



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

---

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Διατμηματικό Πρόγραμμα Μεταπτυχιακών Σπουδών

«Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση των Κατασκευών»

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Απλοποιημένες μεθοδολογίες εκτίμησης  
τρωτότητας και κόστους επισκευής για τυπικές  
κλάσεις ελληνικών αστικών κτιρίων



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Κωνσταντίνος Θεόδωρος Τσαλουχίδης

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος

Αθήνα, Ιανουάριος 2018

EMK ME 2018/2

Τσαλουχίδης Κωνσταντίνος Θεόδωρος (2018).  
Απλοποιημένες μεθοδολογίες εκτίμησης τρωτότητας και κόστους επισκευής για τυπικές  
κλάσεις ελληνικών αστικών κτιρίων  
Μεταπτυχιακή Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2018/2  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Tsalouchidis Konstantinos Theodoros. (2018).  
Simplified methods of evaluating vulnerability and repair costs of typical Greek urban  
buildings.  
Postgraduate Thesis ΕΜΚ ΜΕ 2018/2  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη .....	2
Abstract .....	3
Ευχαριστίες .....	4
1 Εισαγωγή .....	5
1.1 Γενικά .....	5
1.2 Σκοπός της εργασίας .....	7
1.3 Δομή της εργασίας .....	7
2 Αξιοποίηση Αρχέτυπων Κτιρίων .....	9
2.1 Εισαγωγή .....	9
2.2 Κατηγορίες, γεωμετρία και ονοματολογία κτιρίων .....	9
2.3 Τοιχοπληρωμένα κτίρια .....	12
2.4 Αποτελέσματα μη γραμμικών στατικών αναλύσεων .....	14
3 Ανάλυση εκτιμώμενου κόστους – επίπεδο κτιρίου .....	17
3.1 Εισαγωγή .....	17
3.2 Επίπεδο κτιρίου - ελαστική ανάλυση τρωτότητας και απωλειών .....	18
3.2.1 Μέθοδος ανάλυσης – παραδοχές .....	18
3.2.2 Αποτελέσματα της μεθόδου – αναλυτική παρουσίαση ενδεικτικού κτιρίου. ....	23
3.3 Επίπεδο κτιρίου - πλαστική ανάλυση τρωτότητας .....	26
3.3.1 Μέθοδος ανάλυσης – παραδοχές .....	26
3.3.2 Αποτελέσματα της μεθόδου – αναλυτική παρουσίαση ενδεικτικού κτιρίου. ....	27
4 Ανάλυση εκτιμώμενου κόστους – επίπεδο ορόφων .....	32
4.1 Εισαγωγή .....	32
4.2 Εκτίμηση απόκρισης ορόφων .....	32
4.3 Μέθοδος ανάλυσης - παραδοχές .....	37
4.4 Αποτελέσματα της μεθόδου – παρουσίαση ενδεικτικού κτιρίου. ....	42
5 Εκτίμηση για την περιοχή Νέου Ζωγράφου .....	46
5.1 Εισαγωγή .....	46
5.2 Ομαδοποίηση κτιρίων – εκτίμηση ετήσιων απωλειών περιοχής .....	46
6 Συμπεράσματα .....	48
7 Βιβλιογραφία .....	50

## **Απλοποιημένες μεθοδολογίες εκτίμησης τρωτότητας και κόστους επισκευής για τυπικές κλάσεις ελληνικών αστικών κτιρίων**

Κωνσταντίνος Θεόδωρος Τσαλουχίδης (Επιβλέπων: Δ. Βαμβάτσικος)

### **Περίληψη**

Με γνώμονα την σεισμική επικινδυνότητα στην οποία υπόκειται μια πόλη, εκτιμάται το αναμενόμενο ετήσιο κόστος σε υφιστάμενα κτίρια, αντιπροσωπευτικά των ελληνικών αστικών κέντρων και διαφόρων χρονικών περιόδων. Ως ορόσημα για τα επίπεδα βλαβών που ορίζουν τις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας (ελαφρές / μεσαίες / σημαντικές βλάβες / κατάρρευση) και τις αντίστοιχες απώλειες που αυτές εκφράζουν, λαμβάνονται υπόψη οι τιμές που προτείνει η μεθοδολογία HAZUS καθώς και περαιτέρω εκτιμήσεις για τα κτίρια που αναλύονται.

Κύριος στόχος της εργασίας είναι ο υπολογισμός του αναμενόμενου ετήσιου κόστους επισκευής, λόγω σεισμικής επικινδυνότητας, των κτιρίων μιας ευρύτερης περιοχής, με περιορισμένα δεδομένα ως προς την σεισμική συμπεριφορά τους. Για την ακρίβεια, με μοναδικό δεδομένο την μετακίνηση οροφής κάθε κτιρίου υπό αυξανόμενο στατικό φορτίο (pushover analysis), κάνοντας χρήση τριών μεθόδων (εύκολα επαναλαμβανόμενων και τυποποιημένων), παρουσιάζεται η διαδικασία προσδιορισμού της τρωτότητας και του κόστους επισκευής τους σε τρία διαφορετικά επίπεδα προσέγγισης - λεπτομέρειας.

Η πρώτη μέθοδος αποτελεί αυτούσια τη μεθοδολογία HAZUS όπου εκτιμάται η τρωτότητα θεωρώντας ομοιόμορφες βλάβες καθ' ύψος του κτιρίου και ελαστική την συμπεριφορά του.

Στη δεύτερη μέθοδο, γίνονται κάποιες καλύτερες παραδοχές ως προς τα ορόσημα των διάφορων στάθμων επιτελεστικότητας αξιοποιώντας στοιχεία από τη σεισμική συμπεριφορά των κτιρίων. Η προσέγγιση της τρωτότητας και της αναμενόμενης ετήσιας απώλειας γίνεται και πάλι σε επίπεδο κτιρίου θεωρώντας ομοιόμορφες βλάβες σε όλους τους ορόφους, αξιοποιώντας όμως δεδομένα για την ανελαστική συμπεριφορά του.

Η τρίτη μέθοδος αφορά στην ανομοιόμορφη κατανομή των βλαβών κατ' όροφο με την χρήση δεδομένων από ανελαστικές αναλύσεις και εξισώσεων παλινδρόμησης για την εύρεση της τοπικής απαίτησης σε όρους μετακίνησης και απόλυτης επιτάχυνσης.

Καταλήγοντας, για την περιοχή Νέου Ζωγράφου, για την οποία υπάρχουν δεδομένα για τον πληθυσμό των κτιρίων που την απαρτίζουν, εφαρμόζονται τα παραπάνω αποτελέσματα ολοκληρώνοντας τη διαδικασία εκτίμησης του κόστους επισκευής κτιρίων σε ευρύτερη περιοχή λόγω σεισμικής επικινδυνότητας.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS  
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING  
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

POSTGRADUATE THESIS  
EMK ME 2018/2

## **Simplified methods of evaluating vulnerability and repair costs of typical Greek urban buildings**

Konstantinos Theodoros Tsalouchidis. (Supervisor: D. Vamvatsikos)

### **Abstract**

The estimated annual loss of existing buildings, representative of the Greek urban centers and addressing various periods, is calculated, depending on the seismic risk in which a city is subjected. The proposed values of the HAZUS methodology along with building specific details, are taken into consideration in estimating the milestones for the different damage states that define the performance levels (slight / moderate / extensive / complete), as well as the corresponding losses that these damage states address.

The main objective of the thesis is to calculate the expected annual repair costs, due to seismic risk, of the buildings of a wider area, with limited data concerning their seismic behavior. Specifically, having solely the roof-displacement pushover curve, three methods are presented (easily repetitive and standardized), for the estimation of the fragility and annual loss, representing three different levels of detail.

The first method is the HAZUS methodology, where the vulnerability is assessed by considering uniform building damage and elastic behavior.

In the second method, some better assumptions are made considering the milestones of the various damage states, utilizing information from the seismic behavior of the buildings. The vulnerability and the expected annual loss approach are once again at building level, assuming uniform damage to all floors, but using data about its inelastic behavior.

The third method takes into consideration the uneven distribution of damage to the floor levels, using data from inelastic analyzes and regression equations to quantify the local demand in terms of displacement and absolute acceleration.

In conclusion, for the area of Neou Zografou, for which there are available data on the population of its buildings, the above results are applied, completing the process of estimating the repair cost of buildings in a wider area due to seismic risk.

## Ευχαριστίες

Η εργασία αυτή σηματοδοτεί την ολοκλήρωση του μεταπτυχιακού προγράμματος και κατά συνέπεια νέες προκλήσεις τις οποίες περιμένω με ανυπομονησία. Για την διεκπεραίωση του μεταπτυχιακού, της εργασίας αυτής, αλλά και γενικότερα για την έως τώρα πορεία μου θέλω να εκφράσω σε κάποιους ανθρώπους την ευγνωμοσύνη μου.

Κατ' αρχάς θέλω να ευχαριστήσω βαθιά τον κύριο Βαμβάτσικο, Επίκουρο Καθηγητή της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ. Ως επιβλέπων της μεταπτυχιακής μου εργασίας, με καθοδήγησε στη διεκπεραίωσή της, μέσω μιας καθαρά διδακτικής διαδικασίας αποτελώντας για εμένα πρότυπο σκέψης, ερευνητικής νοοτροπίας και συμπεριφοράς. Δεν μπορώ να ξεχάσω το ενδιαφέρον του για τη μετέπειτα πορεία μου και τη συμβολή του σε αυτή και του εύχομαι ότι καλύτερο.

Οι φίλοι μου ήταν πάντοτε σημαντικοί για εμένα και θα προσπαθήσω αν και απομακρυνόμενοι γεωγραφικά να συνεχίσουμε να αλληλοστηριζόμαστε.

Τέλος, η οικογένεια μου είναι πάντα κοντά μου ότι και να γίνει, και πλέον έχω σταματήσει να τους ευχαριστώ θεωρώντας το δεδομένο. Η ενότητα αυτή, βάζοντάς με να σκεφτώ τους ανθρώπους στους οποίους οφείλω ευγνωμοσύνη, είναι αυτό που χρειάζεται για να με κάνει να τους την εκφράσω.

# 1 Εισαγωγή

## 1.1 Γενικά

Η συνεχόμενη εξέλιξη των δυνατοτήτων που έχει ο άνθρωπος ως μηχανικός, σαν αποτέλεσμα της προόδου της τεχνολογίας που δημιουργεί, της εμπειρίας που αποκτά και της ικανότητάς του να μαθαίνει από τα κακώς κείμενα του παρελθόντος, έχει σαν συνέπεια την βελτίωση του έργου που παράγει.

Στον χώρο του δομοστατικού μηχανικού, οι κύριοι παράγοντες που αναβαθμίζουν το έργο του αφορούν την εξέλιξη των δομικών υλικών, των κατασκευαστικών διαδικασιών και των υπολογιστικών μέσων που έχει στη διάθεσή του. Φυσικά, η γνώση που αποκτά για τους νόμους της φύσης και της συμπεριφοράς των δομημάτων του, βρίσκεται σε απόλυτη συμφωνία με τις παραπάνω εξελίξεις καθώς τις ενισχύει και τις συνοδεύει στις εφαρμογές του. Ως συνέπεια των παραπάνω, είναι απολύτως λογική η παράλληλη αναβάθμιση των κανονισμών, οι οποίοι οφείλουν να εδραιώνουν τις εξελίξεις και να διασφαλίζουν το συνεχώς αυξανόμενο επίπεδο δόμησης.

Ένας από τους πιο δύσκολους τομείς ως προς τη κατανόηση της φύσης του και την αντιμετώπισή του ήταν και παραμένει το φαινόμενο του σεισμού. Η σεισμική μηχανική και ο σχεδιασμός αντισεισμικών κατασκευών ανέκαθεν αποτελούσε βασικό αντικείμενο μελέτης στην επιστήμη του πολιτικού μηχανικού. Παρακολουθώντας την εξέλιξη των αντισεισμικών κανονισμών μπορεί κανείς να διαπιστώσει μεγάλες αλλαγές στην αντιμετώπιση του φαινομένου, με συνέπεια τις σημαντικές διαφοροποιήσεις στη διαμόρφωση των κτιρίων.

Το αστικό περιβάλλον, διαμορφωνόμενο σταδιακά, ενσωματώνει τις παραπάνω εξελίξεις με αποτέλεσμα την ανομοιομορφία ως προς την απόκριση (και κυρίως την αντισεισμική) των κατασκευών του. Παράλληλα, το ενδιαφέρον για γνώση της απόκρισης αυτής είναι έντονο καθώς η συνολική συμπεριφορά των κτιρίων μιας πόλης είναι αντικείμενο που οφείλει να εξετασθεί με σκοπό την αξιολόγησή του σε κοινωνικό και οικονομικό επίπεδο. Ως δείκτης της σεισμικής τρωτότητας καθιερώνεται η οικονομική απώλεια (ή για την ακρίβεια η αναμενόμενη οικονομική απώλεια σαν πιθανό ενδεχόμενο) προκειμένου να ποσοτικοποιηθεί σε οικονομικούς όρους η ευρωστία των κατασκευών και κατά συνέπεια των πόλεων.

Τα τελευταία χρόνια εκδηλώνεται έντονο ενδιαφέρον στον τομέα αυτό από ερευνητικά κέντρα (π.χ. Pacific Earthquake Engineering Research center - PEER), από κρατικούς φορείς (FEMA) αλλά ακόμα και από ασφαλιστικές εταιρείες ή ιδιώτες. Συνέπεια των παραπάνω είναι η μετατροπή των κτιριακών υποδομών και γενικότερα των κατασκευαστικών έργων σε οικονομικά μεγέθη και ο χειρισμός τους ως τέτοια.

Σαν γενική μεθοδολογία εντάσσεται ο 'αντισεισμικός σχεδιασμός βάση επιτελεστικότητας' – PBEE (performance based earthquake engineering), κατά τον οποίο οι έννοιες είτε του σχεδιασμού είτε της εκτίμησης μιας κατασκευής έναντι σεισμού συνδέονται άμεσα με την συχνότητα με την οποία η κατασκευή αναμένεται να ξεπερνά το (οποιοδήποτε) επίπεδο απόκρισης (π.χ. καθόλου / μικρές / σημαντικές ζημιές / κατάρρευση κ.λπ.). Οι βασικές παράμετροι που λαμβάνονται υπόψη και η μεθοδολογία που ακολουθείται φαίνονται στο παρακάτω σχήμα και αναφέρονται επιγραμματικά.

**Table 1. Components of PBEE assessment framework**

Process	Output Variable	Disciplines	Key Parameters
<b>Seismic Hazard Analysis</b>  Site →IM	<b>IM: Intensity Measure</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>S_a(T_1)</math></li> <li>• PGA, PGV</li> <li>• Aires intensity</li> <li>• Inelastic spectra</li> </ul>	Seismology; geotechnical engineering	<ul style="list-style-type: none"> <li>• fault location &amp; type</li> <li>• location &amp; length of rupture (M-R)</li> <li>• site &amp; soil conditions</li> </ul>
<b>Structural Analysis</b>  IM →EDP	<b>EDP: Engrg. Demand Parameter</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• peak &amp; residual interstory drift</li> <li>• floor accelerations</li> <li>• component forces &amp; deformations</li> </ul>	structural & geotechnical engineering	<ul style="list-style-type: none"> <li>• foundation &amp; structural system properties</li> <li>• model parameters</li> <li>• gravity loads</li> </ul>
<b>Damage Assessment</b>  EDP→DM	<b>DM: Damage Measure</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• component damage and repair states</li> <li>• hazards (falling, egress, chemical release, etc.)</li> <li>• collapse</li> </ul>	structural & construction engineering; architecture; loss modeling	<ul style="list-style-type: none"> <li>• structural &amp; components</li> <li>• HVAC &amp; plumbing systems</li> <li>• cladding &amp; partition details</li> <li>• contents</li> </ul>
<b>Loss &amp; Risk Analysis</b>  DM→DV	<b>DV: Decision Variable</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>• casualties</li> <li>• closure issues (post EQ safety)</li> <li>• direct \$ losses</li> <li>• repair duration</li> </ul>	construction cost estimating; loss modeling; risk mgmt.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• occupancy</li> <li>• time of earthquake</li> <li>• post-eq recovery resources</li> </ul>

Σχήμα 1.1: Στοιχεία της μεθοδολογίας PBEE για εκτίμηση των απωλειών (οικονομικών και μη) έναντι σεισμού (από ‘proceedings of the international workshop Bled, Slovenia’ G.G. Deierlein [11]).

- 1) Ανάλυση σεισμικού κινδύνου (Hazard analysis):  
Πρόκειται για την εκτίμηση της σεισμικής επικινδυνότητας η οποία επηρεάζεται ιδιαίτερα από την περιοχή του έργου, τα τοπικά χαρακτηριστικά (έδαφος) κ.λπ.
- 2) Απόκριση κατασκευής (Structural / response analysis):  
Αναλύεται η σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής ή για την ακρίβεια η απόκρισή της σε οριζόντια διέγερση. Ιδιαίτερης σημασίας παράμετροι είναι το είδος της ανάλυσης που επιστρατεύεται (στατική / δυναμική κ.λπ.) και η παράμετρος απόκρισης (EDP) με την οποία περιγράφεται η σεισμική απόκριση (π.χ. σχετική μετακίνηση ορόφων, επιτάχυνση εδάφους / οροφής κ.α.).
- 3) Ανάλυση βλαβών (Damage analysis):  
Τα διάφορα συστατικά μέρη της κατασκευής (τοιχοποιία, μηχανολογικός εξοπλισμός κ.λπ.) ομαδοποιούνται και ορίζονται τα όρια που σηματοδοτούν το κάθε επίπεδο βλάβης ως προς την παράμετρο απόκρισης (EDP) που είναι κρίσιμη για την κάθε ομάδα.
- 4) Ανάλυση κόστους (Loss analysis):  
Με γνώμονα τον βαθμό βλάβης κάθε μέλους (ομάδας μελών) γίνεται εκτίμηση της απώλειας της αξίας που θα επέλθει. Συχνά εκφράζεται σαν ποσοστό της αρχικής αξίας.



## 1.2 Σκοπός της εργασίας

Ως διαδικασία, η ποσοτικοποίηση της απόκρισης ενός κτιρίου υποβαλλόμενου σε σεισμική ένταση και μεταφρασμένης σε οικονομικούς όρους (όρους απώλειας) είναι περίπλοκη και μπορεί να πραγματοποιηθεί σε διάφορα επίπεδα λεπτομέρειας – ακρίβειας. Φυσικά, η αυξημένη ακρίβεια απαιτεί υπολογιστικό κόστος καθώς και μεγάλο βαθμό διερεύνησης των παραμέτρων του εκάστοτε κτιρίου.

Όσον αφορά τις πραγματοποιούμενες αναλύσεις για την εκτίμηση της σεισμικής ικανότητας, η δυναμική προσαυξητική ανάλυση [21] θεωρείται η ακριβέστερη απαιτώντας ωστόσο σύνθετα μοντέλα, ενώ επαρκώς ικανοποιητικά αποτελέσματα μπορούν να προκύψουν και από τη στατική προσαυξητική ανάλυση (pushover). Σημαντική προϋπόθεση για την καλύτερη αξιοποίηση της δεύτερης είναι η γνώση του προφίλ των μετακινήσεων καθ' ύψος του κτιρίου, σε αντίθεση με την απλή (ως συνήθως) πληροφορία για τη μετακίνηση οροφής.

Σημαντικό ρόλο διαδραματίζει η χρήση για την οποία προορίζεται η εν λόγω ανάλυση. Αν ενδιαφέρει η σεισμική απόκριση ενός κτιρίου και η αναμενόμενη ετήσια απώλεια της αξίας του, λόγω σεισμικού κινδύνου, είναι απαραίτητο να διερευνηθούν στοιχεία όπως η αντοχή των υλικών που το απαρτίζουν, η διαμόρφωση των φερόντων και μη στοιχείων του και ακολούθως να γίνουν οι λεπτομερείς αναλύσεις για την αξιολόγηση της σεισμικής συμπεριφοράς του.

Αντίθετα, αν μας ενδιαφέρει η αναμενόμενη ετήσια απώλεια της αξίας των κτιρίων μιας μεγάλης περιοχής λόγω σεισμικού κινδύνου, θα επικεντρωθούμε σε πιο αδρά χαρακτηριστικά των κτιρίων που την απαρτίζουν. Αντίστοιχα, η απαίτηση για λεπτομέρεια των αναλύσεων θα είναι μειωμένη.

Στόχος της παρούσας εργασίας είναι η χρήση απλοποιημένων μεθόδων υπολογισμού της ετήσιας αναμενόμενης απώλειας της αξίας κάποιων επιλεγμένων κτιρίων [1], με σκοπό την αναγωγή των αποτελεσμάτων σε συγκεκριμένη περιοχή της Αθήνας (Νέου Ζωγράφου) για την οποία χρησιμοποιούνται πληροφορίες για τα χαρακτηριστικά του πληθυσμού των κτιρίων της [Seismic vulnerability assessment of classes of reinforced concrete structures – Francesca Ansioso]. Έχοντας περιορισμένα δεδομένα - μόνο τη πληροφορία για τη μετακίνηση οροφής (δημοσιευμένα δεδομένα χωρίς την ύπαρξη μοντέλου), παρουσιάζεται μια διαδικασία εκτίμησης κατά το δυνατόν καλύτερη για το αναμενόμενο κόστος των κτιρίων.

Τα δεδομένα για τη μετακίνηση οροφής υπό αυξανόμενο στατικό φορτίο αντλήθηκαν από τις εργασίες του Κ. Ρεπαπή [50],[3], για υφιστάμενα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος αντιπροσωπευτικά των ελληνικών αστικών κέντρων και στη συνέχεια εφαρμόστηκε η μεθοδολογία HAZUS σε συνεργασία και με άλλες μεθόδους για την εκτίμηση της τρωτότητας και των αναμενόμενων απωλειών. Έχοντας ως αρχέτυπα τα κτίρια αυτά και την τυπολογική περιγραφή της περιοχής που επιθυμούμε να αξιολογήσουμε, δημιουργούνται ομάδες κτιρίων (clusters) που αντιπροσωπεύουν (με διαφορετικά βάρη) την περιοχή.

## 1.3 Δομή της εργασίας

Στο δεύτερο κεφάλαιο περιγράφονται οι λεπτομέρειες των κτιρίων που αξιοποιήθηκαν για την ανάλυση τρωτότητας – απωλειών και οι παραδοχές που έγιναν κατά την επιλογή των χαρακτηριστικών τους αλλά και των μοντέλων προσομοίωσης που δημιουργήθηκαν.

Στο τρίτο κεφάλαιο αναλύονται οι δύο πρώτες μέθοδοι με τις οποίες υπολογίζεται η ετήσια αναμενόμενη απώλεια, η οποία αποτελεί για την εργασία αυτή τη βασική παράμετρο αξιολόγησης της σεισμικής απόδοσης. Κοινό στοιχείο των μεθόδων αυτών είναι ο χειρισμός του κάθε κτιρίου και η εξαγωγή των αποτελεσμάτων του, ως σύνολο, θεωρώντας

ομοιόμορφη την κατανομή των βλαβών του. Παρουσιάζονται αναλυτικά τα βήματα που ακολουθήθηκαν και οι υπολογισμοί που προέκυψαν για ένα κτίριο ενώ τα υπόλοιπα κτίρια παρουσιάζονται ομαδοποιημένα.

Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζεται η τρίτη μέθοδος ανάλυσης, με την οποία υπολογίζεται το αναμενόμενο κόστος πρώτα σε επίπεδο ορόφων και έπειτα (από σύνθεση των ορόφων) για το κτίριο συνολικά.

Στο πέμπτο κεφάλαιο γίνεται η ανάλυση του πληθυσμού των κτιρίων της περιοχής Νέου Ζωγράφου που καταγράφηκαν, αναλύονται τα χαρακτηριστικά δόμησης της περιοχής και μέσω των αποτελεσμάτων του τρίτου και τέταρτου κεφαλαίου προκύπτουν τα τελικά αποτελέσματα για την αξιολόγηση της συγκεκριμένης περιοχής.

Στο έκτο κεφάλαιο συνοψίζονται τα συμπεράσματα που προκύπτουν από την εφαρμογή των συγκεκριμένων μεθοδολογιών.

## 2 Αξιοποίηση Αρχέτυπων Κτιρίων

### 2.1 Εισαγωγή

Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιούνται ως βάση τα αποτελέσματα της διδακτορικής διατριβής του Κ. Ρεπαπή (2007) για την σεισμική συμπεριφορά υφιστάμενων κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα [1]. Περιγράφονται εν συντομία οι παραδοχές που έγιναν κατά την επιλογή των κτιρίων και κατά τη μοντελοποίησή τους. Τα κτίρια που επιλέχθηκαν (συνολικά 118) στη διατριβή αυτή καλύπτουν ένα ευρύ φάσμα περιπτώσεων αστικών κτιρίων όσον αφορά τη διαμορφωνόμενη γεωμετρία, τη μόρφωση του φέροντος οργανισμού και τις περιόδους κατασκευής. Η μελέτη των κτιρίων έγινε με γνώμονα τις κατασκευαστικές διατάξεις, τα διαθέσιμα υλικά αλλά και τις συνήθειες πρακτικές – επιλογές στη μόρφωσή τους, για την εκάστοτε εποχή που αντιπροσωπεύουν. Τα κτίρια αυτά μελετήθηκαν με τους κανονισμούς σε ισχύ και πραγματοποιήθηκαν στατικές μη γραμμικές αναλύσεις (pushover) των οποίων τα αποτελέσματα αξιοποιούνται στην παρούσα εργασία.

### 2.2 Κατηγορίες, γεωμετρία και ονοματολογία κτιρίων

Οι βασικές κατηγορίες στις οποίες κατατάσσονται τα κτίρια αφορούν τις δεκαετίες στις οποίες έχουν κατασκευαστεί. Οι περίοδοι που επιλέχθηκαν σηματοδοτούν καθοριστικές αλλαγές στους ελληνικούς κανονισμούς που επηρέασαν σημαντικά τις κατασκευές και φαίνονται παρακάτω:

**Πίνακας 1: τα χαρακτηριστικά των υφιστάμενων κτιρίων Ω.Σ κατά την κατηγοριοποίηση του Κ. Ρεπαπή (2007) [1]**

Χρονική Περίοδος	Κανονισμοί	Γενικά Χαρακτηριστικά
1 Δεκαετία 1960	Β.Δ. 1959 & Β.Δ. 1954 (Παλιός Κανονισμός Ω.Σ.)	Σχετικώς πυκνή διάταξη υποστυλωμάτων, απουσία τοιχωμάτων, πυκνή διάταξη τοιχοποιιών σχετικά καλής ποιότητας, μικρές ακανονικότητες καθ' ύψος (με εξαίρεση την εσοχή στον ανώτατο όροφο και/ή το αυξημένο ύψος του ισογείου).
2 Δεκαετία 1970	Β.Δ. 1959 & Β.Δ. 1954 (Παλιός Κανονισμός Ω.Σ.)	Μεγαλύτερο πλήθος ορόφων, αραιότερη διάταξη υποστυλωμάτων, αραιότερη διάταξη τοιχοποιιών χαμηλότερης ποιότητας (και κοίλες περιμετρικές τοιχοποιίες), σχετικώς μικρή παρουσία τοιχίων (συχνά στο φρέαρ του ανελκυστήρα), πιλοτή.
3 Μετά το 1984 (και πριν το 1995)	Πρόσθετα Άρθρα 1984 & Β.Δ. 1954	Μόρφωση φέροντος οργανισμού όπως και στην δεκαετία '70.

Όσον αφορά τη γεωμετρία τους, κτίρια που παρουσιάζονται έχουν τέσσερα επί τρία φανώματα σε κάτοψη. Τα κτίρια της περιόδου της δεκαετίας του '60 είναι πεντάωροφα με ύψος ορόφων 3.0 m και με μήκος φανωμάτων 3.5 m και στις δύο διευθύνσεις. Τα κτίρια των δεκαετιών του '70 και '80 είναι επτάωροφα με ύψος ορόφων 3.0 m και με μήκος φανωμάτων 6.0 m. Τα κτίρια της δεκαετίας του '90 σχεδιάζονται για λόγους σύγκρισης όμοια με τις παραπάνω κατηγορίες ('60, '70/'80).

Κατά συνέπεια οι τέσσερις βασικές κατηγορίες κτιρίων είναι:

1) Κτίρια δεκαετίας 1960:

Τα κτίρια αυτά έχουν μελετηθεί σύμφωνα με το Β.Δ. 1959 και το Β.Δ. 1954 (Παλαιό Κανονισμό Ω.Σ.). Χαρακτηρίζονται από πυκνή διάταξη υποστυλωμάτων, απουσία τοιχωμάτων και πυκνή διάταξη τοιχοποιιών σχετικά καλής ποιότητας. Μερική ασυνέχεια στην τοιχοποιία μπορεί να παρουσιαστεί στο ισόγειο ή σε ανώτερους ορόφους, είτε εξ αρχής, είτε μετά από αλλαγή χρήσεως του κτιρίου από κατοικία σε κατάσταση κατά τη διάρκεια ζωής του. Τα φέροντα στοιχεία της κατασκευής είναι σχετικά μικρών διαστάσεων, ενώ τα υλικά παρουσιάζουν μεγάλη διασπορά στις ιδιότητες τους. Επίσης, δεν διατάσσεται επαρκής οπλισμός περίσφιγξης, ούτε γίνεται ικανοτικός έλεγχος κατά τον σχεδιασμό.

2) Κτίρια δεκαετίας 1970:

Τα κτίρια αυτά έχουν μελετηθεί σύμφωνα με το Β.Δ. 1959 και το Β.Δ. 1954 (Παλαιό Κανονισμό Ω.Σ.). Σε σχέση με τα προηγούμενα, χαρακτηρίζονται από μεγαλύτερο πλήθος ορόφων και αραιότερη διάταξη υποστυλωμάτων, καθώς και από ενδεχόμενη ασυνέχεια τοιχοποιίας στο ισόγειο (πιλοτή). Συνήθως τα κτίρια αυτά έχουν πυρήνα από Ω.Σ. στο φρέαρ του ανελκυστήρα. Όπως και στην προηγούμενη περίπτωση, δεν διατίθεται οπλισμός περίσφιγξης. Δεν γίνεται ικανοτικός έλεγχος κατά τον σχεδιασμό.

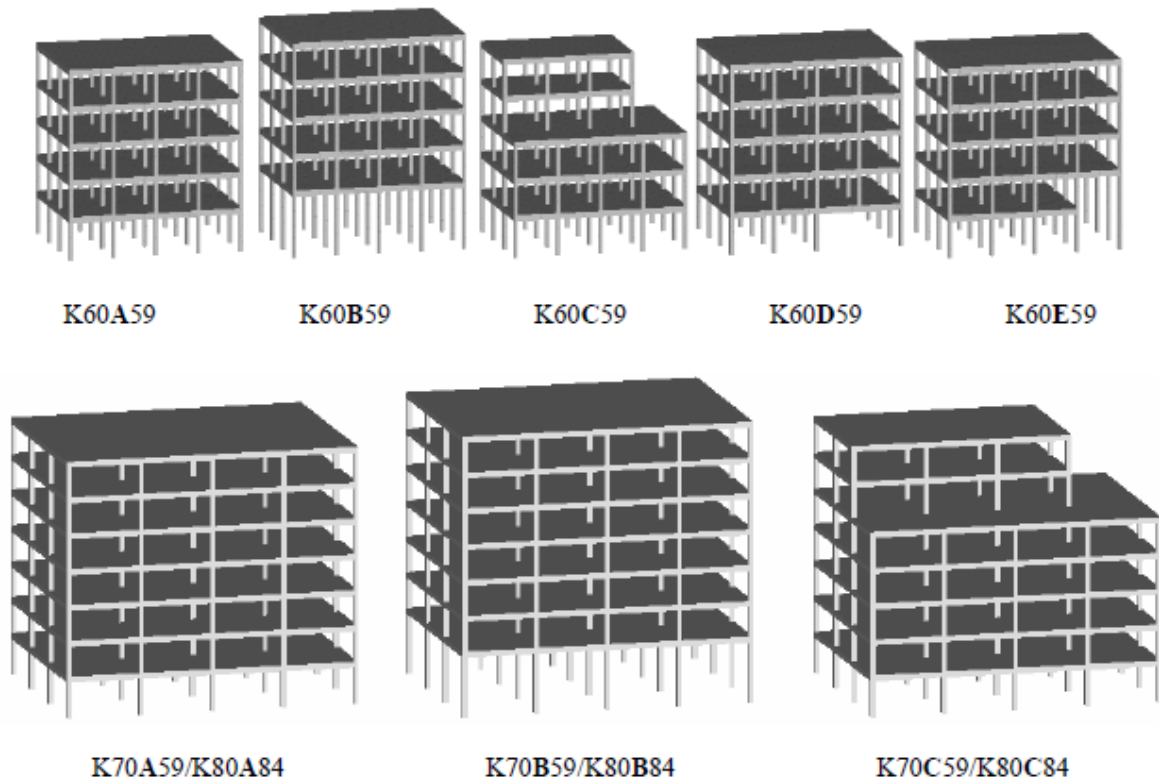
3) Κτίρια δεκαετίας 1980:

Τα κτίρια μετά το 1984 έχουν μελετηθεί σύμφωνα με το Β.Δ. 1959 και τα Πρόσθετα Άρθρα του 1984, και το Β.Δ. 1954 (Παλαιό Κανονισμό Ω.Σ.). Οι σεισμικοί συντελεστές παραμένουν ίδιοι και ο σχεδιασμός εξακολουθεί να βασίζεται στην μέθοδο των επιτρεπόμενων τάσεων. Η ανάλυση γίνεται πλέον με επίλυση χωρικών πλαισίων και τριγωνική κατανομή φορτίων. Εισάγεται ικανοτικός έλεγχος με επιτρεπόμενες τάσεις και πύκνωση οπλισμού στις κρίσιμες ζώνες. Η μόρφωση του φέροντος οργανισμού είναι παρόμοια με της δεκαετίας του 1970.

4) Κτίρια δεκαετίας 1990:

Τα κτίρια αυτά είναι μελετημένα μετά το 1995, δηλαδή μετά την υποχρεωτική χρήση του Νέου Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού [NEAK, 1995] και του Νέου Κανονισμού Ωπλισμένου Σκυροδέματος [NEKΩΣ, 1995]. Οι Κανονισμοί αυτοί βασίζονται στις οριακές καταστάσεις. Περιλαμβάνουν τις σύγχρονες αντιλήψεις αντισεισμικού σχεδιασμού. Στον NEAK εισάγεται, μεταξύ άλλων, η λογική του ανελαστικού φάσματος σχεδιασμού, του δείκτη συμπεριφοράς  $q$ , πιο αυστηρές κατασκευαστικές λεπτομέρειες και μεγαλύτερη περίσφιγξη για την αύξηση της τοπικής πλαστιμότητας, ικανοτικός σχεδιασμός για την πλάστιμη καμπτική αστοχία αντί της ψαθυρής διατμητικής αστοχίας και αποφυγή ακανονικοτήτων εν κατόψει και καθ' ύψος. Τα κτίρια αυτά εμφανίζουν εν γένει μεγάλα ανοίγματα, ενδεχομένως ασυνέχεια τοιχοποιίας στο ισόγειο (η οποία καλύπτεται με αυξημένα συμβατικά φορτία σχεδιασμού), απαιτήσεις για επαρκή διατμητικά τοιχώματα, μεγάλες διατομές των στοιχείων ωπλισμένου σκυροδέματος και περίσφιγξη. Για ένα μικρό χρονικό διάστημα (1992 – 1995) πριν από την υποχρεωτική χρήση του NEAK [1995], τα Πρόσθετα Άρθρα εφαρμόζονταν παράλληλα με τον NEAK [1995].

Εξετάζονται κτίρια για κάθε μια από τις παραπάνω περιόδους και με διάφορες μορφές ακανονικότητας όπως η ύπαρξη πιλοτής, υψηλότερου ισόγειου, εσοχής στους δύο ανώτερους ορόφους, φυτευτού υποστυλώματος, και ασυνεχούς δοκού στο ισόγειο (στοά). Επιπλέον σε κάθε μία από τις παραπάνω περιπτώσεις, θεωρούνται διάφορες κατανομές της τοιχοποιίας πληρώσεως. Στις εικόνες που ακολουθούν περιγράφονται τα κτίρια και οι λεπτομέρειες των ακανονικοτήτων που έχουν:



Σύμβολο	Κτίριο - Παράμετροι
K	Γυμνά πλαίσια
T1 – T8	Τύπος τοιχοπληρωμένου πλαισίου
60/70/80	Περίοδος κατασκευής (γεωμετρία πλαισίων)
A	Κανονικό κτίριο
B	Ψηλό ισόγειο
C	Εσοχή στους δύο ανώτερους ορόφους στις δύο διευθύνσεις
D	Φυτευτό υποστύλωμα στο ισόγειο
E	Ασυνεχής δοκός στο ισόγειο
F	Μεσοπάτωμα στο ισόγειο αυξημένου ύψους
59/84/ΕΑΚ	Αντισεισμικός Κανονισμός
II/III	Ζώνη σεισμικότητας II/III

Σχήμα 2.1: Γενικοί τύποι εξεταζόμενων κτιρίων και η σημασί τους κατά τον Κ. Ρεπαπή (2007) [1]

### 2.3 Τοιχοπληρωμένα κτίρια

Η σεισμική συμπεριφορά τοιχοπληρωμένων κτιρίων επηρεάζεται συνήθως σημαντικά από την γεωμετρία της τοιχοποιίας και τα χαρακτηριστικά της [Fardis and Calvi, 1995, Dolsek and Fajfar, 2002, Repapis *et al.*, 2006]

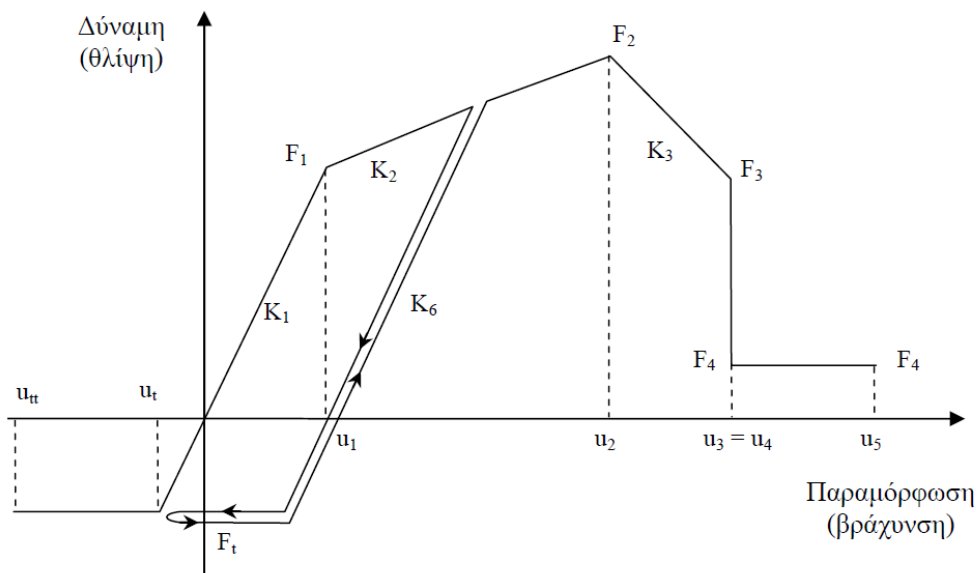
Οι τύποι T1-T8 των τοιχοπληρωμένων κτιρίων που εξετάστηκαν είναι οι εξής:

- i) T1: Εξωτερική τοιχοποιία σε όλα τα φαντώματα (Σχήμα 2.2 α)
- ii) T2: Εξωτερική τοιχοποιία σε όλα τα φαντώματα εκτός του ισόγειου (πilotή) (Σχήμα 2.2 β)
- iii) T3: Εξωτερική τοιχοποιία σε μερικά φαντώματα (Σχήμα 2.2 γ)
- iv) T4: Εξωτερική τοιχοποιία σε όλα τα φαντώματα εκτός από τον 2ο όροφο (πilotή σε ενδιάμεσο όροφο) (Σχήμα 2.2 δ)
- v) T5: Εξωτερική τοιχοποιία σε όλα τα φαντώματα εκτός από τους δύο κατώτατους ορόφους (πilotή) (Σχήμα 2.2 ε)
- vi) T6: Εξωτερική τοιχοποιία σε όλα τα φαντώματα με τοιχοποιία στο ισόγειο ύψους ίσο με το 67% του ύψους του ορόφου (Σχήμα 2.2 στ)
- vii) T7: Εξωτερική τοιχοποιία σε όλα τα φαντώματα με τοιχοποιία στο ισόγειο ύψους ίσο με το 50% του ύψους του ορόφου (Σχήμα 2.2 στ)
- viii) T8: Εξωτερική τοιχοποιία σε όλα τα φαντώματα με τοιχοποιία στο ισόγειο ύψους ίσο με το 33% του ύψους του ορόφου (Σχήμα 2.2 στ)



Σχήμα 2.2: Διατάξεις τοιχοποιίας στα περιμετρικά πλαίσια του κανονικού κτιρίου K60A59 κατά τον Κ. Ρεπαπή (2007) [1]

Για την προσομοίωση της τοιχοποιίας πληρώσεως χρησιμοποιούνται ισοδύναμοι διαγώνιοι θλιπτήρες. Θεωρείται ότι η τοιχοποιία λειτουργεί μόνο υπό εντός επιπέδου θλίψη. Τα χαρακτηριστικά του θλιπτήρα που χρησιμοποιήθηκε στο προσομοίωμα φαίνονται στην επόμενη εικόνα:



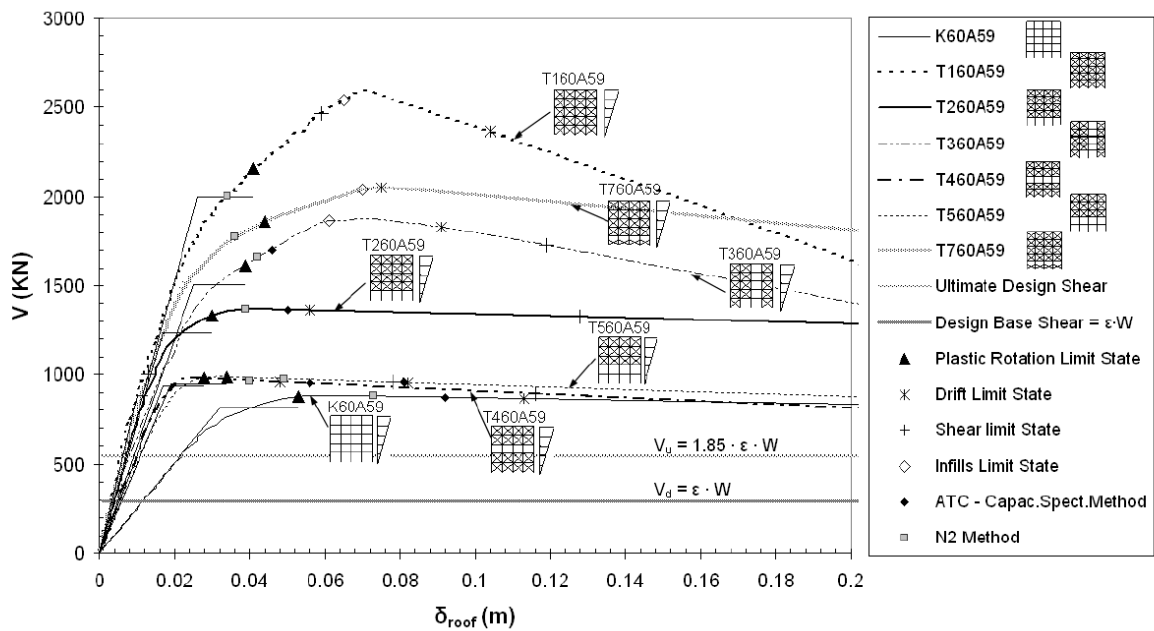
$f_m$ [MPa]	Πλάτος [m]	Ύψος [m]	Δυσκαμψία $K_1$ [kN/m]	$F_y = F_1$ [kN]	$F_{max} = F_2$ [kN]	$u_2$ [m]	$K_3 / K_1$	$u_3$ [m]	$F_3 = F_4$ [kN]
2.5	3.5	2.5	27859.5	121.5	243.0	0.015	-0.10	0.089	36.5
2.5	3.5	2.0	42479.9	112.6	225.1	0.010	-0.10	0.055	33.8
2.5	3.5	1.5	52807.5	104.1	208.2	0.0075	-0.10	0.041	31.2
2.5	3.5	1.0	67354.9	96.2	192.3	0.005	-0.10	0.029	28.9
1.5	3.5	2.5	17591.8	72.9	145.8	0.015	-0.10	0.085	21.9
0.5	3.5	2.5	6544.9	24.3	48.6	0.015	-0.10	0.078	7.29
0.5	3.5	1.5	12405.7	20.8	41.6	0.0075	-0.10	0.036	6.25
2.5	3.5	4.5	15494.0	159.0	318.0	0.025	-0.10	0.199	47.7
2.5	6.0	2.5	39488.0	182.5	365.0	0.015	-0.10	0.093	54.8
2.5	6.0	4.5	32552.0	210.0	420.0	0.025	-0.10	0.134	63.0

Σχήμα 2.3: Χαρακτηριστικά και καμπύλη περιβάλλουσας του ισοδύναμου διαγώνιου θλιπτήρα κατά τον Κ. Ρεπαπή (2007) [1]

Υπολογίζοντας από τα παραπάνω δεδομένα την γωνία που σχηματίζει ο θλιπτήρας με το οριζόντιο επίπεδο για την τιμή διαρροής του  $u_1$  (δηλαδή την τιμή  $\Theta_1$  κατά την οποία αναμένονται οι πρώτες έντονες ρωγμές) προκύπτει  $\Theta_1 \approx 0.18\%$ .

Αυτή η τιμή θα θεωρείται στην παρούσα εργασία ως η γωνία ορόφου ορόσημο (interstory drift ratio threshold) για το σχηματισμό των πρώτων βλαβών στα μη φέροντα στοιχεία, όπως είναι οι ελαφρές ρηγματώσεις στις τοιχοποιίες.

Η επίδραση της τοιχοποιίας στη σεισμική συμπεριφορά μπορεί να φανεί στα αποτελέσματα των στατικών μη γραμμικών αναλύσεων (pushover). Παρουσιάζονται στο επόμενο σχήμα οι καμπύλες ικανότητας των κτιρίων του '60 με τοιχοπληρώσεις και μη:



Σχήμα 2.4: Καμπύλες ικανότητας των κτιρίων της κατηγορίας '60 με τοιχοπληρώσεις και χωρίς ([2], Repapis C. Zeris C. and Vintzileou E. - Journal of Earthquake Engineering).

Όπως φαίνεται από το σχήμα, οι τοιχοπληρώσεις αυξάνουν την δυσκαμψία που παρουσιάζει το κτίριο λόγω της μειωμένης παραμορφωσιμότητας των πλαισίων. Αυτό έχει σαν συνέπεια την μείωση της πλαστιμότητας, ωστόσο η μεγάλη αύξηση της υπεραντοχής καθιστά θετική την παρουσία τους.

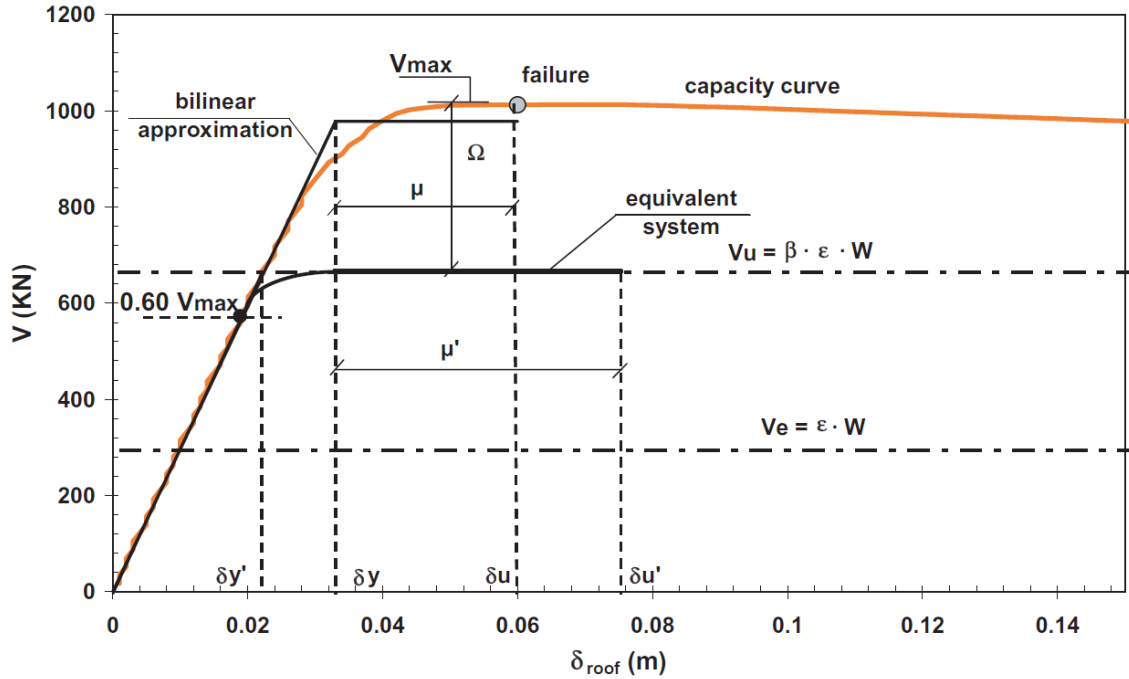
Συγκεκριμένα, τα πλήρως τοιχοπληρωμένα κτίρια (T1) εμφανίζουν σαφώς μεγαλύτερη υπεραντοχή από τα μερικώς και ειδικά από τις διαμορφώσεις μαλακού ορόφου (T2) όπου οι βλάβες συγκεντρώνονται στο ισόγειο.

Αναλυτικά οι καμπύλες ικανότητας των κτιρίων παρουσιάζονται στο επόμενο υποκεφάλαιο.

## 2.4 Αποτελέσματα μη γραμμικών στατικών αναλύσεων

Για το σύνολο των 118 κτιρίων (τοιχοπληρωμένων και μη) έγιναν μη γραμμικές στατικές αναλύσεις (pushover) με τριγωνική κατανομή οριζόντιου φορτίου, από όπου αντλήθηκαν τα αποτελέσματα για τη μετακίνηση οροφής συναρτήσει της τέμνουσας βάσης για κάθε κτίριο, τμήμα των οποίων παρουσιάζεται στη συνέχεια:





Building	$f_m$ [MPa]	$T$ [sec]	$V_{max}$ [kN]	$\Omega$	$\mu$	$\mu'$	$q$	$\delta_u$ [m]	$\delta'_u$ [m]	$\delta_{ATC}$ [m]	$\delta_{N2}$ [m]	Limit Criter.
K60A59	—	0.84	876.6	1.61	1.63	2.13	2.03	0.053	0.068	0.092	0.073	$\theta_{pl}$
T160A59	2.5	0.44	2159.3	3.97	1.63	4.61	2.87	0.041	0.120	0.032	0.034	$\theta_{pl}$
T260A59	2.5	0.51	1332.1	2.45	1.76	3.29	2.38	0.030	0.056	0.050	0.039	$\theta_{pl}$
T360A59	2.5	0.52	1616.2	2.97	1.57	3.35	2.42	0.039	0.084	0.046	0.042	$\theta_{pl}$
T460A59	2.5	0.59	980.5	1.80	1.62	2.29	1.97	0.028	0.039	0.056	0.040	$\theta_{pl}$
T560A59	2.5	0.65	988.3	1.82	1.79	2.62	2.23	0.034	0.050	0.081	0.049	$\theta_{pl}$
T660A59	2.5	0.45	971.6	1.79	1.27	1.66	1.52	0.012	0.015	0.035	0.036	Shear
T760A59	2.5	0.47	1003.2	1.85	1.28	1.71	1.56	0.013	0.017	0.040	0.036	Shear
T860A59	2.5	0.49	1067.8	1.96	1.28	1.78	1.60	0.015	0.021	0.043	0.038	Shear
T160A59	1.5	0.51	1892.6	3.48	2.14	5.85	3.32	0.063	0.176	0.045	0.042	Infills
T260A59	1.5	0.56	1256.1	2.31	1.70	2.99	2.32	0.036	0.063	0.056	0.047	$\theta_{pl}$
T360A59	1.5	0.58	1487.4	2.74	1.98	4.24	2.97	0.057	0.123	0.054	0.049	$\theta_{pl}$
T460A59	1.5	0.63	980.3	1.80	1.55	2.17	1.92	0.032	0.043	0.061	0.047	$\theta_{pl}$
T560A59	1.5	0.67	987.9	1.82	1.91	2.84	2.39	0.041	0.060	0.080	0.053	$\theta_{pl}$
T160A59	0.5	0.65	1242.7	2.29	2.04	3.74	2.91	0.063	0.116	0.065	0.058	$\theta_{pl}$
T260A59	0.5	0.67	1105.3	2.03	1.91	3.11	2.56	0.055	0.090	0.071	0.059	$\theta_{pl}$
T360A59	0.5	0.69	1131.5	2.08	2.06	3.49	2.84	0.065	0.112	0.071	0.061	$\theta_{pl}$
T460A59	0.5	0.72	974.2	1.79	1.51	2.09	1.92	0.041	0.056	0.073	0.060	$\theta_{pl}$
T560A59	0.5	0.73	975.3	1.79	1.89	2.77	2.42	0.052	0.077	0.081	0.063	$\theta_{pl}$
T760A59	0.5	0.66	1166.8	2.15	1.85	3.14	2.56	0.055	0.091	0.067	0.058	Shear

**Σχήμα 2.5:** Τυπικό διάγραμμα καμπύλης μετακίνησης οροφής και πίνακας με αποτελέσματα για τα κτίρια της δεκαετίας του '60 ([2], [3], Repapis C. Zeris C. and Vintzileou E. - Journal of Earthquake Engineering)

Στα αποτελέσματα παρουσιάζεται η αντοχή της τοιχοποιίας ( $f_m$ ), η περίοδος της πρώτης ιδιομορφής ( $T$ ), η μέγιστη τιμή της τέμνουσας βάσης ( $V_{max}$ ), η υπεραντοχή ( $\Omega$ ), η πλαστιμότητα ( $\mu$ ) και η πλαστιμότητα του ισοδύναμου συστήματος ( $\mu'$ ), ο δείκτης συμπεριφοράς ( $q$ ), η μέγιστη μετακίνηση οροφής ( $\delta_u$ ), η μέγιστη μετακίνηση του ισοδύναμου συστήματος ( $\delta_u'$ ), όπως και οι στοχευόμενες μετακινήσεις ( $\delta_{ATC}$ ,  $\delta_{N2}$ ) σύμφωνα με τις μεθόδους ATC-40 (1996) και N2 [Fajfar (1999)].

Η διγραμμικοποίηση της καμπύλης ικανότητας έγινε με τις εξής παραδοχές:

- 1) Ο αρχικός ανερχόμενος κλάδος ξεκινάει απ' την αρχή των αξόνων και διέρχεται από το 60% της μέγιστης τέμνουσας βάσης
- 2) Ο οριζόντιος κλάδος καταλήγει στην θεωρούμενη μετακίνηση αστοχίας της κατασκευής εξασφαλίζοντας ισότητα καταναλισκόμενης ενέργειας μεταξύ «πραγματικού» και διγραμμικού διαγράμματος

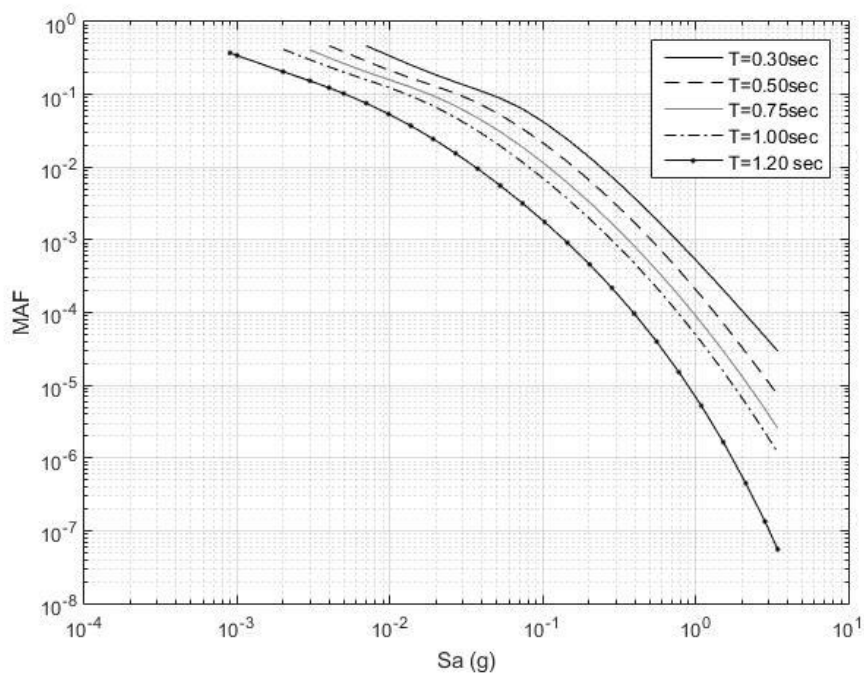
### 3 Ανάλυση εκτιμώμενου κόστους – επίπεδο κτιρίου

#### 3.1 Εισαγωγή

Στο κεφάλαιο αυτό, παρουσιάζονται οι αναλύσεις τρωτότητας και κόστους των κτιρίων που παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο 2, κάνοντας χρήση των αποτελεσμάτων των στατικών μη γραμμικών αναλύσεων (pushover). Παρουσιάζεται στη συνέχεια αναλυτικά ένα κτίριο (Κ80ΑΕΑΚηω) με τις δύο μεθοδολογίες υπολογισμού των ετήσιων απωλειών του που αναπτύσσονται στο κεφάλαιο αυτό.

Σημαντικό βήμα της ανάλυσης αυτής αποτελεί η σεισμική επικινδυνότητα που χαρακτηρίζει την περιοχή στην οποία βρίσκονται τα εξεταζόμενα κτίρια. Όπως αναφέρθηκε στο κεφάλαιο 1, η περιοχή για την οποία γίνεται η ανάλυση είναι το Νέου Ζωγράφου. Στο κεφάλαιο αυτό, μας ενδιαφέρει η περιοχή μόνο ως προς τα σεισμολογικά της χαρακτηριστικά τα οποία επηρεάζουν τις αναλύσεις κόστους που περιγράφονται. Τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά της περιοχής που αφορούν την διαμόρφωση των κτιρίων που την απαρτίζουν και φυσικά επηρεάζουν τις εκτιμήσεις κόστους της συνολικής περιοχής εξετάζονται στο Κεφάλαιο 5.

Στην συνέχεια φαίνεται το διάγραμμα σεισμικής επικινδυνότητας της περιοχής όπου στον οριζόντιο άξονα παρουσιάζεται η επιτάχυνση και στον κατακόρυφο η μέση ετήσια συχνότητα (ΜΕΣ ή αλλιώς ΜΑF) πραγματοποίησής της. (European Facilities for Earthquake Hazard and Risk [16]).



Σχήμα 3.1: Καμπύλες σεισμικής επικινδυνότητας για την περιοχή Νέο Ζωγράφου– μέση ετήσια συχνότητα εμφάνισης επιτάχυνσης για διάφορες τιμές ιδιοπεριόδων.

## 3.2 Επίπεδο κτιρίου - ελαστική ανάλυση τρωτότητας και απωλειών

### 3.2.1 Μέθοδος ανάλυσης – παραδοχές

Κατά τη μεθοδολογία HAZUS, διαχωρίζονται τα μέλη μιας κατασκευής σε τρεις κατηγορίες:

- A. Δομικά - ευπαθή σε σχετική μετακίνηση ορόφων (Structural drift sensitive)
- B. Μη δομικά - ευπαθή σε σχετική μετακίνηση ορόφων (Nonstructural drift sensitive)
- C. Μη δομικά - ευπαθή σε επιτάχυνση (Nonstructural acceleration sensitive)

Ορίζονται ξεχωριστά για κάθε κατηγορία μελών (A, B, C) τέσσερα επίπεδα βλαβών (Damage States) τα οποία και υιοθετούνται στη μέθοδο αυτή:

- 1) Ελαφρές ζημιές (Slight): Αρχίζει η εμφάνιση των πρώτων ρωγμών στα πιο ευπαθή μέρη της κατασκευής (δομικά και μη), όπως και οι πρώτες ζημιές λόγω επιτάχυνσης.
- 2) Μέτριες ζημιές (Moderate): Η ρηγμάτωση είναι εμφανής στο μεγαλύτερο τμήμα της κατασκευής, κάποια μέλη ενδεχομένως να έχουν διαρρεύσει, ενώ οι απαιτούμενες επιδιορθώσεις είναι σημαντικές.
- 3) Εκτεταμένες ζημιές (Extensive): Κάποια μέλη της κατασκευής έχουν εξαντλήσει την αντοχή τους, επιφέροντας μερική κατάρρευση, ενώ η ρηγμάτωση και οι βλάβες στα περισσότερα τμήματα είναι εκτεταμένες, καθιστώντας το κόστος επισκευής μεγάλο.
- 4) Κατάρρευση (Complete): Πρόκειται για το τελευταίο επίπεδο βλαβών όπου η κατασκευή έχει καταρρεύσει πλήρως ή βρίσκεται σε οριακή ισορροπία και δεν μπορεί να παραλάβει κανένα φορτίο. Οι βλάβες – απώλειες θεωρούνται ολοκληρωτικές.

Η μεθοδολογία HAZUS ορίζει τη διάμεσο (median) και τη διασπορά (beta) της λογαριθμοκανονικής κατανομής<sup>1</sup> που χρησιμοποιεί ώστε να περιγράψει το κάθε επίπεδο βλαβών, είτε σε όρους εκτροπής ορόφου  $\Theta$  (όπως απαιτείται για τις κατηγορίες A, B) είτε σε όρους επιτάχυνσης  $S_a$  (για την κατηγορία C). Τις παραπάνω τιμές τις προσδιορίζει ανάλογα με τον τύπο του κτιρίου (μεταλλικό, πλαισιακό σκυροδέματος, από φέρουσα τοιχοποιία κ.λπ.) και ανάλογα με το επίπεδο του κανονισμού με τον οποίο μελετήθηκε (υψηλό / μέτριο / χαμηλό / χωρίς κανονισμό). Ακόμα, ορίζει το ποσοστό απωλειών στο οποίο αντιστοιχεί το κάθε επίπεδο βλαβών για κάθε κατηγορία (A, B, C).

Στη συγκεκριμένη εργασία αξιοποιήθηκε ο τύπος κτιρίου C1M που σηματοδοτεί πλαισιακά κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα μετρίου ύψους (4 – 7 όροφοι). Όσον αφορά τις διάφορες κατηγορίες κανονισμών, τα κτίρια του '60 χαρακτηρίστηκαν ως χαμηλής, του '70 και '80 μέτριας, ενώ του '90 υψηλής για τις κατηγορίες A, B. Για τη κατηγορία C που αφορά την επιτάχυνση, η οποία δεν λαμβάνεται υπόψη στους ελληνικούς κανονισμούς, θεωρήθηκαν οι κανονισμοί όλων των κτιρίων ως χαμηλής ποιότητας.

Οι Πίνακας 2 - Πίνακας 4 καθορίζουν τα τέσσερα επίπεδα βλάβης των μελών για τους τρεις διαφορετικούς τύπους κανονισμών που αξιοποιήθηκαν. Οι κατηγορίες A, B που αναφέρονται στη μέγιστη εκτροπή ορόφου ( $\Theta_i$ ) εκφράζονται σε μονάδες γωνιακής

---

<sup>1</sup> Αν η μεταβλητή  $X$  ακολουθεί την λογαριθμοκανονική κατανομή τότε  $\ln(X) \sim \mathcal{N}(\ln(\text{median}), \text{beta})$

εκτροπής, ενώ η κατηγορία C που αναφέρεται στη μέγιστη επιτάχυνση ορόφου ( $S_a$ ) εκφράζεται σε ποσοστό της επιτάχυνσης της βαρύτητας ( $g=9.81\text{m/s}^2$ ). Τέλος, παρατίθεται ο πίνακας με τις τιμές των ποσοστιαίων απωλειών  $CR_i$  ως προς την αρχική αξία των τριών κατηγοριών A, B, C για τα τέσσερα επίπεδα βλαβών. Οι πίνακες αυτοί βρίσκονται στο τέλος του κεφαλαίου αυτού.

Θεωρείται πως η κατανομή των παραμορφώσεων καθ' ύψος είναι ομοιόμορφη συνεπώς για τις γωνίες εκτροπής των ορόφων  $i$  ισχύει  $\Theta_i = \Theta_{\max} = \Theta_{\text{roof}}$ . Από τους παραπάνω πίνακες η μετατροπή της γωνίας  $\Theta_{\max}$  σε φασματική επιτάχυνση γίνεται με τις ακόλουθες σχέσεις:

$$\delta_{\text{roof}} = \Theta_{\text{roof}} \cdot H$$

$$\delta_{\text{roof}} = \Gamma \cdot S_d$$

$$S_a = \omega^2 \cdot S_d$$

Όπου:

$\delta_{\text{roof}}$	η μετακίνηση οροφής
H	το ύψος του κτιρίου
$\Gamma$	ο συντελεστής συμμετοχής της 1 <sup>ης</sup> ιδιομορφής
$S_a$	η φασματική επιτάχυνση του αντίστοιχου μονοβάθμιου
$S_d$	η φασματική μετακίνηση του αντίστοιχου μονοβάθμιου
$\omega$	η ιδιοσυχνότητα ( $\omega=2\pi/T$ )

Για κάθε επίπεδο βλάβης, γνωρίζοντας τις τιμές της διαμέσου και της διασποράς της λογαριθμοκανονικής κατανομής για τη γωνία  $\Theta_{\text{roof}}$ , τα στοιχεία του κάθε κτιρίου (T, H,  $\Gamma$ ) και μέσω των παραπάνω σχέσεων, προκύπτει η φασματική επιτάχυνση που περιγράφει πλέον την τρωτότητα του κτιρίου και δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$S_a = \left( \frac{2\pi}{T} \right)^2 \cdot \frac{\Theta_{\text{roof}} \cdot H}{\Gamma} \quad (3.1)$$

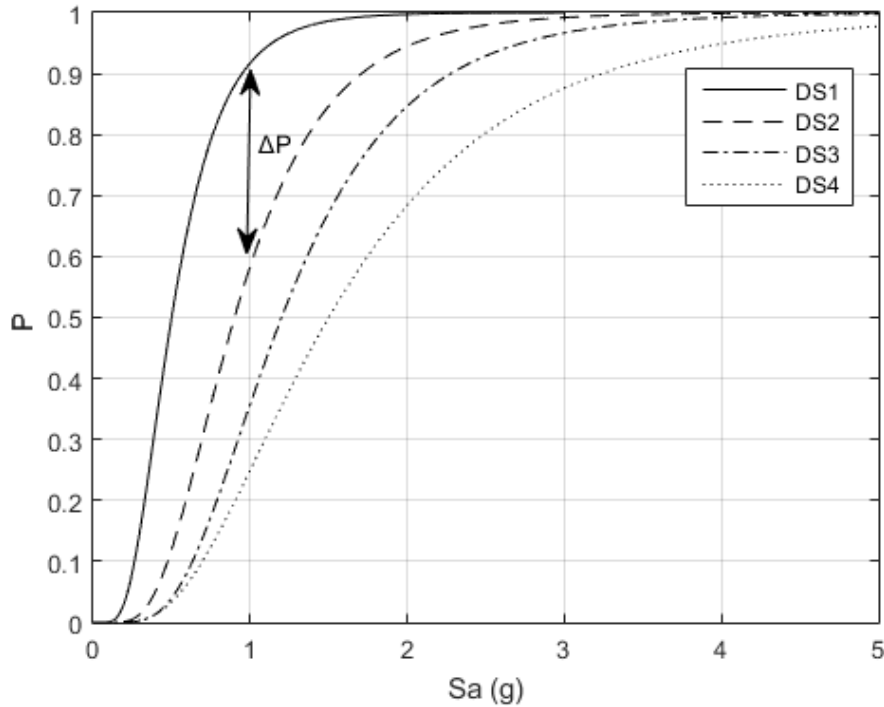
Η καμπύλη τρωτότητας μιας στάθμης βλαβών εκφράζει την πιθανότητα να ξεπεραστεί η συγκεκριμένη στάθμη για κάθε τιμή φασματικής επιτάχυνσης. Ορίζεται ως η αθροιστική συνάρτηση της λογαριθμοκανονικής κατανομής με διάμεσο και τυπική απόκλιση που προκύπτουν από τις παραδοχές της μεθοδολογίας και από την παραπάνω σχέση μετατροπής της γωνιακής εκτροπής σε φασματική επιτάχυνση.

Το Σχήμα 3.2 περιγράφει τέσσερις ενδεικτικές καμπύλες τρωτότητας για τέσσερα επίπεδα βλάβης (DS1 – DS4). Για παράδειγμα, για τιμή επιτάχυνσης  $S_a=1g$  η πιθανότητα να προκληθεί βλάβη επιπέδου DS1 και μεγαλύτερη είναι 0.9. Αντίστοιχα, η πιθανότητα να προκληθεί βλάβη επιπέδου DS2 και μεγαλύτερη είναι 0.6. Συνεπώς, η πιθανότητα να έχουμε βλάβες μόνο επιπέδου DS1 είναι  $\Delta P=0.9-0.6=0.3$ .

Το ποσοστό απωλειών LR για κάθε τιμή επιτάχυνσης  $S_a$  υπολογίζεται ως εξής:

$$LR(S_a) = \sum_{i=1}^4 (P(DS = DS_i | S_a) \cdot CR_i) \quad (3.2)$$

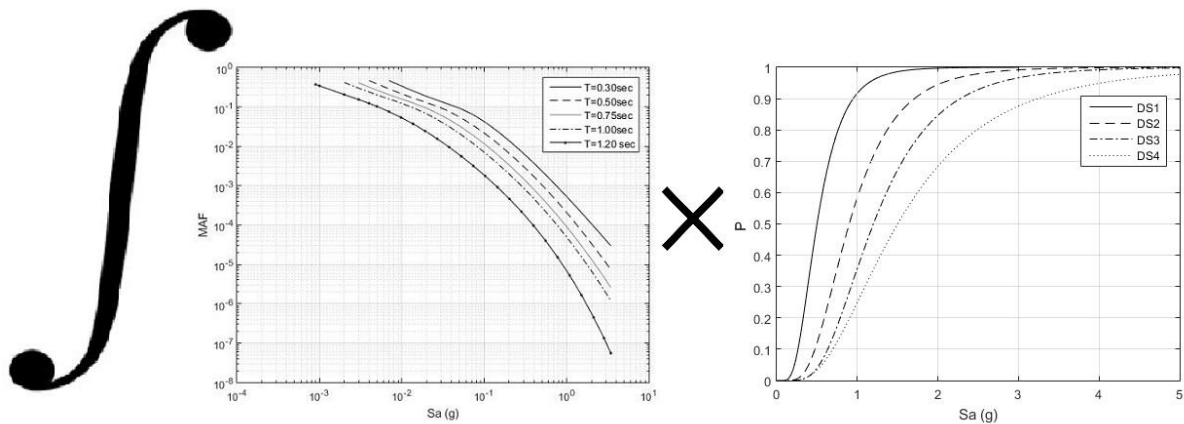
όπου  $P(DS = DS_i | S_a)$  είναι η πιθανότητα να προκληθεί βλάβη επιπέδου  $DS_i$  δεδομένου  $S_a$  και  $CR_i$  το κόστος επισκευής της στάθμης βλάβης  $i$ , όπως δίνεται από τη μεθοδολογία HAZUS και φαίνεται στον Πίνακα 5.



Σχήμα 3.2: Ενδεικτικές καμπύλες τρωτότητας για τα τέσσερα επίπεδα βλαβών (DS1 – DS4).

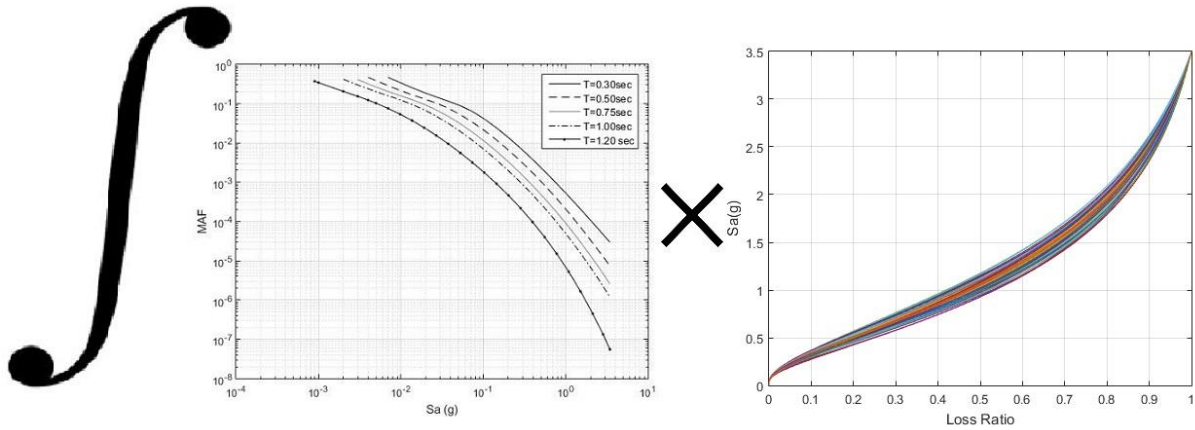
Η μεταβλητή  $CR_i$  ορίζεται ντετερμινιστικά σύμφωνα με τη μεθοδολογία, ωστόσο στην πράξη το ποσοστό απωλειών δεδομένης μια στάθμης βλαβών είναι τυχαία μεταβλητή. Για το λόγο αυτό, θεωρείται στην παρούσα εργασία πως η μεταβλητή αυτή ακολουθεί την κανονική κατανομή, χρησιμοποιώντας τις τιμές της μεθοδολογίας ως μέσες τιμές και υιοθετείται συντελεστής μεταβλητότητας  $con=0.2$  (λόγος μέσης τιμής προς τυπική απόκλιση) ίδιος για όλες τις περιπτώσεις που φαίνονται στον Πίνακα 5. Με αυτόν τον τρόπο παράγονται με τη μέθοδο Monte Carlo  $N$  καμπύλες  $S_a - LR$  (αντί για μια) μέσω της εξίσωσης (3.2).

Πραγματοποιώντας συνέλιξη της καμπύλης σεισμικού κινδύνου  $S_a - MAF$  που παρουσιάστηκε στην εισαγωγή (Σχήμα 3.1) Σχήμα 3.3) και του διαγράμματος τρωτότητας, για κάθε μια από τις καμπύλες DS1 – DS4 ξεχωριστά, θα προκύψει η Μέση Ετήσια Συχνότητα υπέρβασης κάθε στάθμης (Σχήμα 3.3).



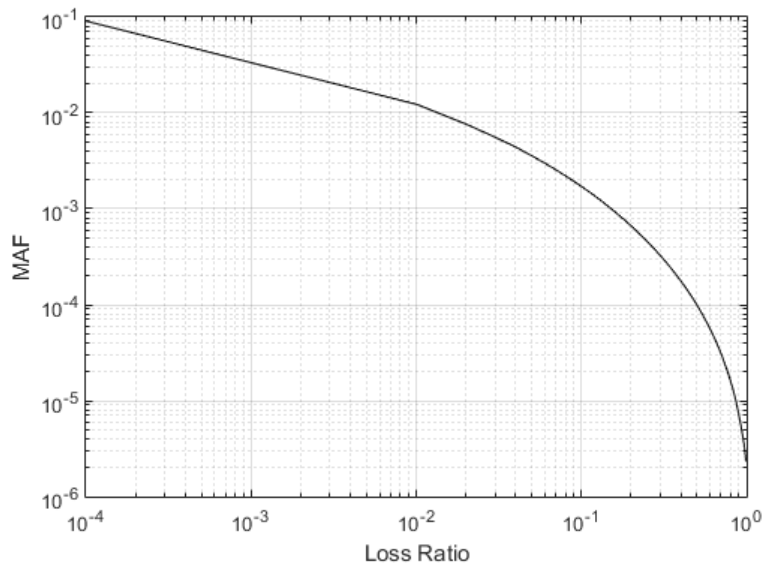
Σχήμα 3.3: Συνέλιξη σεισμικής επικινδυνότητας με καμπύλες τρωτότητας για τον υπολογισμό της Μέσης Ετήσιας Συχνότητας (ΜΕΣ).

Αντίστοιχα, πραγματοποιώντας συνέλιξη της καμπύλης σεισμικού κινδύνου  $S_a - MAF$  και του διαγράμματος απωλειών  $S_a - LR$  (Σχήμα 3.4), όπως περιγράφει η σχέση (3.3), θα προκύψει η καμπύλη σεισμικού κόστους  $LR - MAF$ . Η τελευταία παρουσιάζει τη μέση ετήσια συχνότητα για διάφορες τιμές απωλειών (Σχήμα 3.5), με το ολοκλήρωμά της να εκφράζει την Αναμενόμενη Ετήσια Απώλεια (ΑΕΑ ή EAL).



Σχήμα 3.4: Συνέλιξη σεισμικής επικινδυνότητας (με  $N=100$ ) καμπύλες απωλειών

$$MAF(LR_o) = \int_{S_a=0}^{S_a=\infty} P(LR > LR_o | S_a) \cdot dMAF(S_a) \approx \sum_{i=1}^N P(LR > LR_o | S_{ai}) \cdot \Delta MAF(S_a) \quad (3.3)$$



Σχήμα 3.5: Καμπύλη σεισμικού κόστους  $LR - MAF$

**Πίνακας 2: Παράμετροι λογαριθμοκανονικής κατανομής για τα τέσσερα επίπεδα βλαβών χαμηλής ποιότητας κανονισμού, κατηγορίας κτιρίου από σκυρόδεμα C1M**

C1M low	Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	Median	beta	Median	beta	Median	beta	median	beta
Structural Drift - sensitive	0.0033	0.7	0.0053	0.74	0.0133	0.86	0.0333	0.98
Nonstructural Drift - sensitive	0.004	0.79	0.008	0.88	0.025	0.99	0.050	1.06
Nonstructural Acc - sensitive	0.2	0.65	0.4	0.68	0.8	0.68	1.6	0.68

**Πίνακας 3: Παράμετροι λογαριθμοκανονικής κατανομής για τα τέσσερα επίπεδα βλαβών μεσαίας ποιότητας κανονισμού, κατηγορίας κτιρίου από σκυρόδεμα C1M**

C1M moderate	Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	Median	beta	Median	beta	Median	beta	median	beta
Structural Drift - sensitive	0.0033	0.7	0.0058	0.7	0.0156	0.7	0.0400	0.89
Nonstructural Drift - sensitive	0.004	0.77	0.008	0.76	0.025	0.87	0.050	0.98

**Πίνακας 4: Παράμετροι λογαριθμοκανονικής κατανομής για τα τέσσερα επίπεδα βλαβών υψηλής ποιότητας κανονισμού, κατηγορίας κτιρίου από σκυρόδεμα C1M**

C1M high	Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	Median	beta	Median	beta	Median	beta	median	beta
Structural Drift - sensitive	0.0033	0.68	0.0067	0.67	0.0200	0.68	0.0533	0.81
Nonstructural Drift - sensitive	0.004	0.72	0.008	0.73	0.025	0.74	0.050	0.84

**Πίνακας 5: Ποσοστά απωλειών της αρχικής αξίας των μελών, για τα τέσσερα επίπεδα βλαβών**

Cost Ratio	Slight	Moderate	Extensive	Complete
Structural Drift - sensitive	0.3	1.4	6.9	13.8
Nonstructural Drift - sensitive	0.9	4.3	21.3	42.5
Nonstructural Acc - sensitive	0.8	4.3	13.1	43.7
Total	2%	10%	41.3%	100%



### 3.2.2 Αποτελέσματα της μεθόδου – αναλυτική παρουσίαση ενδεικτικού κτιρίου.

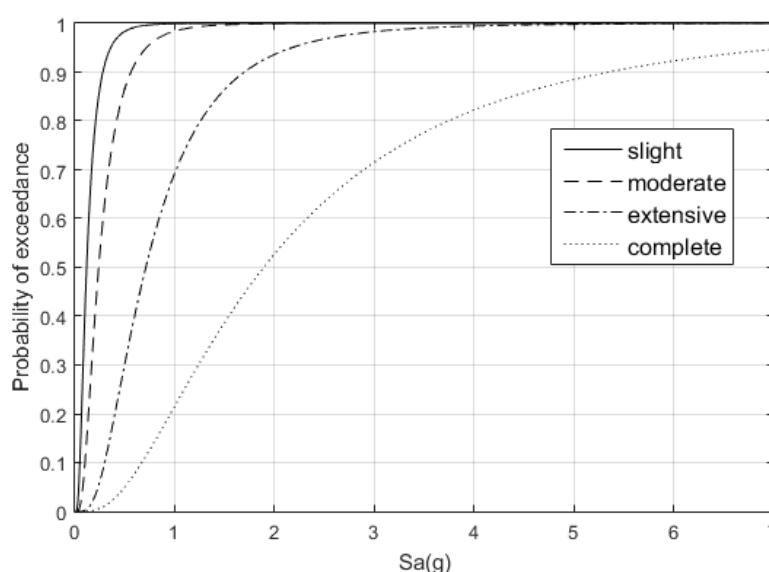
Στη συνέχεια παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα σύμφωνα με την πρώτη μέθοδο που αναπτύχθηκε στο κεφάλαιο 3.2.1 για το κτίριο K80AEAKnw και έπειτα τα τελικά γραφήματα για το σύνολο των κτιρίων. Το κτίριο αυτό, όπως αναπτύχθηκε και στο κεφάλαιο 2, είναι μοντελοποιημένο χωρίς τοιχοποιία (K), έχει τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και ορόφους (7) που ορίζονται από τη κατηγορία κτιρίων του '80, δεν έχει ακανονικότητες (A) και είναι σχεδιασμένο σύμφωνα με τον ΕΑΚ, δηλαδή θεωρείται αντιπροσωπευτικό της δεκαετίας του '90. Στον επόμενο πίνακα παρουσιάζονται τα στοιχεία του κτιρίου που αξιοποιούνται στη μέθοδο αυτή, δηλαδή η ιδιοπερίοδος (T), ο συντελεστής συμμετοχής της πρώτης ιδιομορφής (Γ) και το ύψος (H) του κτιρίου.

Όνομα κτιρίου	T (sec)	Γ	H (m)
K80AEAKnw	1.28	1.45	21

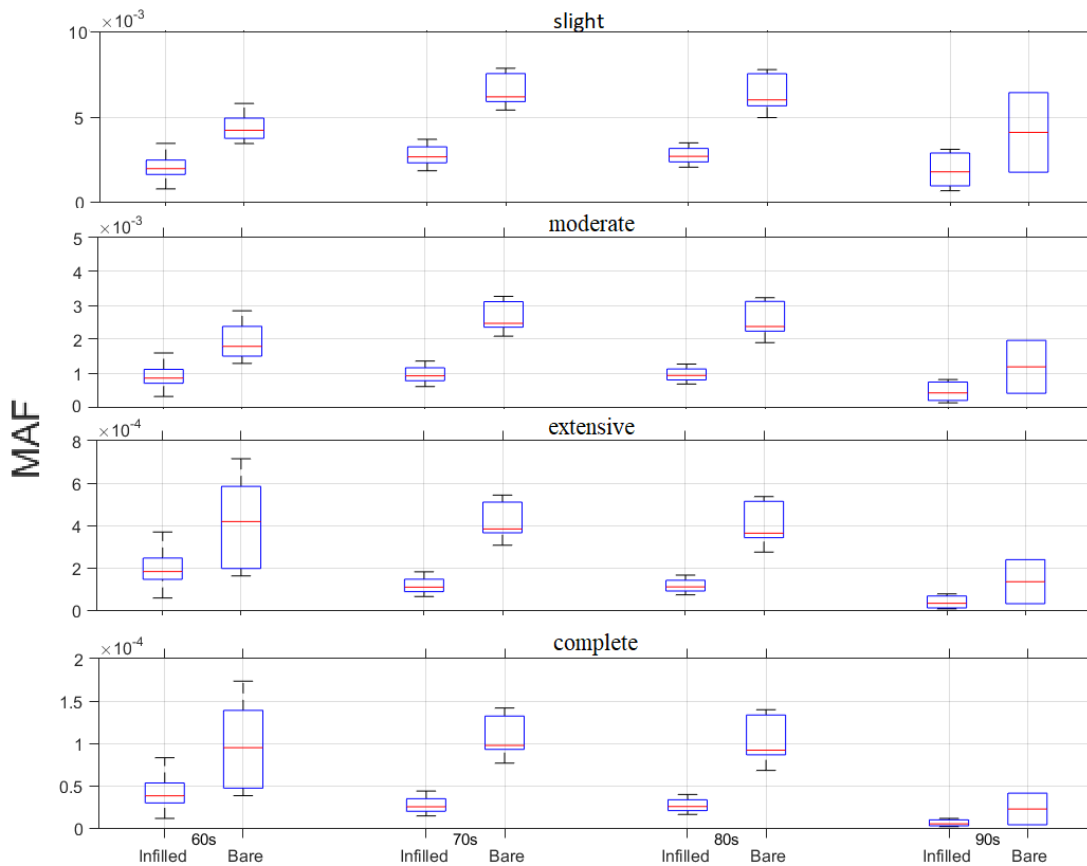
Το κτίριο έχει σχεδιαστεί με σύγχρονους κανονισμούς, οπότε αξιοποιούνται τα στοιχεία του Πίνακας 4, και μέσω της εξίσωσης (3.1) έχουμε τη διάμεσο και την τυπική απόκλιση (σε όρους επιτάχυνσης) των καμπυλών τρωτότητας. Στον επόμενο πίνακα παρουσιάζονται οι τιμές αυτές για τις τρεις κατηγορίες μελών και στο σχήμα που ακολουθεί φαίνονται οι καμπύλες τρωτότητας των δομικών μελών.

**Πίνακας 6: Στοιχεία καμπυλών τρωτότητας σε όρους φασματικής επιτάχυνσης  $S_a(g)$  του κτιρίου K80AEAKnw.**

CIM High	Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	Median	beta	Median	beta	Median	beta	median	beta
A) Structural Drift - sensitive	0.1172	0.68	0.2379	0.67	0.7101	0.68	1.8925	0.81
B) Nonstructural Drift - sensitive	0.1420	0.72	0.2841	0.73	0.8877	0.74	1.7753	0.84
C) Nonstructural Acc - sensitive	0.2	0.65	0.4	0.68	0.8	0.68	1.6	0.68



**Σχήμα 3.6: Καμπύλες τρωτότητας για τα δομικά μέλη (structural) του κτιρίου K80AEAKnw**

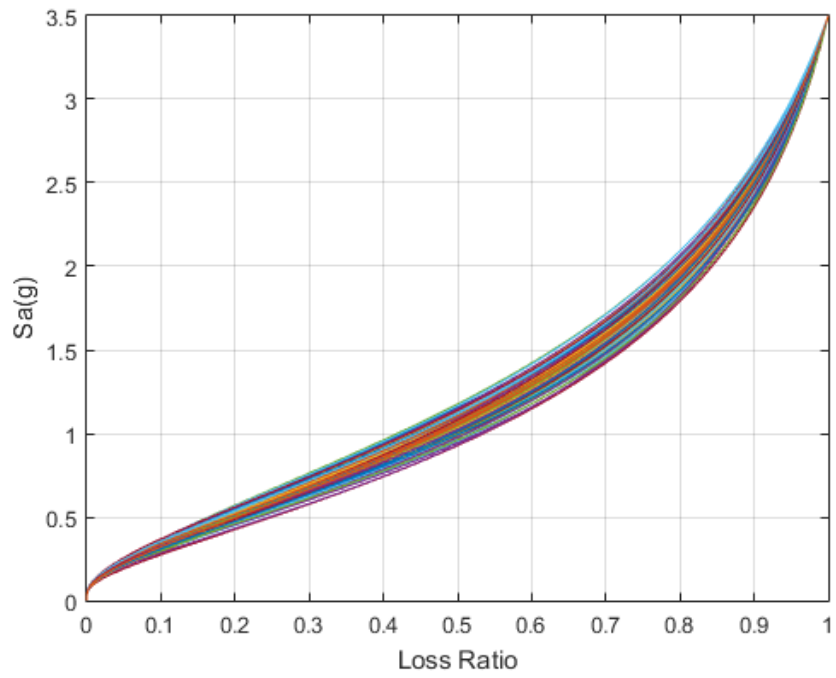


**Σχήμα 3.7: Μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης κάθε επιπέδου βλάβης των δομικών μελών του κτιρίου K80AEAKnw.**

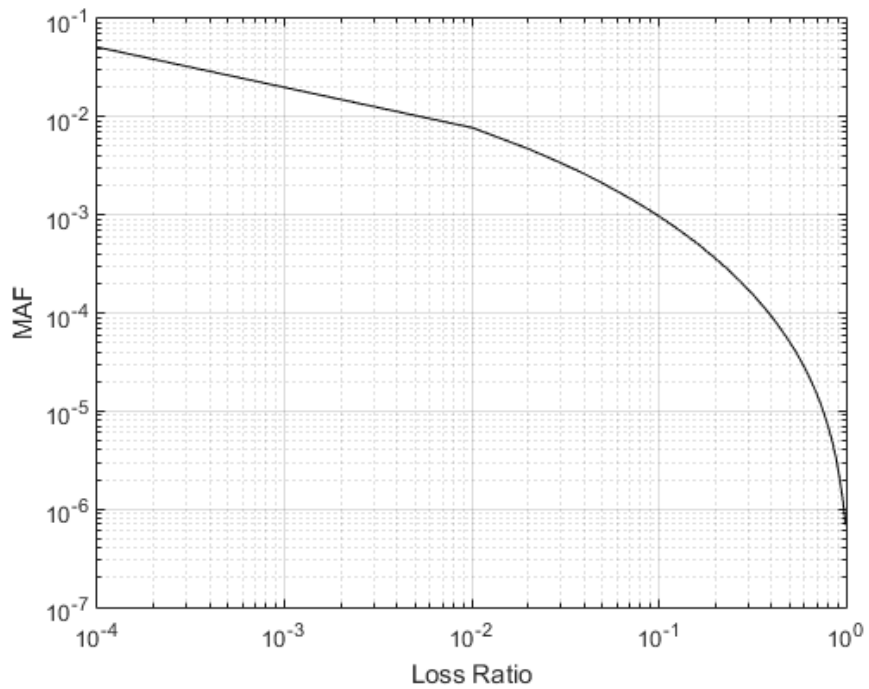
Για κάθε καμπύλη τρωτότητας (Σχήμα 3.6), ολοκληρώνοντας με την καμπύλη σεισμικού κινδύνου όπως περιγράφεται στο κεφάλαιο 3.2.1 (Σχήμα 3.3) προκύπτει η μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης της κάθε στάθμης βλαβών. Υπολογίζοντας τις για κάθε κτίριο, και ομαδοποιώντας τα αποτελέσματα (ανά δεκαετίες και τοιχοπλήρωση) προκύπτει το Σχήμα 3.7. Οι διαφοροποιήσεις δεν είναι σημαντικές μεταξύ των δεκαετιών των κτιρίων, με τα πιο μοντέρνα κτίρια να παρουσιάζουν μικρότερη συχνότητα υπέρβασης κάθε στάθμης σε σχέση με τα παλιότερα.

Στη συνέχεια όπως αναπτύχθηκε στο κεφάλαιο 3.2.1, υπολογίστηκαν οι  $N=100$  καμπύλες απωλειών  $S_a - LR$  (Σχήμα 3.8). Ολοκληρώνοντας τις καμπύλες αυτές με την καμπύλη σεισμικού κινδύνου προκύπτει η μέση ετήσια συχνότητα της απώλειας για διάφορα επίπεδα απωλειών (Σχήμα 3.9), το ολοκλήρωμα της οποίας εκφράζει την αναμενόμενη ετήσια απώλεια και προκύπτει  $EAL_{K80AEAKnw}=0.0638\%$

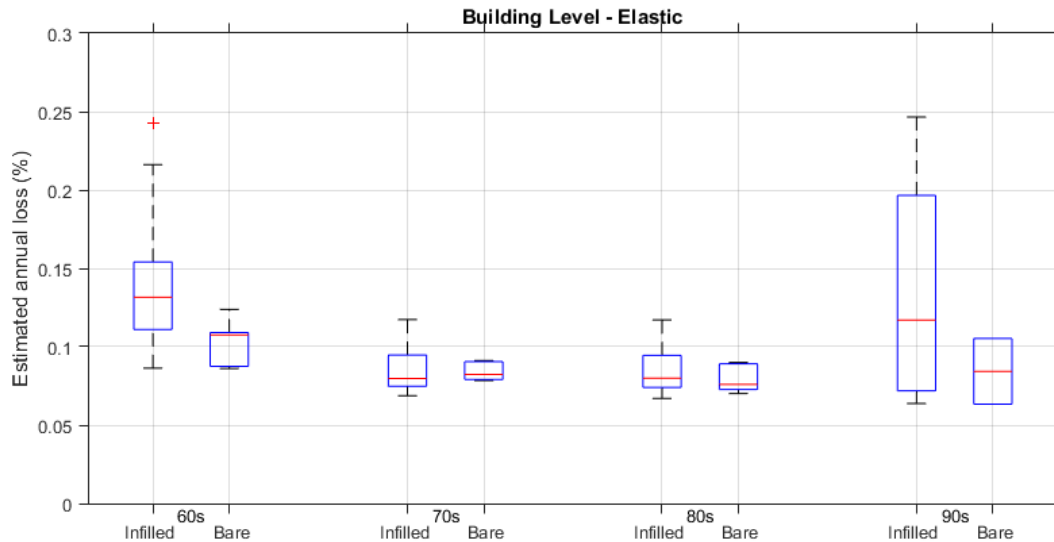
Η ίδια διαδικασία ακολουθήθηκε για όλα τα κτίρια. Η αναμενόμενη ετήσια απώλεια του κάθε κτιρίου υπολογίστηκε, και τα αποτελέσματα ομαδοποιημένα ανά δεκαετίες και τοιχοπληρωμένα ή μη παρουσιάζονται στο Σχήμα 3.10.



**Σχήμα 3.8: Καμπύλες απωλειών συναρτήσει της φασματικής επιτάχυνσης ου κτιρίου K80AEAKnw**



**Σχήμα 3.9: Μέση ετήσια συχνότητα απωλειών του κτιρίου K80AEAKnw.**



Σχήμα 3.10: Βoxplots της αναμενόμενης ετήσιας απώλειας των 118 κτιρίων, ομαδοποιημένων ανά δεκαετίες και τοιχοπλήρωση.

### 3.3 Επίπεδο κτιρίου - πλαστική ανάλυση τρωτότητας

#### 3.3.1 Μέθοδος ανάλυσης – παραδοχές

Όπως και με την προηγούμενη μέθοδο, σύμφωνα με τη μεθοδολογία HAZUS, διαχωρίζονται τα μέλη μιας κατασκευής στις ίδιες τρεις κατηγορίες A, B, C. Ωστόσο, τα ορόσημα για τα επίπεδα βλάβης κάθε κατηγορίας επιλέγονται διαφορετικά, αξιοποιώντας στοιχεία από την ανελαστική ανάλυση των κτιρίων. Συγκεκριμένα έχουμε:

- A. Δομικά - ευπαθή σε σχετική μετακίνηση ορόφων (Structural drift sensitive)  
 Οι στάθμες βλαβών που επιλέγονται για τα δομικά μέλη είναι δύο, σε αντίθεση με τις τέσσερις (ελαφρές / μέτριες / εκτεταμένες βλάβες / κατάρρευση) που θεωρήθηκαν πριν. Αντίστοιχη στάθμη των ‘μέτριων’ βλαβών ορίστηκε η διαρροή του κάθε κτιρίου δηλαδή η μετακίνηση διαρροής της οροφής του κτιρίου ( $\Delta y$ ). Αντίστοιχη στάθμη της ‘κατάρρευσης’ θεωρήθηκε η μέγιστη μετακίνηση της οροφής του κτιρίου  $\Delta u$ . Σε όρους γωνιακής εκτροπής  $\Theta_{\text{roof}}$  οι δύο κατηγορίες είναι:
- Μέτριες βλάβες:  $\Theta_{\text{roof}} = \Delta y / H_{\text{κτιρίου}}$
  - Κατάρρευση:  $\Theta_{\text{roof}} = \Delta u / H_{\text{κτιρίου}}$
- B. Μη δομικά - ευπαθή σε σχετική μετακίνηση ορόφων (Nonstructural drift sensitive)  
 Οι στάθμες βλαβών για την κατηγορία αυτή είναι τρεις. Ορόσημο για τη στάθμη που αφορά τις ελαφρές βλάβες θεωρείται η γωνιακή εκτροπή  $\Theta_{\text{roof}} = 0.18\%$  (αντί του  $0.4\%$  της προηγούμενης μεθόδου), καθώς αυτή εκφράζει τη διαρροή της τοιχοποιίας, όπως συμπεραίνουμε στο κεφάλαιο 2.3. Οι άλλες δύο στάθμες βλαβών είναι οι ‘μέτριες βλάβες’ και η ‘κατάρρευση’ και εκφράζονται με την γωνιακή εκτροπή που χρησιμοποιήθηκε και στην προηγούμενη μέθοδο, δηλαδή  $\Theta_{\text{roof}} = 0.8\%$  και  $\Theta_{\text{roof}} = 5\%$  αντίστοιχα. Συγκεντρωτικά έχουμε:
- Ελαφρές βλάβες:  $\Theta_{\text{roof}} = 0.0018$
  - Μέτριες βλάβες:  $\Theta_{\text{roof}} = 0.008$
  - Κατάρρευση:  $\Theta_{\text{roof}} = 0.05$

C. Μη δομικά - ευπαθή σε επιτάχυνση (Nonstructural acceleration sensitive)  
Για την κατηγορία αυτή εφαρμόζεται ό,τι και στην προηγούμενη μέθοδο.

Στον επόμενο πίνακα συνοψίζονται οι τιμές της διαμέσου και της τυπικής απόκλισης της λογαριθμοκανονικής κατανομής που περιγράφει την τρωτότητα για τις τρεις κατηγορίες μελών.

**Πίνακας 7: Παράμετροι λογαριθμοκανονικής κατανομής για τις τρεις κατηγορίες δομικών μελών σε όρους σχετικής μετακίνησης ορόφων για τις A, B και φασματικής επιτάχυνσης  $S_a$  (g) για την C.**

CIM	Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	Median	beta	Median	beta	Median	beta	median	beta
A) Structural Drift - sensitive	-	-	dy/H	0.2	-	-	du/H	0.3
B) Nonstructural Drift - sensitive	0.0018	0.2	0.008	0.2	-	-	0.05	0.3
C) Nonstructural Acc - sensitive	0.2	0.65	0.4	0.68	0.8	0.68	1.6	0.68

Σημαντικό στοιχείο της μεθοδολογίας αυτής είναι η σύνδεση της φασματικής επιτάχυνσης με τη μετακίνηση οροφής. Όμοια με την εξίσωση (3.1) που χρησιμοποιήθηκε στην προηγούμενη μέθοδο, αλλά λαμβάνοντας υπόψη την ανελαστική συμπεριφορά του κτιρίου, εισάγεται ο όρος  $C_R = \mu/R$  δηλαδή η σχέση πλαστιμότητας ( $\mu$ ) και συντελεστή συμπεριφοράς ( $R$  ή  $q$ ) και ως εκ τούτου χρησιμοποιείται η εξίσωση (3.4). Υπάρχουν πολλοί τρόποι σύνδεσης των παραμέτρων αυτών, γνωστοί ως σχέσεις R- $\mu$ -T με την τιμή της περιόδου να παίζει χαρακτηριστικό ρόλο. Στη συγκεκριμένη εργασία ακολουθείται η συσχέτιση κατά Ruiz-García & Miranda [19].

$$S_a = C_R \left( \frac{2\pi}{T} \right)^2 \cdot \frac{\Theta_{roof} \cdot H}{\Gamma} \quad (3.4)$$

Ένα ακόμα στοιχείο διαφοροποίησης της μεθόδου αυτής είναι ο υπολογισμός της τυπικής απόκλισης. Οι τιμές που θεωρήθηκαν στον Πίνακα 7 αφορούν την τυπική απόκλιση της λογαριθμοκανονικής κατανομής που εκφράζει μόνο την αντοχή (capacity) που θεωρείται γύρω από τη διάμεσο (δηλαδή την αβεβαιότητα ως προς την αντοχή που εκφράζει η διάμεσος). Η αβεβαιότητα λόγω της δράσης (demand) υπολογίζεται μέσω προσομοίωσης (Monte Carlo) και η τελική τιμή της αβεβαιότητας (capacity και demand) προκύπτει ως η ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων και φαίνεται στον Πίνακα 8.

Κατά τα άλλα δεν υπάρχει άλλη διαφοροποίηση, και όπως περιεγράφηκε πριν, υπολογίζονται τα γραφήματα  $S_a - LR$  και  $MAF - LR$  καταλήγοντας στο αναμενόμενο ετήσιο κόστος για κάθε κτίριο.

### 3.3.2 Αποτελέσματα της μεθόδου – αναλυτική παρουσίαση ενδεικτικού κτιρίου.

Παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα σύμφωνα με την δεύτερη μέθοδο που αναπτύχθηκε στο κεφάλαιο 3.3.1, πρώτα για το κτίριο K80AΕΑΚηω, και στη συνέχεια τα γραφήματα για το σύνολο των κτιρίων, ομαδοποιημένων ανά δεκαετίες και τοιχοπλήρωση. Το κτίριο αυτό, όπως αναπτύχθηκε και στο κεφάλαιο 2, είναι μοντελοποιημένο χωρίς τοιχοποιία (K), έχει τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και ορόφους (7) που ορίζονται από τη

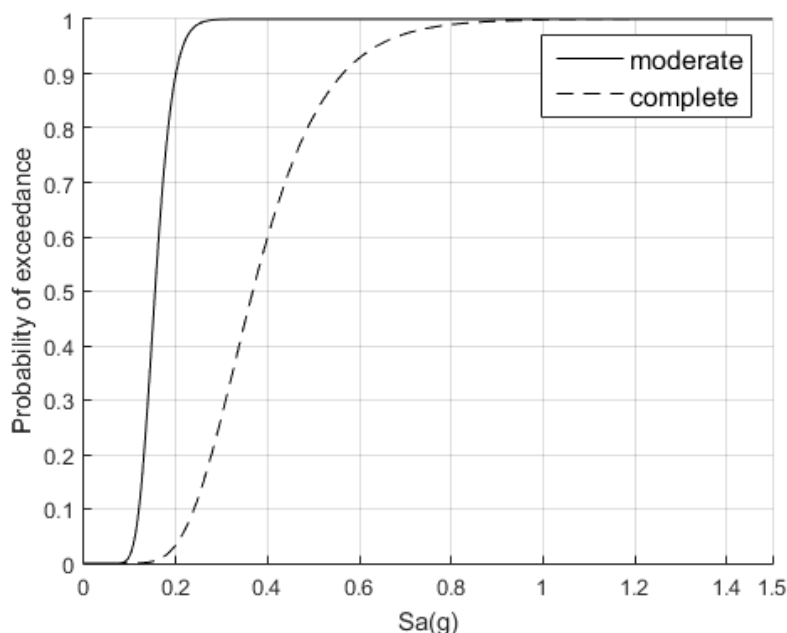
κατηγορία κτιρίων του '80, δεν έχει ακανονικότητες (Α) και είναι σχεδιασμένο σύμφωνα με τον ΕΑΚ, δηλαδή θεωρείται αντιπροσωπευτικό της δεκαετίας του '90. Στον επόμενο πίνακα παρουσιάζονται η ιδιοπερίοδος (T), η μέγιστη τέμνουσα βάσης (V), το βάρος (W), η πλαστιμότητα ( $\mu$ ), η μετακίνηση διαρροής της οροφής (dy), η μέγιστη μετακίνηση οροφής (du), ο συντελεστής συμμετοχής της πρώτης ιδιομορφής ( $\Gamma$ ) και το ύψος (H) του κτιρίου.

Όνομα κτιρίου	T (sec)	V (kN)	W(kN)	dy (m)	du (m)	$\mu$	$\Gamma$	H (m)
K80ΑΕΑΚnw	1.28	3873.5	25017	0.0916	0.25	2.73	1.45	21

Αξιοποιώντας τα παραπάνω αποτελέσματα έχουμε τη διάμεσο και την τυπική απόκλιση της λογαριθμοκανονικής κατανομής για τις τρεις κατηγορίες μελών σε όρους φασματικής επιτάχυνσης (Πίνακας 8). Στη συνέχεια φαίνονται οι καμπύλες τρωτότητας για τα δομικά μέλη (Σχήμα 3.11):

**Πίνακας 8: Στοιχεία καμπυλών τρωτότητας σε όρους φασματικής επιτάχυνσης  $S_a(g)$  του κτιρίου K80ΑΕΑΚnw.**

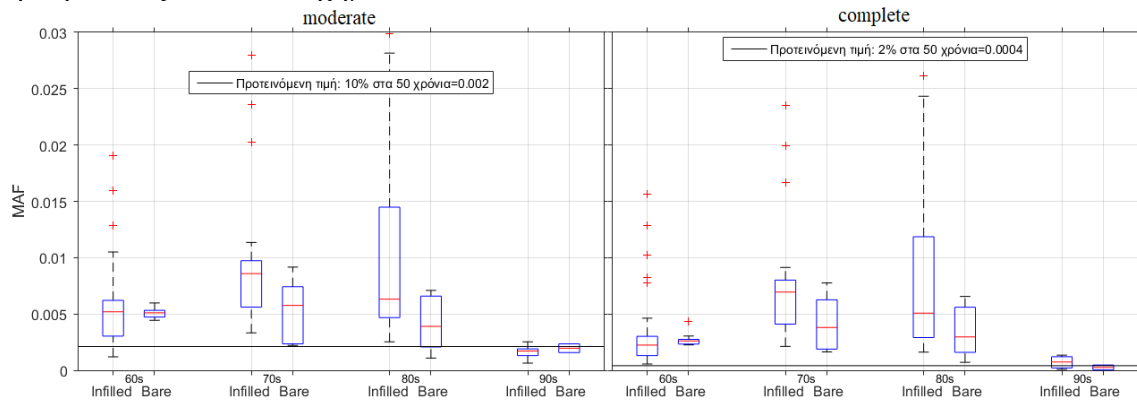
C1M	Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	Median	beta	Median	beta	Median	beta	median	beta
A) Structural Drift - sensitive	-	-	0.1548	0.201	-	-	0.3679	0.334
B) Nonstructural Drift - sensitive	0.0639	0.1951	0.2740	0.2914	-	-	0.4172	0.314
C) Nonstructural Acc - sensitive	0.2	0.65	0.4	0.68	0.8	0.68	1.6	0.68



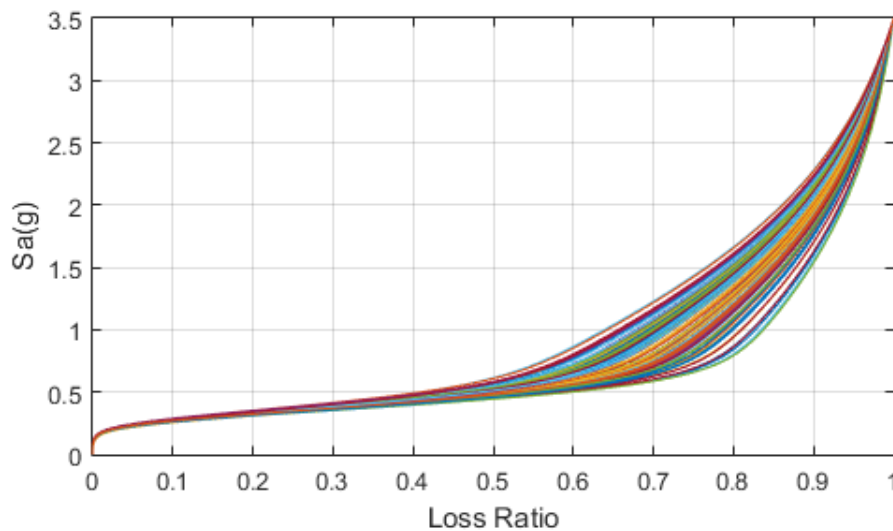
**Σχήμα 3.11: Καμπύλες τρωτότητας για τα δομικά μέλη (structural) του κτιρίου K80ΑΕΑΚnw**

Για κάθε καμπύλη τρωτότητας (Σχήμα 3.11), ολοκληρώνοντας με την καμπύλη σεισμικού κινδύνου όπως περιγράφεται στο κεφάλαιο 3.2.1 (Σχήμα 3.3) προκύπτει η μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης της κάθε στάθμης βλαβών. Υπολογίζοντάς τες για κάθε κτίριο, και ομαδοποιώντας τα αποτελέσματα (ανά δεκαετίες και τοιχοπλήρωση) προκύπτει το Σχήμα 3.12.

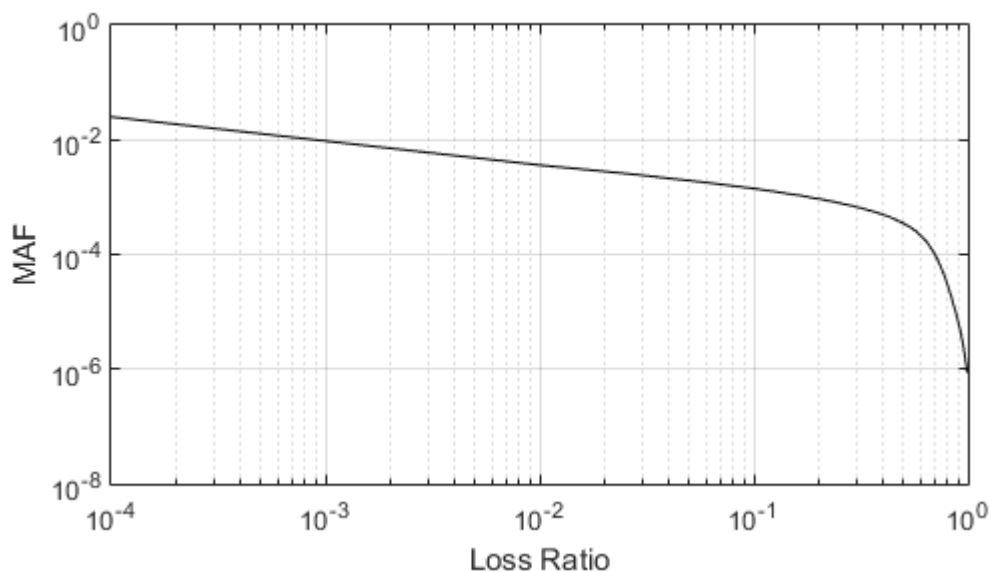
Στη συνέχεια όπως αναπτύχθηκε και στην προηγούμενη μέθοδο, υπολογίστηκαν οι  $N=100$  καμπύλες απωλειών  $S_a - LR$  (Σχήμα 3.13). Ολοκληρώνοντας τις καμπύλες αυτές με την καμπύλη σεισμικού κινδύνου προκύπτει η μέση ετήσια συχνότητα της απώλειας για διάφορα επίπεδα απωλειών (Σχήμα 3.14). Το ολοκλήρωμα της τελευταίας εκφράζει την αναμενόμενη ετήσια απώλεια και προκύπτει  $EAL_{K80AEAKnw}=0.0671\%$ . Η ίδια διαδικασία ακολουθήθηκε για όλα τα κτίρια. Η αναμενόμενη ετήσια απώλεια του κάθε κτιρίου υπολογίστηκε, και τα αποτελέσματα ομαδοποιημένα ανά δεκαετίες και τοιχοπληρωμένα ή μη παρουσιάζονται στο Σχήμα 3.15.



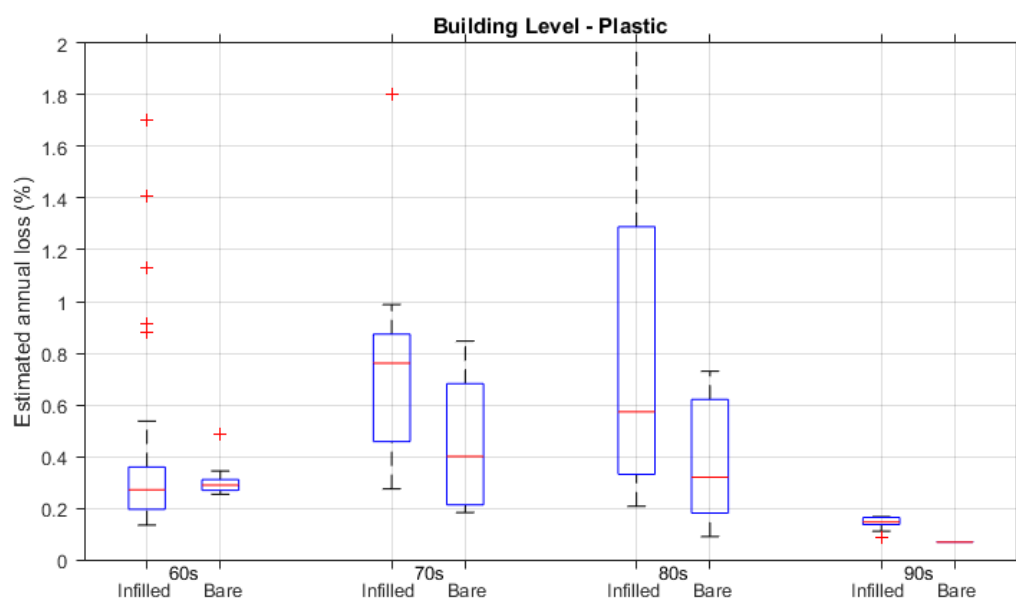
**Σχήμα 3.12: Μέση ετήσια συχνότητα υπέρβασης κάθε επιπέδου βλάβης των δομικών μελών του κτιρίου K80AEAKnw.**



**Σχήμα 3.13: Καμπύλες απωλειών συναρτήσει της φασματικής επιτάχυνσης του κτιρίου K80AEAKnw.**



Σχήμα 3.14: Μέση ετήσια συχνότητα απωλειών του κτιρίου K80AEAKpw.



Σχήμα 3.15: Boxplots της αναμενόμενης ετήσιας απώλειας των 118 κτιρίων, ομαδοποιημένων ανά δεκαετίες και τοιχοπλήρωση.

Από το Σχήμα 3.15 παρατηρούμε πως τα κτίρια της δεκαετίας του '90 παρουσιάζουν την καλύτερη συμπεριφορά, αφού έχουν το μικρότερο ετήσιο αναμενόμενο κόστος. Το αποτέλεσμα αυτό είναι αναμενόμενο, αφού ο κανονισμός (ΕΑΚ) με τον οποίο σχεδιάστηκαν είναι πιο υψηλής ποιότητας από των υπολοίπων. Αντίθετα, τα κτίρια της δεκαετίας του '60, αν και τα παλαιότερα, εμφανίζουν καλύτερη συμπεριφορά έναντι των κτιρίων του '70 και '80. Αυτό, αν και εν πρώτης όψεως παράδοξο, εξηγείται από τη διαμορφωμένη γεωμετρία που συναντάμε σε κάθε κατασκευαστική περίοδο. Τα κτίρια της δεκαετίας του '60 έχουν μικρότερων διαστάσεων φαντώματα συγκριτικά με τα κτίρια του '70 και '80, με αποτέλεσμα



να καθίστανται λιγότερο ευπαθή. Ο συνδυασμός τολμηρότερης διαμόρφωσης γεωμετρίας αλλά καλύτερης ποιότητας κανονισμού, στη περίπτωση των κτιρίων των δεκαετιών '70 και '80 οδηγεί τελικά σε χειρότερης ποιότητας κτίρια.

## 4 Ανάλυση εκτιμώμενου κόστους – επίπεδο ορόφων

### 4.1 Εισαγωγή

Αντίστοιχα με το κεφάλαιο 3 όπου παρουσιάστηκαν οι δύο πρώτες μεθοδολογίες (3.2 και 3.3), υπολογίζεται και εδώ το αναμενόμενο ετήσιο κόστος των (118) κτιρίων που παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο 2. Η τρίτη μεθοδολογία που αναπτύσσεται στο κεφάλαιο αυτό, αναλύει την τρωτότητα και το αναμενόμενο κόστος σε επίπεδο ορόφων, θεωρώντας τη συμπεριφορά του κτιρίου ανελαστική.

Πρωταρχικό στοιχείο της μεθόδου είναι η εκτίμηση της απόκρισης κάθε ορόφου, αφού ως μοναδικό διαθέσιμο δεδομένο είναι η μετακίνηση οροφής. Οι προσεγγίσεις που υιοθετούνται αναλύονται στο υποκεφάλαιο 4.2 και στηρίζονται στη μεθοδολογία των Miranda E. και Akkar S.D. (2006) [10] καθώς και στην FEMA P-58 [4].

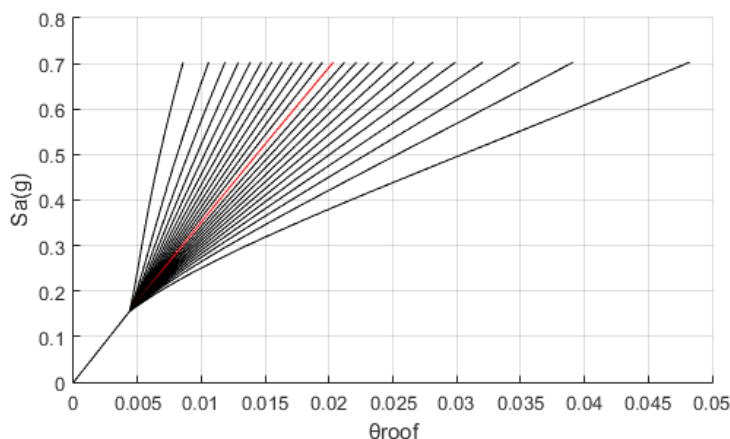
Στη συνέχεια υπολογίζονται οι απώλειες ανά όροφο και έπειτα συνδυάζονται προκειμένου να εξαχθούν συμπεράσματα για ολόκληρο το κτίριο. Για την παρουσίαση των βημάτων της μεθόδου αυτής, χρησιμοποιείται ως παράδειγμα το κτίριο K80AEAKnw (το οποίο αναπτύχθηκε αναλυτικά και με τις δύο πρώτες μεθοδολογίες).

### 4.2 Εκτίμηση απόκρισης ορόφων

Αρχικά, απαιτείται η καμπύλη φορτίου μετακίνησης της στατικής προσαυξητικής ανάλυσης (pushover curve) που έχουμε ως δεδομένο, να μετατραπεί σε καμπύλη ικανοτικής δυναμικής ανάλυσης (IDA curve) και να εκφραστεί σε όρους φασματικής επιτάχυνσης και στροφής κτιρίου ( $S_a - \Theta_{\text{roof}}$ ). Αυτό επιτυγχάνεται μέσω του αλγορίθμου SPO2IDA [7], και παρουσιάζεται ενδεικτικό παράδειγμα στο Σχήμα 4.1.

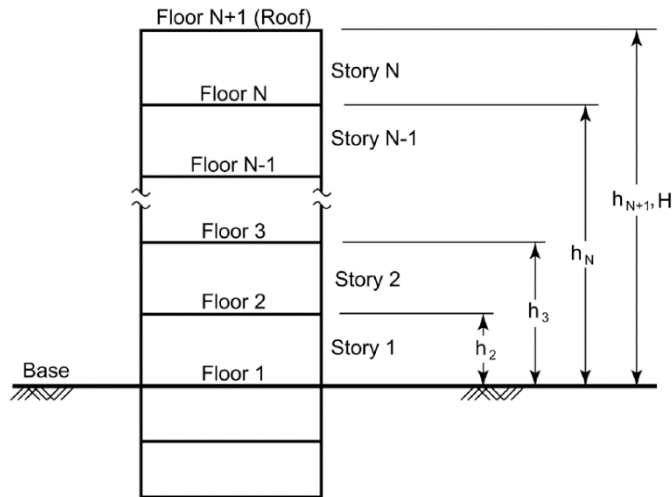
Όνομα κτιρίου	T (sec)	V (kN)	W(kN)	dy (m)	du (m)	$\mu$	$\Gamma$	H (m)
K80AEAKnw	1.28	3873.5	25017	0.0916	0.25	2.73	1.45	21

Μέσω του αλγορίθμου έχουμε τη διάμεσο καμπύλη (median IDA  $S_a - \Theta_{\text{roof}}$ ) και τη τυπική απόκλιση για κάθε τιμή της φασματικής επιτάχυνσης  $S_a > S_{ay}$  (πρακτικά μέχρι τη διαρροή έχουμε την καμπύλη pushover). Συνεπώς επιλέγουμε τον αριθμό των καμπυλών που θα παράξουμε και έτσι χρησιμοποιούνται  $N_{\text{samples}}=25$  καμπύλες οι οποίες παρουσιάζονται για την οροφή του κτιρίου K80AEAKnw.



Σχήμα 4.1: Καμπύλες IDA οροφής κτιρίου K80AEAKnw (με κόκκινο η διάμεσος IDA)

Για να εκτιμηθεί η ελαστική απόκριση του κάθε ορόφου αξιοποιείται το μοντέλο Miranda E. και Akkar S.D. (2006) [10] και στη συνέχεια γίνεται διόρθωση των προηγούμενων αποτελεσμάτων με τη μέθοδο FEMA P-58 [4] προκειμένου να συνεκτιμηθεί η ανελαστική συμπεριφορά του κάθε ορόφου, όπως και οι επιταχύνσεις κάθε πατώματος. Η αρίθμηση των ορόφων και επιπέδων των κτιρίων στην απλοποιημένη μεθοδολογία που ακολουθείται φαίνεται στο επόμενο σχήμα:



Σχήμα 4.2: Αρίθμηση ορόφων (story), επιπέδων (floor), και υψών των κτιρίων (από FEMA P58-1).

#### A) Μοντέλο Miranda:

Το μοντέλο αυτό βασίζεται στην απλοποιητική παραδοχή ότι το κάθε κτίριο επιβαλλόμενο σε ταλάντωση αναπαρίσταται από τον συνδυασμό μιας καμπτικής και μιας διατμητικής συνεχούς δοκού με ομοιόμορφη κατανομή μάζας και δυσκαμψίας καθ' ύψος συνδεδεμένες με άκαμπτα στοιχεία (Σχήμα 4.3). Εισάγεται ο συντελεστής  $\alpha$  ο οποίος καθορίζει αν ένα κτίριο έχει καθαρά καμπτική συμπεριφορά, καθαρά διατμητική συμπεριφορά ή συνδυασμό τους. Επιπλέον απαιτούνται ως δεδομένα το συνολικό ύψος του κτιρίου  $H$ , και τα ύψη των επιμέρους ορόφων  $h_i$ .

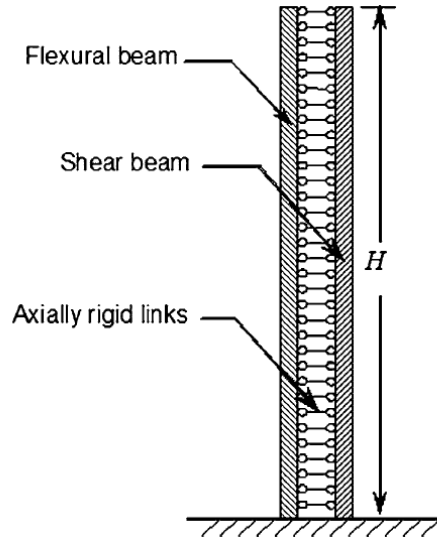
$$\alpha = \sqrt{\frac{G \cdot A}{E \cdot I}} \cdot H \quad (4.1)$$

όπου:

- GA η διατμητική δυσκαμψία του συστήματος (δηλαδή της διατμητικής δοκού)
- EI η καμπτική δυσκαμψία του συστήματος (δηλαδή της καμπτικής δοκού)
- H το συνολικό ύψος του κτιρίου.

Από την εξίσωση (4.1) φαίνεται πως:

- i)  $\alpha \rightarrow \infty$  ή  $(GA) \gg (EI)$ , (πρακτικά  $\alpha_0 > 5$ ) έχουμε κυρίαρχη τη συμπεριφορά της διατμητικής δοκού δηλαδή πλαισιακά κτίρια. Τέτοια θεωρούνται στην παρούσα εργασία όλα τα κτίρια εκτός αυτών της δεκαετίας του 90' και επιλέγεται  $\alpha=10$ .
- ii)  $\alpha \rightarrow 0$  ή  $(GA) \ll (EI)$ , (πρακτικά  $\alpha_0 < 1.5$ ) έχουμε κυρίαρχη τη συμπεριφορά της καμπτικής δοκού δηλαδή τοιχωματικά κτίρια.
- iii) Αν  $2 < \alpha < 5$ , έχουμε μικτή συμπεριφορά. Τέτοια θεωρούνται στην παρούσα εργασία τα κτίρια του 90' και λαμβάνεται  $\alpha=3.5$ .



Σχήμα 4.3: Καμπτική και διατμητική δοκός συνδεδεμένες με άκαμπτα στοιχεία – (από Miranda και Akkar 2006)

Η ταλάντωση του συστήματος (άνευ απόσβεσης, που φαίνεται στο Σχήμα 4.3), όταν αυτό υποβληθεί σε διέγερση της βάσης του με επιτάχυνση  $\ddot{u}_g(t)$ , περιγράφεται από τη μερική διαφορική εξίσωση (4.2)

$$\frac{\rho}{EI} \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial t^2} + \frac{1}{H^4} \frac{\partial^4 u(x,t)}{\partial x^4} - \frac{a^2}{H^4} \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial x^2} = -\frac{\rho}{EI} \frac{\partial^2 u_g(t)}{\partial t^2} \quad (4.2)$$

όπου:

$\rho$  η κατανεμημένη μάζα καθ' ύψος του μοντέλου  
 $u(x,t)$  η μετατόπιση του συστήματος την χρονική στιγμή  $t$ , στο κανονικοποιημένο ύψος  $x=z/H$  (με  $0 \leq z \leq H$ , οπότε  $0 \leq x \leq 1$ )

Από τους Miranda και Taghavi (2005), γνωρίζουμε πως ένα σύστημα που περιγράφεται από την παραπάνω εξίσωση, έχει ιδιομορφές  $\varphi_i$  για κάθε ιδιοπερίοδο  $T_i$  που υπολογίζονται ως εξής:

$$\varphi_i(x) = \sin(\gamma_i \cdot x) - \frac{\gamma_i}{\beta_i} \sinh(x \cdot \beta_i) - \eta_i \cos(\gamma_i \cdot x) + \eta_i \cosh(\beta_i \cdot x) \quad (4.3)$$

όπου,

$$\beta_i = \sqrt{a^2 + \gamma_i^2}$$

$$\eta_i = \frac{\gamma_i^2 \cdot \sin(\gamma_i) + \gamma_i \cdot \beta_i \cdot \sinh(\beta_i)}{\gamma_i^2 \cdot \cos(\gamma_i) + \beta_i^2 \cdot \cosh(\beta_i)}$$

Και  $\gamma_i$  η ιδιοτιμή της  $i$  ιδιομορφής που υπολογίζεται από την χαρακτηριστική εξίσωση:

$$2 + \left( 2 + \frac{\alpha^4}{\gamma_i^2 \cdot \beta_i^2} \right) \cdot \cos(\gamma_i) \cdot \cosh(\beta_i) + \left( \frac{\alpha^2}{\gamma_i \cdot \beta_i} \right) \cdot \sin(\gamma_i) \cdot \sinh(\beta_i) = 0$$

Στην περίπτωση μας, που γνωρίζουμε την βασική ιδιοπερίοδο  $T_1$ , μπορούμε να υπολογίσουμε τις υπόλοιπες από τη σχέση:

$$\frac{T_i}{T_1} = \frac{\gamma_1}{\gamma_i} \sqrt{\frac{\gamma_1^2 + a^2}{\gamma_i^2 + a^2}} \quad (4.4)$$

Τέλος, οι συντελεστές συμμετοχής των ιδιομορφών  $\Gamma_i$  (για σύστημα με ομοιόμορφη κατανομή μαζών – όπως αυτό που θεωρείται στη μεθοδολογία) υπολογίζονται από την εξίσωση

$$\Gamma_i = \frac{\int_0^1 \varphi_i(x) dx}{\int_0^1 \varphi_i^2(x) dx} \quad (4.5)$$

Από τις σχέσεις (4.3), (4.4), (4.5) έχουμε για τις τρεις πρώτες ιδιομορφές ( $i=1, 2, 3$ ) τις παραμέτρους  $\varphi_i$ ,  $T_i$ ,  $\Gamma_i$  και κατά συνέπεια τις τρεις μετατοπίσεις  $S_{di}$  που προκύπτουν μέσω του φάσματος του ευρωκώδικα. Σύμφωνα με τα παραπάνω, η γωνία εκτροπής του ορόφου  $j$  λόγω της ιδιομορφής  $i$  ( $IDR_i(j)$  ή  $\theta_i(j)$ ) προκύπτει ως εξής:

$$\theta_i(j) = \Gamma_i \cdot S_{di} \cdot (\varphi_i(j+1) - \varphi_i(j)) \frac{1}{h_j} \quad (4.6)$$

Θεωρώντας πως τα αποτελέσματα είναι ασυσχέτιστα, συνδυάζουμε τις γωνίες από την εξίσωση (4.6) με τη μέθοδο SRSS (square root of sum of squares) και κατά συνέπεια θα προκύψει για όλους τους ορόφους  $j$  η διάμεσος της μέγιστης γωνιακής παραμόρφωσης  $\theta(j) = \sqrt{\theta_1^2(j) + \theta_2^2(j) + \theta_3^2(j)}$ . Υπενθυμίζεται πως η γωνία αυτή προέκυψε με  $S_a(T_1)$  από το φάσμα του ευρωκώδικα. Αντίστοιχα μπορούμε να την υπολογίσουμε για όλες τις τιμές  $S_a$  που μας ενδιαφέρουν Σχήμα 4.1.

#### B) Μέθοδος FEMA P-58:

- i) Με τη μέθοδο αυτή, αρχικά διορθώνουμε τις παραπάνω τιμές ώστε να ληφθεί υπόψη η ανελαστική συμπεριφορά του συστήματος. Κατά συνέπεια, εισάγεται ο συντελεστής  $S = \frac{S_a(T_1) \cdot W}{V_{y1}}$ , όπου  $W$  το συνολικό βάρος του κτιρίου και  $V_{y1}$  η δύναμη διαρροής του κτιρίου λόγω της πρώτης ιδιομορφής. Αν  $S > 1$  βρισκόμαστε στην ανελαστική περιοχή και η διόρθωση των γωνιών των ορόφων  $i$  ( $\theta_i$ ) γίνεται μέσω του συντελεστή  $H_{\theta i}(S, T_1, h_i, H)$  από την παρακάτω σχέση:

$$\ln(H_{\theta i}) = a_0 + a_1 \cdot T_1 + a_2 \cdot S + a_3 \frac{h_{i+1}}{H} + a_4 \left( \frac{h_{i+1}}{H} \right)^2 + a_5 \left( \frac{h_{i+1}}{H} \right)^3$$

Οι συντελεστές  $a_0$ - $a_5$  λαμβάνονται από τη μεθοδολογία ανάλογα με τον τύπο του κτιρίου (πλαίσια με χιαστί – braced / πλαίσια ροπής – moment / τοιχεία - wall) και τον αριθμό των ορόφων (λιγότεροι από 9 ή 10-15) από

τον Πίνακα 9. Άρα οι τελικές γωνίες εκτροπής των ορόφων λαμβάνοντας υπόψη την ανελαστική συμπεριφορά είναι  $\theta_i^* = H_{\theta_i} \cdot \theta_i$ .

- ii) Στη συνέχεια, με όμοιο τρόπο υπολογίζονται οι επιταχύνσεις για κάθε πάτωμα (δηλαδή N+1 αν N οι όροφοι του κτιρίου). Στη βάση του κτιρίου, η μέγιστη επιτάχυνση είναι ίση με την μέγιστη επιτάχυνση του εδάφους (PGA). Στα υπόλοιπα επίπεδα των ορόφων, η διάμεση τιμή της μέγιστης επιτάχυνσης  $\alpha_i^*$  ως προς ένα σταθερό σημείο στο χώρο (απόλυτη επιτάχυνση), λαμβάνεται μέσω του συντελεστή  $H_{\alpha_i}(S, T_1, h_i, H)$  ως  $\alpha_i^* = H_{\alpha_i}(S, T_1, h_i, H) \cdot PGA$ . Ομοίως με την προηγούμενη περίπτωση είναι:

$$\ln(H_{\alpha_i}) = a_0 + a_1 \cdot T_1 + a_2 \cdot S + a_3 \frac{h_i}{H} + a_4 \left(\frac{h_i}{H}\right)^2 + a_5 \left(\frac{h_i}{H}\right)^3$$

Στην περίπτωση αυτή θα είναι  $i=2$  έως  $N+1$ , αφού για  $i=1$  έχουμε  $\alpha_i^* = PGA$ . Οι συντελεστές  $a_0$ - $a_5$  λαμβάνονται από τη μεθοδολογία ανάλογα με τον τύπο του κτιρίου (πλαίσια με χιαστί – braced / πλαίσια ροπής – moment / τοιχεία - wall) και τον αριθμό των ορόφων (λιγότεροι από 9 ή 10-15) από τον Πίνακα 9. Αν βρισκόμαστε στην ελαστική περιοχή, όπου  $S < 1$ , τότε θέτουμε  $S=1$ .

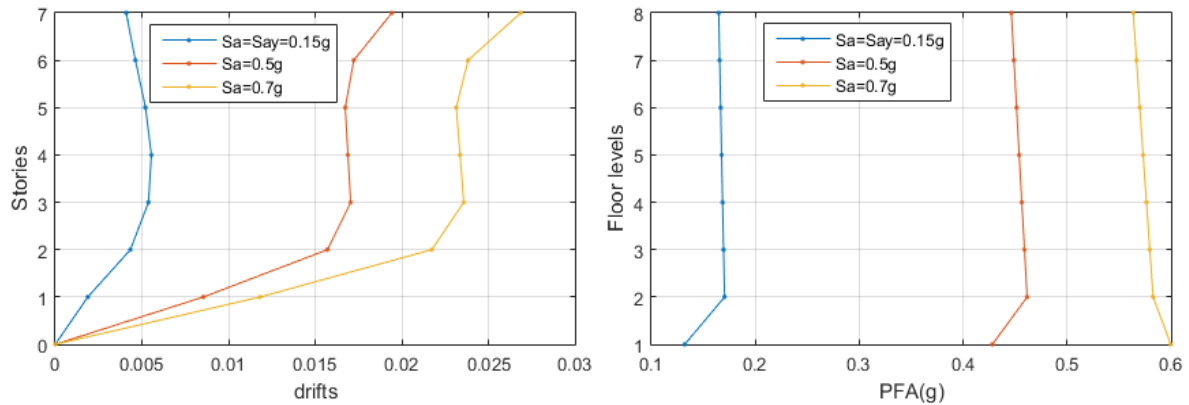
Στην παρούσα εργασία θεωρούνται όλα τα κτίρια ως πλαισιακά (και όχι τοιχωματικά) ώστε να ληφθούν οι τιμές  $\alpha_i$  της μεθόδου FEMA P-58 από τον Πίνακα 9:

**Πίνακας 9: Παράμετροι  $\alpha_i$  για γωνιακή εκτροπή και επιτάχυνση ορόφων της μεθοδολογία Fema P-58 – για κτίρια από 2 έως 9 ορόφους**

Demand	Frame Type	$\alpha_0$	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	$\alpha_4$	$\alpha_5$
Story drift ratio	Braced	0.90	-0.12	0.012	2.65	2.09	0
	Moment	0.75	-0.044	-0.010	2.58	2.30	0
	Wall	0.92	-0.036	-0.058	-2.56	1.39	0
Floor acceleration	Braced	0.66	-0.27	-0.089	0.075	0	0
	Moment	0.66	-0.25	-0.080	-0.039	0	0
	Wall	0.66	-0.15	-0.084	-0.26	0.57	0

Σύμφωνα με τη παραπάνω διαδικασία (μοντέλο Miranda και στη συνέχεια διόρθωση μέσω FEMA-P58), έχουμε δημιουργήσει τη διάμεσο καμπύλη των μέγιστων γωνιών στροφής των ορόφων καθώς και των μέγιστων επιταχύνσεων των επιπέδων των ορόφων  $\alpha_i$  (median  $S_a$ - $\theta_i$  και  $S_a$ - $\alpha_i$  αντίστοιχα) για τις διάφορες τιμές φασματικής επιτάχυνσης  $S_a$ . Αυτές οι τιμές αντιστοιχούν λοιπόν στη διάμεσο καμπύλη IDA της οροφής του κτιρίου  $S_a - \Theta_{\text{roof}}$  που φαίνεται στο Σχήμα 4.1. Η σχέση, δηλαδή η διασπορά, που συνδέει τη διάμεσο της οροφής με τις υπόλοιπες καταγραφές (records / samples) της οροφής, θα εκφράζει και τη σχέση μεταξύ της διαμέσου καμπύλης κάθε ορόφου με τις υπόλοιπες  $N-1=24$  καμπύλες. Με αυτόν τον τρόπο έχουμε  $N_{\text{samples}}=25$  καμπύλες  $S_a$ - $\theta_i$  για όλους τους ορόφους  $i$  και ομοίως  $N_{\text{samples}}=25$  καμπύλες  $S_a$ - $\alpha_i$  για κάθε επίπεδο του κτιρίου (όροφοι+1).

Για το κτίριο K80ΑΕΑΚηw παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.4 η διάμεσος τιμή του προφίλ των μέγιστων γωνιών στροφής  $\theta_i$  και των μέγιστων επιταχύνσεων των ορόφων  $PFA_i$  καθ' ύψος, για φασματική επιτάχυνση  $S_a = S_{ay} = 0.15g$ ,  $S_a = 0.5g$ ,  $S_a = 0.7g$ . Υπενθυμίζεται ότι για τις ίδιες τιμές  $S_a$  η διάμεσος τιμή της γωνίας στροφής του κτιρίου είναι  $\Theta_{\text{roof}} = 0.0044$ ,  $0.0155$  και  $0.022$  αντίστοιχα.



Σχήμα 4.4: Διάμεσος τιμή του προφίλ μέγιστων γωνιών στροφής ορόφων και μέγιστων επιταχύνσεων καθ' ύψος του κτιρίου K80AEAKnw

### 4.3 Μέθοδος ανάλυσης - παραδοχές

Όπως και με τις άλλες μεθόδους που παρουσιάστηκαν, σύμφωνα με τη μεθοδολογία HAZUS, διαχωρίζονται τα μέλη της κατασκευής σε τρεις κατηγορίες:

- A) Δομικά - ευπαθή σε σχετική μετακίνηση ορόφων (Structural drift sensitive)
- B) Μη δομικά - ευπαθή σε σχετική μετακίνηση ορόφων (Nonstructural drift sensitive)
- C) Μη δομικά - ευπαθή σε επιτάχυνση (Nonstructural acceleration sensitive)

Στη μέθοδο αυτή γίνεται ανάλυση των απωλειών σε επίπεδο ορόφων, για κάθε όροφο ξεχωριστά, δεδομένου ότι δεν υπάρχει κατάρρευση του κτιρίου (given no collapse - GNC) όπου σε αντίθετη περίπτωση οι απώλειες εξ ορισμού θα ήταν σε ποσοστό 100%. Στη συνέχεια, συνδυάζονται τα αποτελέσματα των επιμέρους ορόφων ώστε να προκύψει η απώλεια του κτιρίου σαν σύνολο (GNC) η οποία τέλος συνδυάζεται με την απώλεια του κτιρίου δεδομένης της κατάρρευσής του (given collapse - GC).

Ορίζονται ξεχωριστά για κάθε κατηγορία μελών (A, B, C) τα επίπεδα βλαβών (Damage States) ελαφρές ζημιές – κατάρρευση για τα οποία έχουμε:

- 1) Ελαφρές ζημιές (Slight): Αρχίζει η εμφάνιση των πρώτων ρωγμών στα πιο ευπαθή μέρη της κατασκευής (δομικά και μη), όπως και οι πρώτες ζημιές λόγω επιτάχυνσης.
  - Η μόνη διαφοροποίηση με τις τιμές της πρώτης μεθόδου (που παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο 3.2.1) είναι στη κατηγορία B όπου θεωρείται  $\theta=0.18\%$  (αντί της τιμής  $\theta=0.4\%$ ) καθώς αυτή εκφράζει τη διαρροή της τοιχοποιίας, όπως συμπεραίνουμε στο κεφάλαιο 2.3.
- 2) Μέτριες ζημιές (Moderate): Η ρηγμάτωση είναι εμφανής στο μεγαλύτερο τμήμα της κατασκευής, κάποια μέλη ενδεχομένως να έχουν διαρρεύσει, ενώ οι απαιτούμενες επιδιορθώσεις είναι σημαντικές.
  - Οι τιμές που υιοθετούνται είναι ίδιες με αυτές της πρώτης μεθόδου.
- 3) Εκτεταμένες ζημιές (Extensive): Κάποια μέλη της κατασκευής έχουν εξαντλήσει την αντοχή τους, επιφέροντας μερική κατάρρευση, ενώ η ρηγμάτωση και οι βλάβες στα περισσότερα τμήματα είναι εκτεταμένες, καθιστώντας το κόστος επισκευής μεγάλο.
  - Οι τιμές που υιοθετούνται είναι ίδιες με αυτές της πρώτης μεθόδου.

4) Κατάρρευση (Complete): Πρόκειται για το τελευταίο επίπεδο βλαβών όπου η κατασκευή έχει καταρρεύσει πλήρως ή βρίσκεται σε οριακή ισορροπία και δεν μπορεί να παραλάβει κανένα φορτίο. Οι βλάβες – απώλειες θεωρούνται ολοκληρωτικές.

- Όπως αναφέρθηκε, η κατάρρευση της κατασκευής θεωρείται ξεχωριστά, ενιαία για όλο το κτίριο. Συνεπώς, το επίπεδο αυτό των βλαβών αφορά μόνο τα μη δομικά μέλη, δηλαδή τις κατηγορίες B, C.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι τιμές που οριοθετούν τα παραπάνω επίπεδα βλαβών για την κατηγορία C1M (πλαισιακά κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος 4-7 ορόφων), ανάλογα και με το επίπεδο του κανονισμού με τον οποίο πραγματοποιήθηκε ο σχεδιασμός.

**Πίνακας 10: Παράμετροι λογαριθμοκανονικής κατανομής για τα τέσσερα επίπεδα βλαβών χαμηλής ποιότητας κανονισμού, κατηγορίας κτιρίου από σκυρόδεμα C1M**

C1M low	Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	Median	beta	Median	beta	Median	beta	median	beta
Structural Drift - sensitive	0.0033	0.7	0.0053	0.74	0.0133	0.86	-	-
Nonstructural Drift - sensitive	0.0018	0.79	0.008	0.88	0.025	0.99	0.050	1.06
Nonstructural Acc - sensitive	0.2	0.65	0.4	0.68	0.8	0.68	1.6	0.68

**Πίνακας 11: Παράμετροι λογαριθμοκανονικής κατανομής για τα τέσσερα επίπεδα βλαβών μεσαίας ποιότητας κανονισμού, κατηγορίας κτιρίου από σκυρόδεμα C1M**

C1M moderate	Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	Median	beta	Median	beta	Median	beta	median	beta
Structural Drift - sensitive	0.0033	0.7	0.0058	0.7	0.0156	0.7	-	-
Nonstructural Drift - sensitive	0.0018	0.77	0.008	0.76	0.025	0.87	0.050	0.98

**Πίνακας 12: Παράμετροι λογαριθμοκανονικής κατανομής για τα τέσσερα επίπεδα βλαβών υψηλής ποιότητας κανονισμού, κατηγορίας κτιρίου από σκυρόδεμα C1M**

C1M high	Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	Median	beta	Median	beta	Median	beta	median	beta
Structural Drift - sensitive	0.0033	0.68	0.0067	0.67	0.0200	0.68	-	-
Nonstructural Drift - sensitive	0.0018	0.72	0.008	0.73	0.025	0.74	0.050	0.84

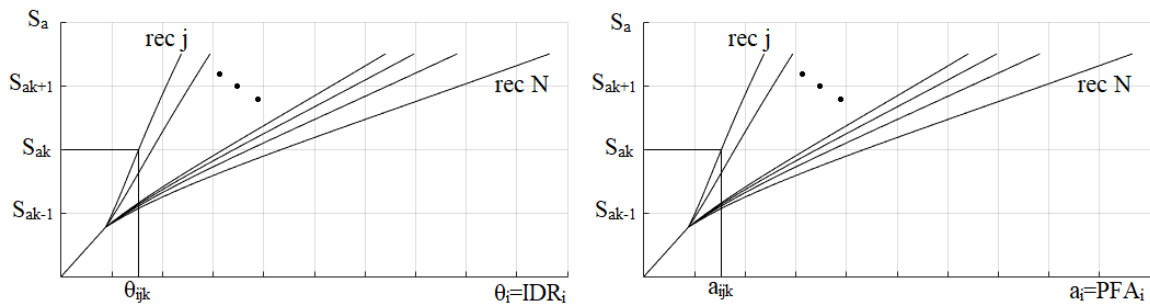
Τα επίπεδα βλαβών (slight / moderate / extensive / complete) αντιστοιχούν σε ποσοστά απωλειών όμοια με τις προηγούμενες δύο μεθοδολογίες. Το μόνο ποσοστό απωλειών που δεν χρησιμοποιείται στη συγκεκριμένη μέθοδο είναι αυτό της κατάρρευσης στα δομικά μέλη (αφού για τα δομικά μέλη, αυτό το επίπεδο βλαβών λαμβάνεται υπόψη διαφορετικά).



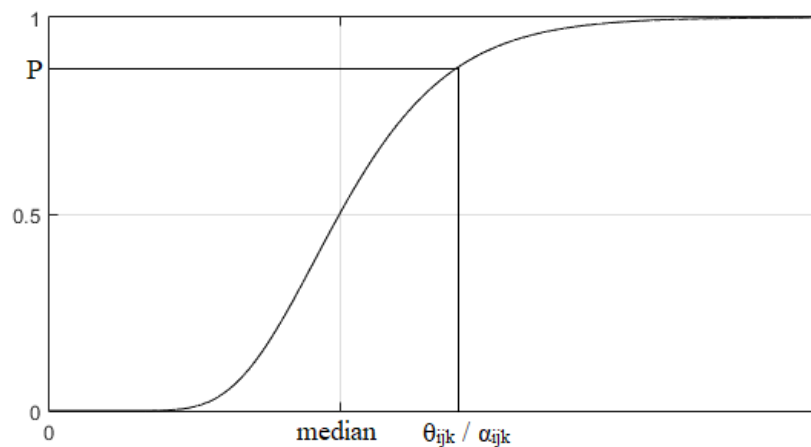
**Πίνακας 13: Ποσοστά απωλειών της αρχικής αξίας των μελών, για τα τέσσερα επίπεδα βλαβών**

Cost Ratio	Slight	Moderate	Extensive	Complete
Structural Drift - sensitive	0.3	1.4	6.9	-
Nonstructural Drift - sensitive	0.9	4.3	21.3	42.5
Nonstructural Acc - sensitive	0.8	4.3	13.1	43.7
Total	2%	10%	41.3%	86.2%

Ο υπολογισμός της απώλειας για κάθε όροφο  $i$ , πραγματοποιείται ξεχωριστά για τις κατηγορίες A, B, C μέσω των  $N$  καμπυλών  $S_a-\theta_i$  και  $S_a-a_i$ . Συγκεκριμένα, για κάθε τιμή  $S_{ak}$  έχουμε τη γωνία  $\theta_{ijk}$ , που σχηματίζει ο όροφος  $i$  λόγω της καταγραφής  $j$  σε επιτάχυνση  $S_{ak}$ . Ομοίως για τις επιταχύνσεις κάθε επιπέδου, καταγραφής και επιτάχυνσης έχουμε  $a_{ijk}$  την επιτάχυνση που σχηματίζει το επίπεδο  $i$  λόγω της καταγραφής  $j$  σε επιτάχυνση  $S_{ak}$ . Η τιμή της γωνίας  $\theta_{ijk}$  και της επιτάχυνσης  $a_{ijk}$  αντιστοιχούν σε πιθανότητα υπέρβασης  $P$  για κάθε επίπεδο βλαβών (τα οποία ορίστηκαν στους παραπάνω Πίνακες από τη διάμεσο τιμή και την τυπική απόκλιση που χαρακτηρίζουν τη λογαριθμοκανονική κατανομή). Στα επόμενα σχήματα παρουσιάζεται η διαδικασία αυτή.



**Σχήμα 4.5: Ενδεικτικές καταγραφές (καμπύλες IDA) μέγιστων γωνιακών εκτροπών ορόφων  $\theta_i$  και μέγιστων επιταχύνσεων  $a_i$ .**



**Σχήμα 4.6: Ενδεικτική αθροιστική καμπύλη της λογαριθμοκανονικής κατανομής που ορίζει κάποιο επίπεδο βλαβών και υπολογισμός πιθανότητας υπέρβασης  $P$  για  $\theta_{ijk}$ ,  $a_{ijk}$ .**

Έτσι για δεδομένα  $\theta_{ijk}$ ,  $\alpha_{ijk}$  έχουμε τις πιθανότητες να βρίσκεται η κάθε κατηγορία μελών A, B, C στα επίπεδα βλαβών  $m$  που ορίζονται στους Πίνακες 10 - Πίνακας 12.

- A.  $P_{str/drift}$  (το επίπεδο βλάβης του ορόφου  $i$  να είναι στο  $DS_m | \theta_{ijk}$ )
- B.  $P_{non\ str/drift}$  (το επίπεδο βλάβης του ορόφου  $i$  να είναι στο  $DS_m | \theta_{ijk}$ )
- C.  $P_{non\ str/acc}$  (το επίπεδο βλάβης του επιπέδου  $i$  να είναι στο  $DS_m | \alpha_{ijk}$ )

- Οπότε η απώλεια κόστους κάθε ορόφου  $i$  σε κάθε κατηγορία υπολογίζεται ως εξής:

$$LR_i^{str/drift} = \sum_{m=1}^3 (P_{str/drift}(DS = DS_m | \theta_{ijk}) \cdot CR_m^{str/drift})$$

$$LR_i^{non\ str/drift} = \sum_{m=1}^4 (P_{non\ str/drift}(DS = DS_m | \theta_{ijk}) \cdot CR_m^{non\ str/drift})$$

$$LR_i^{non\ str/acc} = \sum_{m=1}^4 (P_{non\ str/acc}(DS = DS_m | \theta_{ijk}) \cdot CR_m^{non\ str/acc})$$

- ΣΥΝΘΕΣΗ ΑΠΩΛΕΙΩΝ ΟΡΟΦΩΝ ΓΙΑ ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΑΠΩΛΕΙΩΝ ΚΤΙΡΙΟΥ (given no collapse - GNC)

- i) Αρχικά (για τις κατηγορίες A, B), θεωρούμε ότι όλοι οι όροφοι έχουν την ίδια αξία. Κατά συνέπεια, για το σύνολο του κτιρίου έχουμε:

$$LR_{str/drift} = \frac{\sum_{i=1}^N LR_i^{str/drift}}{N}$$

$$LR_{non\ str/drift} = \frac{\sum_{i=1}^N LR_i^{non\ str/drift}}{N}$$

Άρα συνολικά για τις κατηγορίες A, B έχουμε:

$$LR_{drift} = LR_{str/drift} + LR_{non\ str/drift} = \frac{\sum_{i=1}^N (LR_i^{str/drift} + LR_i^{non\ str/drift})}{N} = \frac{\sum_{i=1}^N LR_i^{drift}}{N} \quad (4.7)$$

- ii) Αντίθετα, όσον αφορά τις στάθμες των ορόφων (για την κατηγορία C), δεν θεωρείται ότι εκφράζουν όμοια αξία. Συγκεκριμένα, η πάνω στάθμη ( $N+1$  - Σχήμα 4.2), για τα δεδομένα των ελληνικών κτιρίων, δεν περιλαμβάνει ίδιας σημασίας και ποσότητας μη δομικά μέλη συγκριτικά με τις άλλες, αλλά μόνο ηλιακούς και ενδεχομένως λεβητοστάσια κ.λπ. Για το λόγο αυτό, θεωρείται ότι έχει τη μισή αξία από τις υπόλοιπες στάθμες. Κατά συνέπεια, αν  $w_i$  η αξία κάθε ορόφου, τότε για το σύνολο του κτιρίου έχουμε:

$$LR_{non\ str/acc} = \frac{\sum_{i=1}^{N+1} (LR_i^{non\ str/acc} \cdot w_i)}{\sum_{i=1}^{N+1} w_i} = \frac{\sum_{i=1}^N (LR_i^{non\ str/acc} \cdot w) + LR_{N+1}^{non\ str/acc} \cdot \frac{w}{2}}{N \cdot w + \frac{w}{2}}$$

Οπότε τελικά:

$$LR_{acc} = \frac{\sum_{i=1}^N LR_i^{non\ str/acc} + \frac{LR_{N+1}^{non\ str/acc}}{2}}{N + \frac{1}{2}} \quad (4.8)$$

Άρα για όλο το κτίριο από τις εξισώσεις (4.7), (4.8) έχουμε:

$$LR_{GNC} = LR_{drift} + LR_{acc} \quad (4.9)$$

- ΠΙΘΑΝΟΤΗΤΑ ΚΑΤΑΡΡΕΥΣΗΣ ΚΤΙΡΙΟΥ – ΑΠΩΛΕΙΕΣ ΚΤΙΡΙΟΥ (δεδομένης κατάρρευσης - GC)

Εξ ορισμού, οι απώλειες δεδομένης της κατάρρευσης ενός κτιρίου είναι  $LR_{GC} = 100\%$ . Η πιθανότητα κατάρρευσης προκύπτει από την τρωτότητα του κτιρίου (ως σύνολο και όχι τμηματικά των ορόφων). Κατά συνέπεια, για δεδομένο  $\theta_{roof}$  προκύπτει από την καμπύλη τρωτότητας της κατηγορίας A (δομικών μελών) η πιθανότητα να υπερβεί η στάθμη που εκφράζει την κατάρρευση (DS=complete). Η μετατροπή από γωνιακή εκτροπή σε φασματική επιτάχυνση γίνεται και πάλι μέσω της σχέσης (3.4). Η καμπύλη τρωτότητας για κατάρρευση του κτιρίου (π.χ. Σχήμα 4.6) είναι η αθροιστική συνάρτηση της λογαριθμοκανονικής κατανομής που εκφράζει διάμεσο  $\theta = du/H_{κτιρίου}$  και τυπική απόκλιση αντίστοιχης κανονικής κατανομής beta (από τη μεθοδολογία HAZUS) (Σχήμα 4.8). Συγκεκριμένα για τις τρεις κατηγορίες κανονισμών χαμηλή / μέτρια / υψηλή έχουμε beta= 0.98 / 0.89 / 0.81 αντίστοιχα (Πίνακας 2 - Πίνακας 4).

Στη συνέχεια παρουσιάζεται ο αλγόριθμος υπολογισμού των απωλειών του κτιρίου της παρούσας μεθοδολογίας (Σχήμα 4.7).

Ως δεδομένα (input) έχουμε i) τις τιμές φασματικής επιτάχυνσης  $S_{ak}$  για τις οποίες υπολογίζεται το ποσοστό απωλειών, ii) τον αριθμό Nsample των καταγραφών j που δημιουργούνται για κάθε τιμή φασματικής επιτάχυνσης  $S_{ak}$  (Σχήμα 4.5) iii) τον αριθμό LS των τιμών του δείγματος με τα ποσοστά απωλειών που θα δημιουργηθεί για κάθε τιμή  $S_{ak}$  και κάθε καταγραφή j.

Ως αποτέλεσμα του αλγορίθμου (output), έχουμε το δείγμα με τα ποσοστά απωλειών LRsample (Nsample\*LS τιμές) για κάθε τιμή  $S_{ak}$ .

Αναλυτικά, στη πρώτη και δεύτερη γραμμή εντολών (Σχήμα 4.7) επαναλαμβάνεται η διαδικασία για όλες τις τιμές φασματικής επιτάχυνσης  $S_{ak}$  και καταγραφών j. Στη συνέχεια, (γραμμές εντολών 3, 4) υπολογίζονται οι τιμές  $\theta_i$ ,  $\theta_{roof}$ ,  $\alpha_i$  όπως παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο 4.2, και η απώλεια του κτιρίου δεδομένης μη κατάρρευσης  $LR_{GNC}$  από την εξίσωση (4.9). Γνωρίζοντας την πιθανότητα κατάρρευσης του κτιρίου P, στη γραμμή 5 υπολογίζεται το πλήθος των τιμών που εκφράζουν απώλειες δεδομένης της κατάρρευσης του κτιρίου (numLR<sub>GC</sub>) εκ των συνολικών τιμών του δείγματος LS. Φυσικά, το πλήθος των τιμών που εκφράζουν απώλειες δεδομένης της μη κατάρρευσης του κτιρίου θα είναι numLR<sub>GNC</sub>=LS-numLR<sub>GC</sub> (γραμμή 6). Κατά συνέπεια, συμπληρώνεται ο πίνακας LRsample με numLR<sub>GNC</sub> τιμές LR<sub>GNC</sub> (γραμμές 7, 8) και με numLR<sub>GC</sub> τιμές LR<sub>GC</sub>=1.

---

**Algorithm:** Story Level Fragility

---

```
input :  $LS, Nsamples, S_{ak}$ 
output:  $LRsample$ 
1 for  $k \in S_{ak}$  do
2   for  $j \in Nsamples$  do
3      $\theta_i, \theta_{roof}, \alpha_i \leftarrow$  From paragraph 4.2
4      $LR_{GNC} \leftarrow$  From equation (4.9),  $\theta_i$  and  $\alpha_i$ 
5      $numLR_{GC} \leftarrow \text{round}(\mathcal{P}(DS = complete|\theta_{roof}) * LS)$ 
6      $numLR_{GNC} \leftarrow LS - numLR_{GC}$ 
7     for  $q = 1 : numLR_{GNC}$  do
8        $LRsample(k, Nsamples * (j - 1) + q) \leftarrow LR_{GNC}$ 
9     for  $q = 1 : numLR_{GC}$  do
10       $LRsample(k, Nsamples * (j - 1) + numLR_{GNC} + q) \leftarrow 1$ 
11 return  $LRsample$ 
```

---

Σχήμα 4.7: Αλγόριθμος υπολογισμού των απωλειών κτιρίου σε επίπεδο ορόφων.

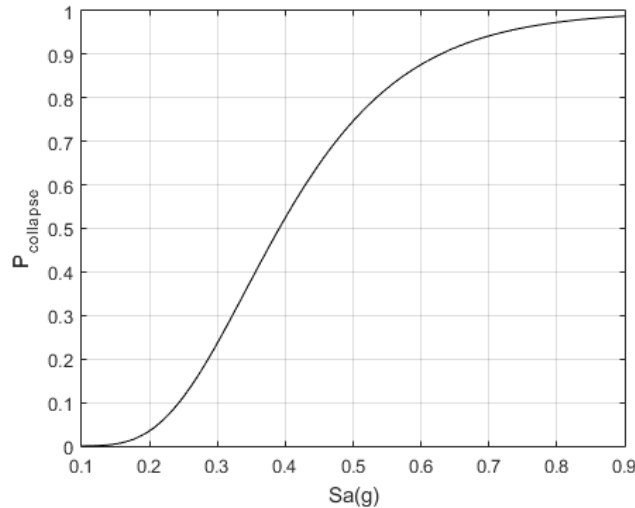
#### 4.4 Αποτελέσματα της μεθόδου – παρουσίαση ενδεικτικού κτιρίου.

Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα σύμφωνα με την τρίτη μέθοδο που αναπτύχθηκε στο κεφάλαιο 4.3.1, για το κτίριο K80AEAKnw. Το κτίριο αυτό, όπως αναπτύχθηκε και στο κεφάλαιο 2, είναι μοντελοποιημένο χωρίς τοιχοποιία (K), έχει τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και ορόφους (7) που ορίζονται από τη κατηγορία κτιρίων του '80, δεν έχει ακανονικότητες (A) και είναι σχεδιασμένο σύμφωνα με τον EAK, δηλαδή θεωρείται αντιπροσωπευτικό της δεκαετίας του '90. Οι καμπύλες ικανοτικής δυναμικής ανάλυσης (IDA curves) που υπολογίστηκαν μέσω του αλγορίθμου SPO2IDA παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο 4.2 και συγκεκριμένα στο Σχήμα 4.1. Στον επόμενο πίνακα παρουσιάζονται η ιδιοπερίοδος (T), η μέγιστη τέμνουσα βάσης (V), το βάρος (W), η πλαστιμότητα ( $\mu$ ), η μετακίνηση διαρροής της οροφής (dy), η μέγιστη μετακίνηση οροφής (du), ο συντελεστής συμμετοχής της πρώτης ιδιομορφής ( $\Gamma$ ) και το ύψος (H) του κτιρίου.

Όνομα κτιρίου	T (sec)	V (kN)	W(kN)	dy (m)	du (m)	$\mu$	$\Gamma$	H (m)
K80AEAKnw	1.28	3873.5	25017	0.0916	0.25	2.73	1.45	21

Ακολουθώντας τη διαδικασία του κεφαλαίου 4.2 για την εκτίμηση της απόκρισης των επιμέρους ορόφων προέκυψαν οι  $Nsamples=25$  καταγραφές για τη γωνία εκτροπής κάθε ορόφου και επιτάχυνσης κάθε επιπέδου. Το προφίλ αυτών των αποτελεσμάτων καθ' ύψος του κτιρίου παρουσιάστηκε στο Σχήμα 4.4.

Η καμπύλη τρωτότητας για κατάρρευση του κτιρίου, με βάση την οποία υπολογίζεται η πιθανότητα κατάρρευσης, υπολογίστηκε όπως περιεγράφηκε στο κεφάλαιο 4.3. Είναι η αθροιστική συνάρτηση της λογαριθμοκανονικής κατανομής με  $medianS_a$  που εκφράζει γωνιακή εκτροπή  $du/H$  και  $\beta$  από HAZUS (Σχήμα 4.8).

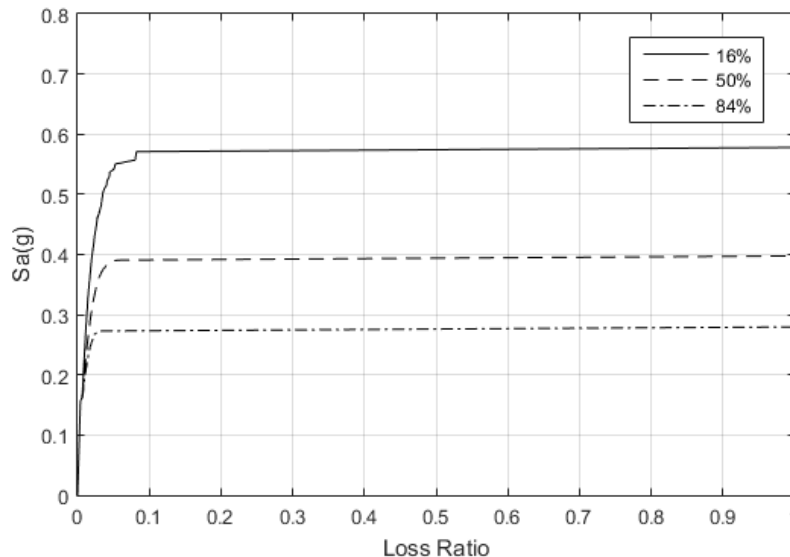


**Σχήμα 4.8: Καμπύλη τρωτότητας για κατάρρευση του κτιρίου K80ΑΕΑΚnw.**

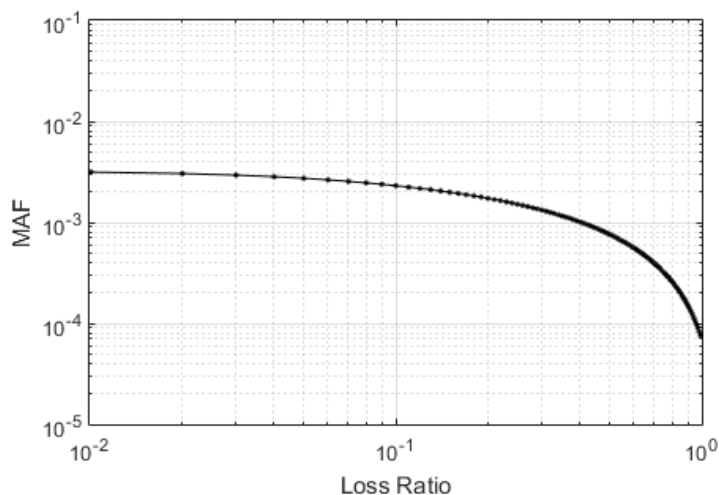
Ακολουθώντας τα βήματα της μεθόδου που παρουσιάστηκαν στην προηγούμενη μεθοδολογία (Σχήμα 4.7), προκύπτει δείγμα με τα ποσοστά απωλειών  $LR_{sample}$  1250 τιμών ( $N_{sample} * LS = 25 * 50 = 1250$ ) για κάθε τιμή  $S_{ak}$ . Χειριζόμενοι στατιστικά τα δείγματα, βρίσκουμε για κάθε τιμή  $S_{ak}$  τα ποσοστιμότητα 16% / 50% / 84% (Σχήμα 4.9).

Στη συνέχεια όπως αναπτύχθηκε και στην προηγούμενη μέθοδο, υπολογίστηκαν οι καμπύλες απωλειών  $S_a - LR$  για τα ποσοστιμότητα 16%, 50% και 84%. Ολοκληρώνοντας τις καμπύλες αυτές με την καμπύλη σεισμικού κινδύνου προκύπτει η μέση ετήσια συχνότητα της απώλειας για διάφορα επίπεδα απωλειών (Σχήμα 4.10). Το ολοκλήρωμα της τελευταίας εκφράζει την αναμενόμενη ετήσια απώλεια και προκύπτει  $EAL_{K80ΑΕΑΚnw} = 0.4907\%$ .

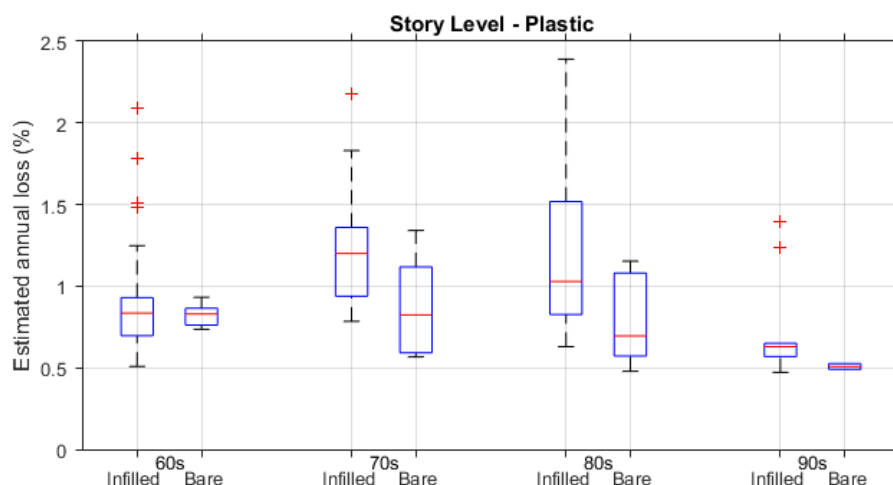
Η ίδια διαδικασία ακολουθήθηκε για όλα τα κτίρια. Η αναμενόμενη ετήσια απώλεια του κάθε κτιρίου υπολογίστηκε, και τα αποτελέσματα ομαδοποιημένα ανά δεκαετίες και τοιχοπληρωμένα ή μη παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.11.



**Σχήμα 4.9: Ποσοστιμότητα 16% / 50% / 84% των καμπυλών απωλειών  $S_a - LR$  για το κτίριο K80ΑΕΑΚnw.**



Σχήμα 4.10: Μέση ετήσια συχνότητα απωλειών του κτιρίου K80AEAKnw.

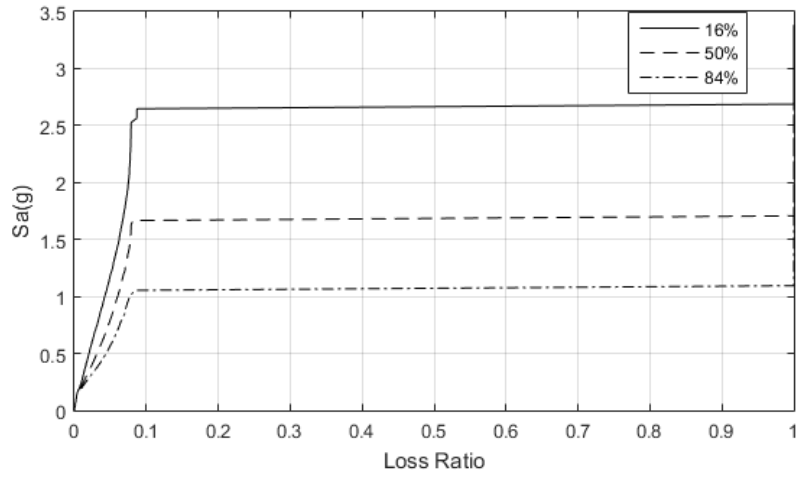


Σχήμα 4.11: Boxplots της αναμενόμενης ετήσιας απώλειας των 118 κτιρίων, ομαδοποιημένων ανά δεκαετίες και τοιχοπλήρωση.

Σχόλιο για τα αποτελέσματα της μεθόδου:

Παρατηρώντας το Σχήμα 4.9 διαπιστώνουμε πως η κατάρρευση του κτιρίου παίζει σημαντικό ρόλο στις απώλειές του, αφού ακόμα και για σχετικά μικρές τιμές επιτάχυνσης, η πιθανότητα κατάρρευσης είναι αρκετά μεγάλη. Έτσι παρατηρούμε πως για  $S_a=0.3g$  (σχετικά μικρή) το ποσοστμόριο 84% εμφανίζει πλήρη απώλεια της αξίας του κτιρίου. Αυτό συμβαίνει επειδή τα δεδομένα που αντλούμε από την εργασία του Κ. Ρεπαπή, εμφανίζουν πολύ μικρές τιμές μέγιστης μετακίνησης.

Προκειμένου να φανεί η διαφοροποίηση με τις παραδοχές της μεθοδολογίας HAZUS ακολουθείται η ίδια διαδικασία, υπολογίζοντας όμως την πιθανότητα κατάρρευσης με δεδομένο μέγιστης μετακίνησης όπως αυτή ορίζει. Υπολογίζονται οι καμπύλες απωλειών  $S_a-LR$  για το κτίριο K80AEAKnw θεωρώντας όμως μέγιστη δυνατή μετακίνηση  $du$  όπως ορίστηκε στην πρώτη μέθοδο φαίνονται στο Σχήμα 4.12. Τέλος παρουσιάζονται οι καμπύλες απωλειών  $S_a-LR$  για το κτίριο K80AEAKnw θεωρώντας ότι η μέγιστη δυνατή μετακίνηση  $du$  είναι πρακτικά άπειρη (π.χ.  $du=100 \cdot H_{\text{κτιρίου}}$ )



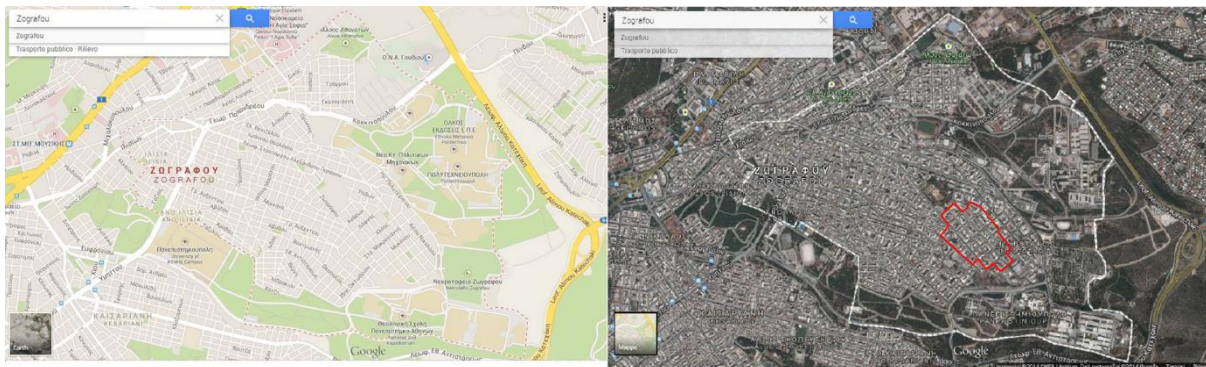
**Σχήμα 4.12: Ποσοστμότητα 16% / 50% / 84% των καμπυλών απολειών  $S_a$ -LR για το κτίριο Κ80ΑΕΑΚηω, με μέγιστη μετακίνηση οροφής από HAZUS.**

## 5 Εκτίμηση για την περιοχή Νέου Ζωγράφου

### 5.1 Εισαγωγή

Η περιοχή για την οποία γίνεται η μελέτη παίζει σημαντικό ρόλο στη διαμόρφωση του αποτελέσματος και επηρεάζει τη διαδικασία ανάλυσης. Είναι απαραίτητο να γίνει τυπολογική ανάλυση της περιοχής ως προς τη δόμηση που την χαρακτηρίζει, όπου θα καταγράφονται τα βασικά χαρακτηριστικά των κτιρίων με σκοπό την κατάταξή τους σε ομάδες που θα αντιπροσωπεύονται από τα αρχέτυπα κτίρια. Σημαντικό στοιχείο για την καλύτερη αξιολόγηση μιας περιοχής είναι η ομογένειά της ως προς τα χαρακτηριστικά δόμησης (π.χ. κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα), αφού με αυτόν τον τρόπο αποφεύγονται μεγάλες διακυμάνσεις στα αποτελέσματα.

Σύμφωνα με την εργασία της Francesca Ansioso (Seismic vulnerability assessment of classes of reinforced concrete structures), από την οποία αντλούνται όλες οι πληροφορίες για την περιοχή Νέου Ζωγράφου που θα αξιοποιηθούν στην παρούσα εργασία, η περιοχή αποτελείται από σχετικά νέα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος. Συγκεκριμένα για την περιοχή αυτή καταγράφηκαν για 305 κτίρια το έτος κατασκευής, ο αριθμός ορόφων, τα τετραγωνικά μέτρα, η ύπαρξη ή όχι πιλοτής και οι ακανονικότητες.



**Σχήμα 5.1:** Η περιοχή του Ζωγράφου σε άσπρο περίγραμμα και τα κτίρια που καταγράφηκαν στο κόκκινο περίγραμμα (από ‘Seismic vulnerability assessment of classes of reinforced concrete structures’ της Francesca Ansioso)

### 5.2 Ομαδοποίηση κτιρίων – εκτίμηση ετήσιων απωλειών περιοχής

Στην εργασία της Francesca Ansioso ακολουθήθηκε η διαδικασία της συσταδοποίησης (clustering) προκειμένου να δημιουργηθούν ομάδες κτιρίων με όμοια χαρακτηριστικά μέσα στον συνολικό πληθυσμό των κτιρίων που καταγράφηκαν.

Αρχικά, πραγματοποιήθηκε ο διαχωρισμός των κτιρίων σε παλιά / νέα, ορίζοντας ως νέα τα κτίρια που έχουν σχεδιαστεί κατά τον ΕΑΚ (κτίρια δεκαετίας '90 κατά την ονοματολογία των κτιρίων που αναλύθηκαν στο κεφάλαιο 2). Στη συνέχεια, διαχωρίστηκαν τα κτίρια ανάλογα με το πλήθος των ορόφων τους σε τρεις ομάδες (1-3, 4-6 και 7-10 ορόφους) σε κάθε κατηγορία (παλιά / νέα). Στις ομάδες που δημιουργήθηκαν εφαρμόστηκε συσταδοποίηση μέσω του αλγορίθμου k-means. Με την μέθοδο αυτή, κάθε αντικείμενο του δείγματος (κτίριο) θεωρείται ως ένα διάνυσμα στον χώρο των  $n$  διαστάσεων, όπου  $n$  οι παράμετροι που χαρακτηρίζουν το αντικείμενο (π.χ. χρονολογία κατασκευής, εμβαδό, βαθμός ακανονικότητας). Ο αλγόριθμος δημιουργεί τις ομάδες με τέτοιο τρόπο ώστε στην κάθε ομάδα να βρίσκονται όμοια κτίρια ως προς τα χαρακτηριστικά τους. Τέλος,



ομαδοποιώντας τα αποτελέσματα, όπου κάποιες ομάδες ενδέχεται να είναι συναφείς, προέκυψαν 12 τελικές ομάδες (clusters).

Στις ομάδες αυτές, ανάλογα με τα χαρακτηριστικά που περιγράφουν τη κάθε μια (χρονολογία κατασκευής, ακανονικότητες κ.λπ.) αντιστοιχίζεται ένα κτίριο ως αντιπροσωπευτικό. Στον επόμενο πίνακα παρουσιάζονται οι 12 ομάδες που δημιουργήθηκαν με την διαδικασία της συσταδοποίησης, το κτίριο από την εργασία του Κ. Ρεπαπή που αντιπροσωπεύει την κάθε μια, το ποσοστό των κτιρίων (από τα 305 καταγεγραμμένα) που η κάθε ομάδα εκφράζει και το ποσοστό απωλειών κάθε κτιρίου, όπως υπολογίστηκε με τις μεθόδους που αναπτύχθηκαν στα κεφάλαια 3, 4.

**Πίνακας 14: Ομάδες κτιρίων καταγραφείσας περιοχής, συνολικού αριθμού 305 κτιρίων.**

Ομάδες	Αντ/κό κτίριο	Κτίρια στη περιοχή	Ποσοστό κτιρίων στη περιοχή	EAL (%)		
				1 <sup>η</sup>	2 <sup>η</sup>	3 <sup>η</sup>
1	T160A59	46	15.1%	0.197	0.193	0.540
2	T170A59	32	10.5%	0.096	0.354	0.825
3	T170A59	27	8.9%	0.096	0.354	0.825
4	T170A59	6	2.0%	0.096	0.354	0.825
5	T170A59	19	6.2%	0.096	0.354	0.825
6	T170A59	14	4.6%	0.096	0.354	0.825
7	T170A59	21	6.9%	0.096	0.354	0.825
8	T170C59	40	13.1%	0.118	0.274	0.784
9	T280A84	1	0.3%	0.091	1.491	1.532
10	T180AEAK	7	2.3%	0.087	0.153	0.569
11	T180AEAK	60	19.7%	0.087	0.153	0.569
12	T180AEAK	3	1.0%	0.087	0.153	0.569
Συνολικά	-	276	Σρ <sub>i</sub> =90.5%	0.11	0.27	0.71

Μεταξύ της πρώτης και δεύτερης μεθοδολογίας παρατηρούμε τις διαφοροποιήσεις που προκύπτουν μεταξύ της μεθοδολογίας HAZUS πριν και αφού ληφθούν υπόψη τα δεδομένα της ελληνικής δόμησης. Συγκεκριμένα φαίνεται η γενική υπερεκτίμηση της απόδοσης των κτιρίων με αποτέλεσμα  $EAL_1 < EAL_2$  για κάθε περίπτωση κτιρίου. Επίσης, φαίνεται πως τα κτίρια της δεκαετίας του '70 και του '80 παρουσιάζουν χειρότερη απόδοση συγκριτικά με εκείνα του '60, λόγω της διαμορφωμένης γεωμετρίας τους, γεγονός που με τη χρήση της μεθόδου του HAZUS δεν μπορεί να αποτυπωθεί. Τέλος, με την τελευταία μέθοδο προκύπτουν τα δυσμενέστερα αποτελέσματα, χωρίς να διαφοροποιείται η εικόνα μεταξύ των δεκαετιών που προέκυψε από τη δεύτερη μέθοδο.

Ως εκτίμηση της μέσης απώλειας της συνολικής περιοχής (EAL) προτείνεται ο σταθμικός μέσος των απωλειών των παραπάνω απωλειών των ομάδων ( $EAL_i$ ), με βάρη τα ποσοστά ( $p$ ) των κτιρίων κάθε ομάδας στη καταγραφείσα περιοχή και υπολογίζεται από τη σχέση (5.1). Κατά συνέπεια, η μέση ετήσια απώλεια εκτιμάται σε 0.11% / 0.27% / 0.71% με τις τρεις μεθόδους που αναπτύχθηκαν στο κεφάλαιο 3.2.1, 3.3.1 και 4 αντίστοιχα.

$$EAL = \frac{\sum_{i=1}^{12} (p_i \cdot EAL_i)}{\sum_{i=1}^{12} p_i} \quad (5.1)$$

## 6 Συμπεράσματα

Η παρούσα εργασία μελετά την τρωτότητα και την απώλεια σε οικονομικούς όρους λόγω σεισμικού κινδύνου, κτιρίων που συναντώνται στα μεγάλα αστικά ελληνικά κέντρα. Παρουσιάζονται τρεις διαδικασίες ανάλυσης, διαφοροποιούμενες ως προς τις παραδοχές αντοχής/απόκρισης των εξεταζόμενων κτιρίων και τη πορεία υπολογισμού της ποσοστιαίας απώλειας της αξίας τους. Ο απώτερος στόχος της ανάλυσης των επιμέρους αντιπροσωπευτικών κτιρίων είναι η αναγωγή των αποτελεσμάτων σε ευρύτερη περιοχή, αποτελούμενη από κτίρια συναφή με τα εξεταστέα. Η βασικότερη συμβολή της εργασίας αυτής είναι η ανάπτυξη των μεθόδων, ως προσπάθεια να εκτιμηθεί η ποσοστιαία απώλεια της αρχικής αξίας κάθε κτιρίου, όταν ο μελετητής δεν διαθέτει επαρκή αποτελέσματα<sup>2</sup> για να πραγματοποιήσει λεπτομερή ανάλυση απωλειών.

Η πρώτη μέθοδος χρησιμοποιεί ως παραδοχές τις πληροφορίες για την τρωτότητα των κτιρίων εξ' ολοκλήρου από τη μεθοδολογία HAZUS. Σύμφωνα με αυτή, ένα κτίριο συμπεριφερόμενο ελαστικά, αντιπροσωπεύεται από μια καμπύλη τρωτότητας για κάθε επίπεδο βλαβών. Απαιτούνται από τον μελετητή τα στοιχεία του κάθε κτιρίου που εξάγονται από μια γραμμική ιδιομορφική ανάλυση (περίοδος, συντελεστής συμμετοχής  $1^{ns}$  ιδιομορφής). Ως προς τις παραδοχές της μεθόδου, κρίνεται πως επειδή αναπτύχθηκε βασισμένη σε τυπικά κτίρια των αμερικανικών κέντρων υποβαλλόμενα σε αυστηρότερους κανονισμούς, υπερεκτιμά την παραμορφωσιμότητα των κτιρίων. Συνεπώς, τα αποτελέσματα που προκύπτουν, έχοντας ως γνώμονα την απόκριση πιο πλαστικών κτιρίων, αναμένεται να εκτιμούν μικρότερο ποσοστό ετήσιας απώλειας από το πραγματικό. Για την περιοχή νέου Ζωγράφου όπου γίνεται εν τέλη η σύγκριση των μεθόδων, προκύπτει ποσοστιαία απώλεια της αξίας των κτιρίων της  $EAL_1=0.11\%$ .

Η δεύτερη μέθοδος προσπαθεί να αναιρέσει τα μειονεκτήματα της πρώτης ως προς την τρωτότητα των κτιρίων, λαμβάνοντας υπόψη στοιχεία για την ανελαστική μετακίνησή τους. Ως εκ τούτου, απαιτούνται από τον μελετητή πληροφορίες από μια μη γραμμική στατική ανάλυση (με μοναδικό δεδομένο την μετακίνηση οροφής)<sup>3</sup>. Κατά συνέπεια οι υπερεκτιμημένες θεωρήσεις της προηγούμενης μεθόδου μετριάζονται, και τα αποτελέσματα που προκύπτουν είναι πιο ρεαλιστικά (αναφερόμαστε πλέον σε μετακινήσεις που εκφράζουν το κάθε μοντελοποιημένο κτίριο και όχι γενικές εκτιμήσεις μιας κατηγορίας κτιρίων). Για την περιοχή νέου Ζωγράφου όπου γίνεται εν τέλη η σύγκριση των μεθόδων, προκύπτει ποσοστιαία απώλεια της αξίας των κτιρίων της  $EAL_2=0.27\%$ .

Η τρίτη μέθοδος, εστιάζει στις απώλειες των επιμέρους ορόφων ξεχωριστά και τις συνθέτει ώστε να προκύψει η συνολική απώλεια του κτιρίου. Το τελικό ποσοστό απωλειών υπολογίζεται συνεκτιμώντας την πιθανότητα κατάρρευσης (η οποία επιφέρει φυσικά ολοκληρωτική απώλεια). Ως μέθοδος είναι πιο λεπτομερής από τις δύο προηγούμενες και η εφαρμογή της θα απαιτούσε από τον μελετητή αναλυτικά δεδομένα για τα κτίρια<sup>2</sup>. Ωστόσο, όπως έχει αναφερθεί, τέτοια δεδομένα δεν θεωρείται πως παρέχονται, με αποτέλεσμα να αξιοποιούνται απλοποιητικές μέθοδοι για την εκτίμηση της απόκρισης των κτιρίων (Miranda E and Akkar S.D. 2006, FEMA P58, SPO2IDA). Για αυτές τις μεθόδους, απαιτούνται από τον μελετητή πληροφορίες από μια μη γραμμική στατική ανάλυση (όπως και στην προηγούμενη μέθοδο). Για την περιοχή νέου Ζωγράφου όπου γίνεται εν τέλη η σύγκριση των μεθόδων, προκύπτει ποσοστιαία απώλεια της αξίας των κτιρίων της  $EAL_3=0.71\%$ .

<sup>2</sup> Εννοούνται αποτελέσματα μη γραμμικών αναλύσεων (είτε στατικών είτε δυναμικών), που δίνουν την απόκριση σε σεισμική διέγερση αναλυτικά καθ' ύψος του κτιρίου.

<sup>3</sup> Συνηθίζεται να υπάρχουν δημοσιευμένες τέτοιου είδους πληροφορίες, αλλιώς δεδομένης της ύπαρξης μοντέλου θα αξιοποιούσαμε δεδομένα για το σύνολο του κτιρίου.

Παρατηρώντας τις διαφοροποιήσεις μεταξύ των κατηγοριών των κτιρίων, διαπιστώνουμε αρχικά πως τα κτίρια της δεκαετίας του '60 έχουν καλύτερη συμπεριφορά συγκριτικά με τα κτίρια του '70 και του '80. Αυτό συμβαίνει επειδή στα τελευταία παρατηρείται σημαντική διαφοροποίηση στη διαμορφωνόμενη γεωμετρία με πιο τολμηρές επιλογές ως προς τα ανοίγματα των φανωμάτων. Τα κτίρια της δεκαετίας του '90, έχοντας σχεδιαστεί με ασφαλώς βελτιωμένο κανονισμό (ΕΑΚ 2000), παρουσιάζουν ακόμα καλύτερη συμπεριφορά.

Η παραπάνω παρατήρηση ως προς τη συμπεριφορά των κτιρίων αυτών μπορεί να γίνει αντιληπτή μέσω των δύο τελευταίων μεθόδων που αναπτύχθηκαν, αφού αυτές μόνο αξιοποιούν τα δεδομένα από την ανελαστική συμπεριφορά των κτιρίων. Αντίθετα, η πρώτη μέθοδος, χρησιμοποιώντας τις προτεινόμενες τιμές από τη μεθοδολογία HAZUS υπερεκτιμά την συμπεριφορά όλων των κτιρίων και φυσικά αδυνατεί να αποτυπώσει τη μειωμένη ικανότητα των κτιρίων του '70 και του '80.

Όπως φάνηκε, η κάθε μέθοδος, βελτιωμένη από την προηγούμενή της ως προς τις παραδοχές και τη διαδικασία ανάλυσης, παρέχει ελαφρώς δυσμενέστερα αποτελέσματα (μεγαλύτερη αναμενόμενη ετήσια απώλεια), αλλά περίπου ίδιας τάξης μεγέθους.

Στον επόμενο πίνακα παρουσιάζεται η εναπομένουσα αξία του κτιρίου σε  $T=10, 50, 100$  χρόνια υπολογιζόμενη ως  $(1-EAL)^T$  (τύπος ανατοκισμού) ως πιο παραστατικός τρόπος αναπαράστασης της απώλειας. Πρέπει να σημειωθεί ότι τα ποσοστά αυτά αναφέρονται σε  $T$  χρόνια μετρούμενα κάθε φορά από τη στιγμή όπου γίνεται η αξιολόγηση και ότι αφορούν τις απώλειες μόνο λόγω σεισμού.

Αξία κτιρίου	$EAL_1=0.11\%$	$EAL_2=0.27\%$	$EAL_3=0.71\%$
$T=10$ χρόνια	98.9%	97.3%	93.1%
$T=50$ χρόνια	94.6%	87.4%	70.0%
$T=100$ χρόνια	89.6%	76.3%	49.0%

## 7 Βιβλιογραφία

1. Ρεπαπής Κ. (2007), “Αποτίμηση της Σεισμικής Συμπεριφοράς Υφισταμένων Κτιρίων από Ω.Σ.”, Διδακτορική Διατριβή, Εργαστήριο Ωπλισμένου Σκυροδέματος, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
2. Repapis C. Zeris C. and Vintzileou E. - Journal of Earthquake Engineering, Vol. 10, No. 2 (2006) 265–287
3. Repapis C. Zeris C. and Vintzileou E. - Journal of Earthquake Engineering, Vol. 10, No. 3 (2006) 429–452
4. FEMA, (2012a). “FEMA P-58-1: Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 1 - Methodology.” Federal Emergency Management Agency (FEMA)
5. FEMA, (2011a). “Advanced Engineering Building Module (AEBM) User Manual” Technical report U.S. Department of Homeland Security, Federal Emergency Management Agency <http://www.fema.gov/media-library/assets/documents/24609>.
6. FEMA, (2011b). “Earthquake Model Technical Manual.” Technical report U.S. Department of Homeland Security, Federal Emergency Management Agency <http://www.fema.gov/media-library/assets/documents/24609>.
7. Vamvatsikos D., Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece <http://users.ntua.gr/divamva/software.html>.
8. Chopra A.K. (2010). «Δυναμική των κατασκευών, 2η Ελληνική επανέκδοση», Εκδόσεις Μ. Γκιουρίδης, Αθήνα.
9. Aslani H., Miranda E. (2005). “Probabilistic earthquake loss estimation and loss disaggregation in buildings.” Report No. 157, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, CA.
10. Miranda E. and Akkar S.D. (2006). “Generalized Interstory Drift Spectrum.” Journal of Structural Engineering, 132(6), 840–852.
11. Performance-Based Seismic Design Concepts and implementation, proceedings of the international workshop Bled, Slovenia (28 June – 1 July 2004) [https://peer.berkeley.edu/publications/peer\\_reports/reports\\_2004/0405.pdf](https://peer.berkeley.edu/publications/peer_reports/reports_2004/0405.pdf)
12. Haselton C.B. (2006). “Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings.” PhD Thesis, Stanford University, Stanford, CA.
13. Seismic Vulnerability Assessment of Classes of Reinforced Concrete Structures, (Francesca Ansioso 2013).
14. Jalayer F., Cornell, C.A. (2009). “Alternative non-linear demand estimation methods for probability-based seismic assessments.” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 38(8), 951–1052.
15. Liel A.B., Haselton C.B., Deierlein G.G., Baker J.W. (2009). “Incorporating modeling uncertainties in the assessment of seismic collapse risk of buildings.” Structural Safety, 31(2), 197–211.
16. European Facilities for Earthquake Hazard and Risk - <http://www.efehr.org/en/hazard-data-access/hazard-curves/>
17. NIST (2010). “Applicability of Nonlinear Multiple-Degree-of-Freedom Modeling for Design.” Report No NIST GCR 10-917-9, prepared for the National Institute of Standards by the NEHRP Consultants Joint Venture, CA.
18. PEER (2005). PEER NGA Database. Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA, <http://peer.berkeley.edu/nga/>.
19. Ruiz-García, J. and Miranda, E. (2007), Probabilistic estimation of maximum inelastic displacement demands for performance-based design. Earthquake Engng. Struct. Dyn., 36: 1235–1254. doi:10.1002/eqe.680 SAC Joint Venture (2000b). “Recommended

- seismic evaluation and upgrade criteria for existing welded steel moment-frame buildings.” Report No. FEMA-351, prepared for the Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
20. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2002). “Incremental Dynamic Analysis.” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 491–514.
  21. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2004). “Applied Incremental Dynamic Analysis.” *Earthquake Spectra*, 20(2), 523–553.
  22. Vamvatsikos D., Fragiadakis M. (2010). “Incremental Dynamic Analysis for seismic performance uncertainty estimation.” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39(2), 141–163.
  23. Celarec D., Vamvatsikos D., Dolsek M. (2011). “Simplified estimation of seismic risk for buildings with consideration of the structural ageing process.” In: Dolsek M. (ed), *Protection of Built Environment Against Earthquakes*. Springer: Dordrecht.
  24. De Luca F., Vamvatsikos D., Iervolino I. (2011). “Near-optimal bilinear fit of capacity curves for equivalent SDOF analysis.” *Proceedings of the COMPDYN2011 Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Corfu, Greece.