- C_1 : συντελεστής που συνδέει τη μετακίνηση του ανελαστικού συστήματος με αυτή του αντίστοιχου ελαστικού, όπως φαίνεται στις ακόλουθες σχέσεις:

$$C_1 = 1.0 \quad , \text{ για } T_e \geq T_s$$

$$C_1 = \frac{1.0 + (R-1) \cdot \frac{T_s}{T_e}}{R} \quad , \text{ για } T_e \geq T_s$$

$$C_1 \geq 1.5 \quad , \text{ για } T_e \leq 1.0$$

όπου

T_s : η περίοδος που ορίζεται από το σημείο τομής του τμήματος του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού που αντιστοιχεί σε σταθερή επιτάχυνση, δηλαδή το οριζόντιο τμήμα, και του τμήματος με σταθερή ταχύτητα, που είναι ο φθίνων κλάδος. Κατά συνέπεια $T_s = T_2$ (κατά ΕΑΚ2000,[6]).

R : συντελεστής συμπεριφοράς που εκφράζει το λόγο της ελαστικής απαίτησης προς την αντίσταση διαρροής του φορέα και δίνεται από τη σχέση:

$$R = \frac{S_a/g}{V_y/W} \cdot C_m$$

S_a : φασματική επιτάχυνση σύμφωνα με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού για την ενεργό θεμελιώδη ιδιοπερίοδο T_e .

V_y : τέμνουσα διαρροής σύμφωνα με τη διγραμμική απεικόνιση της καμπύλης αντίστασης. Απλοποιητικά (και προς το μέρος της ασφάλειας) ο λόγος V_y/W μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0,15 για κτίρια με μικτό σύστημα και 0,10 για κτίρια με αμιγώς πλαισιακό σύστημα.

W : συνολικό βάρος της κατασκευής

C_m : συντελεστής δρώσας μάζας (για συνεκτίμηση ανώτερων ιδιομορφών), που λαμβάνεται ίσος με 1,0 για μονώροφα και διώροφα κτίρια, 0,90 για πλαίσια με τρεις ή παραπάνω ορόφους, 0,80 για κτίρια με τοιχώματα με τρεις ή παραπάνω ορόφους και 1,0 για τις λοιπές περιπτώσεις.

- C_2 : συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται από τον παρακάτω πίνακα:

Πιν.6.3. Τιμές του συντελεστή C_2

Στάθμη Επιτελεστικότητας	T=0.1sec		T≥T ₂	
	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2
Άμεση Χρήση	1,0	1,0	1,0	1,0
Προστασία Ζωής	1,3	1,0	1,1	1,0
Οιονεί Κατάρρευση	1,5	1,0	1,2	1,0

Εναλλακτικά επιτρέπεται η χρήση της τιμής $C_2=1,0$ απ' ευθείας.

- C_3 : συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξης. Στις συνήθεις περιπτώσεις κτιρίων από ΟΣ ή τοιχοποιία, ο συντελεστής λαμβάνεται $C_3=1,0$.

6.4. Μεθοδολογία Hazus

Η τιμή της καμπύλης τρωτότητας για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας, δηλαδή ο συσχετισμός της πιθανότητας $P(\theta_{max,i} > \theta_{max,ds})$ με το μέτρο έντασης IM, Sa(T₁,5%) ή PGA, εκφράζεται ισοδύναμα μέσω της παρακάτω σχέσης [18],[19].

$$P(\theta_{max,i} > \theta_{max,ds}) = \Phi[\ln(IM_i/IM_{ds})/(\beta_{ds})]$$

όπου β_{ds} είναι η συνολική λογαριθμοκανονική τυπική απόκλιση και υπολογίζεται ως εξής με βάση τη μεθοδολογία Hazus:

$$\beta_{ds} = \sqrt{(CONV[\beta_C, \beta_D])^2 + \beta_{T,ds}^2}$$

όπου:

β_C : η λογαριθμοκανονική παράμετρος τυπικής απόκλισης που εισάγει αβεβαιότητες σχετικά με τη μορφή της καμπύλης αντίστασης.

β_D : η λογαριθμοκανονική παράμετρος τυπικής απόκλισης του φάσματος απαίτησης,

CONV[β_C, β_D]: μια πεπλεγμένη σχέση που δηλώνει τη σχέση αλληλεξάρτησης μεταξύ των δύο μεταβλητών λόγω του ότι το φάσμα απαίτησης εξαρτάται απ' την καμπύλη αντίστασης της κατασκευής,

$\beta_{T,ds}$: η λογαριθμοκανονική παράμετρος τυπικής απόκλισης που εισάγει την μεταβλητότητα του ορίου σχετικής μετακίνησης των ορόφων της κάθε στάθμης επιτελεστικότητας $\theta_{max,ds}$. Απλοποιητικά λαμβάνεται ίση με **0,2**, **0,4** και **0,6** για τις στάθμες επιτελεστικότητας Άμεση Χρήση, Προστασία Ζωής και Οιονεί Κατάρρευση αντίστοιχα.

Σύμφωνα με τη μεθοδολογία Hazus, τα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα που διαθέτουν λιγότερους από 3 ορόφους κατατάσσονται στην κατηγορία χαμηλού ύψους, εκείνα που έχουν από 4 έως 7 ορόφους χαρακτηρίζονται ως μεσαίου ύψους και τα υπόλοιπα μεγάλου ύψους.

Επομένως η κατασκευή των 4 ορόφων που εξετάζεται στην παρούσα εργασία ανήκει στα κτίρια **μεσαίου ύψους**. Ακόμα λαμβάνεται ο συντελεστής $k \geq 0,9$ θεωρώντας ότι η υποβάθμιση του δομικού συστήματος μετά τη διαρροή είναι μικρή. Τέλος ο συντελεστής β_C παίρνει την τιμή **0,2** λόγω της μικρής μεταβλητότητας της καμπύλης ικανότητας, όπως προέκυψε από τη μη-γραμμική στατική ανάλυση (Pushover) που έγινε στο φορέα στα πλαίσια προηγούμενης διπλωματικής εργασίας.

Παρουσιάζεται στη συνέχεια ένας βοηθητικός πίνακας προσδιορισμού της ποσότητας **CONV**[β_C, β_D] για κτίρια μεσαίου ύψους.

Πιν.6.4. Υπολογισμός της ποσότητας $CONV[\beta_C, \beta_D]$ για κτίρια μεσαίου ύψους

Building System ²	Post-Yield Degradation of Structural System ³								
	Minor Degradation ($\kappa \geq 0.9$)			Major Degradation ($\kappa = 0.5$)			Extreme Degradation ($\kappa \leq 0.1$)		
	Damage Variability ⁴ ($\beta_{T,d}$)			Damage Variability ⁴ ($\beta_{T,d}$)			Damage Variability ⁴ ($\beta_{T,d}$)		
	Small (0.2)	Mod. (0.4)	Large (0.6)	Small (0.2)	Mod. (0.4)	Large (0.6)	Small (0.2)	Mod. (0.4)	Large (0.6)
Structural Systems with Very Small Capacity Curve Variability ⁵ ($\beta_C = 0.1$)									
Structure	0.60	0.70	0.80	0.70	0.80	0.90	0.85	0.95	1.05
NSD	0.60	0.70	0.80	0.80	0.85	0.95	0.90	1.00	1.10
NSA	0.35	0.50	0.65	0.35	0.50	0.65	0.35	0.50	0.65
Structural Systems with Small Capacity Curve Variability ⁵ ($\beta_C = 0.2$)									
Structure	0.65	0.75	0.85	0.75	0.85	0.95	0.95	1.00	1.10
NSD	0.65	0.70	0.85	0.80	0.85	1.00	0.95	1.00	1.10
NSA	0.35	0.50	0.65	0.35	0.50	0.65	0.35	0.50	0.65
Structural Systems with Moderate Capacity Curve Variability ⁵ ($\beta_C = 0.3$)									
Structure	0.65	0.75	0.85	0.80	0.85	0.95	0.95	1.00	1.10
NSD	0.65	0.75	0.85	0.80	0.90	1.00	0.95	1.05	1.15
NSA	0.35	0.50	0.65	0.35	0.50	0.65	0.35	0.50	0.65
Structural Systems with Large Capacity Curve Variability ⁵ ($\beta_C = 0.4$)									
Structure	0.70	0.75	0.90	0.80	0.90	1.00	1.00	1.05	1.15
NSD	0.70	0.75	0.90	0.85	0.90	1.00	1.00	1.05	1.15
NSA	0.35	0.50	0.65	0.35	0.50	0.65	0.35	0.50	0.65

Με βάση τα παραπάνω προκύπτουν οι ακόλουθες τιμές τυπικών αποκλίσεων για καθεμία από τις στάθμες επιτελεστικότητας.

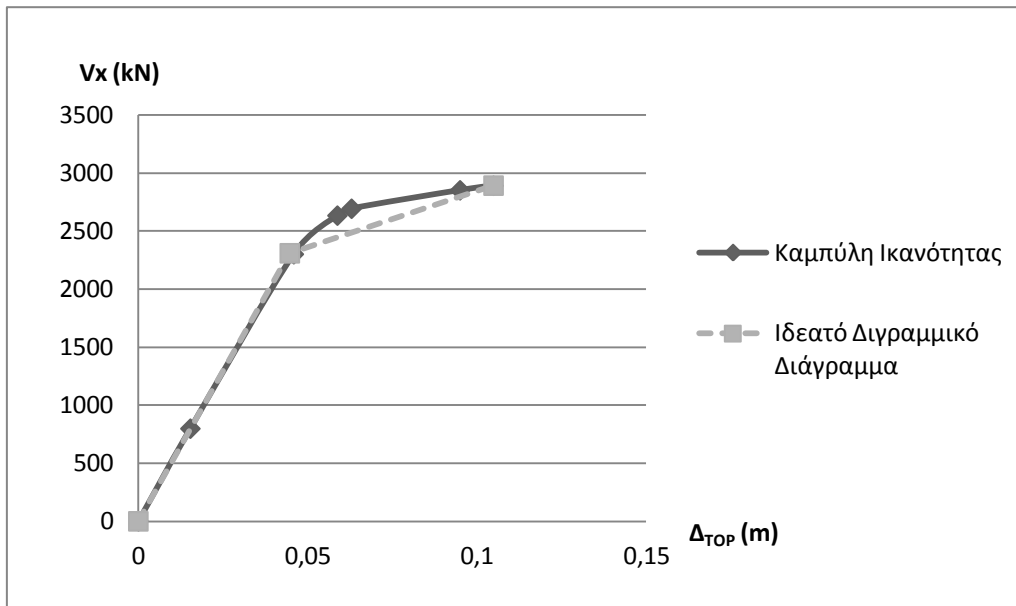
Πιν.6.5. Τυπικές αποκλίσεις με χρήση της μεθοδολογίας Hazus

Στάθμη Επιτελεστικότητας	$CONV[\beta_C, \beta_D]$	$\beta_{T,dS}$	β_{dS}
Άμεση Χρήση	0,65	0,2	0,68
Προστασία Ζωής	0,75	0,4	0,85
Οιονεί Κατάρρευση	0,85	0,6	1,04

6.5. Κατασκευή καμπυλών τρωτότητας με βάση το Φάσμα του Ευρωκώδικα και τη Μέθοδο των Συντελεστών

Σε προηγούμενη διπλωματική εργασία εφαρμόστηκε μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover) στο φορέα που είχε σαν αποτέλεσμα την καμπύλη ικανότητας της

κατασκευής, με βάση την οποία κατασκευάστηκε το ιδεατό διγραμμικό διάγραμμα, όπως περιγράφεται στη Μέθοδο των Συντελεστών.



Σχ. 6.3. Καμπύλη ικανότητας και ιδεατό διγραμμικό διάγραμμα κατασκευής

Σε κάθε όροφο έγινε επιλογή ενός κόμβου ελέγχου (ο κοντινότερος στο κέντρο μάζας). Έτσι σε κάθε βήμα της ανάλυσης Pushover έγινε εφικτός ο προσδιορισμός της μετατόπισης των κόμβων ελέγχου και συνεπώς ο υπολογισμός της μέγιστης σχετικής μετακίνησης μεταξύ των ορόφων (θ_{max}). Αντιστοιχίζοντας επομένως τα όρια $\theta_{max,ds}$ των τριών σταθμών επιτελεστικότητας (της παραγράφου §5.2) με τις τιμές θ_{max} που προέκυψαν από την ανάλυση Pushover, προσδιορίζονται επιτυχώς οι τιμές της μετακίνησης κορυφής για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας $\Delta_{TOP,ds}$. Έπειτα, χρησιμοποιώντας τη σχέση που αναγράφεται στη Μέθοδο των Συντελεστών για τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετακίνησης κορυφής και λύνοντάς την ως προς S_a , υπολογίζεται η φασματική επιτάχυνση για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας $S_{a,ds}$.

Ο συντελεστής κλιμάκωσης του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού με βάση τον Ευρωκώδικα για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας ισούται με $\lambda_{ds} = S_{a,ds} / S_a(T_e, 5\%)$, όπου $S_a(T_e, 5\%)$ είναι η φασματική επιτάχυνση για $T=T_e$ και απόσβεση 5%. Με τους ίδιους συντελεστές πολλαπλασιάζεται η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA ώστε να βρεθούν τα όρια των σταθμών επιτελεστικότητας σε όρους μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης PGA_{ds} .

Αποτίμηση Ενίσχυσης Κτιρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα με Κριτήρια Τρωτότητας

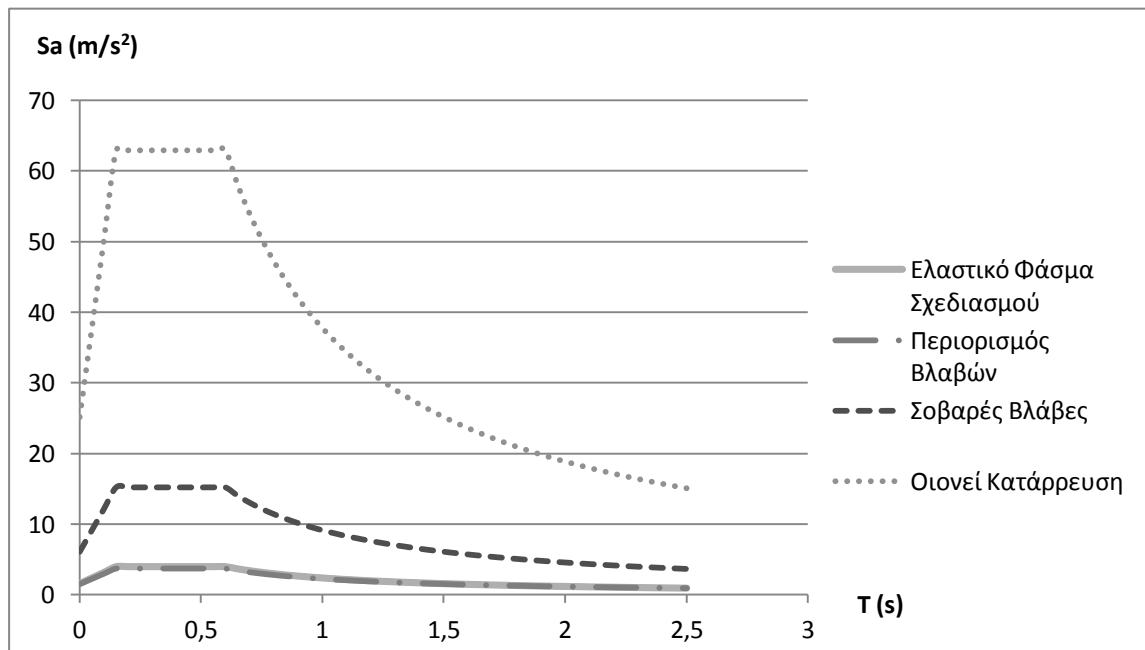
Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται συγκεντρωτικά τα όρια των σταθμών επιτελεστικότητας.

Πιν.6.6. Όρια σταθμών επιτελεστικότητας

Στάθμη Επιτελεστικότητας	$\theta_{\max,ds}$	$\Delta_{TOP,ds}$	Sa_{ds}	PGA_{ds}
	%	m	m/sec ²	m/sec ²
Άμεση Χρήση	0,002	0,018	0,855	1,478
Προστασία Ζωής	0,010	0,072	3,510	6,067
Οιονεί Κατάρρευση	0,030	0,300	14,560	25,164

Πιν.6.7. Συντελεστές κλιμάκωσης ελαστικού φάσματος

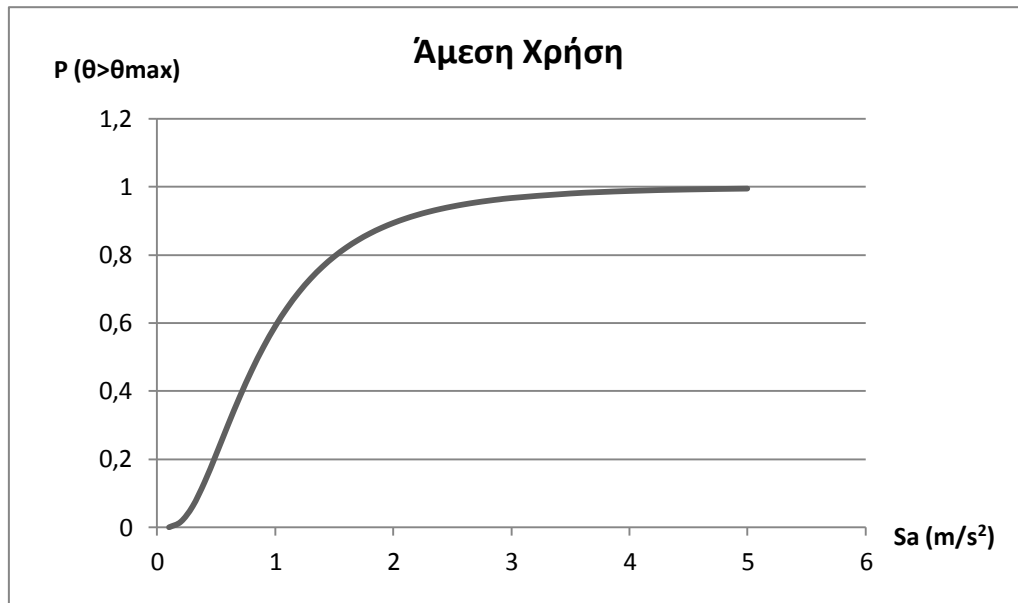
Στάθμη Επιτελεστικότητας	λ
Άμεση Χρήση	0,9418
Προστασία Ζωής	3,8652
Οιονεί Κατάρρευση	16,0320



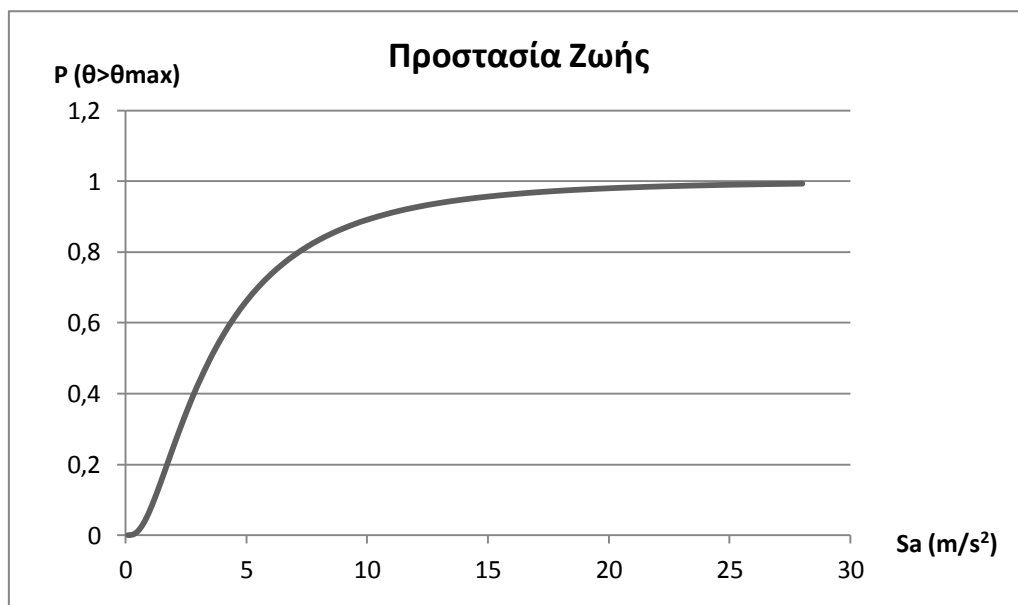
Σχ.6.4. Κλιμάκωση του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας.

Σύμφωνα με όσα έχουν προαναφερθεί είναι πλέον δυνατή η κατασκευή των καμπυλών τρωτότητας με κριτήριο την $Sa(T_1,5\%)$ αλλά και με κριτήριο την PGA.

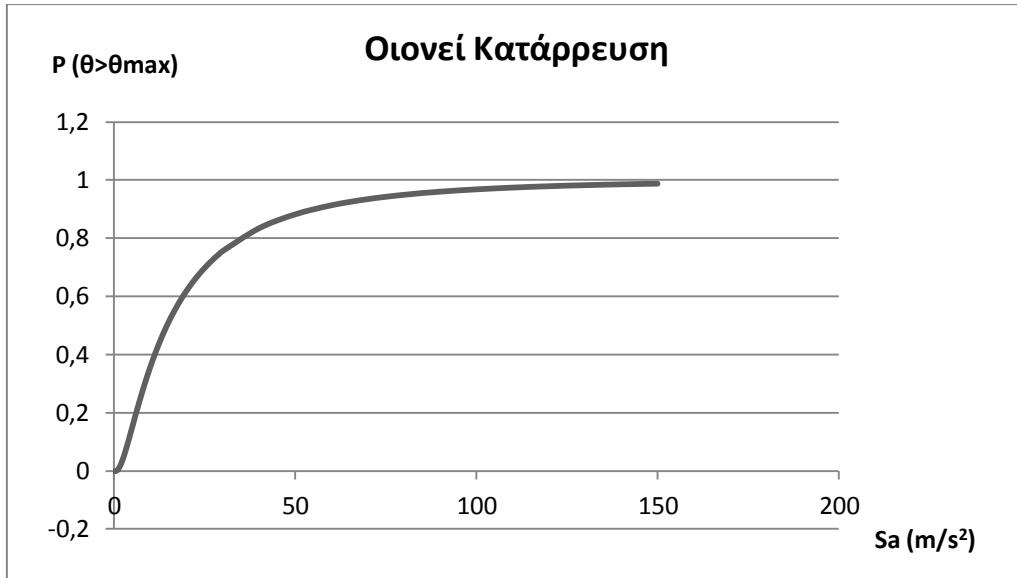
6.5.1. Καμπύλες Τρωτότητας με κριτήριο την Φασματική Επιτάχυνση της πρώτης ιδιομορφής για απόσβεση 5% $Sa(T_1, 5\%)$



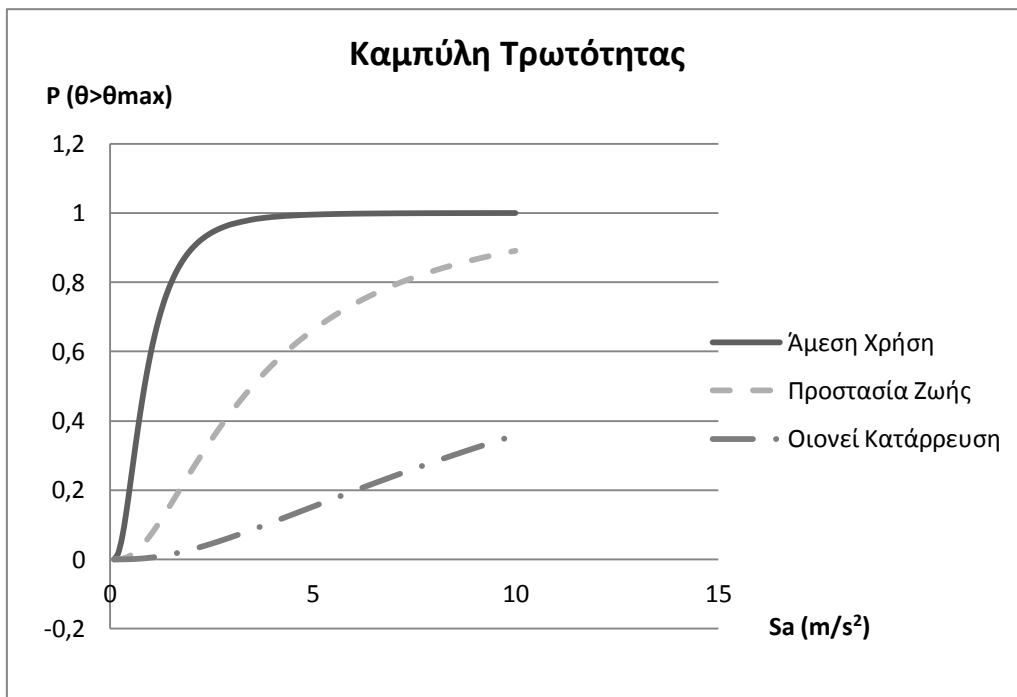
Σχ.6.5. Καμπύλη Τρωτότητας με κριτήριο την $Sa(T_1, 5\%)$ για στάθμη επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση»



Σχ.6.6. Καμπύλη Τρωτότητας με κριτήριο την $Sa(T_1, 5\%)$ για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής»

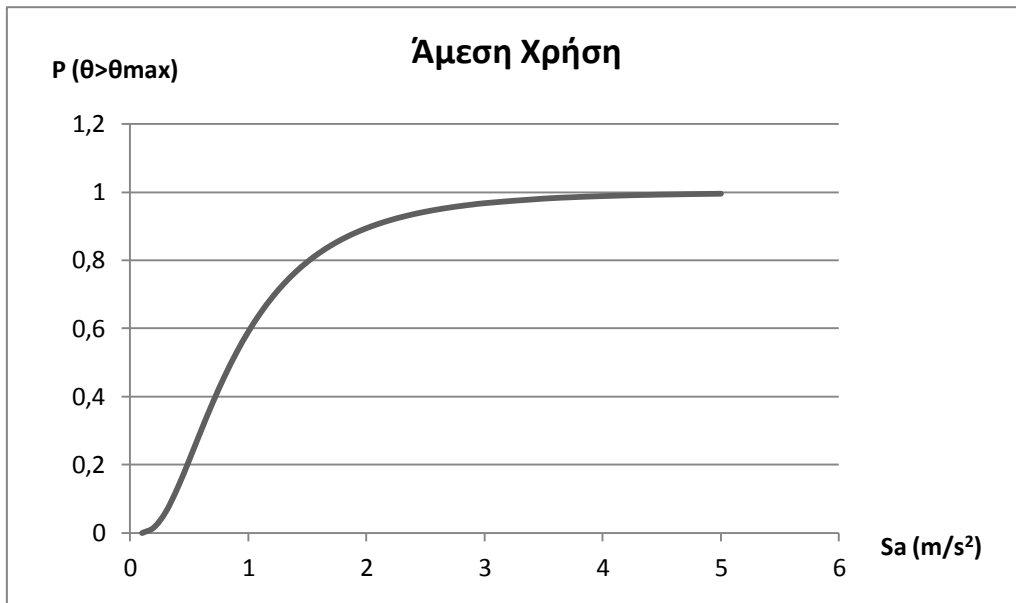


Σχ.6.7. Καμπύλη Τρωτότητας με κριτήριο την $Sa(T_1, 5\%)$ για στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση»

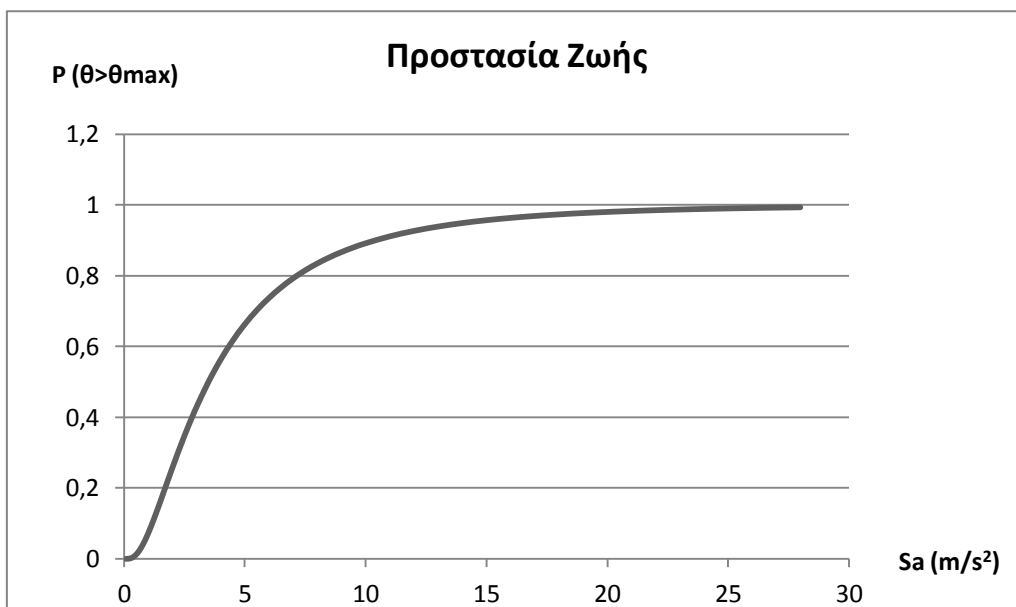


Σχ.6.8. Καμπύλες Τρωτότητας με κριτήριο την $Sa(T_1, 5\%)$

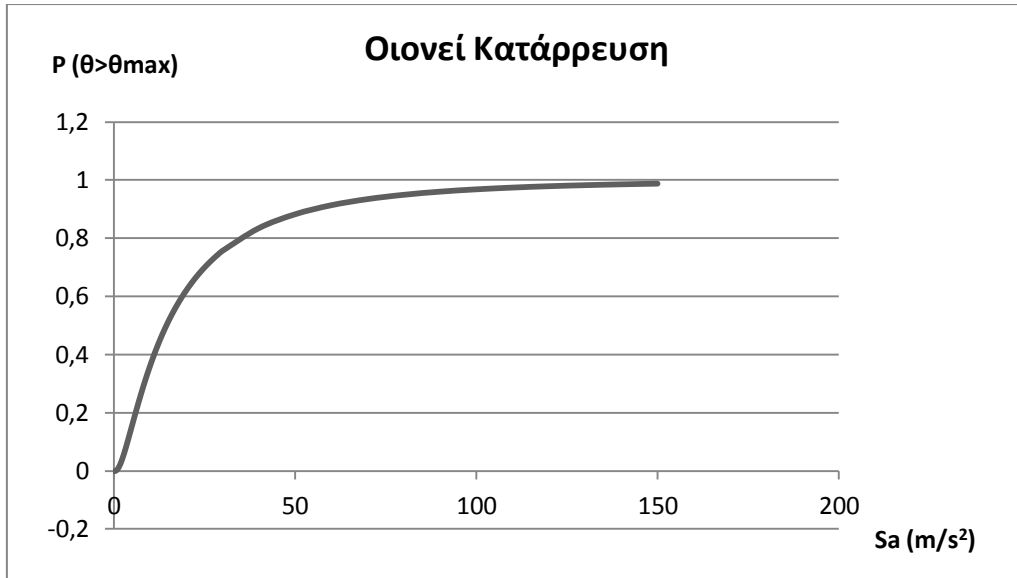
6.5.2. Καμπύλες Τρωτότητας με κριτήριο την Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση PGA



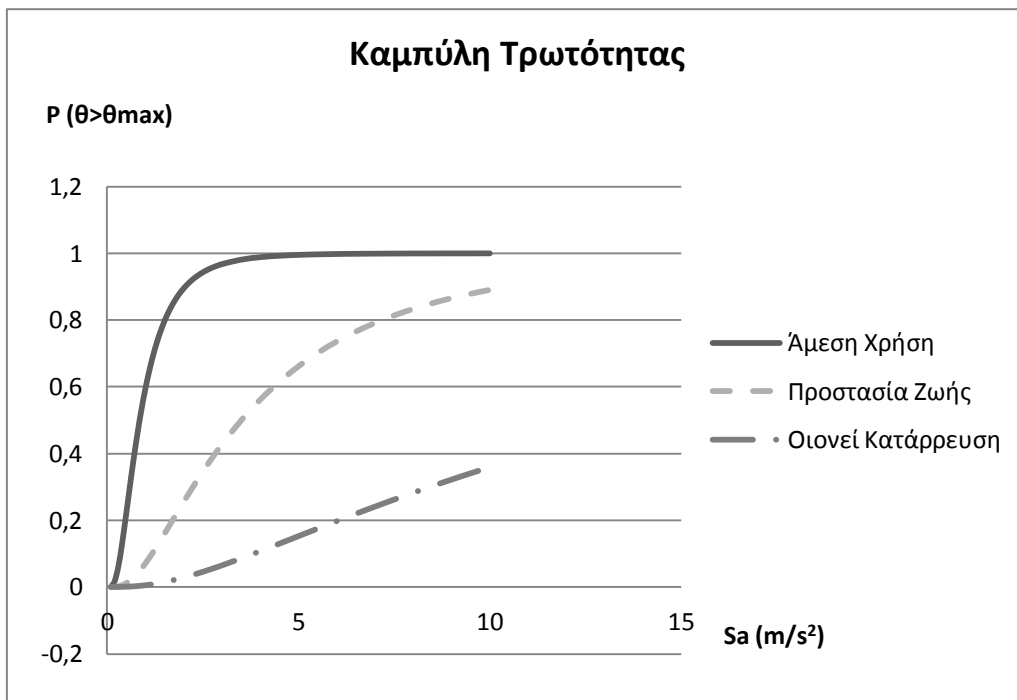
Σχ.6.9. Καμπύλη Τρωτότητας με κριτήριο την PGA για στάθμη επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση»



Σχ.6.10. Καμπύλη Τρωτότητας με κριτήριο την PGA για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής»



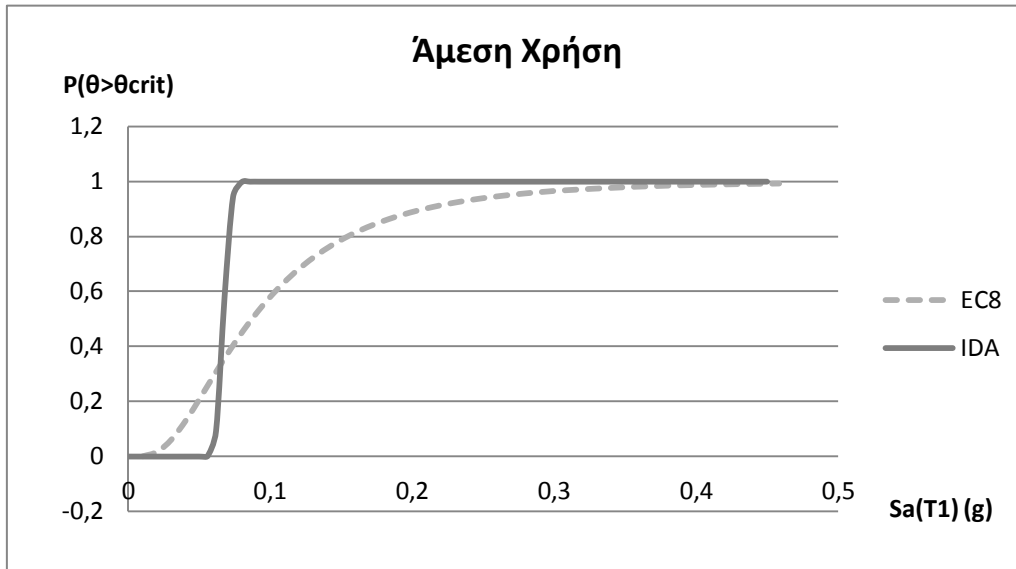
Σχ.6.11. Καμπύλη Τρωτότητας με κριτήριο την PGA για στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση»



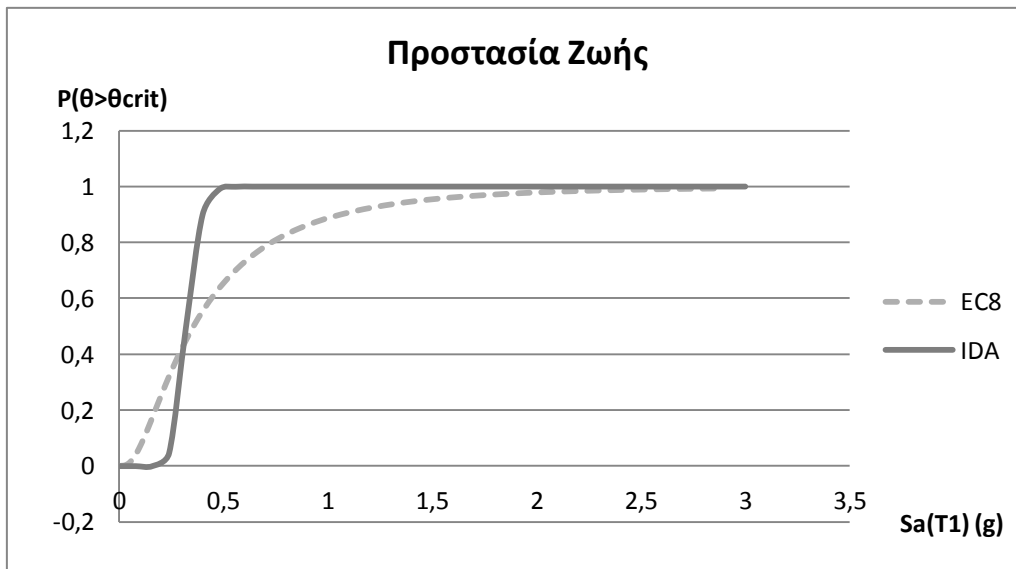
Σχ.6.12. Καμπύλες Τρωτότητας με κριτήριο την PGA

6.6. Σύγκριση καμπυλών τρωτότητας Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης και ΕΚ8

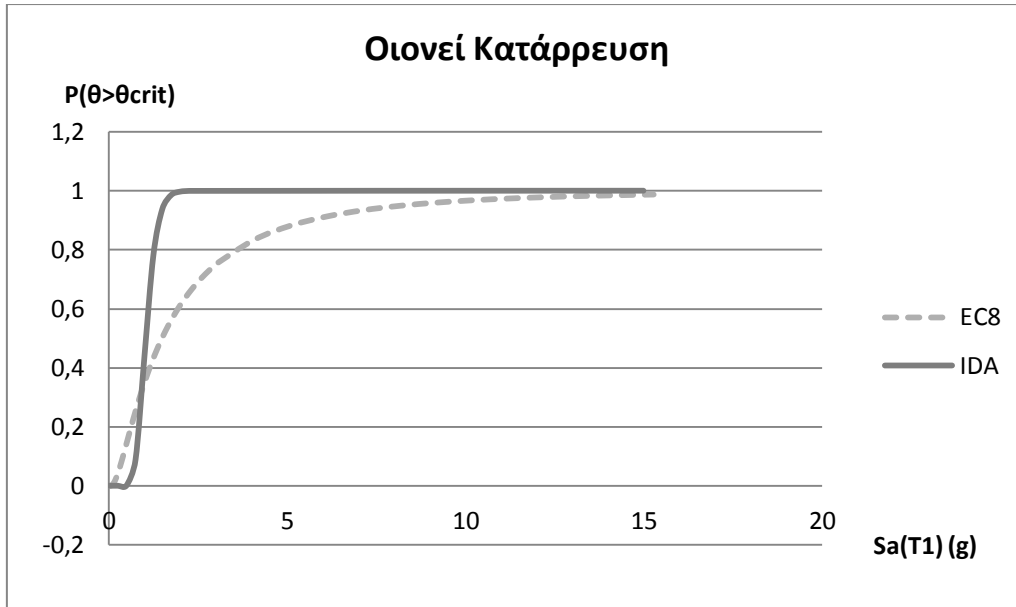
6.6.1. Με κριτήριο την Φασματική Επιτάχυνση της πρώτης ιδιομορφής για απόσβεση 5% $Sa(T_1,5\%)$



Σχ.6.13. Σύγκριση Καμπυλών Τρωτότητας EC8 και IDA με κριτήριο την $Sa(T_1,5\%)$ για στάθμη επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση»

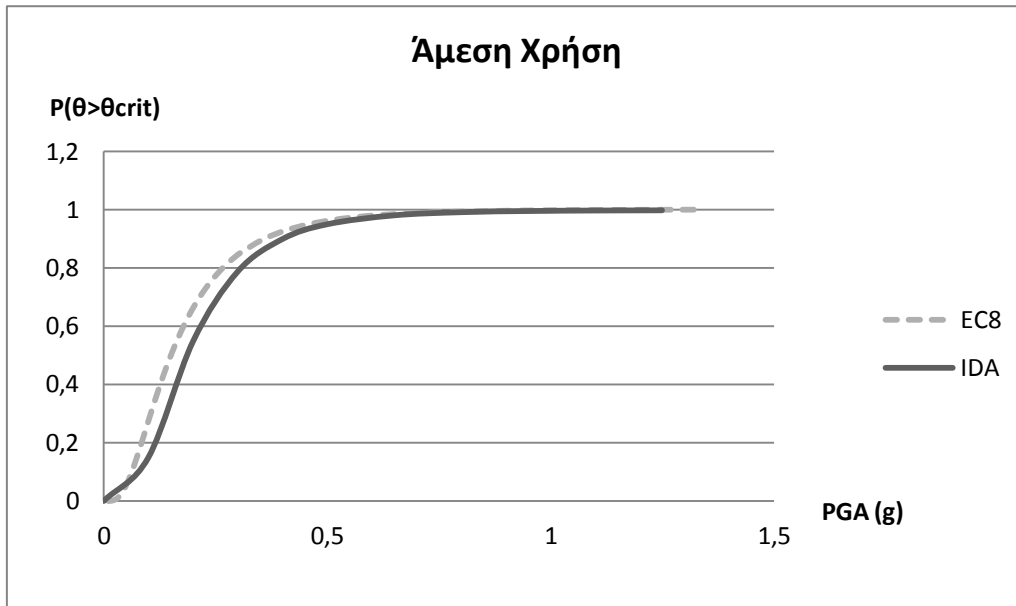


Σχ.6.14. Σύγκριση Καμπυλών Τρωτότητας EC8 και IDA με κριτήριο την $Sa(T_1,5\%)$ για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής»



Σχ.6.15. Σύγκριση Καμπυλών Τρωτότητας EC8 και IDA με κριτήριο την $Sa(T_1, 5\%)$ για στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση»

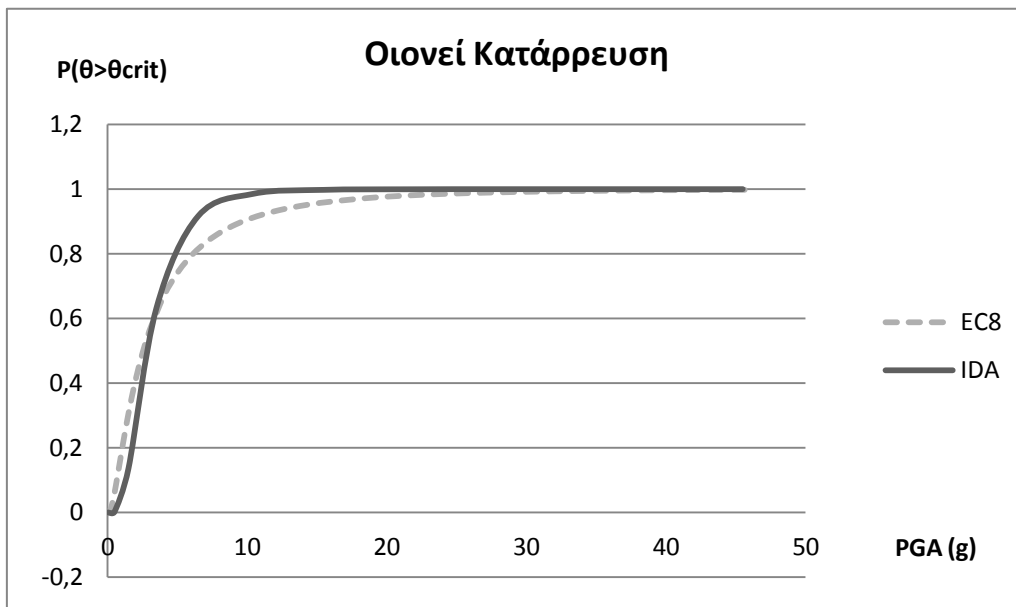
6.6.2. Με κριτήριο την Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση PGA



Σχ.6.16. Σύγκριση Καμπυλών Τρωτότητας EC8 και IDA με κριτήριο την PGA για στάθμη επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση»



Σχ.6.17. Σύγκριση Καμπυλών Τρωτότητας EC8 και IDA με κριτήριο την PGA για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής»



Σχ.6.18. Σύγκριση Καμπυλών Τρωτότητας EC8 και IDA με κριτήριο την PGA για στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση»

Τα συγκριτικά διαγράμματα των καμπυλών τρωτότητας EC8 και IDA παρουσιάζουν ιδιαίτερο ενδιαφέρον και για τα δυο κριτήρια, με μέτρο έντασης την $Sa(T_{1,5\%})$ και την PGA. Για την ακρίβεια, μέσω αυτών γίνεται εφικτός ο προσδιορισμός της συντηρητικότερης μεθόδου αποτίμησης της συμπεριφοράς της κατασκευής μεταξύ των δύο, EC8 και IDA. Με τον όρο «δυσμενέστερη καμπύλη τρωτότητας» νοείται εκείνη για την οποία εμφανίζεται μεγαλύτερη πιθανότητα υπέρβασης της αντιπροσωπευτικής τιμής του θ_{max} για το αντίστοιχο επίπεδο βλάβης.

Αναλυτικότερα με κριτήριο την $Sa(T_{1,5\%})$ κρίνονται δυσμενέστερες και στις 3 στάθμες επιτελεστικότητας οι καμπύλες τρωτότητας που διαμορφώθηκαν με βάση τον EC8 και τη Μέθοδο των Συντελεστών για μικρές τιμές του μέτρου έντασης $Sa(T_{1,5\%})$, ενώ για μεγαλύτερες τιμές Sa είναι δυσμενέστερες οι καμπύλες τρωτότητας IDA. Στην περίπτωση που ως μέτρο έντασης θεωρείται η PGA, σημειώνονται παρόμοια αποτελέσματα στο επίπεδο βλάβης «Οιονεί Κατάρρευση». Αντίθετα για τις στάθμες επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση» και «Προστασία Ζωής» φαίνεται γενικά η Μέθοδος των Συντελεστών να οδηγεί σε δυσμενέστερες καμπύλες τρωτότητας.

Αυτές οι παρατηρήσεις βέβαια δεν μπορούν να γενικευθούν, καθόσον η μέθοδος IDA έχει πραγματοποιηθεί με τη χρήση 12 τυχαίων σεισμικών καταγραφών. Οι καμπύλες τρωτότητας IDA αναφέρονται δηλαδή σε συγκεκριμένο δείγμα επιταχυνσιογραφημάτων και εκφράζουν την απόκριση της κατασκευής αποκλειστικά σ' αυτό. Με διαφορετικό πλήθος και άλλη επιλογή σεισμών τα αποτελέσματα ενδέχεται να ήταν πολύ διαφορετικά.

7. ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ

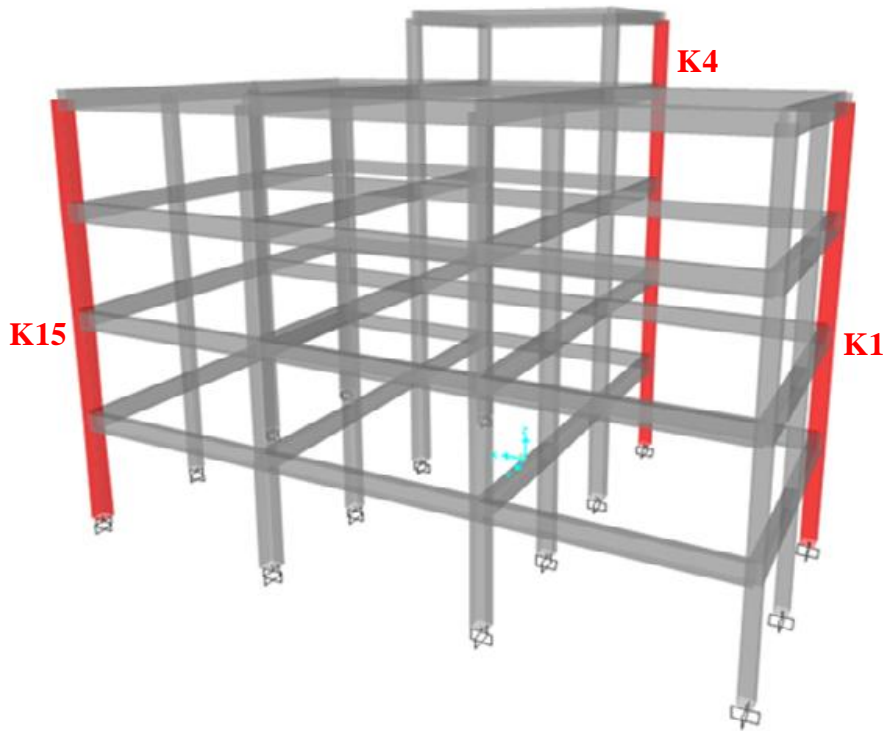
7.1. Εισαγωγή

Στην Ελλάδα, μια χώρα στην οποία αναπτύσσεται έντονη σεισμική δραστηριότητα, παρουσιάζεται πολύ συχνά η ανάγκη επεμβάσεων σε κατασκευές. Δευτερεύοντες παράγοντες που οδηγούν σε επεμβάσεις μικρής ή μεγάλης κλίμακας είναι η ελλιπής προσοχή κατά την κατασκευή ή τη συντήρηση των κτιρίων, αλλά και η φυσική φθορά των δομικών μελών στο πέρασμα του χρόνου με αποτέλεσμα την μείωση της αντοχής τους.

Υπάρχουν πολλοί τρόποι ενίσχυσης κατασκευών που επιλέγονται ανάλογα με τις αστοχίες. Άλλοι έχουν ως στόχο την αύξηση της αντοχής των δομικών στοιχείων κι άλλοι την αύξηση της πλαστιμότητάς τους. Στην πρώτη κατηγορία ανήκουν για παράδειγμα οι μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, οι οποίοι αυξάνουν ουσιαστικά την ήδη υπάρχουσα διατομή. Η δεύτερη κατηγορία περιλαμβάνει τρόπους που επιβάλλονται με περίσφιγξη, όπως οι μεταλλικοί κλωβοί, τα χαλύβδινα επικολλητά κολάρα, ο σπειροειδής οπλισμός, οι ολόσωμοι μεταλλικοί μανδύες και οι μανδύες από σύνθετα υλικά (άνθρακα, γυαλιού, αραμιδίου).

7.2. Απαιτήσεις του κτιρίου για ενίσχυση

Σε προηγούμενη διπλωματική εργασία, όπου μελετήθηκε το παρόν κτίριο, αποδείχθηκε ύστερα από ανάλυση Pushover ότι εμφανίζονται βλάβες σε 5 υποστυλώματα και χρειάζεται να αποκατασταθούν. Επιλέχθηκαν δύο τρόποι ενίσχυσής τους, οι μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και οι μανδύες από υφάσματα ινολισμένων πολυμερών άνθρακα (CFRP) [7],[20]. Σε επόμενο στάδιο μέσω μεταευριστικών αλγορίθμων βελτιστοποίησης επετεύχθη ο βέλτιστος σχεδιασμός αυτών των ενισχύσεων με κριτήρια, εκτός από την απόκριση του κτιρίου στις σεισμικές δράσεις, και το κόστος [1]. Έτσι αποφασίστηκε ότι η ενίσχυση μόνο των τριών από τα πέντε βληθέντα υποστυλώματα (K1, K4, K15) αρκεί για την πλήρη αποκατάσταση των ζημιών. Τα ακριβή χαρακτηριστικά των βέλτιστων ενισχύσεων παρουσιάζονται στη συνέχεια [1].



Σχ. 7.1. Υποστυλώματα που χρήζουν ενίσχυσης.

7.2.1. Ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος

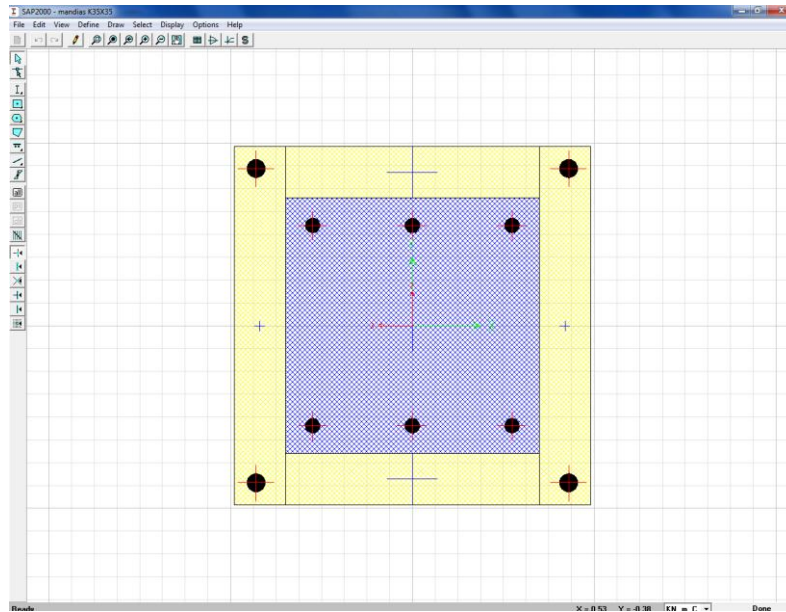


Σχ.7.2. Εφαρμογή μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος

Αποτίμηση Ενίσχυσης Κτιρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα με Κριτήρια Τρωτότητας

Τα χαρακτηριστικά της βέλτιστης ενίσχυσης των τριών υποστυλωμάτων με μανδύες ΟΣ είναι τα εξής [1]:

- Πάχος μανδύα: **7cm**
- Ποιότητα σκυροδέματος μανδύα: **C30/37**
- Οπλισμός ενίσχυσης: **4Φ22**



Σχ.7.3. Προσομοίωση του μανδύα ΟΣ στο SAP2000.

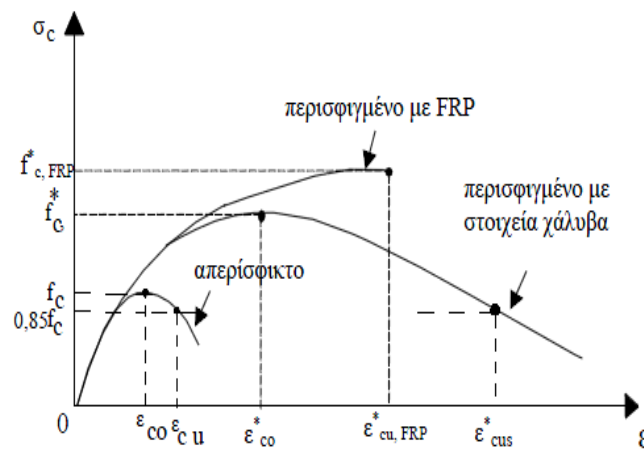
7.2.2. Ενίσχυση με υφάσματα ινοπλισμένων πολυμερών άνθρακα (CFRP)



Σχ.7.4. Εφαρμογή υφασμάτων ινοπλισμένων πολυμερών άνθρακα.

Για την ενίσχυση με τη μέθοδο αυτή επιλέγονται [1] υφάσματα ινοπλισμένων πολυμερών άνθρακα CFRP με πάχος στρώσης **0,275mm** και μέτρο ελαστικότητας **$E_f=240\text{GPa}$** . Επίσης, η εφελκυστική αντοχή τους λαμβάνεται ίση με **$f_{u,f}=3500\text{MPa}$** και η παραμόρφωση αστοχίας τους ίση με **$\epsilon_{f,u}=0,015$** . Με βάση το βέλτιστο σχεδιασμό χρησιμοποιούνται **6 στρώσεις** για τα υποστυλώματα K1 και K15 που είναι διαστάσεων 40x40 και **7 στρώσεις** για το υποστυλώμα K4 με διαστάσεις 35x35.

Σημειώνεται ακόμα ότι σ' αυτήν την περίπτωση η προσομοίωση της ενισχυμένης διατομής γίνεται μόνο με την αλλαγή των ιδιοτήτων του σκυροδέματος μετά την περίσφιγξή του, όπως αυτή περιγράφεται στο ακόλουθο σχήμα.



Σχ. 7.5. Νόμος υλικού για το σκυρόδεμα πριν και μετά την περίσφιγξή του.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ [3] ισχύουν οι ακόλουθες σχέσεις για το περισφιγμένο σκυρόδεμα:

- Εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού των CFRP:

$$f_{fd} = f_{fu} / \gamma_m = 3500 / 1,20 = 2916,7 \text{MPa}$$

- Θλιπτική αντοχή του περισφιγμένου πλέον σκυροδέματος:

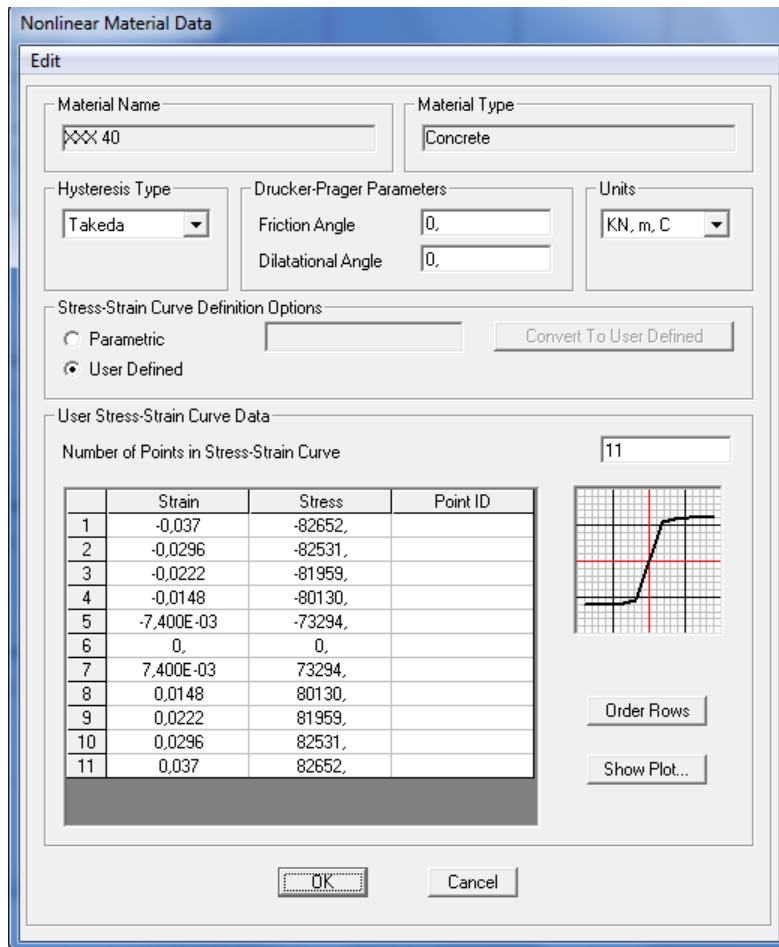
$$f_{c,frp} = (1,125 + 1,25\omega_{wd})f_c, \text{ όπου } \omega_{wd} = (A_f f_{fd}) / (A_c \cdot f_{cd})$$

Για τα K1 και K15 υπολογίζεται $f_{c,frp}=82,65 \text{ MPa}$, ενώ για το K4 $104,25 \text{ MPa}$.

- Παραμόρφωση αστοχίας του περισφιγμένου σκυροδέματος:

$$\epsilon_{cu,c} = 0,0035 (f_{c,frp} / f_c)^2 = 0,0715$$

Για τα K1 και K15 υπολογίζεται $\epsilon_{cu,c}=0,037$, ενώ για το K4 $\epsilon_{cu,c}=0,059$.

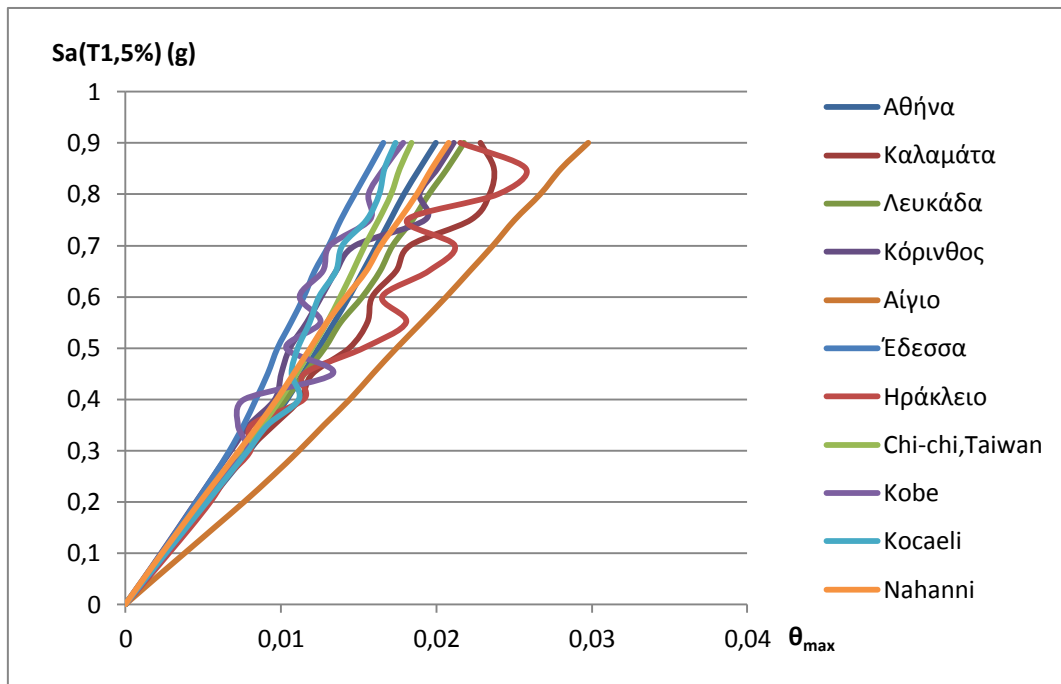


Σχ.7.6. Προσομοίωση του περισφιγμένου με CFRP σκυρόδεμα στο SAP2000.

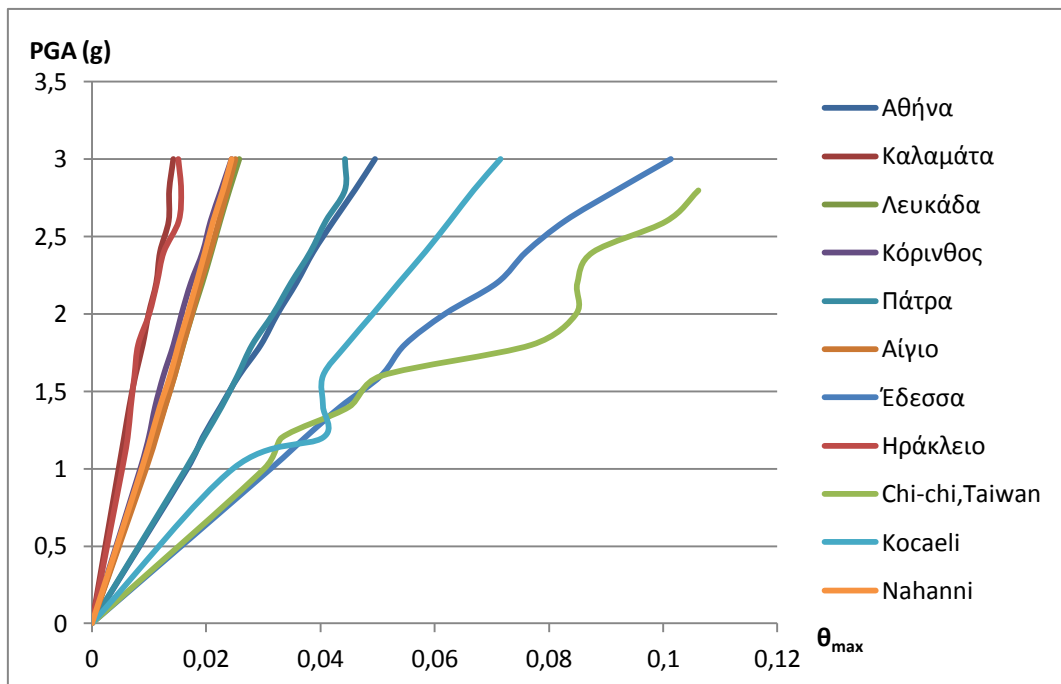
7.3. Κατασκευή των καμπυλών Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης (IDA)

Η ενισχυμένη κατασκευή έχει διαφορετική ιδιοπερίοδο από την αρχική. Γι' αυτό το λόγο επιβάλλεται ο υπολογισμός των νέων κλιμακούμενων φασμάτων και επιταχυνσιογραφημάτων αντίστοιχα, με βάση τα οποία εφαρμόζεται Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση στον ενισχυμένο φορέα με τη βοήθεια του SAP2000. Ακολούθως υπολογίζονται οι καμπύλες IDA για όλους τους σεισμούς, όπως περιγράφηκε στην ενότητα 4.6, τόσο με κριτήριο την $S_a(T1,5\%)$ όσο και με κριτήριο την PGA.

7.3.1. Καμπύλες IDA για ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος

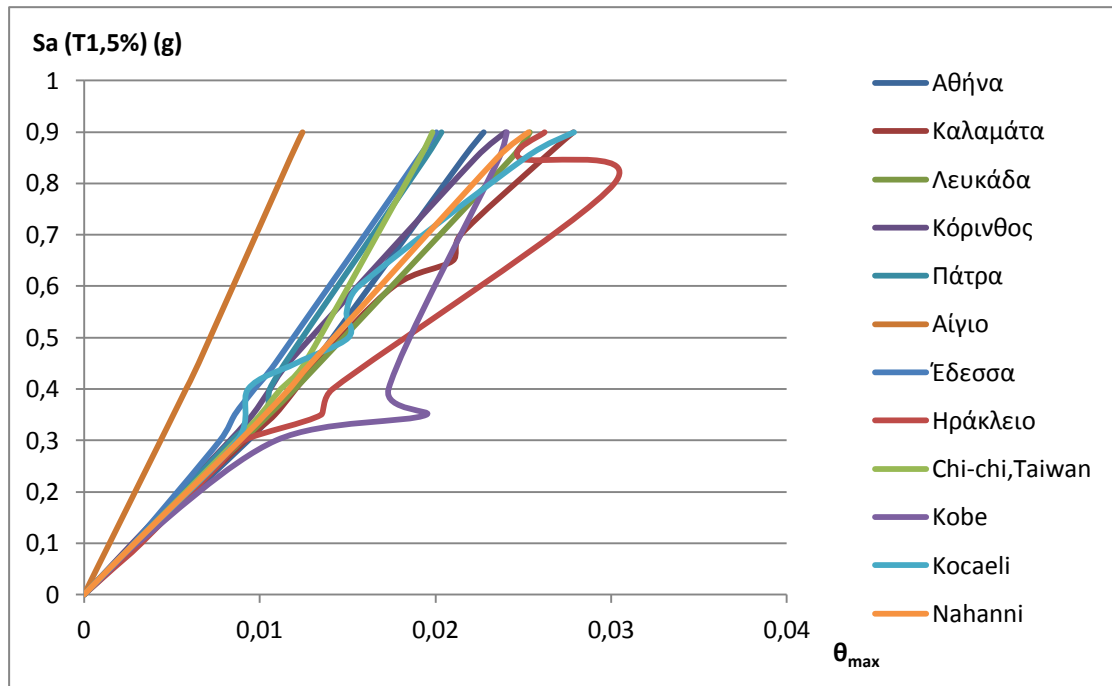


Σχ.7.7. Καμπύλες IDA με κριτήριο την $Sa(T_1,5\%)$.

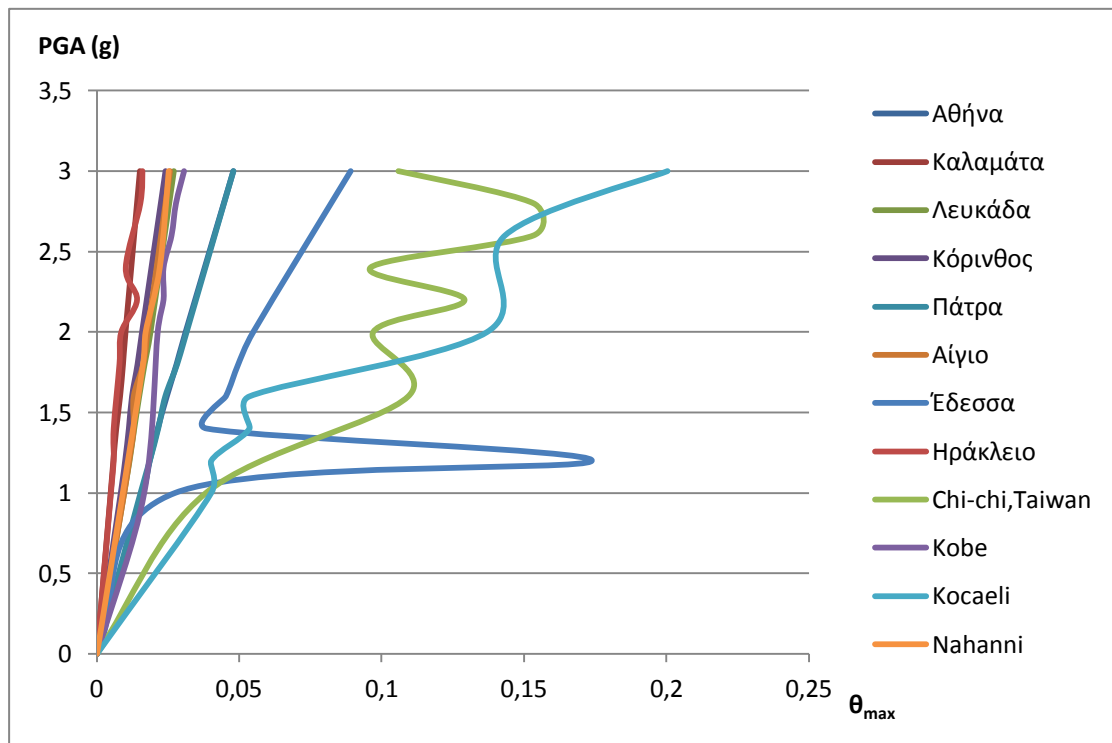


Σχ.7.8. Καμπύλες IDA με κριτήριο την PGA.

7.3.2. Καμπύλες IDA για ενίσχυση με υφάσματα ινοπλισμένων πολυμερών άνθρακα (CFRP)



Σχ.7.9. Καμπύλες IDA με κριτήριο την $Sa(T_1,5\%)$.



Σχ.7.10. Καμπύλες IDA με κριτήριο την PGA.

7.4. Κατασκευή Καμπυλών Τρωτότητας με βάση τη Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση

Όπως έχει προαναφερθεί στην ενότητα 5.4, η σχέση σύμφωνα με την οποία υπολογίζονται οι καμπύλες τρωτότητας για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας είναι η εξής [8], [9]:

$$P(\theta_{max_i} > \theta_{max_{SE}}) = \Phi[\ln(IM_i/\mu)/(\sigma/\mu)]$$

Προκειμένου να προσδιορισθούν η μέση τιμή μ και η τυπική απόκλιση σ του συνόλου των σεισμικών καταγραφών, ορίζονται πρώτα τα όρια επιτελεστικότητας σε όρους $S_a(T1,5\%)$ και PGA για κάθε σεισμό.

7.4.1. Καμπύλες Τρωτότητας για ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος

Πιν.7.1. Φασματικές επιταχύνσεις S_{aSE} σεισμών για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

S_{aSE} (g)	θ_{max}	Αθήνα	Καλαμάτα	Λευκάδα	Κόρινθος	Πάτρα	Αίγιο
Άμεση Χρήση	0,0020	0,076	0,079	0,080	0,087	0,084	0,053
Προστασία Ζωής	0,0100	0,382	0,363	0,388	0,450	0,473	0,266
Οιονεί Κατάρρευση	0,0300	1,382	0,485	1,285	1,329	1,343	0,906

S_{aSE} (g)	θ_{max}	Έδεσσα	Ηράκλειο	Chi-chi	Kobe	Kocaeli	Nahanni
Άμεση Χρήση	0,0020	0,086	0,071	0,079	0,075	0,077	0,085
Προστασία Ζωής	0,0100	0,512	0,378	0,400	0,420	0,371	0,411
Οιονεί Κατάρρευση	0,0300	1,641	0,970	1,673	1,391	1,804	1,327

Πιν.7.2. Μέγιστες εδαφικές επιταχύνσεις PGA_{SE} σεισμών για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

PGA_{SE} (g)	θ_{max}	Αθήνα	Καλαμάτα	Λευκάδα	Κόρινθος	Πάτρα	Αίγιο
Άμεση Χρήση	0,0020	0,120	0,428	0,216	0,236	0,121	0,211
Προστασία Ζωής	0,0100	0,599	2,014	1,084	1,211	0,607	1,059
Οιονεί Κατάρρευση	0,0300	1,829	7,381	3,487	3,609	1,904	3,696

PGA_{SE} (g)	θ_{max}	Έδεσσα	Ηράκλειο	Chi-chi	Kobe	Kocaeli	Nahanni
Άμεση Χρήση	0,0020	0,064	0,379	0,066	0,190	0,081	0,229
Προστασία Ζωής	0,0100	0,319	2,003	0,332	0,949	0,405	1,158
Οιονεί Κατάρρευση	0,0300	0,957	9,866	0,995	2,908	1,067	3,741

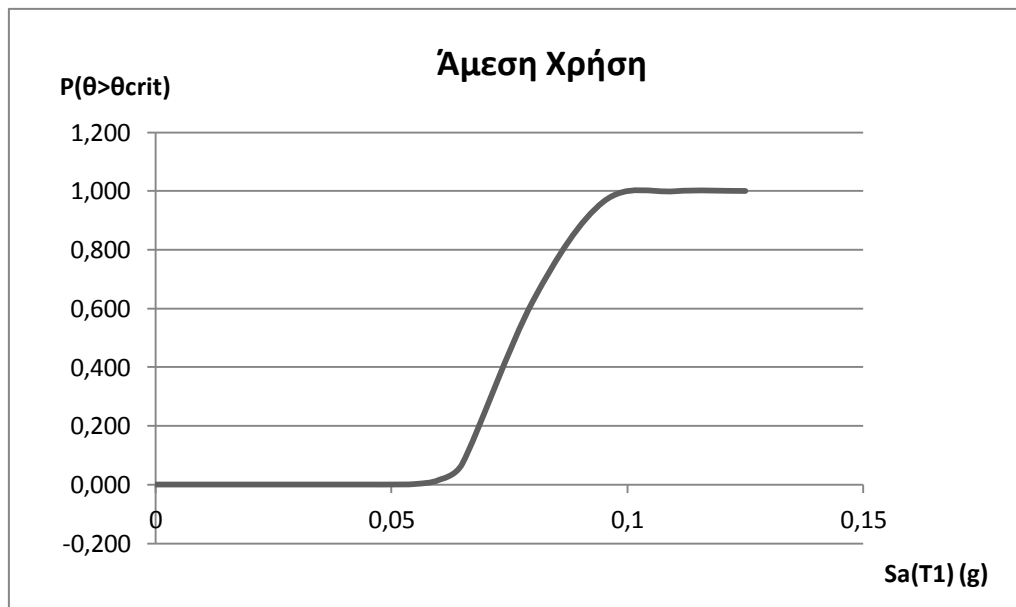
Πιν.7.3. Μέση τιμή, τυπική απόκλιση και ο λόγος τους με κριτήριο την $Sa(T_1,5\%)$

Με κριτήριο την $Sa(T_1,5\%)$	μ	σ	σ/μ
Άμεση Χρήση	0,077	0,009	0,116
Προστασία Ζωής	0,395	0,058	0,146
Οιονεί Κατάρρευση	1,290	0,363	0,282

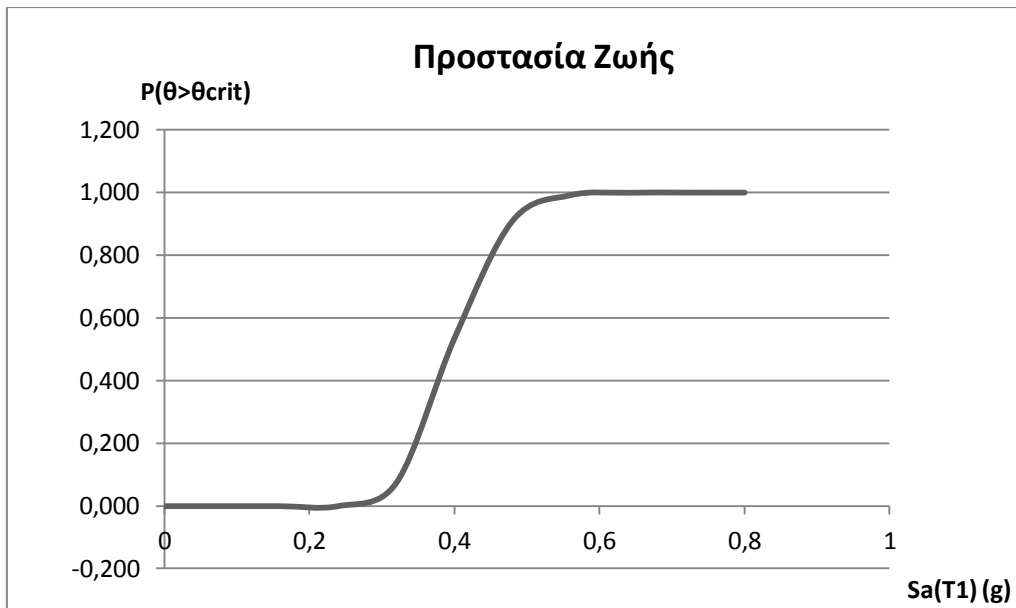
Πιν.7.4. Μέση τιμή, τυπική απόκλιση και ο λόγος τους με κριτήριο την PGA

Με κριτήριο την PGA	μ	σ	σ/μ
Άμεση Χρήση	0,195	0,112	0,572
Προστασία Ζωής	0,978	0,555	0,567
Οιονεί Κατάρρευση	3,453	2,582	0,748

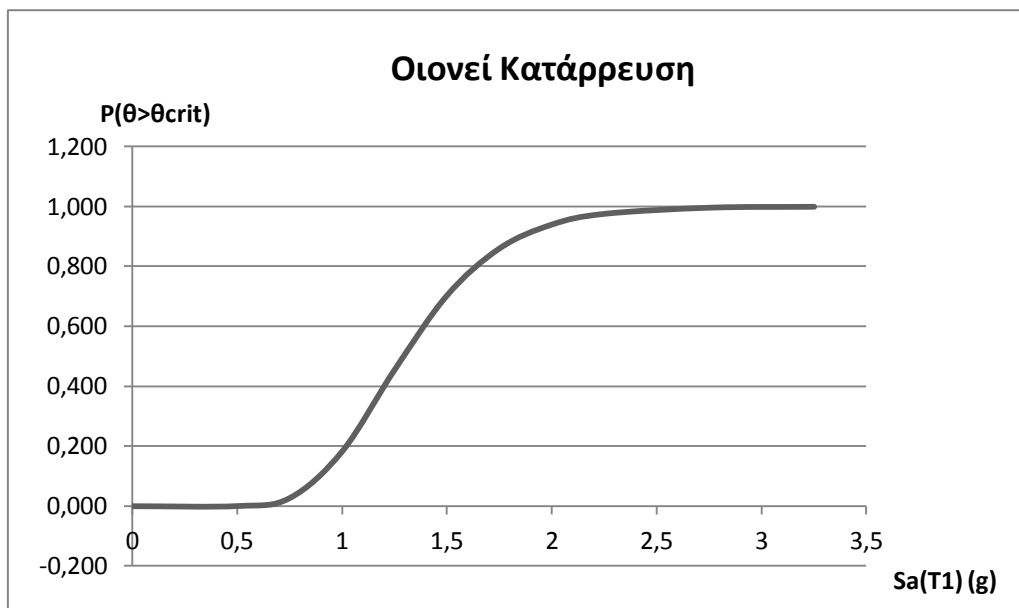
7.4.1.1. Με κριτήριο την Φασματική Επιτάχυνση της πρώτης ιδιομορφής για απόσβεση 5 %



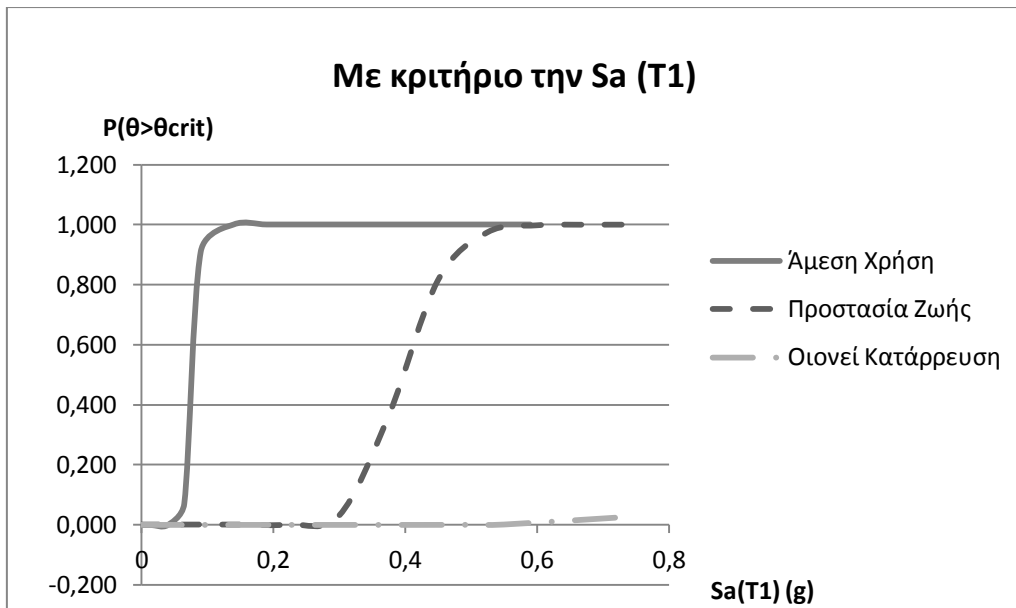
Σχ.7.11. Καμπύλη Τρωτότητας με κριτήριο την $Sa(T_1,5\%)$ για στάθμη επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση»



Σχ.7.12. Καμπύλη Τρωτότητας με κριτήριο την $Sa(T_1, 5\%)$ για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής»

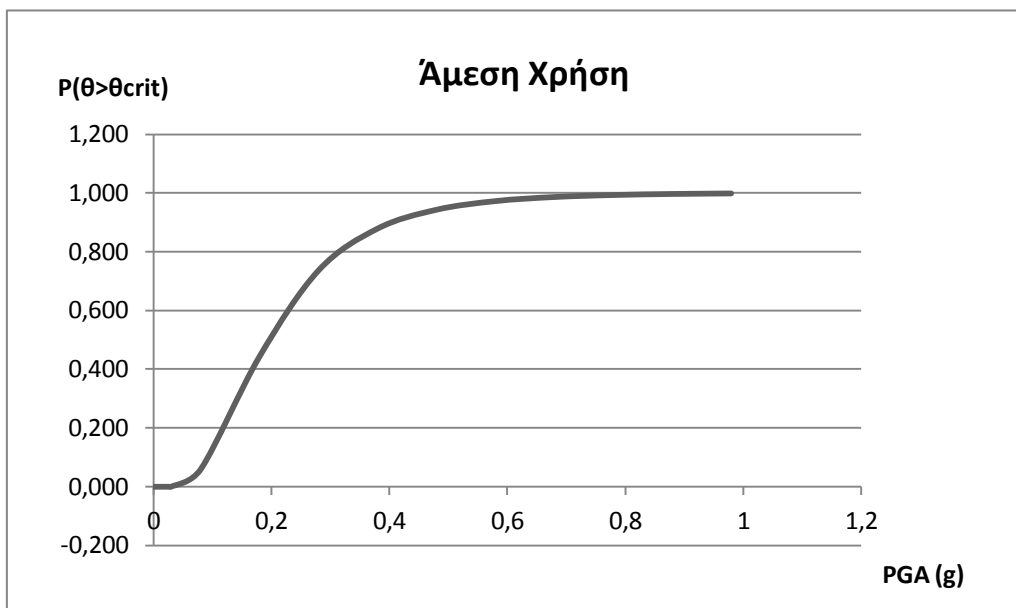


Σχ.7.13. Καμπύλη Τρωτότητας με κριτήριο την $Sa(T_1, 5\%)$ για στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση»

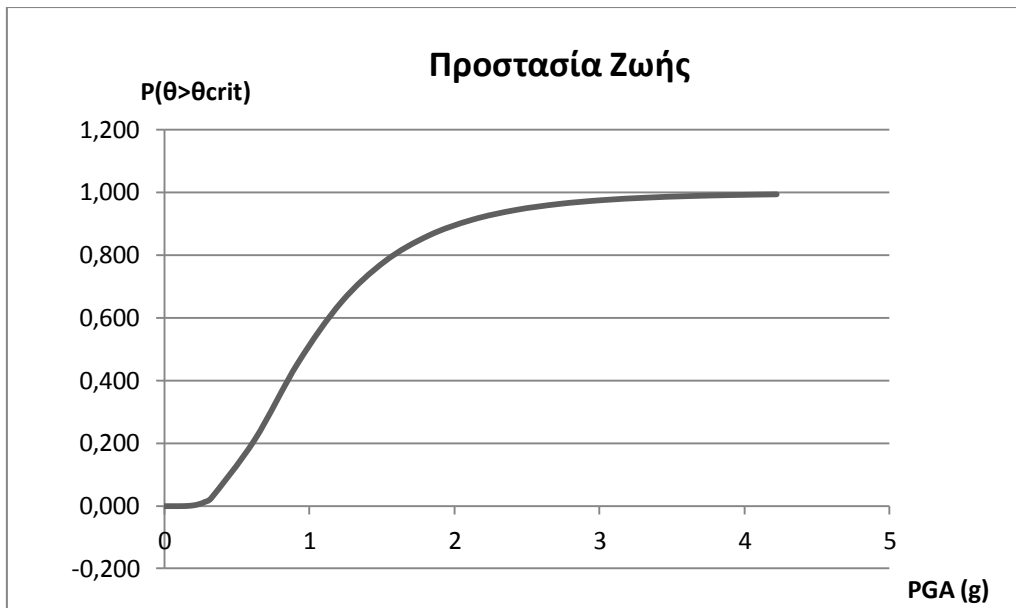


Σχ.7.14. Καμπύλες Τρωτότητας με κριτήριο την $Sa(T_1, 5\%)$

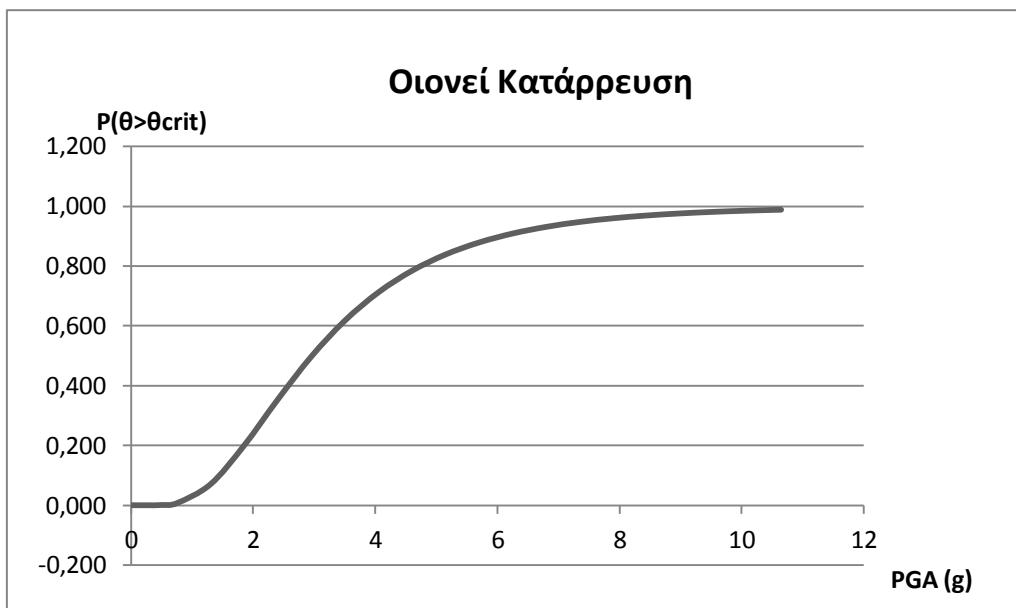
7.4.1.2. Με κριτήριο την Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση



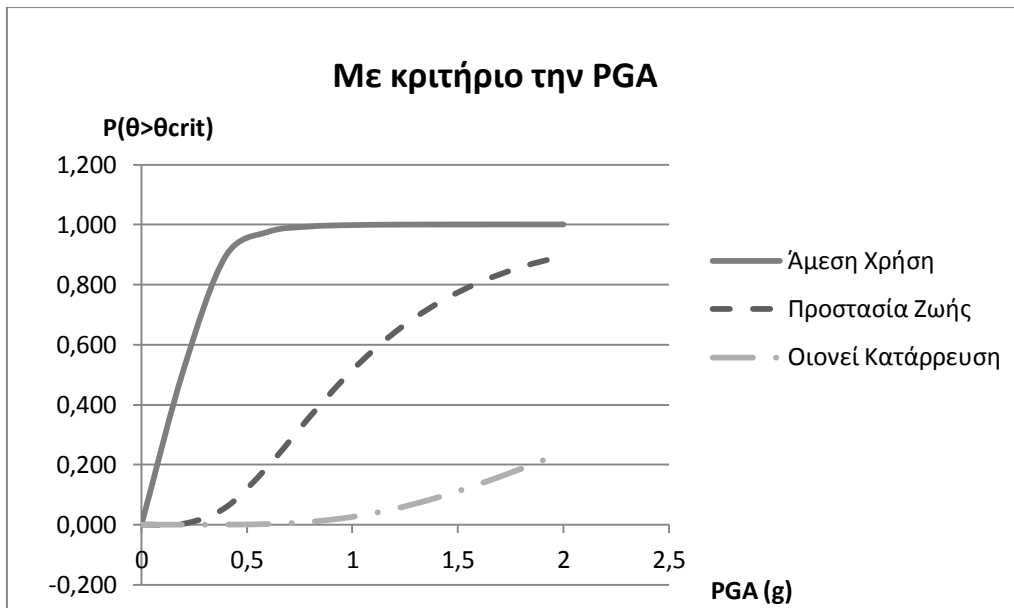
Σχ.7.15. Καμπύλη Τρωτότητας με κριτήριο την PGA για στάθμη επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση»



Σχ.7.16. Καμπύλη Τρωτότητας με κριτήριο την PGA για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής»



Σχ.7.17. Καμπύλη Τρωτότητας με κριτήριο την PGA για στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση»



Σχ.7.18. Καμπύλες Τρωτότητας με κριτήριο την PGA

7.4.2. Καμπύλες Τρωτότητας για ενίσχυση με υφάσματα ινοπλισμένων πολυμερών άνθρακα (CFRP)

Πιν.7.5. Φασματικές επιταχύνσεις S_{aSE} σεισμών για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

S_{aSE} (g)	θ_{max}	Αθήνα	Καλαμάτα	Λευκάδα	Κόρινθος	Πάτρα	Αίγιο
Άμεση Χρήση	0,0020	0,064	0,067	0,069	0,073	0,069	0,138
Προστασία Ζωής	0,0100	0,324	0,325	0,333	0,371	0,342	0,716
Οιονεί Κατάρρευση	0,0300	1,213	0,964	1,123	1,077	1,429	2,165

S_{aSE} (g)	θ_{max}	Έδεσσα	Ηράκλειο	Chi-chi	Kobe	Kocaeli	Nahanni
Άμεση Χρήση	0,0020	0,071	0,061	0,069	0,066	0,070	0,069
Προστασία Ζωής	0,0100	0,413	0,310	0,350	0,277	0,412	0,341
Οιονεί Κατάρρευση	0,0300	1,385	1,031	1,599	1,579	0,938	1,031

Πιν.7.6. Μέγιστες εδαφικές επιταχύνσεις PGA_{SE} σεισμών για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

PGA_{SE} (g)	θ_{max}	Αθήνα	Καλαμάτα	Λευκάδα	Κόρινθος	Πάτρα	Αίγιο
Άμεση Χρήση	0,0020	0,064	0,416	0,209	0,237	0,131	0,209
Προστασία Ζωής	0,0100	0,324	1,992	1,047	1,205	0,654	1,049
Οιονεί Κατάρρευση	0,0300	1,213	5,945	3,364	3,692	1,912	3,557

PGA_{SE} (g)	θ_{max}	Έδεσσα	Ηράκλειο	Chi-chi	Kobe	Kocaeli	Nahanni
Άμεση Χρήση	0,0020	0,073	0,410	0,052	0,120	0,050	0,219
Προστασία Ζωής	0,0100	0,363	2,053	0,261	0,602	0,249	1,099
Οιονεί Κατάρρευση	0,0300	1,413	6,862	0,784	2,956	0,747	3,891

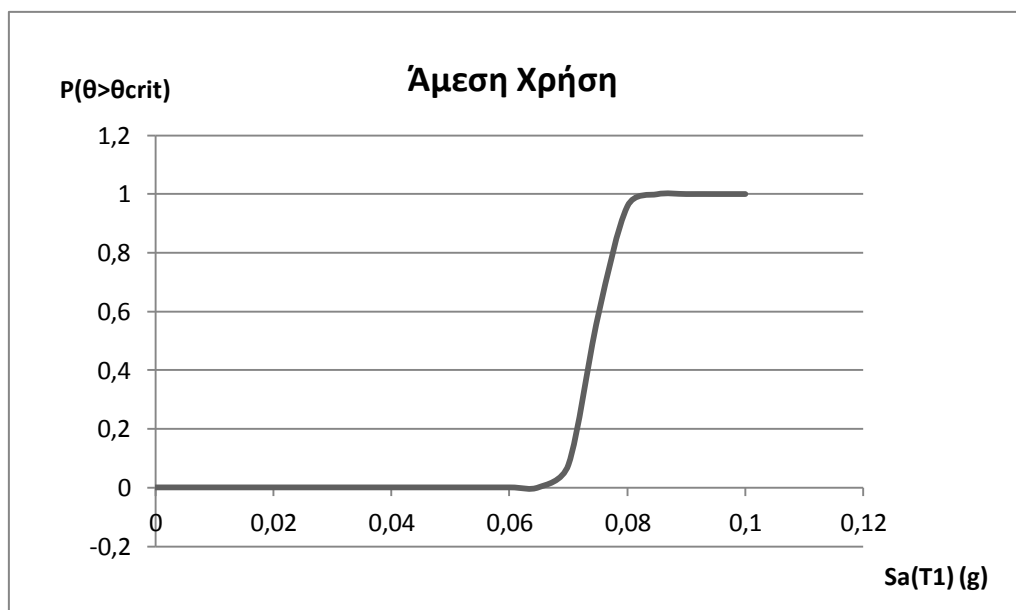
Πιν.7.7. Μέση τιμή, τυπική απόκλιση και ο λόγος τους με κριτήριο την $Sa(T_1,5\%)$

Με κριτήριο την $Sa(T_1,5\%)$	μ	σ	σ/μ
Άμεση Χρήση	0,074	0,003	0,042
Προστασία Ζωής	0,379	0,039	0,103
Οιονεί Κατάρρευση	1,282	0,231	0,180

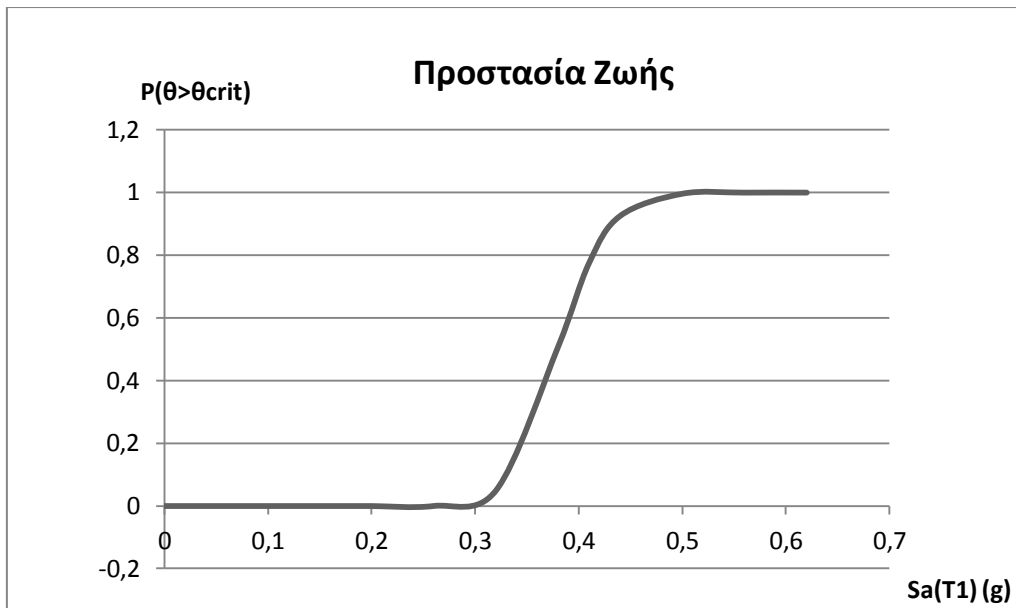
Πιν.7.8. Μέση τιμή, τυπική απόκλιση και ο λόγος τους με κριτήριο την PGA

Με κριτήριο την PGA	μ	σ	σ/μ
Άμεση Χρήση	0,183	0,122	0,670
Προστασία Ζωής	0,908	0,598	0,659
Οιονεί Κατάρρευση	3,028	1,875	0,619

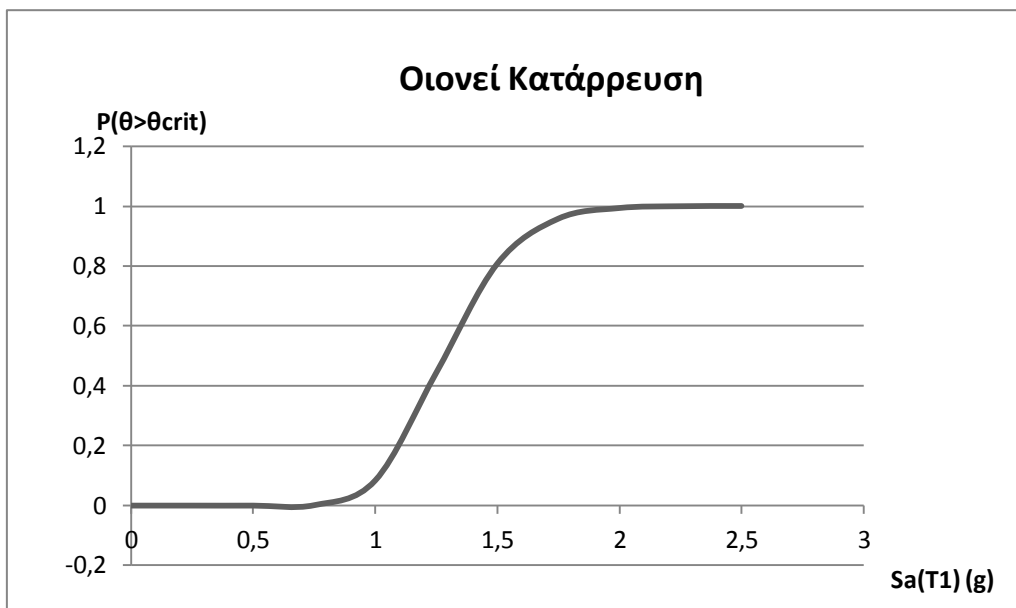
7.4.2.1. Με κριτήριο την Φασματική Επιτάχυνση της πρώτης ιδιομορφής για απόσβεση 5 %



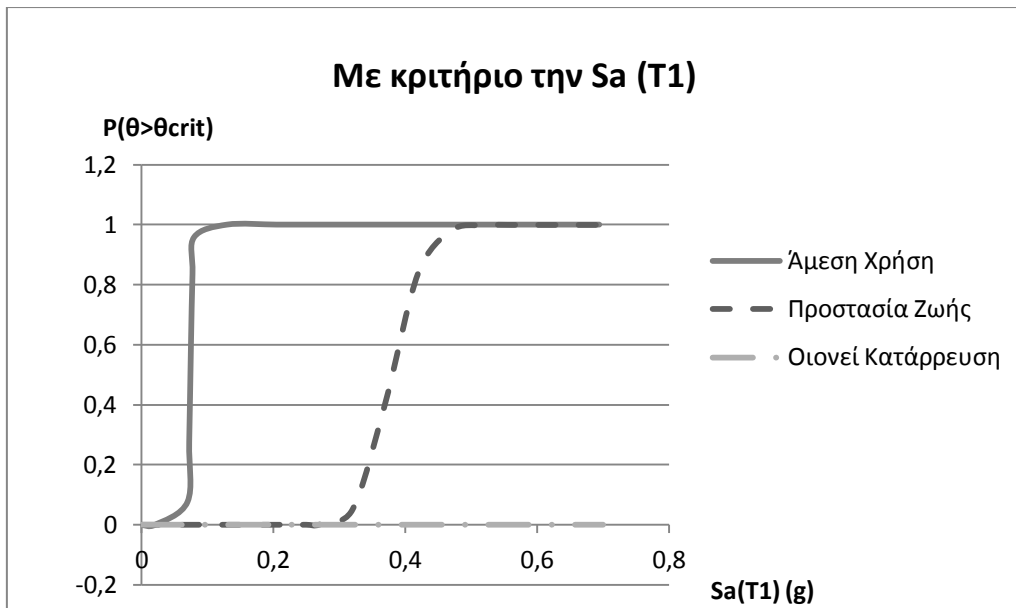
Σχ.7.19. Καμπύλη Τρωτότητας με κριτήριο την $Sa(T_1,5\%)$ για στάθμη επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση»



Σχ.7.20. Καμπύλη Τρωτότητας με κριτήριο την $Sa(T1,5\%)$ για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής»

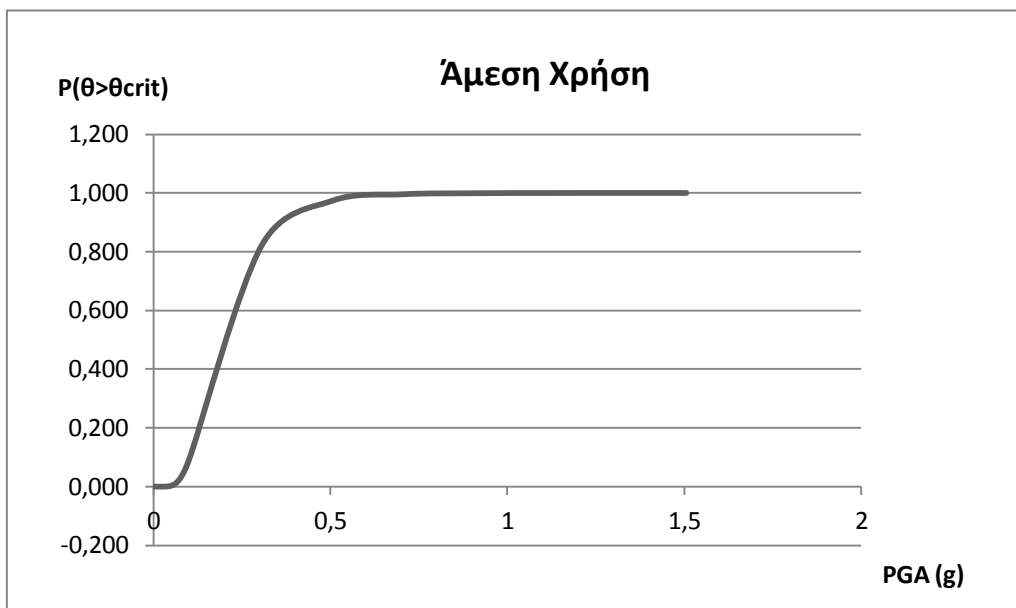


Σχ.7.21. Καμπύλη Τρωτότητας με κριτήριο την $Sa(T1,5\%)$ για στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση»

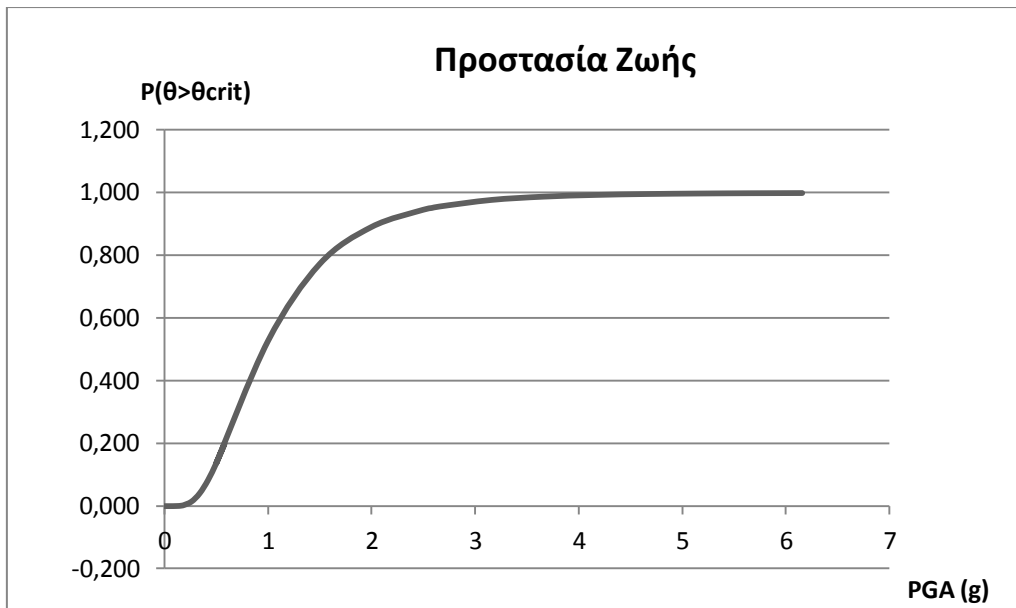


Σχ.7.22. Καμπύλες Τρωτότητας με κριτήριο την $S_a(T_1,5\%)$

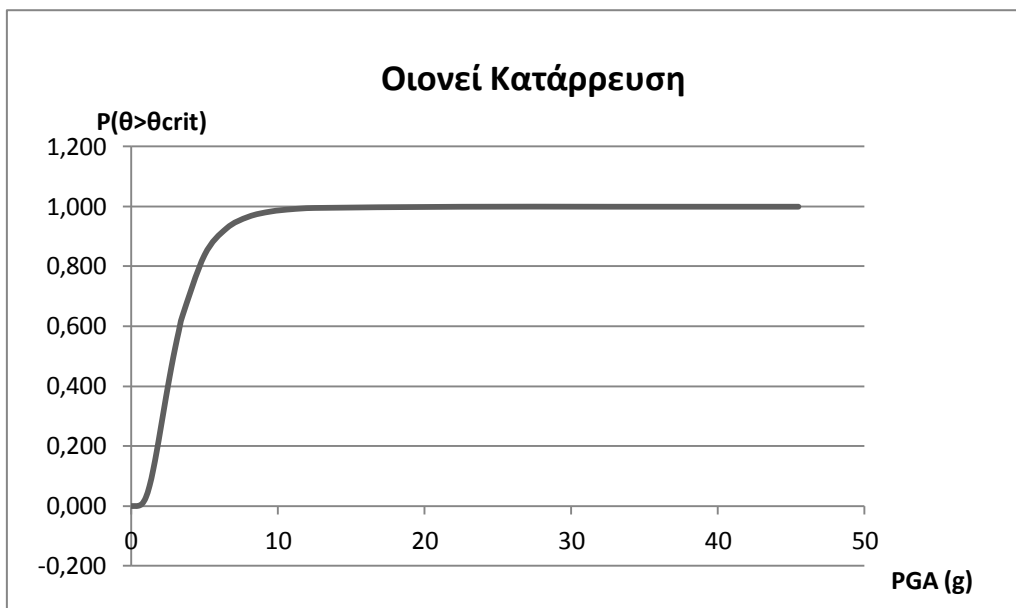
7.4.2.2. Με κριτήριο την Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση



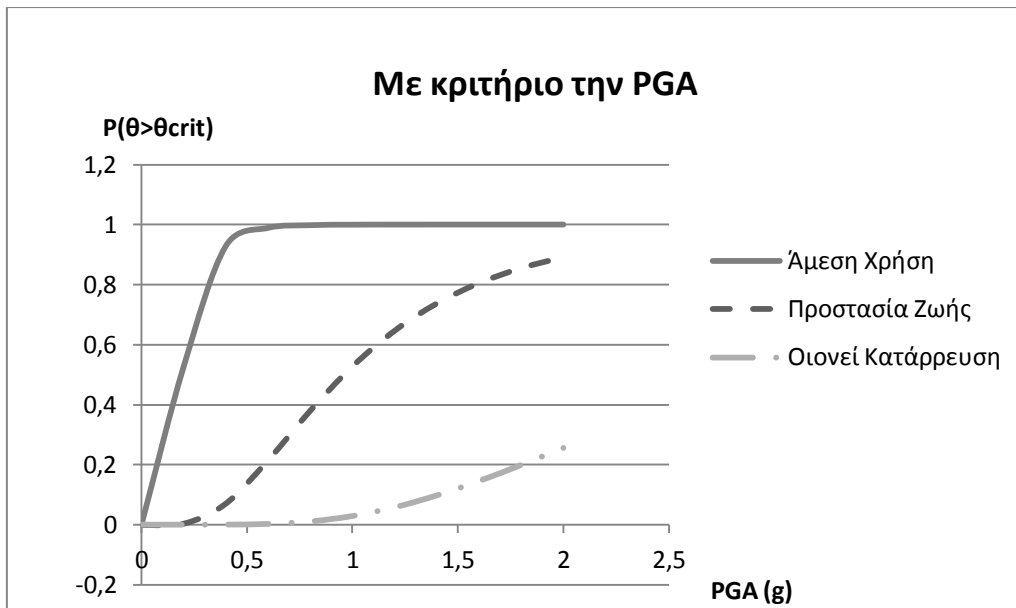
Σχ.7.23. Καμπύλη Τρωτότητας με κριτήριο την PGA για στάθμη επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση»



Σχ.7.24. Καμπύλη Τρωτότητας με κριτήριο την PGA για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής»



Σχ.7.25. Καμπύλη Τρωτότητας με κριτήριο την PGA για στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση»

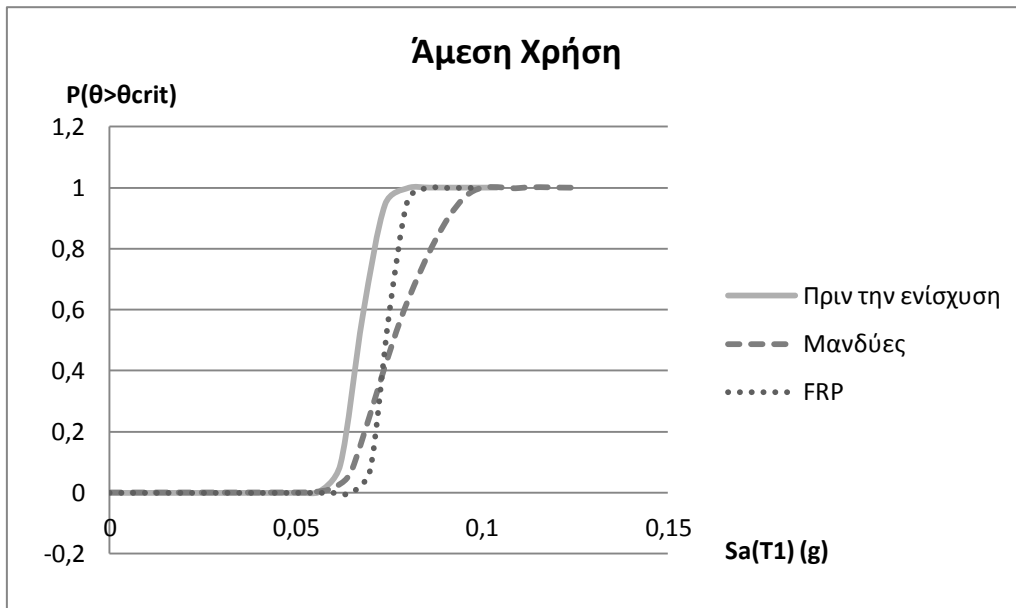


Σχ.7.26. Καμπύλες Τρωτότητας με κριτήριο την PGA

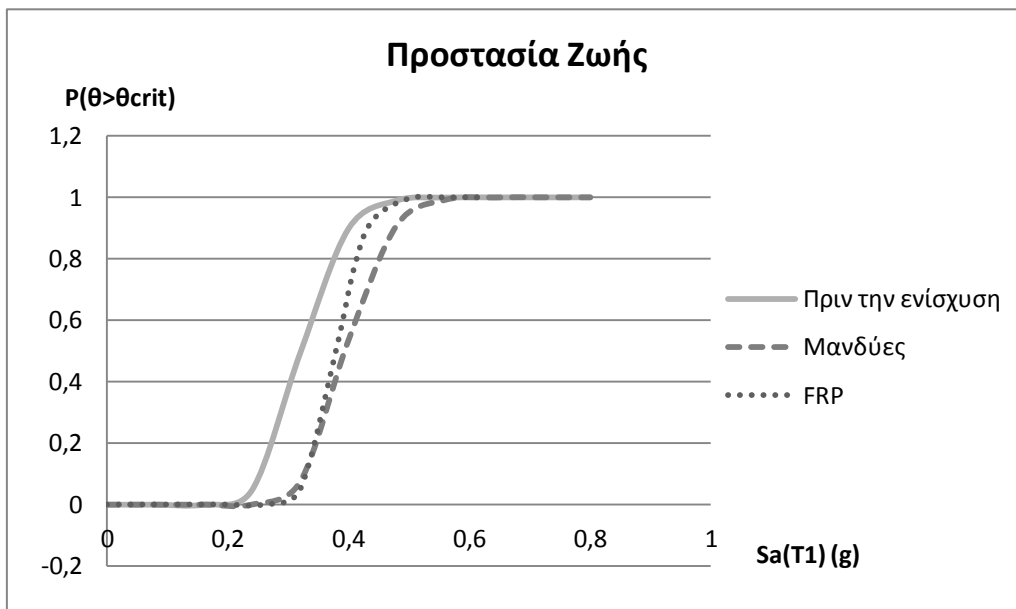
7.5. Σύγκριση καμπυλών τρωτότητας της κατασκευής πριν και μετά την ενίσχυσή της

Ενδιαφέρον παρουσιάζει η σύγκριση των καμπυλών τρωτότητας της υφιστάμενης κατασκευής πριν και μετά την εφαρμογή των ενισχύσεών της, ώστε να αξιολογηθεί η αποτελεσματικότητα τόσο των μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος όσο και των υφασμάτων ινοπλισμένων πολυμερών άνθρακα. Επίσης η σύγκριση αυτή θα βοηθήσει στον προσδιορισμό του κριτηρίου που οδηγεί σε ασφαλέστερα και πιο αξιόπιστα αποτελέσματα, μεταξύ της Φασματικής Επιτάχυνσης της πρώτης ιδιομορφής για απόσβεση 5% και της Μέγιστης Εδαφικής Επιτάχυνσης. Είναι σημαντικό βέβαια να τονισθεί ότι η ακρίβεια της μεθόδου της Δυναμικής Προσαυξητικής Ανάλυσης, ανεξάρτητα από την επιλογή του μέτρου έντασης, αυξάνεται όσο μεγαλώνει και το πλήθος των σεισμικών καταγραφών που χρησιμοποιούνται.

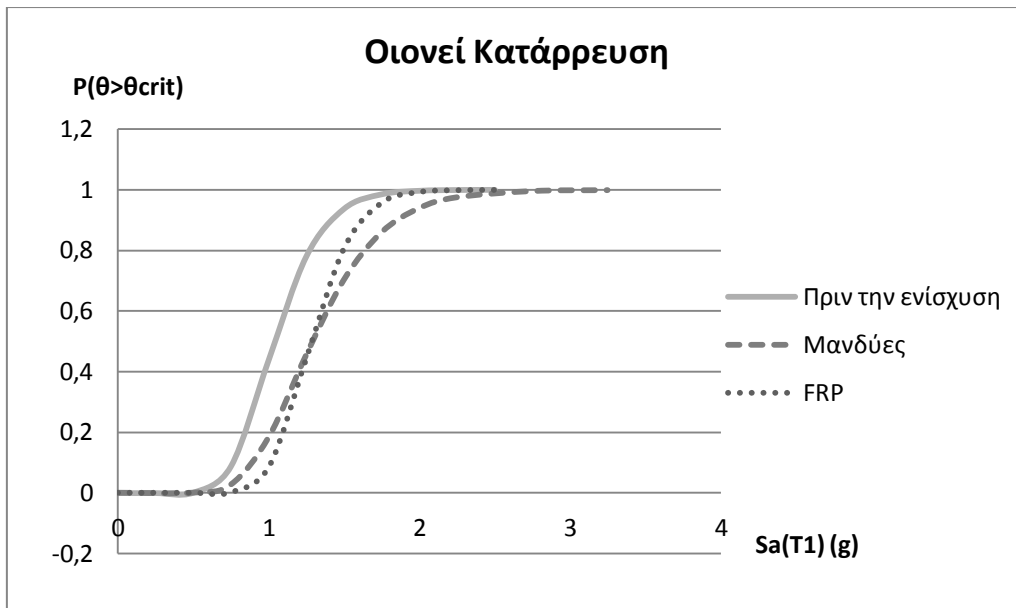
7.5.1. Με κριτήριο την Φασματική Επιτάχυνση της πρώτης ιδιομορφής για απόσβεση 5 %



Σχ.7.27. Καμπύλες Τρωτότητας για στάθμη επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση» πριν και μετά την ενίσχυση της κατασκευής με μανδύες ΟΣ και FRP.



Σχ.7.28. Καμπύλες Τρωτότητας για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» πριν και μετά την ενίσχυση της κατασκευής με μανδύες ΟΣ και FRP.

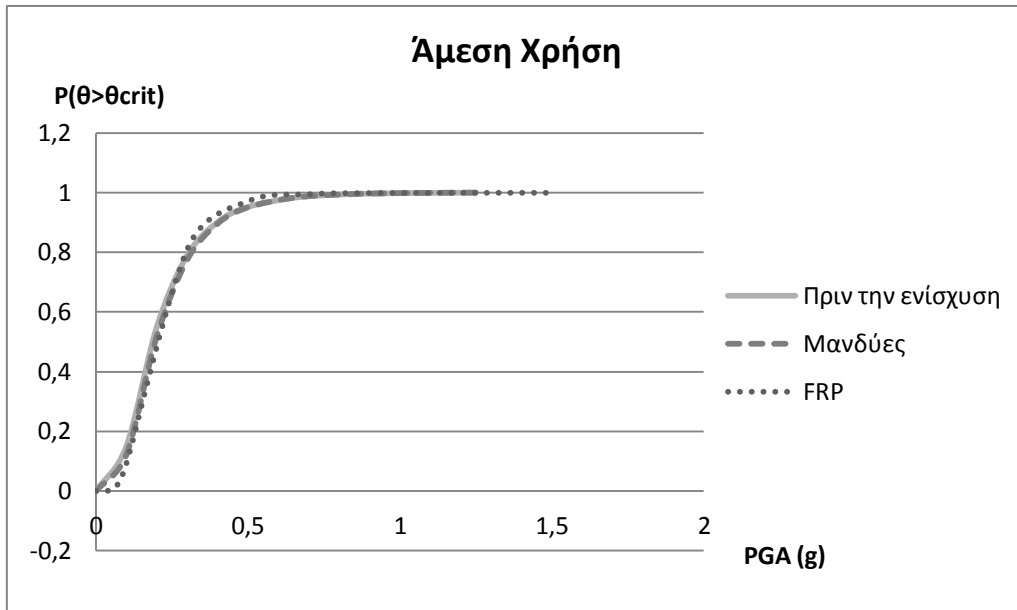


Σχ.7.29. Καμπύλες Τρωτότητας για στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση» πριν και μετά την ενίσχυση της κατασκευής με μανδύες ΟΣ και FRP.

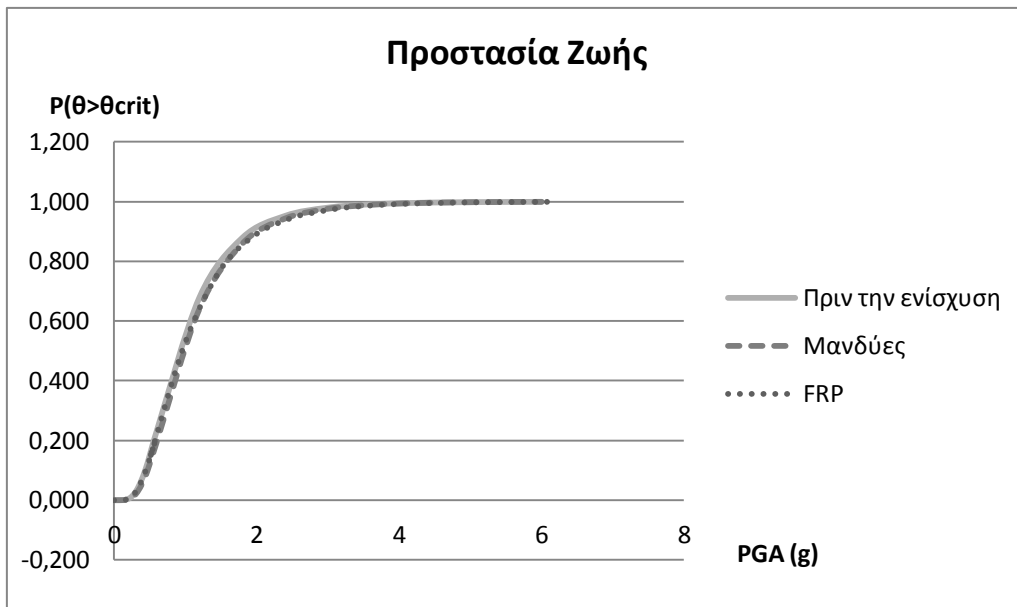
Όπως προκύπτει από τις καμπύλες τρωτότητας και για τις 3 στάθμες επιτελεστικότητας οι ενισχύσεις των βληθέντων υποστυλωμάτων με μανδύες ΟΣ αλλά και με CFRP βελτιώνουν σημαντικά τη συμπεριφορά της κατασκευής, εφόσον η πιθανότητα υπέρβασης κάθε επιπέδου βλάβης αυξάνεται για πολύ μεγαλύτερες τιμές του μέτρου έντασης $Sa(T1,5\%)$. Αναλυτικότερα, για τη στάθμη επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση» σημειώνεται μείωση της πιθανότητας έναρξης των ζημιών της τάξης του 7% με τη χρήση μανδύων ΟΣ και 16% με τη χρήση CFRP, ενώ η πιθανότητα υπέρβασης της συγκεκριμένης στάθμης γίνεται ίση με 1 για μεγαλύτερες τιμές της $Sa(T1,5\%)$, κατά 56% με τους μανδύες και κατά 13% με τα CFRP. Αντίστοιχα είναι και τα συμπεράσματα για τις άλλες στάθμες επιτελεστικότητας. Είναι επιπλέον αξιοσημείωτο ότι για τη στάθμη «Προστασία Ζωής» η καθυστέρηση εμφάνισης βλαβών αυξάνεται κατά 35% με τους μανδύες ΟΣ και κατά 40% με τα CFRP.

Όσο αφορά τα 2 διαφορετικά είδη ενίσχυσης είναι προφανές ότι τα CFRP συνεισφέρουν περισσότερο για μικρές τιμές της $Sa(T1,5\%)$, ενώ αντίθετα οι μανδύες ΟΣ για μεγαλύτερες τιμές. Εκτός απ' αυτό ο ανοδικός κλάδος έχει μεγαλύτερη κλίση στην περίπτωση των CFRP. Αυτό οφείλεται στο ότι τα FRP προσφέρουν μεγαλύτερη πλαστιμότητα στα δομικά μέλη, ενώ από την άλλη οι μανδύες ΟΣ προσδίδουν μεγαλύτερη αντοχή.

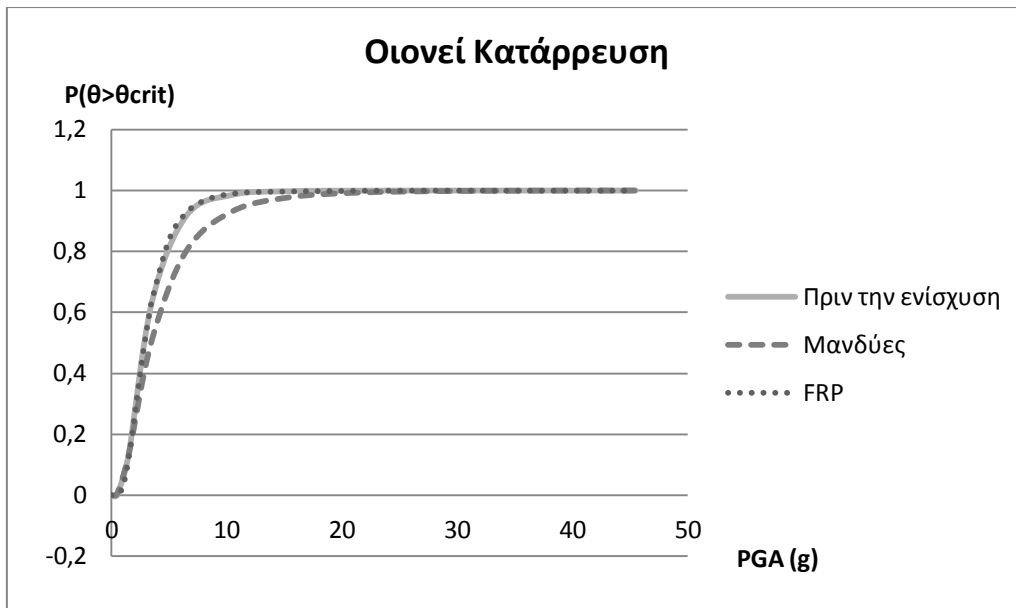
7.5.2. Με κριτήριο την Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση



Σχ.7.30. Καμπύλες Τρωτότητας για στάθμη επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση» πριν και μετά την ενίσχυση της κατασκευής με μανδύες ΟΣ και FRP.

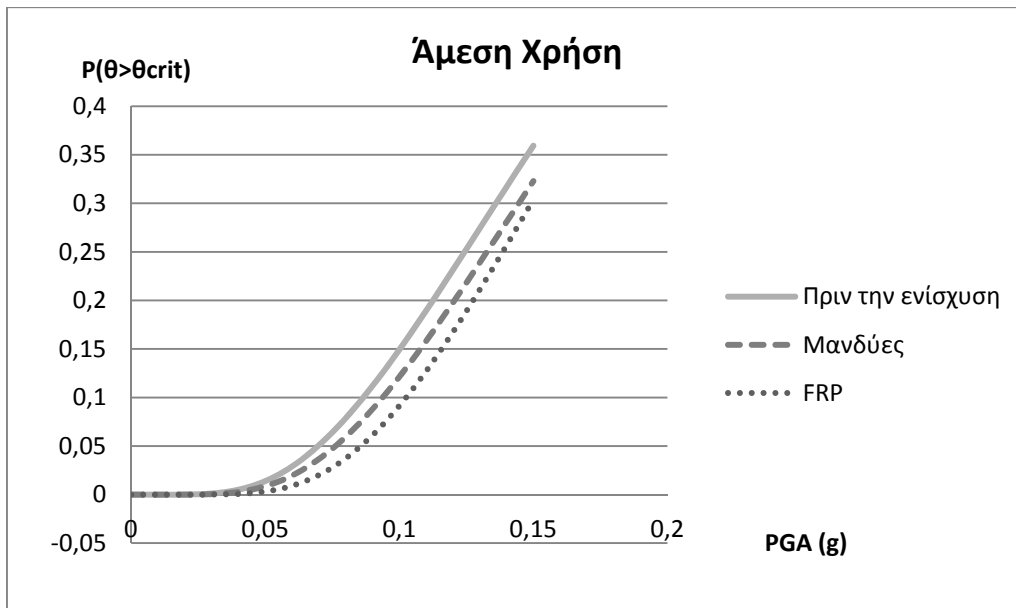


Σχ.7.31. Καμπύλες Τρωτότητας για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» πριν και μετά την ενίσχυση της κατασκευής με μανδύες ΟΣ και FRP.

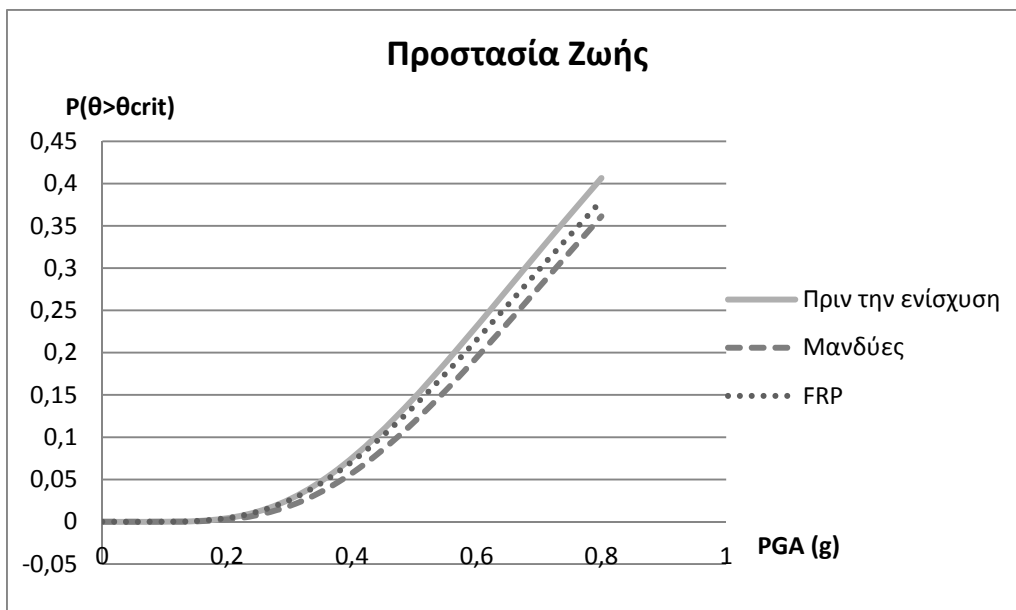


Σχ.7.32. Καμπύλες Τρωτότητας για στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση» πριν και μετά την ενίσχυση της κατασκευής με μανδύες ΟΣ και FRP.

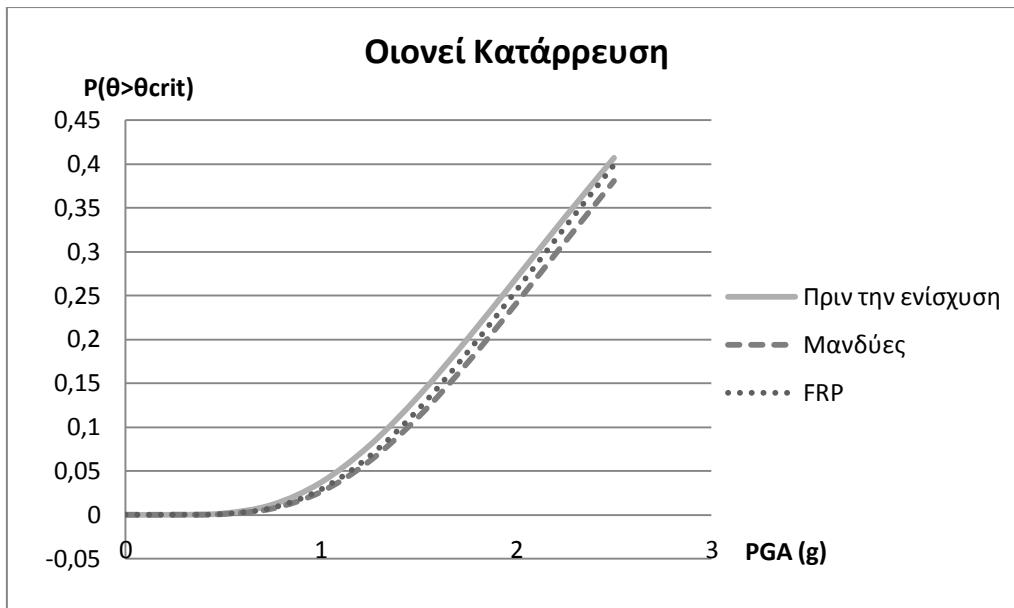
Τα παραπάνω διαγράμματα δείχνουν μια μικρή μόνο διαφοροποίηση των καμπυλών τρωτότητας των ενισχύσεων συγκριτικά με αυτές του αρχικού φορέα. Με μια πρώτη ματιά η πιο σοβαρή διαφορά που παρατηρείται αφορά τη στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση», όπου για μεγάλες τιμές της PGA οι μανδύες ΟΣ φαίνεται να συμβάλλουν σε μια βελτίωση της κατάστασης βλαβών της κατασκευής της τάξης του 22%. Λαμβάνοντας λοιπόν υπόψη τις υπόλοιπες περιπτώσεις θα μπορούσαν τα συγκεκριμένα μέτρα ενίσχυσης να κριθούν αναποτελεσματικά. Προκύπτει γι' αυτόν το λόγο η ανάγκη να εξετασθούν οι ίδιες καμπύλες τρωτότητας αλλά για μικρότερες τιμές της PGA.



Σχ.7.33. Καμπύλες Τρωτότητας για στάθμη επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση» πριν και μετά την ενίσχυση της κατασκευής με μανδύες ΟΣ και FRP(για μικρές τιμές PGA).



Σχ.7.34. Καμπύλες Τρωτότητας για στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» πριν και μετά την ενίσχυση της κατασκευής με μανδύες ΟΣ και FRP (για μικρές τιμές PGA).



Σχ.7.35. Καμπύλες Τρωτότητας για στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση» πριν και μετά την ενίσχυση της κατασκευής με μανδύες ΟΣ και FRP (για μικρές τιμές PGA).

Με βάση τα παραπάνω διαγράμματα εξάγεται το συμπέρασμα ότι οι επεμβάσεις με μανδύες ΟΣ και υφάσματα CFRP επιδρούν τελικά θετικά στην συμπεριφορά του κτιρίου, αλλά κυρίως για μικρές τιμές της PGA. Ιδιαίτερα για τη στάθμη επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση» η πιθανότητα εμφάνισης βλαβών παύει να είναι μηδέν για μεγαλύτερες τιμές της PGA, κατά 19% με χρήση μανδυών ΟΣ και κατά 41% με χρήση CFRP. Τα ποσοστά αυτά είναι μικρότερα για τις στάθμες επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» και «Οιονεί Κατάρρευση».

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την ανάλυση με μέτρο έντασης τη Φασματική Επιτάχυνση της $1^{ης}$ ιδιομορφής με $\zeta=5\%$, $Sa(T1,5\%)$, με αυτά που προκύπτουν από την ανάλυση με μέτρο έντασης την Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση, PGA, εξάγεται το συμπέρασμα ότι η $Sa(T1,5\%)$ αποτελεί ένα περισσότερο αντιπροσωπευτικό και κοντά στην πραγματικότητα κριτήριο. Αυτό επιβεβαιώνεται απ' το ότι τα συγκεκριμένα αποτελέσματα συμφωνούν με αυτά της ανάλυσης Pushover που είχε πραγματοποιηθεί σε προηγούμενη διπλωματική εργασία [1]. Επομένως θεωρείται πλήρης η αποκατάσταση των βλαβών του κτιρίου μετά την επιβολή των μέτρων ενίσχυσης που περιγράφηκαν στις ενότητες 7.2.1 και 7.2.2.

8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκε η Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση ή Μη γραμμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας με σκοπό την αποτίμηση των βέλτιστων ενισχύσεων μιας πολυώροφης κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα, όπως αυτές είχαν προταθεί σε προηγούμενη διπλωματική εργασία [1]. Εξετάσθηκε λοιπόν η απόκριση του κτιρίου σε 12 σεισμούς που έχουν γίνει στο παρελθόν, απ' τους οποίους οι 8 αφορούσαν την Ελλάδα και οι 4 περιοχές του εξωτερικού.

Για κάθε σεισμική καταγραφή κατασκευάστηκε μια καμπύλη IDA σε όρους $IM-\theta_{max}$ και τελικά ένα κοινό συγκεντρωτικό διάγραμμα IDA για όλους τους σεισμούς. Μέσω αυτού διασαφηνίζεται πως η απόκριση της κατασκευής διαφέρει σημαντικά από σεισμό σε σεισμό, καθώς οι επιμέρους καμπύλες εμφανίζουν μεγάλη διασπορά. Είναι βέβαια προφανές σε κάθε περίπτωση πως το κτίριο συμπεριφέρεται ανελαστικά. Ένα άλλο σημαντικό συμπέρασμα είναι πως όσο αυξάνονται σε πλήθος οι κλιμακώσεις των επιταχυνσιογραφημάτων κάθε σεισμού τόσο πιο αντιπροσωπευτική είναι η αντίστοιχη καμπύλη IDA. Είναι πολύ βασικό το ότι επιβάλλονται στο φορέα πραγματικά σεισμικά φαινόμενα. Αυτό όμως συνεπάγεται πως όσο μεγαλύτερο είναι το πλήθος των σεισμών που μελετώνται τόσο πιο αξιόπιστα αποτελέσματα εξάγονται απ' την Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση.

Στη συνέχεια κατασκευάστηκαν οι καμπύλες τρωτότητας με βάση την Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση (IDA) αλλά και οι αντίστοιχες που βασίζονται στον EC8 και στη Μέθοδο των Συντελεστών. Εφαρμόστηκαν και στις δύο προσεγγίσεις δύο κριτήρια ελέγχου, στο 1^ο λαμβάνονταν ως μέτρο έντασης IM η φασματική επιτάχυνση S_a για T_1 και απόσβεση 5% $S_a(T_1,5\%)$, ενώ στο 2^ο η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA. Όλες οι καμπύλες τρωτότητας που διαμορφώθηκαν έδειξαν πως η πιθανότητα υπέρβασης του μέτρου βλάβης θ_{max} είναι όλο και μικρότερη όσο μεγαλύτερη είναι η αναμενόμενη ζημιά όταν φυσικά πρόκειται για το ίδιο επίπεδο έντασης. Κάτι τέτοιο είναι πολύ λογικό, αφού για την ίδια σεισμική ένταση ένα συγκεκριμένο κτίριο είναι πολύ πιο πιθανό να εμφανίσει μικρές βλάβες παρά μεγαλύτερες. Κατ' επέκταση συγκεντρώνει ακόμα μικρότερες πιθανότητες να καταρρεύσει.

Όπως αναφέρεται και στην ενότητα 6.7, ενδιαφέρον παρουσιάζει η ανάδειξη της πιο συντηρητικής μεθόδου μεταξύ των IDA και EC8 σύμφωνα με τις αντίστοιχες καμπύλες τρωτότητας. Δυσμενέστερες θεωρούνται οι καμπύλες τρωτότητας, στις οποίες για το ίδιο επίπεδο βλάβης εμφανίζεται μεγαλύτερη πιθανότητα υπέρβασης του ορίου θ_{max} κάθε στάθμης επιτελεστικότητας. Έτσι με κριτήριο την $Sa(T_1,5\%)$, και στις 3 στάθμες επιτελεστικότητας φαίνεται να είναι πιο συντηρητική η Μέθοδος των Συντελεστών – EC8 για μικρές τιμές $Sa(T_1,5\%)$. Αντίθετα για μεγαλύτερες τιμές $Sa(T_1,5\%)$ προκύπτουν δυσμενέστερες οι καμπύλες τρωτότητας IDA. Παρόμοια είναι και τα αποτελέσματα που αφορούν τη στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί Κατάρρευση» με κριτήριο την PGA. Με το ίδιο κριτήριο για τις στάθμες επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση» και «Προστασία Ζωής» κρίνεται δυσμενέστερη η Μέθοδος των Συντελεστών. Επομένως δεν είναι εύκολος ο χαρακτηρισμός της πιο συντηρητικής μεθόδου και δεν πρέπει ως εκ τούτου να γενικεύονται. Είναι απαραίτητο σ' αυτό το σημείο να τονισθεί ότι τα συγκεκριμένα συμπεράσματα αναφέρονται στο δεδομένο δείγμα των 12 σεισμικών καταγραφών και αντικατοπτρίζουν την απόκριση της κατασκευής αποκλειστικά σ' αυτό.

Έπειτα εφαρμόστηκε η Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση στον ενισχυμένο κατά το βέλτιστο τρόπο φορέα και εξήχθησαν οι αντίστοιχες καμπύλες τρωτότητας. Η ενίσχυση έγινε σε 3 υποστυλώματα (K1, K4 και K15). Τα είδη της ενίσχυσης ήταν δύο: οι μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και τα υφάσματα ινοπλισμένων πολυμερών άνθρακα, τα χαρακτηριστικά των οποίων αναφέρθηκαν αναλυτικά στην ενότητα 7.2. Συγκρίνοντας τις καμπύλες τρωτότητας των ενισχύσεων με αυτές του αρχικού φορέα επιβεβαιώνεται και με αυτήν την μέθοδο (IDA), εκτός από την Pushover [1], ότι συμβάλλουν πολύ αποφασιστικά στην βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου και στην ελαχιστοποίηση της πιθανότητας εμφάνισης ζημιών, ειδικά στην περίπτωση που ως μέτρο έντασης έχει ληφθεί η $Sa(T_1,5\%)$. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι τα ποσοστά μείωσης της πιθανότητας εμφάνισης βλαβών αγγίζουν έως και το 35% με μανδύες ΟΣ, αντίστοιχα 50% με τα CFRP, ενώ τα ποσοστά μείωσης της πιθανότητας υπέρβασης μιας στάθμης επιτελεστικότητας ξεπερνούν σε ορισμένες περιπτώσεις το 55% με μανδύες ΟΣ και το 13% με CFRP.

Είναι αξιοσημείωτο ότι τα αποτελέσματα που περιγράφονται στις καμπύλες τρωτότητας με κριτήριο την $Sa(T_1,5\%)$ συμφωνούν με τα αποτελέσματα της Μη-γραμμικής Στατικής Ανάλυσης Pushover [1] και φαίνεται να προσεγγίζουν

περισσότερο την πραγματική κατάσταση απ' ό τι εκείνα του κριτηρίου PGA. Συνεπώς κρίνεται η φασματική επιτάχυνση για T_1 και απόσβεση 5%, $S_a(T_1,5\%)$, ως πιο αντιπροσωπευτικό και ασφαλές κριτήριο για την Δυναμική Προσαυξητική Ανάλυση.

Επιπλέον η διαφορά μεταξύ των δύο ειδών ενίσχυσης έγκειται στο ότι τα CFRP συνεισφέρουν περισσότερο για μικρές τιμές της $S_a(T_1,5\%)$, ενώ αντίθετα οι μανδύες ΟΣ για μεγαλύτερες τιμές. Επομένως ο ανοδικός κλάδος των καμπυλών τρωτότητας έχει μεγαλύτερη κλίση στην περίπτωση των CFRP. Αυτό υποδηλώνει ότι τα CFRP προσφέρουν μεγαλύτερη πλαστιμότητα στα δομικά μέλη, ενώ από την άλλη οι μανδύες ΟΣ προσδίδουν μεγαλύτερη αντοχή, όπως ακριβώς έχει αποδειχτεί και στη διπλωματική εργασία [1].

Κλείνοντας, επισημαίνεται ότι ο συνδυασμός της σαφώς βελτιωμένης συμπεριφοράς του κτιρίου στο σεισμό με τα προτεινόμενα μέτρα ενίσχυσής του με την επίτευξη του χαμηλότερου δυνατού κόστους αποτελεί ένα πολύ ικανοποιητικό αποτέλεσμα της αποτίμησης των ενισχύσεων, που πραγματοποιήθηκε με κριτήρια τρωτότητας.

Βιβλιογραφία

1. Σκουληκάρη, Ε. (2012), “Βέλτιστος Σχεδιασμός Επεμβάσεων Ενίσχυσης σε Κατασκευές από Οπλισμένο Σκυρόδεμα”, ΕΜΠ, Αθήνα
2. Ο.Α.Σ.Π. (2006), “Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος” (ΕΚΩΣ2000), Αθήνα
3. Ο.Α.Σ.Π. (2011), “Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ), Τελικό Εναρμονισμένο Κείμενο”, Αθήνα
4. Τσάμπρας, Γ. (επ.) (2010), “SAP2000 Ανάλυση και Σχεδιασμός Κατασκευών με Πεπερασμένα Στοιχεία”, Αθήνα
5. Ο.Α.Σ.Π. (2006), “Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός” (ΕΑΚ2000), Αθήνα
6. Ζαράρης, Π. (2009), “Μέθοδοι Υπολογισμού Σιδηροπαγούς Σκυροδέματος”, Εκδ. Αδελφών Κυριακίδη Α.Ε., Αθήνα
7. Σπυράκος, Κ. (2004), “Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία”, Εκδ. Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας, Αθήνα
8. Παναγόπουλος, Θ. (2011), “Διερεύνηση της επιρροής των τιμών των κριτηρίων τρωτότητας στο σχεδιασμό κατασκευών”, ΕΜΠ, Αθήνα
9. Χριστοφής, Α. (2010), “Επιτελεστικός Σχεδιασμός Κτιρίων με κριτήρια Τρωτότητας”, ΕΜΠ, Αθήνα
10. Sharma, H., Gardoni, P. and Huslebaus, S. (2014), “Probabilistic demand model and performance-based fragility estimates for RC column subject to vehicle collision”, Elsevier
11. Papadopoulos, V. and Lagaros, N. (2013), “Performance-based optimum design of structures with vulnerability objectives”, Int. J. Reliability and Safety
12. Πετρομυχαλάκης, Γ. (2011), “Αποτίμηση Υφιστάμενου Δομήματος ως: Πιθανοτική Διερεύνηση της Επιρροής των Αβεβαιοτήτων στις ιδιότητες των Υλικών και του Ποσοστού Οπλισμού”, ΕΜΠ, Αθήνα
13. Ευρωκώδικας 8 (2005), “Αντισεισμικός Κανονισμός, Μέρος 3: Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενισχύσεις κτιρίων”, EN 1998-3:2005
14. Chopra, A. (2010), “Δυναμική των Κατασκευών: Θεωρία και Εφαρμογές στη Σεισμική Μηχανική”, Εκδ. Μ. Γκιούρδας, Αθήνα
15. Ψυχάρης, Ι. και Ταφλαμπάς, Ι. (2013), “Presentation of the Hazus Methodology”, Παρουσιάσεις μαθήματος “Ειδικά Θέματα Τεχνικής Σεισμολογίας”, ΕΜΠ

16. Κυνηγός, Ν. (2011), “Έπιρροή της Αλληλεπίδρασης Εδάφους – Κατασκευής στα πλαίσια της Ανάλυσης Τρωτότητας Κατασκευών”, ΕΜΠ, Αθήνα
17. Siormpa, V. (2012), “Study on the effect of FE Simulation on Fragility Analysis of RC Structures”, ΕΜΠ, Αθήνα
18. Lagaros, N. (2008), “Probabilistic fragility analysis: A tool for assessing design rules of RC buildings”, Earthquake Engineering and Engineering Vibration
19. Pitilakis, K. (2011), “Systemic Seismic Vulnerability and Risk Analysis for Buildings, Lifeline Networks and Infrastructures Safety Gain”, Aristotle University, Thessaloniki
20. Ο.Α.Σ.Π. (2001), “Συστάσεις για Προσεισμικές και Μετασεισμικές Επεμβάσεις σε Κτίρια”, Αθήνα

