



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑ ΣΧΟΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ HAZUS



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΒΛΑΣΣΗΣ ΝΙΚΟΛΑΟΣ ΝΑΠΟΛΕΩΝ

Επιβλέπων Καθηγητής: Κωνσταντίνος Σπυράκος

Αθήνα, Ιούλιος 2017

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ
ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Σεισμική Επικινδυνότητα Σχολικού κτιρίου με την μέθοδο HAZUS

Βλάσσης Νικόλαος Ναπολέων

(Επιβλέπων: Σπυράκος Κωνσταντίνος)

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται την σεισμική αποτίμηση υπάρχοντος σχολικού κτιρίου από σπλισμένο σκυροδέμα, πριν και μετά τις επεμβάσεις σε αυτό.

Το υπό μελέτη σχολικό κτίριο κατασκευάστηκε σύμφωνα με τις διατάξεις του Κανονισμού Οπλισμένου Σκυροδέματος του 1954 και του Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959. Η κατασκευή φέρει τις εγγενείς αδυναμίες των κατασκευών της περιόδου αυτής και η ικανότητα του να αναλαμβάνει επαρκώς πλευρικά σεισμικά φορτία είναι αμφίβολη. Στην παρούσα εργασία διαπιστώνεται η ανεπάρκεια του υφιστάμενου φορέα και η αναγκαιότητα για την εφαρμογή επεμβάσεων. Επίσης, μελετάται η σεισμική επικινδυνότητα του κτιρίου πριν και μετά τις ενισχύσεις.

Αρχικά, προσομοιώνεται γεωμετρικά και στατικά ο φορέας της υφιστάμενης κατασκευής. Τα δεδομένα της προσομοίωσης έλκονται από μία σειρά επί τόπου ελέγχων διάγνωσης της κατασκευής.

Στην συνέχεια, πραγματοποιείται η σεισμική αποτίμηση του υφιστάμενου φορέα βάσει των σταθμών επιτελεστικότητας που ορίζει ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Η ικανοποίηση των στόχων σεισμικής ικανότητας ελέγχεται μέσω της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover) και δυναμικής ελαστικής ανάλυσης του φορέα. Σε κάθε ανάλυση υπολογίζεται ο βαθμός ικανοποίησης της στοχευόμενης απαίτησης και κρίνεται ότι ο υφιστάμενος φορέας δεν επαρκεί.

Ακολουθεί η μελέτη των εφαρμοζόμενων ενισχύσεων στον φορέα, οι οποίες αποσκοπούν στην αύξηση της συνολικής αντοχής, της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας της κατασκευής. Η επάρκεια του ενισχυμένου φορέα ελέγχεται με την εφαρμογή εκ νέου των αναλύσεων του ΚΑΝ.ΕΠΕ και διαπιστώνεται επαρκής για τους προκαθορισμένους στόχους των ενισχύσεων.

Η εκάστοτε ανάλυση του υφιστάμενου και του ενισχυμένου φορέα ακολουθείται από την αποτίμηση της σεισμικής επικινδυνότητας, βασιζόμενη στην μέθοδο HAZUS. Με την μέθοδο αυτή παράγονται καμπύλες τρωτότητας και υπολογίζεται η πιθανότητα εμφάνισης βλαβών στους δύο φορείς.

Τα συμπεράσματα των παραπάνω αναλύσεων συνοψίζονται και συγκρίνονται για τον υφιστάμενο και ενισχυμένο φορέα, προκειμένου να αξιολογηθεί η επιτυχία της εφαρμοζόμενης ενίσχυσης.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING
LABORATORY OF EARTHQUAKE ENGINEERING
DIPLOMA THESIS

Seismic Risk of school building using the HAZUS method

Vlassis Nikolaos Napoleon

(Supervisor: Prof. Constantine Spyrakos)

Abstract

The present diploma thesis concerns the seismic evaluation of a pre-existing school building made of reinforced concrete, before and after retrofitting.

The examined school building had been built based on the now obsolete Greek Reinforced Concrete Regulations (1954) and Earthquake Design Regulations (1959). The building features the inherent weaknesses of buildings dated in that period of time and its capacity to bear seismic loads is doubted. In the premise of the present thesis, the incapacity of the pre-existing structure and the necessity for retrofitting is established.

Firstly, the geometric and static model of the pre-existing structure is simulated. The data of the model are gathered from a series of on location diagnostic checks.

Afterwards, the seismic evaluation of the pre-existing structure is conducted based on the performance-based design as instructed by the Greek Retrofit Regulations. The fulfilment of the seismic capacity target is investigated using the pushover and dynamic analyses. After each analysis, the level of fulfilment of the targeted capacity is calculated and it is deemed that the pre-existing structure is inadequate.

This is followed by the examination of the applied retrofit measures on the structure, which aim to increase global strength, stiffness and ductility of the building. The capacity of the retrofitted structure is checked with a new series of analyses and is deemed adequate for the established target of the retrofitting process.

Both the analyses of the pre-existing and retrofitted building is followed by the evaluation of the seismic risk, based on the HAZUS methodology. Through this method, vulnerability curves are produced and the probability of damage is calculated.

The conclusions of the aforementioned analyses are summarized and compared between the pre-existing and retrofitted structure, in order to evaluate the success of the applied retrofit measures.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή της παρούσας διπλωματικής εργασίας κ. Κωνσταντίνο Σπυράκο για την ανάθεση του συγκεκριμένου θέματος, την καθοδήγηση και την άριστη συνεργασία.

Θα ήθελα ακόμη να ευχαριστήσω τον καθηγητή Ιωάννη Ταφλαμπά για την πολύτιμη συμβολή του στην κατανόηση εκ μέρους μου των εννοιών της τρωτότητας των κατασκευών με πιθανολογικές μεθόδους.

Ανεκτίμητη ήταν και η καθοδήγηση του Δημήτρη Χιώτη σε όλα τα στάδια εκπόνησης της διπλωματικής εργασίας μου.

Τέλος, ευχαριστώ την οικογένεια και τους φίλους μου για την αμέριστη συμπαράσταση που μου προσέφεραν τα χρόνια των προπτυχιακών σπουδών μου.

Περιεχόμενα	
Περίληψη	i
Abstract	ii
Ευχαριστίες	iii
Ευρετήριο Εικόνων	viii
Ευρετήριο Πινάκων	xi
1. Εισαγωγή	1
1.1 Περιγραφή Υφιστάμενης Κατασκευής	1
1.2 Μέθοδοι συλλογής δεδομένων	3
1.2.1 Οπτικός Έλεγχος	4
1.2.2 Πυρηνοληψία	4
1.2.3 Κρουσιμέτρηση	4
1.2.4 Αποκάλυψη Οπλισμού	5
1.2.5 Μαγνητική Μέθοδος.....	5
1.2.6 Βαθμός Ενανθράκωσης Σκυροδέματος	5
1.2.7 Αποτελέσματα ελέγχων συλλογής δεδομένων.....	5
1.3 Αποτύπωση φέροντος οργανισμού κατασκευής.....	6
1.3.1 Πλάκες	7
1.3.2 Δοκοί.....	7
1.3.3 Υποστυλώματα – Τοιχώματα	8
1.4 Μηχανικά Χαρακτηριστικά Υλικών Δόμησης.....	9
1.4.1 Σκυρόδεμα.....	9
1.4.2 Χάλυβας.....	10
1.5 Προσομοίωση Υφιστάμενου Φορέα	11
1.5.1 Χαρακτηριστικά του προσομοιώματος.....	11
1.5.2 Προσομοίωση Φόρτισης	14
1.5.3 Προσομοίωση Κλιμακοστασίου	15
1.5.4 Προσομοίωση θεμελίωσης	16
1.6 Κανονισμοί ελέγχων φορέα	17
1.6.1 Απαιτήσεις Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959	17
1.6.2 Απαιτήσεις φάσματος του ΕΚ8.....	17
1.6.3 Στόχος Αποτίμησης & Ανασχεδιασμού - Στάθμες Επιτελεστικότητας.....	18
2 Ελαστικές Αναλύσεις υφιστάμενου κτιρίου	21

2.1	Ιδιομορφική Ανάλυση	21
2.1.1	Γενικά Στοιχεία	21
2.1.2	Αποτελέσματα ιδιομορφικών αναλύσεων & αξιολόγηση τους.....	22
2.2	Προκαταρκτική στατική ανάλυση	25
2.2.1	Γενικά στοιχεία.....	25
2.2.2	Αποτελέσματα προκαταρκτικής στατικής ανάλυσης.....	26
3	Ελαστική Δυναμική Ανάλυση Υφιστάμενου Φορέα.....	26
3.1.1	Θεωρητικά στοιχεία	26
3.2	Αποτελέσματα δυναμικής ελαστικής ανάλυσης υφιστάμενου φορέα	27
3.2.1	Αποτελέσματα δυναμικής ελαστικής ανάλυσης υφιστάμενου φορέα – Σεισμός '59	28
3.2.2	Αποτελέσματα δυναμικής ελαστικής ανάλυσης υφιστάμενου φορέα – Σεισμός ΕΚ8.....	33
3.2.3	Συμπεράσματα	39
4	Στατικές Ανελαστικές Αναλύσεις - Θεωρητικό υπόβαθρο	40
4.1	Σκοπός της ανάλυσης	40
4.2	Βασικές παραδοχές της μεθόδου	40
4.3	Προϋποθέσεις Εφαρμογής Μεθόδου	41
4.4	Διαγραμματική ροή Pushover	41
4.5	Μηχανικά χαρακτηριστικά υλικών.....	43
4.5.1	Αντοχή σκυροδέματος.....	43
4.5.2	Αντοχή χάλυβα	44
4.6	Μηχανική Συμπεριφορά Δομικών Στοιχείων.....	45
4.7	Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων (Μ-φ).....	46
4.8	Επιλογή επιπέδων αξονικής δύναμης για εξαγωγή διαγραμμάτων ροπών-καμπυλοτήτων.....	47
4.9	Καμπύλη Αντίστασης Κατασκευής.....	48
4.9.1	Μέθοδοι επίλυσης	48
4.10	Στοχευόμενη μετατόπιση.....	50
4.10.1	Μέθοδος EC8 (Μέθοδος N2).....	50
4.10.2	Μετατροπή της καμπύλης αντίστασης του μονοβάθμιου σε ιδεατό διγραμμικό φάσμα.....	54
4.10.3	Υπολογισμός της ανελαστικής μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος	54

4.10.4	Υπολογισμός της ανελαστικής μετακίνησης του πολυβάθμιου συστήματος	55
4.11	Μέθοδος ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Μέθοδος των συντελεστών).....	55
4.12	Τελικός έλεγχος επάρκειας	59
4.12.1	Καθολικός έλεγχος κατασκευής.....	59
4.12.2	Έλεγχος σε επίπεδο μέλους	60
5	Στατική ανελαστική ανάλυση υφιστάμενου φορέα.....	62
5.1	Διαγράμματα $M - \theta$ μελών του υφιστάμενου φορέα	62
5.2	Κόμβος Ελέγχου Υφιστάμενου Φορέα.....	65
5.3	Καμπύλες Αντίστασης Υφιστάμενου Φορέα για Ομοιόμορφη Κατανομή Φόρτισης... 66	
5.4	Καμπύλες Αντίστασης Υφιστάμενου Φορέα για Ιδιομορφική Κατανομή Φόρτισης.... 69	
5.5	Εξιδανικευμένες Διγραμμικές Καμπύλες Αντίστασης – Στοχευόμενες Μετακινήσεις Υφιστάμενου Φορέα	72
5.5.1	Εξιδανικευμένη Καμπύλη Ικανότητας κατά X	72
5.5.2	Εξιδανικευμένη Καμπύλη Ικανότητας κατά Z	73
5.5.3	Υπολογισμός Στοχευόμενων Μετακινήσεων Υφιστάμενου Φορέα	73
5.6	Αποτελέσματα στατικής ανελαστικής ανάλυσης υφιστάμενης κατασκευής με λόγους ανεπάρκειας.....	76
6	Μεθοδολογία Εκτίμησης Σεισμικής Διακινδύνευσης (HAZUS).....	88
6.1	Εισαγωγή	88
6.2	Η Μεθοδολογία του Hazus.....	88
6.3	Στάθμες Επιτελεστικότητας – Επίπεδα Βλαβών κατά HAZUS.....	92
6.4	Κριτήρια Μεθοδολογίας HAZUS	92
6.5	Κρίσιμες διατομές φορέα.....	94
6.6	Υπολογισμός Πιθανότητας Στάθμης Βλάβης	95
6.7	Εύρεση πιθανότητας εμφάνισης βλαβών στην υπό μελέτη κατασκευή	95
7	Ανάπτυξη καμπύλων τρωτότητας της υφιστάμενης κατασκευής	97
7.1	Κύρια διεύθυνση σεισμού κατά X	97
7.2	Κύρια διεύθυνση σεισμού κατά Z	102
8	Βασικές Αρχές Ενίσχυσης Κατασκευών	108
8.1	Εισαγωγή – Ορισμός Βασικών Εννοιών	108
8.2	Διαστασιολόγηση επεμβάσεων	109
8.2.1	Συντελεστές μονολιθικότητας δυσκαμψίας	109
8.2.2	Συντελεστές μονολιθικότητας αντοχής.....	109
8.3	Μέθοδος Ενίσχυσης Υποστυλωμάτων	110

8.3.1	Ενίσχυση υποστυλωμάτων με αύξηση της διατομής	110
8.3.2	Είδη μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος.....	111
8.3.3	Διαδικασία κατασκευής μανδύων	111
9	Ενίσχυση φορέα	113
9.1	Εφαρμοζόμενες ενισχύσεις.....	113
10	Ελαστικές αναλύσεις ενισχυμένου κτιρίου	116
10.1	Ιδιομορφική Ανάλυση Ενισχυμένου Φορέα	116
10.2	Προκαταρκτική στατική ανάλυση ενισχυμένου φορέα.....	118
10.2.1	Αποτελέσματα προκαταρκτικής στατικής ανάλυσης ενισχυμένου	118
10.3	Ελαστική Δυναμική Ανάλυση Ενισχυμένου Φορέα	119
10.3.1	Αποτελέσματα δυναμικής ελαστικής ανάλυσης ενισχυμένου φορέα – Σεισμός ‘59 119	
10.3.2	Αποτελέσματα δυναμικής ελαστικής ανάλυσης ενισχυμένου φορέα – Σεισμός EK8.....	124
10.4	Συμπεράσματα	128
11	Αποτελέσματα στατικής ανελαστικής ανάλυσης φορέα.....	129
11.1	Κόμβος Ελέγχου Ενισχυμένου Φορέα.....	129
11.2	Καμπύλες Αντίστασης Ενισχυμένου Φορέα για Ομοιόμορφη Κατανομή Φόρτισης .	129
11.3	Καμπύλες Αντίστασης Υφιστάμενου Φορέα για Ιδιομορφική Κατανομή Φόρτισης..	133
11.4	Εξιδανικευμένες Διγραμμικές Καμπύλες Αντίστασης – Στοχευόμενες Μετακινήσεις Ενισχυμένου Φορέα.....	137
11.4.1	Εξιδανικευμένη Καμπύλη Ικανότητας κατά Χ.....	137
11.4.2	Εξιδανικευμένη Καμπύλη Ικανότητας κατά Ζ	138
11.5	Υπολογισμός Στοχευόμενων Μετακινήσεων Ενισχυμένου Φορέα	138
11.6	Αποτελέσματα στατικής ανελαστικής ανάλυσης ενισχυμένης κατασκευής με λόγους ανεπάρκειας.....	141
11.7	Συμπεράσματα	152
11.7.1	Απαίτηση Σεισμού ‘59	152
11.7.2	Απαίτηση Φάσματος EK8	152
12	Ανάπτυξη καμπύλων τρωτότητας της ενισχυμένης κατασκευής.....	154
12.1	Κύρια διεύθυνση σεισμού κατά Χ.....	154
12.2	Κύρια διεύθυνση σεισμού κατά Ζ.....	160
13	Συμπεράσματα	165
13.1	Αποτίμηση Υφιστάμενου Φορέα	165

13.2	Αποτίμηση Ενισχυμένου Φορέα	167
14	Βιβλιογραφικές Αναφορές.....	169

Ευρετήριο Εικόνων

Εικόνα 1.	Σχέδιο αρχιτεκτονικής κάτοψης Ισογείου	1
Εικόνα 2.	Σχέδιο αρχιτεκτονικής κάτοψης Α Ορόφου	2
Εικόνα 3.	Σχέδιο αρχιτεκτονικής κάτοψης Β Ορόφου	2
Εικόνα 4.	Σχέδιο αρχιτεκτονικής κάτοψης Δώματος	2
Εικόνα 5.	Όψη κατασκευής	3
Εικόνα 6.	Κρουσίμετρο	4
Εικόνα 7.	Μαγνητική Μεθόδος	5
Εικόνα 8.	Αποκάλυψη Οπλισμού στο υποστύλωμα Κ5 και στην δοκό Δ7 του ισογείου	6
Εικόνα 9.	Ξυλότυπος Οροφής Ισογείου Υφιστάμενου	6
Εικόνα 10.	Υπόδειγμα διατομής πλακοδοκού στο Fespa	8
Εικόνα 11.	Ξυλότυπος Θεμελίωσης.....	9
Εικόνα 12.	Πορεία προσομοίωσης φορέα στο στατικό πρόγραμμα Fespa	11
Εικόνα 13.	Σύστημα Αξόνων Μελών και Κύριο Σύστημα (Κ.Σ.) Αξόνων του προσομοιώματος	12
Εικόνα 14.	Τρισδιάστατη Προσομοίωση του φορέα	12
Εικόνα 15.	Προσομοίωση Μελών Φορέα.....	13
Εικόνα 16.	Υπόδειγμα διεύθυνσης και φοράς φορτίσεων όπως εφαρμόζονται στα μέλη	14
Εικόνα 17.	Προσομοίωση θεμελίου με δύο δοκούς και παραμόρφωση κόμβου θεμελίου	16
Εικόνα 18.	Οι τέσσερις φορείς που προκύπτουν από την μετατόπιση μαζών εκατέρωθεν του Κ.Μ.	22
Εικόνα 19.	1η Ιδιομορφή για μετάθεση ΚΜ κατά +X	24
Εικόνα 20.	3 ^η Ιδιομορφή για μετάθεση ΚΜ κατά +X	24
Εικόνα 21.	Διαγραμματική ροή ανάλυσης Pushover.....	42
Εικόνα 22.	Διάγραμμα ροπής - γωνίας χορδής	45
Εικόνα 23.	Διατομή με θλιβόμενη ζώνη τυχαίου σχήματος.....	46
Εικόνα 24.	Διγραμμικοποίηση του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων διατομής.	47
Εικόνα 25.	Διάγραμμα αλληλεπίδρασης ροπής-αξονικής δύναμης.....	48
Εικόνα 26.	Μέθοδος των μετακινήσεων	49
Εικόνα 27.	Μετατροπή της καμπύλης αντίστασης του πολυβάθμιου συστήματος σε φάσμα ικανότητας του μονοβάθμιου ισοδύναμου συστήματος.....	52
Εικόνα 28.	Μετατροπή μεγεθών από το πολυβάθμιο σύστημα για τη δημιουργία του διαγράμματος ADRS... 53	
Εικόνα 29.	Μετατροπή του φάσματος αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή σε διγραμμικό. (EC8-1)	54
Εικόνα 30.	Στάθμες Επιτελεστικότητας	58

Εικόνα 31.	Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας ADRS και στάθμες επιτελεστικότητας για συγκεκριμένη κατασκευή στο FESPA.....	59
Εικόνα 32.	Τελικός έλεγχος επάρκειας κατασκευής.....	60
Εικόνα 33.	Μη ικανοποίηση του ελέγχου επάρκειας.....	61
Εικόνα 34.	Κόμβος Ελέγχου Υφιστάμενης Κατασκευής.....	65
Εικόνα 35.	Καμπύλες αντίστασης υφιστάμενου φορέα για ομοιόμορφη φόρτιση κατά την διεύθυνση X.....	67
Εικόνα 36.	Καμπύλες αντίστασης υφιστάμενου φορέα για ομοιόμορφη φόρτιση κατά την διεύθυνση Z.....	68
Εικόνα 37.	Καμπύλες αντίστασης υφιστάμενου φορέα για ιδιομορφική φόρτιση κατά την διεύθυνση X.....	71
Εικόνα 38.	Καμπύλες αντίστασης υφιστάμενου φορέα για ιδιομορφική φόρτιση κατά την διεύθυνση Z.....	72
Εικόνα 39.	Διγραμμική Καμπύλη Αντίστασης Υφιστάμενου - Ομοιόμορφη Φόρτιση +P _x +30%Z -eZ.....	72
Εικόνα 40.	Διγραμμική Καμπύλη Αντίστασης Υφιστάμενου - Ιδιομορφική Φόρτιση -P _z -30%X +eX.....	73
Εικόνα 41.	Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης υφιστάμενου - Ομοιόμορφη Φόρτιση +P _x +30%Z -eZ ...	74
Εικόνα 42.	Πορεία επεξεργασίας δεδομένων κατά την μεθοδολογία του HAZUS.....	89
Εικόνα 43.	Μετατροπή της καμπύλης Pushover σε καμπύλη Ικανότητας με την χρήση κατάλληλων συντελεστών.....	90
Εικόνα 44.	Παράδειγμα καμπύλης ικανότητας και των χαρακτηριστικών σημείων πάνω σε αυτή.....	91
Εικόνα 45.	Παράδειγμα διαγράμματος καμπύλης τρωτότητας.....	91
Εικόνα 46.	Καμπύλη Ικανότητας Συμβατή με το HAZUS.....	93
Εικόνα 47.	Διάγραμμα Συμπεριφοράς Πλαστικής Άρθρωσης.....	94
Εικόνα 48.	Παράδειγμα τομής διαγραμμάτων απαίτησης και καμπυλών ικανότητας 2 κτιρίων.....	96
Εικόνα 49.	Καμπύλη Pushover Ομοιόμορφη Φόρτιση (0° +30% · 90° - eZ).....	98
Εικόνα 50.	Βήμα Ανάλυσης Pushover κατά X Υφιστάμενου στην Στάθμη των Ελαφριών Βλαβών.....	98
Εικόνα 51.	Βήμα Ανάλυσης Pushover κατά X Υφιστάμενου στην Στάθμη των Μέτριων Βλαβών.....	99
Εικόνα 52.	Βήμα Ανάλυσης Pushover κατά X Υφιστάμενου στην Στάθμη των Εκτεταμένων Βλαβών.....	99
Εικόνα 53.	Καμπύλες τρωτότητας Υφιστάμενου φορέα κατά την διεύθυνση X.....	100
Εικόνα 54.	Διάγραμμα Πιθανοτήτων Εμφάνισης Βλάβης Υφιστάμενου φορέα κατά την διεύθυνση X / Απαίτηση EK8.....	101
Εικόνα 55.	Διάγραμμα Πιθανοτήτων Εμφάνισης Βλάβης Υφιστάμενου φορέα κατά την διεύθυνση X / Απαίτηση '59.....	102
Εικόνα 56.	Καμπύλη Pushover Ιδιομορφική Φόρτιση (270° -30% · 180° +eX).....	103
Εικόνα 57.	Βήμα Ανάλυσης Pushover κατά Z Υφιστάμενου στην Στάθμη των Ελαφριών Βλαβών.....	104
Εικόνα 58.	Βήμα Ανάλυσης Pushover κατά Z Υφιστάμενου στην Στάθμη των Μέτριων Βλαβών.....	105
Εικόνα 59.	Βήμα Ανάλυσης Pushover κατά Z Υφιστάμενου στην Στάθμη των Εκτεταμένων Βλαβών.....	105
Εικόνα 60.	Καμπύλες τρωτότητας Υφιστάμενου φορέα κατά την διεύθυνση Z.....	106
Εικόνα 61.	Διάγραμμα Πιθανοτήτων Εμφάνισης Βλάβης Υφιστάμενου φορέα κατά την διεύθυνση Z / Απαίτηση EK8.....	107
Εικόνα 62.	Διάγραμμα Πιθανοτήτων Εμφάνισης Βλάβης Υφιστάμενου φορέα κατά την διεύθυνση Z / Απαίτηση '59.....	107
Εικόνα 63.	Περίσφιξη υποστρώματος με σπειροειδή οπλισμό (αριστερά) και επέμβαση με μεταλλικό κλωβό για προσωρινή ανάληψη κατακόρυφων φορτίων (δεξιά).....	110

Εικόνα 64.	Ξυλότυπος οροφής 1 ^{ου} ενισχυμένου φορέα	113
Εικόνα 65.	Λεπτομέρεια Τοιχώματος T3	114
Εικόνα 66.	Ξυλότυπος θεμελίωσης ενισχυμένου φορέα	114
Εικόνα 67.	1 ^η Ιδιομορφή Ενισχυμένου για μετάθεση KM κατά +X	117
Εικόνα 68.	2 ^η Ιδιομορφή Ενισχυμένου για μετάθεση KM κατά +X	117
Εικόνα 69.	Κόμβος Ελέγχου Ενισχυμένης Κατασκευής	129
Εικόνα 70.	Καμπύλες αντίστασης ενισχυμένου φορέα για ομοιόμορφη φόρτιση κατά την διεύθυνση X	131
Εικόνα 71.	Καμπύλες αντίστασης ενισχυμένου φορέα για ομοιόμορφη φόρτιση κατά την διεύθυνση Z	132
Εικόνα 72.	Καμπύλες αντίστασης ενισχυμένου φορέα για ιδιομορφική φόρτιση κατά την διεύθυνση X	135
Εικόνα 73.	Καμπύλες αντίστασης ενισχυμένου φορέα για ιδιομορφική φόρτιση κατά την διεύθυνση Z	136
Εικόνα 74.	Διγραμμική Καμπύλη Αντίστασης Ενισχυμένου – Ιδιομορφική Φόρτιση -P _x +30%Z –eZ	137
Εικόνα 75.	Διγραμμική Καμπύλη Αντίστασης Ενισχυμένου - Ιδιομορφική Φόρτιση -P _z -30%X –eX	138
Εικόνα 76.	Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης ενισχυμένου - Ιδιομορφική Φόρτιση -P _x +30%Z –eZ	139
Εικόνα 77.	Καμπύλη Pushover Ιδιομορφική Φόρτιση (180° +30% • 90° - eZ).....	155
Εικόνα 78.	Βήμα Ανάλυσης Pushover κατά X Ενισχυμένου στην Στάθμη των Ελαφριών Βλαβών	156
Εικόνα 79.	Βήμα Ανάλυσης Pushover κατά X Ενισχυμένου στην Στάθμη των Μέτριων Βλαβών	156
Εικόνα 80.	Βήμα Ανάλυσης Pushover κατά X Ενισχυμένου στην Στάθμη των Εκτεταμένων Βλαβών	157
Εικόνα 81.	Βήμα Ανάλυσης Pushover κατά X Ενισχυμένου στην Στάθμη των Ολοκληρωτικών Βλαβών.....	157
Εικόνα 82.	Καμπύλες τρωτότητας Ενισχυμένου φορέα κατά την διεύθυνση X.....	158
Εικόνα 83.	Διάγραμμα Πιθανοτήτων Εμφάνισης Βλάβης Ενισχυμένου φορέα κατά την διεύθυνση X / Απαίτηση EK8	159
Εικόνα 84.	Διάγραμμα Πιθανοτήτων Εμφάνισης Βλάβης Ενισχυμένου φορέα κατά την διεύθυνση X / Απαίτηση '59	159
Εικόνα 85.	Καμπύλη Pushover Ιδιομορφική Φόρτιση (270° -30% • 180° +eX)	160
Εικόνα 86.	Βήμα Ανάλυσης Pushover κατά Z Ενισχυμένου στην Στάθμη των Ελαφριών Βλαβών.....	161
Εικόνα 87.	Βήμα Ανάλυσης Pushover κατά Z Ενισχυμένου στην Στάθμη των Μέτριων Βλαβών	161
Εικόνα 88.	Βήμα Ανάλυσης Pushover κατά Z Ενισχυμένου στην Στάθμη των Εκτεταμένων Βλαβών.....	162
Εικόνα 89.	Καμπύλες τρωτότητας Ενισχυμένου φορέα κατά την διεύθυνση Z	162
Εικόνα 90.	Διάγραμμα Πιθανοτήτων Εμφάνισης Βλάβης Ενισχυμένου φορέα κατά την διεύθυνση Z / Απαίτηση EK8	163
Εικόνα 91.	Διάγραμμα Πιθανοτήτων Εμφάνισης Βλάβης Ενισχυμένου φορέα κατά την διεύθυνση Z / Απαίτηση '59	164
Εικόνα 92.	Σύγκριση καμπύλων αντίστασης υφιστάμενου φορέα στις διευθύνσεις X και Z.....	166
Εικόνα 93.	Πιθανότητες υπέρβασης απαίτησης 1959 κατά X (αριστερά) και κατά Z (δεξιά)	166
Εικόνα 94.	Σύγκριση καμπύλων αντίστασης ενισχυμένου φορέα στις διευθύνσεις X και Z.....	167
Εικόνα 95.	Σύγκριση καμπύλων αντίστασης υφιστάμενου φορέα (αριστερά) και ενισχυμένου (δεξιά)	168

Ευρετήριο Πινάκων

Πίνακας 1.	Αναμενόμενες μέσες αντοχές για υφιστάμενο σκυρόδεμα	10
Πίνακας 2.	Ενδεικτικές – προτεινόμενες τιμές χαρακτηριστικής αντοχής και παραμόρφωσης για νέο χάλυβα και αντίστοιχες μέσες τιμές για υφιστάμενο χάλυβα.....	10
Πίνακας 3.	Κατηγορίες χρήσης κατά ΕΚ1.....	14
Πίνακας 4.	Συντελεστής Σεισμικής Επιβάρυνσης	17
Πίνακας 5.	Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού	18
Πίνακας 6.	Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης υφιστάμενου για μετάθεση μάζας κατά +X	23
Πίνακας 7.	Αποτελέσματα προκαταρκτικής ελαστικής στατικής ανάλυσης υφιστάμενου	26
Πίνακας 8.	Αποτελέσματα ελαστικής δυναμικής ανάλυσης δοκών υφιστάμενου φορέα για τον Σεισμό του '59 30	
Πίνακας 9.	Αποτελέσματα ελαστικής δυναμικής ανάλυσης υποστυλωμάτων υφιστάμενου φορέα για τον Σεισμό του '59.....	33
Πίνακας 10.	Αποτελέσματα ελαστικής δυναμικής ανάλυσης δοκών υφιστάμενου φορέα για τον Σεισμό του ΕΚ8 36	
Πίνακας 11.	Αποτελέσματα ελαστικής δυναμικής ανάλυσης δοκών υφιστάμενου φορέα για τον Σεισμό του ΕΚ8 39	
Πίνακας 12.	Αναμενόμενες μέσες αντοχές για υφιστάμενο σκυρόδεμα	44
Πίνακας 13.	Ενδεικτικές – προτεινόμενες τιμές χαρακτηριστικής αντοχής και παραμόρφωσης για νέο χάλυβα και αντίστοιχες μέσες τιμές για υφιστάμενο χάλυβα.....	44
Πίνακας 14.	Διαγράμματα $M - \theta$ και διατμητική αντοχή υποστυλώματος $K1(0)$	64
Πίνακας 15.	Διαγράμματα $M - \theta$ και διατμητική αντοχή υποστυλώματος $\Delta 1(0)$	65
Πίνακας 16.	Μέγιστες πλευρικές δυνάμεις υφιστάμενου φορέα για ομοιόμορφη κατανομή φορτίσεων	66
Πίνακας 17.	Μέγιστες πλευρικές δυνάμεις υφιστάμενου φορέα για ιδιομορφική κατανομή φορτίσεων.....	69
Πίνακας 18.	Στοχευόμενες μετακινήσεις υφιστάμενης κατασκευής για απαίτηση σεισμού του '59	75
Πίνακας 19.	Στοχευόμενες μετακινήσεις υφιστάμενης κατασκευής για απαίτηση του φάσματος ΕΚ8	76
Πίνακας 20.	Λόγοι ανεπάρκειας δοκών υφιστάμενης κατασκευής για σεισμό '59	79
Πίνακας 21.	Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων υφιστάμενης κατασκευής για σεισμό '59.....	81
Πίνακας 22.	Λόγοι ανεπάρκειας δοκών υφιστάμενης κατασκευής για φάσμα ΕΚ8	84
Πίνακας 23.	Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων υφιστάμενης κατασκευής για φάσμα ΕΚ8.....	87
Πίνακας 24.	Συνολικά αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης υφιστάμενου για απαίτηση σεισμού '59 και ΕΚ8 87	
Πίνακας 25.	1 ^ο και 2 ^ο Κριτήριο διάκρισης των σταθμών επιτελεστικότητας κατά HAZUS	93
Πίνακας 26.	Όρια των σταθμών βλάβης κατά την κύρια διεύθυνση Χ στον υφιστάμενο φορέα	97
Πίνακας 27.	Πιθανότητες Εμφάνισης Βλάβης Υφιστάμενου φορέα κατά την διεύθυνση Χ / Απαίτηση ΕΚ8	100
Πίνακας 28.	Πιθανότητες Εμφάνισης Βλάβης Υφιστάμενου φορέα κατά την διεύθυνση Χ / Απαίτηση '59	101
Πίνακας 29.	Όρια των σταθμών βλάβης κατά την κύρια διεύθυνση Ζ στον υφιστάμενο φορέα	102
Πίνακας 30.	Πιθανότητες Εμφάνισης Βλάβης Υφιστάμενου φορέα κατά την διεύθυνση Ζ / Απαίτηση ΕΚ8.....	106
Πίνακας 31.	Πιθανότητες Εμφάνισης Βλάβης Υφιστάμενου φορέα κατά την διεύθυνση Ζ / Απαίτηση '59.....	107
Πίνακας 32.	Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης ενισχυμένου φορέα με μετάθεση κατά +X.....	116

Πίνακας 33.	Αποτελέσματα προκαταρκτικής ελαστικής στατικής ανάλυσης ενισχυμένου	118
Πίνακας 34.	Αποτελέσματα ελαστικής δυναμικής ανάλυσης δοκών ενισχυμένου φορέα για τον Σεισμό του '59 121	
Πίνακας 35.	Αποτελέσματα ελαστικής δυναμικής ανάλυσης υποστυλωμάτων ενισχυμένου φορέα για τον Σεισμό του '59.....	124
Πίνακας 36.	Αποτελέσματα ελαστικής δυναμικής ανάλυσης δοκών ενισχυμένου φορέα για τον Σεισμό του ΕΚ8 125	
Πίνακας 37.	Αποτελέσματα ελαστικής δυναμικής ανάλυσης δοκών ενισχυμένου φορέα για τον Σεισμό ΕΚ8 ..	127
Πίνακας 38.	Μέγιστες πλευρικές δυνάμεις ενισχυμένου φορέα για ομοιόμορφη κατανομή φορτίσεων	130
Πίνακας 39.	Μέγιστες πλευρικές δυνάμεις ενισχυμένου φορέα για ιδιομορφική κατανομή φορτίσεων.....	134
Πίνακας 40.	Στοχευόμενες μετακινήσεις ενισχυμένης κατασκευής για απαίτηση σεισμού του '59	140
Πίνακας 41.	Στοχευόμενες μετακινήσεις ενισχυμένης κατασκευής για απαίτηση του φάσματος ΕΚ8	141
Πίνακας 42.	Λόγοι ανεπάρκειας δοκών ενισχυμένης κατασκευής για σεισμό '59.....	144
Πίνακας 43.	Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων ενισχυμένης κατασκευής για σεισμό '59.....	146
Πίνακας 44.	Λόγοι ανεπάρκειας δοκών ενισχυμένης κατασκευής για φάσμα ΕΚ8.....	149
Πίνακας 45.	Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων ενισχυμένης κατασκευής για φάσμα ΕΚ8.....	151
Πίνακας 46.	Συνολικά αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης ενισχυμένου για απαίτηση σεισμού '59 και ΕΚ8	152
Πίνακας 47.	Όρια των σταθμών βλάβης κατά την κύρια διεύθυνση Χ στον ενισχυμένο φορέα	154
Πίνακας 48.	Πιθανότητες Εμφάνισης Βλάβης Ενισχυμένου φορέα κατά την διεύθυνση Χ / Απαίτηση ΕΚ8	158
Πίνακας 49.	Πιθανότητες Εμφάνισης Βλάβης Ενισχυμένου φορέα κατά την διεύθυνση Χ / Απαίτηση '59	159
Πίνακας 50.	Όρια των σταθμών βλάβης κατά την κύρια διεύθυνση Ζ στον ενισχυμένο φορέα	160
Πίνακας 51.	Πιθανότητες Εμφάνισης Βλάβης Ενισχυμένου φορέα κατά την διεύθυνση Ζ / Απαίτηση ΕΚ8	163
Πίνακας 52.	Πιθανότητες Εμφάνισης Βλάβης Ενισχυμένου φορέα κατά την διεύθυνση Ζ / Απαίτηση '59	163

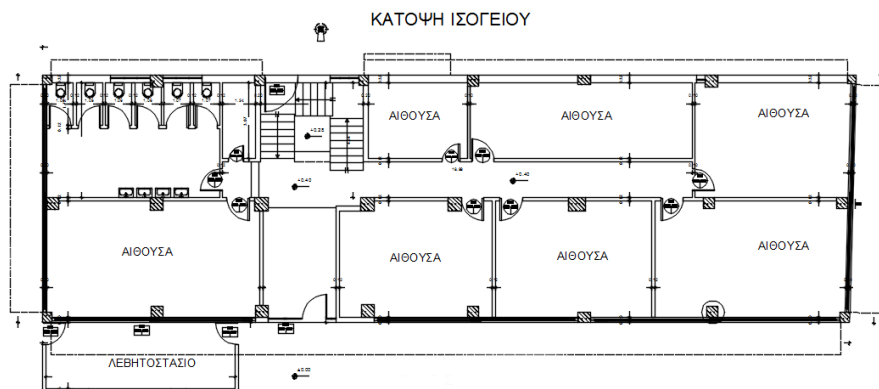
1. Εισαγωγή

Το υπό μελέτη Γυμνάσιο βρίσκεται σε γειτονιά της Αθήνας και είναι κατασκευασμένο στο διάστημα μεταξύ του 1959 και 1985. Πρόκειται για τριώροφη οικοδομή ορθογωνικής κάτοψης με εμβαδόν 326.5m² και συνολικού ύψους 10.65m. Ο φέρων οργανισμός αποτελείται από οπλισμένο σκυρόδεμα με υποστυλώματα, δοκούς, και συμπαγείς πλάκες. Η θεμελίωση του περιλαμβάνει μεμονωμένα θεμέλια. Τα γεωμετρικά δεδομένα της προέκυψε ύστερα από αποτύπωση που πραγματοποιήθηκε λόγω έλλειψης σχεδίων της αρχικής μελέτης.

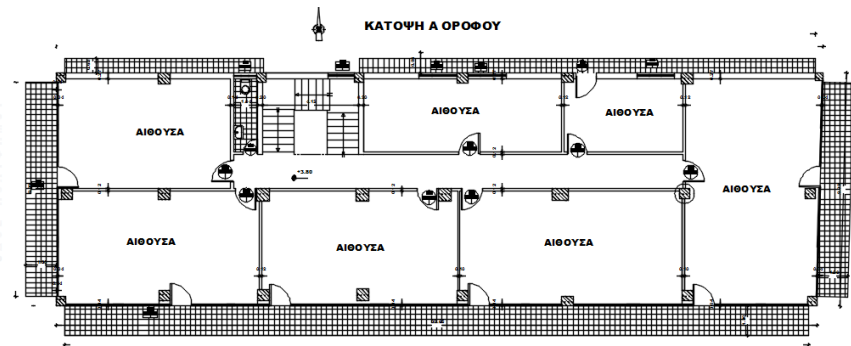
1.1 Περιγραφή Υφιστάμενης Κατασκευής

Το υπό μελέτη κτίριο αποτελεί μία τριώροφη κατασκευή, η οποία συνίσταται από:

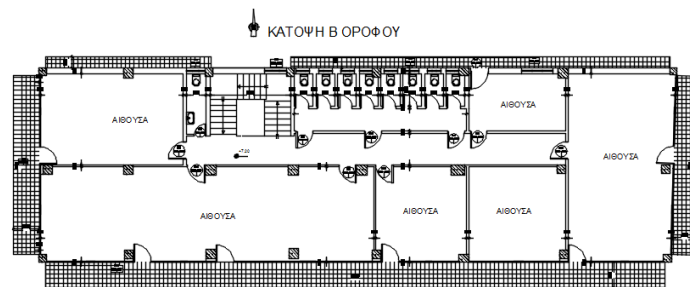
- Ισόγειο: 350 m² (αίθουσες διδασκαλίας, τουαλέτες, λεβητοστάσιο, κλιμακοστάσιο προς Α Όροφο)
- Α Όροφος: 330 m² (αίθουσες διδασκαλίας, WC, κλιμακοστάσιο προς ισόγειο και Β Όροφο)
- Β Όροφος: 330 m² (αίθουσες διδασκαλίας, τουαλέτες, WC, κλιμακοστάσιο προς Α Όροφο και Δώμα)
- Δώμα: 23.50 m² (απόληξη κλιμακοστασίου)



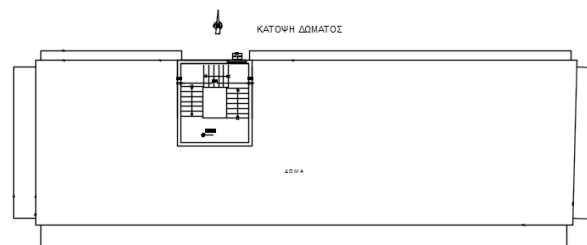
Εικόνα 1. Σχέδιο αρχιτεκτονικής κάτοψης Ισογείου



Εικόνα 2. Σχέδιο αρχιτεκτονικής κάτοψης Α Ορόφου



Εικόνα 3. Σχέδιο αρχιτεκτονικής κάτοψης Β Ορόφου



Εικόνα 4. Σχέδιο αρχιτεκτονικής κάτοψης Δώματος



Εικόνα 5. Όψη κατασκευής

Από παρατήρηση των αρχιτεκτονικών κατόψεων της κατασκευής, μπορούμε να εκτιμήσουμε ότι:

- Η κάτοψη της κατασκευής έχει **κανονική** μορφή και η κατανομή των μαζών φαίνεται να είναι σχετικά ομοιόμορφη και στις 2 διευθύνσεις.
- Η κάτοψη του κτιρίου προσεγγίζει ένα ορθογώνιο σχήμα με μέγιστες διαστάσεις $L_x = 33\text{m}$ και $L_y = 10\text{m}$.
- Ο φορέας της κατασκευής καθ' ύψος αποτελείται από υποστυλώματα παρεμφερών διαστάσεων. Παρατηρείται, επίσης, πλήρης απουσία τοιχωμάτων. Για τον λόγο αυτό, το **κέντρο δυσκαμψίας** της κατασκευής αναμένεται να προσεγγίζει το γεωμετρικό κέντρο βάρους της κάτοψης.
- Με εξαίρεση την υπάρχουσα απόληξη κλιμακοστασίου, η οποία παρακάτω έχει θεωρηθεί ότι δεν επηρεάζει σημαντικά την απόκριση του φορέα, το κτίριο είναι **κανονικό καθ' ύψος**.
- Παρατηρείται ότι από την κατασκευή απουσιάζουν **τοιχοπληρώσεις** οι οποίες συμμετέχουν στην αντισεισμική συμπεριφορά του φορέα. Στις τρεις από τις τέσσερις όψεις του κτιρίου, απουσιάζουν πλήρως οι τοιχοπληρώσεις, καθώς έχουν χρησιμοποιηθεί μεταλλικά κουφώματα που καλύπτουν ολόκληρη την όψη. Στην τέταρτη όψη, υπάρχει τοιχοπλήρωση η οποία όμως κρίθηκε ότι δεν συνεισφέρει αντισεισμικά και λαμβάνεται υπόψη μόνο ως κατανεμημένο φορτίο στις αντίστοιχες δοκούς του ορόφου, όπως θα αναλυθεί σε επόμενη παράγραφο.

1.2 Μέθοδοι συλλογής δεδομένων

Το Γυμνάσιο αποτελεί κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα για το οποίο δεν είναι διαθέσιμη η μελέτη κατασκευής του. Προκειμένου να πραγματοποιηθεί η αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής, κρίθηκε απαραίτητο να συλλεχθούν επαρκή δεδομένα για τα υλικά και την όπλιση της κατασκευής μέσω μίας σειράς διαγνωστικών ελέγχων. Συνοπτικά, οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν ήταν:

- Οπτικός Έλεγχος

- Πυρηνοληψία
- Κρουσιμέτρηση
- Αποκάλυψη Οπλισμού
- Μαγνητική Μέθοδος
- Έλεγχος Βαθμού ενανθράκωσης

1.2.1 Οπτικός Έλεγχος

Κατά τον έλεγχο αυτό, εντοπίζονται τα σημεία που ενδείκνυται για τη λήψη των δειγμάτων και την πραγματοποίηση των υπόλοιπων δοκιμών. Τα ευρήματα όλων των μεθόδων τεκμηριώνονται με λήψη φωτογραφιών. Το σύνολο των ευρημάτων αξιολογείται με επί τόπου ελέγχους.

1.2.2 Πυρηνοληψία

Η πυρηνοληψία είναι μία ημι-καταστρεπτική μέθοδος προσδιορισμού της αντοχής του σκυροδέματος. Οι πυρήνες που λαμβάνονται υποβάλλονται σε εργαστηριακούς ελέγχους μέσω των οποίων προσδιορίζονται, εκτός της θλιπτικής αντοχής, και χαρακτηριστικά του σκυροδέματος όπως, η γενικότερη ποιότητα του σκυροδέματος, η ύπαρξη ρωγμών ή άλλων αστοχιών στη μάζα του σκυροδέματος, το είδος των αδρανών, η ύπαρξη χλωριόντων και η πιθανή διάβρωση του οπλισμού.

1.2.3 Κρουσιμέτρηση

Η μέθοδος του κρουσίμετρου είναι μια μη καταστρεπτική μέθοδος εκτίμησης της αντοχής του σκυροδέματος, η οποία βασίζεται στη μέτρηση της επιφανειακής σκληρότητας των δομικών στοιχείων που εξετάζονται. Με την μέθοδο αυτή εξετάζεται η ποιότητα του σκυροδέματος και εκτιμάται η αντοχή του.



Εικόνα 6. Κρουσίμετρο

1.2.4 Αποκάλυψη Οπλισμού

Η αποκάλυψη οπλισμού είναι μία ημι-καταστρεπτική μέθοδος που αποσκοπεί στον ακριβή προσδιορισμό των θέσεων και των διαμέτρων των ράβδων οπλισμού σκυροδέματος με χρήση παχύμετρου, καθώς και στο πάχος επικάλυψης του οπλισμού. Παράλληλα επιτυγχάνεται η βαθμονόμηση των αποτελεσμάτων που λαμβάνονται με την εφαρμογή της μεθόδου της μαγνητογράφησης οπλισμού, καθώς και η λήψη επιπλέον στοιχείων, όπως η πιθανή διάβρωση του οπλισμού.

1.2.5 Μαγνητική Μέθοδος

Η συγκεκριμένη μέθοδος αποσκοπεί στον εντοπισμό και αποτύπωση των ράβδων οπλισμού σκυροδέματος και το πάχος επικάλυψης του οπλισμού. Σε πολλές περιπτώσεις η μέθοδος συνδυάζεται με περιορισμένες διερευνητικές τομές.



Εικόνα 7. Μαγνητική Μέθοδος

1.2.6 Βαθμός Ενανθράκωσης Σκυροδέματος

Με χρήση διαλύματος φαινολοφθαλεΐνης σαν χρωματικό δείκτη προσδιορίζεται το πάχος της ενανθρακωμένης ζώνης του σκυροδέματος.

Πιο συγκεκριμένα, μετά τον ψεκάσμό φρεσκοκομμένου σκυροδέματος με διάλυμα φαινολοφθαλεΐνης, οι ενανθρακωμένες περιοχές που έχουν pH μικρότερο από 8,2 παραμένουν άχρωμες, ενώ οι περιοχές με $pH > 8,2$ αποκτούν ροδοκόκκινη απόχρωση.

1.2.7 Αποτελέσματα ελέγχων συλλογής δεδομένων

Οι δοκιμές κρουσιμετρήσεων πραγματοποιήθηκαν αρχικά στις θέσεις λήψης πυρήνων ώστε να γίνει συσχετισμός των αποτελεσμάτων των δύο μεθόδων και να διορθωθεί το διάγραμμα του κρουσιμέτρου έτσι ώστε να ανταποκρίνεται στα αποτελέσματα της πυρηνοληψίας. Επιπλέον πραγματοποιήθηκαν κρουσιμετρήσεις ανά όροφο.

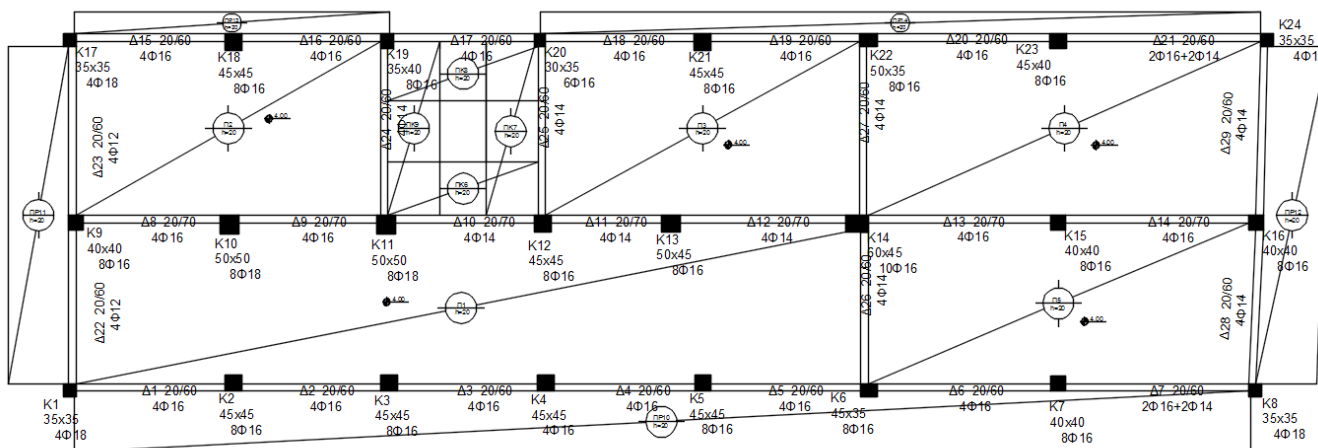
Με βάση τα αποτελέσματα του κρουσιμέτρου προκύπτει για το σκυρόδεμα των υποστρωμάτων **μέση κυβική θλιπτική αντοχή $f_{cm}=23.45MPa$** με τυπική απόκλιση $s=6.412$ ($s/f_{cm}=0.238$).

Για τον εντοπισμό του οπλισμού στις διατομές πραγματοποιήθηκαν εκτενείς αποκαλύψεις του φέροντος οργανισμού. Ενδεικτικά και για λόγους συντομίας, παρουσιάζονται δύο φωτογραφίες από τις αποκαλύψεις οπλισμών που πραγματοποιήθηκαν στα μέλη της κατασκευής.



Εικόνα 8. Αποκάλυψη Οπλισμού στο υποστυλώμα K5 και στην δοκό Δ7 του ισογείου

1.3 Αποτύπωση φέροντος οργανισμού κατασκευής



Εικόνα 9. Ξυλότυπος Οροφής Ισογείου Υφιστάμενου

Το κτίριο είχε κατασκευαστεί σύμφωνα με τον Παλιό Κανονισμό Σκυροδέματος (Κ.Ω.Σ. 1954) και τον Παλιό Αντισεισμικό Κανονισμό (Α.Κ. 1959). Ο σκελετός της κατασκευής είναι κατασκευασμένος από σκυρόδεμα B160 με χάλυβα οπλισμού StI.

Βάσει των διατάξεων του Α.Κ. 1959, υπολογίστηκαν τα σεισμικά φορτία για **περιοχή κατηγορίας III**, με την παραδοχή **εδάφους Α** και **συντελεστή σεισμικής επιβάρυνσης 0.08**. Βάσει των διατάξεων του Κ.Ω.Σ. 1954, για κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος, πραγματοποιήθηκε όπλιση όλων των στοιχείων του φέροντος οργανισμού με ελάχιστο ποσοστό διαμήκους οπλισμού $A_{min} = 0.8\%$ επί της επιφάνειας της κάθε διατομής και ακολουθήθηκε ο συνήθης τρόπος όπλισης των δοκών της περιόδου κατασκευής του.

Το ισόγειο της κατασκευής βρίσκεται σε υψομετρική στάθμη $\pm 0,00m$, ο Α όροφος σε στάθμη $+4,00m$, ο Β όροφος σε στάθμη $+7,35m$ και το δώμα σε στάθμη $+10,65m$.

Το λεβητοστάσιο, όπως φαίνεται στην αρχιτεκτονική κάτοψη του ισογείου της κατασκευής, αποτελεί μια προσθήκη χαμηλού ύψους, η οποία είναι ανεξάρτητη του κυρίου στατικού συστήματος και στην παρούσα εργασία δεν θα μελετηθεί.

Γενικά, παρατηρείται ότι το στατικό σύστημα της κατασκευής δεν είναι ιδιαίτερα σύνθετο. Παρατηρείται μία ομοιόμορφη κατανομή των μαζών και των δυσκαμψιών σε ολόκληρη την κατασκευή, τόσο στην έννοια των επιπέδων των ορόφων και στις δύο διευθύνσεις, όσο και καθ' ύψος του κτιρίου.

Όσον αφορά την όπλιση των στοιχείων, προφανώς δεν υπάρχει η έννοια του ικανοτικού σχεδιασμού, υπάρχουν μη πλάστιμα στοιχεία, μη θεώρηση κρίσιμης περιοχής πύκνωσης εγκάρσιου οπλισμού, γενικότερα αραιή διάταξη των συνδετήρων και μικρά μήκη αγκύρωσης.

1.3.1 Πλάκες

Όλες οι εσωτερικές και εξωτερικές πλάκες σε όλους τους ορόφους του κτιρίου είναι συμπαγείς και έχουν κοινό πάχος $h=20cm$. Οι οροφές του ισογείου, του Α όροφου και του Β ορόφου αποτελούνται από 4 τετραέρειςτες, 1 αμφιέριστη και 5 προβόλους η κάθε μία. Η οροφή του δώματος αποτελείται από μια τετραέριστη πλάκα. Επίσης, σε κάθε όροφο υπάρχουν και οι πλάκες του κλιμακοστασίου, οι οποίες για λόγους απλούστευσης του στατικού συστήματος, λαμβάνονται μόνο υπόψη ως κατανεμημένα φορτία στις περιμετρικές δοκούς του κλιμακοστασίου, όπως θα περιγραφεί και παρακάτω στη παράγραφο των επιβαλλόμενων φορτίσεων της κατασκευής.

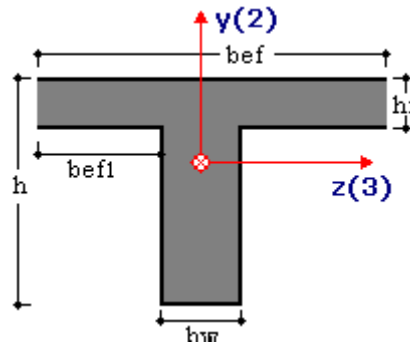
Οι οπλισμοί των πλακών διαπιστώθηκαν αρκετά αραιοί. Στις κύριες διευθύνσεις είναι τοποθετημένοι οπλισμοί $\Phi 8/20$ και υπάρχουν και οπλισμοί διανομών $\Phi 8/40$.

1.3.2 Δοκοί

Ο συνήθης τρόπος όπλισης των δοκών την περίοδο κατασκευής του υπό μελέτη κτιρίου απαιτούσε περισσότερο δύσκαμπτες διατομές στις δοκούς ως προς την επιλογή του οπλισμού, καθώς ο σχεδιασμός των κόμβων δεν λάμβανε υπόψη τις ικανοτικές διατάξεις. Θεωρήθηκε ότι έχουν χρησιμοποιηθεί οι απλοποιητικοί κανόνες κλιμάκωσης των οπλισμών κάμψης οι οποίοι ακολουθούν την περιβάλλουσα ροπών, ανάλογα με το στατικό σύστημα κάθε δοκού.

Με τα δεδομένα της περιόδου κατασκευής, στην περίπτωση που τοποθετούνταν συνδετήρες, η συμμετοχή τους ήταν μειωμένη ή ασήμαντη, καθώς δεν θα πληρούσαν τις σύγχρονες πρότυπες κατασκευαστικές λεπτομέρειες όπλισης και αγκύρωσης του σπλισμού διατήσεως. Οι συνδετήρες, όπως τοποθετούνταν σύμφωνα με τις κατασκευαστικές μεθόδους της περιόδου κατασκευής, δεν ήταν πυκνοί, ούτε κλειστοί ούτε αγκυρωμένοι με άγκυστρο, και δεν προσφέρουν στην περίσφιξη του σκυροδέματος. Στον δεδομένο φορέα, έχει θεωρηθεί ότι στην παραλαβή των τεμνουσών στις δοκούς συμμετέχουν ως λοξοί συνδετήρες τα σπαστά τμήματα του διαμήκη σπλισμού.

Οι διατομές των δοκών εισάγονται στο Fespa ως ορθογωνικές διατομές σκυροδέματος με διαστάσεις όπως δίνονται στα διαθέσιμα σχέδια των ξυλοτύπων. Κατά την επίλυση, το πρόγραμμα μετατρέπει αυτόματα τις διατομές αυτές σε διατομές πλακοδοκών, λαμβάνοντας υπόψη τις συνεργαζόμενες πλάκες.



Εικόνα 10. Υπόδειγμα διατομής πλακοδοκού στο Fespa

Οι διαμέτροι για τα διαμήκη σίδερα των δοκών που διαπιστώθηκαν είναι Φ8, Φ14 και Φ16.

Η καθαρή επικάλυψη σε κάθε δοκό είναι 2cm.

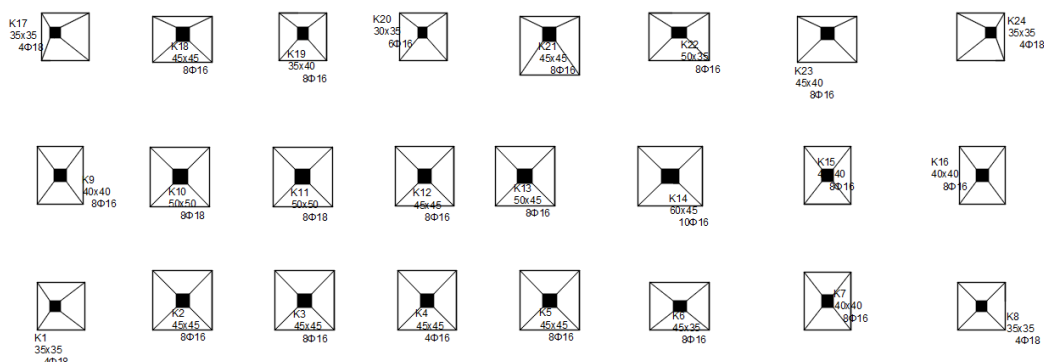
1.3.3 Υποστυλώματα – Τοιχώματα

Η κατασκευή έχει συνολικά 24 κατακόρυφα στοιχεία στον κάθε όροφο. Σύμφωνα με τον EC8, οι διατομές διαχωρίζονται σε υποστυλώματα και τοιχώματα βάσει του κανόνα:

$$\frac{h}{b} < 4, \text{ η διατομή είναι υποστύλωμα}$$

$$\frac{h}{b} > 4, \text{ η διατομή είναι τοίχωμα}$$

Όλα τα κατακόρυφα στοιχεία χαρακτηρίζονται ως υποστυλώματα. Οι υπάρχοντες διαμήκεις σπλισμοί των υποστυλωμάτων βρέθηκαν να έχουν διατομές διαμέτρων Φ16, Φ18, Φ20. Επίσης, βρέθηκαν τοποθετημένοι συνδετήρες Φ6/30 σε όλα τα υποστυλώματα.



Εικόνα 11. Ξυλότυπος Θεμελίωσης

1.4 Μηχανικά Χαρακτηριστικά Υλικών Δόμησης

1.4.1 Σκυρόδεμα

Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου είναι κατασκευασμένος με σκυρόδεμα κατηγορίας B160, σύμφωνα με την παλαιά ονομασία της κατηγορίας. Το Fesra επιτρέπει στον χρήστη, όταν εισάγει δεδομένα μίας κατασκευής η οποία έχει μελετηθεί με του παλαιούς κανονισμούς δόμησης, να επιλέξει μια παλιά κατηγορία σκυροδέματος, η οποία μετατρέπεται αυτόματα στην ανάλογη σημερινή, όταν ο χρήστης επιλέξει έναν νεότερο κανονισμό για την διαδικασία της αποτίμησης. Στην αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής, χρησιμοποιήθηκε η μέση κυβική θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος ($f_{cm}=23.45\text{MPa}$) που υπολογίστηκε από τις δοκιμές της κρουσιμέτρησης.

	Ποιότητα υφιστάμενου σκυροδέματος όπως προδιαγράφεται στην μελέτη		Αποτίμηση Φ.Ι.
	Μέση τιμή κυβικού δοκιμίου [MPa]	Χαρακτηριστική τιμή κυλινδρικού δοκιμίου f_{ck} [MPa]	Ενδεικτική Μέση αναμενόμενη τιμή κυλινδρικού δοκιμίου f_{cm} [MPa]
B160	16		16
B225	22.5		22.5
B300	30		30
C16/20		16	23-30

C20/25		20	29-35
--------	--	----	-------

Πίνακας 1. Αναμενόμενες μέσες αντοχές για υφιστάμενο σκυρόδεμα

1.4.2 Χάλυβας

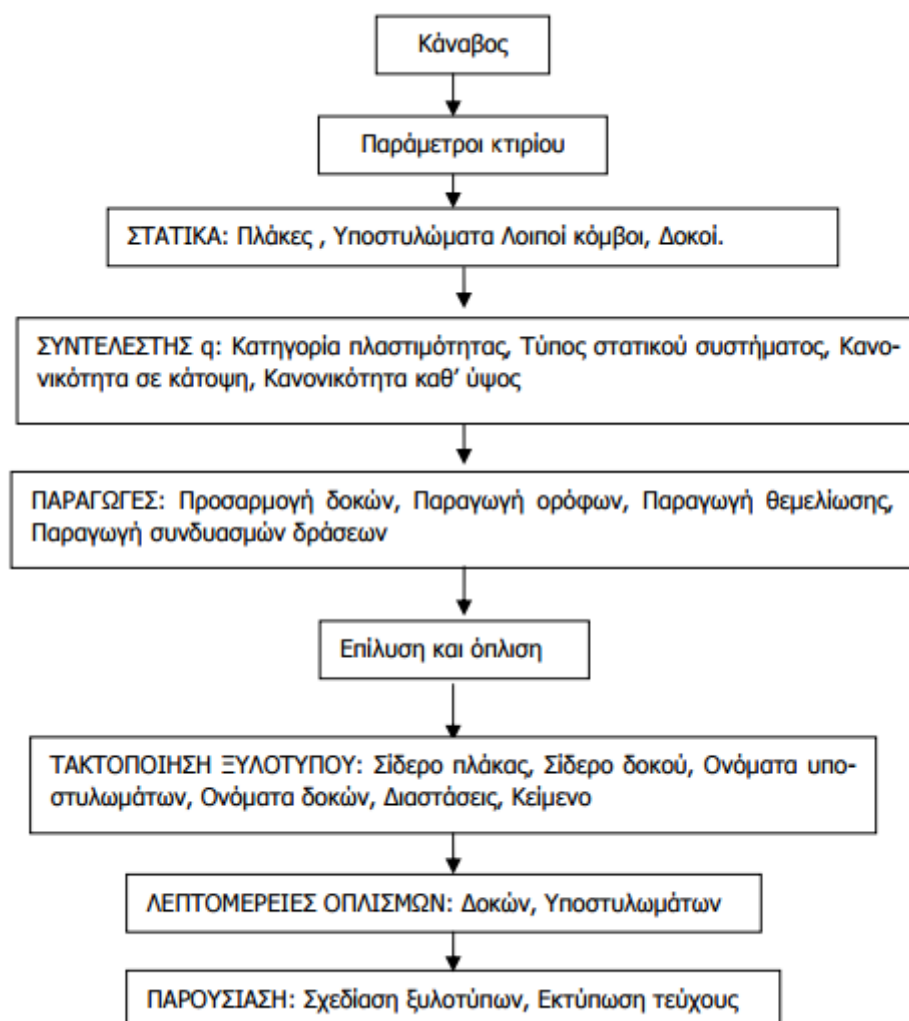
Σε όλα τα μέλη της κατασκευής, η όπλιση είχε πραγματοποιηθεί με χρήση χάλυβα κατηγορίας STAHL I, ο οποίος αντιστοιχεί στον σημερινό S220 και έχει χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή (f_{yk}) ίση με 220MPa.

	Νέος οπλισμός Χαρακτηριστικές τιμές	Υφιστάμενος οπλισμός Μέσες τιμές			
	B500C	S500s ή B500C	S500	StIII ή S400	StI ή S220
Αντοχή f_{yk} ή f_{ym} [MPa]	$f_{yk} = 500$	$f_{ym} =$ 550 ÷ 575	$f_{ym} =$ 550 ÷ 575	$f_{ym} =$ 460 ÷ 480	$f_{ym} =$ 260 ÷ 290
Οριακή παραμόρφωση ϵ_{suk} ή ϵ_{sum}	6.0 ÷ 7.5%	10%	5%	5%	10 ÷ 12%

Πίνακας 2. Ενδεικτικές – προτεινόμενες τιμές χαρακτηριστικής αντοχής και παραμόρφωσης για νέο χάλυβα και αντίστοιχες μέσες τιμές για υφιστάμενο χάλυβα.

1.5 Προσομοίωση Υφιστάμενου Φορέα

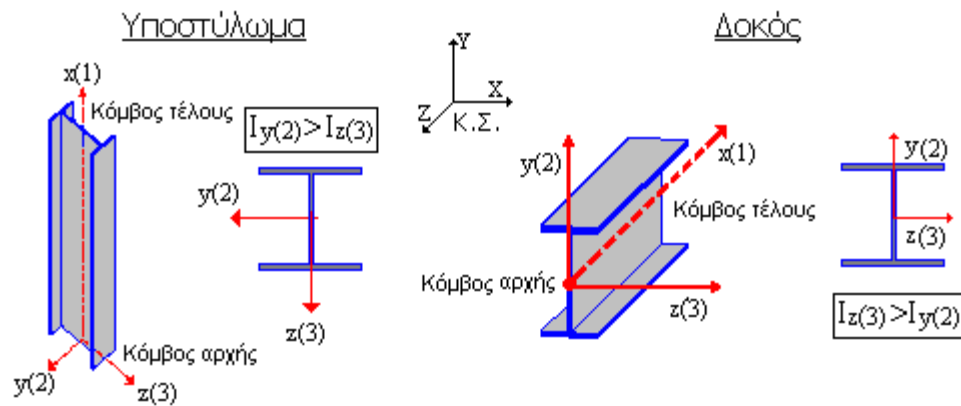
Η προσομοίωση του υφιστάμενου φορέα του κτιρίου πραγματοποιήθηκε με το στατικό πρόγραμμα Fespa (έκδοση 7.2.0.50). Οι οδηγίες του προγράμματος υποδεικνύουν μία προτεινόμενη πορεία προσομοίωσης της κατασκευής για την αποφυγή λαθών και παραλείψεων από μέρος του χρήστη και την βελτιστοποίηση του στατικού μοντέλου από μέρος του προγράμματος.



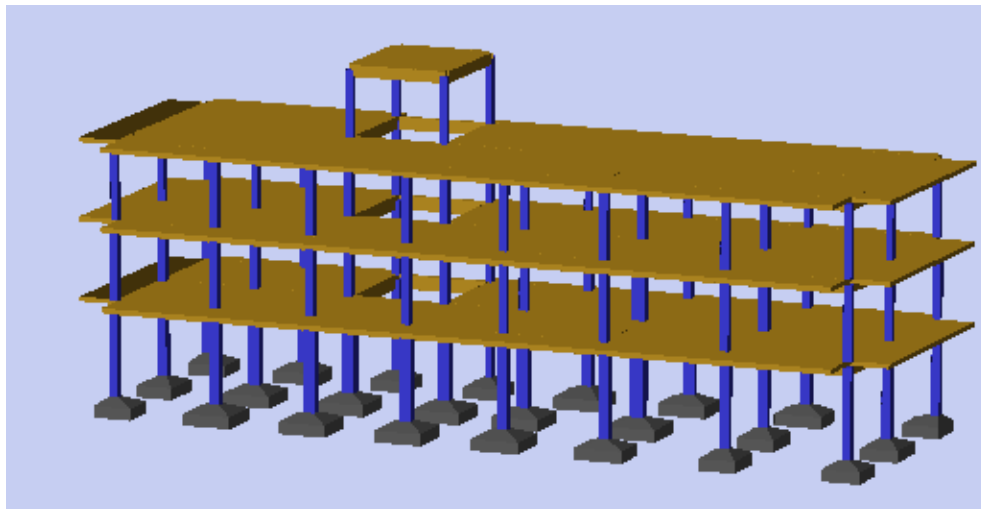
Εικόνα 12. Πορεία προσομοίωσης φορέα στο στατικό πρόγραμμα Fespa

1.5.1 Χαρακτηριστικά του προσομοιώματος

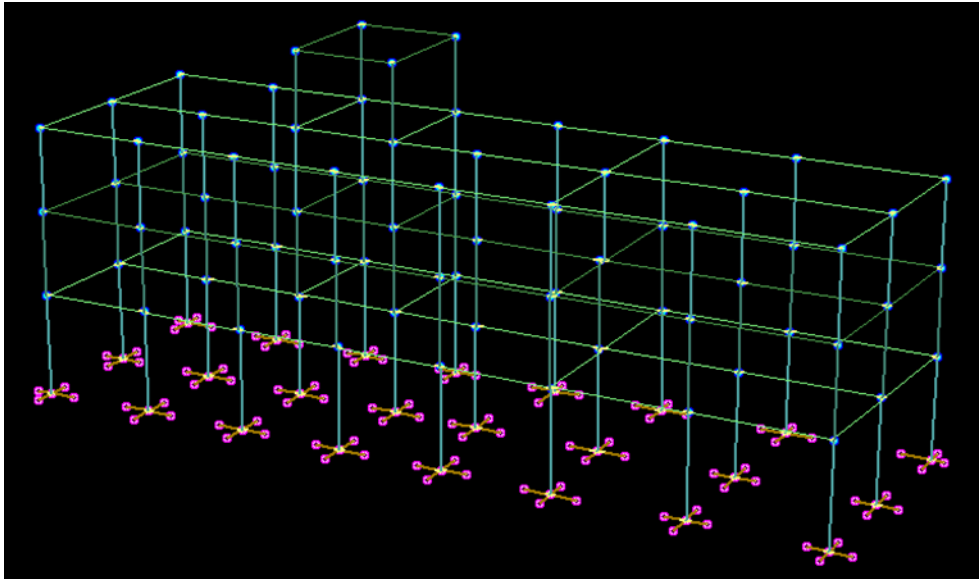
Το προσομοίωμα του δομήματος είναι πλαίσιο τριών διαστάσεων, εδραζόμενο επί ελαστικού εδάφους. Κατά συνέπεια η αλληλεπίδραση εδάφους - κατασκευής εισέρχεται εξ' αρχής στους υπολογισμούς και δεν απαιτείται εκ νέου διανομή των δράσεων λόγω εκκεντροτήτων των στοιχείων θεμελίωσης.



Εικόνα 13. Σύστημα Αξόνων Μελών και Κύριο Σύστημα (Κ.Σ.) Αξόνων του προσομοιώματος



Εικόνα 14. Τρισδιάστατη Προσομοίωση του φορέα



Εικόνα 15. Προσομοίωση Μελών Φορέα

Σχετικά με την προσομοίωση της μάζας, ως σημεία συγκέντρωσης μάζας ορίζονται γενικά οι κόμβοι του προσομοιώματος. Παραλείπονται οι μάζες που αντιστοιχούν σε παγιωμένους βαθμούς ελευθερίας.

Σε κάθε κόμβο αντιστοιχούν έξι βαθμοί ελευθερίας κίνησης, ενώ οι κόμβοι που αντιστοιχούν σε ελαστική θεμελίωση θεωρούνται εν γένει οριζόντια παγιωμένοι και έχουν τέσσερις βαθμούς ελευθερίας.

Οι επιλύσεις πραγματοποιούνται με την ακριβή μέθοδο αντιστροφής του μητρώου ακαμψίας (κατά GAUSS) των μελών του χωρικού προσομοιώματος. Λαμβάνονται υπόψη έργα από αξονικές, τέμνουσες δυνάμεις, ροπές κάμψης και ροπές στρέψης.

Στις ελαστικές αναλύσεις, όπου πραγματοποιούνται έλεγχοι δυνάμεων, χρησιμοποιούνται οι χαρακτηριστικές αντοχές των υλικών, όπως έχουν προκύψει από τις δοκιμές. Στις ανελαστικές αναλύσεις (ανάλυση Pushover), όπου πραγματοποιούνται έλεγχοι μετακινήσεων, χρησιμοποιούνται οι μέσες αντοχές των υλικών.

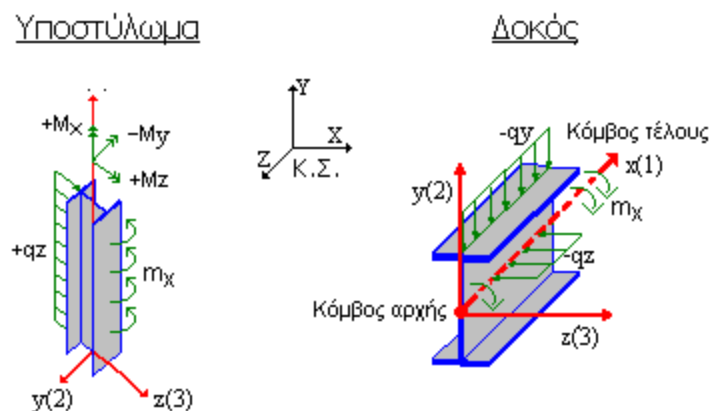
1.5.2 Προσομοίωση Φόρτισης

Τα φορτία, των οποίων η επιρροή συνυπολογίστηκε στην επίλυση και αποτίμηση του φορέα, προέκυψαν από εκτίμηση των χαρακτηριστικών της κατασκευής και την απαιτούμενη χρήση του κτιρίου ως σχολική μονάδα, σύμφωνα με τις διατάξεις του EC1.

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κτήρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A,B, και D ¹⁾)	C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνώστηρια, χώροι υποδοχής. C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα, Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς. C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι

Πίνακας 3. Κατηγορίες χρήσης κατά EK1

Το ίδιο βάρος των μελών υπολογίζεται αυτόματα από το Fesra, σύμφωνα με το ειδικό βάρος τους σκυροδέματος που έχει αποδοθεί ($\gamma_b = 25kN/m^3$), και κατανέμεται στην κατασκευή.



Εικόνα 16. Υπόδειγμα διεύθυνσης και φοράς φορτίσεων όπως εφαρμόζονται στα μέλη

Οι επιβαλλόμενες φορτίσεις που προκύπτουν για κατασκευές κατηγορίας χρήσης C1 και συνυπολογίστηκαν στην μελέτη της κατασκευής είναι οι παρακάτω:

Μόνιμα Φορτία:

- Ίδιο βάρος μελών g
- Πρόσθετα Μόνιμα (επιστρώσεις) πλακών: $g' = 1,0 \text{ kN} / \text{m}^2$ (οροφές ισογείου και Α ορόφου)

$$g' = 2,5 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (μονώσεις οροφής Β ορόφου)}$$

$$g' = 1,0 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (επικαλύψεις προβόλων)}$$

- Πρόσθετα Μόνιμα στις δοκούς Δ15, Δ16, Δ17, Δ18, Δ19, Δ20, Δ21 των οροφών του ισογείου και του Α ορόφου λόγω των τοιχοπληρώσεων: $g'_{\text{τοιχοπλήρωσης}} = 9,9 \text{ kN} / \text{m}$

Κινητά Φορτία:

- Κινητά φορτία πλακών: $q_k = 3,0 \text{ kN} / \text{m}^2$ (οροφές ισογείου και Α ορόφου)

$$q_k = 2,5 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (οροφή Β ορόφου)}$$

$$q_k = 5,0 \text{ kN} / \text{m}^2 \text{ (κινητά φορτία προβόλων)}$$

1.5.3 Προσομοίωση Κλιμακοστασίου

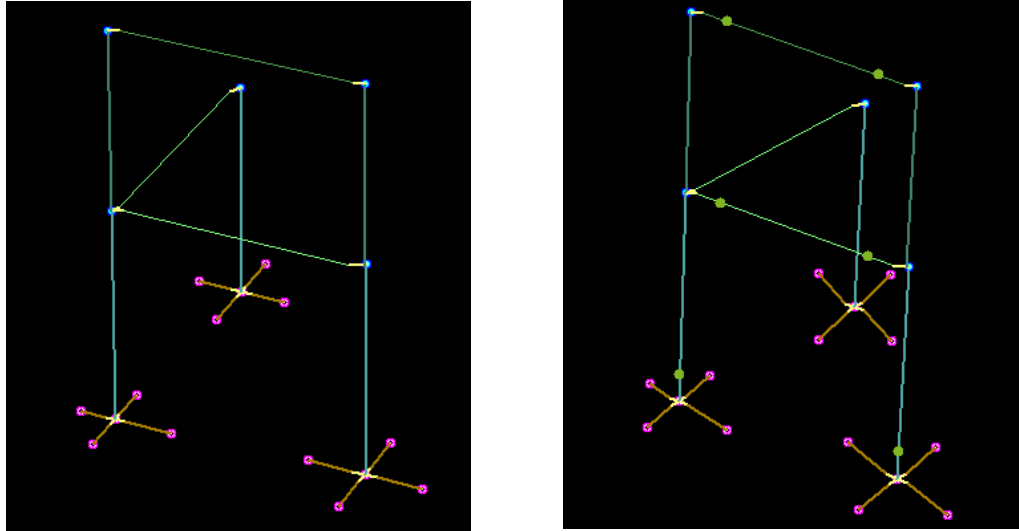
Προκειμένου να απλοποιηθεί το στατικό μοντέλο, επιλέχθηκε να συνυπολογιστεί η επιρροή του κλιμακοστασίου που αναπτύσσεται στους 3 ορόφους της κατασκευής μόνο ως επιπρόσθετη φόρτιση στην κατασκευή. Οι πλάκες του κλιμακοστασίου έχουν υπολογιστεί να φέρουν μόνιμα φορτία $5 \text{ kN} / \text{m}^2$ (πλάκες συνολικού πάχους $h=20\text{cm}$) και κινητά φορτία $q_k = 3,5 \text{ kN} / \text{m}^2$. Τα επιφανειακά φορτία αυτά μετατρέπονται σε γραμμικά κατανεμημένα φορτία και κατανέμονται στις περιμετρικές δοκούς του κλιμακοστασίου (Δ10, Δ17, Δ24, Δ25) του κάθε ορόφου.

Σημείωση Εφαρμογής στο Fespa

Κατά την επίλυση του χωρικού δικτύωματος, το Fespa κατανέμει αυτόματα όλα τα φορτία από τις πλάκες στις δοκούς και στα υποστυλώματα, προκειμένου να υπολογίσει τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη που προκαλούνται.

1.5.4 Προσομοίωση θεμελίωσης

Οι συνθήκες στήριξης στην βάση κάθε πεδίου, προσομοιώνονται από δύο διασταυρούμενες δοκούς επί ελαστικού εδάφους. Ο χρήστης έχει την δυνατότητα να ορίσει το είδος του εδάφους ή να ορίσει έναν δείκτη εδάφους K_s . Οι κόμβοι των θεμελίων έχουν τέσσερις βαθμούς ελευθερίας έκαστος ($\Delta y, \Phi x, \Phi y, \Phi z$). Τα θεμέλια ουσιαστικά λειτουργούν ως ελατήρια τα οποία επιτρέπουν τις κατακόρυφες μετακινήσεις και την στροφή περί των οριζόντιων αξόνων X, Z και δεσμεύουν όλες τις υπόλοιπες. Στην περίπτωση της πεδילוδοκού, δεσμεύονται και οι στροφές περί των οριζόντιων αξόνων.



Εικόνα 17. Προσομοίωση θεμελίου με δύο δοκούς και παραμόρφωση κόμβου θεμελίου

1.6 Κανονισμοί ελέγχων φορέα

1.6.1 Απαιτήσεις Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959

Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν για τα κατακόρυφα και τα σεισμικά φορτία με βάση τις απαιτήσεις του Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959. Οι απαιτήσεις αυτές αφορούν τόσο τον έλεγχο του υφιστάμενου φορέα, όσο και του φορέα μετά από τις ενισχύσεις. Οι έλεγχοι του φορέα πραγματοποιήθηκαν σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Σύμφωνα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959, οι τιμές του συντελεστή σεισμικής επιβάρυνσης ε λαμβάνονται από τον Πίνακα:

Σεισμικότητα περιοχών	Επικινδυνότητα εδαφών		
	(α)	(β)	(γ)
I	0,04	0,06	0,08
II	0,06	0,08	0,12
III	0,08	0,12	0,16

Πίνακας 4. Συντελεστής Σεισμικής Επιβάρυνσης

Για σεισμικότητα περιοχής I και επικινδυνότητα εδάφους (β), ο σεισμικός συντελεστής λαμβάνει την τιμή $\varepsilon=0.06$. Για την πραγματοποίηση των αναλύσεων ο συντελεστής ε τροποποιήθηκε κατάλληλα καθόσον οι έλεγχοι πραγματοποιήθηκαν σε όρους συνολικής αντοχής.

1.6.2 Απαιτήσεις φάσματος του ΕΚ8

Σε όλους τους ελέγχους που πραγματοποιούνται στην παρούσα εργασία, εκτός από την σεισμική απαίτηση του '59, ελέγχεται και η ικανοποίηση ή μη των απαιτήσεων του φάσματος του ΕΚ8 που αντιστοιχεί στην περιοχή μελέτης.

Η υπό μελέτη κατασκευή βρίσκεται σε σεισμική ζώνη Z2 με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.240g. Ο τύπος του εδάφους είναι ο Β (συντελεστής εδάφους $S=1.20$).

Τονίζεται ότι οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται για το φάσμα του ΕΚ8 είναι συμπληρωματικοί και προσφέρουν μία εποπτεία στην σεισμική συμπεριφορά του φορέα πριν και μετά από τις ενισχύσεις. Η επάρκεια ή μη του φορέα στον εκάστοτε έλεγχο θα κρίνεται από τις απαιτήσεις του Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959.

1.6.3 Στόχος Αποτίμησης & Ανασχεδιασμού - Στάθμες Επιτελεστικότητας

Ο στόχος της αποτίμησης ενός υφιστάμενου δομήματος έγκειται στην εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητας και στον έλεγχο ικανοποίησης των ελάχιστων υποχρεωτικών απαιτήσεων, όπως αυτοί αναγράφονται στους ισχύοντες Κανονισμούς. Προκειμένου να εκτιμηθεί η διαθέσιμη φέρουσα ικανότητα, λαμβάνονται υποχρεωτικώς υπόψη και τα στοιχεία που προέκυψαν από την έρευνα του ιστορικού του. Η διαδικασία της αποτίμησης διαφοροποιείται ανάλογα με την ύπαρξη ή όχι βλαβών στο προς αποτίμηση κτίριο.

Στην περίπτωση που δεν υπάρχουν βλάβες, οι οποίες επηρεάζουν σημαντικά την φέρουσα ικανότητα του δομήματος, και ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, το αποτέλεσμα της αποτίμησης θα οδηγήσει στην απόφαση για ενίσχυση ή όχι του δομήματος.

Στην περίπτωση που ήδη υπάρχουν βλάβες, η διαδικασία αποτίμησης έχει δύο σκέλη:

- i. Αποτιμάται πρώτα το δόμημα ως έχει, με συνεκτίμηση των βλαβών. Ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, το αποτέλεσμα της αποτίμησης θα οδηγήσει στην απόφαση για επέμβαση (επισκευή ή/και ενίσχυση) ή όχι. Το σκέλος αυτό της αποτίμησης πρακτικώς έχει εφαρμογή όταν οι βλάβες είναι περιορισμένες. Επιτρέπεται να παραλείπεται όταν κατά την κρίση του μελετητή Μηχανικού απαιτείται οπωσδήποτε επέμβαση, οπότε εφαρμόζονται τα αναφερόμενα στο επόμενο σκέλος.
- ii. Σε περίπτωση που απαιτείται επέμβαση, αποτιμάται το δόμημα στην προ των βλαβών κατάσταση, δηλαδή με την παραδοχή ότι απλώς θα αποκατασταθούν οι βλάβες. Ανάλογα με τον επιδιωκόμενο στόχο ανασχεδιασμού, το αποτέλεσμα της αποτίμησης αυτής θα οδηγήσει στην απόφαση για απλή μόνον επισκευή ή για επισκευή και ενίσχυση.

Για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικο - οικονομικών αναγκών, θεσπίζονται διάφορες «στάθμες επιτελεστικότητας» (στοχευόμενες συμπεριφορές) υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού. Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτιρίου» (σεισμός σχεδιασμού) (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2.2.1).

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	«Περιορισμένες βλάβες»	«Σημαντικές βλάβες»	«Οιονεί κατάρρευση»
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Πίνακας 5. Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού

Οι στάθμες επιτελεστικότητας για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό της κατασκευής διακρίνονται με βάση το είδος και το επίπεδο των βλαβών που αναπτύσσονται στην κατασκευή, δηλαδή στο φέροντα και μη φέροντα οργανισμό, από το σεισμό σχεδιασμού και είναι οι ακόλουθες βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ και EC8 ως εξής:

- 1) «Περιορισμένες βλάβες» (A) (Damage Limitation - DL) είναι μια κατάσταση κατά την οποία αναμένεται ότι καμιά λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά τον σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Είναι ενδεχόμενο να παρουσιασθούν μερικές τριχοειδείς ρωγμές στον φέροντα οργανισμό. Η απαίτηση σε όρους γωνίας στροφής χορδής για κύρια και δευτερεύοντα μέλη είναι:

$$\theta < \theta_{DL} = \theta_y$$

- 2) «Σημαντικές βλάβες» (B) είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου, χωρίς όμως να συμβεί θάνατος ή σοβαρός τραυματισμός ατόμων εξαιτίας των βλαβών αυτών, και χωρίς να συμβούν ουσιώδεις βλάβες στην οικοσκευή ή τα αποθηκευόμενα στο κτίριο υλικά. Το κριτήριο συμμόρφωσης σε όρους γωνίας στροφής χορδής εκφράζεται ως εξής:

$$\theta < \theta_{SD} = \frac{(\theta_y + \theta_u)}{2\gamma_{RD}} \text{ για τα πρωτεύοντα μέλη}$$

$$\theta < \theta_{SD} = \frac{(\theta_y + \theta_u)}{2} \text{ για τα δευτερεύοντα μέλη}$$

- 3) «Οιονεί κατάρρευση» (Γ) είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες στον φέροντα οργανισμό, ο οποίος όμως έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης. Το κριτήριο συμμόρφωσης σε όρους γωνίας στροφής χορδής εκφράζεται ως εξής:

$$\theta < \theta_{NC} = \frac{\theta_u}{\gamma_{RD}} \text{ για τα πρωτεύοντα μέλη}$$

$$\theta < \theta_{NC} = \theta_u \text{ για τα δευτερεύοντα μέλη}$$

Ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού του φέροντος οργανισμού υφισταμένων κτιρίων μπορούν να ορίζονται κατά περίπτωση από τη Δημόσια Αρχή. Σε ειδικές περιπτώσεις, η Δημόσια Αρχή μπορεί να ορίζει επιπλέον και στόχους αποτίμησης ή

ανασχεδιασμού του μη-φέροντος οργανισμού. Στην περίπτωση αυτή, η ίδια Αρχή ορίζει και τα κριτήρια ελέγχου ικανοποίησης των αντίστοιχων στόχων. Πάντως ο κύριος του έργου μπορεί να επιλέξει υψηλότερο στόχο ελέγχου από τον ελάχιστο ανεκτό που θα ορίσει η Δημόσια Αρχή.

Κατά τον ορισμό των στόχων πρέπει να λαμβάνονται υπόψη (μεταξύ άλλων) τα ακόλουθα κριτήρια:

- Κοινωνική σπουδαιότητα του κτιρίου (π.χ. προσωρινή κατασκευή, συνήθεις κατοικίες, χώροι συγκέντρωσης κοινού, χώροι διαχειρισμού εκτάκτων αναγκών, εγκαταστάσεις υψηλού κινδύνου).
- Διαθέσιμα οικονομικά μέσα του υπόψη κοινωνικού συνόλου κατά τη δεδομένη περίοδο.

2 Ελαστικές Αναλύσεις υφιστάμενου κτιρίου

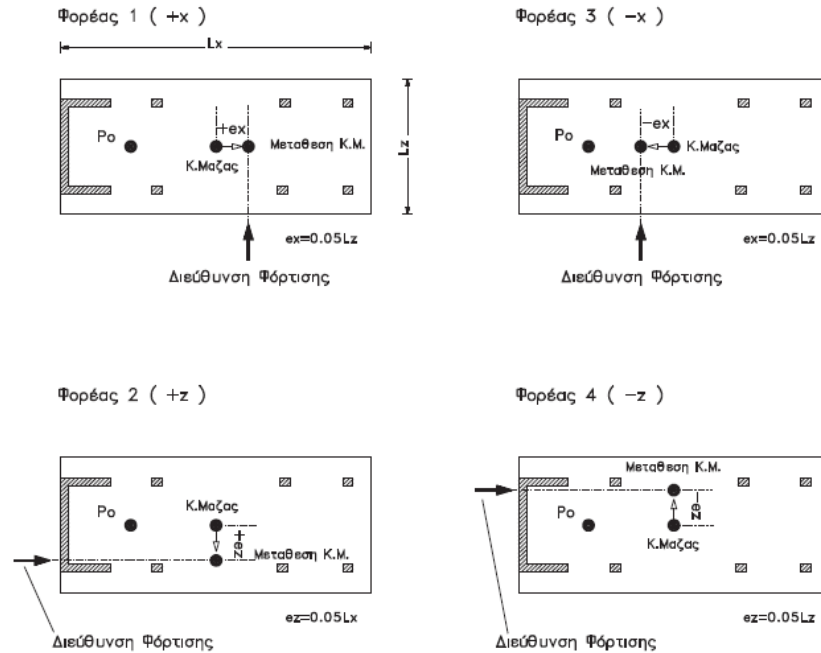
2.1 Ιδιομορφική Ανάλυση

2.1.1 Γενικά Στοιχεία

Προκειμένου να πραγματοποιηθεί η αποτίμηση του υφιστάμενου φορέα απαιτείται μία προκαταρκτική ιδιομορφική ανάλυση του κτιρίου. Η ιδιομορφική ανάλυση πραγματοποιήθηκε στις δύο διευθύνσεις X και Z με σκοπό να προσδιοριστούν τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής και να ελεγχθεί η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών στην συμπεριφορά της.

Το Fespa αναζητά απευθείας τις 16 πρώτες ιδιομορφές (ιδιοδιανύσματα) και τις ιδιοπεριόδους του φορέα. Επίσης, υπολογίζεται το ποσοστό συμμετοχής κάθε ιδιομορφής (δρώσα ιδιομορφική μάζα / συνολική μάζα) με το οποίο εκτιμάται η επίδραση των ανώτερων ιδιομορφών σε κάθε μία από τις κύριες διευθύνσεις. Υψηλότερα ποσοστά συμμετοχής μίας ιδιομορφής σε μία διεύθυνση συνεπάγεται μία ισχυρότερη κατανομή των μετακινήσεων στο σχήμα της ιδιομορφής προς αυτή την διεύθυνση.

Η μέθοδος επίλυσης του χωρικού πλαισίου που επιλέχθηκε ήταν η δυναμική με μετατόπιση μαζών. Το κέντρο μάζας κάθε ορόφου λαμβάνεται μετατοπισμένο από την ονομαστική του θέση κατά την τυχηματική εκκεντρότητα $ea_i = 0.05 \cdot Li$, όπου Li το πλάτος του ορόφου κάθετα προς την εξεταζόμενη διεύθυνση. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται για κάθε διεύθυνση, οπότε με τον τρόπο αυτό προκύπτουν τέσσερις ανεξάρτητοι φορείς προς επίλυση (EC8-1 §4.3.2(1)A). Ουσιαστικά με την μέθοδο αυτή λαμβάνεται υπόψη η τυχηματική εκκεντρότητα και στην ανελαστική ανάλυση (pushover).



Εικόνα 18. Οι τέσσερις φορείς που προκύπτουν από την μετατόπιση μαζών εκατέρωθεν του Κ.Μ.

Σύμφωνα με τον EC8, στην μελέτη πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών που συμβάλλουν σημαντικά στην συνολική απόκριση της κατασκευής. Προκειμένου να ικανοποιηθεί αυτή η απαίτηση, πρέπει να ικανοποιείται ένα από τα ακόλουθα:

- Το άθροισμα των δρwsών ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη πρέπει να ξεπερνά το 90% της συνολικής μάζας του φορέα.
- Λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές που η ιδιομορφική τους μάζα ξεπερνά το 5% της συνολικής μάζας του φορέα.

2.1.2 Αποτελέσματα ιδιομορφικών αναλύσεων & αξιολόγηση τους

Στο Fespa πραγματοποιήθηκε ιδιομορφική ανάλυση του χωρικού πλαισίου της κατασκευής για μετάθεση μάζας κατά τις φορές +X, -X, +Z, -Z. Οι ιδιοπερίοδοι που προκύπτουν από αυτές τις αναλύσεις είναι προσεγγιστικά ίσες. Για λόγο συντομίας, παρατίθενται τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης για μετάθεση κατά +X.

Μετάθεση Μάζας κατά +X

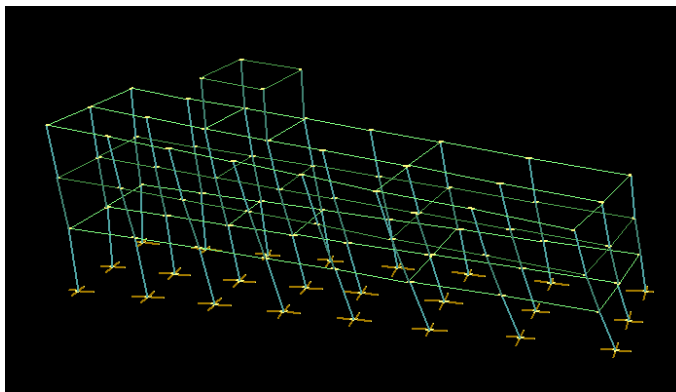
Ιδιομορφή	Κυκλ.συχρότητα	Συχρότητα	Ιδιοπερίοδος (T)	X-διεύθ.	Z-διεύθ.	X-ολική	Z-ολική
ή	α	α	ς (T)	Χ-διεύθ.	Z-διεύθ.	Χ-ολική	Z-ολική
	[rad/sec]	[hz]	[sec]	[%]	[%]	[%]	[%]
1	5.163	0.8217	1.217	0.001	73.536	0.001	73.536
2	6.3237	1.0064	0.9936	0.034	14.037	0.035	87.573
3	7.7084	1.2268	0.8151	89.612	0.002	89.647	87.575

4	14.7583	2.3488	0.4257	0.022	7.256	89.669	94.83
5	17.5977	2.8008	0.357	0.2	2.678	89.869	97.508
6	20.3923	3.2455	0.3081	8.077	0.009	97.946	97.517
7	25.3719	4.0381	0.2476	0.015	0.183	97.961	97.701
8	27.1106	4.3148	0.2318	0.438	0.037	98.399	97.737
9	27.454	4.3694	0.2289	0.025	0.434	98.424	98.172
10	27.8093	4.426	0.2259	0	0.817	98.424	98.989
11	33.6832	5.3608	0.1865	0.683	0.609	99.107	99.598
12	34.1211	5.4305	0.1841	0.892	0.402	99.999	100
13	125.6661	20.0003	0.05	0	0	99.999	100
14	128.1398	20.394	0.049	0	0	99.999	100
15	130.0668	20.7007	0.0483	0	0	99.999	100
16	142.2596	22.6413	0.0442	0	0	99.999	100

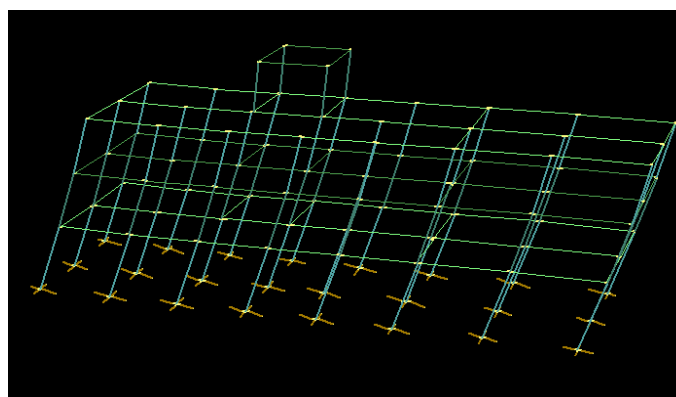
Πίνακας 6. Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης υφιστάμενου για μετάθεση μάζας κατά +X

Παρατηρείται ότι για μετάθεση του κέντρου μάζας κατά +X, η 1^η ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο $T = 1.217 \text{ sec}$ είναι μεταφορική κατά τον άξονα Z με ποσοστό ταλαντούμενης μάζας 73.54% ενώ η 3^η ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο $T = 0.8151 \text{ sec}$ είναι μεταφορική κατά τον άξονα X με ποσοστό ταλαντούμενης μάζας 89.61%.

Για σεισμική δράση κατά την διεύθυνση X, λαμβάνονται υπόψη οι 6 πρώτες ιδιομορφές, καθώς το άθροισμα των ιδιομορφικών μαζών τους είναι μεγαλύτερο του 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας. Αναλόγως, για σεισμική δράση κατά την διεύθυνση Z, λαμβάνονται υπόψη οι 4 πρώτες ιδιομορφές.



Εικόνα 19. 1η Ιδιομορφή για μετάθεση ΚΜ κατά +Χ



Εικόνα 20. 3^η Ιδιομορφή για μετάθεση ΚΜ κατά +Χ

2.2 Προκαταρκτική στατική ανάλυση

2.2.1 Γενικά στοιχεία

Προκειμένου να προσδιοριστεί το μέγεθος και η κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία του φορέα ανάληψης των σεισμικών δράσεων, απαιτείται μια προκαταρκτική ελαστική ανάλυση του κτιρίου, έτσι ώστε για κάθε στοιχείο του να υπολογισθούν οι λόγοι («δείκτες ανεπάρκειας») (KAN.ΕΠΕ. §5.5.1.1)

$$\lambda = \frac{S_E}{R_m}, \text{ δείκτης ανεπάρκειας δομικού στοιχείου}$$

Όπου:

S_E είναι το εντατικό μέγεθος (ροπή) λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού, όπου σεισμική δράση λαμβάνεται χωρίς μείωση ($q=1$)

R_m είναι η αντίστοιχη διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου, υπολογιζόμενη με βάση τις μέσες τιμές των αντοχών των υλικών

Οι λόγοι λ θα υπολογίζονται, τόσο για την αποτίμηση όσο και για τον ανασχεδιασμό, σε κάθε πρωτεύον φέρον στοιχείο. Ο μεγαλύτερος λόγος λ για ένα επιμέρους στοιχείο σε έναν όροφο (το πλέον υπερκαταπονούμενο) θα θεωρείται κρίσιμος λόγος λ για τον όροφο.

Η στατική ελαστική ανάλυση παρέχει μία εικόνα για την μορφολογική κανονικότητα του κτιρίου. Κατά τον ΚΑΝΕ.ΕΠΕ. §5.5.1.2, προκειμένου ένα κτίριο να είναι μορφολογικά κανονικό θα πρέπει να μην περιλαμβάνει όροφο του οποίου ο μέσος δείκτης ανεπάρκειας λ_k υπερβαίνει το 150% του μέσου δείκτη ανεπάρκειας ενός γειτονικού (υποκείμενου ή υπερκείμενου) ορόφου, όπου :

$$\bar{\lambda}_k = \frac{\sum_1^n \lambda_i V_{Si}}{\sum_1^n V_{Si}}$$

Στην παραπάνω σχέση, λ_i είναι ο δείκτης ανεπάρκειας για το κύριο στοιχείο i του ορόφου, V_{Si} είναι η αντίστοιχη δρώσα τέμνουσα (από ελαστική ανάλυση για $q=1$), και n ο αριθμός των κύριων στοιχείων του ορόφου 'κ'.

Τα αποτελέσματα της στατικής ελαστικής ανάλυσης στην παρούσα εργασία χρησιμοποιούνται κυρίως ως ένας προέλεγχος για την εφαρμογή της ελαστικής δυναμικής μεθόδου. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.6.1:

Α) Το πεδίο εφαρμογής της δυναμικής ελαστικής μεθόδου ορίζεται από τη συνθήκη πως για όλα τα κύρια στοιχεία προκύπτει $\lambda \leq 2,5$ ή για ένα ή περισσότερα από αυτά προκύπτει $\lambda > 2,5$ και το κτίριο είναι μορφολογικά κανονικό.

Β) Ανεξαρτήτως της ισχύος των συνθηκών της προηγούμενης παραγράφου, αλλά υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες, επιτρέπεται για τους σκοπούς (μόνον) της αποτίμησης η εφαρμογή της δυναμικής ελαστικής μεθόδου. Στην περίπτωση αυτή οι συντελεστές ασφαλείας προσομοιώματος γ_{sd} αυξάνονται κατά 0,15.

Σε περίπτωση που ο χρήστης επιλέξει να εφαρμόσει μία ελαστική δυναμική μέθοδο στο Fespa, το πρόγραμμα εκτελεί αυτόματα τον προκαταρκτικό έλεγχο με μία στατική ελαστική ανάλυση. Τα αποτελέσματα του ελέγχου αυτού παρουσιάζονται στην επόμενη παράγραφο.

2.2.2 Αποτελέσματα προκαταρκτικής στατικής ανάλυσης

Έλεγχος μορφολογικής κανονικότητας [ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.5.1.2.γ]

Όροφος k [/]	Υψόμετρο [m]	Μέσο λk [/]	λk/λk-1 [/]	[/]	Όριο [/]	λk/λk+1 [/]	[/]	Όριο [/]
1	4.00	2.82	-	-	-	1.10	<	1.50
2	7.35	3.11	1.10	<	1.50	1.20	<	1.50
3	10.65	3.72	1.20	<	1.50	Inf	>?	1.50
4	13.65	0.00	(λk<1)	-	-	(λk<1)	-	-

Σημείωση: Το κτίριο περιέχει καμπτοδιατμητικώς ασθενή όροφο και συνεπώς δεν είναι μορφολογικά κανονικό (ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.5.1.2(γ))

Έλεγχος προϋποθέσεων εφαρμογής ελαστικής δυναμικής ανάλυσης [ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.6.1]

Όροφος k [/]	Υψόμετρο [m]	Υποστ. [λ<=2.5]	Υποστ. [λ>2.5]	Δοκοί [λ<=2.5]	Δοκοί [λ>2.5]	Σύνολο [λ<=2.5]	Σύνολο [λ>2.5]
1	4.00	5 20.8%	19 79.2%	1 3.4%	28 96.6%	6 11.3%	47 88.7%
2	7.35	1 4.2%	23 95.8%	11 37.9%	18 62.1%	12 22.6%	41 77.4%
3	10.65	0 0.0%	24 100.0%	21 72.4%	8 27.6%	21 39.6%	32 60.4%
4	13.65	0 0.0%	0 0.0%	0 0.0%	0 0.0%	0 0.0%	0 0.0%
Σύνολο	-	6 8.3%	66 91.7%	33 37.9%	54 62.1%	39 24.5%	120 75.5%

Σημείωση: Το κτίριο δεν είναι μορφολογικά κανονικό και υπάρχει κύριο στοιχείο όπου λ>2.5. (ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.6.1(α))

Πίνακας 7. Αποτελέσματα προκαταρκτικής ελαστικής στατικής ανάλυσης υφιστάμενου

Όπως επισημαίνεται και στα παραπάνω αποτελέσματα, κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., ο υφιστάμενος φορέας περιέχει ένα καμπτοδιατμητικώς ασθενή όροφο αρά δεν μπορεί να χαρακτηριστεί ως μορφολογικά κανονικός. Επίσης, ένα μεγάλο ποσοστό των δεικτών ανεπάρκειας του κτιρίου υπερβαίνουν την τιμή 2.5. Συνέπως, κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.6.1(β), η εφαρμογή της ελαστικής δυναμικής μεθόδου θα εφαρμοστεί μόνο για σκοπούς αποτίμησης.

3 Ελαστική Δυναμική Ανάλυση Υφιστάμενου Φορέα

3.1.1 Θεωρητικά στοιχεία

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.6.3 απαιτεί στην ελαστική δυναμική ανάλυση να εισάγεται ως σεισμική δράση είτε το φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ 8-1, είτε χρονοϊστορίες επιταχύνσεως βάσης συμβατές με το φάσμα αυτό. Συνεπώς, η ελαστική δυναμική ανάλυση μπορεί να διαχωριστεί σε δύο μεθόδους, στην μέθοδο του φάσματος απόκρισης και στην μέθοδο χρονοϊστορίας της απόκρισης.

Η έκδοση του Fespa που χρησιμοποιείται στην παρούσα εργασία διαθέτει μόνο την μέθοδο χρονοϊστορίας της απόκρισης, η οποία και χρησιμοποιήθηκε για την αποτίμηση της

κατασκευής. Η μέθοδος αυτή, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.6.3.3, έχει τα παρακάτω χαρακτηριστικά.

α) Η ανάλυση με τη μέθοδο της χρονοϊστορίας της απόκρισης θα γίνεται για επιταχυνσιογραφήματα βάσεως από πραγματικές καταγραφές ή για συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα.

β) Το μητρώο απόσβεσης θα περιγράφει τα χαρακτηριστικά απόσβεσης του κτιρίου για απόκριση κοντά στο όριο διαρροής των στοιχείων.

γ) Εφόσον χρησιμοποιούνται τουλάχιστον τρία επιταχυνσιογραφήματα, ο έλεγχος θα γίνεται για τη μέγιστη τιμή κάθε εντατικού μεγέθους που προκύπτει από την ανάλυση της χρονοϊστορίας (και τα αντίστοιχα ταυτοχρόνως δρώντα μεγέθη, όποτε απαιτείται). Εφόσον χρησιμοποιούνται τουλάχιστον επτά επιταχυνσιογραφήματα (ή ζεύγη επιταχυνσιογραφημάτων, για ανάλυση στο χώρο), επιτρέπεται να γίνεται ο έλεγχος για τη μέση τιμή κάθε μεγέθους.

δ) Η χωρική επαλληλία των σεισμικών δράσεων θα γίνεται σύμφωνα με την §5.4.9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Εναλλακτικά, επιτρέπεται η ανάλυση προσομοιώματος στον χώρο για ταυτόχρονη δράση ζευγών οριζοντίων συνιστωσών (επιταχυνσιογραφημάτων), μίας σε κάθε κύρια διεύθυνση του κτιρίου.

Στην παρούσα εργασία, ορίστηκε στο Fespa να συνθέσει αυτόματα 7 επιταχυνσιογραφήματα τα οποία είναι συμβατά με τα φάσματα για τα οποία θα ελέγξουμε το κτίριο, δηλαδή για τον σεισμό του '59 και το φάσμα του ΕΚ8.

Επίσης, η ανάλυση γίνεται με τη μέθοδο των επιμέρους δεικτών πλαστιμότητας (m). Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. απαιτεί όλα τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις που υπολογίζονται από την ανάλυση, είτε με βάση τη φασματική ιδιομορφική μέθοδο (§5.6.3.2) είτε με βάση τη μέθοδο της χρονοϊστορίας της απόκρισης (§5.6.3.3), να αυξάνονται κατάλληλα ώστε να ληφθεί υπόψη η επιρροή της ανελαστικής συμπεριφοράς των επιμέρους δομικών στοιχείων (§5.7.4.2). Με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών είναι σημαντική, συνίσταται η εφαρμογή στατικής ανελαστικής ανάλυσης σε συνδυασμό με δυναμική ελαστική ανάλυση, οπότε διεξάγονται όλοι οι έλεγχοι και με τις δύο μεθόδους, ενώ επιτρέπεται αύξηση κατά 25% των τιμών των παραμέτρων που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου. Έτσι, εφαρμόζεται η δυναμική ελαστική μέθοδος με τις παραμέτρους αυξημένες κατά 25%

3.2 Αποτελέσματα δυναμικής ελαστικής ανάλυσης υφιστάμενου φορέα

Στην παράγραφο αυτή παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της αποτίμησης της υφιστάμενης κατασκευής με την εφαρμογή του σεισμού του '59 και του φάσματος του ΕΚ8 σε όρους λόγων ανεπάρκειας. Τονίζεται ότι οι λόγοι ανεπάρκειας διαφέρουν από τους δείκτες ανεπάρκειας της στατικής ελαστικής ανάλυσης. Το Fespa παρέχει αποτελέσματα για την υπέρβαση των σταθμών επιτελεστικότητας Σημαντικών Βλαβών και Οιονεί Κατάρρευσης με λόγους εμφανιζόμενης γωνίας στροφής χορδής προς του ορίου της εκάστοτε στάθμης, όπως έχει οριστεί στο κεφάλαιο της στατικής ανελαστικής ανάλυσης.

3.2.1 Αποτελέσματα δυναμικής ελαστικής ανάλυσης υφιστάμενου φορέα – Σεισμός '59

Παρακάτω παρατίθενται σε μορφή πίνακα οι λόγοι ανεπάρκειας της υφιστάμενης κατασκευής, όπως εξάγονται από το Fespa, για τον σεισμό του '59.

Μέλος, άκρο, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	SD		NC	
	λ	m	λ	m
Δ1.1(0), 1(0), κ	0.37	6.58	0.27	8.77
Δ1.1(0), 9(0), κ	0.87	5.18	0.80	6.90
Δ2.1(0), 9(0), κ	0.81	4.56	0.74	6.08
Δ2.1(0), 10(0), κ	0.70	4.56	0.63	6.08
Δ3.1(0), 10(0), κ	0.71	4.57	0.64	6.09
Δ3.1(0), 11(0), κ	0.67	4.57	0.60	6.09
Δ4.1(0), 11(0), κ	0.70	4.57	0.63	6.09
Δ4.1(0), 13(0), κ	0.78	4.57	0.71	6.09
Δ5.1(0), 13(0), κ	0.88	5.18	0.81	6.91
Δ5.1(0), 33(0), κ	0.61	5.18	0.54	6.91
Δ6.1(0), 33(0), κ	0.74	5.18	0.67	6.91
Δ6.1(0), 28(0), κ	0.95	5.18	0.89	6.91
Δ7.1(0), 28(0), κ	1.00	4.84	0.93	6.45
Δ7.1(0), 2(0), κ	0.47	4.84	0.40	6.45
Δ8.1(0), 25(0), κ	0.39	6.35	0.28	8.47
Δ8.1(0), 29(0), κ	0.96	4.51	0.88	6.01
Δ9.1(0), 29(0), κ	0.89	4.52	0.81	6.03
Δ9.1(0), 30(0), κ	0.55	4.52	0.48	6.03
Δ10.1(0), 30(0), κ	0.52	3.95	0.44	5.27
Δ10.1(0), 7(0), κ	0.49	3.95	0.42	5.27
Δ11.1(0), 7(0), κ	0.48	3.74	0.41	4.99
Δ11.1(0), 31(0), κ	0.72	3.74	0.65	4.99
Δ12.1(0), 31(0), κ	0.90	4.05	0.82	5.40
Δ12.1(0), 32(0), κ	0.64	4.05	0.54	5.40
Δ13.1(0), 32(0), κ	0.81	5.28	0.72	7.04
Δ13.1(0), 26(0), κ	1.03!	5.28	0.96	7.04
Δ14.1(0), 26(0), κ	1.05!	5.28	0.99	7.04
Δ14.1(0), 27(0), κ	0.44	5.28	0.37	7.04
Δ15.1(0), 4(0), κ	0.49	6.55	0.39	8.74
Δ15.1(0), 5(0), κ	0.89	5.18	0.83	6.90
Δ16.1(0), 5(0), κ	0.90	4.56	0.83	6.08
Δ16.1(0), 14(0), κ	0.44	4.56	0.37	6.08
Δ17.1(0), 14(0), κ	0.59	5.88	0.54	7.84
Δ17.1(0), 15(0), κ	0.52	5.88	0.47	7.84
Δ18.1(0), 15(0), κ	0.35	5.18	0.30	6.90
Δ18.1(0), 6(0), κ	0.91	5.18	0.85	6.90
Δ19.1(0), 6(0), κ	0.95	5.18	0.88	6.90
Δ19.1(0), 16(0), κ	0.48	5.18	0.41	6.90
Δ20.1(0), 16(0), κ	0.64	5.18	0.57	6.91
Δ20.1(0), 23(0), κ	1.06!	5.18	0.99	6.91
Δ21.1(0), 23(0), κ	1.17!	4.82	1.10!	6.42
Δ21.1(0), 3(0), κ	0.35	6.80	0.27	6.42
Δ22.1(0), 1(0), κ	1.22!	6.64	0.89	8.86
Δ22.1(0), 25(0), κ	1.40!	4.81	1.23!	6.42
Δ23.1(0), 25(0), κ	1.16!	4.82	0.99	6.43
Δ23.1(0), 4(0), κ	1.13!	4.82	0.95	6.43
Δ24.1(0), 30(0), κ	1.38!	6.61	1.06!	8.81
Δ24.1(0), 14(0), κ	0.91	4.00	0.73	5.33
Δ25.1(0), 7(0), κ	1.12!	6.61	0.84	8.82
Δ25.1(0), 15(0), κ	0.75	4.00	0.60	5.33
Δ26.1(0), 33(0), κ	1.31!	6.62	1.02!	8.82
Δ26.1(0), 32(0), κ	1.19!	3.98	1.00	5.31
Δ27.1(0), 32(0), κ	0.87	4.00	0.69	5.33
Δ27.1(0), 16(0), κ	1.01!	4.00	0.83	5.33
Δ28.1(0), 2(0), κ	1.00	6.61	0.72	8.82
Δ28.1(0), 27(0), κ	1.05!	3.99	0.89	5.31
Δ29.1(0), 27(0), κ	0.91	4.00	0.76	5.33
Δ29.1(0), 3(0), κ	0.90	4.00	0.74	5.33

$\Delta 1.1(1), 1(1), \kappa$	0.36	5.30	0.30	7.07
$\Delta 1.1(1), 9(1), \kappa$	0.85	5.30	0.79	7.07
$\Delta 2.1(1), 9(1), \kappa$	0.73	5.29	0.68	7.05
$\Delta 2.1(1), 10(1), \kappa$	0.68	5.29	0.63	7.05
$\Delta 3.1(1), 10(1), \kappa$	0.68	5.29	0.63	7.05
$\Delta 3.1(1), 11(1), \kappa$	0.66	5.29	0.61	7.05
$\Delta 4.1(1), 11(1), \kappa$	0.67	5.29	0.62	7.05
$\Delta 4.1(1), 13(1), \kappa$	0.75	5.29	0.70	7.05
$\Delta 5.1(1), 13(1), \kappa$	0.87	5.30	0.82	7.07
$\Delta 5.1(1), 33(1), \kappa$	0.61	5.30	0.56	7.07
$\Delta 6.1(1), 33(1), \kappa$	0.73	5.30	0.68	7.07
$\Delta 6.1(1), 28(1), \kappa$	0.96	5.30	0.91	7.07
$\Delta 7.1(1), 28(1), \kappa$	1.04!	5.29	0.98	7.06
$\Delta 7.1(1), 2(1), \kappa$	0.52	5.29	0.45	7.06
$\Delta 8.1(1), 25(1), \kappa$	0.32	6.41	0.24	8.54
$\Delta 8.1(1), 29(1), \kappa$	0.93	4.64	0.87	6.18
$\Delta 9.1(1), 29(1), \kappa$	0.86	4.64	0.81	6.18
$\Delta 9.1(1), 30(1), \kappa$	0.50	4.64	0.44	6.18
$\Delta 10.1(1), 30(1), \kappa$	0.49	4.65	0.44	6.21
$\Delta 10.1(1), 7(1), \kappa$	0.53	4.65	0.48	6.21
$\Delta 11.1(1), 7(1), \kappa$	0.49	4.44	0.44	5.92
$\Delta 11.1(1), 31(1), \kappa$	0.78	4.44	0.73	5.92
$\Delta 12.1(1), 31(1), \kappa$	0.92	5.37	0.86	7.16
$\Delta 12.1(1), 32(1), \kappa$	0.66	5.37	0.58	7.16
$\Delta 13.1(1), 32(1), \kappa$	0.78	5.39	0.70	7.19
$\Delta 13.1(1), 26(1), \kappa$	1.08!	5.39	1.01!	7.19
$\Delta 14.1(1), 26(1), \kappa$	1.12!	5.39	1.06!	7.19
$\Delta 14.1(1), 27(1), \kappa$	0.41	5.39	0.34	7.19
$\Delta 15.1(1), 4(1), \kappa$	0.31	5.30	0.24	7.07
$\Delta 15.1(1), 5(1), \kappa$	0.84	5.30	0.79	7.07
$\Delta 16.1(1), 5(1), \kappa$	0.81	5.28	0.77	7.04
$\Delta 16.1(1), 14(1), \kappa$	0.38	5.28	0.33	7.04
$\Delta 17.1(1), 14(1), \kappa$	0.60	5.88	0.55	7.84
$\Delta 17.1(1), 15(1), \kappa$	0.52	5.88	0.48	7.84
$\Delta 18.1(1), 15(1), \kappa$	0.34	5.30	0.30	7.07
$\Delta 18.1(1), 6(1), \kappa$	0.89	5.30	0.85	7.07
$\Delta 19.1(1), 6(1), \kappa$	0.91	5.30	0.86	7.07
$\Delta 19.1(1), 16(1), \kappa$	0.45	5.30	0.40	7.07
$\Delta 20.1(1), 16(1), \kappa$	0.55	5.30	0.51	7.07
$\Delta 20.1(1), 23(1), \kappa$	1.02!	5.30	0.98	7.07
$\Delta 21.1(1), 23(1), \kappa$	1.15!	5.27	1.10!	7.03
$\Delta 21.1(1), 3(1), \kappa$	0.43	5.27	0.37	7.03
$\Delta 22.1(1), 1(1), \kappa$	0.75	6.63	0.55	6.69
$\Delta 22.1(1), 25(1), \kappa$	0.98	5.02	0.85	6.69
$\Delta 23.1(1), 25(1), \kappa$	0.85	5.02	0.72	6.69
$\Delta 23.1(1), 4(1), \kappa$	1.04!	5.02	0.88	6.69
$\Delta 24.1(1), 30(1), \kappa$	0.91	6.61	0.67	8.82
$\Delta 24.1(1), 14(1), \kappa$	0.88	5.02	0.73	6.69
$\Delta 25.1(1), 7(1), \kappa$	0.77	6.61	0.54	8.82
$\Delta 25.1(1), 15(1), \kappa$	0.80	5.02	0.66	6.69
$\Delta 26.1(1), 33(1), \kappa$	0.91	6.63	0.76	8.83
$\Delta 26.1(1), 32(1), \kappa$	1.17!	5.02	1.02!	6.69
$\Delta 27.1(1), 32(1), \kappa$	0.77	3.66	0.62	4.89
$\Delta 27.1(1), 16(1), \kappa$	0.89	3.66	0.74	4.89
$\Delta 28.1(1), 2(1), \kappa$	0.72	5.02	0.57	6.69
$\Delta 28.1(1), 27(1), \kappa$	0.99	5.02	0.86	6.69
$\Delta 29.1(1), 27(1), \kappa$	0.86	5.02	0.74	6.69
$\Delta 29.1(1), 3(1), \kappa$	1.04!	5.02	0.88	6.69

Δ1.1(2), 1(2), κ	0.23	6.61	0.17	8.81
Δ1.1(2), 9(2), κ	0.86	5.18	0.82	6.91
Δ2.1(2), 9(2), κ	0.78	5.18	0.75	6.90
Δ2.1(2), 10(2), κ	0.65	5.18	0.62	6.90
Δ3.1(2), 10(2), κ	0.64	5.18	0.61	6.91
Δ3.1(2), 11(2), κ	0.65	5.18	0.62	6.91
Δ4.1(2), 11(2), κ	0.64	5.18	0.61	6.91
Δ4.1(2), 13(2), κ	0.75	5.18	0.72	6.91
Δ5.1(2), 13(2), κ	0.80	5.18	0.77	6.91
Δ5.1(2), 33(2), κ	0.64	5.18	0.60	6.91
Δ6.1(2), 33(2), κ	0.70	5.14	0.67	6.85
Δ6.1(2), 28(2), κ	1.07!	5.14	1.04!	6.85
Δ7.1(2), 28(2), κ	1.11!	5.12	1.07!	6.83
Δ7.1(2), 2(2), κ	0.25	5.12	0.21	6.83
Δ8.1(2), 25(2), κ	0.18	6.57	0.14	8.75
Δ8.1(2), 29(2), κ	0.95	5.21	0.93	6.95
Δ9.1(2), 29(2), κ	0.93	5.20	0.91	6.94
Δ9.1(2), 30(2), κ	0.51	5.20	0.48	6.94
Δ10.1(2), 30(2), κ	0.54	5.21	0.50	6.95
Δ10.1(2), 7(2), κ	0.52	5.21	0.48	6.95
Δ11.1(2), 7(2), κ	0.43	4.48	0.40	5.98
Δ11.1(2), 31(2), κ	0.91	4.48	0.88	5.98
Δ12.1(2), 31(2), κ	0.91	5.22	0.89	6.96
Δ12.1(2), 32(2), κ	0.85	5.22	0.82	6.96
Δ13.1(2), 32(2), κ	0.84	5.21	0.80	6.95
Δ13.1(2), 26(2), κ	1.29!	5.21	1.26!	6.95
Δ14.1(2), 26(2), κ	1.31!	5.20	1.28!	6.94
Δ14.1(2), 27(2), κ	0.23	5.20	0.19	6.94
Δ15.1(2), 4(2), κ	0.24	6.67	0.19	8.90
Δ15.1(2), 5(2), κ	0.60	5.18	0.58	6.91
Δ16.1(2), 5(2), κ	0.59	5.18	0.57	6.90
Δ16.1(2), 14(2), κ	0.17	5.18	0.14	6.90
Δ17.1(2), 14(2), κ	0.36	5.86	0.32	7.82
Δ17.1(2), 15(2), κ	0.31	5.86	0.28	7.82
Δ18.1(2), 15(2), κ	0.15	5.18	0.12	6.91
Δ18.1(2), 6(2), κ	0.67	5.18	0.65	6.91
Δ19.1(2), 6(2), κ	0.65	5.18	0.63	6.91
Δ19.1(2), 16(2), κ	0.26	5.18	0.23	6.91
Δ20.1(2), 16(2), κ	0.30	5.13	0.28	6.84
Δ20.1(2), 23(2), κ	0.75	5.13	0.74	6.84
Δ21.1(2), 23(2), κ	0.82	5.08	0.79	6.77
Δ21.1(2), 3(2), κ	0.19	5.08	0.15	6.77
Δ22.1(2), 1(2), κ	0.52	6.65	0.38	8.87
Δ22.1(2), 25(2), κ	0.96	4.91	0.90	6.55
Δ23.1(2), 25(2), κ	0.89	4.89	0.82	6.53
Δ23.1(2), 4(2), κ	0.52	4.89	0.43	6.53
Δ24.1(2), 30(2), κ	0.50	4.26	0.39	5.68
Δ24.1(2), 14(2), κ	0.59	4.26	0.49	5.68
Δ25.1(2), 7(2), κ	0.51	4.26	0.40	5.68
Δ25.1(2), 15(2), κ	0.56	4.26	0.47	5.68
Δ26.1(2), 33(2), κ	0.62	6.47	0.50	8.62
Δ26.1(2), 32(2), κ	0.93	4.31	0.85	5.75
Δ27.1(2), 32(2), κ	0.72	3.35	0.64	4.47
Δ27.1(2), 16(2), κ	0.50	3.35	0.41	4.47
Δ28.1(2), 2(2), κ	0.51	6.64	0.38	8.85
Δ28.1(2), 27(2), κ	0.98	4.91	0.91	6.55
Δ29.1(2), 27(2), κ	0.88	4.89	0.81	6.53
Δ29.1(2), 3(2), κ	0.53	4.89	0.44	6.53

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος Ροπήs

Στάθμη Επιτελεστικότητα	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	Δ22.1(0)	Κύριο	1.40!
NC	Δ14.1(2)	Κύριο	1.28!

Πίνακας 8. Αποτελέσματα ελαστικής δυναμικής ανάλυσης δοκών υφιστάμενου φορέα για τον Σεισμό του '59

Μέλος, άκρο, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	SD		NC	
	λ	m	λ	m
K1(0), κάτω, κ	0.87	2.04	0.78	2.71
K1(0), άνω, κ	0.74	2.06	0.56	2.74
K1(1), κάτω, κ	0.96	3.01	0.77	3.99
K1(1), άνω, κ	1.03!	2.83	0.79	3.80
K1(2), κάτω, κ	0.98	2.37	0.78	3.15
K1(2), άνω, κ	1.09!	2.40	0.88	3.19
K2(0), κάτω, κ	1.07!	1.97	0.82	2.61
K2(0), άνω, κ	0.63	2.01	0.49	2.66
K2(1), κάτω, κ	0.69	2.13	0.53	2.83
K2(1), άνω, κ	0.73	2.16	0.55	2.86
K2(2), κάτω, κ	0.96	2.37	0.76	3.16
K2(2), άνω, κ	0.77	2.41	0.62	5.03
K3(0), κάτω, κ	0.88	2.68	0.68	3.57
K3(0), άνω, κ	0.62	2.13	0.47	2.83
K3(1), κάτω, κ	0.61	2.20	0.46	2.93
K3(1), άνω, κ	0.68	2.37	0.52	3.17
K3(2), κάτω, κ	0.79	2.63	0.61	4.21
K3(2), άνω, κ	0.60	3.67	0.47	4.90
K4(0), κάτω, κ	0.99	2.75	0.76	3.67
K4(0), άνω, κ	0.65	2.24	0.49	3.02
K4(1), κάτω, κ	0.59	2.23	0.45	2.98
K4(1), άνω, κ	0.63	2.48	0.48	3.31
K4(2), κάτω, κ	0.77	2.69	0.60	3.58
K4(2), άνω, κ	0.62	3.62	0.49	4.83
K5(0), κάτω, κ	1.05!	1.93	0.80	2.56
K5(0), άνω, κ	0.66	2.00	0.51	2.64
K5(1), κάτω, κ	0.69	2.11	0.54	2.80
K5(1), άνω, κ	0.73	2.10	0.57	2.80
K5(2), κάτω, κ	0.82	2.70	0.65	3.60
K5(2), άνω, κ	0.68	3.57	0.53	4.90
K6(0), κάτω, κ	1.15!	1.82	0.89	2.37
K6(0), άνω, κ	0.94	1.86	0.74	2.17
K6(1), κάτω, κ	1.04!	1.96	0.81	2.58
K6(1), άνω, κ	1.14!	1.91	0.89	2.62
K6(2), κάτω, κ	1.01!	2.41	0.79	3.21
K6(2), άνω, κ	1.09!	2.40	0.84	3.19
K7(0), κάτω, κ	1.07!	1.93	0.82	2.55
K7(0), άνω, κ	0.63	1.83	0.48	2.40
K7(1), κάτω, κ	0.77	1.93	0.60	2.52
K7(1), άνω, κ	0.80	1.93	0.62	2.54
K7(2), κάτω, κ	0.84	2.55	0.65	3.40
K7(2), άνω, κ	0.67	2.40	0.54	3.20
K8(0), κάτω, κ	1.09!	2.09	0.83	2.78
K8(0), άνω, κ	0.90	2.14	0.72	2.57
K8(1), κάτω, κ	1.04!	2.72	0.84	4.15
K8(1), άνω, κ	1.03!	2.77	0.84	3.10
K8(2), κάτω, κ	0.97	2.36	0.80	3.13
K8(2), άνω, κ	1.08!	2.41	0.90	3.21
K9(0), κάτω, κ	1.32!	1.93	0.93	2.21
K9(0), άνω, κ	1.10!	1.98	0.87	2.24
K9(1), κάτω, κ	1.31!	1.98	1.01!	2.61
K9(1), άνω, κ	1.46!	2.22	1.09!	3.02
K9(2), κάτω, κ	1.42!	2.44	1.02!	3.44
K9(2), άνω, κ	1.50!	2.22	1.13!	3.14
K10(0), κάτω, κ	0.79	2.82	0.60	3.76
K10(0), άνω, κ	0.58	2.09	0.45	2.78
K10(1), κάτω, κ	0.77	1.84	0.60	2.41
K10(1), άνω, κ	0.81	2.00	0.63	2.64
K10(2), κάτω, κ	0.92	2.15	0.72	2.87
K10(2), άνω, κ	0.85	2.19	0.68	2.92
K11(0), κάτω, κ	0.85	2.15	0.64	2.87
K11(0), άνω, κ	0.66	2.02	0.51	3.51
K11(1), κάτω, κ	0.91	1.88	0.71	2.45
K11(1), άνω, κ	0.97	1.80	0.76	2.35
K11(2), κάτω, κ	1.04!	2.26	0.82	2.99
K11(2), άνω, κ	1.16!	2.27	0.91	2.99

K12(0), κάτω, κ	0.98	2.33	0.74	3.06
K12(0), άνω, κ	0.78	1.91	0.61	2.50
K12(1), κάτω, κ	0.95	1.90	0.75	2.48
K12(1), άνω, κ	0.97	1.88	0.76	2.46
K12(2), κάτω, κ	1.03!	2.27	0.81	3.01
K12(2), άνω, κ	1.14!	2.30	0.91	3.05
K13(0), κάτω, κ	0.95	1.91	0.72	2.53
K13(0), άνω, κ	0.69	2.00	0.54	2.64
K13(1), κάτω, κ	0.83	1.98	0.66	2.62
K13(1), άνω, κ	0.90	2.25	0.71	2.99
K13(2), κάτω, κ	0.87	2.48	0.69	3.30
K13(2), άνω, κ	0.83	3.38	0.66	4.51
K14(0), κάτω, κ	1.11!	1.76	0.88	2.22
K14(0), άνω, κ	0.90	1.87	0.70	2.60
K14(1), κάτω, κ	1.04!	2.08	0.82	2.73
K14(1), άνω, κ	1.09!	2.15	0.85	2.84
K14(2), κάτω, κ	1.06!	2.03	0.81	2.69
K14(2), άνω, κ	1.18!	2.05	0.89	2.72
K15(0), κάτω, κ	1.11!	1.78	0.86	2.30
K15(0), άνω, κ	0.63	1.74	0.50	2.22
K15(1), κάτω, κ	0.87	1.78	0.70	2.27
K15(1), άνω, κ	0.92	1.78	0.74	2.27
K15(2), κάτω, κ	0.88	2.14	0.69	2.85
K15(2), άνω, κ	0.66	2.19	0.55	2.91
K16(0), κάτω, κ	1.51!	1.74	1.19!	2.23
K16(0), άνω, κ	1.39!	1.76	1.09!	2.26
K16(1), κάτω, κ	1.42!	1.99	1.10!	2.61
K16(1), άνω, κ	1.51!	2.09	1.16!	2.76
K16(2), κάτω, κ	1.17!	2.05	0.90	2.72
K16(2), άνω, κ	1.32!	2.06	1.02!	2.75
K17(0), κάτω, κ	0.95	2.35	0.79	3.13
K17(0), άνω, κ	0.83	2.53	0.66	3.34
K17(1), κάτω, κ	1.23!	2.84	0.91	2.96
K17(1), άνω, κ	1.30!	2.57	1.03!	3.63
K17(2), κάτω, κ	1.21!	2.31	0.97	3.08
K17(2), άνω, κ	1.38!	2.73	1.09!	3.85
K18(0), κάτω, κ	0.84	2.16	0.66	3.78
K18(0), άνω, κ	0.59	2.18	0.44	2.88
K18(1), κάτω, κ	0.64	2.39	0.48	3.19
K18(1), άνω, κ	0.70	2.56	0.53	3.38
K18(2), κάτω, κ	0.87	2.38	0.66	3.18
K18(2), άνω, κ	0.78	2.44	0.59	3.25
K19(0), κάτω, κ	1.09!	1.94	0.84	2.56
K19(0), άνω, κ	0.93	1.90	0.73	2.17
K19(1), κάτω, κ	1.16!	2.18	0.91	2.86
K19(1), άνω, κ	1.25!	2.21	0.99	2.93
K19(2), κάτω, κ	1.19!	2.16	0.93	2.86
K19(2), άνω, κ	1.23!	2.19	0.97	3.19
K20(0), κάτω, κ	1.09!	1.85	0.86	2.40
K20(0), άνω, κ	1.09!	1.83	0.81	1.93
K20(1), κάτω, κ	1.31!	1.97	1.04!	2.60
K20(1), άνω, κ	1.33!	1.96	1.05!	2.66
K20(2), κάτω, κ	1.18!	2.14	0.93	2.84
K20(2), άνω, κ	1.22!	2.16	0.97	2.86

K21(0), κάτω, κ	1.04!	2.67	0.77	2.87
K21(0), άνω, κ	0.66	2.17	0.50	2.90
K21(1), κάτω, κ	0.60	2.35	0.45	3.14
K21(1), άνω, κ	0.65	2.37	0.49	3.16
K21(2), κάτω, κ	0.78	2.55	0.59	3.40
K21(2), άνω, κ	0.73	2.99	0.56	3.99
K22(0), κάτω, κ	1.21!	1.84	0.93	2.42
K22(0), άνω, κ	0.96	1.80	0.76	2.33
K22(1), κάτω, κ	1.19!	2.08	0.97	2.75
K22(1), άνω, κ	1.36!	2.10	1.10!	2.79
K22(2), κάτω, κ	1.27!	2.28	1.05!	3.18
K22(2), άνω, κ	1.42!	2.31	1.17!	3.07
K23(0), κάτω, κ	1.03!	1.90	0.80	2.52
K23(0), άνω, κ	0.68	2.00	0.53	2.62
K23(1), κάτω, κ	0.75	2.16	0.59	2.88
K23(1), άνω, κ	0.77	2.19	0.61	2.92
K23(2), κάτω, κ	0.79	3.03	0.61	4.04
K23(2), άνω, κ	0.77	2.96	0.59	5.23
K24(0), κάτω, κ	1.03!	2.22	0.84	2.95
K24(0), άνω, κ	0.92	2.30	0.73	2.41
K24(1), κάτω, κ	1.22!	2.42	1.02!	3.21
K24(1), άνω, κ	1.18!	2.79	0.98	3.76
K24(2), κάτω, κ	1.15!	2.87	0.91	4.03
K24(2), άνω, κ	1.21!	2.80	1.01!	3.22

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος Ροπήs

Στάθμη Επιπελεστικότητα	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	K16(1)	Κύριο	1.51!
NC	K16(0)	Κύριο	1.19!

Πίνακας 9. Αποτελέσματα ελαστικής δυναμικής ανάλυσης υποστυλωμάτων υφιστάμενου φορέα για τον Σεισμό του '59

3.2.2 Αποτελέσματα δυναμικής ελαστικής ανάλυσης υφιστάμενου φορέα – Σεισμός ΕΚ8

Παρακάτω παρατίθενται σε μορφή πίνακα οι λόγοι ανεπάρκειας της υφιστάμενης κατασκευής, όπως εξαγονται από το Fespa, για τον σεισμό του ΕΚ8.

Μέλος, άκρο, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	SD		NC	
	λ	m	λ	m
Δ1.1(0), 1(0), κ	0.65	6.58	0.48	8.77
Δ1.1(0), 9(0), κ	1.06!	5.18	0.94	6.90
Δ2.1(0), 9(0), κ	1.03!	4.56	0.90	6.08
Δ2.1(0), 10(0), κ	0.92	4.56	0.79	6.08
Δ3.1(0), 10(0), κ	0.92	4.57	0.79	6.09
Δ3.1(0), 11(0), κ	0.88	4.57	0.76	6.09
Δ4.1(0), 11(0), κ	0.90	4.57	0.78	6.09
Δ4.1(0), 13(0), κ	0.99	4.57	0.87	6.09
Δ5.1(0), 13(0), κ	1.08!	5.18	0.96	6.91
Δ5.1(0), 33(0), κ	0.80	5.18	0.69	6.91
Δ6.1(0), 33(0), κ	0.93	5.18	0.81	6.91
Δ6.1(0), 28(0), κ	1.14!	5.18	1.03!	6.91
Δ7.1(0), 28(0), κ	1.18!	4.84	1.07!	6.45
Δ7.1(0), 2(0), κ	0.67	4.84	0.55	6.45
Δ8.1(0), 25(0), κ	0.66	6.35	0.48	8.47
Δ8.1(0), 29(0), κ	1.17!	4.51	1.04!	6.01
Δ9.1(0), 29(0), κ	1.09!	4.52	0.96	6.03
Δ9.1(0), 30(0), κ	0.76	4.52	0.63	6.03
Δ10.1(0), 30(0), κ	0.67	3.95	0.56	5.27
Δ10.1(0), 7(0), κ	0.64	3.95	0.53	5.27
Δ11.1(0), 7(0), κ	0.65	3.74	0.54	4.99
Δ11.1(0), 31(0), κ	0.90	3.74	0.79	4.99
Δ12.1(0), 31(0), κ	1.08!	4.05	0.95	5.40
Δ12.1(0), 32(0), κ	0.83	4.05	0.69	5.40
Δ13.1(0), 32(0), κ	0.99	5.28	0.86	7.04
Δ13.1(0), 26(0), κ	1.18!	5.28	1.07!	7.04
Δ14.1(0), 26(0), κ	1.18!	5.28	1.08!	7.04
Δ14.1(0), 27(0), κ	0.59	5.28	0.48	7.04
Δ15.1(0), 4(0), κ	0.79	6.55	0.62	8.74
Δ15.1(0), 5(0), κ	1.10!	5.18	0.99	6.90
Δ16.1(0), 5(0), κ	1.13!	4.56	1.01!	6.08
Δ16.1(0), 14(0), κ	0.62	4.56	0.50	6.08
Δ17.1(0), 14(0), κ	0.74	5.88	0.65	7.84
Δ17.1(0), 15(0), κ	0.63	5.88	0.56	7.84
Δ18.1(0), 15(0), κ	0.47	5.18	0.39	6.90
Δ18.1(0), 6(0), κ	1.10!	5.18	0.98	6.90
Δ19.1(0), 6(0), κ	1.17!	5.18	1.05!	6.90
Δ19.1(0), 16(0), κ	0.69	5.18	0.56	6.90
Δ20.1(0), 16(0), κ	0.84	5.18	0.71	6.91
Δ20.1(0), 23(0), κ	1.26!	5.18	1.14!	6.91
Δ21.1(0), 23(0), κ	1.36!	4.82	1.25!	6.42
Δ21.1(0), 3(0), κ	0.70	6.80	0.50	9.06
Δ22.1(0), 1(0), κ	1.72!	6.64	1.28!	8.86
Δ22.1(0), 25(0), κ	1.67!	4.81	1.43!	6.42
Δ23.1(0), 25(0), κ	1.41!	4.82	1.17!	6.43
Δ23.1(0), 4(0), κ	1.41!	4.82	1.16!	6.43
Δ24.1(0), 30(0), κ	1.69!	6.61	1.28!	8.81
Δ24.1(0), 14(0), κ	1.09!	4.00	0.87	5.33
Δ25.1(0), 7(0), κ	1.40!	6.61	1.04!	8.82
Δ25.1(0), 15(0), κ	0.93	6.61	0.72	5.33
Δ26.1(0), 33(0), κ	1.62!	6.62	1.26!	8.82
Δ26.1(0), 32(0), κ	1.38!	3.98	1.15!	5.31
Δ27.1(0), 32(0), κ	1.06!	4.00	0.83	5.33
Δ27.1(0), 16(0), κ	1.20!	4.00	0.97	5.33
Δ28.1(0), 2(0), κ	1.46!	6.61	1.07!	8.82
Δ28.1(0), 27(0), κ	1.30!	3.99	1.08!	5.31
Δ29.1(0), 27(0), κ	1.16!	4.00	0.94	5.33
Δ29.1(0), 3(0), κ	1.18!	4.00	0.94	5.33

$\Delta 1.1(1), 1(1), \kappa$	0.53	5.30	0.42	7.07
$\Delta 1.1(1), 9(1), \kappa$	0.99	5.30	0.89	7.07
$\Delta 2.1(1), 9(1), \kappa$	0.86	5.29	0.78	7.05
$\Delta 2.1(1), 10(1), \kappa$	0.81	5.29	0.72	7.05
$\Delta 3.1(1), 10(1), \kappa$	0.81	5.29	0.73	7.05
$\Delta 3.1(1), 11(1), \kappa$	0.79	5.29	0.71	7.05
$\Delta 4.1(1), 11(1), \kappa$	0.80	5.29	0.72	7.05
$\Delta 4.1(1), 13(1), \kappa$	0.89	5.29	0.80	7.05
$\Delta 5.1(1), 13(1), \kappa$	0.97	5.30	0.91	7.07
$\Delta 5.1(1), 33(1), \kappa$	0.75	5.30	0.66	7.07
$\Delta 6.1(1), 33(1), \kappa$	0.87	5.30	0.78	7.07
$\Delta 6.1(1), 28(1), \kappa$	1.10!	5.30	1.01!	7.07
$\Delta 7.1(1), 28(1), \kappa$	1.19!	5.29	1.09!	7.06
$\Delta 7.1(1), 2(1), \kappa$	0.68	5.29	0.57	7.06
$\Delta 8.1(1), 25(1), \kappa$	0.50	6.41	0.37	8.54
$\Delta 8.1(1), 29(1), \kappa$	1.04!	4.64	0.96	6.18
$\Delta 9.1(1), 29(1), \kappa$	0.97	4.64	0.90	6.18
$\Delta 9.1(1), 30(1), \kappa$	0.62	4.64	0.53	6.18
$\Delta 10.1(1), 30(1), \kappa$	0.62	4.65	0.53	6.21
$\Delta 10.1(1), 7(1), \kappa$	0.66	4.65	0.57	6.21
$\Delta 11.1(1), 7(1), \kappa$	0.60	4.44	0.52	5.92
$\Delta 11.1(1), 31(1), \kappa$	0.87	4.44	0.80	5.92
$\Delta 12.1(1), 31(1), \kappa$	1.04!	5.37	0.95	7.16
$\Delta 12.1(1), 32(1), \kappa$	0.82	5.37	0.71	7.16
$\Delta 13.1(1), 32(1), \kappa$	0.96	5.39	0.84	7.19
$\Delta 13.1(1), 26(1), \kappa$	1.23!	5.39	1.13!	7.19
$\Delta 14.1(1), 26(1), \kappa$	1.25!	5.39	1.16!	7.19
$\Delta 14.1(1), 27(1), \kappa$	0.55	5.39	0.45	7.19
$\Delta 15.1(1), 4(1), \kappa$	0.49	6.56	0.36	7.07
$\Delta 15.1(1), 5(1), \kappa$	0.98	5.30	0.90	7.07
$\Delta 16.1(1), 5(1), \kappa$	0.95	5.28	0.89	7.04
$\Delta 16.1(1), 14(1), \kappa$	0.48	5.28	0.40	7.04
$\Delta 17.1(1), 14(1), \kappa$	0.72	5.88	0.64	7.84
$\Delta 17.1(1), 15(1), \kappa$	0.64	5.88	0.56	7.84
$\Delta 18.1(1), 15(1), \kappa$	0.42	5.30	0.35	7.07
$\Delta 18.1(1), 6(1), \kappa$	1.03!	5.30	0.97	7.07
$\Delta 19.1(1), 6(1), \kappa$	1.05!	5.30	0.97	7.07
$\Delta 19.1(1), 16(1), \kappa$	0.57	5.30	0.49	7.07
$\Delta 20.1(1), 16(1), \kappa$	0.66	5.30	0.59	7.07
$\Delta 20.1(1), 23(1), \kappa$	1.13!	5.30	1.06!	7.07
$\Delta 21.1(1), 23(1), \kappa$	1.28!	5.27	1.20!	7.03
$\Delta 21.1(1), 3(1), \kappa$	0.60	5.27	0.50	7.03
$\Delta 22.1(1), 1(1), \kappa$	1.06!	6.63	0.75	8.85
$\Delta 22.1(1), 25(1), \kappa$	1.14!	5.02	0.98	6.69
$\Delta 23.1(1), 25(1), \kappa$	1.02!	5.02	0.85	6.69
$\Delta 23.1(1), 4(1), \kappa$	1.26!	5.02	1.05!	6.69
$\Delta 24.1(1), 30(1), \kappa$	1.16!	6.61	0.85	8.82
$\Delta 24.1(1), 14(1), \kappa$	1.03!	5.02	0.84	6.69
$\Delta 25.1(1), 7(1), \kappa$	0.95	6.61	0.67	8.82
$\Delta 25.1(1), 15(1), \kappa$	0.92	5.02	0.75	6.69
$\Delta 26.1(1), 33(1), \kappa$	1.26!	6.63	0.96	8.83
$\Delta 26.1(1), 32(1), \kappa$	1.32!	5.02	1.13!	6.69
$\Delta 27.1(1), 32(1), \kappa$	0.91	3.66	0.72	4.89
$\Delta 27.1(1), 16(1), \kappa$	1.02!	3.66	0.85	4.89
$\Delta 28.1(1), 2(1), \kappa$	1.00	6.62	0.73	6.69
$\Delta 28.1(1), 27(1), \kappa$	1.15!	5.02	0.98	6.69
$\Delta 29.1(1), 27(1), \kappa$	1.05!	5.02	0.88	6.69
$\Delta 29.1(1), 3(1), \kappa$	1.26!	5.02	1.05!	6.69

Δ1.1(2), 1(2), κ	0.33	6.61	0.25	8.81
Δ1.1(2), 9(2), κ	0.92	5.18	0.87	6.91
Δ2.1(2), 9(2), κ	0.83	5.18	0.79	6.90
Δ2.1(2), 10(2), κ	0.71	5.18	0.66	6.90
Δ3.1(2), 10(2), κ	0.69	5.18	0.65	6.91
Δ3.1(2), 11(2), κ	0.71	5.18	0.67	6.91
Δ4.1(2), 11(2), κ	0.70	5.18	0.66	6.91
Δ4.1(2), 13(2), κ	0.81	5.18	0.77	6.91
Δ5.1(2), 13(2), κ	0.86	5.18	0.82	6.91
Δ5.1(2), 33(2), κ	0.70	5.18	0.65	6.91
Δ6.1(2), 33(2), κ	0.76	5.14	0.72	6.85
Δ6.1(2), 28(2), κ	1.13!	5.14	1.08!	6.85
Δ7.1(2), 28(2), κ	1.17!	5.12	1.12!	6.83
Δ7.1(2), 2(2), κ	0.32	5.12	0.26	6.83
Δ8.1(2), 25(2), κ	0.27	6.57	0.20	8.75
Δ8.1(2), 29(2), κ	0.98	5.21	0.95	6.95
Δ9.1(2), 29(2), κ	0.98	5.20	0.95	6.94
Δ9.1(2), 30(2), κ	0.58	5.20	0.53	6.94
Δ10.1(2), 30(2), κ	0.61	5.21	0.56	6.95
Δ10.1(2), 7(2), κ	0.59	5.21	0.54	6.95
Δ11.1(2), 7(2), κ	0.49	4.48	0.44	5.98
Δ11.1(2), 31(2), κ	0.96	4.48	0.92	5.98
Δ12.1(2), 31(2), κ	0.95	5.22	0.92	6.96
Δ12.1(2), 32(2), κ	0.91	5.22	0.87	6.96
Δ13.1(2), 32(2), κ	0.91	5.21	0.85	6.95
Δ13.1(2), 26(2), κ	1.35!	5.21	1.31!	6.95
Δ14.1(2), 26(2), κ	1.37!	5.20	1.33!	6.94
Δ14.1(2), 27(2), κ	0.31	5.20	0.25	6.94
Δ15.1(2), 4(2), κ	0.34	6.67	0.26	8.90
Δ15.1(2), 5(2), κ	0.64	5.18	0.60	6.91
Δ16.1(2), 5(2), κ	0.63	5.18	0.60	6.90
Δ16.1(2), 14(2), κ	0.34	5.18	0.29	6.90
Δ17.1(2), 14(2), κ	0.61	5.86	0.55	7.82
Δ17.1(2), 15(2), κ	0.56	5.86	0.51	7.82
Δ18.1(2), 15(2), κ	0.30	5.18	0.26	6.91
Δ18.1(2), 6(2), κ	0.70	5.18	0.67	6.91
Δ19.1(2), 6(2), κ	0.68	5.18	0.65	6.91
Δ19.1(2), 16(2), κ	0.31	5.18	0.27	6.91
Δ20.1(2), 16(2), κ	0.35	5.13	0.31	6.84
Δ20.1(2), 23(2), κ	0.79	5.13	0.76	6.84
Δ21.1(2), 23(2), κ	0.87	5.08	0.83	6.77
Δ21.1(2), 3(2), κ	0.27	5.08	0.21	6.77
Δ22.1(2), 1(2), κ	0.73	6.65	0.54	8.87
Δ22.1(2), 25(2), κ	1.06!	4.91	0.97	6.55
Δ23.1(2), 25(2), κ	0.98	4.89	0.89	6.53
Δ23.1(2), 4(2), κ	0.65	4.89	0.53	6.53
Δ24.1(2), 30(2), κ	0.57	4.26	0.44	5.68
Δ24.1(2), 14(2), κ	0.67	4.26	0.55	5.68
Δ25.1(2), 7(2), κ	0.52	4.26	0.41	5.68
Δ25.1(2), 15(2), κ	0.57	4.26	0.48	5.68
Δ26.1(2), 33(2), κ	0.73	6.47	0.58	8.62
Δ26.1(2), 32(2), κ	1.01!	4.31	0.91	5.75
Δ27.1(2), 32(2), κ	0.75	3.35	0.66	4.47
Δ27.1(2), 16(2), κ	0.53	3.35	0.43	4.47
Δ28.1(2), 2(2), κ	0.71	6.64	0.53	8.85
Δ28.1(2), 27(2), κ	1.08!	4.91	0.99	6.55
Δ29.1(2), 27(2), κ	0.98	4.89	0.89	6.53
Δ29.1(2), 3(2), κ	0.66	4.89	0.54	6.53

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος Ροπήs

Στάθμη Επιτελεστικότηταs	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	Δ22.1(0)	Κύριο	1.72!
NC	Δ22.1(0)	Κύριο	1.43!

Πίνακας 10. Αποτελέσματα ελαστικής δυναμικής ανάλυσης δοκών υφιστάμενου φορέα για τον Σεισμό του ΕΚ8

Μέλος, άκρο, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	SD		NC	
	λ	m	λ	m
K1(0), κάτω, κ	1.39!	2.02	1.07!	2.72
K1(0), άνω, κ	0.99	2.06	0.75	2.75
K1(1), κάτω, κ	1.28!	2.18	1.01!	2.88
K1(1), άνω, κ	1.30!	2.25	1.03!	2.90
K1(2), κάτω, κ	1.25!	2.37	0.99	3.15
K1(2), άνω, κ	1.44!	2.58	1.12!	3.46
K2(0), κάτω, κ	1.49!	1.96	1.13!	2.60
K2(0), άνω, κ	1.02!	2.01	0.79	2.66
K2(1), κάτω, κ	0.97	2.30	0.74	3.06
K2(1), άνω, κ	0.94	2.17	0.70	3.86
K2(2), κάτω, κ	1.02!	3.11	0.81	4.15
K2(2), άνω, κ	1.12!	3.42	0.85	4.83
K3(0), κάτω, κ	1.29!	2.11	0.98	2.81
K3(0), άνω, κ	0.97	2.13	0.73	2.84
K3(1), κάτω, κ	0.93	2.55	0.71	3.35
K3(1), άνω, κ	0.88	2.25	0.67	3.00
K3(2), κάτω, κ	0.89	2.48	0.68	3.31
K3(2), άνω, κ	0.97	3.51	0.70	4.95
K4(0), κάτω, κ	1.28!	2.21	0.97	2.95
K4(0), άνω, κ	0.98	2.29	0.74	3.05
K4(1), κάτω, κ	0.85	2.71	0.65	3.62
K4(1), άνω, κ	0.84	2.27	0.64	3.03
K4(2), κάτω, κ	0.83	2.45	0.66	5.40
K4(2), άνω, κ	0.98	3.51	0.71	4.96
K5(0), κάτω, κ	1.33!	2.00	1.02!	2.64
K5(0), άνω, κ	0.97	2.01	0.79	2.65
K5(1), κάτω, κ	1.01!	2.39	0.78	3.18
K5(1), άνω, κ	0.93	2.81	0.72	3.74
K5(2), κάτω, κ	0.89	3.50	0.69	4.67
K5(2), άνω, κ	1.07!	3.43	0.80	4.84
K6(0), κάτω, κ	1.54!	1.82	1.19!	2.36
K6(0), άνω, κ	1.25!	1.72	0.99	2.20
K6(1), κάτω, κ	1.36!	1.95	1.06!	2.56
K6(1), άνω, κ	1.42!	1.94	1.11!	2.92
K6(2), κάτω, κ	1.34!	2.38	1.04!	3.17
K6(2), άνω, κ	1.49!	2.41	1.15!	3.20
K7(0), κάτω, κ	1.32!	1.92	1.01!	2.52
K7(0), άνω, κ	0.95	1.83	0.73	2.40
K7(1), κάτω, κ	1.13!	2.20	0.87	2.58
K7(1), άνω, κ	1.16!	2.10	0.88	2.74
K7(2), κάτω, κ	0.92	3.02	0.71	4.02
K7(2), άνω, κ	0.95	3.66	0.71	4.99
K8(0), κάτω, κ	1.50!	1.98	1.12!	2.77
K8(0), άνω, κ	1.19!	2.13	0.91	2.83
K8(1), κάτω, κ	1.25!	2.12	1.01!	2.92
K8(1), άνω, κ	1.27!	2.17	1.03!	2.88
K8(2), κάτω, κ	1.24!	2.35	1.00	3.13
K8(2), άνω, κ	1.46!	2.38	1.14!	3.17
K9(0), κάτω, κ	1.64!	1.75	1.29!	2.24
K9(0), άνω, κ	1.39!	1.73	1.08!	2.15
K9(1), κάτω, κ	1.70!	2.33	1.30!	3.09
K9(1), άνω, κ	1.89!	2.22	1.39!	2.78
K9(2), κάτω, κ	1.96!	2.37	1.39!	3.35
K9(2), άνω, κ	2.15!	2.22	1.53!	3.14
K10(0), κάτω, κ	1.11!	2.11	0.84	2.80
K10(0), άνω, κ	0.88	2.09	0.67	2.78
K10(1), κάτω, κ	1.15!	2.04	0.88	2.67
K10(1), άνω, κ	1.16!	2.06	0.86	2.69
K10(2), κάτω, κ	1.04!	2.76	0.80	3.06
K10(2), άνω, κ	1.20!	2.67	0.94	3.56
K11(0), κάτω, κ	1.18!	2.17	0.89	2.89
K11(0), άνω, κ	0.74	2.34	0.57	3.09
K11(1), κάτω, κ	1.24!	1.84	0.97	2.39
K11(1), άνω, κ	1.33!	1.79	1.04!	2.32
K11(2), κάτω, κ	1.41!	2.26	1.09!	3.00
K11(2), άνω, κ	1.56!	2.27	1.21!	3.03

K12(0), κάτω, κ	1,29!	2.06	0.98	2.74
K12(0), άνω, κ	0.87	1.89	0.68	2.46
K12(1), κάτω, κ	1,28!	1.86	1.00	2.45
K12(1), άνω, κ	1,32!	1.89	1,03!	2.47
K12(2), κάτω, κ	1,35!	2.27	1,05!	3.02
K12(2), άνω, κ	1,50!	2.30	1,18!	3.06
K13(0), κάτω, κ	1,28!	1.91	0.98	2.54
K13(0), άνω, κ	1,03!	2.01	0.80	2.66
K13(1), κάτω, κ	1,20!	2.31	0.93	2.53
K13(1), άνω, κ	1,22!	2.48	0.94	3.31
K13(2), κάτω, κ	1,00	2.54	0.79	3.39
K13(2), άνω, κ	1,09!	2.80	0.86	3.74
K14(0), κάτω, κ	1,39!	1.85	1,08!	2.39
K14(0), άνω, κ	1,04!	1.76	0.80	2.17
K14(1), κάτω, κ	1,32!	1.80	1,04!	2.35
K14(1), άνω, κ	1,45!	1.81	1,13!	2.37
K14(2), κάτω, κ	1,39!	2.02	1,06!	2.67
K14(2), άνω, κ	1,66!	2.00	1,26!	2.65
K15(0), κάτω, κ	1,28!	1.78	1.00	2.23
K15(0), άνω, κ	0.89	1.76	0.69	2.27
K15(1), κάτω, κ	1,14!	2.06	0.89	2.68
K15(1), άνω, κ	1,15!	2.16	0.91	2.47
K15(2), κάτω, κ	1,05!	2.12	0.75	3.12
K15(2), άνω, κ	1,06!	2.48	0.84	2.95
K16(0), κάτω, κ	1,90!	1.73	1,50!	2.21
K16(0), άνω, κ	1,77!	1.81	1,37!	2.25
K16(1), κάτω, κ	1,83!	2.19	1,40!	2.70
K16(1), άνω, κ	1,96!	2.28	1,48!	2.91
K16(2), κάτω, κ	1,60!	2.04	1,24!	2.72
K16(2), άνω, κ	1,75!	2.47	1,34!	3.29
K17(0), κάτω, κ	1,52!	2.04	1,19!	2.71
K17(0), άνω, κ	1,14!	2.02	0.89	2.69
K17(1), κάτω, κ	1,50!	2.28	1,21!	3.48
K17(1), άνω, κ	1,55!	2.30	1,24!	3.15
K17(2), κάτω, κ	1,55!	2.32	1,23!	3.10
K17(2), άνω, κ	1,69!	2.39	1,46!	3.17
K18(0), κάτω, κ	1,27!	2.15	0.97	2.87
K18(0), άνω, κ	0.95	2.17	0.71	2.90
K18(1), κάτω, κ	0.99	2.59	0.76	3.12
K18(1), άνω, κ	0.93	3.06	0.68	3.24
K18(2), κάτω, κ	1,05!	3.55	0.75	3.59
K18(2), άνω, κ	1,10!	3.31	0.82	4.65
K19(0), κάτω, κ	1,41!	1.81	1,10!	2.35
K19(0), άνω, κ	1,16!	1.91	0.94	2.43
K19(1), κάτω, κ	1,49!	2.06	1,17!	2.71
K19(1), άνω, κ	1,51!	2.08	1,18!	2.74
K19(2), κάτω, κ	1,52!	2.26	1,17!	3.01
K19(2), άνω, κ	1,67!	2.27	1,29!	3.02
K20(0), κάτω, κ	1,41!	1.69	1,13!	2.12
K20(0), άνω, κ	1,26!	1.57	1,05!	1.90
K20(1), κάτω, κ	1,70!	1.88	1,34!	2.45
K20(1), άνω, κ	1,65!	1.88	1,30!	2.45
K20(2), κάτω, κ	1,46!	2.24	1,15!	3.20
K20(2), άνω, κ	1,55!	2.26	1,25!	3.00

K21(0), κάτω, κ	1.33!	2.16	1.03!	2.87
K21(0), άνω, κ	0.92	2.17	0.70	2.90
K21(1), κάτω, κ	0.89	2.62	0.67	3.49
K21(1), άνω, κ	0.88	3.15	0.66	4.57
K21(2), κάτω, κ	0.91	2.88	0.70	3.84
K21(2), άνω, κ	1.02!	3.43	0.75	4.77
K22(0), κάτω, κ	1.56!	1.85	1.20!	2.48
K22(0), άνω, κ	1.27!	1.89	0.98	2.35
K22(1), κάτω, κ	1.53!	2.05	1.23!	2.71
K22(1), άνω, κ	1.63!	2.08	1.31!	2.75
K22(2), κάτω, κ	1.66!	2.30	1.32!	3.06
K22(2), άνω, κ	1.85!	2.31	1.50!	3.08
K23(0), κάτω, κ	1.47!	1.92	1.14!	2.54
K23(0), άνω, κ	1.05!	1.95	0.80	2.58
K23(1), κάτω, κ	0.99	2.54	0.77	3.39
K23(1), άνω, κ	0.98	2.39	0.76	3.52
K23(2), κάτω, κ	0.98	2.68	0.76	3.57
K23(2), άνω, κ	1.01!	3.59	0.77	4.61
K24(0), κάτω, κ	1.69!	1.90	1.32!	2.49
K24(0), άνω, κ	1.20!	2.18	0.94	2.87
K24(1), κάτω, κ	1.44!	2.15	1.18!	2.84
K24(1), άνω, κ	1.40!	2.17	1.15!	2.87
K24(2), κάτω, κ	1.38!	2.84	1.13!	4.65
K24(2), άνω, κ	1.63!	2.71	1.29!	3.49

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος Ροπής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	K9(2)	Κύριο	2.15!
NC	K9(2)	Κύριο	1.53!

Πίνακας 11. Αποτελέσματα ελαστικής δυναμικής ανάλυσης δοκών υφιστάμενου φορέα για τον Σεισμό του ΕΚ8

3.2.3 Συμπεράσματα

Τα αποτελέσματα της δυναμικής ελαστικής ανάλυσης αποδεικνύουν ότι ο υφιστάμενος φορέας αδυνατεί να παραλάβει τον σεισμό του '59 και τον σεισμό του φάσματος του ΕΚ8.

Για τον σεισμό του '59, προκύπτουν 26 κόμβοι δοκών και 63 κόμβοι υποστυλωμάτων που υπερβαίνουν την στάθμη επιτελεστικότητας των Σημαντικών Βλαβών (SD). Οι μέγιστοι λόγοι ανεπάρκειας της στάθμης Σημαντικών Βλαβών είναι 1.40 και 1.51 για τις δοκούς και τα υποστυλώματα αντίστοιχα. Επίσης, προκύπτουν 12 κόμβοι δοκών και 18 κόμβοι υποστυλωμάτων που υπερβαίνουν την στάθμη επιτελεστικότητας της Οιονεί Κατάρρευσης (NC). Οι μέγιστοι λόγοι ανεπάρκειας της στάθμης Οιονεί Κατάρρευσης είναι 1.28 και 1.19 για τις δοκούς και τα υποστυλώματα αντίστοιχα.

Για τον σεισμό του ΕΚ8, προκύπτουν 60 κόμβοι δοκών και 110 κόμβοι υποστυλωμάτων που υπερβαίνουν την στάθμη επιτελεστικότητας των Σημαντικών Βλαβών (SD). Οι μέγιστοι λόγοι ανεπάρκειας της στάθμης Σημαντικών Βλαβών είναι 1.72 και 2.15 για τις δοκούς και τα υποστυλώματα αντίστοιχα. Επίσης, προκύπτουν 32 κόμβοι δοκών και 67 κόμβοι υποστυλωμάτων που υπερβαίνουν την στάθμη επιτελεστικότητας της Οιονεί Κατάρρευσης (NC). Οι μέγιστοι λόγοι ανεπάρκειας της στάθμης Οιονεί Κατάρρευσης είναι 1.43 και 1.53 για τις δοκούς και τα υποστυλώματα αντίστοιχα.

4 Στατικές Ανελαστικές Αναλύσεις - Θεωρητικό υπόβαθρο

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζεται η ανελαστική στατική μέθοδος και το θεωρητικό της υπόβαθρο. Η ανελαστική στατική ανάλυση γνωστή ως **Pushover analysis** αναφέρεται ενίοτε και ως **μέθοδος ελέγχου των μετακινήσεων**.

4.1 Σκοπός της ανάλυσης

Κύριος στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7). Εκτός από τις τιμές των ανελαστικών παραμορφώσεων, η μέθοδος δίνει και τιμές των εντατικών μεγεθών στα δομικά στοιχεία που έχουν εισέλθει στην μετελαστική περιοχή της απόκρισής τους. Οι τιμές αυτές θεωρούνται εν γένει πιο αξιόπιστες από εκείνες που υπολογίζονται με βάση τις ελαστικές μεθόδους και τυχόν ικανοτικούς ελέγχους.

4.2 Βασικές παραδοχές της μεθόδου

Σύμφωνα με την παράγραφο §5.7.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ, οι βασικές παραδοχές της μεθόδου είναι οι εξής:

- Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου θα συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα **μη γραμμικά χαρακτηριστικά** του νόμου δύναμης - παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων.
- Το προσομοίωμα αυτό θα υποβάλλεται σε οριζόντια φορτία κατανεμημένα κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού, τα οποία θα αυξάνονται μονότονα, εν γένει μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Από την ανάλυση αυτή προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, η οποία εν γένει χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης - μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτιρίου (κόμβος ελέγχου), το οποίο εν γένει λαμβάνεται στην κορυφή του. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεσματικότητας. *Στην πρακτική εφαρμογή της μεθόδου αρκεί η χάραξη της καμπύλης αντίστασης μέχρι ένα σημείο που αντιστοιχεί σε μετακίνηση μεγαλύτερη (π.χ. κατά 50%) από τη στοχευόμενη.*
- Αφού επιλεγεί η σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού), ο έλεγχος ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεσματικότητας γίνεται για τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου που αντιστοιχεί στη σεισμική αυτή δράση. Ελέγχεται ότι για τη μετακίνηση αυτή η παραμόρφωση (γωνία στροφής κατά ή μετά τη διαρροή) των πλαστικών δομικών στοιχείων δεν συνεπάγεται βαθμό βλάβης μεγαλύτερο από εκείνον που γίνεται ανεκτός για τη σκοπούμενη στάθμη επιτελεσματικότητας του κτιρίου.
- Όταν δεν πραγματοποιείται ακριβέστερος υπολογισμός, η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου (στοχευόμενη μετακίνηση, δτ που προκαλείται από τη σεισμική δράση (αποτίμησης ή ανασχεδιασμού) μπορεί να εκτιμηθεί με βάση το φάσμα μετακινήσεων που αντιστοιχεί σε πλαστιμότητα συμβατή με τη μετακίνηση του κτιρίου. Προϋπόθεση για να ισχύει η παραδοχή αυτή είναι η δυναμική απόκριση του κτιρίου να κυριαρχείται από την πρώτη ιδιομορφή.

- Για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης επιτρέπεται η χρήση ευρέως αποδεκτών απλοποιητικών μεθόδων, όπως η μέθοδος των συντελεστών.

4.3 Προϋποθέσεις Εφαρμογής Μεθόδου

Από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., συνιστάται όταν εφαρμόζεται η ανελαστική στατική μέθοδος, να διασφαλίζεται τουλάχιστον «ικανοποιητική» ΣΑΔ (Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων). Στην παρούσα μελέτη, η ΣΑΔ έχει εκτιμηθεί ως «ικανοποιητική».

α. Η στατική ανελαστική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική.

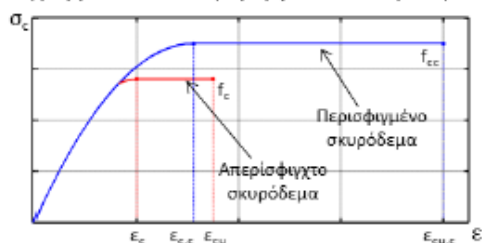
β. Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση, υπό τον όρο ότι θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση (σύμφωνα με την §5.6 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., ανεξαρτήτως δε των λοιπών προϋποθέσεων εφαρμογής της δυναμικής ελαστικής μεθόδου). Στην περίπτωση αυτή, διεξάγονται όλοι οι έλεγχοι και με τις δύο μεθόδους, ενώ επιτρέπεται μια αύξηση κατά 25 % των τιμών των παραμέτρων που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου και των δύο μεθόδων.

4.4 Διαγραμματική ροή Pushover

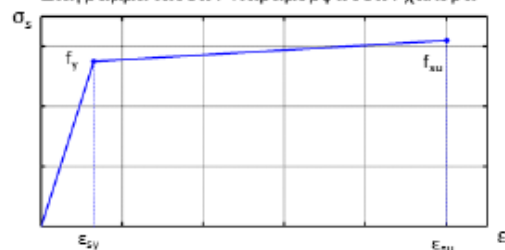
Το στατικό πρόγραμμα Fespa ακολουθεί μία συγκεκριμένη πορεία λήψης των παραμέτρων της κατασκευής και εφαρμογής της μεθόδου Pushover.

Υλικά

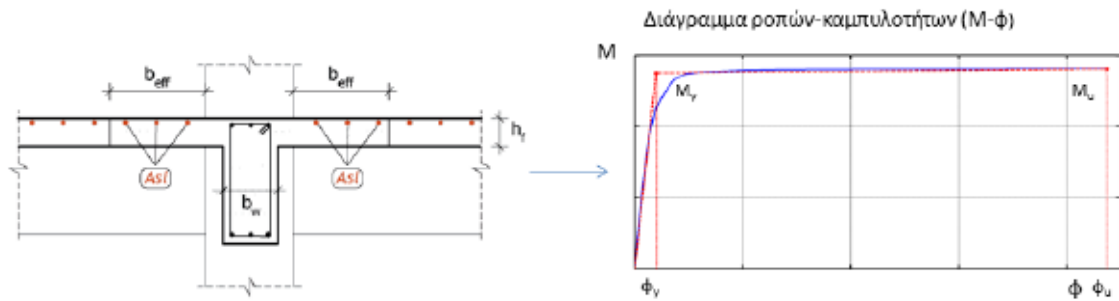
Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων σκυροδέματος



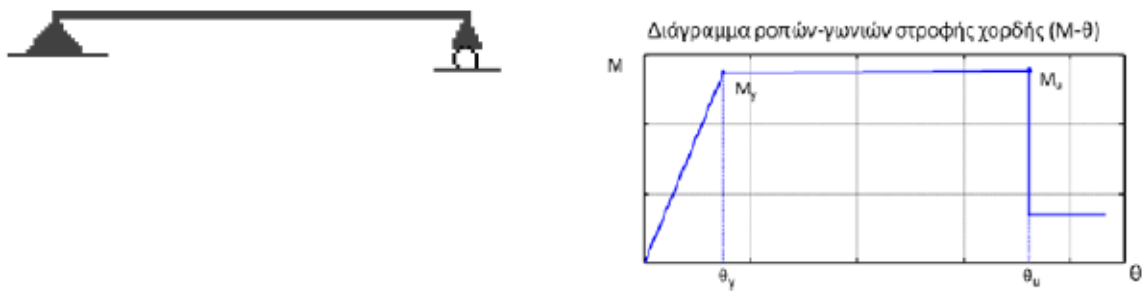
Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων χάλυβα



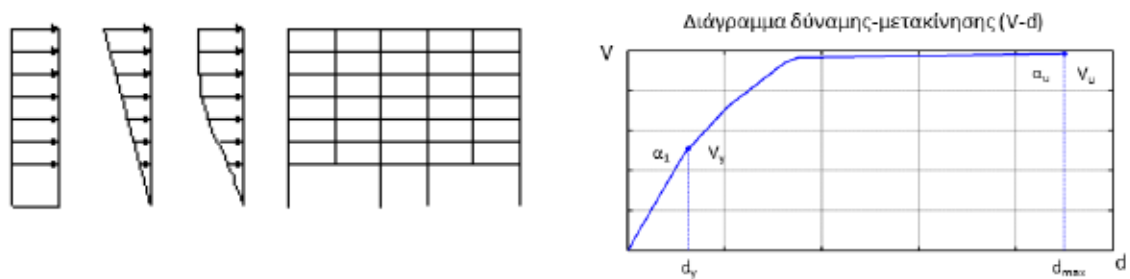
Επίπεδο διατομής



Επίπεδο μέλους



Επίπεδο κατασκευής



Εικόνα 21. Διαγραμματική ροή ανάλυσης Pushover

4.5 Μηχανικά χαρακτηριστικά υλικών

Η εισαγωγή των μηχανικών χαρακτηριστικών των υλικών με ορθό τρόπο στην προσομοίωση αποτελεί ιδιαίτερα σημαντικό χαρακτηριστικό κάθε ανάλυσης. Ο EC8 προβλέπει τιμές αντοχής υλικών που μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε νέες κατασκευές όπως αναλύεται παρακάτω. Το θέμα περιπλέκεται στην περίπτωση επισκευής υφιστάμενων κτιρίων όπου η γνώση μπορεί να είναι περιορισμένη. Οι τιμές αντοχής που προβλέπονται για νέα κτίρια μπορούν σε αυτή την περίπτωση με χρήση των συντελεστών εμπιστοσύνης να χρησιμοποιηθούν και σε υφιστάμενα.

4.5.1 Αντοχή σκυροδέματος

Η ανάλυση πραγματοποιείται με χρήση των μέσων αντοχών των υλικών. Σε υφιστάμενη κατασκευή οι μέσες αντοχές μπορούν να προκύψουν από επί τόπου πυρηνοληψία ή από τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές αντοχές.

Όταν η μέση αντοχή σκυροδέματος υφιστάμενων μελών προκύπτει από επί τόπου δοκιμές, οι αναμενόμενες τιμές για την αντοχή κυλινδρικού δοκιμίου δίνεται στα επόμενα.

- Η μέση αντοχή κυλινδρικού δοκιμίου f_{cm} και κυβικού $f_{c,cube}$ συσχετίζονται σύμφωνα και με EC2-1-1 πίν.3.1 με τον ακόλουθο τύπο:

$$f_{cm} = f_{c,cube}/1.25$$

- Η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος αυξάνεται με την πάροδο του χρόνου λόγω σκλήρυνσης. Η μεταβολή αυτή μπορεί να εκτιμηθεί βάσει της EC2-1-1 §3.1.2(6):

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm}$$

όπου ο συντελεστής $\beta_{cc}(t)$ για 10 έως 30 έτη και τσιμέντο χαμηλής ή μέσης αντοχής μπορεί να ληφθεί περίπου ίσος με $1.20 \div 1.25$.

Τελικά η αντοχή του κυλινδρικού δοκιμίου είναι:

$$f_{cm}(t) = f_{c,cube} \cdot 1.25 / 1.25 = f_{c,cube}$$

Όταν είναι γνωστή η χαρακτηριστική τιμή της αντοχής του σκυροδέματος, τότε η μέση τιμή μπορεί να εκτιμηθεί ως εξής:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (MPa) , EC2 πίνακας 3.1}$$

$$f_{cm} = \min \{ f_{ck} + 5 \text{ (MPa) , } 1.20 \cdot f_{ck} \} , \text{ ΚΑΝ.ΕΠΕ Παράρτημα 4.2}$$

Οι παραπάνω θεωρήσεις συνοψίζονται στον ακόλουθο πίνακα για τις σύνηθες κατηγορίες σκυροδέματος υφιστάμενων κτιρίων:

	Ποιότητα υφιστάμενου σκυροδέματος όπως προδιαγράφεται στην μελέτη		Αποτίμηση Φ.Ι.
	Μέση τιμή κυβικού δοκιμίου [MPa]	Χαρακτηριστική τιμή κυλινδρικού δοκιμίου f_{ck} [MPa]	Ενδεικτική Μέση αναμενόμενη τιμή κυλινδρικού δοκιμίου f_{cm} [MPa]
B160	16		16
B225	22.5		22.5
B300	30		30
C16/20		16	23÷30
C20/25		20	29÷35

Πίνακας 12. Αναμενόμενες μέσες αντοχές για υφιστάμενο σκυρόδεμα

4.5.2 Αντοχή χάλυβα

Οι υφιστάμενες κατηγορίες χάλυβα που φέρουν τις παλιές ονομασίες συσχετίστηκαν με τις αντίστοιχες σημερινές σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα.

	Νέος οπλισμός Χαρακτηρ. τιμές	Υφιστάμενος οπλισμός Μέσες τιμές			
	B500C	S500s ή B500C	S500	StIII ή S400	StI ή S220
Αντοχή f_{yk} ή f_{ym} [MPa]	$f_{yk} = 500$	$f_{ym} =$ 550 ÷ 575	$f_{ym} =$ 550 ÷ 575	$f_{ym} =$ 460 ÷ 480	$f_{ym} =$ 260 ÷ 290
Οριακή παραμόρφω ση ϵ_{suk} ή ϵ_{sum}	6.0 ÷ 7.5%	10%	5%	5%	10 ÷ 12%

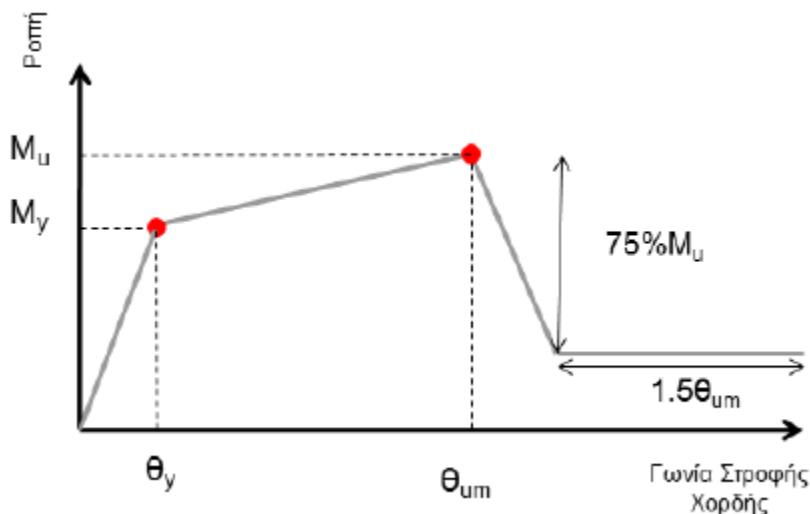
Πίνακας 13. Ενδεικτικές – προτεινόμενες τιμές χαρακτηριστικής αντοχής και παραμόρφωσης για νέο χάλυβα και αντίστοιχες μέσες τιμές για υφιστάμενο χάλυβα.

4.6 Μηχανική Συμπεριφορά Δομικών Στοιχείων

Προκειμένου να εκτιμηθεί η μηχανική συμπεριφορά ενός δομικού στοιχείου καταρτίζεται ένα διάγραμμα εντατικού μεγέθους "F" συναρτήσει της παραμόρφωσης ή σχετικής μετακίνησης "δ". Επιλέγεται ένα εντατικό μέγεθος "F" το οποίο σχετίζεται με το κύριο μέρος της έντασης που προκαλεί η σεισμική δράση στο στοιχείο. Η παραμόρφωση δ επιλέγεται έτσι ώστε, σε συνδυασμό με το εντατικό μέγεθος F, να εκφράζει την ενέργεια παραμόρφωσης του στοιχείου. Αν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη, κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η ροπή κάμψης M και η καμπυλότητα $1/r$. Αν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η διάτμηση, κατάλληλα μεγέθη είναι η τέμνουσα δύναμη V και η γωνιακή (διατμητική) παραμόρφωση γ. Στα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος οι καμπτικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν με τις διατμητικές και με τις στροφές των ακραίων διατομών λόγω εξόλκευσης των οπλισμών στην αγκύρωση πέραν του άκρου του στοιχείου. Για τον λόγο αυτό, η καταλληλότερη επιλογή F και δ είναι η ροπή M και η γωνία στροφής χορδής "θ" στα άκρα του στοιχείου, όπου η θ περιλαμβάνει το σύνολο των καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων, καθώς και τη στροφή των άκρων λόγω εξόλκευσης οπλισμών.

Σύμφωνα με τα κεφάλαια 2, 4, 7 και 9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ, μπορούν να πραγματοποιηθούν έλεγχοι ασφαλείας και να παρουσιαστούν εποπτικά σε ένα σκελετικό διάγραμμα συμπεριφοράς ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας και του ελέγχου σε όρους παραμορφώσεων μέσω της παραμόρφωσης σχεδιασμού. Όσο αφορά τα χαρακτηριστικά της συμπεριφοράς στη φάση εξασθένησης της αντίστασης των στοιχείων, μετά την οιονεί αστοχία (F_u και u_u), η οποία ενδιαφέρει μόνον για αναλύσεις και ελέγχους με μη-γραμμικές (ανελαστικές) μεθόδους, όπως η μέθοδος Pushover.

Ένα διάγραμμα ροπής – γωνίας χορδής M-θ έχει την γενική μορφή του ακόλουθου σχήματος:



Εικόνα 22. Διάγραμμα ροπής - γωνίας χορδής

Οι περιοχές στις οποίες μπορεί να χωρισθεί το διάγραμμα M-θ για τη συνήθη περίπτωση της ανελαστικής σχέσης ροπών - γωνιών στροφής - χορδής είναι οι ακόλουθες:

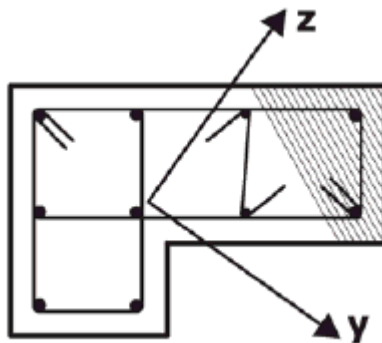
1. Ελαστική περιοχή μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής. Η οριακή αντοχή M_y και η παραμόρφωση διαρροής θ_y υπολογίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις του Κανονισμού.
2. Μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι τη θεωρητική αστοχία. Το μήκος του κλάδου εξαρτάται από την οριακή παραμόρφωση αστοχίας θ_{lim} .
3. Η παραμένουσα αντίσταση του στοιχείου εκφράζεται μέσω του οριζόντιου κλάδου που φαίνεται στο παραπάνω σχήμα, με την απότομη πτώση της αντοχής του στοιχείου με το σημείο οριακής παραμόρφωσης αστοχίας. Μέσω αυτού του κλάδου εκφράζεται η ικανότητα του μέλους να παραλάβει μόνο κατακόρυφα φορτία.

Εφαρμογή στο Fespa

Το διάγραμμα έντασης-παραμόρφωσης που καθορίζει την ελαστική και μετελαστική συμπεριφορά του στροφικού ελατηρίου που προσομοιώνει την πλαστική άρθρωση ενσωματώνεται στο FESPA με τη μορφή που φαίνεται στο παραπάνω σχήμα, με κράτυνση και παραμένουσα αντοχή $20\% \cdot M_u$.

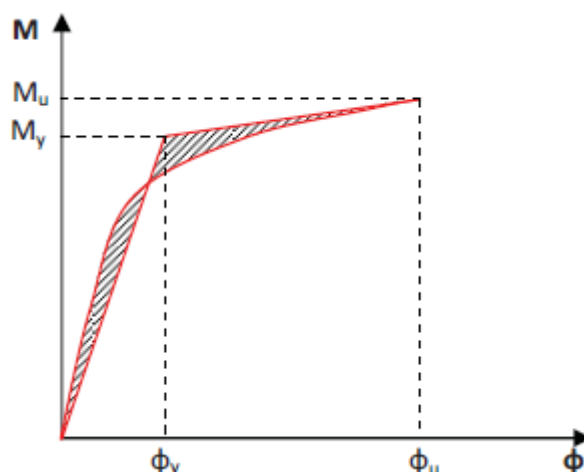
4.7 Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων (M-φ)

Ο προσδιορισμός της συμπεριφοράς των μελών της κατασκευής στη μη γραμμική στατική ανάλυση απαιτεί την εύρεση της αντοχής των διατομών των μελών. Για κάθε κρίσιμη διατομή, είναι δυνατή η εξαγωγή του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων. Βασική παραδοχή της προσέγγισης αποτελεί ότι η επιπεδότητα των διατομών διατηρείται στην παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα. Το διάγραμμα είναι δυνατό να υπολογιστεί με ακρίβεια τόσο για συμμετρικές όσο και για ασύμμετρες διατομές και για συνδυασμό αξονικής δύναμης και διαξονικής κάμψης.



Εικόνα 23. Διατομή με θλιβόμενη ζώνη τυχαίου σχήματος

Το διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων είναι μη γραμμικό και η διγραμμικοποίηση αυτού επιτυγχάνεται με την εξαγωγή διγραμμικού διαγράμματος του οποίου η ενέργεια (εμβαδόν του χωρίου ανάμεσα στο διάγραμμα και τον οριζόντιο άξονα) ισούται με την ενέργεια του αρχικού μη γραμμικού διαγράμματος. Η διγραμμικοποίηση του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων τελικά έγκειται στην εξίσωση των γραμμοσκιασμένων εμβαδών, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Εικόνα 24. Διγραμμικοποίηση του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων διατομής.

Ο υπολογισμός των απαραίτητων εντατικών μεγεθών και παραμορφώσεων που χρησιμοποιούνται στο διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων μπορεί να πραγματοποιηθεί αυτόματα από το πρόγραμμα είτε με χρήση επαναληπτικής διαδικασίας, είτε με εφαρμογή κλειστών τύπων.

4.8 Επιλογή επιπέδων αξονικής δύναμης για εξαγωγή διαγραμμάτων ροπών-καμπυλοτήτων

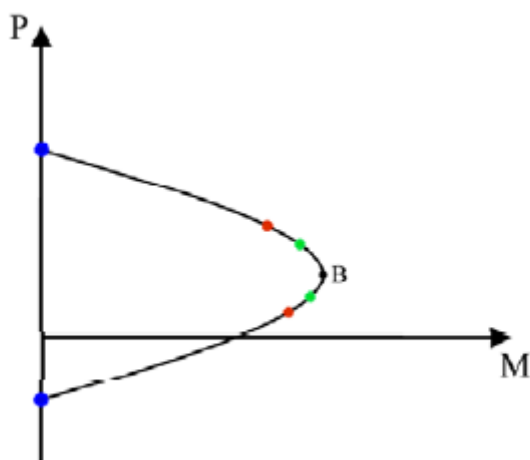
Η επίδραση της αξονικής δύναμης στην καμπτική αντοχή των μελών λαμβάνεται υπόψη από το Fespa. Η διαδικασία που ακολουθείται για την επιλογή των αξονικών δυνάμεων για τις οποίες θα γίνει ακριβής υπολογισμός των διαγραμμάτων ροπών-καμπυλοτήτων σε μια συγκεκριμένη διατομή είναι η εξής:

A) Για κάθε επιμέρους γωνία κλίσης του ουδέτερου άξονα πραγματοποιείται ακριβής υπολογισμός της αξονικής δύναμης για την οποία η διατομή παρουσιάζει τη μέγιστη καμπτική της αντοχή (Balance point-B).

B) Υπολογισμός με ακρίβεια των σημείων του διαγράμματος αλληλεπίδρασης διαξονικής κάμψης- αξονικής δύναμης, που αντιστοιχούν στη μέγιστη θλιπτική και εφελκυστική αντοχή της διατομής για μηδενική ροπή (σημεία πάνω στον κατακόρυφο άξονα).

Γ) Ανάλογα με την επιλογή του χρήστη για ενσωμάτωση 3 ή 5 αξονικών δυνάμεων υπολογίζονται επιπρόσθετα 2 ή 4 σημεία εκατέρωθεν του σημείου Β.

Δ) Για κάθε ενδιάμεση κατάσταση οι υπολογισμοί γίνονται με χρήση γραμμικής παρεμβολής. Αυτή η προσέγγιση είναι αποδεκτή καθώς είναι φανερό από το Σχήμα 1.13 ότι οι κλίσεις ανάμεσα στα ακριβώς υπολογισθέντα σημεία είναι περίπου σταθερές.



Εικόνα 25. Διάγραμμα αλληλεπίδρασης ροπής-αξονικής δύναμης.

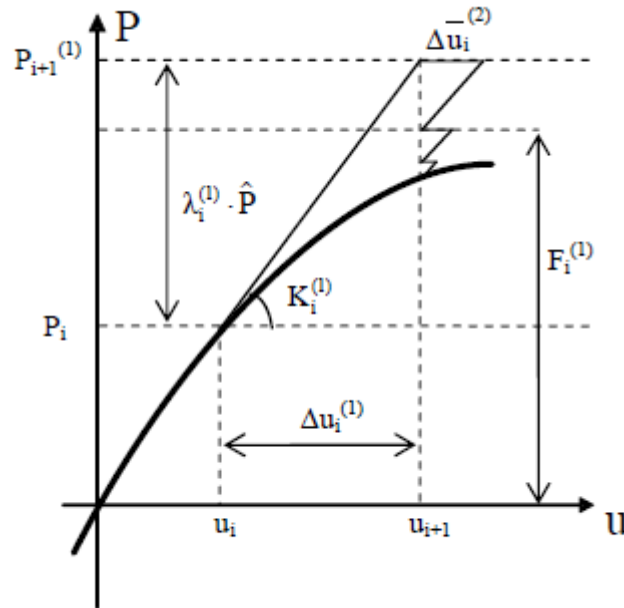
4.9 Καμπύλη Αντίστασης Κατασκευής

Για τη δημιουργία της καμπύλης αντίστασης πραγματοποιούνται διαδοχικές στατικές αναλύσεις με σταδιακή αύξηση της οριζόντιας φόρτισης κατά τη φορά μιας διεύθυνσης και υπολογισμό της μετακίνησης στον κόμβο ελέγχου, ο οποίος βρίσκεται στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Κατά τη διάρκεια αυτής τη διαδικασίας στοιχεία τα οποία έχουν διαρρεύσει εμφανίζουν μειωμένη δυσκαμψία, η οποία λαμβάνεται υπόψη στο μητρώο δυσκαμψίας του κτιρίου σε επόμενο βήμα. Οι θέσεις πεπερασμένου μήκους όπου αναμένονται ανελαστικές παραμορφώσεις είναι τα άκρα των δοκών και η κορυφή και βάση των υποστυλωμάτων. Πέραν αυτών των περιοχών η συμπεριφορά του μέλους βασίζεται στην ελαστική θεωρία. Η καμπύλη αντίστασης θα προσδιορίζεται με βάση τον EC8-1, §4.3.3.4.2.3(1), (2).

4.9.1 Μέθοδοι επίλυσης

Η εξαγωγή της καμπύλης αντίστασης γίνεται είτε με αύξηση του επιβαλλόμενου φορτίου, είτε με αύξηση επιβαλλόμενων μετατοπίσεων και εύρεση του φορτίου που ισορροπεί τις παραμορφώσεις αυτές. Η πρώτη περίπτωση αναφέρεται ως «Μέθοδος ελέγχου Δυνάμεων» (Load control) και η δεύτερη περίπτωση «Μέθοδος ελέγχου Μετακινήσεων» (Displacement control). Η μέθοδος επίλυσης που επιλέχθηκε είναι «Μέθοδος Ελέγχου Μετακινήσεων», η οποία, παρότι θεωρείται πιο χρονοβόρος από την εναλλακτική της, σύμφωνα και με την σύσταση του προγράμματος, θεωρείται ότι παρέχει την δυνατότητα επίλυσης του φθίνοντα κλάδου της καμπύλης αντίστασης του κτιρίου.

Για λόγους συντομίας στο πλαίσιο αυτής της εργασίας, επεξηγείται θεωρητικά μόνο η «Μέθοδος Ελέγχου Μετακινήσεων», η οποία και εφαρμόστηκε. Η μέθοδος αυτή σχετίζεται με επιβολή μετακινήσεων και εύρεση του συντελεστή που πρέπει να πολλαπλασιαστούν τα εξωτερικά φορτία ώστε η προκύπτουσα μετατόπιση στον κόμβο ελέγχου να προκύψει ίση με τη δεδομένη. Ως δεδομένο τίθεται η μέγιστη μετατόπιση του κόμβου ελέγχου και διαιρώντας την τιμή αυτή με τον αριθμό βημάτων προκύπτει η μετακίνηση κάθε βήματος. Ως άγνωστες παράμετροι είναι οι επικόμβιες μετατοπίσεις της κατασκευής (εκτός από τη δεδομένη μετατόπιση του κόμβου ελέγχου) και ο φορτιστικός συντελεστής λ .



Εικόνα 26. Μέθοδος των μετακινήσεων

Στη μέθοδο των μετακινήσεων οι επαναλήψεις που πραγματοποιούνται μέσα σε κάθε βήμα γίνονται για σταθερή μετατόπιση. Συνεπώς οι επαυξητικές επικόμβιες μετατοπίσεις παίρνουν σταθερή τιμή κατά την 1η επανάληψη ($\Delta u_i^{(1)} = c$), ενώ στις επόμενες επαναλήψεις παραμένουν μηδενικές ($\Delta u_i^{(j)} = 0$ για $j \geq 2$). Πιο συγκεκριμένα μέσα σε κάθε επαυξητικό βήμα πραγματοποιούνται τα ακόλουθα:

- Δεδομένα είναι η συνολικές μετατοπίσεις u_i , η επιβαλλόμενη επαυξητική μετατόπιση $\Delta u_i^{(1)}$ του κόμβου ελέγχου και η συνολική δυσκαμψία $K_i^{(1)}$ στο τέλος του προηγούμενου βήματος. Επίσης, σταθερό δεδομένο σε κάθε βήμα είναι η ονομαστική κατανομή των φορτίων P .
- Με βάση την επαυξητική δυσκαμψία $K_i^{(1)}$ του τρέχοντος βήματος υπολογίζονται οι ονομαστικές μετατοπίσεις Δu_i που προκαλεί το ονομαστικό διάνυσμα του φορτίου P .

$$P = K_i \cdot \Delta u_i$$

- Υπολογισμός του φορτιστικού συντελεστή $\lambda_i^{(1)}$ και εύρεση των εξωτερικών επιβαλλόμενων φορτίων $P_{i+1}^{(1)}$:

$$\lambda_i^{(1)} = \frac{\Delta u_i^{(1)}}{\Delta u_i}$$

$$P_{i+1}^{(1)} = P_i + \lambda_i^{(1)} \cdot P$$

- Για τις τρέχουσες ολικές μετατοπίσεις της κατασκευής υπολογίζεται το διάνυσμα των εσωτερικών δράσεων της κατασκευής $F_i^{(1)}$.
- Υπολογίζονται οι υπολειπόμενες μετατοπίσεις $\Delta u_i^{-(2)}$ από τη σχέση:

$$P_{i+1}^{(1)} - F_i^{(1)} = K_i \cdot \Delta u_i^{-(2)}$$

- Αν οι υπολοιπόμενες μετατοπίσεις δεν ικανοποιούν το κριτήριο σύγκλισης υπολογίζεται ο φορτιστικός συντελεστής της 2ης επανάληψης.

$$\lambda_i^{(2)} = -\frac{\Delta u_i^{-(2)}}{\Delta u_i}$$

- Η διαδικασία συνεχίζεται μέχρι να εξαιρεθούν οι υπολειπόμενες μετατοπίσεις, όταν πρακτικά δηλαδή η νόρμα τους γίνει μικρότερη από μία ανοχή.

4.10 Στοχευόμενη μετατόπιση

4.10.1 Μέθοδος EC8 (Μέθοδος N2)

Για να γίνει δυνατή η σύγκριση της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής με τη σεισμική απαίτηση που ορίζεται από το φάσμα σχεδιασμού είναι αναγκαία αρχικά η μετατροπή της απόκρισης του πολυβάθμιου συστήματος στην αντίστοιχη του ισοδύναμου μονοβαθμίου. Η κατανομή των φορτίων στο επίπεδο του κέντρου βάρους των ορόφων γίνεται με βάση την κατανομή των αδρανειακών του χαρακτηριστικών σύμφωνα με την παρακάτω εξίσωση:

$$F_i = V \cdot \frac{m_i \varphi_i}{\sum_{j=1}^N m_j \varphi_j}$$

Όπου:

- i, j οι στάθμες της κατασκευής, V είναι η τέμνουσα βάσης
- ϕ_i οι ιδιομορφικές μετατοπίσεις του διαφράγματος i και m_i οι αντίστοιχες μάζες.
- Οι συντελεστές ϕ_i υποδεικνύουν την κατανομή των μετακινήσεων στους ορόφους.

Οι τιμές των ιδιομορφικών μετατοπίσεων κανονικοποιούνται ως προς την μετακίνηση οροφής ώστε η τιμή του ϕ στην οροφή να γίνεται ίση με τη μονάδα.

μετατροπή του μονοβάθμιου ισοδύναμου συστήματος σε πολυβάθμιο σύστημα γίνεται σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

$$Q = \Gamma Q^*$$

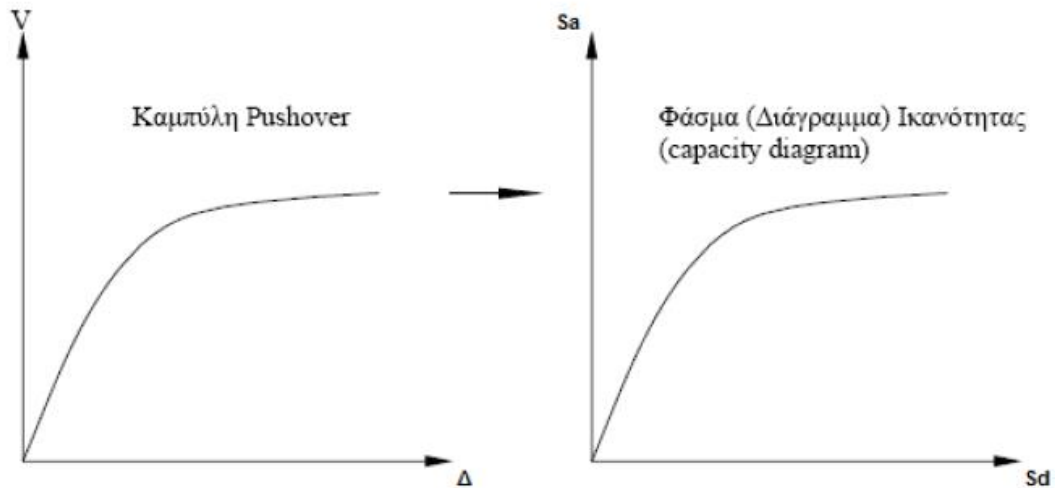
Όπου:

- Q^* οποιοδήποτε μέγεθος στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα
- Q το αντίστοιχο μέγεθος στο πολυβάθμιο σύστημα
- Γ ο συντελεστής συμμετοχής που δίνεται από την ακόλουθη σχέση [EC8-1 (B.3)]:

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

Ο αριθμητής στη παραπάνω σχέση ισούται με τη μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος m^* .

Εφόσον οι δυνάμεις και οι μετακινήσεις ακολουθούν τον ίδιο μετασχηματισμό που δίνεται από τη σχέση των μεγεθών του μονοβάθμιου συστήματος, η δυσκαμψία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος θα ισούται με τη δυσκαμψία του αντίστοιχου πολυβάθμιου. Δε συμβαίνει όμως το ίδιο με τις ιδιοπεριόδους των δύο συστημάτων. Για να είναι δυνατή η αντιπαραβολή της ικανότητας της κατασκευής με τη σεισμική απαίτηση ώστε να είναι εφικτός ο σχεδιασμός τους στο ίδιο διάγραμμα, η καμπύλη Pushover του μονοβάθμιου μετατρέπεται σε φάσμα ικανότητας (ADRS). Η μετατροπή γίνεται με βάση τις παρακάτω σχέσεις.



Εικόνα 27. Μετατροπή της καμπύλης αντίστασης του πολυβάθμιου συστήματος σε φάσμα ικανότητας του μονοβάθμιου ισοδύναμου συστήματος

$$S_a = \frac{V}{a \cdot m_{tot}}$$

$$S_d = \frac{\Delta}{\Gamma \varphi_{top}}$$

V τέμνουσα βάσης του πολυβάθμιου συστήματος.

m_{tot} συνολική μάζα πολυβάθμιου συστήματος.

φ_{top} η κανονικοποιημένη ιδιομορφική μετακίνηση κορυφής. Συνήθως ισούται με τη μονάδα.

a ποσοστό συνολικής μάζας που συμμετέχει στη δυναμική απόκριση της κατασκευής για την αναμενόμενη ιδιομορφή της παραμόρφωσης, που δίνεται από την ακόλουθη σχέση, όπου φαίνεται πως ο όρος του αθροίσματος στον αριθμητή αντιπροσωπεύει τη μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

$$a = \Gamma \frac{\sum m_i \varphi_i}{m_{tot}} = \Gamma \frac{m^*}{m_{tot}}$$

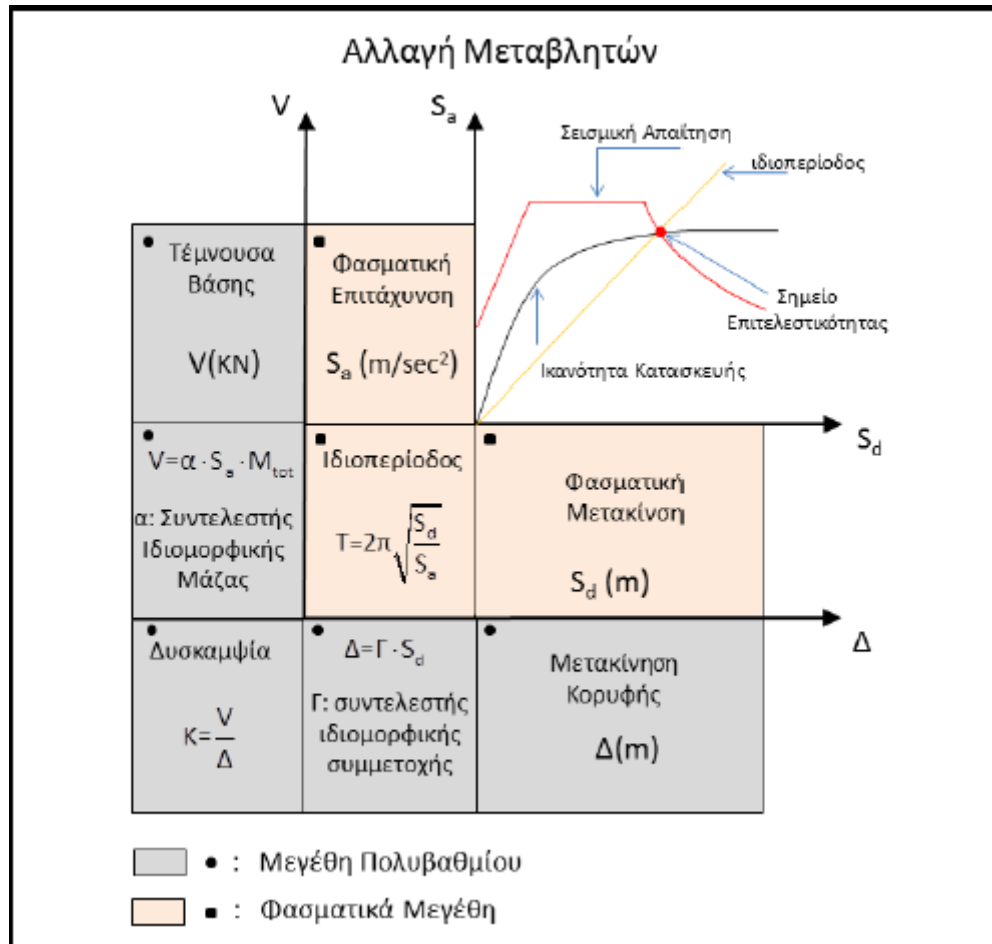
Δ μετακίνηση οροφής πολυβάθμιου συστήματος

Οι παραπάνω σχέσεις μπορούν να μετατραπούν σε όρους δύναμης-μετακίνησης του αντίστοιχου μονοβαθμίου όπως αναγράφονται στο Παράρτημα Β του EC8-1, ως εξής:

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} = S_a \cdot m^*$$

$$d^* = \frac{\Delta}{\Gamma} = S_d$$

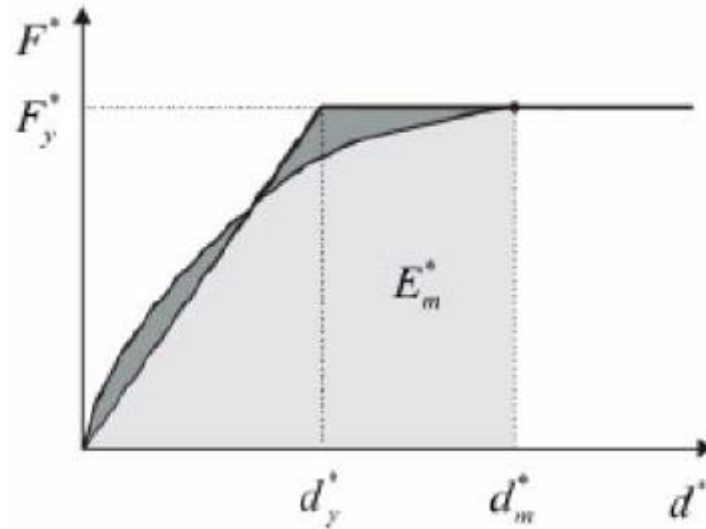
Στο παρακάτω σχήμα συνοψίζεται η διαδικασία μετατροπής της καμπύλης ικανότητας του κτιρίου σε φάσμα ικανότητας.



Εικόνα 28. Μετατροπή μεγεθών από το πολυβάθμιο σύστημα για τη δημιουργία του διαγράμματος ADRS.

4.10.2 Μετατροπή της καμπύλης αντίστασης του μονοβάθμιου σε ιδεατό διγραμμικό φάσμα

Σύμφωνα με το Παράρτημα Β του EC8-1 η καμπύλη αντίστασης του μονοβάθμιου συστήματος διαγραμμικοποιείται καθώς η πρώτη διαρροή στο πολυβάθμιο σύστημα δεν ταυτίζεται με τη διαρροή του μονοβαθμίου. Το διγραμμικό διάγραμμα αντίστασης κατασκευάζεται χωρίς κράτυνση, το οποίο σημαίνει πως ο μετελαστικός κλάδος είναι οριζόντιος. Η κλίση του ελαστικού κλάδου είναι τέτοια ώστε τα εμβαδά που αποκόπτονται κάτω και πάνω από την αρχική καμπύλη να είναι ίσα, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Εικόνα 29. Μετατροπή του φάσματος αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή σε διγραμμικό. (EC8-1)

Η ιδιοπερίοδος του εξιδανικευμένου ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος δυνάμει των προαναφερθέντων σχέσεων δίνεται από τη σχέση [EC8-1 (B.7)]:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}}$$

4.10.3 Υπολογισμός της ανελαστικής μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

Μετά τον υπολογισμό της ιδιοπεριόδου του μονοβάθμιου ισοδύναμου συστήματος, είναι δυνατός ο **υπολογισμός ελαστικής στοχευόμενης μετακίνησης** σύμφωνα με τη σχέση:

$$d_{el}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2$$

Όπου $S_e(T^*)$ η ελαστική φασματική επιτάχυνση στην περίοδο T^* .

Η ανελαστική στοχευόμενη μετακίνηση d_t^* του μονοβάθμιου συστήματος υπολογίζεται ως εξής:

1. $T^* < T_C$ (μικρές ιδιοπερίοδοι κατασκευών):

- Εάν $\frac{F_y^*}{m^*} \geq S_e(T^*)$, η απόκριση είναι ελαστική και, συνεπώς:

$$d_t^* = d_{et}^*$$

- Εάν $\frac{F_y^*}{m^*} < S_e(T^*)$, η απόκριση είναι ανελαστική και, συνεπώς:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^*$$

Όπου

$$q_u = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*}$$

2. $T^* \geq T_C$ (μεσαίες και μεγάλες ιδιοπερίοδοι κατασκευών) όπου θεωρείται ότι ισχύει η παραδοχή των ίσων μετακινήσεων και, συνεπώς:

$$d_t^* = d_{et}^*$$

4.10.4 Υπολογισμός της ανελαστικής μετακίνησης του πολυβάθμιου συστήματος

Τελικά, η ανελαστική στοχευόμενη μετακίνηση του πολυβάθμιου συστήματος δίνεται από:

$$d_t = \Gamma d_t^*$$

4.11 Μέθοδος ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Μέθοδος των συντελεστών)

Αφότου όπως και προηγουμένως έχει μετατραπεί η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής σε φάσμα αντίστασης ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ακολουθούν τα παρακάτω βήματα.

Μετατροπή του φάσματος αντίστασης σε ιδεατό διγραμμικό φάσμα

Το διγραμμικό φάσμα αντίστασης στο Fespa κατασκευάζεται χωρίς κράτυνση κάτι το οποίο σημαίνει πως ο μεταλαστικός κλάδος δεν έχει κλίση. Με παρόμοιο τρόπο με τη Μέθοδο N2 γίνεται η διγραμμικοποίηση του φάσματος αντίστασης.

Υπολογισμός της ενεργούς θεμελιώδους ιδιοπεριόδου T_e

Με τη χρήση δυναμικής ανάλυσης υπολογίζεται η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής βάσει της ελαστικής δυσκαμψίας K_i . Η ενεργός θεμελιώδης ιδιοπερίοδος που αντιστοιχεί σε δυσκαμψία K_e , μπορεί έπειτα να υπολογιστεί εύκολα:

$$\frac{T_e}{T_i} = \frac{2\pi \sqrt{\frac{m}{K_e}}}{2\pi \sqrt{\frac{m}{K_i}}} \Rightarrow T_e = T_i \cdot \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης Δ

Η στοχευόμενη μετακίνηση της κορυφής Δ μπορεί να υπολογιστεί από την ακόλουθη εξίσωση:

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

Οι τιμές των συντελεστών ορίζονται ως εξής σύμφωνα με την §5.7.4.1 του ΚΑΝΕΠΕ:

C_0 Συντελεστής που συνδέει την πραγματική μετακίνηση κορυφής Δ , με τη φασματική μετακίνηση S_d του ισοδύναμου ελαστικού φορέα. Οι τιμές που παίρνει ο συντελεστής C_0 μπορεί να λαμβάνονται ίσες με 1.0, 1.2, 1.3, 1.4 και 1.5 για αριθμό ορόφων 1, 2, 3, 5 και ≥ 10 αντίστοιχα.

C_1 Συντελεστής που συνδέει τη μετακίνηση ανελαστικού συστήματος με αυτή του αντίστοιχου ελαστικού, σύμφωνα με τα παρακάτω:

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

Επίσης, $C_1 \leq 1,5$ για $T_e \leq 1 \text{ sec}$

T_s Η περίοδος που ορίζεται από το σημείο τομής του τμήματος του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού που αντιστοιχεί σε σταθερή επιτάχυνση, με αυτό που αντιστοιχεί σε σταθερή ταχύτητα. Δηλαδή κατά ΕΑΚ $T_s = T_2$ και κατά EC8 $T_s = T_c$.

R Συντελεστής συμπεριφοράς που εκφράζει το λόγο ελαστικής απαίτησης προς την δύναμη διαρροής:

$$R = \frac{V_{el}}{V_y}$$

V_{el} Η απαίτηση του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού

V_y Τέμνουσα διαρροής που προκύπτει από το διγραμμικοποιημένο διάγραμμα της καμπύλης αντίστασης

Είναι φανερό πως $\mu = C_1 \cdot R$ και συνεπώς μέχρι στιγμής η μέθοδος των συντελεστών ταυτίζεται με τη μέθοδο N2.

C2 Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη του τη μορφή των βρόχων υστέρησης της ανελαστικής συμπεριφοράς. Μπορεί να πάρει τιμές σύμφωνα με τον Πίνακα Σ5.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ή να πάρει την τιμή 1. Παρατηρείται διαφοροποίηση ανάμεσα στις στάθμες και αυτό διότι η υστερητική απόσβεση είναι σημαντικότερη σε μεγαλύτερα επίπεδα μεταελαστικής συμπεριφοράς του φορέα.

C3 Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη του την αύξηση των μετακινήσεων λόγω επιρροής Ρ-Δ. Ο συντελεστής μπορεί να πάρει τιμές σύμφωνα με τη σχέση:

$$C_3 = 1 + 5 \cdot \frac{(\theta - 0.1)}{T_e}$$

όπου θ είναι ο συντελεστής σχετικής μεταθετότητας, ίσος με τη μέγιστη τιμή από τις προκύπτουσες για τον κάθε όροφο της κατασκευής. Συγκεκριμένα, ισούται με το λόγο της ροπής δεύτερης τάξης προς τη ροπή πρώτης τάξης:

$$\theta = \max(\theta_i) = \max\left(\frac{P_i \cdot \delta_i}{V_i \cdot h_i}\right)$$

P_i Κατακόρυφο φορτίο του ορόφου i

δ_i Σχετική μετακίνηση των πλακών του ορόφου στην εξεταζόμενη διεύθυνση, μετρούμενη στο κέντρο δυσκαμψίας

V_i Συνολική τέμνουσα δύναμη του i ορόφου στην εξεταζόμενη διεύθυνση για το σεισμικό συνδυασμό των φορτίων σύμφωνα με την κλασική ανάλυση

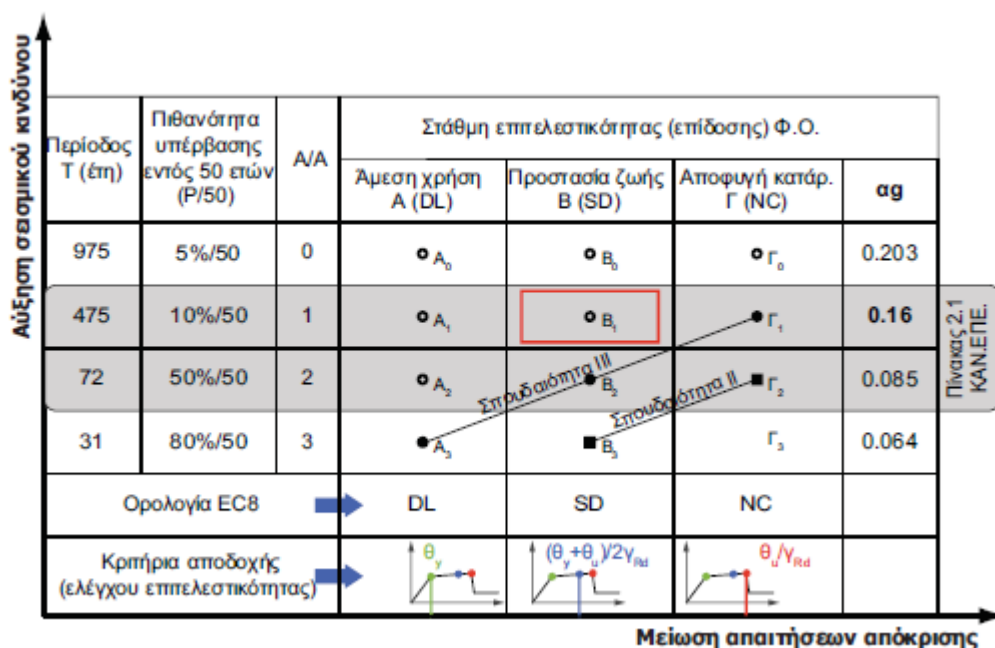
h_i Ύψος του κάθε ορόφου

Στη συνήθη περίπτωση κτιρίων από σκυρόδεμα και τοιχοποιία όπου $\theta < 0.1$ ο συντελεστής C3 λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι για τιμές C2=C3=1 οι μέθοδος των συντελεστών ταυτίζεται με τη μέθοδο N2.

Εφαρμογή Ανελαστικής Ανάλυσης στο Fespa

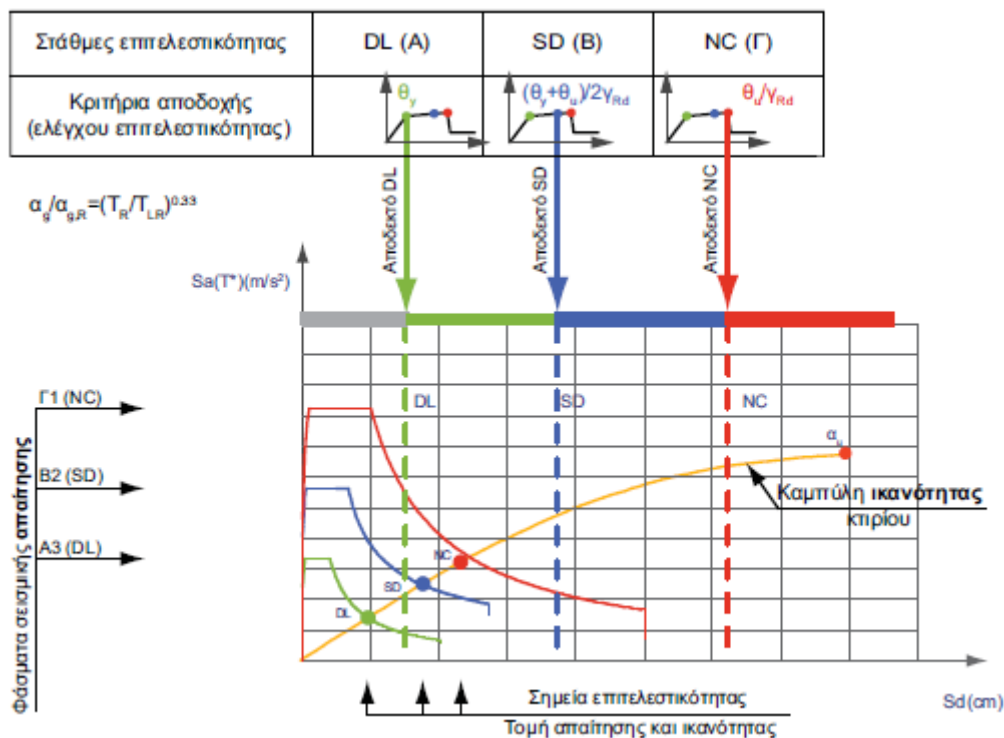
Αρχικά το Fespa, πραγματοποιεί μια ελαστική δυναμική ανάλυση για τον προσδιορισμό των ιδιομορφών και του ποσοστού συμμετοχής της κάθε μιας. Έπειτα ακολουθείται είτε η διαδικασία του EC8-1- Παράρτημα Β που περιγράφηκε προηγουμένως για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης πραγματοποιώντας τον απαραίτητο αριθμό επαναλήψεων για τη σύγκλιση της μεθόδου, είτε η μέθοδος των συντελεστών βάσει των οδηγιών που εμπεριέχονται στον ΚΑΝΕΠΕ.

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται συνοπτικά οι προαναφερθείσες στάθμες επιτελεστικότητας όπως αναφέρονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σε κόκκινο πλαίσιο ορίζεται ο βασικός στόχος σχεδιασμού και αποτίμησης στον οποίο βασίζονται οι διατάξεις του EC8, αλλά και του προηγούμενου ΕΑΚ. Ο στόχος αυτός είναι η προστασία ζωής των ενοίκων σε ένα σεισμικό γεγονός που έχει περίοδο επανάληψης 10% στα 50 χρόνια. Μία υφιστάμενη κατασκευή, ανάλογα με τη σπουδαιότητα της, παρουσιάζει διαφορετικούς στόχους αποτίμησης για διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας.



Εικόνα 30. Στάθμες Επιτελεστικότητας

Στο παρακάτω σχήμα, παρουσιάζεται μία καμπύλη αντίστασης για μια συγκεκριμένη κατασκευή καθώς και τα ελαστικά σεισμικά φάσματα απαίτησης για τις 3 στάθμες επιτελεσιμότητας. Με τις χρωματιστές κουκίδες πάνω στην καμπύλη σημειώνονται οι στοχευόμενες μετακινήσεις και με κατακόρυφες διακεκομμένες οι αντίστοιχες ικανότητες μετακίνησης τις κατασκευής για κάθε στάθμη. Το γεγονός ότι και οι 3 διακεκομμένες γραμμές βρίσκονται στα δεξιά των στοχευόμενων μετακινήσεων καθιστά την παρούσα κατασκευή επαρκή στις απαιτήσεις αποτίμησης.



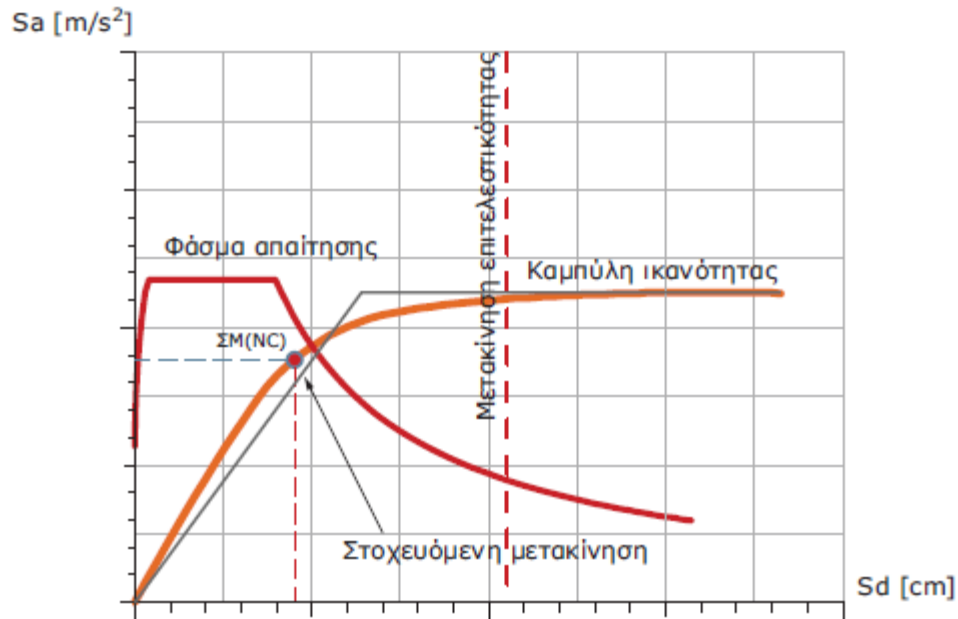
Εικόνα 31. Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας ADRS και στάθμες επιτελεσιμότητας για συγκεκριμένη κατασκευή στο FESPA.

Μετά την επιλογή της επιθυμητής στάθμης επιτελεσιμότητας της κατασκευής, θα πρέπει να ελεγχθεί ότι για μετακίνηση ίση με την υπολογισθείσα στοχευόμενη μετακίνηση, κανένα μέλος δεν υπερβαίνει την οριακή τιμή της γωνίας στροφής χορδής. Σε αντίθετη περίπτωση απαιτείται ενίσχυση της κατασκευής προς αύξηση της αντοχής. Οι έλεγχοι επάρκειας των μελών και της κατασκευής, όπως πραγματοποιούνται από το Fespa, αναλύονται στην επόμενη παράγραφο.

4.12 Τελικός έλεγχος επάρκειας

4.12.1 Καθολικός έλεγχος κατασκευής

Ο καθολικός έλεγχος επάρκειας μίας κατασκευής στο Fesra πραγματοποιείται με βάση τις μετακινήσεις και, συγκεκριμένα, αν η ικανότητα μετακίνησης της κατασκευής για τη συγκεκριμένη στάθμη επιτελεσματικότητας είναι μεγαλύτερη από τη στοχευόμενη. Η διαδικασία αυτή έγκειται στην παρατήρηση αν η διακεκομμένη γραμμή (μετακίνηση για την αστοχία του πρώτου κύριου μέλους της κατασκευής) βρίσκεται δεξιά της στοχευόμενης μετατόπισης, γεγονός που θα σήμαινε την επάρκεια της κατασκευής. Στο διάγραμμα που παρατίθεται παρακάτω, η απαίτηση όπως έχει οριστεί από τον χρήστη ικανοποιείται.



Εικόνα 32. Τελικός έλεγχος επάρκειας κατασκευής

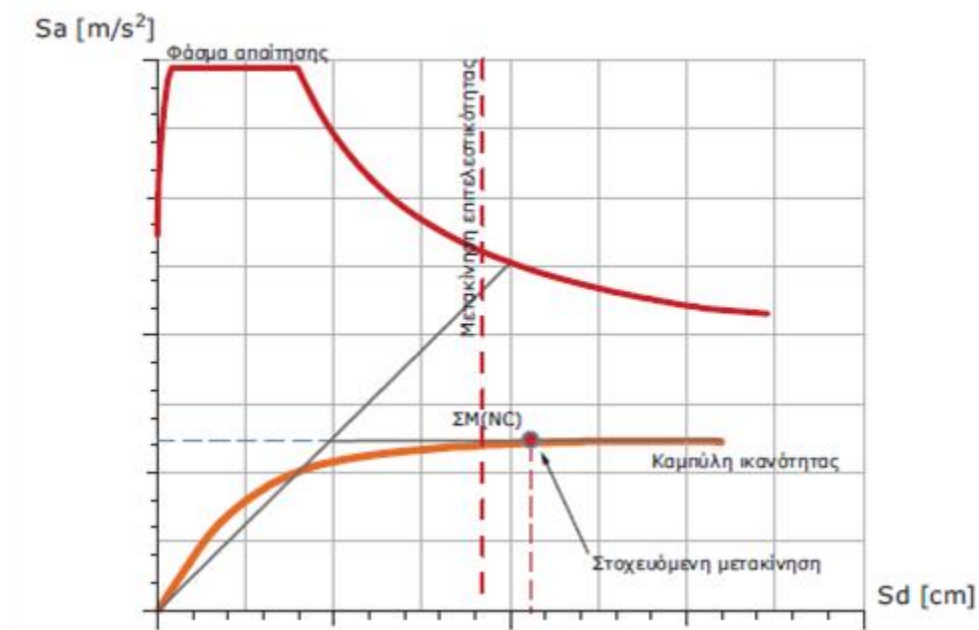
4.12.2 Έλεγχος σε επίπεδο μέλους

Έπειτα από την εύρεση της στοχευόμενης μετακίνησης της κατασκευής, βρίσκονται για κάθε μέλος ξεχωριστά οι γωνίες στροφής-χορδής που αντιστοιχούν στο βήμα επίλυσης όπου παρατηρείται η μετακίνηση αυτή. Ως συντελεστής επάρκειας της κάθε στάθμης επιτελεσματικότητας ορίζεται ο λόγος της ευρισκόμενης αυτής τιμής προς την αντίστοιχη τιμή που ορίζει το κριτήριο επιτελεσματικότητας. Τα παραπάνω ισχύουν για την περίπτωση της κάμψης, ενώ όσον αφορά την τέμνουσα ο λόγος επάρκειας αφορά μόνο την Αποφυγή Κατάρρευσης και υπολογίζεται ως ο λόγος της τέμνουσας του μέλους που αντιστοιχεί στη στοχευόμενη μετακίνηση προς την διατμητική αντοχή του μέλους.

$$\lambda = \frac{\theta}{\theta_{lim}}, \text{ λόγος επάρκειας στην περίπτωση κάμψης}$$

$$\lambda = \frac{V}{V_R}, \text{ λόγος επάρκειας στην περίπτωση τέμνουσας}$$

Για κάθε μέλος υπολογίζονται οι λόγοι επάρκειας της κάθε στάθμης επιτελεστικότητας για όλες τις σεισμικές φορτίσεις που εκτελούνται. Στην περίπτωση που η κατασκευή δεν πληρεί τον καθολικό έλεγχο επάρκειας κάποιοι λόγοι επάρκειας θα υπερβούν τη μονάδα. Συνεπώς, απαιτείται επανασχεδιασμός του φορέα σε περίπτωση νέου δομήματος ή ενίσχυση σε περίπτωση υπάρχοντος.



Εικόνα 33. Μη ικανοποίηση του ελέγχου επάρκειας

5 Στατική ανελαστική ανάλυση υφιστάμενου φορέα

5.1 Διαγράμματα M – θ μελών του υφιστάμενου φορέα

Η καμπύλες αντίστασης του φορέα κατασκευάζονται χρησιμοποιώντας ως βάση τα διαγράμματα ροπής – γωνίας στροφής χορδής όλων των μελών της κατασκευής. Ταυτόχρονα, πραγματοποιείται και έλεγχος των μελών για διάτμηση. Ενδεικτικά, παρατίθενται τα διαγράμματα M – θ για το υποστύλωμα K1 και για την δοκό Δ1 του 1^{ου} ορόφου της κατασκευής πριν από τις ενισχύσεις.

Υποστύλωμα : K1(0)

Γενικά δεδομένα

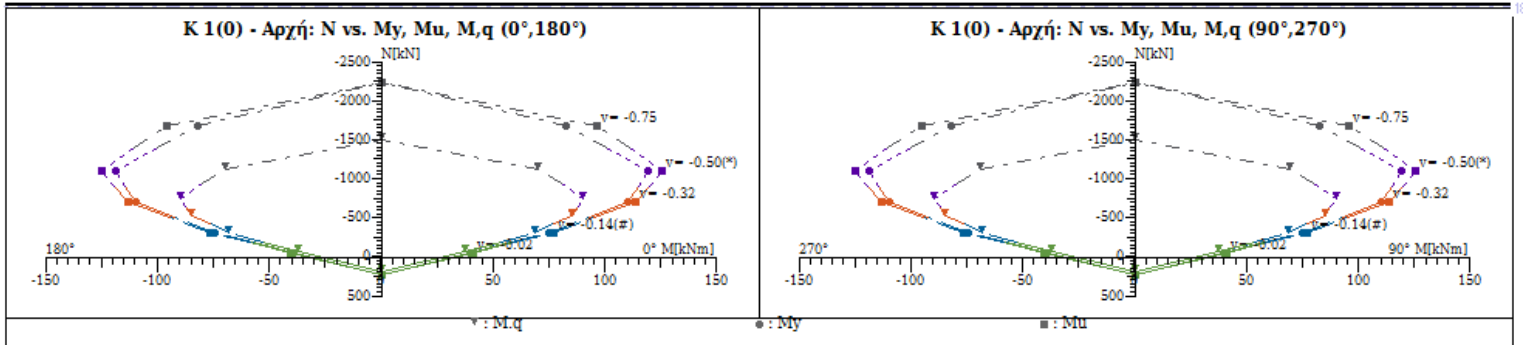
Διατομή	Ορθογωνική: 35/35 /d'=4,0	Μήκος=4,00 [m]	Lv y:2,10[m]	Lv z:2,01 [m]	Μέλος: 1
Μέσες Αυτοχές	fcm:21,34 [MPa]	fym:260,0 [MPa]	fywm:460,0 [MPa]		Υφιστάμενο μέλος: Κύριο
Περιοχή μάτισης	lo: 2,00 [m]	loymin: 0,28 [m]	fyL: 216,7 [MPa]		k=ft/fy: 1,00
Αυτοχές - Έλεγχος Παραμορφώσεων			Αυτοχές - Έλεγχος Δυνάμεων		
fc:17,78 [MPa]	fy:216,7 [MPa]	fyw:383,3 [MPa]	fc:11,86 [MPa]	fy:188,4 [MPa]	fyw:333,3 [MPa]
Περίσφιγξη:Ναι	fcc:18,43 [MPa]	fccV:12,40 [MPa]	esu:100,0‰	ecc:-2,4‰	ecu:-6,2‰
Συντ. μηχ. χαρακ. r		rM = M*/M=1,00	rδy=θy*/θy=1,00	rdu=θu*/θu=1,00	rV=VR*/VR=1,00

Χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς: θu: γελ=1.70 VR: γελ=1.15 · Lv=Ls: Μήκος διάτμησης

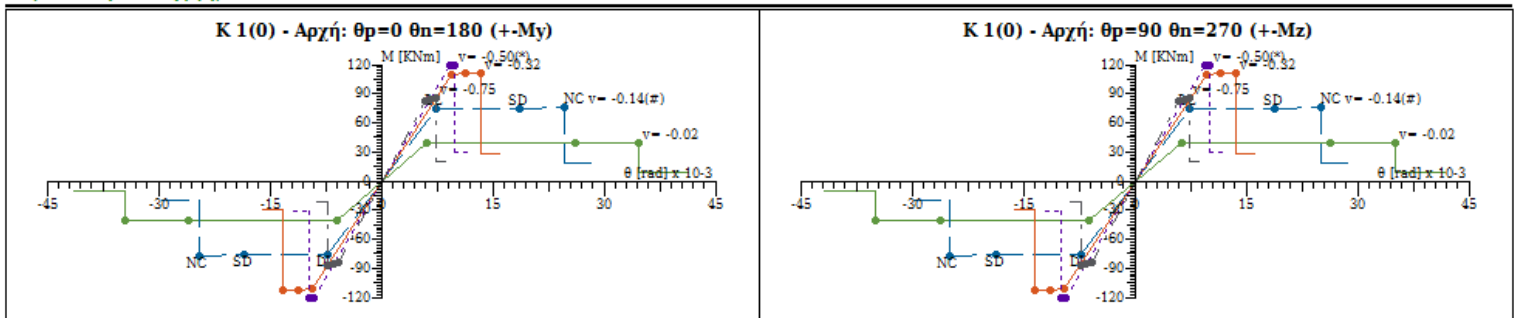
Ράβδοι οπλισμού

Είδος	Αρχή	Τέλος
Διαμήκης Συνδετήρες	4Φ18 (10,18 cm ²) Z:2πμ.Φ8/20.0- Y:2πμ.Φ8/20.0	4Φ18 (10,18 cm ²) Z:2πμ.Φ8/20.0- Y:2πμ.Φ8/20.0

Καμπύλες Αντοχής, N-M



Καμπύλες Αντοχής, M-θ



Γωνία [deg]	Γενικά στοιχεία				Ροπή [kNm]			Γωνία Στροφής Χορδής [rad]			Μέθρος η	
	N [kN]	El/El _{max}	$\mu\theta$		DL	SD	NC	DL	SD	NC	N [kN]	M [kNm]
0	-48,43	13,1%	5,75		39,54	40,16	40,42	6,01E-03	2,59E-02	3,45E-02	-62,81	37,54
	-317,40(#)	20,7%	3,43		74,82	75,43	75,76	7,17E-03	1,84E-02	2,46E-02	-317,40(#)	68,92
	-718,59	23,6%	1,43		110,32	110,83	111,34	9,31E-03	1,13E-02	1,33E-02	-535,30	85,07
	-1119,78(*)	25,7%	1,06		119,40	119,40	119,66	9,21E-03	9,50E-03	9,80E-03	-753,21(*)	90,28
	-1688,62	28,4%	1,25		82,41	83,92	85,42	5,76E-03	6,48E-03	7,20E-03	-1135,86	69,81
90	-48,43	13,3%	5,68		39,54	40,15	40,42	6,14E-03	2,62E-02	3,49E-02	-62,81	37,54
	-317,40(#)	21,1%	3,38		74,82	75,43	75,76	7,35E-03	1,86E-02	2,48E-02	-317,40(#)	68,91
	-718,59	23,9%	1,41		110,32	110,82	111,32	9,56E-03	1,15E-02	1,35E-02	-535,30	85,06
	-1119,78(*)	26,1%	1,06		119,32	119,54	119,75	9,45E-03	9,72E-03	9,98E-03	-753,21(*)	90,13
	-1688,62	29,1%	1,25		82,22	83,71	85,20	5,85E-03	6,58E-03	7,31E-03	-1135,86	69,59
180	-48,43	13,1%	5,75		-39,54	-40,15	-40,42	-6,01E-03	-2,59E-02	-3,45E-02	-62,81	37,54
	-317,40(#)	20,7%	3,43		-74,82	-75,43	-75,76	-7,17E-03	-1,84E-02	-2,46E-02	-317,40(#)	68,92
	-718,59	23,6%	1,43		-110,32	-110,83	-111,33	-9,31E-03	-1,13E-02	-1,33E-02	-535,30	85,07
	-1119,78(*)	25,7%	1,06		-119,41	-119,40	-119,66	-9,21E-03	-9,50E-03	-9,80E-03	-753,21(*)	90,28
	-1688,62	28,4%	1,25		-82,41	-83,92	-85,42	-5,76E-03	-6,48E-03	-7,20E-03	-1135,86	69,81
270	-48,43	13,3%	5,68		-39,54	-40,15	-40,42	-6,14E-03	-2,62E-02	-3,49E-02	-62,81	37,54
	-317,40(#)	21,1%	3,38		-74,82	-75,43	-75,76	-7,35E-03	-1,86E-02	-2,48E-02	-317,40(#)	68,91
	-718,59	23,9%	1,41		-110,32	-110,82	-111,32	-9,56E-03	-1,15E-02	-1,35E-02	-535,30	85,06
	-1119,78(*)	26,1%	1,06		-119,32	-119,54	-119,75	-9,45E-03	-9,72E-03	-9,98E-03	-753,21(*)	90,13
	-1688,62	29,1%	1,25		-82,22	-83,71	-85,20	-5,85E-03	-6,58E-03	-7,31E-03	-1135,86	69,59

(#)=> Αξονική από τα οισυεί μόνιμα φορτία [φόρτιση {G + ψ 2*Q}] (*)=> balance point

Αρχή: Διατμητική Αντοχή EC2-1-1 §6.2.3

cot θ []	VRsz [kN]	VRmaxz [kN]	cot θ []	VRsy [kN]	VRmaxy [kN]
2,50	116,9	232,6	2,50	116,9	232,6

Διατμητική Αντοχή VR: Διεύθυνση Z

N [kN]	VRc [kN]	Πριν την καμπτική διαρροή		Μετά την καμπτική διαρροή		
		VR [kN]	VRmax [kN]	$\mu\Delta, \rho$ []	VR [kN]	VRmax [kN]
-48,43	52,2	116,9	-	8,77	52,2	-
-317,40(#)	84,3	116,9	-	4,82	84,3	-
-718,59	84,3	116,9	-	1,43	88,2	-
-1119,78(*)	84,3	116,9	-	0,81	109,9	-
-1688,62	84,3	116,9	-	1,13	109,1	-

Διατμητική Αντοχή VR: Διεύθυνση Y

N [kN]	VRc [kN]	Πριν την καμπτική διαρροή		Μετά την καμπτική διαρροή		
		VR [kN]	VRmax [kN]	$\mu\Delta, \rho$ []	VR [kN]	VRmax [kN]
-48,43	52,2	116,9	-	8,65	52,2	-
-317,40(#)	84,3	116,9	-	4,75	84,3	-
-718,59	84,3	116,9	-	1,40	86,6	-
-1119,78(*)	84,3	116,9	-	0,79	107,5	-
-1688,62	84,3	116,9	-	1,13	106,7	-

Πίνακας 14. Διαγράμματα M – θ και διατμητική αντοχή υποστυλώματος K1(0)

Δοκός: Δ1.1, Όροφος 0

Γενικά δεδομένα δοκού

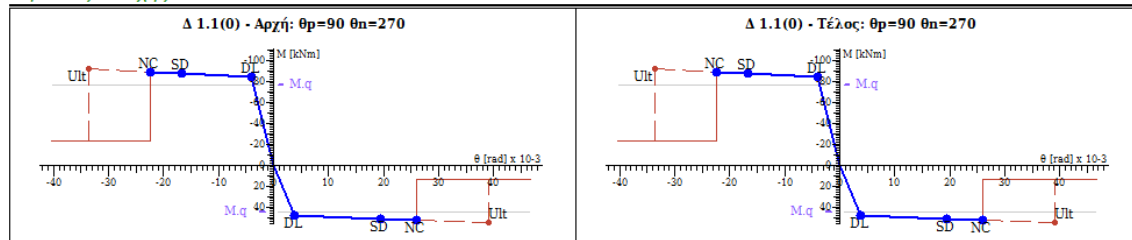
Κόμβοι	Αρχή: 1	Τέλος: 9	Μέλος: 173	ΣΠΕΜ = 1,00	
Διατομή	Πλακοδοκός		Ανωδοκός	Ακαμπτές απολήξεις	
Διαστάσεις	20/60/120/20/3,7 [cm]		Μήκος lcl=4,02m	Bl=0,18m	Bf=0,22m
Μέσες Αυτοστές	f _{cm} :21,34 [MPa]	f _{ym} :260,0 [MPa]	f _{ywm} :460,0 [MPa]	Υφιστάμενο μέλος	Κόριο
Αυτοστές - Έλεγχος Παραμορφώσεων			Αυτοστές - Έλεγχος Δυνάμεων		
f _c :17,78 [MPa]	f _y :216,7 [MPa]	es _u :100,0‰	f _c :11,86 [MPa]	f _y :188,4 [MPa]	f _{yw} :333,3 [MPa]
es _c :2,0‰	es _c :3,5‰	rd _y = $\theta_y/\theta_y=1,00$	L _v :2,01[m]	η :1,50	r _V =VR*/VR=1,00
Συστ. μηχ. χαρακ. r	r _M =M*/M=1,00		r _{du} = $\theta_u/\theta_u=1,00$		

Χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς: θ_u : η =1.50 VR: η =1.15 - L_v=L_s: Μήκος διάτμησης

Ράβδοι οπλισμού

Είδος	Αρχή	Τέλος
Διαμήκης Άνω	5,02 cm ²	5,02 cm ²
Από πλάκα	2,62 cm ²	2,62 cm ²
Διαμήκης Κάτω	4,02 cm ²	4,02 cm ²
Συνδετήρες	0,00 cm ² /m	0,00 cm ² /m
Λοξός Οπλισμός	4,02 cm ²	4,02 cm ²

Καμπύλες Αντοχής



Πίνακες M-θ

Θέση [l]	Γωνία [deg]	Γενικά στοιχεία		Ροπή [kNm]				Γωνία Στροφής Χορδής [rad]			
		ΕΙω/ΕΙε,μμ	μθ	Μέθ. q	DL	SD	NC	DL	SD	NC	Ult
Αρχή	90 (Mz+)	4,3%	10,53	45,1	47,8	50,9	52,1	3,70E-03	1,95E-02	2,59E-02	3,89E-02
Αρχή	270 (Mz-)	6,8%	8,28	-77,1	-84,3	-87,8	-89,4	-4,07E-03	-1,68E-02	-2,25E-02	-3,37E-02
Τέλος	90 (Mz+)	4,3%	10,53	45,1	47,8	50,9	52,1	3,70E-03	1,95E-02	2,59E-02	3,89E-02
Τέλος	270 (Mz-)	6,8%	8,28	-77,1	-84,3	-87,8	-89,4	-4,07E-03	-1,68E-02	-2,25E-02	-3,37E-02

* ==> Nd= 0,00[kN]

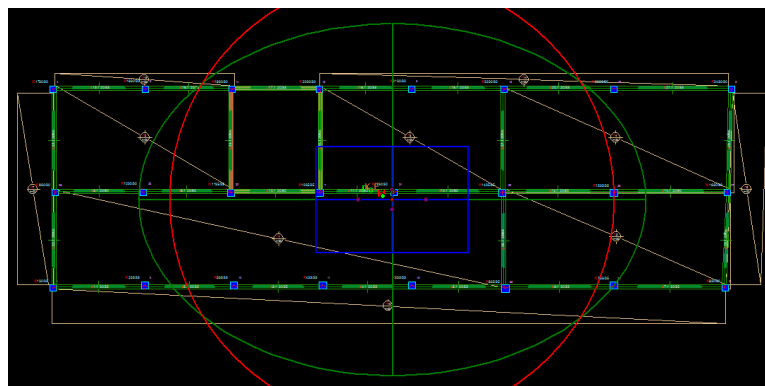
Διατμητική Αντοχή

Θέση [l]	η [kN]	VRc [kN]	Αντοχές EC2-1-1 §6.2.3			Πριν την καμπτική διαρροή		Μετά την καμπτική διαρροή		FRP
			cotθy [l]	VRsy [kN]	VRmaxy [kN]	VR [kN]	μΔ,ρ [l]	VR [kN]		
Αρχή	0,0	43,0	2,50	180,6	230,9	180,6	7,28	84,0	-	
Τέλος	0,0	43,0	2,50	180,6	230,9	180,6	7,28	84,0	-	

Πίνακας 15. Διαγράμματα M – θ και διατμητική αντοχή υποστυλώματος Δ1(0)

5.2 Κόμβος Ελέγχου Υφιστάμενου Φορέα

Το Fesra υπολογίζει αυτόματα την θέση του κόμβου ελέγχου και τον μεταθέτει στον πλησιέστερο κόμβο υποστυλώματος. Γενικά ως κόμβος ελέγχου ορίζεται ο κόμβος του ανώτατου διαφράγματος της κατασκευής που βρίσκεται πλησιέστερα στο κέντρο μάζας αυτής. Σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ, επιτρέπεται να εξαιρούνται τα δώματα και κατασκευές που αποκρίνονται διαφορετικά ως προς τον υπόλοιπο φορέα. Η απόληξη του κλιμακοστασίου δεν συμμετέχει στην σεισμική αποτίμηση του φορέα παρά μόνον ως φορτίο στον υποκείμενο φορέα. Συνεπώς, ο κόμβος ελέγχου της κατασκευής για τον οποίο μελετώνται και οι μετακινήσεις της ανάλυσης Pushover βρίσκεται στην οροφή του Β' ορόφου. Στον υφιστάμενο φορέα, ο κόμβος ελέγχου εμφανίζεται πλησίον του υποστυλώματος Κ13 και μετατίθεται σε αυτό.



Εικόνα 34. Κόμβος Ελέγχου Υφιστάμενης Κατασκευής

5.3 Καμπύλες Αντίστασης Υφιστάμενου Φορέα για Ομοιόμορφη Κατανομή Φόρτισης

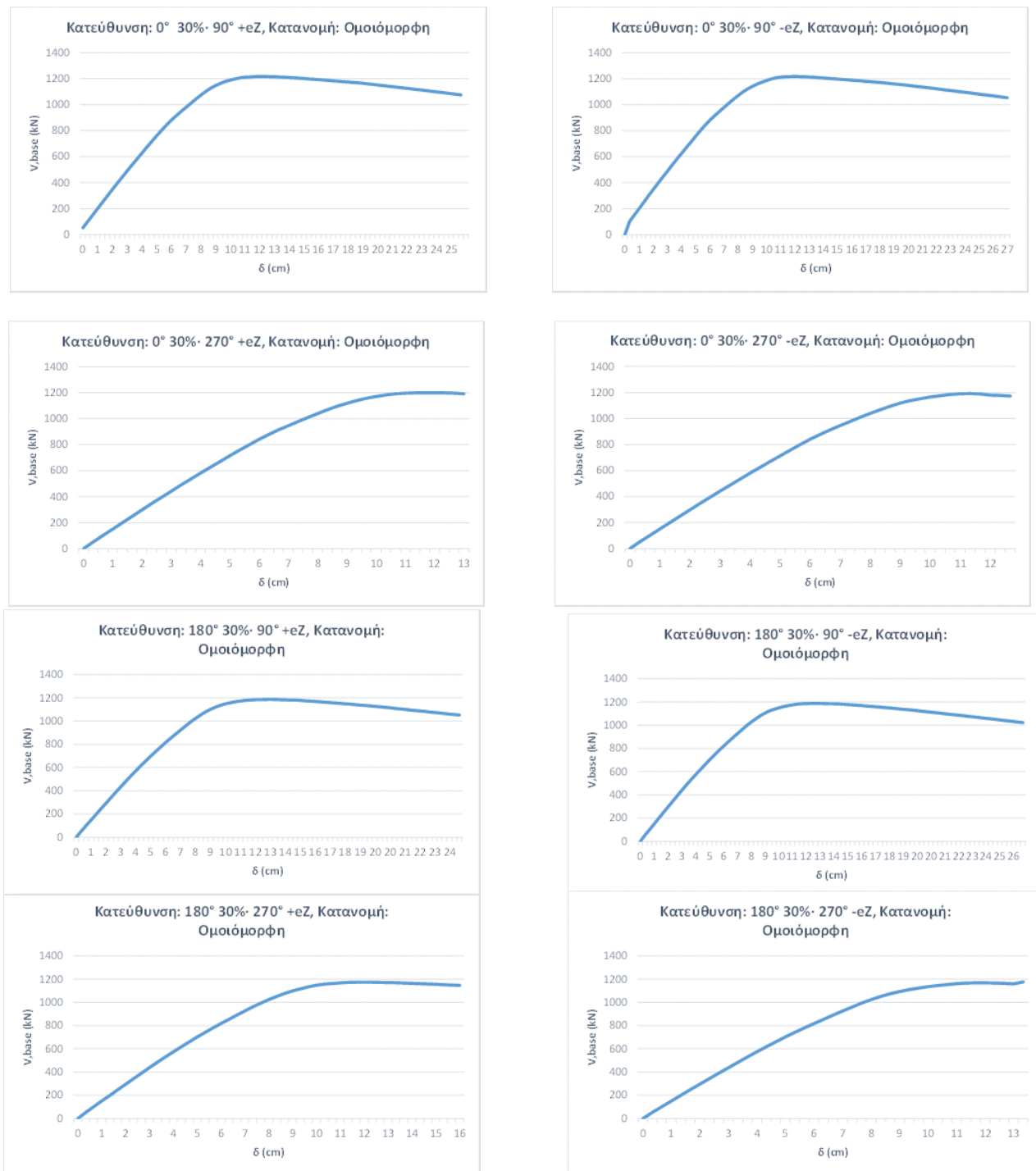
Στον παρακάτω πίνακα παρατίθενται οι μέγιστες πλευρικές δυνάμεις που επιδέχεται ο υφιστάμενος φορέας και οι αντίστοιχες μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου σε αυτό το βήμα στατικής ανελαστικής ανάλυσης του φορέα για όλους τους συνδυασμούς ομοιόμορφης φόρτισης.

Ομοιόμορφη Κατανομή Φόρτισης		
Συνδυασμοί κατά X	V,base,max (kN)	δ(cm)
+Px + 0.3Z + eZ	1217.95	12.338
+Px + 0.3Z - eZ	1217.18	12.013
+Px - 0.3Z + eZ	1200.03	11.363
+Px - 0.3Z - eZ	1193.41	11.038
-Px + 0.3Z + eZ	1187.22	12.687
-Px + 0.3Z - eZ	1187.77	12.362
-Px - 0.3Z + eZ	1174.12	11.712
-Px - 0.3Z - eZ	1177.16	13.012
Συνδυασμοί κατά Z	V,base,max (kN)	δ(cm)
+Pz + 0.3X + eX	693.04	16.930
+Pz + 0.3X - eX	670.92	16.930
+Pz - 0.3X + eX	692.25	17.255
+Pz - 0.3X - eX	669.54	17.580
-Pz + 0.3X + eX	535.27	22.395
-Pz + 0.3X - eX	544.63	21.095
-Pz - 0.3X + eX	534.18	22.720
-Pz - 0.3X - eX	543.93	21.745

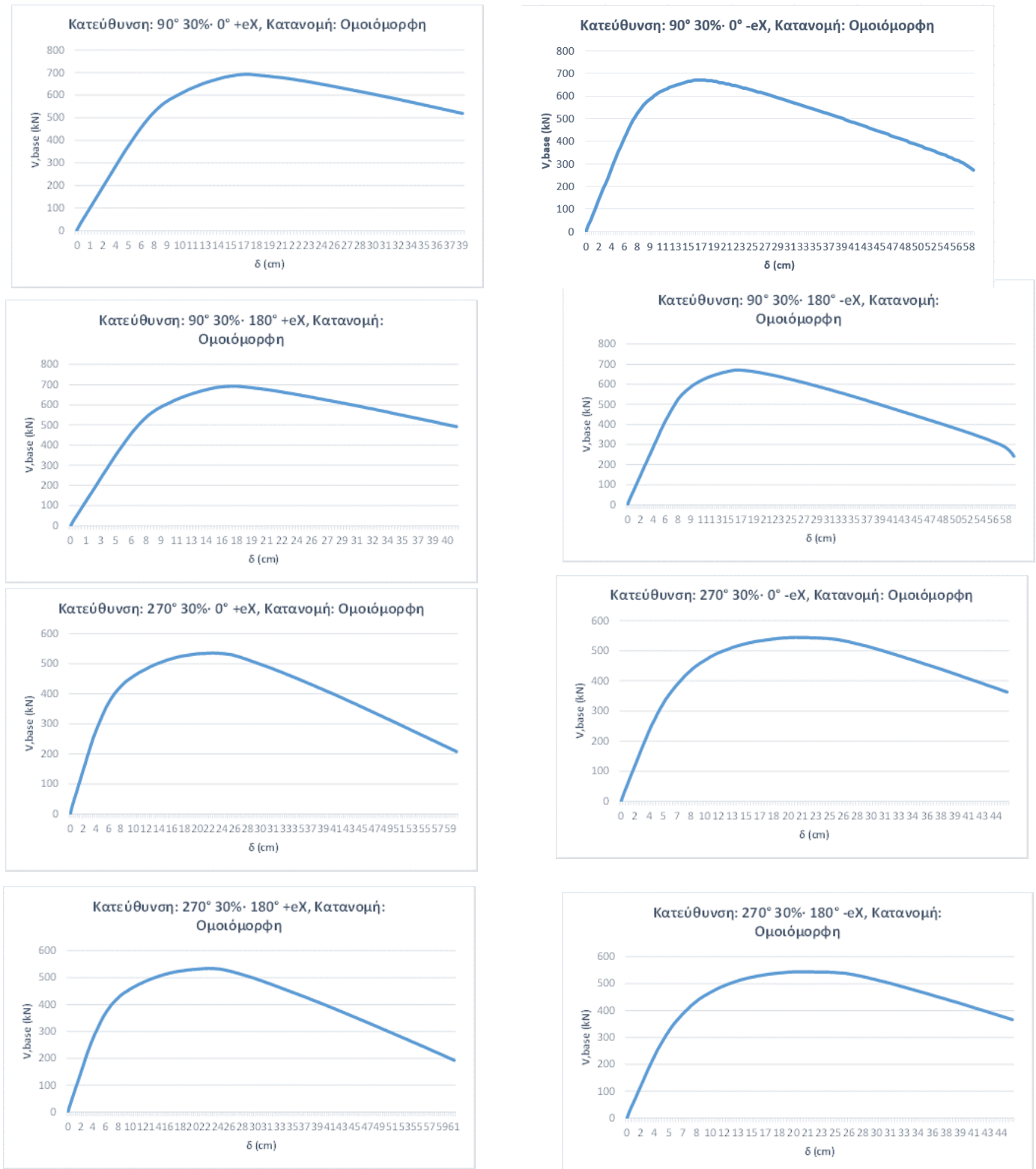
Πίνακας 16. Μέγιστες πλευρικές δυνάμεις υφιστάμενου φορέα για ομοιόμορφη κατανομή φορτίσεων

Από τα παραπάνω αποτελέσματα μπορούμε να κάνουμε την αρχική παρατήρηση ότι ο φορέας παρουσιάζει καλύτερη συμπεριφορά στη διεύθυνση X, καθώς στην διεύθυνση Z ο φορέας έχει την ικανότητα να παραλαμβάνει πλευρικές δυνάμεις οι οποίες αντιστοιχούν στο 50% αυτών που παραλαμβάνει κατά την διεύθυνση X. Επίσης, για τις δυνάμεις αυτές κατά την διεύθυνση Z, για ορισμένους συνδυασμούς φόρτισης, παρατηρούνται περίπου διπλάσιες

μετακινήσεις. Στην συνέχεια, παρατίθενται οι καμπύλες αντίστασης του υφιστάμενου φορέα για ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης, όπως προκύπτουν από την ανάλυση Pushover.



Εικόνα 35. Καμπύλες αντίστασης υφιστάμενου φορέα για ομοιόμορφη φόρτιση κατά την διεύθυνση X



Εικόνα 36. Καμπύλες αντίστασης υφιστάμενου φορέα για ομοιόμορφη φόρτιση κατά την διεύθυνση Z

5.4 Καμπύλες Αντίστασης Υφιστάμενου Φορέα για Ιδιομορφική Κατανομή Φόρτισης

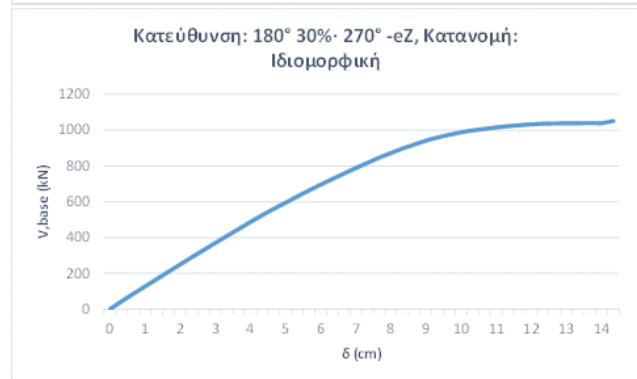
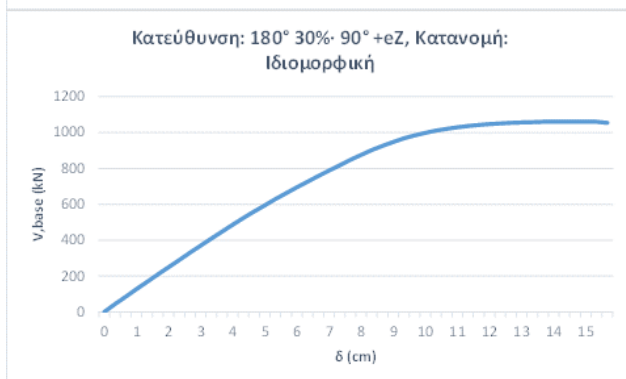
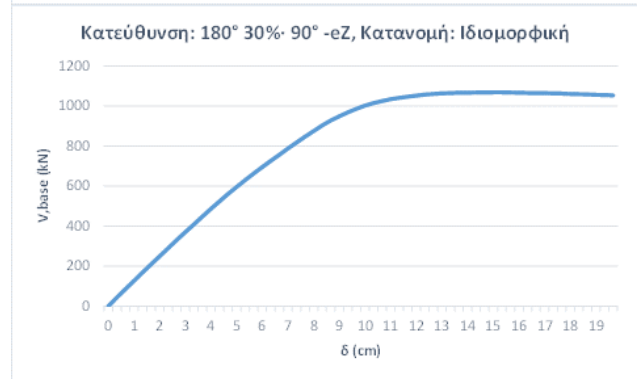
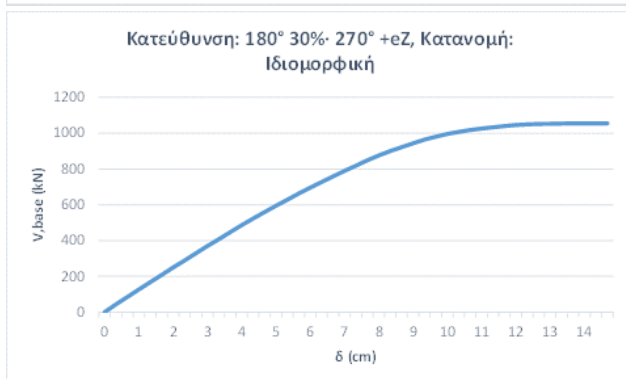
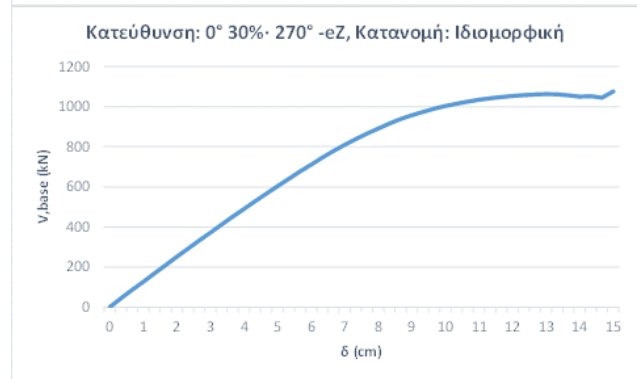
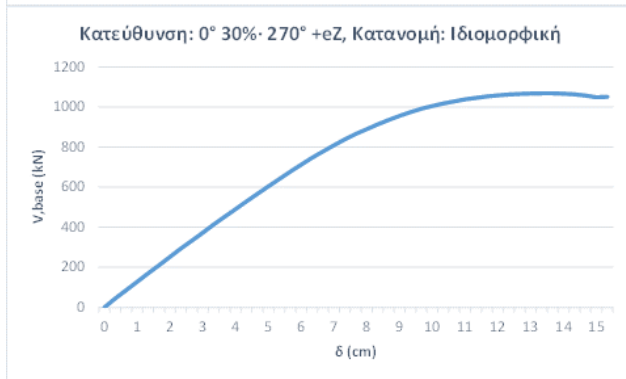
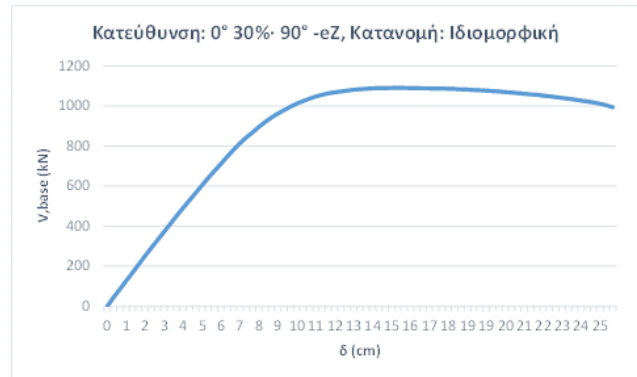
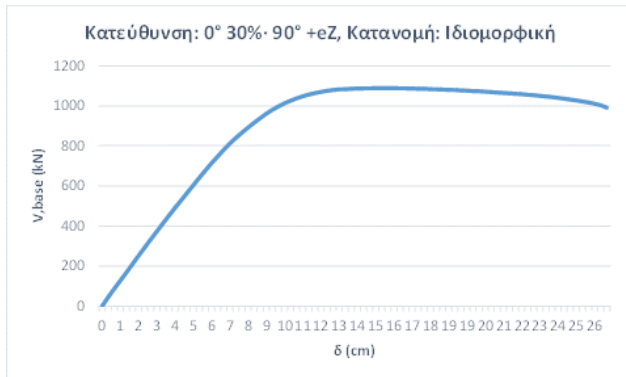
Στον παρακάτω πίνακα παρατίθενται οι μέγιστες πλευρικές δυνάμεις που επιδέχεται ο υφιστάμενος φορέας και οι αντίστοιχες μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου σε αυτό το βήμα στατικής ανελαστικής ανάλυσης του φορέα για όλους τους συνδυασμούς ιδιομορφικής φόρτισης.

Ιδιομορφική Κατανομή Φόρτισης		
Συνδυασμοί κατά X	V,base,max (kN)	δ(cm)
+Px + 0.3Z + eZ	1089.07	15.263
+Px + 0.3Z - eZ	1090.81	14.938
+Px - 0.3Z + eZ	1068.52	12.988
+Px - 0.3Z - eZ	1077.74	14.613
-Px + 0.3Z + eZ	1060.99	14.312
-Px + 0.3Z - eZ	1068.44	14.637
-Px - 0.3Z + eZ	1055.74	13.662
-Px - 0.3Z - eZ	1052.09	13.987
Συνδυασμοί κατά Z	V,base,max (kN)	δ(cm)
+Pz + 0.3X + eX	582.10	21.805
+Pz + 0.3X - eX	572.63	22.780
+Pz - 0.3X + eX	582.59	22.455
+Pz - 0.3X - eX	570.10	21.805
-Pz + 0.3X + eX	441.60	27.595
-Pz + 0.3X - eX	449.46	25.970
-Pz - 0.3X + eX	440.34	27.920
-Pz - 0.3X - eX	450.38	25.645

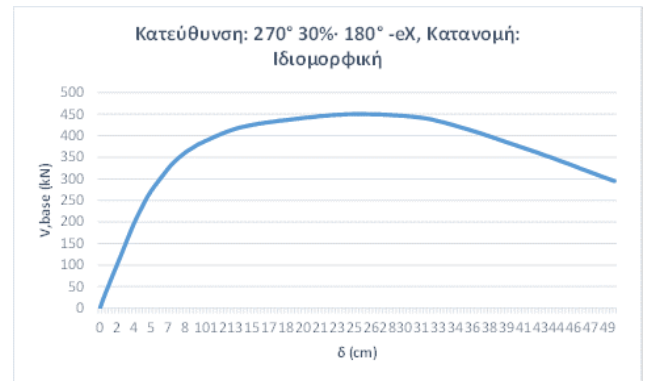
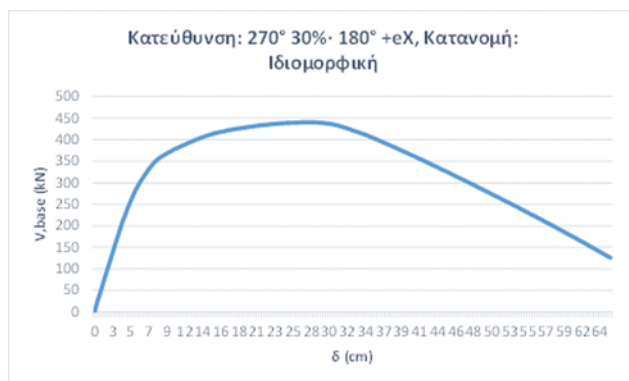
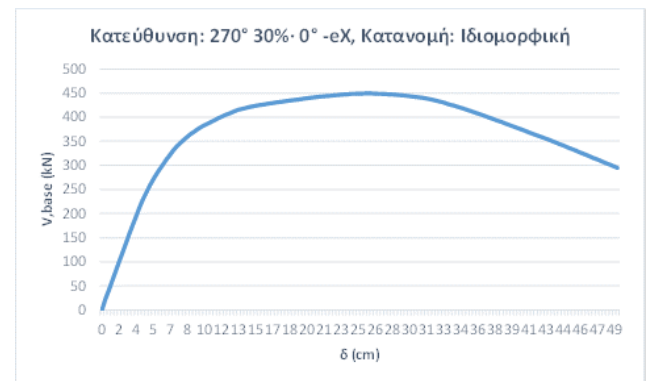
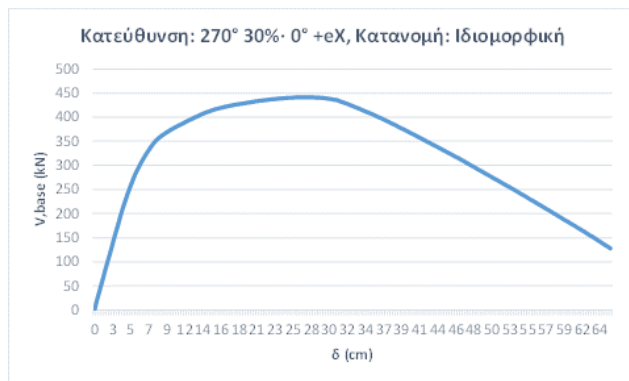
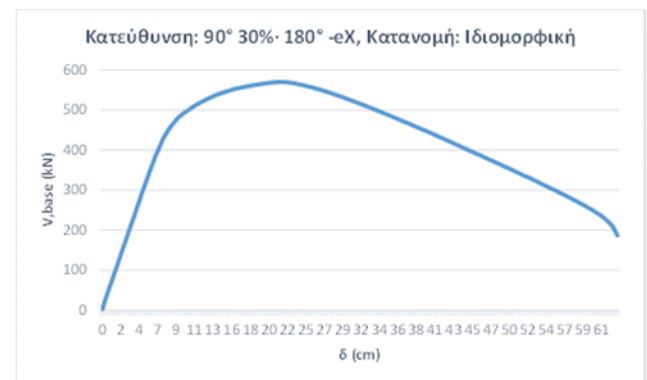
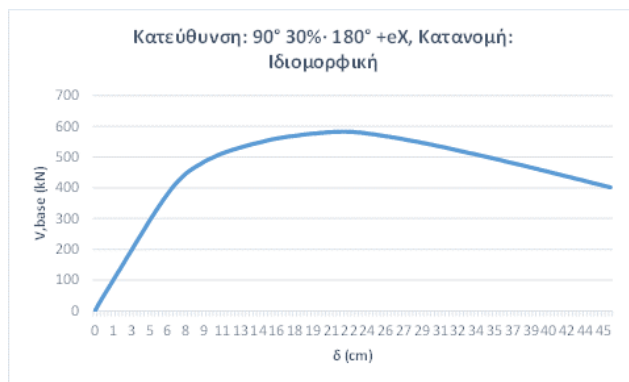
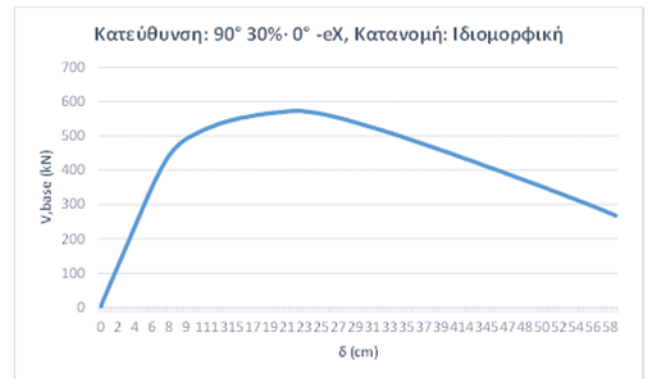
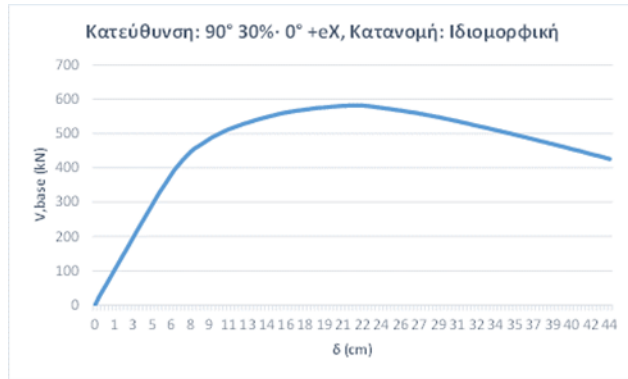
Πίνακας 17. Μέγιστες πλευρικές δυνάμεις υφιστάμενου φορέα για ιδιομορφική κατανομή φορτίσεων

Από τα παραπάνω αποτελέσματα, ανάλογα και με την περίπτωση της ομοιόμορφης φόρτισης, μπορούμε να κάνουμε την αρχική παρατήρηση ότι ο φορέας παρουσιάζει καλύτερη συμπεριφορά στη διεύθυνση X. Μάλιστα, παρατηρείται ότι για ιδιομορφικές φορτίσεις η συμπεριφορά του κτιρίου είναι ελαφρώς χειρότερη από αυτή στις ομοιόμορφες φορτίσεις.

Στην συνέχεια, παρατίθενται οι καμπύλες αντίστασης του υφιστάμενου φορέα για ιδιομορφική κατανομή φόρτισης, όπως προκύπτουν από την ανάλυση Pushover.



Εικόνα 37. Καμπύλες αντίστασης υφιστάμενου φορέα για ιδιομορφική φόρτιση κατά την διεύθυνση X



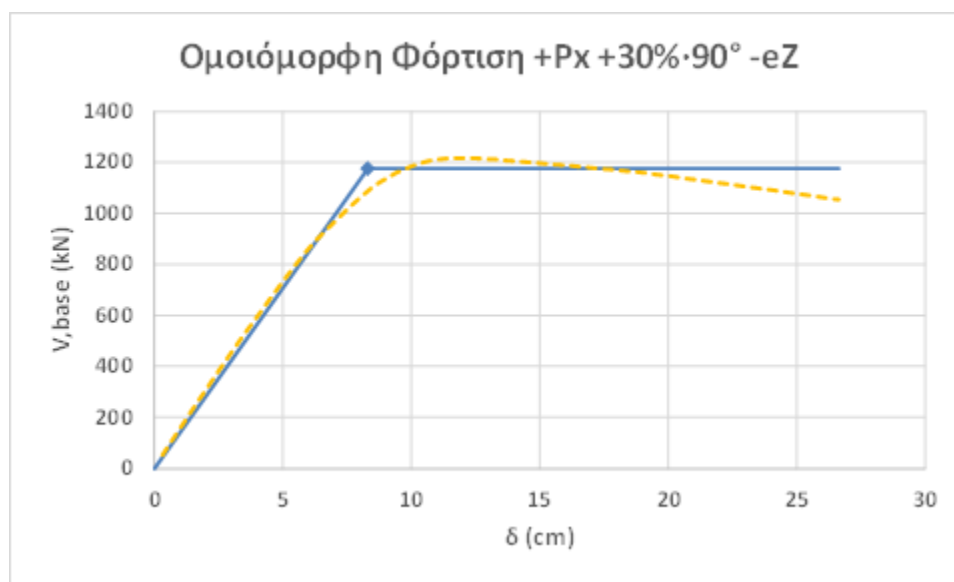
Εικόνα 38. Καμπύλες αντίστασης υφιστάμενου φορέα για ιδιομορφική φόρτιση κατά την διεύθυνση Z

5.5 Εξιδανικευμένες Διγραμμικές Καμπύλες Αντίστασης – Στοχευόμενες Μετακινήσεις Υφιστάμενου Φορέα

Στην παρούσα παράγραφο παρουσιάζεται η μετατροπή της καμπύλης ικανότητας του κτιρίου από μη γραμμική σε διγραμμική. Πρόκειται για την αντίστοιχη εξιδανικευμένη καμπύλη δύναμης - μετακίνησης η οποία αποτελείται από δύο ευθείες. Η πρώτη ευθεία ορίζει την ελαστική περιοχή μέχρι τη διαρροή και έχει κλίση K_e , ενώ η δεύτερη είναι ο μετελαστικός κλάδος που φτάνει μέχρι την μετακίνηση αστοχίας και είναι παράλληλος με τον οριζόντιο άξονα. Οι υπολογισμοί έγιναν για όλους τους συνδυασμούς από το πρόγραμμα Fespa. Παρακάτω παρουσιάζονται οι διγραμμικοποιημένες καμπύλες για δύο από τις δυσμενέστερες φορτίσεις του φορέα στις διευθύνσεις X και Z.

5.5.1 Εξιδανικευμένη Καμπύλη Ικανότητας κατά X

Επιλέγεται ο δυσμενής συνδυασμός ομοιόμορφης φόρτισης $+P_x +30\%Z -eZ$ για να διγραμμικοποιηθεί. Η διαδικασία της διγραμμικοποίησης πραγματοποιείται με την μέθοδο των ίσων εμβαδών, όπως έχει περιγραφεί στο προηγούμενο κεφάλαιο.

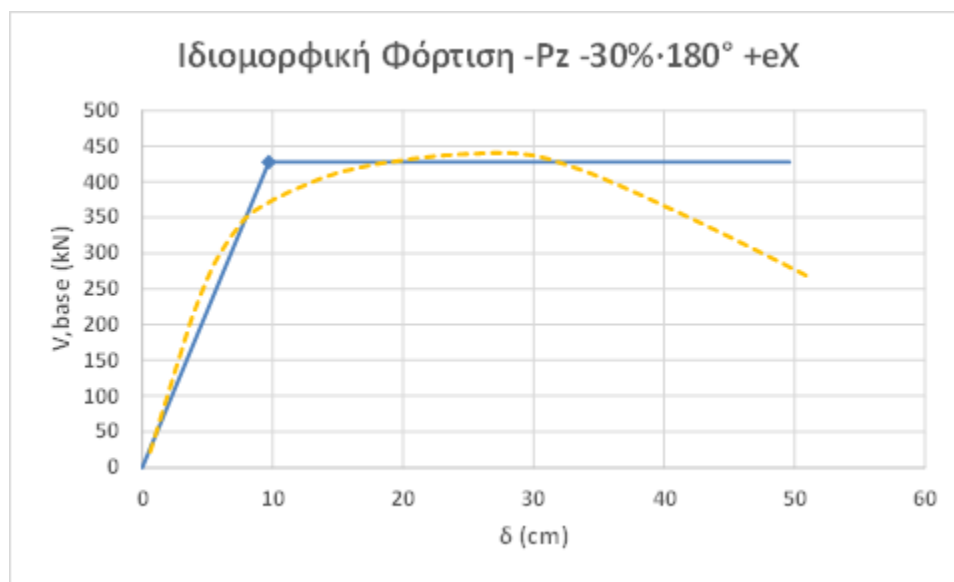


Εικόνα 39. Διγραμμική Καμπύλη Αντίστασης Υφιστάμενου - Ομοιόμορφη Φόρτιση $+P_x +30\%Z -eZ$

Τα μεγέθη των μετακινήσεων και των δυνάμεων του παραπάνω διαγράμματος είναι σε όρους πολυβαθμίου συστήματος.

5.5.2 Εξιδανικευμένη Καμπύλη Ικανότητας κατά Z

Επιλέγεται ο δυσμενής συνδυασμός ιδιομορφικής φόρτισης $-Pz -30\%X +eX$ για να διγραμμοποιηθεί.



Εικόνα 40. Διγραμμική Καμπύλη Αντίστασης Υφιστάμενου - Ιδιομορφική Φόρτιση $-Pz -30\%X +eX$

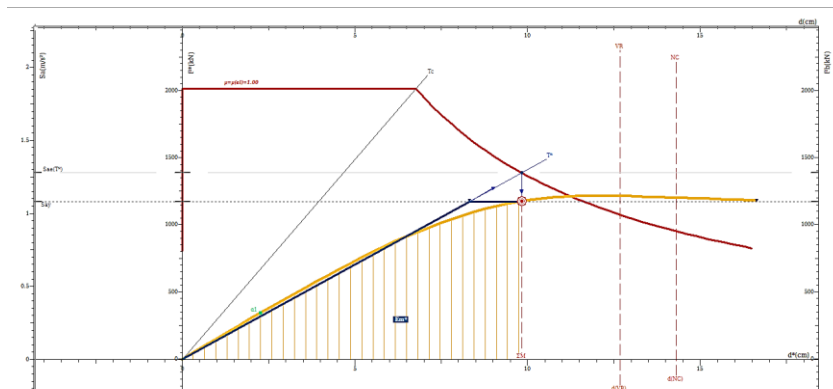
Τα μεγέθη των μετακινήσεων και των δυνάμεων του παραπάνω διαγράμματος είναι σε όρους πολυβαθμίου συστήματος.

5.5.3 Υπολογισμός Στοχευόμενων Μετακινήσεων Υφιστάμενου Φορέα

Εφόσον έχουν διγραμμοποιηθεί όλες οι καμπύλες αντίστασης για όλους τους συνδυασμούς φόρτισης του φορέα είναι δυνατόν να υπολογιστούν οι στοχευόμενες μετακινήσεις για την απαίτηση του σεισμού του '59 και του φάσματος του ΕΚ8.

Στο Fespa, έχει οριστεί να υπολογίζονται αυτόματα οι στοχευόμενες μετακινήσεις για κάθε συνδυασμό με την μέθοδο των συντελεστών του ΚΑΝΕΠΕ, όπως έχει οριστεί στο προηγούμενο κεφάλαιο, σύμφωνα με τον παρακάτω τύπο:

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



Εικόνα 41. Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης υφιστάμενου - Ομοιόμορφη Φόρτιση
+Px +30%Z -eZ

Στους παρακάτω πίνακα, παρατίθενται οι στοχευόμενες μετακινήσεις για όλους τους συνδυασμούς φόρτισης του υφιστάμενου φορέα για απαίτηση του σεισμού του '59 και του φάσματος του ΕΚ8. Οι μετακινήσεις παρουσιάζονται σε όρους φασματικής μετακίνησης Sd και σε όρους μετακίνησης κορυφής.

Απαίτηση Σεισμού '59				
Συνδυασμοί κατά Χ	Ομοιόμορφη Κατανομή Φόρτισης		Ιδιομορφική Κατανομή Φόρτισης	
	Sd (cm)	δ(cm)	Sd (cm)	δ(cm)
+Px + 0.3Z + eZ	9.82	9.82	8.73	11.60
+Px + 0.3Z - eZ	9.83	9.83	8.73	11.59
+Px - 0.3Z + eZ	9.83	9.83	8.73	11.60
+Px - 0.3Z - eZ	9.83	9.83	8.72	11.59
-Px + 0.3Z + eZ	9.91	9.91	8.80	11.69
-Px + 0.3Z - eZ	9.91	9.91	8.80	11.69
-Px - 0.3Z + eZ	9.91	9.91	8.81	11.70
-Px - 0.3Z - eZ	9.90	9.90	8.80	11.69
Συνδυασμοί κατά Ζ	Sd (cm)	δ(cm)	Sd (cm)	δ(cm)
+Pz + 0.3X + eX	14.28	14.28	12.79	16.99

+Pz + 0.3X - eX	14.24	14.24	12.68	16.84
+Pz - 0.3X + eX	14.29	14.29	12.79	16.98
+Pz - 0.3X - eX	14.25	14.25	12.70	16.87
-Pz + 0.3X + eX	15.79	15.79	14.13	18.76
-Pz + 0.3X - eX	15.80	15.80	14.02	18.62
-Pz - 0.3X + eX	15.80	15.80	14.13	18.77
-Pz - 0.3X - eX	15.80	15.80	14.07	18.69

Πίνακας 18. Στοχευόμενες μετακινήσεις υφιστάμενης κατασκευής για απαίτηση σεισμού του

59

Απαίτηση ΕΚ8				
	Ομοιόμορφη Κατανομή Φόρτισης		Ιδιομορφική Κατανομή Φόρτισης	
Συνδυασμοί κατά X	Sd (cm)	δ(cm)	Sd (cm)	δ(cm)
+Px + 0.3Z + eZ	18.26	18.26	16.35	21.68
+Px + 0.3Z - eZ	18.26	18.26	16.31	21.63
+Px - 0.3Z + eZ	18.78	18.78	16.63	22.05
+Px - 0.3Z - eZ	18.75	18.75	16.56	21.96
-Px + 0.3Z + eZ	18.37	18.37	16.83	22.32
-Px + 0.3Z - eZ	18.40	18.40	16.83	22.32
-Px - 0.3Z + eZ	18.65	18.65	16.88	22.39
-Px - 0.3Z - eZ	18.99	18.99	16.96	22.49
Συνδυασμοί κατά Z	Sd (cm)	δ(cm)	Sd (cm)	δ(cm)
+Pz + 0.3X + eX	25.15	25.15	22.06	29.27
+Pz + 0.3X - eX	24.99	24.99	22.24	29.51
+Pz - 0.3X + eX	25.09	25.09	22.28	29.57
+Pz - 0.3X - eX	24.86	24.86	21.96	29.14
-Pz + 0.3X + eX	26.84	26.84	25.04	33.22
-Pz + 0.3X - eX	26.84	26.84	24.80	32.91

-Pz - 0.3X + eX	26.84	26.84	25.22	33.47
-Pz - 0.3X - eX	26.84	26.84	25.15	33.37

Πίνακας 19. Στοχευόμενες μετακινήσεις υφιστάμενης κατασκευής για απαίτηση του φάσματος ΕΚ8

5.6 Αποτελέσματα στατικής ανελαστικής ανάλυσης υφιστάμενης κατασκευής με λόγους ανεπάρκειας

Το Fespa, εφόσον έχει υπολογίσει τις στοχευόμενες μετακινήσεις του φορέα, ελέγχει τον βαθμό κατά τον οποίο ικανοποιούνται οι στόχοι που έχει θέσει ο μελετητής. Αυτό επιτυγχάνεται παράγοντας λόγους ανεπάρκειας για κάθε μέλος της κατασκευής για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας που έχει οριστεί. Ο λόγος ανεπάρκειας για καμπτική καταπόνηση έχει οριστεί ως η γωνία στροφής χορδής που πραγματοποιείται στο μέλος κατά την στοχευόμενη μετακίνηση της κατασκευής προς την οριακή τιμή της γωνίας αυτής της εκάστοτε στάθμης επιτελεστικότητας. Αντίστοιχα, ορίζονται και οι λόγοι ανεπάρκειας για διατμητική καταπόνηση του μέλους. Δηλαδή ο λόγο ανεπάρκειας ορίζεται ως:

$$\lambda = \frac{\theta}{\theta_{lim}}, \text{ λόγος επάρκειας στην περίπτωση κάμψης}$$

$$\lambda = \frac{V}{V_R}, \text{ λόγος επάρκειας στην περίπτωση τέμνουσας}$$

Παρακάτω παρατίθενται τα αποτελέσματα των λόγων ανεπάρκειας για όλα τα μέλη της κατασκευής για απαίτηση σεισμού '59 και του φάσματος του ΕΚ8. Όταν ένας λόγος είναι μεγαλύτερος της μονάδας, σημαίνει ότι το μέλος για κάποιο συνδυασμό φόρτισης δεν ικανοποιεί την απαίτηση της αποτίμησης.

Μέλος	Κ/Δ	λSD	λSD	λNC	λNC	λ VRy	λ VRy
		Αρχής	Τέλους	Αρχής	Τέλους	Αρχής	Τέλους
Δ1.1(0)	Κύριο	0.61	0.66	0.46	0.49	0.55	0.6
Δ2.1(0)	Κύριο	0.66	0.59	0.49	0.44	0.58	0.56
Δ3.1(0)	Κύριο	0.61	0.52	0.46	0.39	0.57	0.55
Δ4.1(0)	Κύριο	0.57	0.57	0.43	0.43	0.56	0.56
Δ5.1(0)	Κύριο	0.68	0.53	0.51	0.39	0.6	0.56
Δ6.1(0)	Κύριο	0.62	0.59	0.46	0.45	0.58	0.59

Δ7.1(0)	Κύριο	0.67	0.59	0.5	0.44	0.61	0.55
Δ8.1(0)	Κύριο	0.63	0.73	0.48	0.55	0.63	0.68
Δ9.1(0)	Κύριο	0.73	0.63	0.55	0.47	0.68	0.65
Δ10.1(0)	Κύριο	0.64	0.49	0.48	0.37	0.69	0.66
Δ11.1(0)	Κύριο	0.57	0.68	0.43	0.51	0.81	0.85
Δ12.1(0)	Κύριο	0.72	0.74	0.54	0.56	0.94	0.9
Δ13.1(0)	Κύριο	0.8	0.6	0.6	0.45	0.72	0.7
Δ14.1(0)	Κύριο	0.64	0.55	0.48	0.41	0.71	0.64
Δ15.1(0)	Κύριο	0.63	0.54	0.47	0.41	0.49	0.53
Δ16.1(0)	Κύριο	0.6	0.43	0.45	0.32	0.52	0.47
Δ17.1(0)	Κύριο	0.47	0.26	0.36	0.2	0.33	0.34
Δ18.1(0)	Κύριο	0.23	0.55	0.17	0.41	0.46	0.51
Δ19.1(0)	Κύριο	0.59	0.54	0.44	0.41	0.54	0.51
Δ20.1(0)	Κύριο	0.61	0.62	0.46	0.47	0.55	0.57
Δ21.1(0)	Κύριο	0.67	0.61	0.5	0.46	0.6	0.51
Δ22.1(0)	Κύριο	1.16 !	1.34 !	0.87	0.99	0.97	1.06 !
Δ23.1(0)	Κύριο	1.20 !	1.23 !	0.9	0.92	1.12 !	1.13 !
Δ24.1(0)	Κύριο	0.95	0.88	0.71	0.66	0.53	0.53
Δ25.1(0)	Κύριο	0.88	0.81	0.66	0.61	0.52	0.49
Δ26.1(0)	Κύριο	0.98	1.18 !	0.78	0.89	0.61	0.73
Δ27.1(0)	Κύριο	0.97	0.97	0.73	0.73	0.78	0.78
Δ28.1(0)	Κύριο	1.13 !	1.07 !	0.85	0.8	0.72	0.77
Δ29.1(0)	Κύριο	0.97	0.99	0.73	0.74	0.82	0.81
Δ1.1(1)	Κύριο	0.5	0.42	0.37	0.31	0.48	0.55
Δ2.1(1)	Κύριο	0.35	0.27	0.26	0.2	0.48	0.48
Δ3.1(1)	Κύριο	0.29	0.33	0.22	0.25	0.47	0.47
Δ4.1(1)	Κύριο	0.3	0.39	0.22	0.29	0.48	0.5
Δ5.1(1)	Κύριο	0.38	0.41	0.28	0.31	0.51	0.49
Δ6.1(1)	Κύριο	0.34	0.51	0.26	0.38	0.5	0.54
Δ7.1(1)	Κύριο	0.52	0.41	0.39	0.31	0.59	0.51
Δ8.1(1)	Κύριο	0.48	0.36	0.36	0.27	0.5	0.61
Δ9.1(1)	Κύριο	0.36	0.22	0.27	0.17	0.57	0.5
Δ10.1(1)	Κύριο	0.26	0.23	0.19	0.17	0.43	0.42
Δ11.1(1)	Κύριο	0.2	0.34	0.15	0.25	0.44	0.52

Δ12.1(1)	Κύριο	0.3	0.6	0.23	0.45	0.63	0.6
Δ13.1(1)	Κύριο	0.67	0.49	0.5	0.37	0.65	0.67
Δ14.1(1)	Κύριο	0.52	0.41	0.39	0.31	0.68	0.58
Δ15.1(1)	Κύριο	0.47	0.24	0.35	0.18	0.39	0.48
Δ16.1(1)	Κύριο	0.21	0.2	0.15	0.15	0.44	0.36
Δ17.1(1)	Κύριο	0.23	0.17	0.18	0.13	0.31	0.31
Δ18.1(1)	Κύριο	0.16	0.25	0.12	0.18	0.36	0.44
Δ19.1(1)	Κύριο	0.34	0.3	0.25	0.23	0.45	0.4
Δ20.1(1)	Κύριο	0.19	0.41	0.14	0.31	0.44	0.49
Δ21.1(1)	Κύριο	0.4	0.41	0.3	0.31	0.56	0.48
Δ22.1(1)	Κύριο	1.38 !	1.42 !	0.98	1.07 !	0.83	0.85
Δ23.1(1)	Κύριο	1.11 !	1.54 !	0.83	1.15 !	0.82	0.99
Δ24.1(1)	Κύριο	1.31 !	1.33 !	0.98	0.99	0.6	0.63
Δ25.1(1)	Κύριο	1.21 !	1.20 !	0.9	0.9	0.56	0.59
Δ26.1(1)	Κύριο	1.32 !	1.58 !	0.99	1.18 !	0.67	0.8
Δ27.1(1)	Κύριο	1.39 !	1.63 !	0.98	1.22 !	1.61 !	1.81 !
Δ28.1(1)	Κύριο	1.42 !	1.57 !	1.07 !	1.18 !	0.81	0.9
Δ29.1(1)	Κύριο	1.22 !	1.67 !	0.92	1.25 !	0.86	1.07 !
Δ1.1(2)	Κύριο	0.2	0.09	0.15	0.07	0.36	0.5
Δ2.1(2)	Κύριο	0.12	0.1	0.09	0.08	0.41	0.37
Δ3.1(2)	Κύριο	0.08	0.09	0.06	0.06	0.39	0.4
Δ4.1(2)	Κύριο	0.1	0.1	0.08	0.07	0.38	0.41
Δ5.1(2)	Κύριο	0.1	0.14	0.07	0.11	0.42	0.41
Δ6.1(2)	Κύριο	0.11	0.3	0.08	0.23	0.42	0.48
Δ7.1(2)	Κύριο	0.24	0.2	0.18	0.15	0.54	0.4
Δ8.1(2)	Κύριο	0.17	0.07	0.13	0.05	0.39	0.57
Δ9.1(2)	Κύριο	0.16	0.12	0.12	0.09	0.52	0.42
Δ10.1(2)	Κύριο	0.12	0.12	0.09	0.09	0.37	0.35
Δ11.1(2)	Κύριο	0.13	0.18	0.1	0.14	0.33	0.48
Δ12.1(2)	Κύριο	0.1	0.19	0.07	0.14	0.55	0.55
Δ13.1(2)	Κύριο	0.17	0.79	0.13	0.59	0.48	0.71
Δ14.1(2)	Κύριο	0.65	0.2	0.49	0.15	0.75	0.44
Δ15.1(2)	Κύριο	0.17	0.03	0.12	0.02	0.2	0.3
Δ16.1(2)	Κύριο	0.06	0.1	0.04	0.08	0.27	0.18

Δ17.1(2)	Κύριο	0.1	0.09	0.08	0.07	0.16	0.15
Δ18.1(2)	Κύριο	0.1	0.06	0.07	0.04	0.18	0.29
Δ19.1(2)	Κύριο	0.08	0.1	0.06	0.08	0.27	0.19
Δ20.1(2)	Κύριο	0.04	0.07	0.03	0.05	0.21	0.3
Δ21.1(2)	Κύριο	0.05	0.16	0.04	0.12	0.35	0.25
Δ22.1(2)	Κύριο	0.88	0.22	0.66	0.16	0.42	0.56
Δ23.1(2)	Κύριο	0.11	0.74	0.08	0.55	0.62	0.51
Δ24.1(2)	Κύριο	0.4	0.21	0.3	0.16	0.61	0.63
Δ25.1(2)	Κύριο	0.38	0.2	0.28	0.15	0.6	0.63
Δ26.1(2)	Κύριο	0.95	1.32 !	0.71	0.99	0.75	1.26 !
Δ27.1(2)	Κύριο	0.99	1.52 !	0.75	1.14 !	1.60!	1.55!
Δ28.1(2)	Κύριο	0.98	0.36	0.76	0.27	0.43	0.58
Δ29.1(2)	Κύριο	0.21	0.68	0.16	0.51	0.63	0.54
Μέγιστες Τιμές Λόγων Στροφής							
SD	Δ29.1(1)	Κύριο	1.67				
NC	Δ29.1(1)	Κύριο	1.25				

Πίνακας 20. Λόγοι ανεπάρκειας δοκών υφιστάμενης κατασκευής για σεισμό '59

Μέλος	Κ/Δ	λSD	λSD	λNC	λNC	λ VRy	λ VRz
		Αρχής	Τέλους	Αρχής	Τέλους		
K1(0)	Κύριο	0.69	0.39	0.52	0.29	0.21	0.18
K1(1)	Κύριο	0.81	0.97	0.6	0.73	0.35	0.32
K1(2)	Κύριο	0.44	0.93	0.33	0.7	0.26	0.28
K2(0)	Κύριο	0.93	0.4	0.71	0.3	0.4	0.22
K2(1)	Κύριο	0.52	0.68	0.39	0.51	0.37	0.14
K2(2)	Κύριο	0.3	0.69	0.23	0.52	0.27	0.05
K3(0)	Κύριο	0.9	0.41	0.69	0.31	0.4	0.19
K3(1)	Κύριο	0.52	0.7	0.39	0.53	0.34	0.12
K3(2)	Κύριο	0.36	0.56	0.27	0.42	0.25	0.07
K4(0)	Κύριο	0.9	0.37	0.67	0.28	0.34	0.18
K4(1)	Κύριο	0.52	0.65	0.39	0.48	0.37	0.11
K4(2)	Κύριο	0.31	0.62	0.24	0.46	0.26	0.07
K5(0)	Κύριο	0.86	0.37	0.65	0.28	0.4	0.21

K5(1)	Κύριο	0.46	0.64	0.35	0.48	0.35	0.12
K5(2)	Κύριο	0.29	0.69	0.21	0.52	0.25	0.05
K6(0)	Κύριο	0.78	0.46	0.61	0.35	0.3	0.37
K6(1)	Κύριο	0.66	0.75	0.49	0.56	0.35	0.34
K6(2)	Κύριο	0.4	0.93	0.3	0.7	0.27	0.26
K7(0)	Κύριο	0.67	0.4	0.54	0.3	0.32	0.19
K7(1)	Κύριο	0.53	0.57	0.4	0.43	0.39	0.12
K7(2)	Κύριο	0.24	0.58	0.18	0.43	0.23	0.09
K8(0)	Κύριο	0.69	0.41	0.53	0.31	0.25	0.29
K8(1)	Κύριο	0.64	0.71	0.48	0.53	0.33	0.35
K8(2)	Κύριο	0.39	1.16 !	0.3	0.87	0.31	0.27
K9(0)	Κύριο	0.71	0.38	0.59	0.28	0.31	0.3
K9(1)	Κύριο	0.81	1.38 !	0.61	1.07 !	0.34	0.4
K9(2)	Κύριο	0.68	1.24 !	0.51	0.93	0.23	0.34
K10(0)	Κύριο	0.8	0.37	0.61	0.27	0.45	0.25
K10(1)	Κύριο	0.55	0.81	0.41	0.61	0.42	0.19
K10(2)	Κύριο	0.37	0.82	0.28	0.61	0.27	0.17
K11(0)	Κύριο	0.78	0.34	0.59	0.25	0.46	0.36
K11(1)	Κύριο	0.66	0.98	0.49	0.74	0.42	0.36
K11(2)	Κύριο	0.53	0.94	0.4	0.7	0.3	0.27
K12(0)	Κύριο	0.9	0.4	0.68	0.3	0.45	0.33
K12(1)	Κύριο	0.83	1.08 !	0.62	0.81	0.4	0.34
K12(2)	Κύριο	0.52	0.84	0.39	0.63	0.3	0.27
K13(0)	Κύριο	0.86	0.44	0.64	0.33	0.23	0.43
K13(1)	Κύριο	0.55	0.83	0.41	0.63	0.42	0.12
K13(2)	Κύριο	0.37	0.6	0.27	0.45	0.26	0.11
K14(0)	Κύριο	0.75	0.23	0.61	0.18	0.37	0.43
K14(1)	Κύριο	0.5	0.59	0.39	0.45	0.42	0.46
K14(2)	Κύριο	0.19	0.7	0.15	0.53	0.24	0.31
K15(0)	Κύριο	0.67	0.4	0.56	0.31	0.32	0.22
K15(1)	Κύριο	0.45	0.55	0.34	0.41	0.51	0.18
K15(2)	Κύριο	0.2	0.26	0.15	0.2	0.08	0.14
K16(0)	Κύριο	0.92	0.51	0.72	0.38	0.31	0.42
K16(1)	Κύριο	0.98	1.40 !	0.77	1.08 !	0.35	0.43

K16(2)	Κύριο	0.98	1.20 !	0.78	0.9	0.3	0.36
K17(0)	Κύριο	0.84	0.41	0.63	0.3	0.23	0.16
K17(1)	Κύριο	0.96	0.98	0.72	0.77	0.34	0.32
K17(2)	Κύριο	0.45	0.98	0.34	0.77	0.23	0.28
K18(0)	Κύριο	0.73	0.42	0.55	0.32	0.39	0.2
K18(1)	Κύριο	0.48	0.74	0.36	0.56	0.31	0.12
K18(2)	Κύριο	0.38	0.78	0.28	0.59	0.22	0.08
K19(0)	Κύριο	0.65	0.53	0.5	0.4	0.34	0.21
K19(1)	Κύριο	0.99	1.21 !	0.75	0.91	0.33	0.32
K19(2)	Κύριο	0.81	0.98	0.61	0.77	0.23	0.24
K20(0)	Κύριο	0.75	0.71	0.59	0.58	0.3	0.2
K20(1)	Κύριο	1.18 !	1.24 !	0.89	0.93	0.31	0.31
K20(2)	Κύριο	0.8	0.98	0.6	0.74	0.24	0.24
K21(0)	Κύριο	0.83	0.37	0.62	0.28	0.39	0.24
K21(1)	Κύριο	0.38	0.58	0.29	0.43	0.31	0.1
K21(2)	Κύριο	0.38	0.6	0.29	0.45	0.22	0.05
K22(0)	Κύριο	0.84	0.46	0.64	0.35	0.23	0.4
K22(1)	Κύριο	0.79	0.91	0.59	0.68	0.34	0.3
K22(2)	Κύριο	0.47	0.64	0.35	0.48	0.22	0.14
K23(0)	Κύριο	0.82	0.33	0.63	0.24	0.24	0.36
K23(1)	Κύριο	0.4	0.49	0.3	0.37	0.33	0.12
K23(2)	Κύριο	0.28	0.56	0.21	0.42	0.21	0.04
K24(0)	Κύριο	0.8	0.57	0.6	0.44	0.22	0.25
K24(1)	Κύριο	1.24 !	0.85	0.93	0.64	0.33	0.33
K24(2)	Κύριο	0.53	1.26 !	0.4	0.94	0.26	0.31
Μέγιστες Τιμές Λόγων Στροφής							
SD	K16(1)	Κύριο	1.4				
NC	K16(1)	Κύριο	1.08				

Πίνακας 21. Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων υφιστάμενης κατασκευής για σεισμό '59

Μέλος	Κ/Δ	λSD	λSD	λNC	λNC	λ VRy	λ VRy
		Αρχής	Τέλους	Αρχής	Τέλους	Αρχής	Τέλους
Δ1.1(0)	Κύριο	1.21 !	1.35 !	0.91	0.99	0.73	0.79

Δ2.1(0)	Κύριο	1.38 !	1.33 !	0.98	1	0.77	0.75
Δ3.1(0)	Κύριο	1.31 !	1.23 !	0.98	0.92	0.75	0.73
Δ4.1(0)	Κύριο	1.27 !	1.33 !	0.95	1	0.74	0.76
Δ5.1(0)	Κύριο	1.36 !	1.24 !	1	0.93	0.79	0.75
Δ6.1(0)	Κύριο	1.27 !	1.28 !	0.95	0.96	0.77	0.77
Δ7.1(0)	Κύριο	1.35 !	1.21 !	0.98	0.91	0.8	0.75
Δ8.1(0)	Κύριο	1.41 !	1.65 !	1.06 !	1.24 !	0.88	0.97
Δ9.1(0)	Κύριο	1.57 !	1.45 !	1.18 !	1.08 !	0.94	0.9
Δ10.1(0)	Κύριο	1.41 !	1.28 !	1.06 !	0.96	1.00 !	0.95
Δ11.1(0)	Κύριο	1.45 !	1.69 !	1.09 !	1.27 !	1.17 !	1.29 !
Δ12.1(0)	Κύριο	1.63 !	1.55 !	1.22 !	1.17 !	1.33 !	1.31 !
Δ13.1(0)	Κύριο	1.51 !	1.39 !	1.13 !	0.98	0.99	0.93
Δ14.1(0)	Κύριο	1.41 !	1.29 !	1.06 !	0.97	0.94	0.89
Δ15.1(0)	Κύριο	1.23 !	1.32 !	0.92	0.99	0.65	0.71
Δ16.1(0)	Κύριο	1.33 !	1.08 !	1	0.81	0.7	0.62
Δ17.1(0)	Κύριο	1.07 !	0.83	0.8	0.62	0.44	0.44
Δ18.1(0)	Κύριο	0.71	1.27 !	0.53	0.95	0.48	0.69
Δ19.1(0)	Κύριο	1.31 !	1.24 !	0.98	0.93	0.7	0.68
Δ20.1(0)	Κύριο	1.25 !	1.34 !	0.94	0.98	0.72	0.75
Δ21.1(0)	Κύριο	1.40 !	1.14 !	0.98	0.86	0.8	0.7
Δ22.1(0)	Κύριο	2.62 !	3.47 !	1.97 !	2.60 !	1.51 !	1.52 !
Δ23.1(0)	Κύριο	2.42 !	3.03 !	1.81 !	2.27 !	1.73 !	1.72 !
Δ24.1(0)	Κύριο	1.98 !	1.66 !	1.48 !	1.24 !	0.84	1.01 !
Δ25.1(0)	Κύριο	1.57 !	1.51 !	1.18 !	1.12 !	0.73	0.69
Δ26.1(0)	Κύριο	1.88 !	2.11 !	1.41 !	1.58 !	1.01 !	1.15 !
Δ27.1(0)	Κύριο	1.85 !	1.82 !	1.39 !	1.37 !	1.27 !	1.22 !
Δ28.1(0)	Κύριο	2.12 !	2.44 !	1.59 !	1.83 !	1.27 !	1.28 !
Δ29.1(0)	Κύριο	2.18 !	2.45 !	1.64 !	1.84 !	1.43 !	1.42 !
Δ1.1(1)	Κύριο	0.98	0.48	0.75	0.36	0.52	0.56
Δ2.1(1)	Κύριο	0.4	0.29	0.3	0.22	0.49	0.48
Δ3.1(1)	Κύριο	0.28	0.36	0.21	0.27	0.48	0.48
Δ4.1(1)	Κύριο	0.31	0.47	0.23	0.36	0.48	0.51
Δ5.1(1)	Κύριο	0.39	0.56	0.29	0.42	0.53	0.53
Δ6.1(1)	Κύριο	0.42	0.69	0.32	0.52	0.53	0.6

Δ7.1(1)	Κύριο	0.59	0.9	0.45	0.68	0.61	0.64
Δ8.1(1)	Κύριο	1.08 !	0.42	0.81	0.31	0.54	0.62
Δ9.1(1)	Κύριο	0.46	0.24	0.35	0.18	0.59	0.51
Δ10.1(1)	Κύριο	0.27	0.24	0.2	0.18	0.43	0.43
Δ11.1(1)	Κύριο	0.2	0.36	0.15	0.27	0.44	0.53
Δ12.1(1)	Κύριο	0.38	1.27 !	0.28	0.95	0.65	0.79
Δ13.1(1)	Κύριο	0.99	0.73	0.74	0.55	0.74	0.73
Δ14.1(1)	Κύριο	0.58	0.99	0.44	0.74	0.7	0.77
Δ15.1(1)	Κύριο	0.99	0.26	0.74	0.2	0.42	0.48
Δ16.1(1)	Κύριο	0.23	0.23	0.18	0.17	0.45	0.37
Δ17.1(1)	Κύριο	0.27	0.22	0.2	0.16	0.32	0.32
Δ18.1(1)	Κύριο	0.18	0.23	0.14	0.17	0.37	0.45
Δ19.1(1)	Κύριο	0.46	0.46	0.35	0.35	0.48	0.42
Δ20.1(1)	Κύριο	0.29	0.45	0.22	0.33	0.44	0.52
Δ21.1(1)	Κύριο	0.5	0.98	0.37	0.74	0.58	0.58
Δ22.1(1)	Κύριο	2.43 !	2.81 !	1.84 !	2.11 !	1.17 !	1.19 !
Δ23.1(1)	Κύριο	2.19 !	2.76 !	1.66 !	2.07 !	1.31 !	1.32 !
Δ24.1(1)	Κύριο	2.34 !	2.44 !	1.76 !	1.83 !	0.92	0.92
Δ25.1(1)	Κύριο	2.21 !	2.29 !	1.65 !	1.72 !	0.91	0.92
Δ26.1(1)	Κύριο	2.43 !	2.93 !	1.82 !	2.20 !	1.05 !	1.05 !
Δ27.1(1)	Κύριο	2.48 !	2.99 !	1.86 !	2.24 !	2.23 !	2.22 !
Δ28.1(1)	Κύριο	2.60 !	3.04 !	1.95 !	2.28 !	1.17 !	1.18 !
Δ29.1(1)	Κύριο	2.29 !	3.06 !	1.72 !	2.30 !	1.33 !	1.33 !
Δ1.1(2)	Κύριο	0.28	0.1	0.21	0.08	0.36	0.51
Δ2.1(2)	Κύριο	0.12	0.14	0.09	0.11	0.41	0.38
Δ3.1(2)	Κύριο	0.09	0.09	0.07	0.07	0.39	0.4
Δ4.1(2)	Κύριο	0.1	0.12	0.08	0.09	0.38	0.41
Δ5.1(2)	Κύριο	0.1	0.15	0.07	0.11	0.43	0.41
Δ6.1(2)	Κύριο	0.11	0.35	0.08	0.27	0.43	0.49
Δ7.1(2)	Κύριο	0.26	0.26	0.19	0.19	0.54	0.4
Δ8.1(2)	Κύριο	0.22	0.08	0.16	0.06	0.39	0.58
Δ9.1(2)	Κύριο	0.25	0.12	0.19	0.09	0.54	0.42
Δ10.1(2)	Κύριο	0.13	0.13	0.09	0.1	0.37	0.36
Δ11.1(2)	Κύριο	0.14	0.19	0.1	0.14	0.33	0.48

Δ12.1(2)	Κύριο	0.1	0.21	0.08	0.16	0.56	0.56
Δ13.1(2)	Κύριο	0.24	1.60 !	0.18	1.20 !	0.49	0.98
Δ14.1(2)	Κύριο	1.27 !	0.22	0.95	0.16	0.83	0.44
Δ15.1(2)	Κύριο	0.23	0.05	0.17	0.03	0.21	0.32
Δ16.1(2)	Κύριο	0.07	0.13	0.05	0.1	0.26	0.19
Δ17.1(2)	Κύριο	0.09	0.1	0.07	0.07	0.27	0.26
Δ18.1(2)	Κύριο	0.11	0.07	0.08	0.05	0.19	0.28
Δ19.1(2)	Κύριο	0.12	0.12	0.09	0.09	0.28	0.21
Δ20.1(2)	Κύριο	0.05	0.07	0.04	0.05	0.22	0.3
Δ21.1(2)	Κύριο	0.09	0.16	0.07	0.12	0.36	0.25
Δ22.1(2)	Κύριο	1.89 !	0.35	1.42 !	0.26	0.45	0.59
Δ23.1(2)	Κύριο	0.11	1.44 !	0.08	1.09 !	0.62	0.53
Δ24.1(2)	Κύριο	0.54	0.33	0.41	0.25	0.63	0.66
Δ25.1(2)	Κύριο	0.61	0.33	0.45	0.24	0.63	0.67
Δ26.1(2)	Κύριο	2.04 !	2.70 !	1.53 !	2.03 !	0.85	1.78 !
Δ27.1(2)	Κύριο	2.00 !	2.90 !	1.50 !	2.18 !	2.15*!	1.84*!
Δ28.1(2)	Κύριο	2.06 !	0.54	1.54 !	0.4	0.47	0.62
Δ29.1(2)	Κύριο	0.32	1.39 !	0.24	0.98	0.65	0.61
Μέγιστες Τιμές Λόγων Στροφής							
SD	Δ22.1(0)	Κύριο	3.47				
NC	Δ22.1(0)	Κύριο	2.6				

Πίνακας 22. Λόγοι ανεπάρκειας δοκών υφιστάμενης κατασκευής για φάσμα ΕΚ8

Μέλος	Κ/Δ	λSD	λSD	λNC	λNC	λ VRy	λ VRz
		Αρχής	Τέλους	Αρχής	Τέλους		
K1(0)	Κύριο	2.28 !	0.41	1.76 !	0.31	0.35	0.25
K1(1)	Κύριο	4.86 !	4.77 !	3.65 !	3.57 !	0.47	0.34
K1(2)	Κύριο	0.58	1.59 !	0.44	1.20 !	0.37	0.34
K2(0)	Κύριο	2.99 !	0.42	2.24 !	0.31	0.43	0.22
K2(1)	Κύριο	3.73 !	3.63 !	2.79 !	2.72 !	0.51	0.21
K2(2)	Κύριο	0.72	1.39 !	0.54	0.98	0.33	0.05
K3(0)	Κύριο	2.90 !	0.44	2.18 !	0.33	0.46	0.21
K3(1)	Κύριο	3.03 !	2.85 !	2.27 !	2.14 !	0.49	0.18

K3(2)	Κύριο	0.76	1.29 !	0.57	0.96	0.3	0.08
K4(0)	Κύριο	2.50 !	0.41	1.87 !	0.31	0.42	0.17
K4(1)	Κύριο	2.34 !	2.24 !	1.76 !	1.68 !	0.51	0.18
K4(2)	Κύριο	0.71	1.43 !	0.53	1.07 !	0.32	0.08
K5(0)	Κύριο	2.38 !	0.41	1.80 !	0.3	0.44	0.23
K5(1)	Κύριο	2.00 !	1.89 !	1.50 !	1.42 !	0.45	0.2
K5(2)	Κύριο	0.67	1.74 !	0.5	1.30 !	0.37	0.06
K6(0)	Κύριο	2.72 !	0.54	2.18 !	0.4	0.38	0.54
K6(1)	Κύριο	2.06 !	1.92 !	1.54 !	1.44 !	0.45	0.35
K6(2)	Κύριο	0.65	2.01 !	0.49	1.51 !	0.42	0.3
K7(0)	Κύριο	2.84 !	0.48	2.22 !	0.4	0.43	0.26
K7(1)	Κύριο	0.88	1.72 !	0.66	1.31 !	0.46	0.19
K7(2)	Κύριο	0.54	1.78 !	0.41	1.33 !	0.38	0.14
K8(0)	Κύριο	2.71 !	0.43	2.06 !	0.32	0.37	0.37
K8(1)	Κύριο	1.17 !	2.39 !	0.88	1.80 !	0.45	0.37
K8(2)	Κύριο	0.85	2.62 !	0.64	1.96 !	0.49	0.32
K9(0)	Κύριο	3.21 !	0.36	2.45 !	0.27	0.42	0.38
K9(1)	Κύριο	6.67 !	6.82 !	5.00 !	5.11 !	0.47	0.48
K9(2)	Κύριο	1.43 !	2.14 !	1.07 !	1.62 !	0.29	0.45
K10(0)	Κύριο	2.93 !	0.39	2.20 !	0.3	0.5	0.3
K10(1)	Κύριο	4.82 !	4.70 !	3.62 !	3.53 !	0.56	0.24
K10(2)	Κύριο	0.82	1.32 !	0.61	0.99	0.45	0.22
K11(0)	Κύριο	2.57 !	0.37	1.93 !	0.28	0.51	0.39
K11(1)	Κύριο	4.92 !	5.09 !	3.69 !	3.81 !	0.54	0.4
K11(2)	Κύριο	0.93	1.69 !	0.7	1.28 !	0.48	0.33
K12(0)	Κύριο	2.59 !	0.43	1.94 !	0.32	0.5	0.36
K12(1)	Κύριο	4.20 !	4.53 !	3.15 !	3.40 !	0.52	0.36
K12(2)	Κύριο	0.91	1.59 !	0.69	1.19 !	0.45	0.32
K13(0)	Κύριο	2.23 !	0.45	1.67 !	0.34	0.27	0.51
K13(1)	Κύριο	3.27 !	3.61 !	2.45 !	2.71 !	0.54	0.16
K13(2)	Κύριο	0.79	0.98	0.59	0.76	0.34	0.18
K14(0)	Κύριο	2.59 !	0.29	2.10 !	0.24	0.41	0.55
K14(1)	Κύριο	2.56 !	2.62 !	1.92 !	1.96 !	0.48	0.68
K14(2)	Κύριο	0.34	1.31 !	0.27	0.98	0.29	0.34

K15(0)	Κύριο	2.58 !	0.5	2.04 !	0.44	0.46	0.31
K15(1)	Κύριο	1.20 !	1.46 !	0.93	1.15 !	0.56	0.2
K15(2)	Κύριο	0.48	0.52	0.36	0.39	0.16	0.21
K16(0)	Κύριο	3.28 !	0.6	2.66 !	0.46	0.42	0.51
K16(1)	Κύριο	1.51 !	3.20 !	1.13 !	2.40 !	0.43	0.45
K16(2)	Κύριο	1.59 !	2.31 !	1.19 !	1.73 !	0.4	0.47
K17(0)	Κύριο	3.32 !	0.48	2.49 !	0.36	0.32	0.3
K17(1)	Κύριο	5.50 !	5.67 !	4.12 !	4.25 !	0.51	0.43
K17(2)	Κύριο	0.83	1.97 !	0.62	1.48 !	0.26	0.45
K18(0)	Κύριο	3.16 !	0.45	2.37 !	0.33	0.49	0.24
K18(1)	Κύριο	4.84 !	5.19 !	3.63 !	3.89 !	0.48	0.15
K18(2)	Κύριο	0.76	1.14 !	0.57	0.85	0.43	0.15
K19(0)	Κύριο	3.10 !	1.41 !	2.45 !	1.10 !	0.47	0.31
K19(1)	Κύριο	4.93 !	5.51 !	3.70 !	4.13 !	0.49	0.34
K19(2)	Κύριο	0.89	1.94 !	0.66	1.46 !	0.37	0.36
K20(0)	Κύριο	2.66 !	2.60 !	2.20 !	2.08 !	0.42	0.29
K20(1)	Κύριο	5.16 !	5.47 !	3.87 !	4.10 !	0.44	0.33
K20(2)	Κύριο	1.54 !	1.85 !	1.16 !	1.39 !	0.39	0.35
K21(0)	Κύριο	2.44 !	0.46	1.83 !	0.35	0.51	0.25
K21(1)	Κύριο	3.68 !	3.75 !	2.76 !	2.81 !	0.49	0.14
K21(2)	Κύριο	1.07 !	1.13 !	0.8	0.85	0.34	0.09
K22(0)	Κύριο	2.19 !	0.57	1.73 !	0.43	0.31	0.57
K22(1)	Κύριο	3.26 !	3.61 !	2.44 !	2.71 !	0.5	0.35
K22(2)	Κύριο	1.13 !	1.36 !	0.85	0.98	0.35	0.21
K23(0)	Κύριο	2.16 !	0.44	1.62 !	0.33	0.26	0.46
K23(1)	Κύριο	2.36 !	2.50 !	1.77 !	1.88 !	0.49	0.16
K23(2)	Κύριο	0.75	1.12 !	0.56	0.84	0.29	0.1
K24(0)	Κύριο	1.86 !	0.55	1.46 !	0.41	0.31	0.4
K24(1)	Κύριο	1.34 !	2.05 !	0.98	1.54 !	0.42	0.35
K24(2)	Κύριο	1.16 !	2.19 !	0.87	1.65 !	0.38	0.45
Μέγιστες Τιμές Λόγων Στροφής							
SD	K9(1)	Κύριο	6.82				
NC	K9(1)	Κύριο	5.11				

Πίνακας 23. Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων υφιστάμενης κατασκευής για φάσμα ΕΚ8

Στάθμες Επιτελεστικότητας Στοιχείων			
Απαίτηση Σεισμού '59			
	Δοκοί	Υποστυλώματα	Συνολικά
SD	25	11	36
NC	8	2	10
Απαίτηση ΕΚ8			
	Δοκοί	Υποστυλώματα	Συνολικά
SD	84	101	185
NC	51	87	138

Πίνακας 24. Συνολικά αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης υφιστάμενου για απαίτηση σεισμού '59 και ΕΚ8

Εκτός από την αναμενόμενη ανεπάρκεια του φορέα στις δυσμενείς απαιτήσεις του ΕΚ8, παρατηρείται και ανεπάρκεια στις απαιτήσεις του Αντισεισμικού Κανονισμού του '59. Το κτίριο μελετάται και σχεδιάζεται σεισμό του '59. Συνεπώς, κρίνεται ότι ο υφιστάμενος φορέας δεν επαρκεί.

6 Μεθοδολογία Εκτίμησης Σεισμικής Διακινδύνευσης (HAZUS)

6.1 Εισαγωγή

Οι επιπτώσεις της σεισμικής δραστηριότητας παρουσιάζουν μια ιδιαίτερη δυσκολία στο να ποσοτικοποιηθούν και να αποτιμηθούν. Ένας τρόπος προσέγγισης του προβλήματος αυτού είναι η εισαγωγή της έννοιας της «**Σεισμικής Διακινδύνευσης**» (Seismic Risk). Ο όρος της σεισμικής διακινδύνευσης αφορά στην έκφραση του αναμενόμενου βαθμού απωλειών όλων των υπό διακινδύνευση στοιχείων μίας κατασκευής. Η σεισμική διακινδύνευση επιτρέπει τον προσδιορισμό της γενικής εικόνας των απωλειών μιας κατασκευής, περισσότερο ποιοτικά παρά ποσοτικά. Η ποσοτική έκφραση της έγκειται κυρίως στις έννοιες του «**Σεισμικού Κινδύνου**» (Seismic Hazard) και της «**Τρωτότητας**» (Vulnerability), πάνω και στις οποίες βασίζεται. Ο **σεισμικός κίνδυνος** ορίζεται ως το φυσικό γεγονός με μετρούμενα μεγέθη, τα οποία μας ενδιαφέρουν ανάλογα με την περίπτωση πχ. μέγεθος σεισμού, ένταση σεισμού, επιτάχυνση, ταχύτητα ή μετακίνηση στο βραχώδες υπόβαθρο. Για τον σεισμικό κίνδυνο, δεν μπορεί να οριστεί παρά ένα κάτω όριο. Η **τρωτότητα**, δηλαδή η πιθανότητα για μία δεδομένη σεισμική ένταση ένα στοιχείο να υποστεί βλάβη, αποτελεί την μόνη παράμετρο που μπορεί να ελέγξει, να επέμβει και να περιορίσει ο μελετητής. Η επιπτώσεις ενός πιθανοτικού σεισμικού σεναρίου μπορούν να αποτιμηθούν λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω.

Η παρούσα διπλωματική εργασία ασχολείται με την προτεινόμενη μέθοδο από το Αμερικανικό Ομοσπονδιακό Γραφείο Διαχείρισης Εκτάκτων Αναγκών (Federal Emergency Management Agency-FEMA), που υιοθετεί την μεθοδολογία του Ινστιτούτου Κτιριακών Επιστημών (National Institute of Building Sciences-NIBS) των ΗΠΑ. Η FEMA/NIBS μεθοδολογία εκτίμησης βλαβών, γνωστή ως HAZUS, είναι μια σύνθετη συλλογή στοιχείων που σκοπό έχουν να εκτιμήσουν τις λειτουργικές απώλειες και τις οικονομικές επιπτώσεις σε μια περιοχή λόγω ενός σεισμού σενάριο.

Η μεθοδολογία του HAZUS που ακολουθήθηκε αναλύεται στην επόμενη παράγραφο.

6.2 Η Μεθοδολογία του Hazus

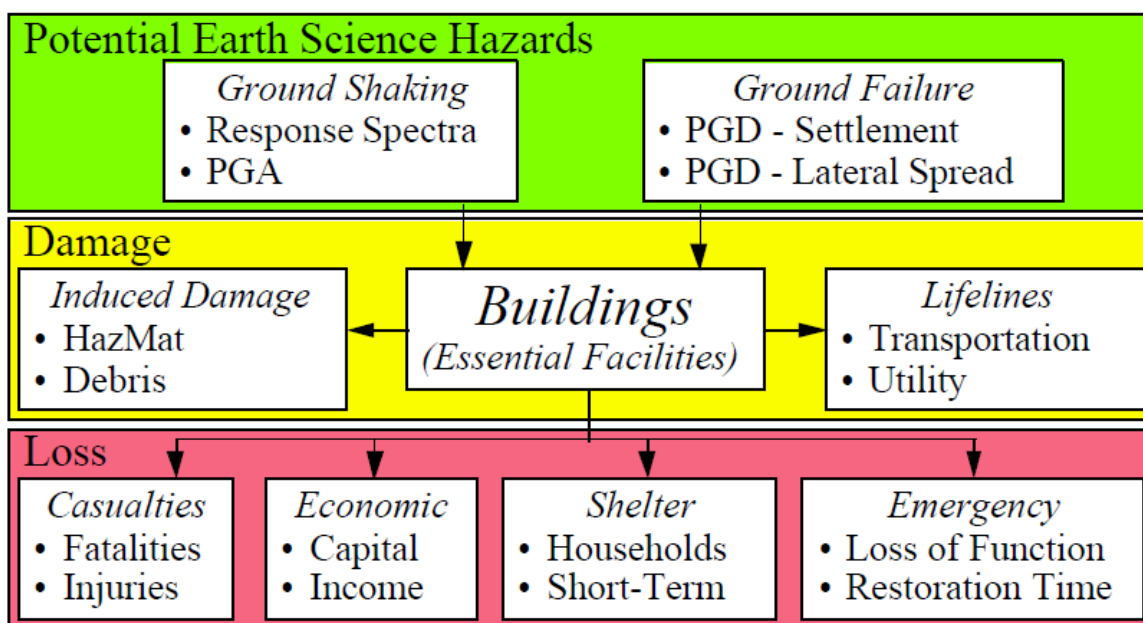
Η έρευνα για την δημιουργία του HAZUS ξεκίνησε το 1993 και η πρώτη έκδοση του προγράμματος ολοκληρώθηκε το 1997. Η σημερινή έκδοση του προγράμματος περιλαμβάνει εκτός του σεισμού αποτίμηση των κατασκευών σε πλημμύρες και τυφώνες. Το HAZUS διατίθεται δωρεάν σε κάθε ενδιαφερόμενο και συνοδεύεται από λεπτομερέστατα εγχειρίδια χρήσεως και ανάλυσης του θεωρητικού υποβάθρου της τεχνικής.

Το HAZUS (Hazards US) προορίζεται για αποκλειστική χρήση εντός της αμερικανικής επικράτειας. Το HAZUS αντλεί πληροφορίες για το κτιριακό δυναμικό, τις τοπικές εδαφικές συνθήκες, κοινωνικοοικονομικά δεδομένα και λοιπά στοιχεία της περιοχής μελέτης από το βοηθητικό λογισμικό Γεωγραφικών Συστημάτων Πληροφορίας (Geographical Information System - GIS) και ακολούθως εκτελεί υπολογισμούς κατά τους αλγορίθμους που φέρει στον κώδικά του. Το λογισμικό δεν υποστηρίζει ούτε επιτρέπει την εισαγωγή (αυτούσιας) ή την δημιουργία νέας γεωγραφικής περιοχής. Το γεγονός αυτό περιορίζει ουσιαστικά την εφαρμογή του λογισμικού HAZUS στις περιοχές εντός συνόρων της αμερικανικής επικράτειας.

Παρόλαυτα, το θεωρητικό υπόβαθρο και τα κριτήρια στα οποία βασίζεται η μεθοδολογία του HAZUS μπορούν να εφαρμοστούν σε οποιαδήποτε κατασκευή, με την

προϋπόθεση ότι είναι διαθέσιμα επαρκή στοιχεία, ώστε να αποδοθεί μία ικανοποιητική αποτύπωση της πιθανότητας εμφάνισης βλαβών σε αυτήν.

Στην μεθοδολογία του HAZUS, προκειμένου να υπολογιστούν οι κτιριακές βλάβες απαιτούνται δεδομένα για την εδαφική κίνηση και τις πιθανές μορφές εδαφικής αστοχίας στην υπό μελέτη περιοχή. Τα αποτελέσματα που προκύπτουν για τις κτιριακές βλάβες χρησιμοποιούνται για την εκτίμηση ζημιών σε υλικές εγκαταστάσεις καθώς και στα μέσα μεταφοράς και στα συστήματα ζωτικών δικτύων. Με την σειρά τους, οι ζημιές θα αποτελέσουν την βάση για τον υπολογισμό των άμεσων οικονομικών απωλειών, των ανθρωπίνων θυμάτων, την απώλεια λειτουργιών έκτακτης ανάγκης, των χρόνων αποκατάστασης των απωλειών αυτών αλλά και την εύρεση βραχυπρόθεσμου καταφυγίου. Η συλλογιστική πορεία αυτή περιγράφεται συνοπτικά στο παρακάτω διάγραμμα.

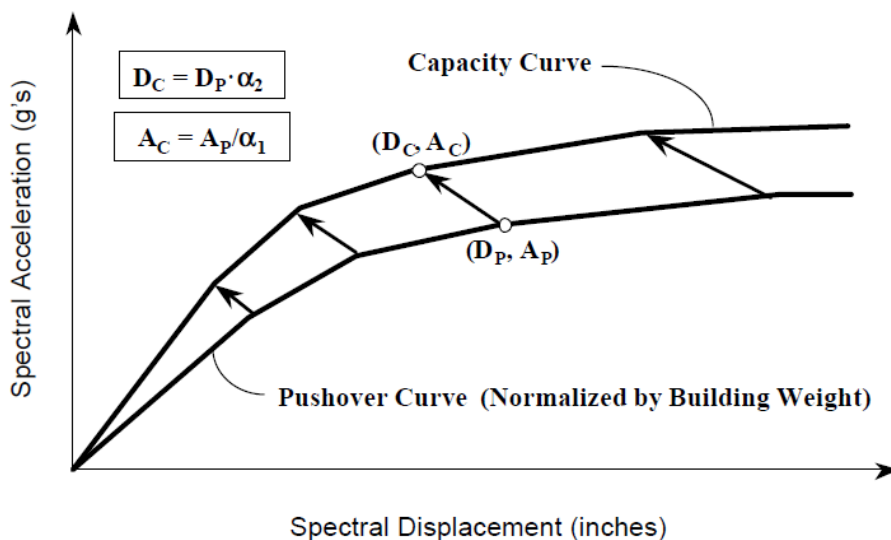


Εικόνα 42. Πορεία επεξεργασίας δεδομένων κατά την μεθοδολογία του HAZUS

Η μέθοδος του HAZUS αντλεί αριθμητικά δεδομένα για τα την εδαφική κίνηση από δύο πηγές:

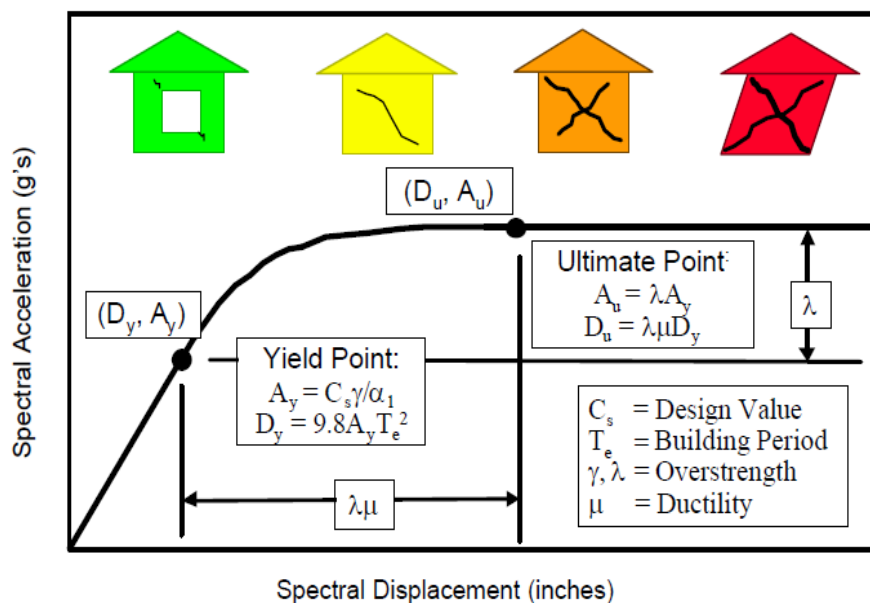
- Τις **καμπύλες ικανότητας (capacity curves)** της κατασκευής που χαρακτηρίζουν την μη γραμμική συμπεριφορά της, βασιζόμενες στα μηχανικά χαρακτηριστικά της, όπως την τέμνουσα διαρροής και την τέμνουσα αστοχίας. Οι καμπύλες ικανότητας συνδέουν την πλευρική κατανομή των φορτίων με την πλευρική μετακίνηση μίας κατασκευής. Οι καμπύλες αυτές προκύπτουν από τις παραγόμενες καμπύλες της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover), οι οποίες παρουσιάζουν την στατικά ισοδύναμη κατανομή της τέμνουσας σε συνάρτηση με την μετακίνηση οροφής του κτιρίου, με την χρήση κατάλληλων συντελεστών. Η μετατροπή της μετακίνησης κορυφής σε φασματική μετακίνηση και την τέμνουσας βάσης σε φασματική επιτάχυνση διευκολύνουν την

σύγκριση των χαρακτηριστικών αυτών καμπύλων της κατασκευής με το φάσμα απόκρισης.



Εικόνα 43. Μετατροπή της καμπύλης Pushover σε καμπύλη Ικανότητας με την χρήση κατάλληλων συντελεστών

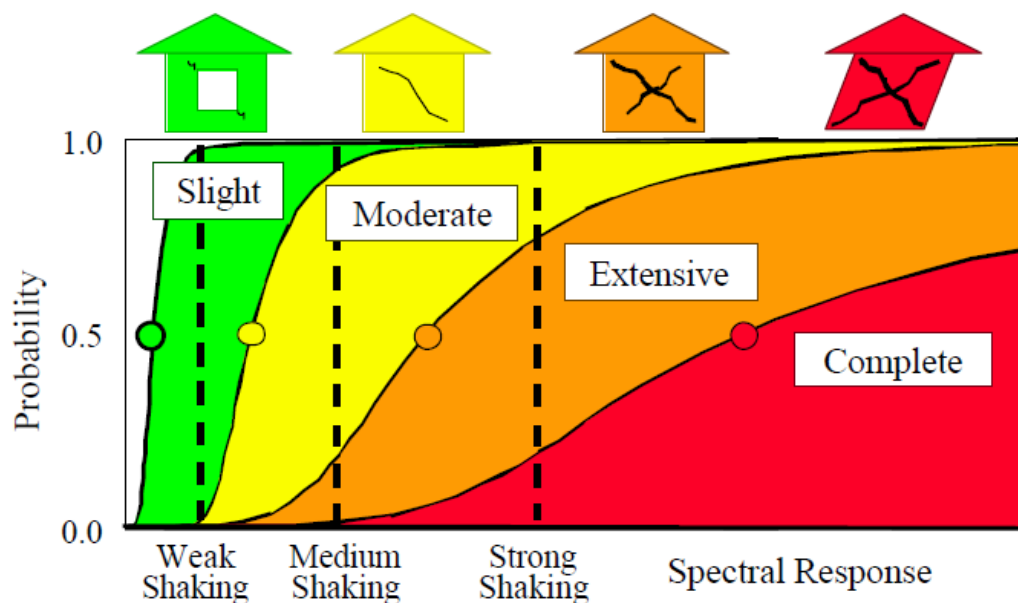
Χαρακτηριστικά σημεία στις καμπύλες αυτές είναι το **σημείο διαρροής** και το **σημείο αστοχίας** της κατασκευής. Το σημείο διαρροής αντιστοιχεί στο φορτίο το οποίο λόγω ροπών κάμψης προκαλεί τάσεις στα στοιχεία ίσες με τις τάσεις διαρροής των υλικών τους. Το σημείο αστοχίας αντιστοιχεί στο μέγιστο φορτίο που μπορεί να φέρει η κατασκευή την στιγμή που το στατικό σύστημα έχει μετατραπεί σε μηχανισμό. Μια κατασκευή μπορεί να συνεχίσει να παραμορφώνεται περαιτέρω μετά από το σημείο αστοχίας, αλλά δεν μπορεί να παραλάβει επιπλέον πλευρικό σεισμικό φορτίο.



Εικόνα 44. Παράδειγμα καμπύλης ικανότητας και των χαρακτηριστικών σημείων πάνω σε αυτή

- Τις **καμπύλες τρωτότητας (fragility curves)**, οι οποίες περιγράφουν την πιθανότητα να έχουμε ένα συγκεκριμένο επίπεδο βλαβών στο κτίριο, που μπορεί να αντιστοιχούν σε βλάβες στα μέλη της κατασκευής. Τα μέλη της κατασκευής διακρίνονται σε δομικά και σε μη δομικά. Τα μη δομικά μέλη διακρίνονται στα ευπαθή στις μετακινήσεις και στα ευπαθή στην επιτάχυνση.

Τα διαγράμματα των καμπυλών τρωτότητας αναπαριστούν την πιθανότητα τεσσάρων φυσικών επιπέδων ζημιών, τις **Ελαφριές, Μέτριες, Εκτεταμένες** και **Ολοκληρωτικές**. Οι απώλειες λόγω σεισμού εξαιτίας των κτιριακών ζημιών συσχετίζονται με συγκεκριμένα φυσικά επίπεδα ζημιάς τα οποία κρίνονται ως τα πιο κατάλληλα για να συνεισφέρουν στην εκτίμηση του συγκεκριμένου τύπου απώλειας. Για παράδειγμα, η απώλεια ανθρώπινης ζωής βασίζεται κυρίως στο επίπεδο ολοκληρωτικής ζημιάς των δομικών στοιχείων της κατασκευής, αφού η μερική ή η ολική κατάρρευση της κατασκευής θεωρείται ότι κυριαρχεί σε αυτόν τον τύπο απώλειας. Οι άμεσες οικονομικές απώλειες, όπως για παράδειγμα το κόστος ανακατασκευή ή αντικατάστασης, συσσωρεύονται από όλα τα επίπεδα ζημιάς τόσο στα δομικά όσο και στα μη δομικά μέλη της κατασκευής, τα οποία συνδέονται άμεσα με την οικονομική απώλεια.



Εικόνα 45. Παράδειγμα διαγράμματος καμπύλης τρωτότητας

Οι καμπύλες τρωτότητας καθορίζουν τα όρια μεταξύ των επιπέδων βλάβης. Δηλαδή, η μέση τιμή του επιπέδου βλάβης που μας ενδιαφέρει καθορίζει το μέσο όρο για την υπέρβαση της στάθμης επιτελεσματικότητας, και αυτό το επίπεδο υπολογίζεται ότι θα υπάρχει μέχρι το επόμενο

επίπεδο βλάβης. Η περιγραφή αυτή απεικονίζεται στο παραπάνω σχήμα, το οποίο περιλαμβάνει καμπύλες τρωτότητας για ελαφρές, μέτριες, εκτεταμένες και πλήρεις δομικές ζημιές. Σε αυτήν την εικόνα, μια σκιασμένη περιοχή δείχνει το χώρο της πιθανότητας απόκρισης που σχετίζεται με Μέτριες ζημιές. Τα όρια στα αριστερά της σκιασμένης περιοχής ορίζονται από την καμπύλη τρωτότητας για Μέτρια (ή μεγαλύτερη) δομική βλάβη. Η πιθανότητα της Μέτριας βλάβης σε ένα δεδομένο επίπεδο απόκρισης φάσματος υπολογίζεται ως η διαφορά της πιθανότητας Μέτριας (ή μεγαλύτερης) ζημιάς μείον την πιθανότητα για Εκτεταμένες (ή μεγαλύτερες) βλάβες. Η κλίση της καμπύλης τρωτότητας ελέγχεται από την τυπική απόκλιση (Beta). Όσο μικρότερη είναι η τιμή της Beta, τόσο λιγότερο μεταβλητό το επίπεδο βλαβών, καθώς και πιο απότομη η καμπύλη τρωτότητας. Όσο μεγαλύτερη είναι η τιμή της Beta, τόσο πιο μεταβλητό το επίπεδο βλαβών και πιο πεπλατυσμένη η καμπύλη ευπάθειας.

6.3 Στάθμες Επιτελεστικότητας – Επίπεδα Βλαβών κατά HAZUS

Η μεθοδολογία HAZUS εξετάζει μία κατασκευή από το στάδιο των μικρών βλαβών μέχρι το στάδιο της πλήρους κατάρρευσης. Συγκεκριμένα, σε μία κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα οι στάθμες επιτελεστικότητας είναι οι ακόλουθες.

- **Ελαφριές βλάβες (Slight Structural Damage):**

Τριχοειδείς ρωγμές καμπτικού ή διατμητικού τύπου σε δοκούς και υποστυλώματα κοντά ή μέσα στους κόμβους.

- **Μέτριες βλάβες (Moderate Structural Damage):**

Η πλειοψηφία των δοκών και υποστυλωμάτων εμφανίζουν εμφανείς τριχοειδείς ρηγματώσεις. Πλάστιμα πλαίσια ή δομικά στοιχεία έχουν φτάσει την αντοχή διαρροής αναπτύσσοντας μεγαλύτερες ρηγματώσεις καμπτικού τύπου και συντριβή σκυροδέματος.

- **Εκτεταμένες βλάβες (Extensive Structural Damage):**

Ορισμένα δομικά στοιχεία έχουν φτάσει την οριακή αντοχή τους. Τα πλάστιμα πλαίσια μέλη αναπτύσσουν σημαντικές ρηγματώσεις καμπτικού τύπου, συντριβή σκυροδέματος και λυγισμό των ράβδων οπλισμού. Μη πλάστιμα δομικά στοιχεία αστοχούν διατμητικά και εμφανίζουν αστοχίες σε συγκολλήσεις ράβδων οπλισμών και γενικότερα σε στοιχεία σύνδεσης. Παρατηρείται λυγισμός και μερική αστοχία των ράβδων οπλισμού υποστυλωμάτων.

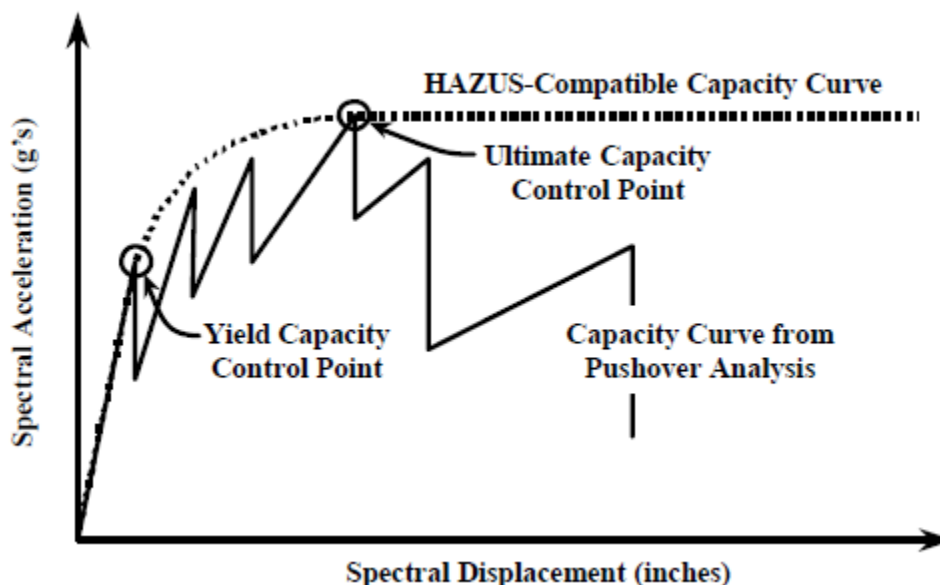
- **Πλήρης κατάρρευση (Complete Structural Damage):**

Υπάρχει κίνδυνος κατάρρευσης ή κατάρρευση.

6.4 Κριτήρια Μεθοδολογίας HAZUS

Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, παρόλο που το λογισμικό του HAZUS δεν μπορεί να εφαρμοστεί εκτός της αμερικανικής επικράτειας, τα κριτήρια και η μεθοδολογία στα οποία βασίζεται μπορούν να αξιοποιηθούν σε κάθε κατασκευή και να εξάγουν αποτελέσματα για την πιθανότητα εμφάνισης βλαβών. Εφόσον έχουν παραχθεί οι απαραίτητες και συμβατές με το HAZUS καμπύλες ικανότητας για την υπό μελέτη κατασκευή, είναι δυνατόν να συνδεθούν τα

φασματικά μεγέθη που προκαλούνται στην κατασκευή με τις αντίστοιχες στάθμες επιτελεστικότητας.



Εικόνα 46. Καμπύλη Ικανότητας Συμβατή με το HAZUS

Το HAZUS ελέγχει με δύο ανεξάρτητα κριτήρια τις πιθανές βλάβες σε ένα κτίριο. Το **1^ο κριτήριο** του HAZUS διακρίνει τις τέσσερις στάθμες επιτελεστικότητας σύμφωνα με το ποσοστό των πλαστικών αρθρώσεων των κόμβων οι οποίες έχουν υπερβεί το σημείο αστοχίας τους (σημείο C) στο σύνολο των ως προς μελέτη κόμβων της κατασκευής. Το **2^ο κριτήριο** μελετά και διακρίνει τις στάθμες επιτελεστικότητας σύμφωνα με το ποσοστό των πλαστικών αρθρώσεων που έχουν υπερβεί συγκεκριμένες τιμές πλαστιμότητας. Η διάκριση των σταθμών επιτελεστικότητας παρουσιάζεται στον παρακάτω πίνακα της μεθόδου του HAZUS.

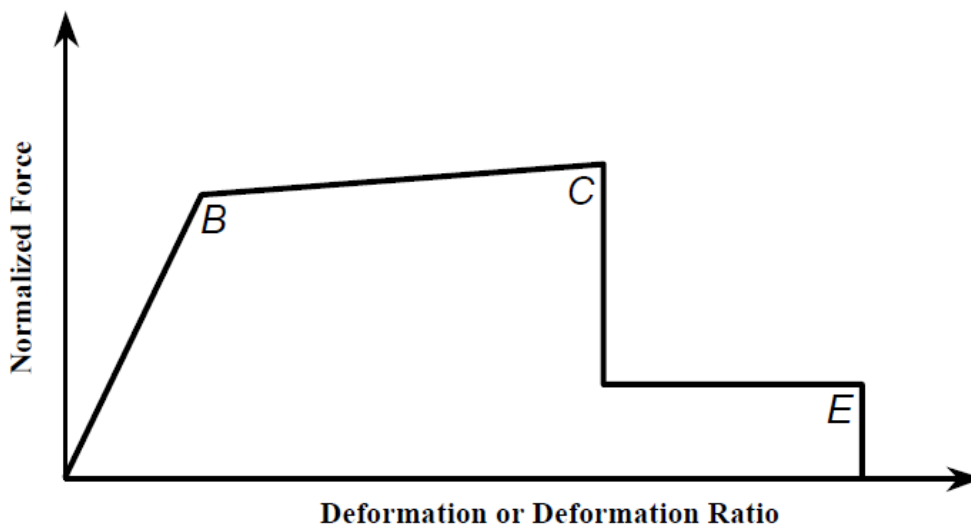
Damage State	Component (Criteria Set No. 1) ¹			Component (Criteria Set No. 2) ¹		
	Fraction ²	Limit ³	Factor ⁴	Fraction ²	Limit ³	Factor ⁴
Slight	> 0%	C	1.0	50%	B	1.0
Moderate	≥ 5%	C	1.0	50%	B	1.5
Extensive	≥ 25%	C	1.0	50%	B	4.5
Complete	≥ 50%	E	1.0 - 1.5 ⁵	50%	B	12

Πίνακας 25. 1^ο και 2^ο Κριτήριο διάκρισης των σταθμών επιτελεστικότητας κατά HAZUS

Στην παρούσα διπλωματική εργασία, οι στάθμες επιτελεστικότητας της κατασκευής έχει επιλεχθεί να διακριθούν σύμφωνα με το **1^ο κριτήριο** του HAZUS. Το στατικό πρόγραμμα Fespa επιτρέπει στον χρήστη την παρακολούθηση της πορείας σχηματισμού των πλαστικών αρθρώσεων στους κόμβους και την αστοχία αυτών κατά την εξέλιξη των καμπύλων Pushover και Ικανότητας, όπως αυτές προκύπτουν από την στατική ανελαστική ανάλυση. Συνεπώς, είναι δυνατόν ο μελετητής να απαριθμεί την εξέλιξη των πλαστικών αρθρώσεων για τις σταδιακά αυξανόμενες πλευρικές δυνάμεις και να την συνδέει με τα αντίστοιχα αναπτυσσόμενα φασματικά μεγέθη, προκειμένου να καταστρώσει καμπύλες τρωτότητας.

Ο φορέας του κτιρίου αξιολογείται πρέπει να φτάσει σε σημείο τέτοιο ώστε το 50% των πλαστικών αρθρώσεων του να έχουν φτάσει (ή ξεπεράσει) το σημείο C που αντιστοιχεί στην αστοχία αυτών. Η φασματική μετακίνηση στην οποία θα συμβεί αυτό θα αντιστοιχεί στη μέση τιμή της φασματικής μετακίνησης που θα ορίζει το επίπεδο των ολοκληρωτικών βλαβών. Στην συνέχεια, μπορούν να οριστούν οι ενδιάμεσες στάθμες βλαβών (ελαφριές, μέτριες, εκτεταμένες). Συγκεκριμένα, η στάθμη των ελαφρών βλαβών ορίζεται στο σημείο που θα βρεθεί τουλάχιστον μία πλαστική άρθρωση στην αστοχία, των μέτριων όταν βρεθεί τουλάχιστον το 5% αυτών και των εκτεταμένων όταν βρεθεί το 25%.

Το στατικό πρόγραμμα Fespa, διακόπτει αυτόματα την διαδικασία της στατικής ανελαστικής ανάλυσης Pushover όταν κρίνει ότι η κατασκευή δεν μπορεί να παραλάβει επιπλέον σεισμικά φορτία και μετακινήσεις. Σε αρκετές περιπτώσεις συνδυασμών φορτίσεων, το διάγραμμα της καμπύλης pushover και, συνεπώς, το παραγόμενο διάγραμμα της καμπύλης ικανότητας διακόπτονται προτού αστοχήσει το απαιτούμενο ποσοστό του 50% των πλαστικών αρθρώσεων της κατασκευής που αναφέρεται στην στάθμη των ολοκληρωτικών βλαβών. Αυτό αποτέλεσε αποτρεπτικό παράγοντα στο να παραχθούν καμπύλες τρωτότητας για την στάθμη αυτή, οι οποίες και παραλείπονται. Παρόλαυτα, οι μετακινήσεις στις οποίες το Fespa διακόπτει την διαδικασία της pushover παρουσιάζονται στα διαγράμματα των καμπυλών της pushover στον υφιστάμενο και στον ενισχυμένο φορέα.



Εικόνα 47. Διάγραμμα Συμπεριφοράς Πλαστικής Άρθρωσης

6.5 Κρίσιμες διατομές φορέα

Προκειμένου να υπολογίσουμε το ποσοστό των πλαστικών αρθρώσεων που αστοχούν στον υφιστάμενο φορέα, είναι απαραίτητο πρώτα να ορίσουμε τον αριθμό των συνολικών κρίσιμων διατομών του φορέα. Σε κάθε κύρια διεύθυνση ορίζονται ως κρίσιμες οι διατομές που συμμετέχουν κυρίως σε έναν συνδυασμό φόρτισης ως προς την διεύθυνση αυτή. Συνεπώς, για ένα συνδυασμό φόρτισης με κύρια διεύθυνση σεισμού κατά X, κρίσιμες διατομές αποτελούν οι δύο διατομές, αρχής και τέλους, του κάθε υποστυλώματος και οι δύο διατομές, αρχής και τέλους, κάθε δοκού η οποία είναι προσανατολισμένη παράλληλα προς την διεύθυνση X. Αντίστοιχα, για έναν σεισμικό συνδυασμό κατά την διεύθυνση Z, συμμετέχουν ως κρίσιμες όλες οι διατομές των υποστυλωμάτων και οι διατομές των δοκών που είναι προσανατολισμένες κατά την διεύθυνση

Ζ. Σημειώνεται ότι κρίσιμες διατομές σημειώνονται μόνο στα μέλη που έχουν χαρακτηριστεί ως κύρια και όχι στα δευτερεύοντα. Στην περίπτωση του υφιστάμενου φορέα, δεν έχουν χαρακτηριστεί μέλη ως δευτερεύοντα. Στον ενισχυμένο φορέα, όπως θα αναλυθεί και σε επόμενο κεφάλαιο, χαρακτηρίζονται ως δευτερεύουσες οι δοκοί που συντρέχουν στα ενισχυμένα υποστυλώματα και, συνεπώς, ορίζεται μικρότερος αριθμός κρίσιμων διατομών από τον υφιστάμενο φορέα.

6.6 Υπολογισμός Πιθανότητας Στάθμης Βλάβης

Οι καμπύλες τρωτότητας κατανέμουν την ζημιά στα τέσσερα επίπεδα, όπως αναφέραμε και παραπάνω: στην ελαφριά, στη μέτρια, στην εκτεταμένη και στην πλήρη ζημιά. Για μια δεδομένη τιμή φασματικής απόκρισης η πιθανότητα να έχουμε ένα συγκεκριμένο επίπεδο ζημιάς, ορίζεται ως η διαφορά των αθροιστικών πιθανοτήτων που αντιστοιχούν στο να φτάσουμε ή ακόμα και στο να υπερβούμε τα δύο αυτά διαδοχικά επίπεδα ζημιάς. Κάθε μία από αυτές τις καμπύλες καθορίζεται από μια διάμεση τιμή της φασματικής μετακίνησης, ($S_{d,ds}$) και από μια τυπική απόκλιση που σχετίζεται με το συγκεκριμένο επίπεδο ζημιάς.

Η πιθανότητα βλάβης της κατασκευής δίνεται από την συνάρτηση κατανομής πιθανότητας της λογαριθμοκανονικής κατανομής:

$$P[d_s / S_d] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \cdot \ln \left(\frac{S_d}{S_{d,ds}} \right) \right]$$

Όπου:

d_s η κάθε στάθμη βλάβης

$S_{d,ds}$ η διάμεση τιμή της φασματικής μετακίνησης

β_{ds} η τυπική απόκλιση του φυσικού λογαρίθμου της φασματικής μετακίνησης για την στάθμη βλάβης

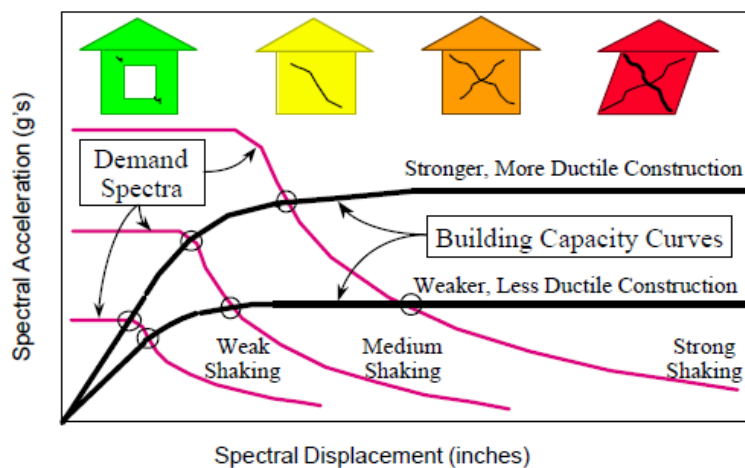
Φ η συνάρτηση κατανομής πιθανότητας της κανονικής κατανομής

Η τυπική απόκλιση του φυσικού λογαρίθμου μπορεί να λαμβάνει τιμές 0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.2 και αφήνεται στην κρίση του μελετητή.

6.7 Εύρεση πιθανότητας εμφάνισης βλαβών στην υπό μελέτη κατασκευή

Προκειμένου να εκτιμήσουμε τις πιθανοτικά εμφανιζόμενες βλάβες στην υπό μελέτη κατασκευή, αρκεί να ελεγχουμε τις αναπτυσσόμενες πιθανότητες στις καμπύλες τρωτότητας για τις δεδομένες στοχευόμενες μετακινήσεις της κατασκευής. Η απαιτούμενη μετακίνηση της κατασκευής καθορίζεται ως το σημείο τομής του φάσματος απαίτησης για τον σεισμό

που δρα και της καμπύλης ικανότητας του κτιρίου. Στο σχήμα που ακολουθεί φαίνονται ενδεικτικά τρία παραδείγματα φασμάτων απαίτησης για σεισμούς, που αντιστοιχούν σε αδύναμη, μέτρια και σε ισχυρή εδαφική κίνηση και δύο παραδείγματα καμπύλων ικανότητας που αντιπροσωπεύουν μια αδύναμη και μια ισχυρή κατασκευή. Όπως λοιπόν μπορούμε να δούμε και από το σχήμα, η ισχυρότερη και περισσότερο άκαμπτη κατασκευή μετατοπίζεται λιγότερο σε σχέση με αδύναμη και περισσότερο εύκαμπτη, αναφερόμενοι πάντα στο ίδιο σεισμικό φάσμα σχεδιασμού, ενώ αναμένουμε λιγότερες ζημιές για τα δομικά και για τα μη δομικά μέλη, τα ευπαθή στις μετακινήσεις. Επιπλέον, η ισχυρή και περισσότερο άκαμπτη κατασκευή επειδή η κίνηση της αντιστοιχεί σε μεγαλύτερα επίπεδα επιτάχυνσης αναμένονται περισσότερες ζημιές στα μη δομικά συστήματα, τα ευπαθή όμως στην επιτάχυνση.



Εικόνα 48. Παράδειγμα τομής διαγραμμάτων απαίτησης και καμπυλών ικανότητας 2 κτιρίων

7 Ανάπτυξη καμπύλων τρωτότητας της υφιστάμενης κατασκευής

Στην παράγραφο αυτή, παρατίθενται οι καμπύλες τρωτότητας που προέκυψαν από την μελέτη του υφιστάμενου φορέα της κατασκευής πριν τις ενισχύσεις. Χρησιμοποιήθηκε το 1^ο κριτήριο της μεθοδολογίας του HAZUS και παρατηρήθηκε η ανάπτυξη και η αστοχία των πλαστικών αρθρώσεων στις δύο κύριες διευθύνσεις X και Z του φορέα. Στην συνέχεια, με δεδομένες τις στοχευόμενες μετακινήσεις που έχουν προκύψει από την ανάλυση του φορέα προκύπτουν οι πιθανότητες υπέρβασης των σταθμών βλάβης, όπως ορίζονται από το HAZUS.

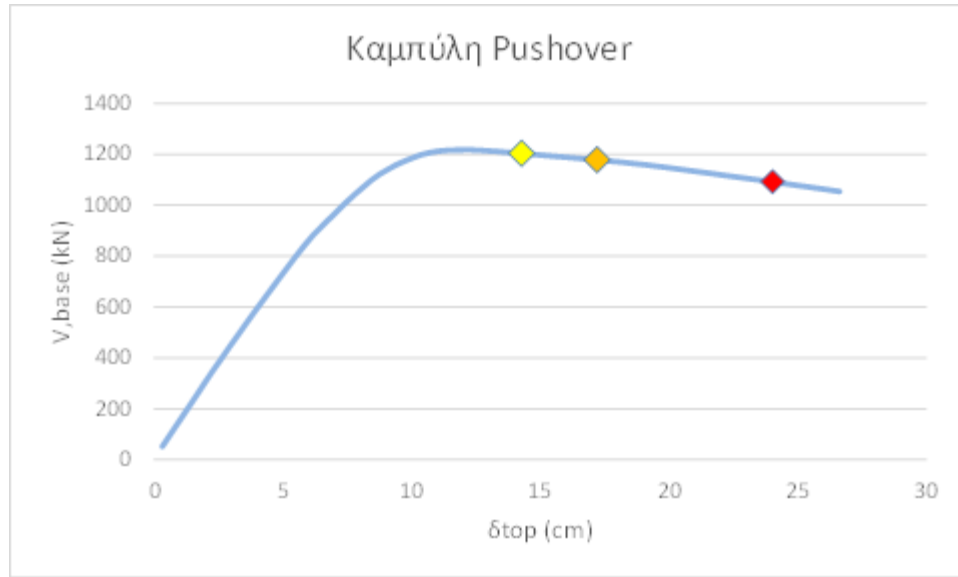
7.1 Κύρια διεύθυνση σεισμού κατά X

Κατά την κύρια διεύθυνση X του φορέα πριν από τις ενισχύσεις, αριθμούνται συνολικά 270 κρίσιμες διατομές. Από τα αντίστοιχα ποσοστά που θέτει το 1^ο κριτήριο του HAZUS, ορίζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων που πρέπει να αστοχήσουν προκειμένου να υπερβούμε την κάθε στάθμη βλάβης. Οι αριθμοί αυτοί παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Κρίσιμες Διατομές κατά την κύρια διεύθυνση X		
Συνολικά:		270
Στάθμη Βλάβης	Ποσοστό πλαστικών αρθρώσεων που αστοχούν	Αριθμός πλαστικών αρθρώσεων που αστοχούν
Ελαφρίες	≥ 0%	1
Μέτριες	≥ 5%	14
Εκτεταμένες	≥ 25%	68
Ολοκληρωτικές	≥ 50%	135

Πίνακας 26. Όρια των σταθμών βλάβης κατά την κύρια διεύθυνση X στον υφιστάμενο φορέα

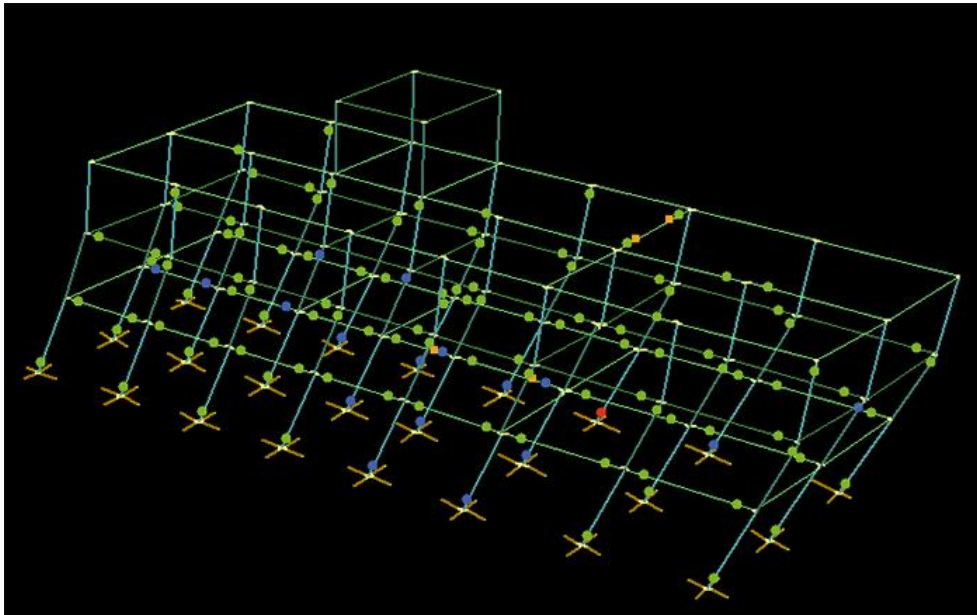
Στην διεύθυνση αυτή, μελετάμε τον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης που προκύπτει για **Ομοιόμορφη Φόρτιση (0° +30% · 90° - eZ)**. Ακολουθεί η καμπύλη Pushover στην οποία έχει σημειωθεί με κίτρινο το σημείο η στάθμη Ελαφρών Βλαβών, με πορτοκαλί σημείο η στάθμη των Μέτριων Βλαβών και με κόκκινο σημείο η στάθμη των Εκτεταμένων Βλαβών. Η καμπύλη δεν φτάνει μέχρι την αστοχία 135 πλαστικών αρθρώσεων και, συνεπώς, η στάθμη των Ολοκληρωτικών Βλαβών παραλείπεται.



Εικόνα 49. Καμπύλη Pushover Ομοιόμορφη Φόρτιση ($0^\circ +30\% \cdot 90^\circ - eZ$)

Ακολουθούν τα στιγμιότυπα παραμόρφωσης της κατασκευής για κάθε στάθμη βλάβης, οι φασματικές μετακινήσεις σε κάθε ένα από αυτά και ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων που αστοχούν.

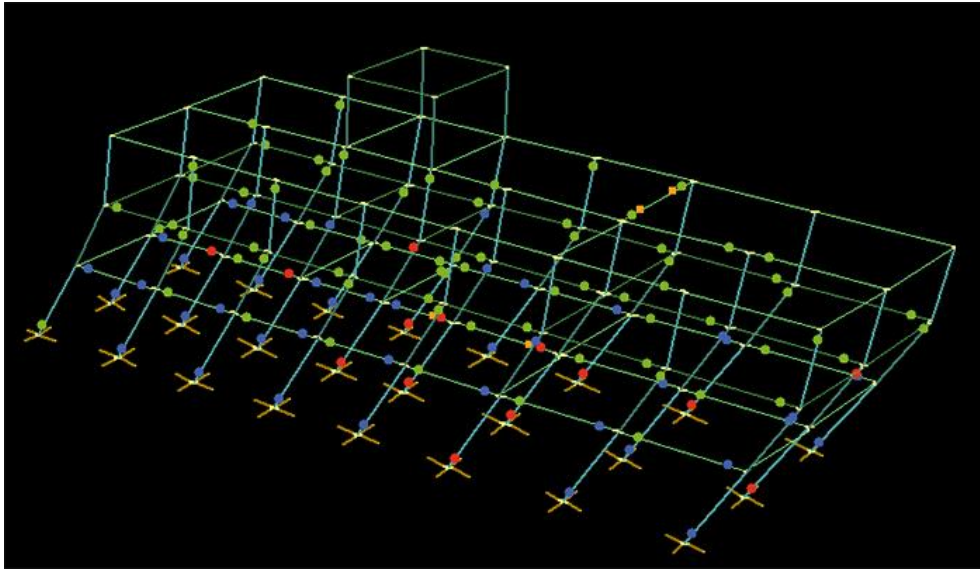
Ελαφρές Βλάβες – Slight Damage State:



Εικόνα 50. Βήμα Ανάλυσης Pushover κατά X Υφιστάμενου στην Στάθμη των Ελαφριών Βλαβών

Στην στάθμη αυτή, παρατηρείται φασματική μετακίνηση $S_d = 14.288$ cm και αστοχεί η πρώτη πλαστική άρθρωση της κατασκευής.

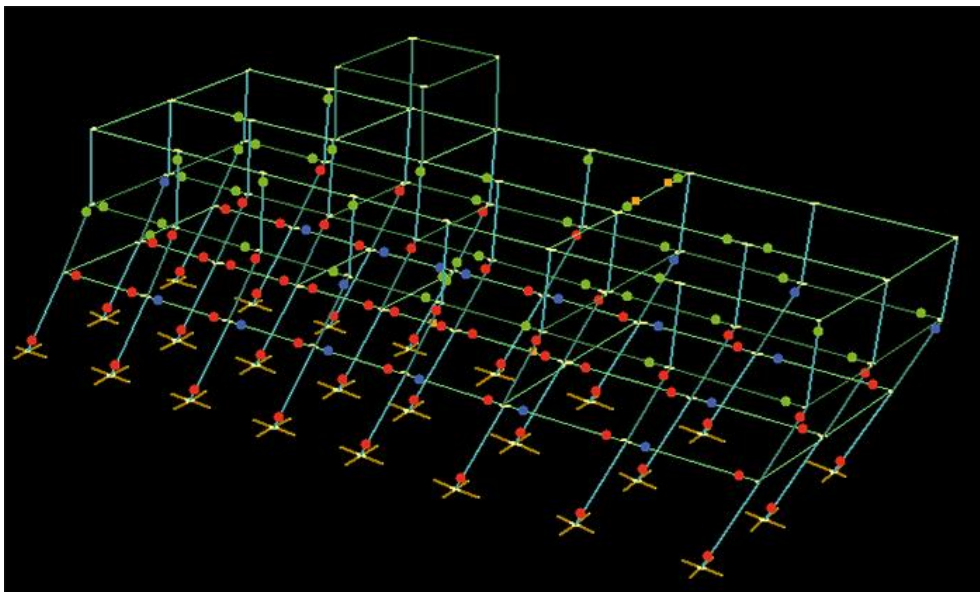
Μέτριες Βλάβες – Moderate Damage Step:



Εικόνα 51. Βήμα Ανάλυσης Pushover κατά Χ Υφιστάμενου στην Στάθμη των Μέτριων Βλαβών

Στην στάθμη αυτή, παρατηρείται φασματική μετακίνηση $S_d = 17.213$ cm και έχουν αστοχήσει 14 πλαστικές αρθρώσεις της κατασκευής.

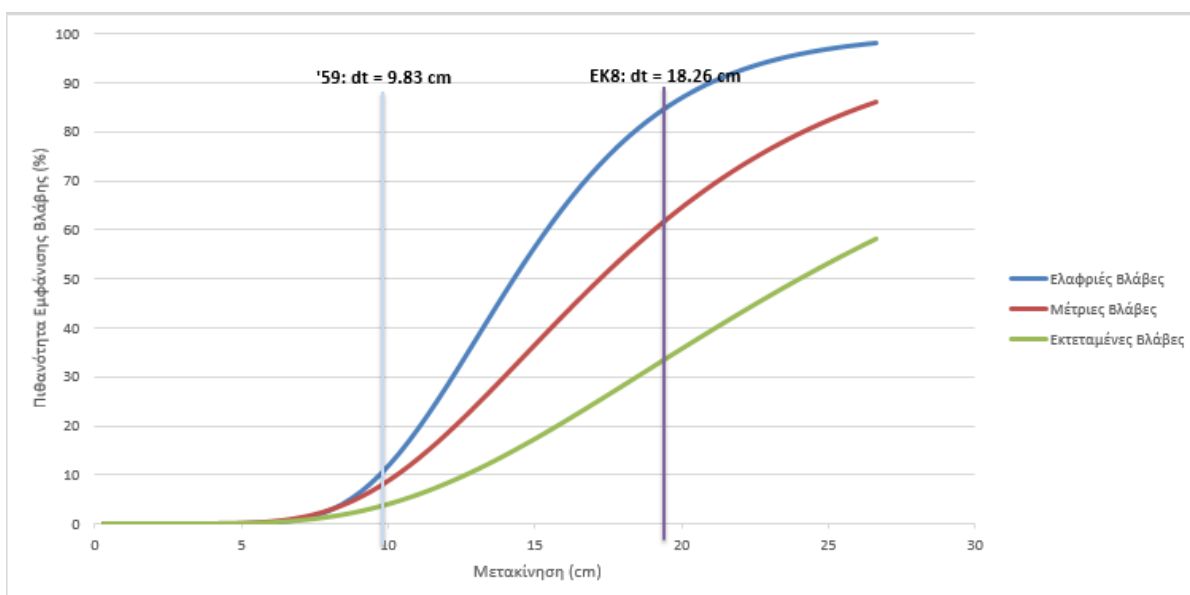
Εκτεταμένες Βλάβες – Extensive Damage State:



Εικόνα 52. Βήμα Ανάλυσης Pushover κατά Χ Υφιστάμενου στην Στάθμη των Εκτεταμένων Βλαβών

Στην στάθμη αυτή, παρατηρείται φασματική μετακίνηση $S_d = 24.038$ cm και έχουν αστοχήσει 68 πλαστικές αρθρώσεις της κατασκευής.

Με δεδομένα τις μέσες φασματικές μετακινήσεις σε κάθε στάθμη επιτελεστικότητας κατά HAZUS, είναι δυνατό να παραχθούν οι καμπύλες τρωτότητας του φορέα κατά την διεύθυνση X για την δεδομένη δυσμενή φόρτιση, εφαρμόζοντας τον τύπο της πιθανότητας βλάβης, όπως διατυπώθηκε στην προηγούμενη παράγραφο. Οι καμπύλες τρωτότητας παρουσιάζονται στο παρακάτω διάγραμμα.

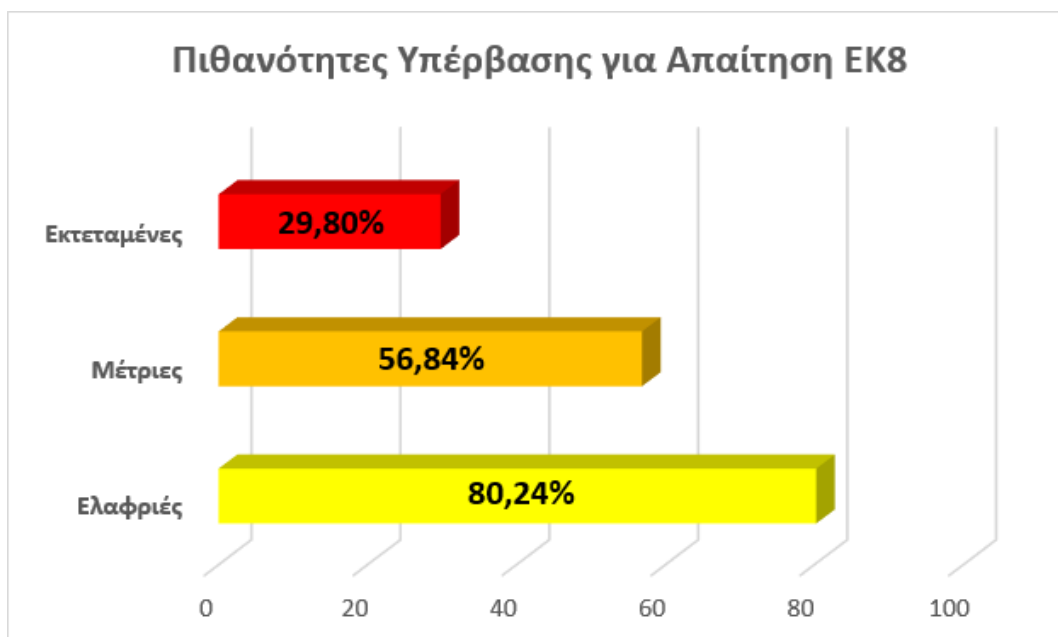


Εικόνα 53. Καμπύλες τρωτότητας Υφιστάμενου φορέα κατά την διεύθυνση X

Το Fespa κατά την επίλυση του φορέα διγραμμικοποιεί την καμπύλη ικανότητας και υπολογίζει την στοχευόμενη μετακίνηση για την απαίτηση του φάσματος του ΕΚ8 και του φάσματος του '59. Οι στοχευόμενες μετακινήσεις σημειώνονται στο παραπάνω σχήμα και χρησιμοποιούνται για να υπολογιστούν οι πιθανότητες για τις οποίες ο φορέας εισέρχεται σε κάθε μια από τις στάθμες βλάβης. Οι πιθανότητες αυτές παρουσιάζονται στους παρακάτω πίνακες και διαγράμματα.

Πιθανότητες Εμφάνισης Στάθμης Βλάβης	
Υφιστάμενος Φορέας / ΕΚ8	
Σεισμός κατά την διεύθυνση X	
Εκτεταμένες	29.80%
Μέτριες	56.84%
Ελαφριές	80.24%

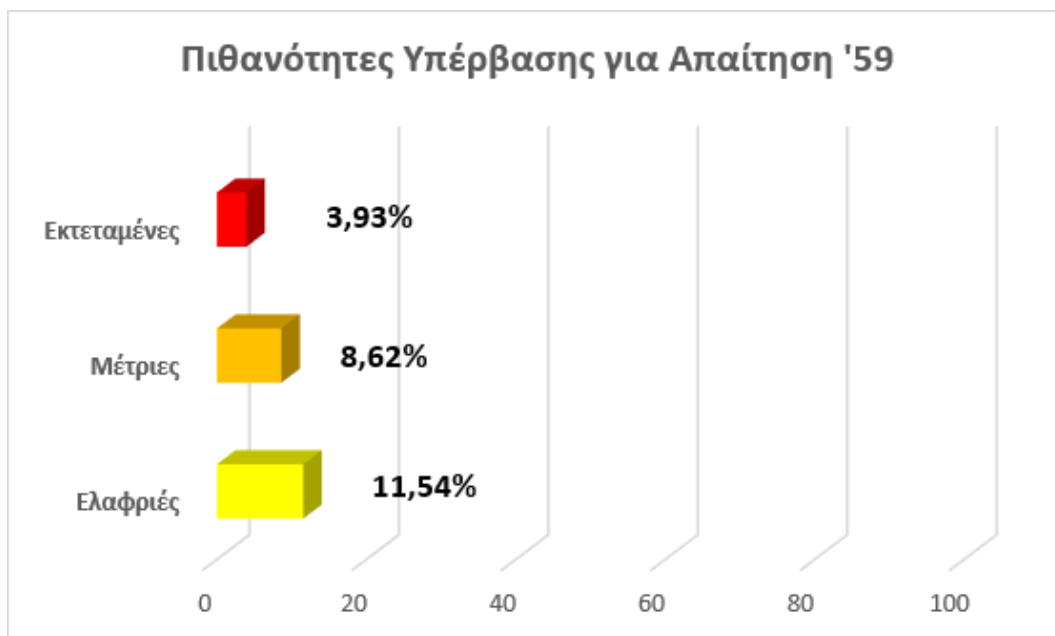
Πίνακας 27. Πιθανότητες Εμφάνισης Βλάβης Υφιστάμενου φορέα κατά την διεύθυνση X / Απαίτηση ΕΚ8



Εικόνα 54. Διάγραμμα Πιθανοτήτων Εμφάνισης Βλάβης Υφιστάμενου φορέα κατά την διεύθυνση Χ / Απαίτηση ΕΚ8

Πιθανότητες Εμφάνισης Στάθμης Βλάβης Υφιστάμενος Φορέας / Απαίτηση '59 Σεισμός κατά την διεύθυνση Χ	
Εκτεταμένες	11.54%
Μέτριες	8.62%
Ελαφριές	3.93%

Πίνακας 28. Πιθανότητες Εμφάνισης Βλάβης Υφιστάμενου φορέα κατά την διεύθυνση Χ / Απαίτηση '59



Εικόνα 55. Διάγραμμα Πιθανοτήτων Εμφάνισης Βλάβης Υφιστάμενου φορέα κατά την διεύθυνση X / Απαίτηση '59

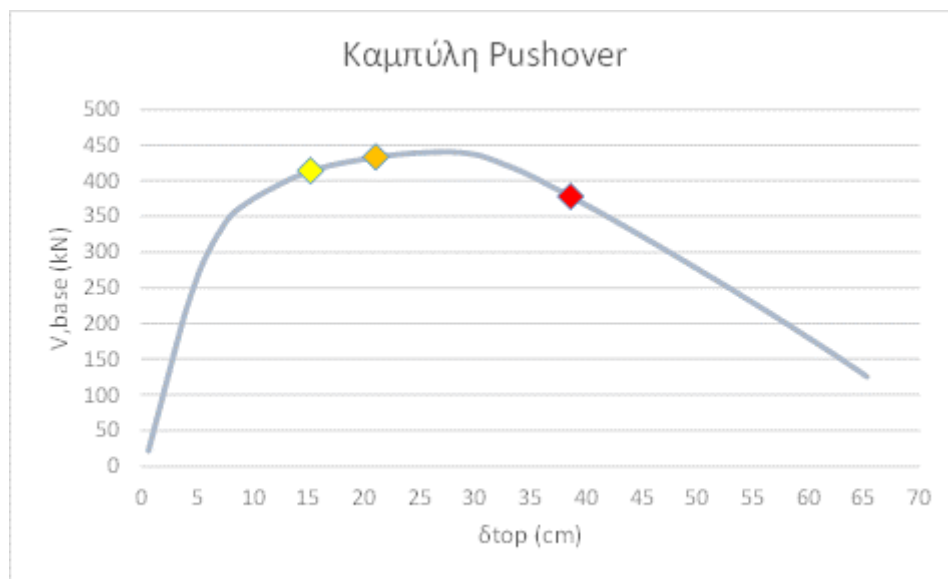
7.2 Κύρια διεύθυνση σεισμού κατά Z

Κατά την κύρια διεύθυνση Z του φορέα πριν από τις ενισχύσεις, αριθμούνται συνολικά 192 κρίσιμες διατομές. Από τα αντίστοιχα ποσοστά που θέτει το 1^ο κριτήριο του HAZUS, ορίζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων που πρέπει να αστοχήσουν προκειμένου να υπερβούμε την κάθε στάθμη βλάβης. Οι αριθμοί αυτοί παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Κρίσιμες Διατομές κατά την κύρια διεύθυνση Z		
Συνολικά:		192
Στάθμη Βλάβης	Ποσοστό πλαστικών αρθρώσεων που αστοχούν	Αριθμός πλαστικών αρθρώσεων που αστοχούν
Ελαφριές	≥ 0%	1
Μέτριες	≥ 5%	10
Εκτεταμένες	≥ 25%	48
Ολοκληρωτικές	≥ 50%	96

Πίνακας 29. Όρια των σταθμών βλάβης κατά την κύρια διεύθυνση Z στον υφιστάμενο φορέα

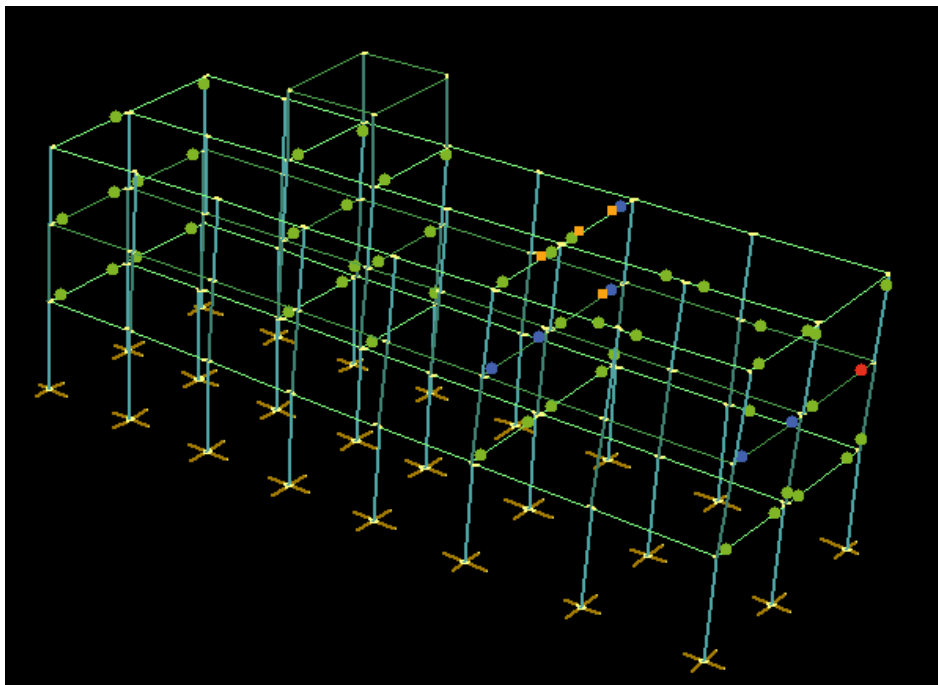
Στην διεύθυνση αυτή, μελετάμε τον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης που προκύπτει για **Ιδιομορφική Φόρτιση (270° -30% · 180° +eX)**. Ακολουθεί η καμπύλη Pushover στην οποία έχει σημειωθεί με κίτρινο το σημείο η στάθμη Ελαφριών Βλαβών, με πορτοκαλί σημείο η στάθμη των Μέτριων Βλαβών και με κόκκινο σημείο η στάθμη των Εκτεταμένων Βλαβών. Η καμπύλη δεν φτάνει μέχρι την αστοχία 96 πλαστικών αρθρώσεων και, συνεπώς, η στάθμη των Ολοκληρωτικών Βλαβών παραλείπεται.



Εικόνα 56. Καμπύλη Pushover Ιδιομορφική Φόρτιση (270° -30% · 180° +eX)

Ακολουθούν τα στιγμιότυπα παραμόρφωσης της κατασκευής για κάθε στάθμη βλάβης, οι φασματικές μετακινήσεις σε κάθε ένα από αυτά και ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων που αστοχούν.

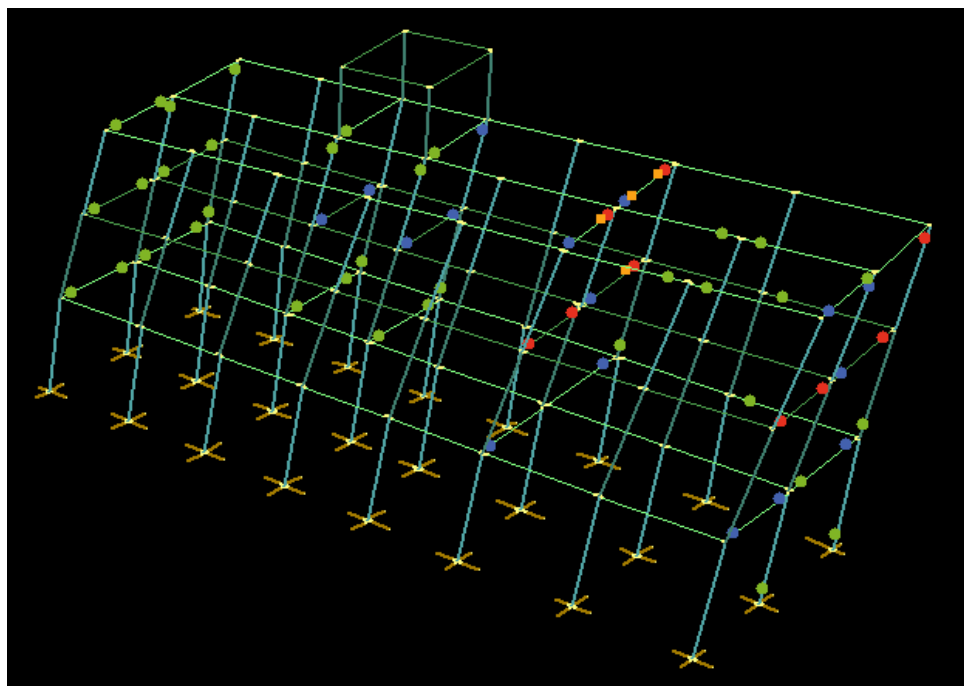
Ελαφρές Βλάβες – Slight Damage State:



Εικόνα 57. Βήμα Ανάλυσης Pushover κατά Z Υφιστάμενου στην Στάθμη των Ελαφριών Βλαβών

Στην στάθμη αυτή, παρατηρείται φασματική μετακίνηση $S_d = 11.478$ cm και αστοχεί η πρώτη πλαστική άρθρωση της κατασκευής.

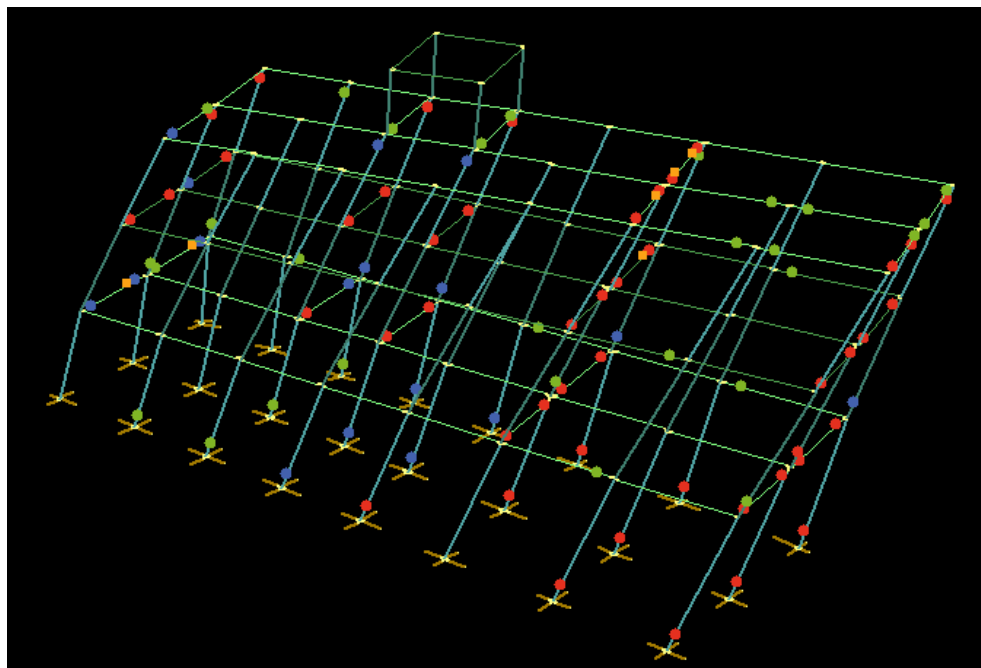
Μέτριες Βλάβες – Moderate Damage Step:



Εικόνα 58. Βήμα Ανάλυσης Pushover κατά Z Υφιστάμενου στην Στάθμη των Μέτριων Βλαβών

Στην στάθμη αυτή, παρατηρείται φασματική μετακίνηση $S_d = 15.883$ cm και έχουν αστοχήσει 10 πλαστικές αρθρώσεις της κατασκευής.

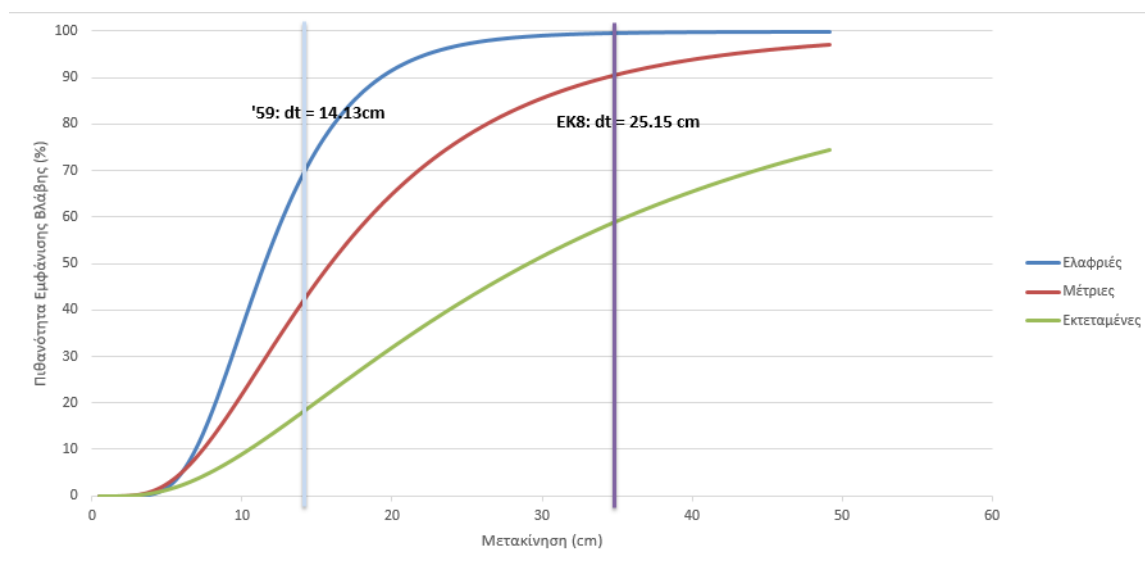
Εκτεταμένες Βλάβες – Extensive Damage State:



Εικόνα 59. Βήμα Ανάλυσης Pushover κατά Z Υφιστάμενου στην Στάθμη των Εκτεταμένων Βλαβών

Στην στάθμη αυτή, παρατηρείται φασματική μετακίνηση $S_d = 29.096$ cm και έχουν αστοχήσει 48 πλαστικές αρθρώσεις της κατασκευής.

Με δεδομένα τις μέσες φασματικές μετακινήσεις σε κάθε στάθμη επιτελεστικότητας κατά HAZUS, είναι δυνατό να παραχθούν οι καμπύλες τρωτότητας του φορέα κατά την διεύθυνση X για την δεδομένη δυσμενή φόρτιση, εφαρμόζοντας τον τύπο της πιθανότητας βλάβης, όπως διατυπώθηκε στην προηγούμενη παράγραφο. Οι καμπύλες τρωτότητας παρουσιάζονται στο παρακάτω διάγραμμα.

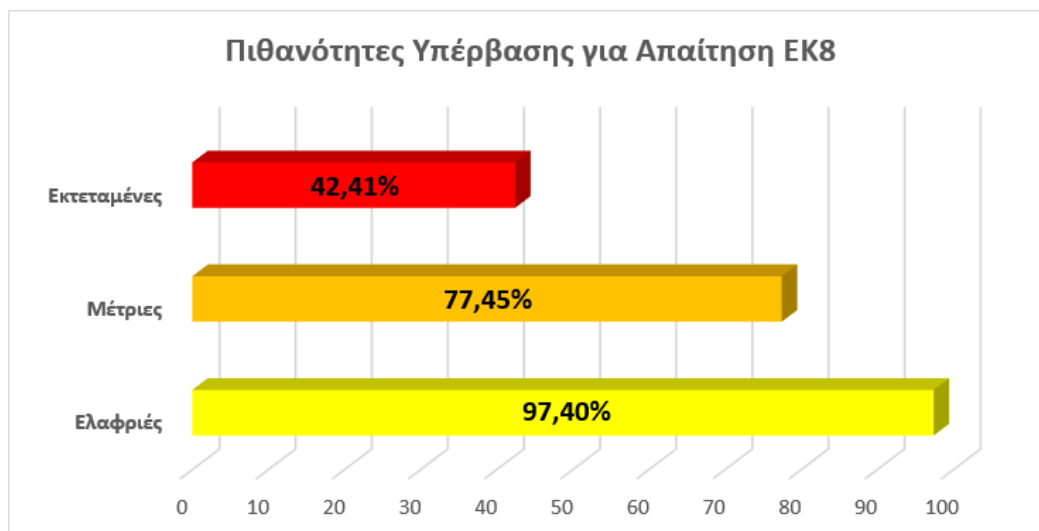


Εικόνα 60. Καμπύλες τρωτότητας Υφιστάμενου φορέα κατά την διεύθυνση Z

Το Fespa κατά την επίλυση του φορέα διγραμμικοποιεί την καμπύλη ικανότητας και υπολογίζει την στοχευόμενη μετακίνηση για την απαίτηση του φάσματος του ΕΚ8. Η στοχευόμενη μετακίνηση σημειώνεται στο παραπάνω σχήμα και χρησιμοποιείται για να υπολογιστούν οι πιθανότητες για τις οποίες ο φορέας εισέρχεται σε κάθε μια από τις στάθμες βλάβης. Οι πιθανότητες αυτές παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα και στο διάγραμμα.

Πιθανότητες Εμφάνισης Στάθμης Βλάβης Υφιστάμενος Φορέας / Απαίτηση ΕΚ8	
Σεισμός κατά την διεύθυνση Z	
Εκτεταμένες	42.41%
Μέτριες	77.45%
Ελαφριές	97.40%

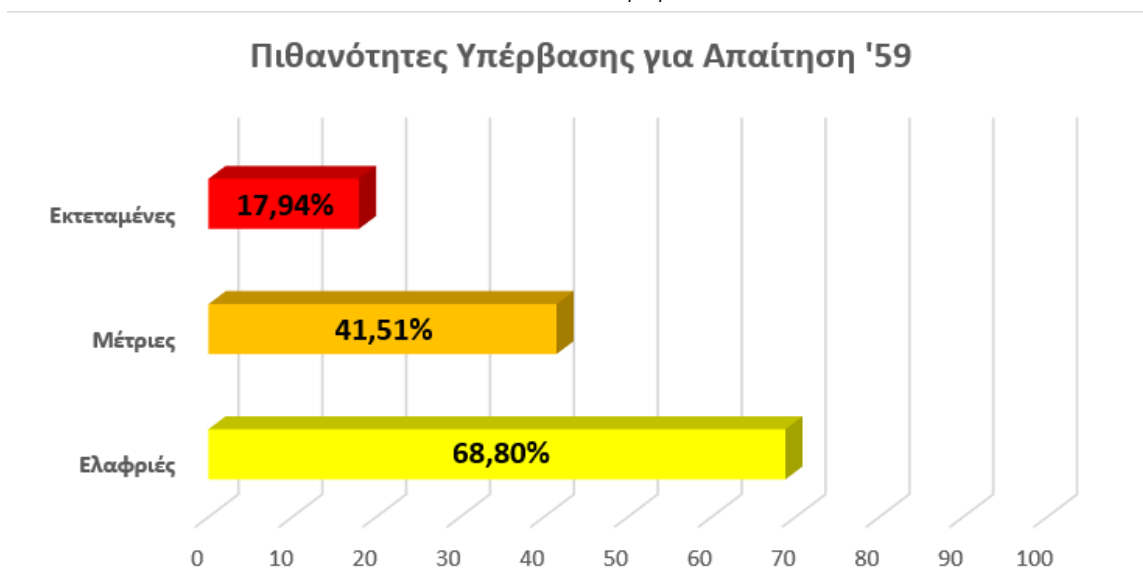
Πίνακας 30. Πιθανότητες Εμφάνισης Βλάβης Υφιστάμενου φορέα κατά την διεύθυνση Z / Απαίτηση ΕΚ8



Εικόνα 61. Διάγραμμα Πιθανοτήτων Εμφάνισης Βλάβης Υφιστάμενου φορέα κατά την διεύθυνση Z / Απαίτηση ΕΚ8

Πιθανότητες Εμφάνισης Στάθμης Βλάβης	
Υφιστάμενος Φορέας / Απαίτηση '59	
Σεισμός κατά την διεύθυνση Z	
Εκτεταμένες	17.94%
Μέτριες	41.51%
Ελαφριές	68.80%

Πίνακας 31. Πιθανότητες Εμφάνισης Βλάβης Υφιστάμενου φορέα κατά την διεύθυνση Z / Απαίτηση '59



Εικόνα 62. Διάγραμμα Πιθανοτήτων Εμφάνισης Βλάβης Υφιστάμενου φορέα κατά την διεύθυνση Z / Απαίτηση '59

8 Βασικές Αρχές Ενίσχυσης Κατασκευών

8.1 Εισαγωγή – Ορισμός Βασικών Εννοιών

Δομητική επέμβαση: η εργασία η οποία έχει ως αποτέλεσμα την στοχευόμενη μεταβολή των υφιστάμενων χαρακτηριστικών ενός στοιχείου ή δομήματος με αποτέλεσμα την τροποποίηση της απόκρισής του. Η δομητική επέμβαση μπορεί να λάβει την μορφή επισκευής ή ενίσχυσης ή και των δύο ταυτόχρονα

Επισκευή: η διαδικασία επέμβασης που πραγματοποιείται σε ένα δόμημα με βλάβες, η οποία αποκαθιστά τα προ βλάβης μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών στοιχείων του δομήματος και το επαναφέρει στην αρχική φέρουσα ικανότητά του.

Ενίσχυση: η διαδικασία επέμβασης που μπορεί να πραγματοποιηθεί σε ένα δόμημα με ή χωρίς βλάβες, η οποία αυξάνει τη φέρουσα ικανότητα ή πλαστιμότητα του στοιχείου ή φορέα σε στάθμη υψηλότερη από αυτήν του σχεδιασμού

Στρατηγικές επεμβάσεων: η βασική προσέγγιση για τη βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής. Διακρίνονται σε τεχνικής και διαχειριστικής φύσης. Οι στρατηγικές τεχνικής φύσης περιλαμβάνουν επεμβάσεις στο φέροντα οργανισμό για τη διόρθωση ενδεχόμενων ατελειών, στην αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής, στην αύξηση της ικανότητας ανάληψης παραμορφώσεων, στην αύξηση της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας και στη μείωση της σεισμικής απαίτησης. Οι στρατηγικές διαχειριστικής φύσης αναφέρονται σε μία πιθανή αλλαγή χρήσης, στην κατεδάφιση, στην προσωρινή ενίσχυση και στην προοδευτική εφαρμογή των επεμβάσεων.

Κριτήρια σχεδιασμού: συμπεριλαμβάνουν τις απαιτήσεις του εκάστοτε ισχύοντος κανονισμού. Αφορούν στο ποσό της αντοχής, της δυσκαμψίας ή της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας που πρέπει να προστεθεί στο δόμημα, ώστε να ικανοποιηθούν οι απαιτήσεις της επιλεγείσας στάθμης επιτελεστικότητας.

Συστήματα επεμβάσεων: η συγκεκριμένη μέθοδος επεμβάσεων που χρησιμοποιείται για την επίτευξη της στρατηγικής που έχει επιλεγεί. Τα συστήματα επεμβάσεων εξασφαλίζουν επαρκή σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής μέσω της αύξησης της αποδοτικότητας του συστήματος ανάληψης των σεισμικών φορτίων. Διακρίνονται τέσσερις στρατηγικές αντισεισμικής ενίσχυσης ανάλογα με την επιδιωκόμενη σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής:

- Τοπικές επεμβάσεις στο φορέα.
- Αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της κατασκευής.
- Αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης της κατασκευής.
- Μείωση της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής (π.χ. σεισμική μόνωση).

Συντελεστές μονολιθικότητας: είναι διορθωτικοί συντελεστές που εκφράζουν την αβεβαιότητα στην προσομοίωση των διατομών που υφίστανται την επέμβαση. Συσχετίζουν τα πραγματικά χαρακτηριστικά απόκρισης της επισκευασμένης ή ενισχυμένης διατομής με τα αντίστοιχα μιας

μονολιθικής διατομής. Διακρίνονται σε συντελεστές μονολιθικότητας δυσκαμψίας k_k και σε συντελεστές μονολιθικότητας αντοχής k_r .

8.2 Διαστασιολόγηση επεμβάσεων

Η αλληλεπίδραση μεταξύ του υφιστάμενου και του νέου στοιχείου επηρεάζει καθοριστικά το αποτέλεσμα της διαδικασίας της επέμβασης. Η απόκριση της διεπιφάνειας αυτής συνδέεται άμεσα με την συσχέτιση της ολίσθησης κατά μήκος των δύο στοιχείων και του διατμητικού φορτίου. Η συσχέτιση αυτή μπορεί να προσεγγιστεί ικανοποιητικά με την μέθοδο μονολιθικής συμπεριφοράς. Στην μέθοδο αυτή, χρησιμοποιούνται συντελεστές μονολιθικότητας οι οποίου τροποποιούν μειωτικά την αντοχή και την δυσκαμψία του σύνθετου στοιχείου. Συνεπώς, οι συντελεστές αυτοί είναι μικρότεροι της μονάδας. Η επιλογή των συντελεστών μονολιθικότητας προκύπτει από πειραματικά δεδομένα. Συνήθως, $k_k < k_r$, δηλαδή η μορφή της διεπιφάνειας επηρεάζει περισσότερο την δυσκαμψία του σύνθετου στοιχείου παρά την αντοχή του.

8.2.1 Συντελεστές μονολιθικότητας δυσκαμψίας

Αναφέρονται στην απομείωση των αδρανειακών χαρακτηριστικών της σύνθετης διατομής που προκύπτει μετά την επέμβαση ως προς τα αντίστοιχα της ίδιας διατομής θεωρούμενης ως μονολιθικής. Δηλαδή ορίζονται ως:

$$k_k = \frac{\text{Δυσκαμψία σύνθετης διατομής}}{\text{Δυσκαμψία "ίδιας" μονολιθικής διατομής}} \leq 1$$

Μικρότεροι συντελεστές μονολιθικότητας k_k συνεπάγονται μείωση των εντατικών μεγεθών που αναλαμβάνουν τα επισκευασμένα ή ενισχυόμενα στοιχεία, ενώ παράλληλα αυξάνουν τα εντατικά μεγέθη που καλούνται να αναλάβουν τα υπόλοιπα.

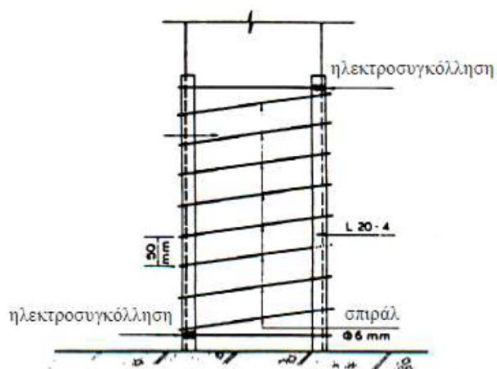
8.2.2 Συντελεστές μονολιθικότητας αντοχής

Αναφέρονται στην απομείωση της αντοχής, δηλαδή της ικανότητας παραλαβής αξονικού, διατμητικού ή καμπτικού φορτίου, της σύνθετης διατομής ως προς την αντίστοιχη της ίδιας διατομής θεωρούμενης ως μονολιθικής. Δηλαδή ορίζονται ως:

$$k_r = \frac{\text{Αντοχή σύνθετης διατομής}}{\text{Αντοχή "ίδιας" μονολιθικής διατομής}} \leq 1$$

8.3 Μέθοδος Ενίσχυσης Υποστυλωμάτων

Στην υπό μελέτη κατασκευή, δεν παρατηρήθηκαν σημαντικές βλάβες στον φέροντα οργανισμό και, συνεπώς, οι επεμβάσεις περιορίστηκαν κυρίως σε ενισχύσεις και όχι σε επισκευές. Μάλιστα, οι ενισχύσεις που πραγματοποιήθηκαν αφορούν τα υποστυλώματα της κατασκευής. Τα θεωρητικά στοιχεία που παρατίθενται παρακάτω αφορούν ενισχύσεις σε υποστυλώματα. Ενίσχυση σε υποστυλώματα μπορεί να πραγματοποιηθεί με αύξηση της διατομής, με μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή, με περίσφιγξη του υφιστάμενου στοιχείου, με εφαρμογή μεταλλικού κλωβού.



Εικόνα 63. Περίσφιγξη υποστυλώματος με σπειροειδή οπλισμό (αριστερά) και επέμβαση με μεταλλικό κλωβό για προσωρινή ανάληψη κατακόρυφων φορτίων (δεξιά)

Παρακάτω αναλύεται η μέθοδος ενίσχυσης υποστυλωμάτων με μανδύες η οποία και εφαρμόστηκε.

8.3.1 Ενίσχυση υποστυλωμάτων με αύξηση της διατομής

Η τεχνική της κατασκευής μανδύων σε υποστυλώματα οπλισμένου σκυροδέματος είναι η πλέον αποτελεσματική μέθοδος αύξησης της αντοχής, δυσκαμψίας και πλαστιμότητάς τους. Η τεχνική περιλαμβάνει την αύξηση της διατομής του υποστυλώματος με νέο σκυρόδεμα και νέους διαμήκεις και εγκάρσιους οπλισμούς περιμετρικά. Ο μανδύας μπορεί να εκτείνεται είτε σε όλο το μήκος του υποστυλώματος (ολικός μανδύας) είτε σε ένα μόνο τμήμα του (τοπικός μανδύας). Επιπλέον, ο μανδύας μπορεί να περιβάλλει ολόκληρη τη διατομή (κλειστός μανδύας) ή τμήμα αυτής (ανοιχτός μανδύας) σε περιπτώσεις υποστυλωμάτων ευρισκόμενα στα όρια με άλλη οικοδομή.

8.3.2 Είδη μανδυών οπλισμένου σκυροδέματος

Τα είδη των μανδυών που χρησιμοποιούνται για την ενίσχυση υποστυλωμάτων είναι:

- **Μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα.** Έγχυτο σκυρόδεμα χρησιμοποιείται όταν ο μανδύας που πρόκειται να κατασκευαστεί έχει πάχος μεγαλύτερο από 8cm. Για τη σκυροδέτηση του μανδύα απαιτείται η χρήση ξυλότυπου.
- **Μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.** Η κατασκευή μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα αποτελεί τη συνηθέστερη πρακτική για την περίπτωση που το συνολικό πάχος του μανδύα δεν υπερβαίνει τα 10cm. Αν και δεν απαιτείται ξυλότυπος, ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στην εξασφάλιση της κατακόρυφης επιφάνειας του μανδύα.
- **Μανδύες από σκυροτσιμεντόπηγμα.** Το κυριότερο πλεονέκτημα αυτού του είδους των μανδυών είναι η εύκολη σκυροδέτηση ακόμα και παρουσία πυκνού διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού.
- **Μανδύες από ειδικά σκυροδέματα ή τσιμεντοκονιάματα.** Με τη χρησιμοποίηση ειδικών σκυροδεμάτων ή τσιμεντοκονιαμάτων είναι δυνατόν να υλοποιηθούν μανδύες εξαιρετικά μικρού πάχους. Τέτοιου είδους μανδύες έχουν συνήθως υψηλά κόστη κατασκευής.

8.3.3 Διαδικασία κατασκευής μανδυών

Η συνήθης διαδικασία που ακολουθείται για την κατασκευή των μανδυών υποστυλωμάτων είναι η παρακάτω:

- Αποφόρτιση και υποστύλωση δοκών και πλακών που συντρέχουν στο προς ενίσχυση υποστύλωμα.
- Καθαίρεση του αποδιοργανωμένου σκυροδέματος του υποστυλώματος. Αποκάλυψη, έλεγχος και επισκευή ή αντικατάσταση υφιστάμενου διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού σε περίπτωση βλάβης
- Διάνοιξη και προετοιμασία οπών στις θέσεις αγκύρωσης νέων ράβδων οπλισμού και στις θέσεις που προβλέπονται βλήτρα. Οι πρόσθετοι διαμήκεις οπλισμοί αγκυρώνονται στις εκατέρωθεν δοκούς και πλάκες.
- Εκτράχυνση της επιφάνειας του σκυροδέματος σε βάθος 6mm με κατάλληλο μηχανικό εξοπλισμό, έτσι ώστε να απομακρυνθεί η εξωτερική επιδερμική στρώση τσιμεντοπολτού και να αποκαλυφθούν τα αδρανή.
- Καθαρισμός της εκτραχυμένης επιφάνειας με αέρα υπό πίεση και του εσωτερικού των οπών με αναρρόφηση από τον πυθμένα.
- Αγκύρωση μηχανικών ή χημικών βλήτρων (εάν προβλέπονται).
- Τοποθέτηση και ηλεκτροσυγκόλληση των χαλύβδινων παρεμβλημάτων σύνδεσης παλαιών και νέων οπλισμών (αναρτήρες), εάν προβλέπονται συγκολλήσεις.
- Τοποθέτηση νέων πυκνών συνδετήρων.

- Τελικός καθαρισμός των επιφανειών με αέρα και νερό υπό πίεση.
- Τοποθέτηση ξυλότυπου.
- Διαβροχή παλαιού σκυροδέματος, τουλάχιστον 6 ώρες πριν τη σκυροδέτηση του νέου και διαβροχή ξυλότυπου και αδρανών εάν πρόκειται για την περίπτωση του σκυροτσιμεντοπήγματος.
- Διάστρωση σκυροδέματος για τη δημιουργία μανδύα. Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται εάν χρησιμοποιηθεί εκτοξευόμενο σκυρόδεμα λόγω μεγαλύτερης συστολής ξήρανσης.

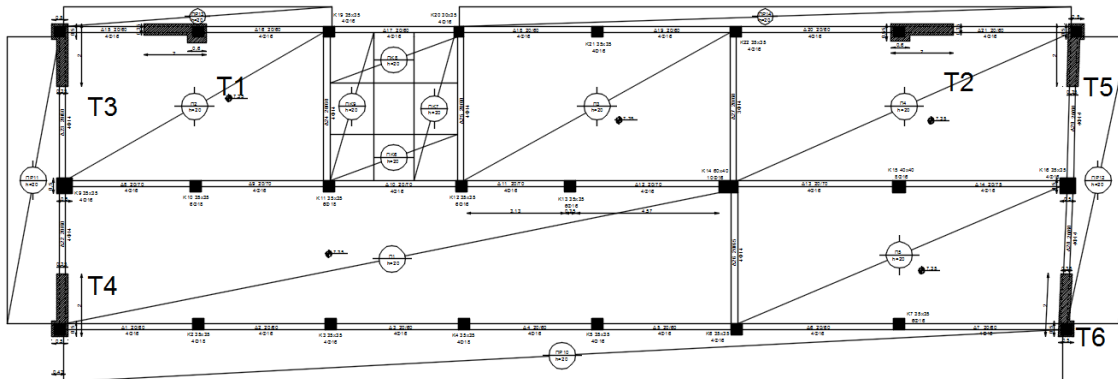
9 Ενίσχυση φορέα

Τα αποτελέσματα των μεθόδων αποτίμησης του υφιστάμενου φορέα αποδεικνύουν ότι ο φορέας χρήζει ενίσχυσης προκειμένου να βελτιωθεί η σεισμική. Στόχος των ενισχύσεων που έχουν εφαρμοστεί αποτελεί η ικανότητα να αναλαμβάνει με ασφάλεια τα στατικά και σεισμικά φορτία που όριζε ο αντισεισμικός κανονισμός του '59.

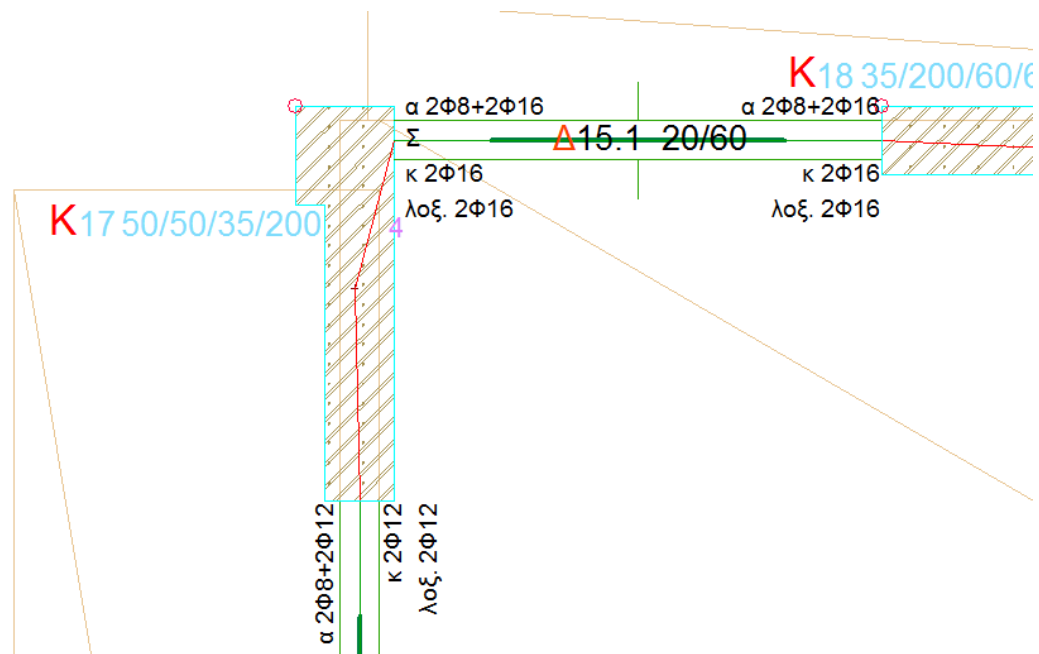
9.1 Εφαρμοζόμενες ενισχύσεις

Οι ενισχύσεις που εφαρμόστηκαν στην υπό μελέτη κατασκευή αποσκοπούσαν στην ανάρτηση του στροφικού χαρακτήρα, των ανεπαρκειών σε κάμψη και των κοντών υποστρωμάτων.

- Κατασκευή έξι (6) τοιχωμάτων από σπλισμένο σκυρόδεμα στις θέσεις και με διαστάσεις που αναγράφονται στις θέσεις των υποστρωμάτων K1 (τοιχώμα T4), K8 (τοιχώμα T6), K17 (τοιχώμα T3), K18 (τοιχώμα T1), K23 (τοιχώμα T2) και K24 (τοιχώμα T5). Τα τοιχώματα εκτείνονται σε όλο το ύψος του κτιρίου.

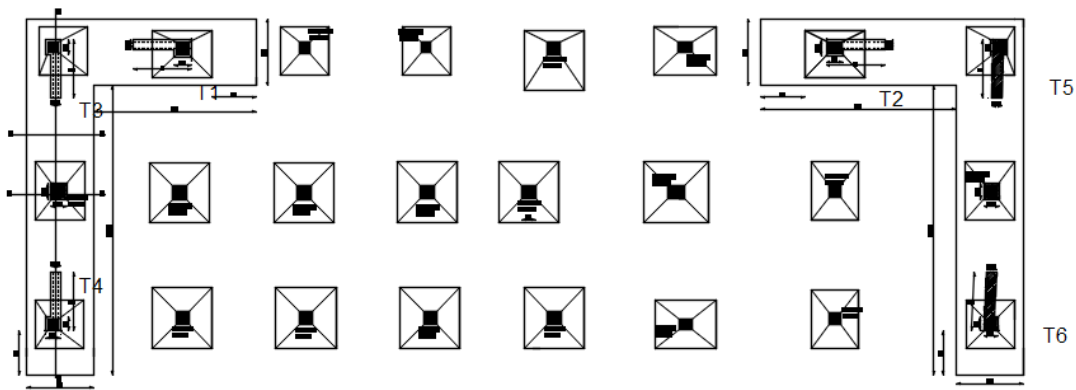


Εικόνα 64. Ξυλότυπος οροφής 1^{ου} ενισχυμένου φορέα



Εικόνα 65. Λεπτομέρεια Τοιχώματος T3

- Κατασκευή της θεμελίωσης των νέων τοιχωμάτων . Τα νέα τοιχώματα που περιγράφονται παραπάνω εδράζονται σε πεδילוδοκούς



Εικόνα 66. Ξυλότυπος θεμελίωσης ενισχυμένου φορέα

- Ενίσχυση των υποστυλωμάτων K9 και K16 με μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 7.5cm σε όλο του ύψος τους και αντίστοιχη ενίσχυση των θεμελίων τους.
- Ενίσχυση των υποστυλωμάτων K6, K20 και K21 του ισογείου, K21 του α' ορόφου και K20, K21 και K22 του β' ορόφου με δύο στρώσεις ανθρακοϋφασμάτων τύπου GV330 HT της ΒΕΤΟΝΤΕΧ σε όλο το ύψος τους

Τα υλικά των ενισχύσεων δηλαδή των τοιχωμάτων, της θεμελίωσης καθώς και του μανδύα εκτοξευόμενου σκυροδέματος είναι σκυρόδεμα ποιότητας C25/30 και χάλυβας οπλισμού B500C.

10 Ελαστικές αναλύσεις ενισχυμένου κτιρίου

10.1 Ιδιομορφική Ανάλυση Ενισχυμένου Φορέα

Προκειμένου να πραγματοποιηθεί η αποτίμηση του ενισχυμένου φορέα απαιτείται μία προκαταρκτική ιδιομορφική ανάλυση του κτιρίου. Η ιδιομορφική ανάλυση πραγματοποιήθηκε στις δύο διευθύνσεις X και Z με σκοπό να προσδιοριστούν τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής και να ελεγχθεί η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών στην συμπεριφορά της. Ανάλογα με την ιδιομορφική ανάλυση του φορέα πριν από τις αναλύσεις, η μέθοδος επίλυσης του χωρικού πλαισίου που επιλέχθηκε ήταν η δυναμική με μετατόπιση μαζών.

Στο Fespa πραγματοποιήθηκε ιδιομορφική ανάλυση του χωρικού πλαισίου της κατασκευής για μετάθεση μάζας κατά τις φορές +X, -X, +Z, -Z. Οι ιδιοπερίοδοι που προκύπτουν από αυτές τις αναλύσεις είναι προσεγγιστικά ίσες. Για λόγο συντομίας, παρατίθενται τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης για μετάθεση κατά +X.

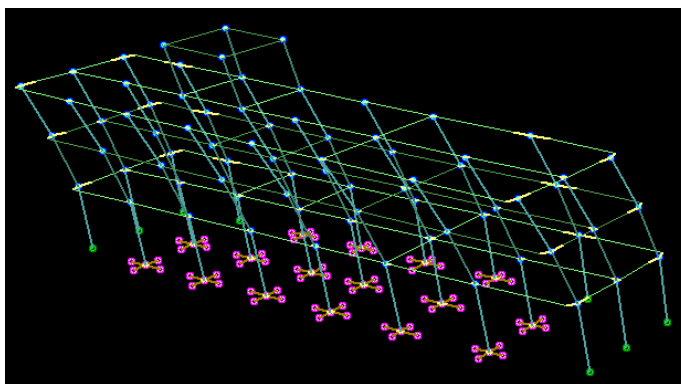
Μετάθεση Μάζας κατά +X

Ιδιομορφή	Κυκλ.συχνότητα	Συχνότητα	Ιδιοπερίοδος (T)	X-διεύθ.	Z-διεύθ.	X-ολική	Z-ολική
	[rad/sec]	[hz]	[sec]	[%]	[%]	[%]	[%]
1	9.9486	1.5834	0.6316	0.051	74.52	0.051	74.52
2	11.5676	1.841	0.5432	77.64	0.137	77.692	74.657
3	14.2603	2.2696	0.4406	1.785	0.736	79.477	75.393
4	25.1798	4.0075	0.2495	0.002	0.66	79.479	76.052
5	26.4946	4.2167	0.2372	1.098	0.004	80.577	76.057
6	27.1222	4.3166	0.2317	0.012	0.535	80.589	76.592
7	43.737	6.9609	0.1437	15.921	0.035	96.51	76.627
8	49.9871	7.9557	0.1257	0.019	19.269	96.529	95.895
9	75.2576	11.9776	0.0835	2.298	0.152	98.827	96.048
10	77.6574	12.3595	0.0809	0.375	0.194	99.202	96.241
11	84.4882	13.4467	0.0744	0.139	2.594	99.341	98.836
12	127.325	20.2644	0.0493	0.017	0.013	99.358	98.849
13	136.3474	21.7003	0.0461	0.137	0.073	99.495	98.922
14	139.644	22.225	0.045	0.008	0.003	99.503	98.925
15	143.0133	22.7612	0.0439	0	0.001	99.503	98.926
16	144.2969	22.9655	0.0435	0	0	99.503	98.926

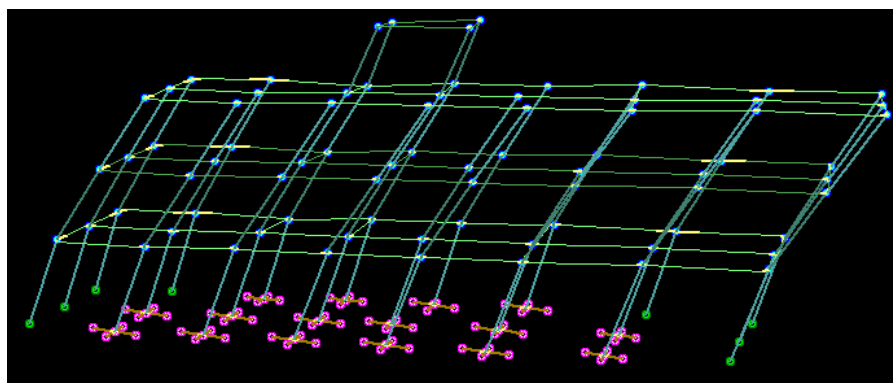
Πίνακας 32. Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης ενισχυμένου φορέα με μετάθεση κατά +X

Παρατηρείται ότι για μετάθεση του κέντρου μάζας κατά +X, η 1^η ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο $T = 0.632$ sec είναι μεταφορική κατά τον άξονα Z με ποσοστό ταλαντούμενης μάζας 74.52% ενώ η 2^η ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο $T = 0.543$ sec είναι μεταφορική κατά τον άξονα X με ποσοστό ταλαντούμενης μάζας 77.64%.

Για σεισμική δράση κατά την διεύθυνση X, λαμβάνονται υπόψη οι 7 πρώτες ιδιομορφές, καθώς το άθροισμα των ιδιομορφικών μαζών τους είναι μεγαλύτερο του 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας. Αναλόγως, για σεισμική δράση κατά την διεύθυνση Z, λαμβάνονται υπόψη οι 8 πρώτες ιδιομορφές.



Εικόνα 67. 1^η Ιδιομορφή Ενισχυμένου για μετάθεση KM κατά +X



Εικόνα 68. 2^η Ιδιομορφή Ενισχυμένου για μετάθεση KM κατά +X

10.2 Προκαταρκτική στατική ανάλυση ενισχυμένου φορέα

Προκειμένου να προσδιοριστεί το μέγεθος και η κατανομή των απαιτήσεων ανελαστικής συμπεριφοράς στα πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία του ενισχυμένου πλέον, απαιτείται μια προκαταρκτική ελαστική ανάλυση του κτιρίου, έτσι ώστε για κάθε στοιχείο του να υπολογισθούν εκ νέου οι δείκτες ανεπάρκειας .

10.2.1 Αποτελέσματα προκαταρκτικής στατικής ανάλυσης ενισχυμένου

Έλεγχος μορφολογικής κανονικότητας [ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.5.1.2.γ]

Όροφος k [/]	Υψόμετρο [m]	Μέσο λk [/]	λk/λk-1 [/]	[/]	Όριο [/]	λk/λk+1 [/]	[/]	Όριο [/]
1	4,00	2,14	-	-	-	1,64	>?	1,50
2	7,35	1,31	1,64	>?	1,50	1,24	<	1,50
3	10,65	1,63	1,24	<	1,50	Inf	>?	1,50
4	13,65	0,00	(λk<1)	-	-	(λk<1)	-	-

Σημείωση: Το κτίριο περιέχει καμπτοδιατμητικώς ασθενή όροφο και συνεπώς δεν είναι μορφολογικά κανονικό (ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.5.1.2(γ))

Έλεγχος προϋποθέσεων εφαρμογής ελαστικής δυναμικής ανάλυσης [ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.6.1]

Όροφος k [/]	Υψόμετρο [m]	Υποστ. [λ<=2.5]	Υποστ. [λ>2.5]	Δοκοί [λ<=2.5]	Δοκοί [λ>2.5]	Σύνολο [λ<=2.5]	Σύνολο [λ>2.5]
1	4,00	23 95.8%	1 4.2%	15 65.2%	8 34.8%	38 80.9%	9 19.1%
2	7,35	23 95.8%	1 4.2%	14 60.9%	9 39.1%	37 78.7%	10 21.3%
3	10,65	20 83.3%	4 16.7%	17 73.9%	6 26.1%	37 78.7%	10 21.3%
4	13,65	0 0.0%	0 0.0%	0 0.0%	0 0.0%	0 0.0%	0 0.0%
Σύνολο	-	66 91.7%	6 8.3%	46 66.7%	23 33.3%	112 79.4%	29 20.6%

Σημείωση: Το κτίριο δεν είναι μορφολογικά κανονικό και υπάρχει κύριο στοιχείο όπου λ>2.5. (ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.6.1(α))

Πίνακας 33. Αποτελέσματα προκαταρκτικής ελαστικής στατικής ανάλυσης ενισχυμένου

Όπως επισημαίνεται και στα παραπάνω αποτελέσματα, κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., ο ενισχυμένος φορέας περιέχει ένα καμπτοδιατμητικώς ασθενή όροφο αρά δεν μπορεί να χαρακτηριστεί ως μορφολογικά κανονικός. Επίσης, ένα μεγάλο ποσοστό των δεικτών ανεπάρκειας του κτιρίου υπερβαίνουν την τιμή 2.5. Συνέπως, κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.6.1(β), η εφαρμογή της ελαστικής δυναμικής μεθόδου θα εφαρμοστεί μόνο για σκοπούς αποτίμησης.

10.3 Ελαστική Δυναμική Ανάλυση Ενισχυμένου Φορέα

10.3.1 Αποτελέσματα δυναμικής ελαστικής ανάλυσης ενισχυμένου φορέα – Σεισμός '59

Παρακάτω παρατίθενται σε μορφή πίνακα οι λόγοι ανεπάρκειας της ενισχυμένης κατασκευής, όπως εξάγονται από το Fespa, για τον σεισμό του '59.

Μέλος, άκρο, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	SD		NC	
	λ	m	λ	m
Δ1.1(0), 1(0), κ	1,02!	5.17	0.98	6.90
Δ1.1(0), 9(0), κ	0.21	5.17	0.17	6.90
Δ2.1(0), 9(0), κ	0.35	4.56	0.32	6.08
Δ2.1(0), 10(0), κ	0.52	4.56	0.49	6.08
Δ3.1(0), 10(0), κ	0.52	4.57	0.49	6.09
Δ3.1(0), 11(0), κ	0.52	4.57	0.49	6.09
Δ4.1(0), 11(0), κ	0.52	4.57	0.49	6.09
Δ4.1(0), 13(0), κ	0.61	4.57	0.59	6.09
Δ5.1(0), 13(0), κ	0.71	5.18	0.68	6.91
Δ5.1(0), 33(0), κ	0.44	5.18	0.41	6.91
Δ6.1(0), 33(0), κ	0.57	5.18	0.54	6.91
Δ6.1(0), 28(0), κ	0.56	5.18	0.54	6.91
Δ7.1(0), 28(0), κ	0.57	5.55	0.54	7.41
Δ7.1(0), 2(0), κ	1,71!	5.55	1,66!	7.41
Δ8.1(0), 25(0), κ	0.93	4.49	0.88	5.99
Δ8.1(0), 29(0), κ	0.27	6.31	0.22	8.41
Δ9.1(0), 29(0), κ	0.31	4.52	0.29	6.03
Δ9.1(0), 30(0), κ	0.33	4.52	0.30	6.03
Δ10.1(0), 30(0), κ	0.39	4.39	0.37	5.85
Δ10.1(0), 7(0), κ	0.41	4.39	0.38	5.85
Δ11.1(0), 7(0), κ	0.39	4.14	0.36	5.52
Δ11.1(0), 31(0), κ	0.76	4.14	0.72	5.52
Δ12.1(0), 31(0), κ	0.91	5.09	0.88	6.79
Δ12.1(0), 32(0), κ	0.50	5.09	0.46	6.79
Δ13.1(0), 32(0), κ	0.60	5.28	0.57	7.04
Δ13.1(0), 26(0), κ	0.53	5.28	0.50	7.04
Δ14.1(0), 26(0), κ	0.30	5.28	0.27	7.03
Δ14.1(0), 27(0), κ	1,11!	5.28	1,07!	7.03
Δ15.1(0), 4(0), δ	0.35	6.25	0.29	8.33
Δ15.1(0), 5(0), δ	0.44	6.25	0.37	8.33
Δ16.1(0), 5(0), κ	1,36!	4.55	1,31!	6.07
Δ16.1(0), 14(0), κ	0.50	6.50	0.45	8.67
Δ17.1(0), 14(0), κ	0.23	5.88	0.21	7.84
Δ17.1(0), 15(0), κ	0.41	5.88	0.40	7.84
Δ18.1(0), 15(0), κ	0.24	5.18	0.22	6.90
Δ18.1(0), 6(0), κ	0.76	5.18	0.74	6.90
Δ19.1(0), 6(0), κ	0.76	5.18	0.74	6.90
Δ19.1(0), 16(0), κ	0.09	5.18	0.07	6.90
Δ20.1(0), 16(0), κ	0.31	6.66	0.26	8.88
Δ20.1(0), 23(0), κ	1,38!	5.19	1,34!	6.92
Δ21.1(0), 23(0), δ	0.80	8.24	0.75	9.99
Δ21.1(0), 3(0), δ	0.55	8.24	0.50	9.99
Δ22.1(0), 1(0), δ	0.51	6.60	0.45	8.80
Δ22.1(0), 25(0), δ	0.39	6.60	0.33	8.80
Δ23.1(0), 25(0), δ	0.32	6.88	0.27	9.17
Δ23.1(0), 4(0), δ	0.65	6.88	0.59	9.17
Δ24.1(0), 30(0), κ	0.22	5.02	0.19	6.70
Δ24.1(0), 14(0), κ	0.30	5.02	0.27	6.70
Δ25.1(0), 7(0), κ	0.32	5.02	0.29	6.70
Δ25.1(0), 15(0), κ	0.19	5.02	0.16	6.70
Δ26.1(0), 33(0), κ	0.22	5.02	0.18	6.69
Δ26.1(0), 32(0), κ	0.58	5.02	0.54	6.69
Δ27.1(0), 32(0), κ	0.47	5.02	0.43	6.70
Δ27.1(0), 16(0), κ	0.44	5.02	0.41	6.70
Δ28.1(0), 2(0), δ	0.48	6.89	0.41	9.18
Δ28.1(0), 27(0), δ	0.33	6.89	0.27	9.18
Δ29.1(0), 27(0), δ	0.30	7.19	0.25	9.58
Δ29.1(0), 3(0), δ	0.59	7.19	0.53	9.58

$\Delta 1.1(1), 1(1), \kappa$	1,25!	5.30	1,19!	7.06
$\Delta 1.1(1), 9(1), \kappa$	0.21	5.30	0.17	7.06
$\Delta 2.1(1), 9(1), \kappa$	0.33	5.29	0.30	7.05
$\Delta 2.1(1), 10(1), \kappa$	0.57	5.29	0.55	7.05
$\Delta 3.1(1), 10(1), \kappa$	0.57	5.29	0.55	7.05
$\Delta 3.1(1), 11(1), \kappa$	0.57	5.29	0.55	7.05
$\Delta 4.1(1), 11(1), \kappa$	0.57	5.29	0.54	7.05
$\Delta 4.1(1), 13(1), \kappa$	0.67	5.29	0.64	7.05
$\Delta 5.1(1), 13(1), \kappa$	0.78	5.30	0.75	7.07
$\Delta 5.1(1), 33(1), \kappa$	0.49	5.30	0.46	7.07
$\Delta 6.1(1), 33(1), \kappa$	0.62	5.30	0.60	7.07
$\Delta 6.1(1), 28(1), \kappa$	0.60	5.30	0.57	7.07
$\Delta 7.1(1), 28(1), \kappa$	0.43	5.30	0.39	7.06
$\Delta 7.1(1), 2(1), \kappa$	1,44!	5.30	1,38!	7.06
$\Delta 8.1(1), 25(1), \kappa$	1,01!	4.62	0.96	6.16
$\Delta 8.1(1), 29(1), \kappa$	0.17	4.62	0.14	6.16
$\Delta 9.1(1), 29(1), \kappa$	0.27	4.64	0.25	6.18
$\Delta 9.1(1), 30(1), \kappa$	0.35	4.64	0.33	6.18
$\Delta 10.1(1), 30(1), \kappa$	0.37	4.65	0.34	6.21
$\Delta 10.1(1), 7(1), \kappa$	0.43	4.65	0.41	6.21
$\Delta 11.1(1), 7(1), \kappa$	0.38	4.44	0.35	5.92
$\Delta 11.1(1), 31(1), \kappa$	0.1	4.44	0.68	5.92
$\Delta 12.1(1), 31(1), \kappa$	0.81	5.37	0.79	7.16
$\Delta 12.1(1), 32(1), \kappa$	0.52	5.37	0.48	7.16
$\Delta 13.1(1), 32(1), \kappa$	0.63	5.39	0.59	7.19
$\Delta 13.1(1), 26(1), \kappa$	0.58	5.39	0.55	7.19
$\Delta 14.1(1), 26(1), \kappa$	0.33	5.39	0.30	7.19
$\Delta 14.1(1), 27(1), \kappa$	1,24!	5.39	1,20!	7.19
$\Delta 15.1(1), 4(1), \delta$	0.41	7.26	0.33	9.68
$\Delta 15.1(1), 5(1), \delta$	0.52	7.26	0.44	9.68
$\Delta 16.1(1), 5(1), \kappa$	1,52!	5.27	1,46!	7.02
$\Delta 16.1(1), 14(1), \kappa$	0.56	6.50	0.51	8.67
$\Delta 17.1(1), 14(1), \kappa$	0.21	5.88	0.20	7.84
$\Delta 17.1(1), 15(1), \kappa$	0.42	5.88	0.40	7.84
$\Delta 18.1(1), 15(1), \kappa$	0.27	5.30	0.25	7.07
$\Delta 18.1(1), 6(1), \kappa$	0.82	5.30	0.80	7.07
$\Delta 19.1(1), 6(1), \kappa$	0.80	5.30	0.79	7.07
$\Delta 19.1(1), 16(1), \kappa$	0.08	5.30	0.07	7.07
$\Delta 20.1(1), 16(1), \kappa$	0.26	6.67	0.21	8.90
$\Delta 20.1(1), 23(1), \kappa$	1,53!	5.31	1,47!	7.07
$\Delta 21.1(1), 23(1), \delta$	0.69	7.90	0.63	9.99
$\Delta 21.1(1), 3(1), \delta$	0.49	7.90	0.43	9.99
$\Delta 22.1(1), 1(1), \delta$	0.65	6.94	0.57	9.25
$\Delta 22.1(1), 25(1), \delta$	0.38	8.78	0.27	9.99
$\Delta 23.1(1), 25(1), \delta$	0.35	9.19	0.25	9.99
$\Delta 23.1(1), 4(1), \delta$	0.72	7.18	0.64	9.58
$\Delta 24.1(1), 30(1), \kappa$	0.27	5.02	0.22	6.69
$\Delta 24.1(1), 14(1), \kappa$	0.38	5.02	0.34	6.69
$\Delta 25.1(1), 7(1), \kappa$	0.37	5.02	0.32	6.69
$\Delta 25.1(1), 15(1), \kappa$	0.30	5.02	0.26	6.69
$\Delta 26.1(1), 33(1), \kappa$	0.30	5.02	0.26	6.69
$\Delta 26.1(1), 32(1), \kappa$	0.58	5.02	0.53	6.69
$\Delta 27.1(1), 32(1), \kappa$	0.38	3.66	0.34	4.89
$\Delta 27.1(1), 16(1), \kappa$	0.42	3.66	0.38	4.89
$\Delta 28.1(1), 2(1), \delta$	0.67	6.93	0.59	9.23
$\Delta 28.1(1), 27(1), \delta$	0.45	8.75	0.33	9.99
$\Delta 29.1(1), 27(1), \delta$	0.38	9.18	0.27	9.99
$\Delta 29.1(1), 3(1), \delta$	0.73	7.18	0.66	9.57

Δ1.1(2), 1(2), κ	0.98	5.18	0.93	6.91
Δ1.1(2), 9(2), κ	0.39	5.18	0.36	6.91
Δ2.1(2), 9(2), κ	0.41	5.18	0.40	6.90
Δ2.1(2), 10(2), κ	0.58	5.18	0.57	6.90
Δ3.1(2), 10(2), κ	0.59	5.18	0.58	6.91
Δ3.1(2), 11(2), κ	0.60	5.18	0.58	6.91
Δ4.1(2), 11(2), κ	0.59	5.18	0.58	6.91
Δ4.1(2), 13(2), κ	0.69	5.18	0.67	6.91
Δ5.1(2), 13(2), κ	0.75	5.18	0.74	6.91
Δ5.1(2), 33(2), κ	0.58	5.18	0.56	6.91
Δ6.1(2), 33(2), κ	0.66	5.14	0.65	6.85
Δ6.1(2), 28(2), κ	0.70	5.14	0.69	6.85
Δ7.1(2), 28(2), κ	0.64	5.13	0.61	6.84
Δ7.1(2), 2(2), κ	1.17!	5.13	1.13!	6.84
Δ8.1(2), 25(2), κ	0.62	4.60	0.59	6.14
Δ8.1(2), 29(2), κ	0.48	4.60	0.47	6.14
Δ9.1(2), 29(2), κ	0.51	5.20	0.50	6.94
Δ9.1(2), 30(2), κ	0.43	5.20	0.41	6.94
Δ10.1(2), 30(2), κ	0.46	5.21	0.44	6.95
Δ10.1(2), 7(2), κ	0.47	5.21	0.45	6.95
Δ11.1(2), 7(2), κ	0.37	4.48	0.35	5.98
Δ11.1(2), 31(2), κ	0.86	4.48	0.85	5.98
Δ12.1(2), 31(2), κ	0.88	5.22	0.87	6.96
Δ12.1(2), 32(2), κ	0.81	5.22	0.79	6.96
Δ13.1(2), 32(2), κ	0.79	5.21	0.78	6.95
Δ13.1(2), 26(2), κ	0.89	5.21	0.88	6.95
Δ14.1(2), 26(2), κ	0.81	5.21	0.79	6.95
Δ14.1(2), 27(2), κ	0.83	5.21	0.80	6.95
Δ15.1(2), 4(2), δ	0.29	7.30	0.22	9.74
Δ15.1(2), 5(2), δ	0.47	7.30	0.40	9.74
Δ16.1(2), 5(2), κ	1.25!	5.17	1.20!	6.90
Δ16.1(2), 14(2), κ	0.61	6.67	0.57	8.89
Δ17.1(2), 14(2), κ	0.07	6.45	0.06	8.60
Δ17.1(2), 15(2), κ	0.27	5.86	0.25	7.82
Δ18.1(2), 15(2), κ	0.10	5.18	0.09	6.91
Δ18.1(2), 6(2), κ	0.64	5.18	0.63	6.91
Δ19.1(2), 6(2), κ	0.61	5.18	0.60	6.91
Δ19.1(2), 16(2), κ	0.12	6.67	0.12	8.90
Δ20.1(2), 16(2), κ	0.27	6.63	0.24	8.85
Δ20.1(2), 23(2), κ	1.20!	5.14	1.15!	6.86
Δ21.1(2), 23(2), δ	0.57	7.76	0.51	9.99
Δ21.1(2), 3(2), δ	0.34	7.76	0.29	9.99
Δ22.1(2), 1(2), δ	0.64	7.01	0.57	9.35
Δ22.1(2), 25(2), δ	0.27	7.01	0.22	9.35
Δ23.1(2), 25(2), δ	0.26	7.17	0.21	9.57
Δ23.1(2), 4(2), δ	0.71	7.17	0.64	9.57
Δ24.1(2), 30(2), κ	0.22	4.26	0.18	5.68
Δ24.1(2), 14(2), κ	0.34	4.26	0.30	5.68
Δ25.1(2), 7(2), κ	0.30	4.26	0.27	5.68
Δ25.1(2), 15(2), κ	0.27	4.26	0.23	5.68
Δ26.1(2), 33(2), κ	0.17	6.47	0.13	8.62
Δ26.1(2), 32(2), κ	0.65	4.31	0.62	5.75
Δ27.1(2), 32(2), κ	0.48	3.35	0.46	4.47
Δ27.1(2), 16(2), κ	0.22	3.35	0.19	4.47
Δ28.1(2), 2(2), δ	0.65	7.00	0.58	9.34
Δ28.1(2), 27(2), δ	0.25	7.00	0.20	9.34
Δ29.1(2), 27(2), δ	0.25	7.17	0.20	9.56
Δ29.1(2), 3(2), δ	0.73	7.17	0.66	9.56

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος Ροπήs

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	Δ7.1(0)	Κύριο	1.71!
NC	Δ7.1(0)	Κύριο	1.66!

Πίνακας 34. Αποτελέσματα ελαστικής δυναμικής ανάλυσης δοκών ενισχυμένου φορέα για τον Σεισμό του '59

Μέλος, άκρο, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	SD		NC	
	λ	m	λ	m
K1(0), κάτω, κ	0.33	2.06	0.25	2.75
K1(0), άνω, κ	0.11	3.11	0.08	2.71
K1(1), κάτω, κ	0.20	2.42	0.16	3.18
K1(1), άνω, κ	0.15	2.95	0.14	3.93
K1(2), κάτω, κ	0.18	2.38	0.16	3.16
K1(2), άνω, κ	0.20	3.60	0.20	4.80
K2(0), κάτω, κ	0.30	1.99	0.24	2.61
K2(0), άνω, κ	0.29	2.31	0.24	3.05
K2(1), κάτω, κ	0.44	2.94	0.36	4.07
K2(1), άνω, κ	0.46	3.01	0.36	4.38
K2(2), κάτω, κ	0.68	2.62	0.53	3.82
K2(2), άνω, κ	0.80	2.39	0.62	3.49
K3(0), κάτω, κ	0.22	1.97	0.17	2.59
K3(0), άνω, κ	0.14	2.29	0.13	3.07
K3(1), κάτω, κ	0.23	1.97	0.18	2.62
K3(1), άνω, κ	0.25	2.80	0.20	3.72
K3(2), κάτω, κ	0.23	4.05	0.17	5.40
K3(2), άνω, κ	0.25	4.43	0.19	5.91
K4(0), κάτω, κ	0.21	2.18	0.16	2.90
K4(0), άνω, κ	0.15	2.50	0.13	3.26
K4(1), κάτω, κ	0.29	2.63	0.22	3.49
K4(1), άνω, κ	0.23	2.92	0.18	3.88
K4(2), κάτω, κ	0.24	4.16	0.18	5.55
K4(2), άνω, κ	0.25	4.48	0.19	5.97
K5(0), κάτω, κ	0.23	1.91	0.19	2.48
K5(0), άνω, κ	0.23	1.90	0.19	2.47
K5(1), κάτω, κ	0.37	2.46	0.30	3.26
K5(1), άνω, κ	0.31	3.11	0.25	4.13
K5(2), κάτω, κ	0.40	3.52	0.32	5.12
K5(2), άνω, κ	0.51	3.12	0.41	4.55
K6(0), κάτω, κ	0.24	1.66	0.19*	1.56
K6(0), άνω, κ	0.21	1.81	0.20*	1.56
K6(1), κάτω, κ	0.47	1.91	0.40	2.50
K6(1), άνω, κ	0.44	1.93	0.37	2.53
K6(2), κάτω, κ	0.55	2.50	0.47	3.32
K6(2), άνω, κ	0.60	2.39	0.50	3.97
K7(0), κάτω, κ	0.24	1.79	0.19	2.31
K7(0), άνω, κ	0.25	1.88	0.21	2.44
K7(1), κάτω, κ	0.50	2.25	0.41	3.00
K7(1), άνω, κ	0.46	2.69	0.38	3.59
K7(2), κάτω, κ	0.68	2.72	0.54	3.96
K7(2), άνω, κ	0.79	2.48	0.63	3.62
K8(0), κάτω, κ	0.44	2.27	0.33	3.02
K8(0), άνω, κ	0.12	3.02	0.10	4.21
K8(1), κάτω, κ	0.20	2.58	0.17	3.10
K8(1), άνω, κ	0.15	2.44	0.13	3.28
K8(2), κάτω, κ	0.16	2.34	0.16	3.17
K8(2), άνω, κ	0.23	3.54	0.22	4.72
K9(0), κάτω, κ	0.35	1.55	0.30	1.85
K9(0), άνω, κ	0.20	1.68	0.18	1.94
K9(1), κάτω, κ	0.48	1.76	0.43	2.31
K9(1), άνω, κ	0.45	1.77	0.41	2.36
K9(2), κάτω, κ	0.49	1.77	0.45	2.29
K9(2), άνω, κ	0.60	1.78	0.53	2.31
K10(0), κάτω, κ	0.23	2.31	0.18	3.08
K10(0), άνω, κ	0.32	2.33	0.27	3.11
K10(1), κάτω, κ	0.47	2.17	0.39	2.89
K10(1), άνω, κ	0.45	2.67	0.37	3.56
K10(2), κάτω, κ	0.47	3.31	0.38	4.64
K10(2), άνω, κ	0.54	2.78	0.45	4.36
K11(0), κάτω, κ	0.19	1.96	0.15	2.57
K11(0), άνω, κ	0.14	2.02	0.14*	1.56
K11(1), κάτω, κ	0.40	1.84	0.33	2.40
K11(1), άνω, κ	0.37	1.78	0.30	2.30
K11(2), κάτω, κ	0.50	2.23	0.42	2.98
K11(2), άνω, κ	0.54	2.52	0.46	3.36

K12(0), κάτω, κ	0.22	1.86	0.18	2.42
K12(0), άνω, κ	0.17	1.86	0.16	2.46
K12(1), κάτω, κ	0.46	1.87	0.38	2.43
K12(1), άνω, κ	0.42	1.85	0.35	2.41
K12(2), κάτω, κ	0.54	2.26	0.47	3.00
K12(2), άνω, κ	0.59	2.45	0.51	3.26
K13(0), κάτω, κ	0.24	1.92	0.19	2.53
K13(0), άνω, κ	0.27	1.94	0.23	2.56
K13(1), κάτω, κ	0.46	1.94	0.38	2.57
K13(1), άνω, κ	0.43	2.39	0.35	3.17
K13(2), κάτω, κ	0.41	3.20	0.34	4.27
K13(2), άνω, κ	0.50	3.00	0.43	3.99
K14(0), κάτω, κ	0.21	1.73	0.19*	1.56
K14(0), άνω, κ	0.19*	1.41	0.19*	1.56
K14(1), κάτω, κ	0.46	1.84	0.38	2.41
K14(1), άνω, κ	0.42	1.88	0.35	2.47
K14(2), κάτω, κ	0.46	1.94	0.37	2.56
K14(2), άνω, κ	0.51	1.97	0.41	2.60
K15(0), κάτω, κ	0.21	1.77	0.18*	1.56
K15(0), άνω, κ	0.27	1.80	0.23	2.33
K15(1), κάτω, κ	0.50	2.39	0.42	3.18
K15(1), άνω, κ	0.46	2.91	0.39	3.87
K15(2), κάτω, κ	0.46	3.28	0.38	4.49
K15(2), άνω, κ	0.52	2.28	0.45	3.04
K16(0), κάτω, κ	0.42	1.53	0.36	1.82
K16(0), άνω, κ	0.23	1.52	0.22	1.79
K16(1), κάτω, κ	0.53	1.75	0.48	2.25
K16(1), άνω, κ	0.51	1.76	0.47	2.28
K16(2), κάτω, κ	0.57	1.76	0.48	2.28
K16(2), άνω, κ	0.73	1.77	0.61	2.51
K17(0), κάτω, κ	0.59	2.36	0.41	3.44
K17(0), άνω, κ	0.19	2.84	0.14	3.79
K17(1), κάτω, κ	0.23	2.66	0.18	3.54
K17(1), άνω, κ	0.16	2.23	0.13	2.95
K17(2), κάτω, κ	0.17	2.24	0.12	2.97
K17(2), άνω, κ	0.24	2.37	0.20	3.17
K18(0), κάτω, κ	0.41	2.09	0.31	2.78
K18(0), άνω, κ	0.13	2.01	0.11	2.64
K18(1), κάτω, κ	0.15	2.27	0.12	3.58
K18(1), άνω, κ	0.13	2.99	0.10	3.15
K18(2), κάτω, κ	0.09	2.43	0.07	3.14
K18(2), άνω, κ	0.09	2.43	0.07	3.25
K19(0), κάτω, κ	0.31	2.05	0.27	2.73
K19(0), άνω, κ	0.29	3.27	0.25	3.65
K19(1), κάτω, κ	0.75	2.47	0.63	3.52
K19(1), άνω, κ	0.79	2.36	0.66	3.44
K19(2), κάτω, κ	0.71	2.33	0.60	3.10
K19(2), άνω, κ	0.74	2.35	0.63	3.13
K20(0), κάτω, κ	0.35	1.82	0.31	2.35
K20(0), άνω, κ	0.23	2.25	0.21*	1.46
K20(1), κάτω, κ	0.43	1.92	0.35	2.49
K20(1), άνω, κ	0.39	1.91	0.32	2.49
K20(2), κάτω, κ	0.43	2.17	0.35	2.88
K20(2), άνω, κ	0.45	2.57	0.37	3.42
K21(0), κάτω, κ	0.38	1.91	0.35	3.14
K21(0), άνω, κ	0.15	2.06	0.13	2.75
K21(1), κάτω, κ	0.24	2.71	0.18	3.61
K21(1), άνω, κ	0.23	3.28	0.17	4.37
K21(2), κάτω, κ	0.21	2.42	0.18	3.25
K21(2), άνω, κ	0.29	3.53	0.23	4.71
K22(0), κάτω, κ	0.24	2.85	0.21	3.98
K22(0), άνω, κ	0.28	2.22	0.23	2.94
K22(1), κάτω, κ	0.59	2.40	0.52	3.17
K22(1), άνω, κ	0.59	2.23	0.51	2.96
K22(2), κάτω, κ	0.69	2.38	0.60	3.17
K22(2), άνω, κ	0.80	2.41	0.70	3.21
K23(0), κάτω, κ	0.41	2.43	0.30	2.87
K23(0), άνω, κ	0.14	2.03	0.12	2.66
K23(1), κάτω, κ	0.13	2.53	0.10	3.36
K23(1), άνω, κ	0.13	2.27	0.11	3.03
K23(2), κάτω, κ	0.08	2.42	0.07	3.22
K23(2), άνω, κ	0.07	2.49	0.05	4.30
K24(0), κάτω, κ	0.44	2.77	0.30	4.04
K24(0), άνω, κ	0.16	2.89	0.12	3.85
K24(1), κάτω, κ	0.17	3.46	0.13	4.60
K24(1), άνω, κ	0.15	2.23	0.13	3.26
K24(2), κάτω, κ	0.14	2.25	0.12	3.18
K24(2), άνω, κ	0.21	2.45	0.18	3.27

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος Ροπής

Στάθμη Επιπελεστικότητα	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	K22(2)	Κύριο	0.80
NC	K22(2)	Κύριο	0.70

Πίνακας 35. Αποτελέσματα ελαστικής δυναμικής ανάλυσης υποστυλωμάτων ενισχυμένου φορέα για τον Σεισμό του '59

10.3.2 Αποτελέσματα δυναμικής ελαστικής ανάλυσης ενισχυμένου φορέα – Σεισμός EK8

Παρακάτω παρατίθενται σε μορφή πίνακα οι λόγοι ανεπάρκειας της ενισχυμένης κατασκευής, όπως εξάγονται από το Fespa, για τον σεισμό του EK8.

Δ1.1(1), 1(1), κ	1.53!	5.30	1.40!	7.06
Δ1.1(1), 9(1), κ	0.40	5.30	0.32	7.06
Δ2.1(1), 9(1), κ	0.42	5.29	0.37	7.05
Δ2.1(1), 10(1), κ	0.68	5.29	0.63	7.05
Δ3.1(1), 10(1), κ	0.70	5.29	0.64	7.05
Δ3.1(1), 11(1), κ	0.70	5.29	0.64	7.05
Δ4.1(1), 11(1), κ	0.69	5.29	0.64	7.05
Δ4.1(1), 13(1), κ	0.79	5.29	0.73	7.05
Δ5.1(1), 13(1), κ	0.91	5.30	0.85	7.07
Δ5.1(1), 33(1), κ	0.62	5.30	0.56	7.07
Δ6.1(1), 33(1), κ	0.74	5.30	0.69	7.07
Δ6.1(1), 28(1), κ	0.70	5.30	0.65	7.07
Δ7.1(1), 28(1), κ	0.59	5.30	0.51	7.06
Δ7.1(1), 2(1), κ	1.67!	5.30	1.56!	7.06
Δ8.1(1), 25(1), κ	1.22!	4.62	1.12!	6.16
Δ8.1(1), 29(1), κ	0.31	4.62	0.24	6.16
Δ9.1(1), 29(1), κ	0.36	4.64	0.32	6.18
Δ9.1(1), 30(1), κ	0.47	4.64	0.41	6.18
Δ10.1(1), 30(1), κ	0.49	4.65	0.43	6.21
Δ10.1(1), 7(1), κ	0.55	4.65	0.50	6.21
Δ11.1(1), 7(1), κ	0.49	4.44	0.43	5.92
Δ11.1(1), 31(1), κ	0.80	4.44	0.75	5.92
Δ12.1(1), 31(1), κ	0.94	5.37	0.88	7.16
Δ12.1(1), 32(1), κ	0.68	5.37	0.61	7.16
Δ13.1(1), 32(1), κ	0.80	5.39	0.72	7.19
Δ13.1(1), 26(1), κ	0.73	5.39	0.66	7.19
Δ14.1(1), 26(1), κ	0.48	5.39	0.41	7.19
Δ14.1(1), 27(1), κ	1.44!	5.39	1.34!	7.19
Δ15.1(1), 4(1), δ	0.67	7.26	0.53	9.68
Δ15.1(1), 5(1), δ	0.79	7.26	0.65	9.68
Δ16.1(1), 5(1), κ	1.75!	5.27	1.63!	7.02
Δ16.1(1), 14(1), κ	0.77	6.50	0.67	8.67
Δ17.1(1), 14(1), κ	0.26	5.88	0.24	7.84
Δ17.1(1), 15(1), κ	0.49	5.88	0.46	7.84
Δ18.1(1), 15(1), κ	0.35	5.30	0.31	7.07
Δ18.1(1), 6(1), κ	0.91	5.30	0.86	7.07
Δ19.1(1), 6(1), κ	0.88	5.30	0.84	7.07
Δ19.1(1), 16(1), κ	0.15	5.30	0.12	7.07
Δ20.1(1), 16(1), κ	0.46	6.67	0.36	8.90
Δ20.1(1), 23(1), κ	1.74!	5.31	1.64!	7.07
Δ21.1(1), 23(1), δ	0.92	7.90	0.80	9.99
Δ21.1(1), 3(1), δ	0.71	7.90	0.60	9.99
Δ22.1(1), 1(1), δ	1.06!	6.94	0.87	9.25
Δ22.1(1), 25(1), δ	0.94	8.78	0.69	9.99
Δ23.1(1), 25(1), δ	0.88	9.19	0.65	9.99
Δ23.1(1), 4(1), δ	1.11!	7.18	0.93	9.58
Δ24.1(1), 30(1), κ	0.48	5.02	0.38	6.69
Δ24.1(1), 14(1), κ	0.57	5.02	0.48	6.69
Δ25.1(1), 7(1), κ	0.56	5.02	0.47	6.69
Δ25.1(1), 15(1), κ	0.48	5.02	0.40	6.69
Δ26.1(1), 33(1), κ	0.49	5.02	0.40	6.69
Δ26.1(1), 32(1), κ	0.77	5.02	0.67	6.69
Δ27.1(1), 32(1), κ	0.56	3.66	0.47	4.89
Δ27.1(1), 16(1), κ	0.59	3.66	0.51	4.89
Δ28.1(1), 2(1), δ	1.02!	6.93	0.85	9.23
Δ28.1(1), 27(1), δ	0.93	8.75	0.69	9.99
Δ29.1(1), 27(1), δ	0.83	9.18	0.61	9.99
Δ29.1(1), 3(1), δ	1.07!	7.18	0.90	9.57

Δ1.1(2), 1(2), κ	1.18!	5.18	1.09!	6.91
Δ1.1(2), 9(2), κ	0.51	5.18	0.45	6.91
Δ2.1(2), 9(2), κ	0.44	5.18	0.42	6.90
Δ2.1(2), 10(2), κ	0.64	5.18	0.61	6.90
Δ3.1(2), 10(2), κ	0.66	5.18	0.63	6.91
Δ3.1(2), 11(2), κ	0.66	5.18	0.63	6.91
Δ4.1(2), 11(2), κ	0.65	5.18	0.62	6.91
Δ4.1(2), 13(2), κ	0.75	5.18	0.72	6.91
Δ5.1(2), 13(2), κ	0.82	5.18	0.79	6.91
Δ5.1(2), 33(2), κ	0.65	5.18	0.62	6.91
Δ6.1(2), 33(2), κ	0.71	5.14	0.69	6.85
Δ6.1(2), 28(2), κ	0.74	5.14	0.72	6.85
Δ7.1(2), 28(2), κ	0.74	5.13	0.69	6.84
Δ7.1(2), 2(2), κ	1.34!	5.13	1.25!	6.84
Δ8.1(2), 25(2), κ	0.76	4.60	0.69	6.14
Δ8.1(2), 29(2), κ	0.55	4.60	0.52	6.14
Δ9.1(2), 29(2), κ	0.54	5.20	0.52	6.94
Δ9.1(2), 30(2), κ	0.50	5.20	0.47	6.94
Δ10.1(2), 30(2), κ	0.55	5.21	0.51	6.95
Δ10.1(2), 7(2), κ	0.56	5.21	0.52	6.95
Δ11.1(2), 7(2), κ	0.44	4.48	0.41	5.98
Δ11.1(2), 31(2), κ	0.92	4.48	0.89	5.98
Δ12.1(2), 31(2), κ	0.92	5.22	0.90	6.96
Δ12.1(2), 32(2), κ	0.86	5.22	0.83	6.96
Δ13.1(2), 32(2), κ	0.86	5.21	0.83	6.95
Δ13.1(2), 26(2), κ	0.95	5.21	0.92	6.95
Δ14.1(2), 26(2), κ	0.90	5.21	0.86	6.95
Δ14.1(2), 27(2), κ	0.96	5.21	0.90	6.95
Δ15.1(2), 4(2), δ	0.56	9.33	0.40	9.99
Δ15.1(2), 5(2), δ	0.69	7.30	0.56	9.74
Δ16.1(2), 5(2), κ	1.45!	5.17	1.35!	6.90
Δ16.1(2), 14(2), κ	0.80	6.67	0.70	8.89
Δ17.1(2), 14(2), κ	0.12	6.45	0.10	8.60
Δ17.1(2), 15(2), κ	0.33	5.86	0.30	7.82
Δ18.1(2), 15(2), κ	0.16	5.18	0.13	6.91
Δ18.1(2), 6(2), κ	0.69	5.18	0.66	6.91
Δ19.1(2), 6(2), κ	0.63	5.18	0.62	6.91
Δ19.1(2), 16(2), κ	0.13	6.67	0.13	8.90
Δ20.1(2), 16(2), κ	0.37	6.63	0.32	8.85
Δ20.1(2), 23(2), κ	1.35!	5.14	1.26!	6.86
Δ21.1(2), 23(2), δ	0.75	7.76	0.65	9.99
Δ21.1(2), 3(2), δ	0.51	7.76	0.42	9.99
Δ22.1(2), 1(2), δ	0.96	7.01	0.81	9.35
Δ22.1(2), 25(2), δ	0.51	9.06	0.39	9.35
Δ23.1(2), 25(2), δ	0.53	9.36	0.37	9.57
Δ23.1(2), 4(2), δ	1.02!	7.17	0.87	9.57
Δ24.1(2), 30(2), κ	0.40	4.26	0.32	5.68
Δ24.1(2), 14(2), κ	0.51	4.26	0.43	5.68
Δ25.1(2), 7(2), κ	0.45	4.26	0.38	5.68
Δ25.1(2), 15(2), κ	0.41	4.26	0.34	5.68
Δ26.1(2), 33(2), κ	0.32	6.47	0.24	8.62
Δ26.1(2), 32(2), κ	0.75	4.31	0.70	5.75
Δ27.1(2), 32(2), κ	0.58	3.35	0.53	4.47
Δ27.1(2), 16(2), κ	0.32	3.35	0.26	4.47
Δ28.1(2), 2(2), δ	0.94	7.00	0.79	9.34
Δ28.1(2), 27(2), δ	0.52	9.15	0.37	9.99
Δ29.1(2), 27(2), δ	0.54	9.34	0.38	9.99
Δ29.1(2), 3(2), δ	1.03!	7.17	0.88	9.56

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος Ροπήs

Στάθμη Επιτελεστικότητα	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	Δ7.1(0)	Κύριο	1.93!
NC	Δ7.1(0)	Κύριο	1.83!

Πίνακας 36. Αποτελέσματα ελαστικής δυναμικής ανάλυσης δοκών ενισχυμένου φορέα για τον Σεισμό του ΕΚ8

Μέλος, άκρο, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	SD		NC	
	λ	m	λ	m
K1(0), κάτω, κ	0.69	2.85	0.52	3.80
K1(0), άνω, κ	0.21	3.26	0.16	4.34
K1(1), κάτω, κ	0.43	2.30	0.32	3.07
K1(1), άνω, κ	0.22	2.48	0.19	3.31
K1(2), κάτω, κ	0.26	2.38	0.20	3.17
K1(2), άνω, κ	0.21	3.48	0.20	4.64
K2(0), κάτω, κ	0.61	2.00	0.47	2.63
K2(0), άνω, κ	0.59	2.02	0.47	2.66
K2(1), κάτω, κ	0.90	2.62	0.68	3.70
K2(1), άνω, κ	0.98	2.53	0.73	3.58
K2(2), κάτω, κ	1.15!	2.80	0.87	3.96
K2(2), άνω, κ	1.37!	2.54	1.03!	3.58
K3(0), κάτω, κ	0.45	1.95	0.34	2.56
K3(0), άνω, κ	0.37	1.96	0.29	2.60
K3(1), κάτω, κ	0.59	2.36	0.43	3.62
K3(1), άνω, κ	0.49	3.33	0.37	4.44
K3(2), κάτω, κ	0.57	3.85	0.42	5.43
K3(2), άνω, κ	0.63	3.69	0.48	5.21
K4(0), κάτω, κ	0.44	2.19	0.33	2.93
K4(0), άνω, κ	0.29	3.02	0.22	4.03
K4(1), κάτω, κ	0.53	2.72	0.40	3.63
K4(1), άνω, κ	0.49	3.51	0.35	4.88
K4(2), κάτω, κ	0.57	3.81	0.41	5.38
K4(2), άνω, κ	0.71	3.44	0.53	4.85
K5(0), κάτω, κ	0.46	1.91	0.36	2.48
K5(0), άνω, κ	0.40	1.87	0.32	2.43
K5(1), κάτω, κ	0.67	2.21	0.53	2.92
K5(1), άνω, κ	0.60	3.31	0.47	4.42
K5(2), κάτω, κ	0.69	3.63	0.52	5.12
K5(2), άνω, κ	0.84	3.29	0.64	4.65
K6(0), κάτω, κ	0.45	1.70	0.35	2.16
K6(0), άνω, κ	0.36	1.71	0.28	2.28
K6(1), κάτω, κ	0.86	1.90	0.70	2.49
K6(1), άνω, κ	0.78	2.23	0.63	2.94
K6(2), κάτω, κ	0.87	2.65	0.70	3.53
K6(2), άνω, κ	0.97	2.40	0.79	3.18
K7(0), κάτω, κ	0.47	1.81	0.37	2.34
K7(0), άνω, κ	0.45	1.82	0.37	2.36
K7(1), κάτω, κ	0.85	2.42	0.67	3.21
K7(1), άνω, κ	0.81	2.81	0.64	3.81
K7(2), κάτω, κ	0.97	3.14	0.76	4.44
K7(2), άνω, κ	1.16!	2.84	0.90	4.00
K8(0), κάτω, κ	0.80	2.29	0.60	3.04
K8(0), άνω, κ	0.23	3.01	0.17	4.01
K8(1), κάτω, κ	0.40	2.61	0.30	3.48
K8(1), άνω, κ	0.21	2.76	0.19	3.68
K8(2), κάτω, κ	0.26	2.39	0.23	3.15
K8(2), άνω, κ	0.31	3.49	0.29	4.65
K9(0), κάτω, κ	0.73	1.62	0.57	1.81
K9(0), άνω, κ	0.24	1.81	0.20	1.90
K9(1), κάτω, κ	0.74	1.76	0.62	2.26
K9(1), άνω, κ	0.65	1.77	0.56	2.29
K9(2), κάτω, κ	0.79	1.77	0.57	2.28
K9(2), άνω, κ	0.83	1.77	0.69	2.31
K10(0), κάτω, κ	0.43	2.32	0.33	3.09
K10(0), άνω, κ	0.51	2.33	0.41	3.11
K10(1), κάτω, κ	0.82	2.41	0.65	3.21
K10(1), άνω, κ	0.79	2.68	0.63	3.57
K10(2), κάτω, κ	0.71	3.61	0.58	4.83
K10(2), άνω, κ	0.83	3.29	0.65	4.78
K11(0), κάτω, κ	0.38	2.13	0.29	2.62
K11(0), άνω, κ	0.20	1.77	0.18	2.23
K11(1), κάτω, κ	0.84	1.80	0.66	2.35
K11(1), άνω, κ	0.78	1.90	0.61	2.44
K11(2), κάτω, κ	0.81	2.27	0.65	2.96
K11(2), άνω, κ	0.93	2.30	0.74	3.00

K12(0), κάτω, κ	0.43	1.87	0.34	2.42
K12(0), άνω, κ	0.24	1.83	0.21	2.27
K12(1), κάτω, κ	0.85	1.85	0.68	2.41
K12(1), άνω, κ	0.78	1.91	0.62	2.48
K12(2), κάτω, κ	0.85	2.29	0.69	3.05
K12(2), άνω, κ	0.95	2.27	0.77	3.01
K13(0), κάτω, κ	0.45	1.91	0.35	2.49
K13(0), άνω, κ	0.44	1.91	0.36	2.50
K13(1), κάτω, κ	0.81	2.33	0.64	3.10
K13(1), άνω, κ	0.80	2.42	0.62	3.23
K13(2), κάτω, κ	0.64	3.53	0.51	4.70
K13(2), άνω, κ	0.76	3.39	0.61	4.52
K14(0), κάτω, κ	0.38	1.72	0.30	2.24
K14(0), άνω, κ	0.19	1.75	0.19*	1.56
K14(1), κάτω, κ	0.83	1.89	0.66	2.49
K14(1), άνω, κ	0.78	1.83	0.62	2.39
K14(2), κάτω, κ	0.80	2.01	0.62	2.67
K14(2), άνω, κ	0.98	2.00	0.76	2.66
K15(0), κάτω, κ	0.40	1.76	0.31	2.27
K15(0), άνω, κ	0.45	1.79	0.36	2.32
K15(1), κάτω, κ	0.83	2.84	0.65	3.88
K15(1), άνω, κ	0.78	2.93	0.61	3.71
K15(2), κάτω, κ	0.67	3.75	0.55	4.99
K15(2), άνω, κ	0.77	3.52	0.63	4.70
K16(0), κάτω, κ	0.82	1.59	0.71	1.78
K16(0), άνω, κ	0.46	1.59	0.38	1.94
K16(1), κάτω, κ	0.80	1.75	0.68	2.27
K16(1), άνω, κ	0.76	1.75	0.65	2.25
K16(2), κάτω, κ	0.83	1.76	0.71	2.28
K16(2), άνω, κ	1.04!	1.77	0.91	2.29
K17(0), κάτω, κ	1.21!	2.22	0.86	3.14
K17(0), άνω, κ	0.36	2.93	0.27	3.79
K17(1), κάτω, κ	0.44	2.68	0.33	3.57
K17(1), άνω, κ	0.23	2.31	0.17	3.59
K17(2), κάτω, κ	0.27	2.22	0.20	2.95
K17(2), άνω, κ	0.38	2.47	0.29	3.30
K18(0), κάτω, κ	0.79	2.48	0.59	3.31
K18(0), άνω, κ	0.21	2.50	0.16	3.33
K18(1), κάτω, κ	0.29	2.38	0.22	3.17
K18(1), άνω, κ	0.22	2.46	0.18	3.27
K18(2), κάτω, κ	0.12	2.47	0.09	3.30
K18(2), άνω, κ	0.15	3.42	0.11	4.56
K19(0), κάτω, κ	0.52	2.06	0.42	2.74
K19(0), άνω, κ	0.42	3.13	0.35	4.18
K19(1), κάτω, κ	1.18!	2.33	0.94	3.30
K19(1), άνω, κ	1.20!	2.22	0.96	3.14
K19(2), κάτω, κ	1.06!	2.35	0.87	3.13
K19(2), άνω, κ	1.14!	2.36	0.93	3.14
K20(0), κάτω, κ	0.53	1.81	0.44	2.34
K20(0), άνω, κ	0.33	2.71	0.29	1.47
K20(1), κάτω, κ	0.82	1.91	0.64	2.42
K20(1), άνω, κ	0.76	1.92	0.60	2.51
K20(2), κάτω, κ	0.74	2.10	0.58	2.77
K20(2), άνω, κ	0.79	2.18	0.63	2.82
K21(0), κάτω, κ	0.57	1.94	0.49	2.60
K21(0), άνω, κ	0.22	2.14	0.25	2.68
K21(1), κάτω, κ	0.51	2.33	0.38	3.16
K21(1), άνω, κ	0.42	3.60	0.31	5.15
K21(2), κάτω, κ	0.44	4.04	0.34	4.96
K21(2), άνω, κ	0.52	2.80	0.40	4.72
K22(0), κάτω, κ	0.49	2.10	0.39	2.79
K22(0), άνω, κ	0.41	2.37	0.32	3.15
K22(1), κάτω, κ	0.97	2.21	0.79	2.99
K22(1), άνω, κ	0.97	2.28	0.79	3.03
K22(2), κάτω, κ	1.06!	2.37	0.88	3.16
K22(2), άνω, κ	1.20!	2.41	1.00	3.22
K23(0), κάτω, κ	0.82	2.48	0.61	3.31
K23(0), άνω, κ	0.21	2.02	0.17	2.70
K23(1), κάτω, κ	0.25	2.30	0.19	3.06
K23(1), άνω, κ	0.21	2.55	0.17	3.40
K23(2), κάτω, κ	0.10	2.40	0.08	3.27
K23(2), άνω, κ	0.11	3.49	0.08	4.65
K24(0), κάτω, κ	0.81	2.68	0.61	3.57
K24(0), άνω, κ	0.32	2.98	0.24	3.97
K24(1), κάτω, κ	0.36	2.23	0.27	2.97
K24(1), άνω, κ	0.21	2.58	0.16	3.25
K24(2), κάτω, κ	0.25	2.37	0.19	3.16
K24(2), άνω, κ	0.34	2.43	0.28	3.25

Μέγιστα λόγω επάρκειας υποστρωμάτων - Έλεγχος Ροπής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας
SD	K2(2)	Κύριο	1.37!
NC	K2(2)	Κύριο	1.03!

Πίνακας 37. Αποτελέσματα ελαστικής δυναμικής ανάλυσης δοκών ενισχυμένου φορέα για τον Σεισμό ΕΚ8

10.4 Συμπεράσματα

Τα αποτελέσματα της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης του ενισχυμένου φορέα υποδεικνύουν ότι ο φορέας παρουσιάζει μια βελτιωμένη σεισμική συμπεριφορά.

Για τον σεισμό του '59, προκύπτουν 14 κόμβοι δοκών που υπερβαίνουν την στάθμη επιτελεστικότητας των Σημαντικών Βλαβών (SD). Κανένα υποστυλώμα δεν υπερβαίνει αυτή την στάθμη. Πριν από τις ενισχύσεις, προέκυπταν 26 και 63 κόμβοι στις δοκούς και στα υποστυλώματα αντίστοιχα των οποίων οι λόγοι υπερέβαιναν την μονάδα στην στάθμη SD. Επίσης, προκύπτουν 12 κόμβοι δοκών που υπερβαίνουν την στάθμη επιτελεστικότητας της Οιονεί Κατάρρευσης (NC), ενώ κανένας κόμβος υποστυλώματος δεν υπερβαίνει την απαίτηση της στάθμης αυτής.

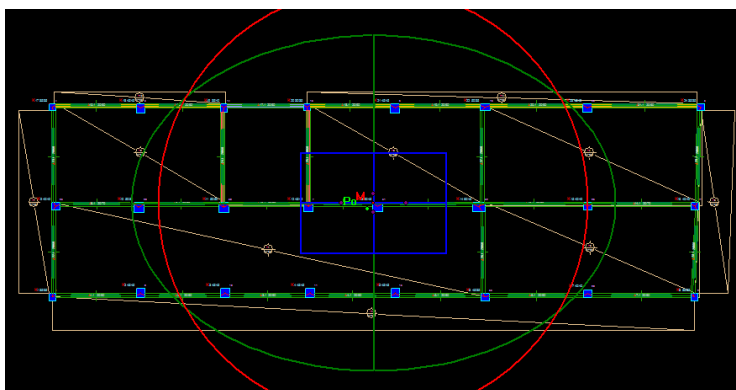
Για τον σεισμό του ΕΚ8, προκύπτουν 21 κόμβοι δοκών και 11 κόμβοι υποστυλωμάτων που υπερβαίνουν την στάθμη επιτελεστικότητας των Σημαντικών Βλαβών (SD). Πριν από τις ενισχύσεις, προέκυπταν 60 και 110 κόμβοι στις δοκούς και στα υποστυλώματα αντίστοιχα των οποίων οι λόγοι υπερέβαιναν την μονάδα στην στάθμη SD. Επίσης, προκύπτουν 16 κόμβοι δοκών και 1 κόμβος υποστυλώματος που υπερβαίνουν την στάθμη επιτελεστικότητας της Οιονεί Κατάρρευσης (NC). Πριν από τις ενισχύσεις, προέκυπταν 32 και 67 κόμβοι στις δοκούς και στα υποστυλώματα αντίστοιχα των οποίων οι λόγοι υπερέβαιναν την μονάδα στην στάθμη SD.

Για τους δύο σεισμούς αυτούς, παρόλο που δεν ικανοποιούνται πλήρως οι απαιτήσεις σε όλα τα μέλη, παρατηρείται ότι υπάρχει μια εξαιρετική βελτίωση στην σεισμική απόκριση των υποστυλωμάτων της κατασκευής.

11 Αποτελέσματα στατικής ανελαστική ανάλυσης φορέα

11.1 Κόμβος Ελέγχου Ενισχυμένου Φορέα

Οι ενισχύσεις του φορέα έχουν τοποθετηθεί συμμετρικά στην περίμετρο του κτιρίου και για τον λόγο αυτό δεν παρατηρείται ουσιαστική μετάθεση του κέντρου μάζας της κατασκευής σε σύγκριση με τον φορέα πριν από τις ενισχύσεις. Στον ενισχυμένο φορέα, ο κόμβος ελέγχου υπολογίζεται από το Fesra πάλι πλησίον του υποστυλώματος K13 και μετατίθεται σε αυτό. Ο κόμβος ελέγχου της κατασκευής παραμένει στην οροφή του Β' ορόφου.



Εικόνα 69. Κόμβος Ελέγχου Ενισχυμένης Κατασκευής

11.2 Καμπύλες Αντίστασης Ενισχυμένου Φορέα για Ομοιόμορφη Κατανομή Φόρτισης

Στον παρακάτω πίνακα παρατίθενται οι μέγιστες πλευρικές δυνάμεις που επιδέχεται ο ενισχυμένος φορέας και οι αντίστοιχες μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου σε αυτό το βήμα στατικής ανελαστικής ανάλυσης του φορέα για όλους τους συνδυασμούς ομοιόμορφης φόρτισης.

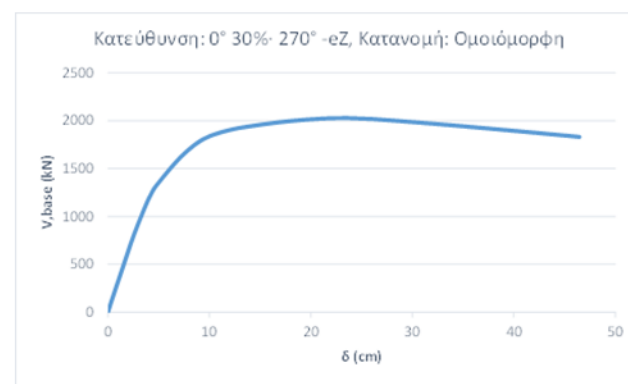
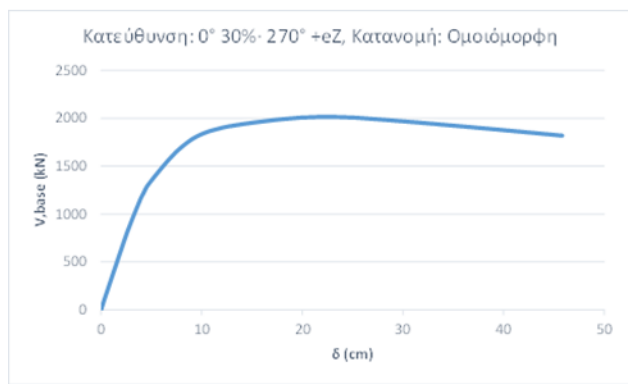
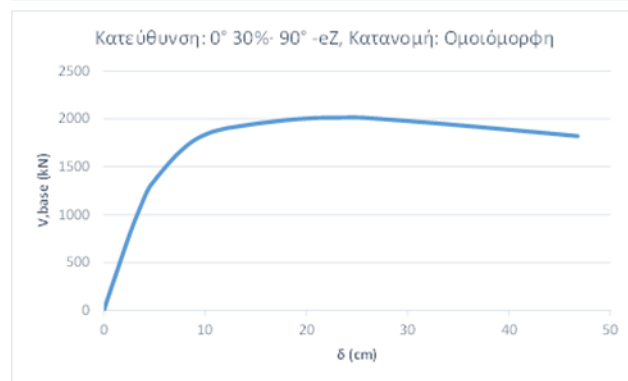
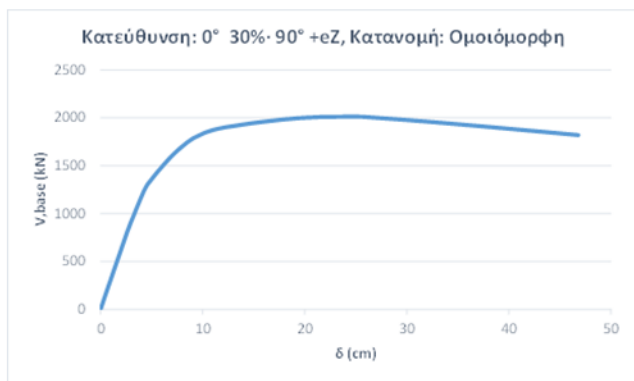
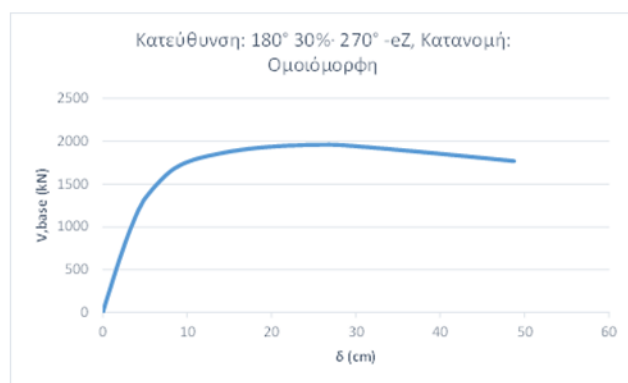
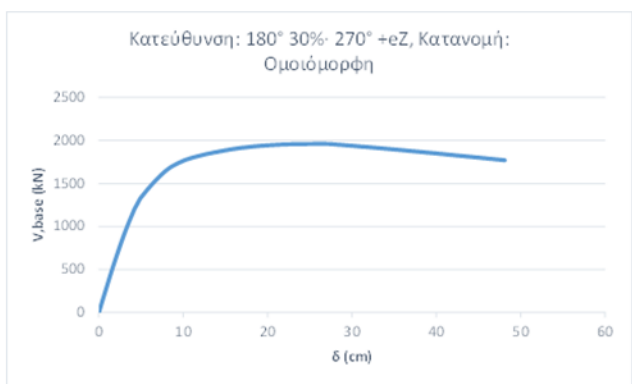
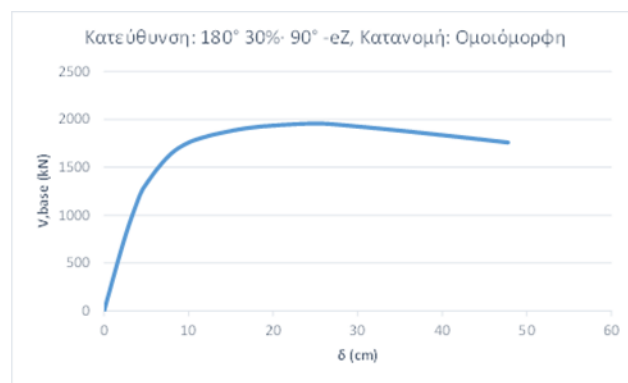
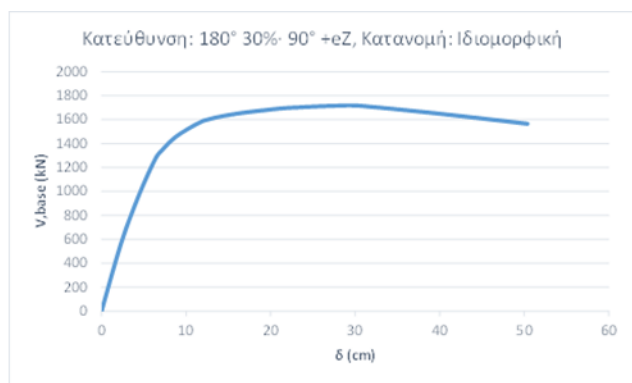
Ομοιόμορφη Κατανομή Φόρτισης		
Συνδυασμοί κατά Χ	V,base,max (kN)	δ(cm)
+Px + 0.3Z + eZ	2013.81	25.021
+Px + 0.3Z - eZ	2015.59	25.021
+Px - 0.3Z + eZ	2016.30	22.421
+Px - 0.3Z - eZ	2028.13	23.396

$-P_x + 0.3Z + eZ$	1958.51	25.029
$-P_x + 0.3Z - eZ$	1957.72	25.029
$-P_x - 0.3Z + eZ$	1962.77	26.329
$-P_x - 0.3Z - eZ$	1960.76	26.654
Συνδυασμοί κατά Z	V,base,max (kN)	δ(cm)
$+P_z + 0.3X + eX$	2143.08	21.447
$+P_z + 0.3X - eX$	2160.23	19.497
$+P_z - 0.3X + eX$	2217.04	17.255
$+P_z - 0.3X - eX$	2100.44	22.422
$-P_z + 0.3X + eX$	1948.71	21.453
$-P_z + 0.3X - eX$	2033.74	20.803
$-P_z - 0.3X + eX$	2008.50	21.453
$-P_z - 0.3X - eX$	1937.65	20.803

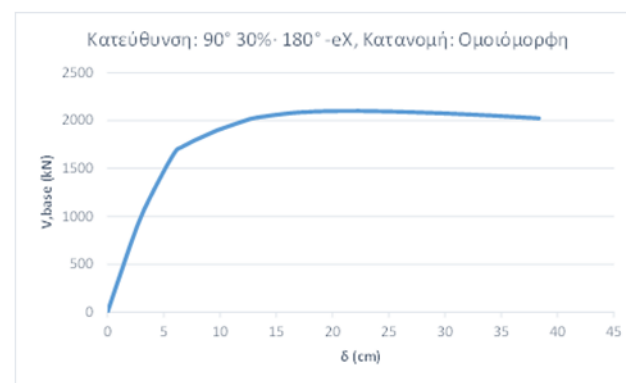
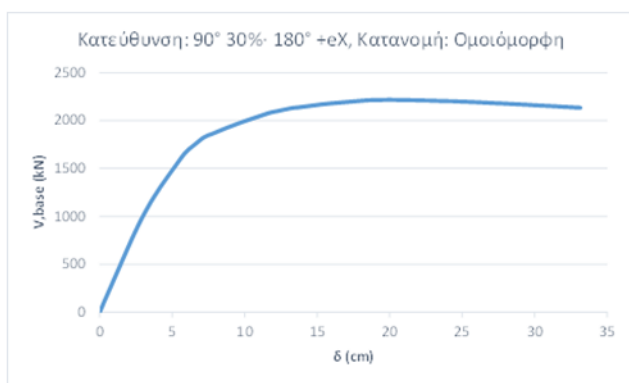
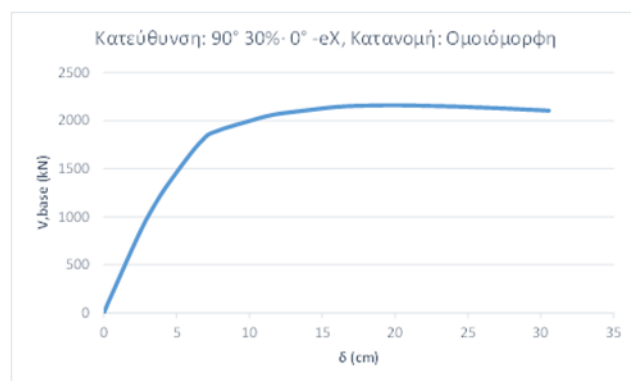
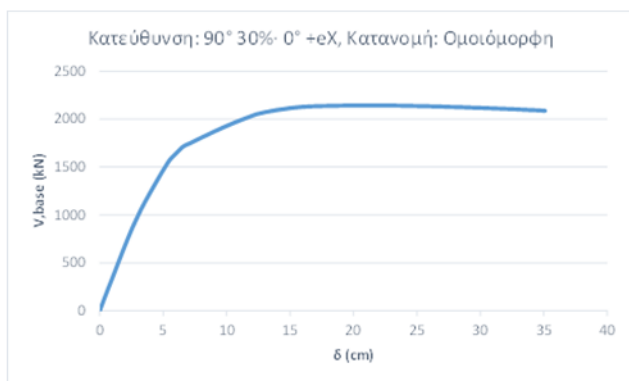
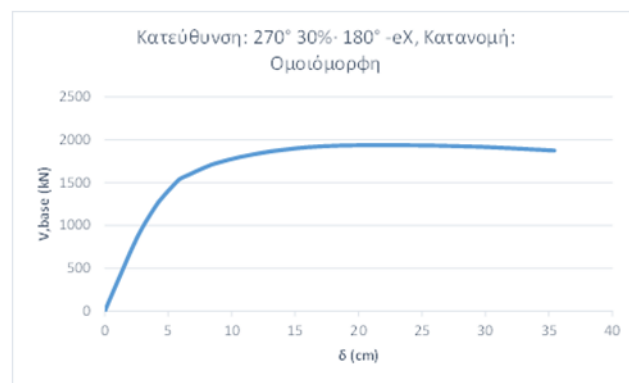
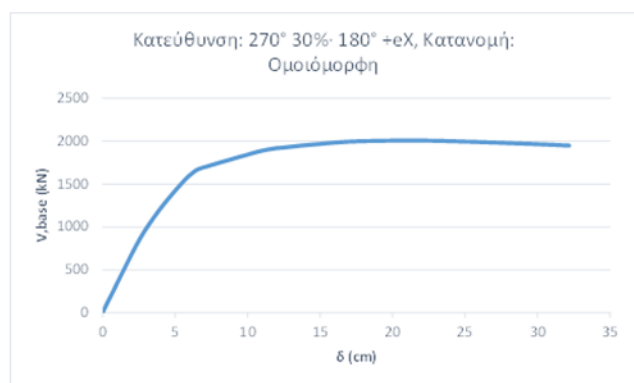
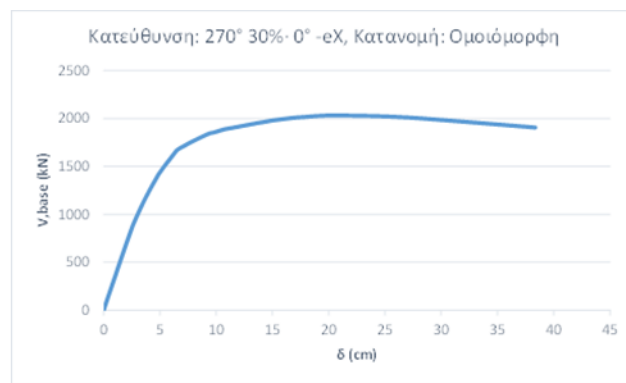
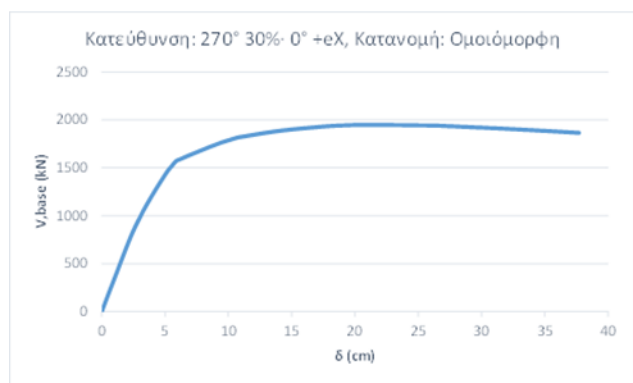
Πίνακας 38. Μέγιστες πλευρικές δυνάμεις ενισχυμένου φορέα για ομοιόμορφη κατανομή φορτίσεων

Ήδη παρατηρούμε ότι οι ενισχύσεις έχουν επιφέρει σημαντική βελτίωση στην συμπεριφορά του φορέα. Ο φορέας μπορεί να παραλάβει μεγαλύτερες πλευρικές φορτίσεις και στις δύο διευθύνσεις από τον υφιστάμενο. Ειδικά κατά την διεύθυνση Z, στην οποία συγκεντρώνονται και οι ενισχύσεις, παρατηρείται ότι ο φορέας μπορεί να παραλάβει περίπου τετραπλάσιες πλευρικές δυνάμεις. Επιπλέον, δεν υπάρχει πλέον μεγάλο χάσμα μεταξύ των δύο διευθύνσεων στην ικανότητα του φορέα να παραλαμβάνει πλευρικές δυνάμεις. Ο φορέας παρουσιάζει παρόμοια συμπεριφορά και στις δύο διευθύνσεις.

Στην συνέχεια, παρατίθενται οι καμπύλες αντίστασης του ενισχυμένου φορέα για ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης, όπως προκύπτουν από την ανάλυση Pushover.



Εικόνα 70. Καμπύλες αντίστασης ενισχυμένου φορέα για ομοιόμορφη φόρτιση κατά την διεύθυνση X



Εικόνα 71. Καμπύλες αντίστασης ενισχυμένου φορέα για ομοιόμορφη φόρτιση κατά την

διεύθυνση Z

11.3 Καμπύλες Αντίστασης Υφιστάμενου Φορέα για Ιδιομορφική Κατανομή Φόρτισης

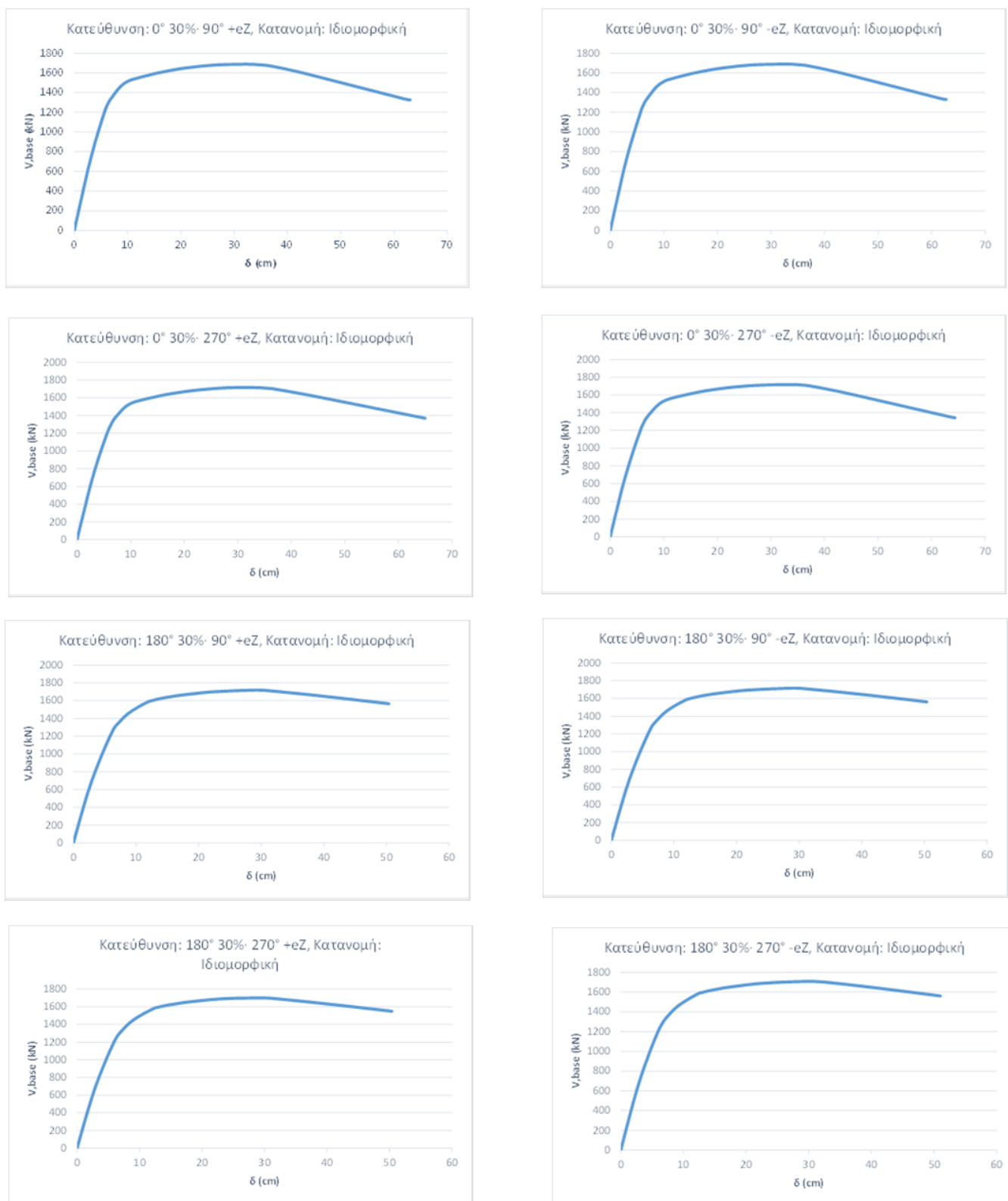
Στον παρακάτω πίνακα παρατίθενται οι μέγιστες πλευρικές δυνάμεις που επιδέχεται ο ενισχυμένος φορέας και οι αντίστοιχες μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου σε αυτό το βήμα στατικής ανελαστικής ανάλυσης του φορέα για όλους τους συνδυασμούς ιδιομορφικής φόρτισης.

Ιδιομορφική Κατανομή Φόρτισης		
Συνδυασμοί κατά X	V,base,max (kN)	δ(cm)
+P _x + 0.3Z + eZ	1689.20	32.496
+P _x + 0.3Z - eZ	1690.10	33.471
+P _x - 0.3Z + eZ	1716.67	30.221
+P _x - 0.3Z - eZ	1717.49	32.821
-P _x + 0.3Z + eZ	1719.03	29.254
-P _x + 0.3Z - eZ	1716.30	28.929
-P _x - 0.3Z + eZ	1701.32	29.254
-P _x - 0.3Z - eZ	1708.18	20.229
Συνδυασμοί κατά Z	V,base,max (kN)	δ(cm)
+P _z + 0.3X + eX	1805.40	23.397
+P _z + 0.3X - eX	1873.06	20.797
+P _z - 0.3X + eX	1893.74	20.472
+P _z - 0.3X - eX	1770.27	22.422
-P _z + 0.3X + eX	1641.16	25.028
-P _z + 0.3X - eX	1712.66	23.728
-P _z - 0.3X + eX	1701.39	25.353
-P _z - 0.3X - eX	1651.65	25.028

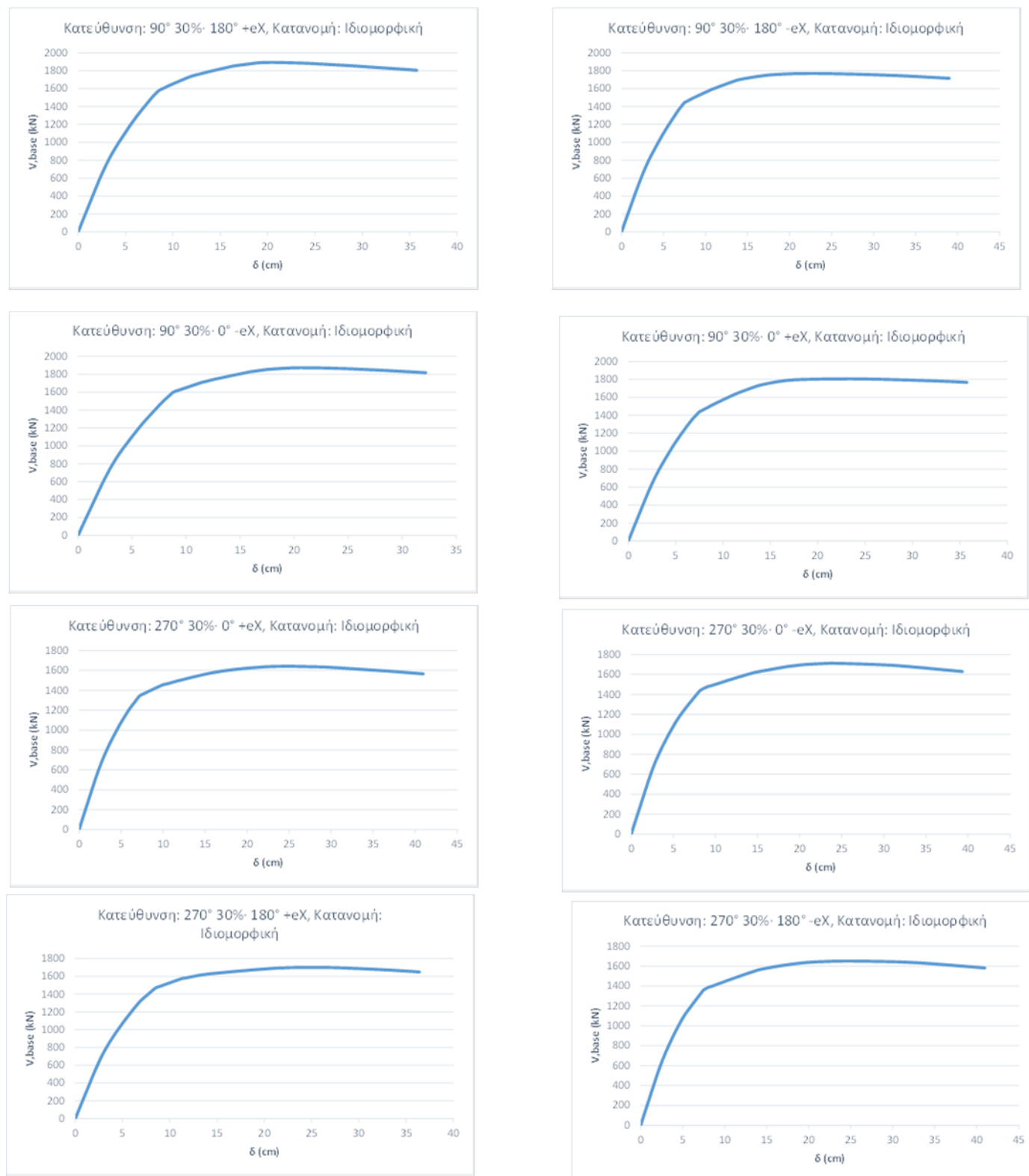
Πίνακας 39. Μέγιστες πλευρικές δυνάμεις ενισχυμένου φορέα για ιδιομορφική κατανομή φορτίσεων

Από τα παραπάνω αποτελέσματα, ανάλογα και με την περίπτωση της ομοιόμορφης φόρτισης, παρατηρείται η βελτιωμένη συμπεριφορά του ενισχυμένου φορέα. Η ιδιομορφική φόρτιση παραμένει να είναι ελαφρώς δυσμενέστερη από την ομοιόμορφη.

Στην συνέχεια, παρατίθενται οι καμπύλες αντίστασης του ενισχυμένου φορέα για ιδιομορφική κατανομή φόρτισης, όπως προκύπτουν από την ανάλυση Pushover.



Εικόνα 72. Καμπύλες αντίστασης ενισχυμένου φορέα για ιδιομορφική φόρτιση κατά την διεύθυνση X



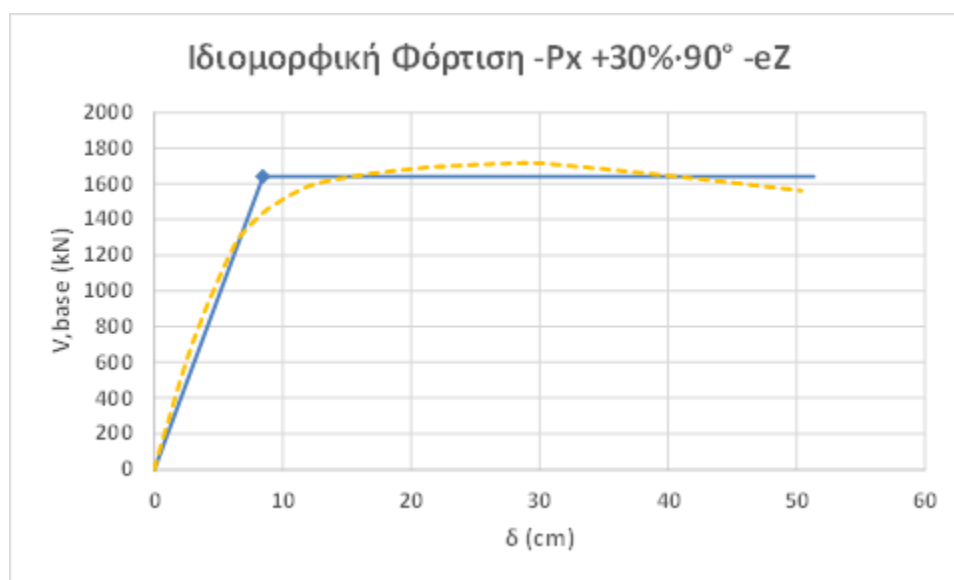
Εικόνα 73. Καμπύλες αντίστασης ενισχυμένου φορέα για ιδιομορφική φόρτιση κατά την διεύθυνση Z

11.4 Εξιδανικευμένες Διγραμμικές Καμπύλες Αντίστασης – Στοχευόμενες Μετακινήσεις Ενισχυμένου Φορέα

Στην παρούσα παράγραφο παρουσιάζεται η μετατροπή της καμπύλης ικανότητας του ενισχυμένου κτιρίου από μη γραμμική σε διγραμμική. Οι υπολογισμοί έγιναν για όλους τους συνδυασμούς από το πρόγραμμα Fespa. Παρακάτω παρουσιάζονται οι διγραμμικοποιημένες καμπύλες για δύο από τις δυσμενέστερες φορτίσεις του φορέα στις διευθύνσεις X και Z.

11.4.1 Εξιδανικευμένη Καμπύλη Ικανότητας κατά X

Επιλέγεται ο δυσμενής συνδυασμός ιδιομορφικής φόρτισης $-P_x + 30\%Z - eZ$ για να διγραμμικοποιηθεί. Η διαδικασία της διγραμμικοποίησης πραγματοποιείται με την μέθοδο των ίσων εμβαδών, όπως έχει περιγραφεί σε προηγούμενο κεφάλαιο.

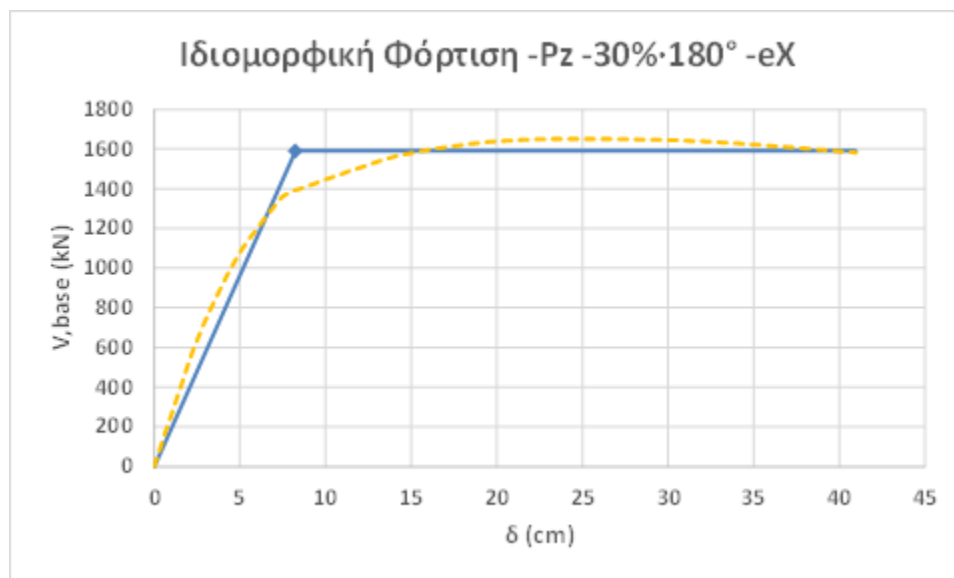


Εικόνα 74. Διγραμμική Καμπύλη Αντίστασης Ενισχυμένου – Ιδιομορφική Φόρτιση $-P_x + 30\%Z - eZ$

Τα μεγέθη των μετακινήσεων και των δυνάμεων του παραπάνω διαγράμματος είναι σε όρους πολυβαθμίου συστήματος.

11.4.2 Εξιδανικευμένη Καμπύλη Ικανότητας κατά Z

Επιλέγεται ο δυσμενής συνδυασμός ιδιομορφικής φόρτισης -Pz -30%X -eX για να διγραμμοποιηθεί.



Εικόνα 75. Διγραμμική Καμπύλη Αντίστασης Ενισχυμένου - Ιδιομορφική Φόρτιση -Pz -30%X -eX

Τα μεγέθη των μετακινήσεων και των δυνάμεων του παραπάνω διαγράμματος είναι σε όρους πολυβαθμίου συστήματος.

11.5 Υπολογισμός Στοχευόμενων Μετακινήσεων Ενισχυμένου Φορέα

Εφόσον έχουν διγραμμοποιηθεί όλες οι καμπύλες αντίστασης για όλους τους συνδυασμούς φόρτισης του ενισχυμένου φορέα είναι δυνατόν να υπολογιστούν οι στοχευόμενες μετακινήσεις για την απαίτηση του σεισμού του '59 και του φάσματος του ΕΚ8. Οι στοχευόμενες μετακινήσεις υπολογίζονται από την μέθοδο των συντελεστών του ΚΑΝΕΠΕ.

Συνδυασμοί κατά Z	Sd (cm)	δ(cm)	Sd (cm)	δ(cm)
+Pz + 0.3X + eX	5.65	5.65	4.04	5.99
+Pz + 0.3X - eX	5.65	5.65	4.02	5.95
+Pz - 0.3X + eX	5.59	5.59	3.97	5.89
+Pz - 0.3X - eX	5.63	5.63	4.02	5.96
-Pz + 0.3X + eX	5.66	5.66	4.09	6.06
-Pz + 0.3X - eX	5.63	5.63	4.04	5.99
-Pz - 0.3X + eX	5.71	5.71	4.10	6.08
-Pz - 0.3X - eX	5.66	5.66	4.11	6.09

Πίνακας 40. Στοιχευόμενες μετακινήσεις ενισχυμένης κατασκευής για απαίτηση σεισμού του '59

Απαίτηση ΕΚ8				
	Ομοιόμορφη Κατανομή Φόρτισης		Ιδιομορφική Κατανομή Φόρτισης	
Συνδυασμοί κατά X	Sd (cm)	δ(cm)	Sd (cm)	δ(cm)
+Px + 0.3Z + eZ	12.07	12.07	10.19	14.43
+Px + 0.3Z - eZ	12.06	12.06	10.19	14.43
+Px - 0.3Z + eZ	12.09	12.09	10.17	14.40
+Px - 0.3Z - eZ	12.07	12.07	10.18	14.41
-Px + 0.3Z + eZ	12.12	12.12	10.39	14.72
-Px + 0.3Z - eZ	12.13	12.13	10.40	14.73
-Px - 0.3Z + eZ	12.13	12.13	10.48	14.84
-Px - 0.3Z - eZ	12.16	12.16	10.49	14.85
Συνδυασμοί κατά Z	Sd (cm)	δ(cm)	Sd (cm)	δ(cm)
+Pz + 0.3X + eX	11.64	11.64	9.93	14.72
+Pz + 0.3X - eX	11.42	11.42	9.80	14.52

+Pz - 0.3X + eX	11.45	11.45	9.77	14.48
+Pz - 0.3X - eX	11.45	11.45	9.86	14.62
-Pz + 0.3X + eX	11.61	11.61	9.88	14.64
-Pz + 0.3X - eX	11.48	11.48	9.90	14.68
-Pz - 0.3X + eX	11.64	11.64	9.85	14.59
-Pz - 0.3X - eX	11.67	11.67	10.01	14.84

Πίνακας 41. Στοχευόμενες μετακινήσεις ενισχυμένης κατασκευής για απαίτηση του φάσματος ΕΚ8

11.6 Αποτελέσματα στατικής ανελαστικής ανάλυσης ενισχυμένης κατασκευής με λόγους ανεπάρκειας

Παρακάτω παρατίθενται τα αποτελέσματα των λόγων ανεπάρκειας για όλα τα μέλη της κατασκευής μετά τις ενισχύσεις για απαίτηση σεισμού '59 και του φάσματος του ΕΚ8. Υπενθυμίζεται ότι όταν ένας λόγος είναι μεγαλύτερος της μονάδας, σημαίνει ότι το μέλος για κάποιο συνδυασμό φόρτισης δεν ικανοποιεί την απαίτηση της αποτίμησης.

Μέλος	Κ/Δ	λSD	λSD	λNC	λNC	λ VRy	λ VRy
		Αρχής	Τέλους	Αρχής	Τέλους	Αρχής	Τέλους
Δ1.1(0)	Κύριο	0.47	0.17	0.35	0.13	0.54	0.41
Δ2.1(0)	Κύριο	0.18	0.18	0.13	0.14	0.41	0.43
Δ3.1(0)	Κύριο	0.18	0.17	0.13	0.13	0.42	0.42
Δ4.1(0)	Κύριο	0.17	0.19	0.13	0.14	0.41	0.43
Δ5.1(0)	Κύριο	0.2	0.16	0.15	0.12	0.46	0.41
Δ6.1(0)	Κύριο	0.16	0.19	0.12	0.14	0.45	0.46
Δ7.1(0)	Κύριο	0.18	0.47	0.13	0.35	0.33	0.51
Δ8.1(0)	Κύριο	0.47	0.18	0.35	0.14	0.61	0.43
Δ9.1(0)	Κύριο	0.18	0.19	0.13	0.14	0.49	0.48
Δ10.1(0)	Κύριο	0.2	0.2	0.15	0.15	0.48	0.49

Δ11.1(0)	Κύριο	0.21	0.29	0.15	0.22	0.51	0.62
Δ12.1(0)	Κύριο	0.29	0.3	0.21	0.22	0.74	0.65
Δ13.1(0)	Κύριο	0.29	0.18	0.22	0.13	0.56	0.57
Δ14.1(0)	Κύριο	0.13	0.47	0.1	0.35	0.48	0.61
Δ15.1(0)	Δευτ.	0.39	0.43	0.29	0.32	0.45	0.46
Δ16.1(0)	Κύριο	0.61	0.21	0.46	0.16	0.54	0.15
Δ17.1(0)	Κύριο	0.13	0.08	0.09	0.06	0.26	0.29
Δ18.1(0)	Κύριο	0.09	0.2	0.06	0.15	0.31	0.42
Δ19.1(0)	Κύριο	0.21	0.18	0.16	0.13	0.46	0.33
Δ20.1(0)	Κύριο	0.21	0.54	0.15	0.4	0.24	0.55
Δ21.1(0)	Δευτ.	0.34	0.32	0.25	0.24	0.39	0.38
Δ22.1(0)	Δευτ.	0.44	0.39	0.33	0.29	0.63	0.62
Δ23.1(0)	Δευτ.	0.33	0.43	0.25	0.32	0.64	0.67
Δ24.1(0)	Κύριο	0.22	0.19	0.17	0.14	0.36	0.37
Δ25.1(0)	Κύριο	0.19	0.16	0.15	0.12	0.37	0.34
Δ26.1(0)	Κύριο	0.18	0.23	0.14	0.17	0.38	0.47
Δ27.1(0)	Κύριο	0.2	0.18	0.15	0.13	0.53	0.52
Δ28.1(0)	Δευτ.	0.43	0.34	0.32	0.26	0.51	0.49
Δ29.1(0)	Δευτ.	0.31	0.41	0.23	0.31	0.5	0.52
Δ1.1(1)	Κύριο	0.67	0.2	0.5	0.15	0.56	0.26
Δ2.1(1)	Κύριο	0.19	0.17	0.14	0.13	0.42	0.47
Δ3.1(1)	Κύριο	0.18	0.19	0.13	0.14	0.44	0.43
Δ4.1(1)	Κύριο	0.2	0.2	0.15	0.15	0.44	0.44
Δ5.1(1)	Κύριο	0.26	0.19	0.19	0.14	0.48	0.43
Δ6.1(1)	Κύριο	0.22	0.22	0.16	0.16	0.48	0.46
Δ7.1(1)	Κύριο	0.23	0.58	0.17	0.44	0.33	0.57
Δ8.1(1)	Κύριο	0.65	0.15	0.49	0.11	0.61	0.44
Δ9.1(1)	Κύριο	0.15	0.18	0.11	0.14	0.48	0.47
Δ10.1(1)	Κύριο	0.18	0.18	0.14	0.13	0.38	0.4
Δ11.1(1)	Κύριο	0.19	0.16	0.14	0.12	0.39	0.48
Δ12.1(1)	Κύριο	0.21	0.32	0.16	0.24	0.59	0.51
Δ13.1(1)	Κύριο	0.36	0.27	0.27	0.2	0.59	0.59
Δ14.1(1)	Κύριο	0.23	0.59	0.18	0.45	0.38	0.66
Δ15.1(1)	Δευτ.	0.54	0.53	0.4	0.4	0.47	0.47

Δ16.1(1)	Κύριο	0.74	0.25	0.56	0.18	0.57	0.15
Δ17.1(1)	Κύριο	0.13	0.12	0.1	0.09	0.27	0.3
Δ18.1(1)	Κύριο	0.12	0.2	0.09	0.15	0.33	0.42
Δ19.1(1)	Κύριο	0.22	0.17	0.17	0.13	0.45	0.32
Δ20.1(1)	Κύριο	0.19	0.61	0.14	0.46	0.25	0.57
Δ21.1(1)	Δευτ.	0.44	0.4	0.33	0.3	0.45	0.44
Δ22.1(1)	Δευτ.	0.64	0.53	0.48	0.39	0.57	0.53
Δ23.1(1)	Δευτ.	0.5	0.6	0.38	0.45	0.54	0.59
Δ24.1(1)	Κύριο	0.36	0.26	0.27	0.2	0.4	0.4
Δ25.1(1)	Κύριο	0.29	0.26	0.22	0.19	0.4	0.39
Δ26.1(1)	Κύριο	0.34	0.33	0.25	0.25	0.47	0.49
Δ27.1(1)	Κύριο	0.34	0.38	0.25	0.28	1.06 !	1.08 !
Δ28.1(1)	Δευτ.	0.63	0.52	0.47	0.39	0.55	0.52
Δ29.1(1)	Δευτ.	0.51	0.59	0.38	0.45	0.55	0.59
Δ1.1(2)	Κύριο	0.54	0.04	0.41	0.03	0.51	0.43
Δ2.1(2)	Κύριο	0.05	0.1	0.04	0.08	0.37	0.39
Δ3.1(2)	Κύριο	0.11	0.09	0.08	0.07	0.4	0.4
Δ4.1(2)	Κύριο	0.1	0.11	0.07	0.08	0.38	0.4
Δ5.1(2)	Κύριο	0.09	0.12	0.07	0.09	0.43	0.4
Δ6.1(2)	Κύριο	0.09	0.08	0.07	0.06	0.42	0.44
Δ7.1(2)	Κύριο	0.09	0.53	0.07	0.4	0.47	0.53
Δ8.1(2)	Κύριο	0.34	0.02	0.25	0.01	0.51	0.5
Δ9.1(2)	Κύριο	0.03	0.12	0.02	0.09	0.46	0.44
Δ10.1(2)	Κύριο	0.14	0.13	0.11	0.1	0.37	0.36
Δ11.1(2)	Κύριο	0.14	0.12	0.11	0.09	0.33	0.48
Δ12.1(2)	Κύριο	0.06	0.13	0.04	0.1	0.55	0.54
Δ13.1(2)	Κύριο	0.16	0.15	0.12	0.11	0.54	0.56
Δ14.1(2)	Κύριο	0.12	0.36	0.09	0.27	0.59	0.59
Δ15.1(2)	Δευτ.	0.44	0.49	0.33	0.37	0.38	0.38
Δ16.1(2)	Κύριο	0.71	0.17	0.53	0.13	0.42	0.06
Δ17.1(2)	Κύριο	0.09	0.09	0.07	0.07	0.13	0.16
Δ18.1(2)	Κύριο	0.1	0.07	0.07	0.05	0.18	0.29
Δ19.1(2)	Κύριο	0.07	0.08	0.05	0.06	0.29	0.16
Δ20.1(2)	Κύριο	0.12	0.58	0.09	0.44	0.15	0.39

Δ21.1(2)	Δευτ.	0.42	0.34	0.31	0.25	0.35	0.34
Δ22.1(2)	Δευτ.	0.62	0.36	0.46	0.27	0.53	0.48
Δ23.1(2)	Δευτ.	0.33	0.61	0.24	0.46	0.49	0.56
Δ24.1(2)	Κύριο	0.2	0.16	0.15	0.12	0.56	0.6
Δ25.1(2)	Κύριο	0.19	0.15	0.14	0.11	0.57	0.55
Δ26.1(2)	Κύριο	0.17	0.34	0.13	0.25	0.62	0.89
Δ27.1(2)	Κύριο	0.3	0.62	0.23	0.47	1.38*!	1.19 !
Δ28.1(2)	Δευτ.	0.61	0.34	0.46	0.26	0.53	0.48
Δ29.1(2)	Δευτ.	0.32	0.61	0.24	0.45	0.51	0.56
Μέγιστες Τιμές Λόγων Στροφής							
SD	Δ16.1(1)	Κύριο	0.74				
NC	Δ16.1(1)	Κύριο	0.56				

Πίνακας 42. Λόγοι ανεπάρκειας δοκών ενισχυμένης κατασκευής για σεισμό '59

Μέλος	Κ/Δ	λSD	λSD	λNC	λNC	λ VRy	λ VRz
		Αρχής	Τέλους	Αρχής	Τέλους		
K1(0)	Κύριο	0.42	0.18	0.31	0.14	-	0.89
K1(1)	Κύριο	0.22	0.1	0.16	0.08	-	0.44
K1(2)	Κύριο	0.08	0.07	0.06	0.05	-	0.28
K2(0)	Κύριο	0.21	0.17	0.16	0.13	0.18	0.06
K2(1)	Κύριο	0.31	0.26	0.23	0.19	0.29	0.04
K2(2)	Κύριο	0.26	0.37	0.19	0.27	0.24	0.03
K3(0)	Κύριο	0.22	0.17	0.16	0.12	0.17	0.06
K3(1)	Κύριο	0.32	0.28	0.24	0.21	0.26	0.05
K3(2)	Κύριο	0.26	0.31	0.19	0.24	0.24	0.04
K4(0)	Κύριο	0.2	0.16	0.15	0.12	0.15	0.05
K4(1)	Κύριο	0.3	0.25	0.22	0.19	0.27	0.05
K4(2)	Κύριο	0.25	0.32	0.18	0.24	0.23	0.04
K5(0)	Κύριο	0.21	0.15	0.16	0.11	0.17	0.06
K5(1)	Κύριο	0.32	0.26	0.24	0.19	0.26	0.05
K5(2)	Κύριο	0.24	0.37	0.18	0.28	0.24	0.06
K6(0)	Κύριο	0.26	0.19	0.2	0.15	0.09	0.16

K6(1)	Κύριο	0.42	0.33	0.31	0.25	0.28	0.22
K6(2)	Κύριο	0.32	0.42	0.24	0.31	0.26	0.26
K7(0)	Κύριο	0.2	0.16	0.15	0.12	0.13	0.05
K7(1)	Κύριο	0.37	0.29	0.28	0.22	0.28	0.05
K7(2)	Κύριο	0.22	0.35	0.16	0.26	0.25	0.06
K8(0)	Κύριο	0.4	0.19	0.3	0.15	-	0.91
K8(1)	Κύριο	0.21	0.1	0.16	0.08	-	0.5
K8(2)	Κύριο	0.07	0.08	0.05	0.06	-	0.26
K9(0)	Κύριο	0.35	0.12	0.29	0.1	0.25	0.2
K9(1)	Κύριο	0.35	0.2	0.27	0.15	0.32	0.34
K9(2)	Κύριο	0.24	0.5	0.18	0.38	0.45	0.62
K10(0)	Κύριο	0.19	0.18	0.14	0.13	0.22	0.06
K10(1)	Κύριο	0.4	0.4	0.3	0.3	0.35	0.06
K10(2)	Κύριο	0.33	0.48	0.25	0.36	0.25	0.08
K11(0)	Κύριο	0.19	0.13	0.15	0.1	0.19	0.13
K11(1)	Κύριο	0.43	0.41	0.32	0.31	0.3	0.22
K11(2)	Κύριο	0.32	0.39	0.24	0.29	0.26	0.25
K12(0)	Κύριο	0.22	0.16	0.17	0.12	0.18	0.12
K12(1)	Κύριο	0.45	0.42	0.34	0.31	0.29	0.22
K12(2)	Κύριο	0.33	0.4	0.25	0.3	0.26	0.25
K13(0)	Κύριο	0.21	0.13	0.16	0.1	0.07	0.17
K13(1)	Κύριο	0.37	0.39	0.28	0.29	0.3	0.07
K13(2)	Κύριο	0.31	0.42	0.23	0.32	0.25	0.08
K14(0)	Κύριο	0.23	0.08	0.19	0.06	0.11	0.14
K14(1)	Κύριο	0.37	0.29	0.28	0.21	0.3	0.39
K14(2)	Κύριο	0.29	0.45	0.22	0.34	0.27	0.27
K15(0)	Κύριο	0.21	0.2	0.16	0.15	0.15	0.04
K15(1)	Κύριο	0.37	0.27	0.28	0.2	0.38	0.07
K15(2)	Κύριο	0.23	0.35	0.17	0.27	0.29	0.1
K16(0)	Κύριο	0.4	0.15	0.31	0.12	0.28	0.25
K16(1)	Κύριο	0.34	0.3	0.26	0.23	0.32	0.35
K16(2)	Κύριο	0.27	0.51	0.2	0.38	0.47	0.6
K17(0)	Κύριο	0.39	0.23	0.29	0.17	-	1
K17(1)	Κύριο	0.2	0.09	0.15	0.07	-	0.73

K17(2)	Κύριο	0.09	0.11	0.07	0.08	-	0.32
K18(0)	Κύριο	0.49	0.3	0.37	0.23	-	1.07 !
K18(1)	Κύριο	0.17	0.07	0.13	0.05	-	0.69
K18(2)	Κύριο	0.04	0.05	0.03	0.04	-	0.26
K19(0)	Κύριο	0.21	0.16	0.16	0.12	0.13	0.08
K19(1)	Κύριο	0.39	0.38	0.29	0.29	0.3	0.21
K19(2)	Κύριο	0.4	0.48	0.3	0.36	0.23	0.2
K20(0)	Κύριο	0.29	0.22	0.23	0.17	0.11	0.08
K20(1)	Κύριο	0.39	0.35	0.3	0.26	0.22	0.19
K20(2)	Κύριο	0.35	0.38	0.26	0.29	0.19	0.19
K21(0)	Κύριο	0.28	0.13	0.21	0.1	0.16	0.12
K21(1)	Κύριο	0.25	0.23	0.19	0.17	0.21	0.06
K21(2)	Κύριο	0.25	0.32	0.19	0.24	0.19	0.04
K22(0)	Κύριο	0.28	0.19	0.21	0.14	0.08	0.17
K22(1)	Κύριο	0.37	0.38	0.28	0.29	0.25	0.23
K22(2)	Κύριο	0.38	0.37	0.28	0.28	0.2	0.12
K23(0)	Κύριο	0.51	0.29	0.38	0.22	-	1.07 !
K23(1)	Κύριο	0.15	0.05	0.11	0.04	-	0.61
K23(2)	Κύριο	0.04	0.04	0.03	0.03	-	0.24
K24(0)	Κύριο	0.38	0.22	0.28	0.16	-	0.94
K24(1)	Κύριο	0.18	0.09	0.14	0.07	-	0.62
K24(2)	Κύριο	0.09	0.1	0.06	0.08	-	0.31
Μέγιστες Τιμές Λόγων Στροφής							
SD	K16(2)	Κύριο	0.51				
NC	K16(2)	Κύριο	0.38				

Πίνακας 43. Λόγοι ανεπάρκειας υποστρωμάτων ενισχυμένης κατασκευής για σεισμό '59

Μέλος	Κ/Δ	λSD	λSD	λNC	λNC	λ VRγ	λ VRγ
		Αρχής	Τέλους	Αρχής	Τέλους	Αρχής	Τέλους
Δ1.1(0)	Κύριο	1	0.4	0.77	0.3	0.68	0.54
Δ2.1(0)	Κύριο	0.46	0.42	0.35	0.32	0.53	0.53
Δ3.1(0)	Κύριο	0.44	0.42	0.33	0.31	0.52	0.52

Δ4.1(0)	Κύριο	0.42	0.47	0.32	0.35	0.53	0.53
Δ5.1(0)	Κύριο	0.5	0.43	0.37	0.32	0.56	0.52
Δ6.1(0)	Κύριο	0.46	0.47	0.35	0.35	0.56	0.55
Δ7.1(0)	Κύριο	0.44	0.92	0.33	0.69	0.37	0.63
Δ8.1(0)	Κύριο	1.08 !	0.51	0.81	0.38	0.76	0.6
Δ9.1(0)	Κύριο	0.54	0.51	0.41	0.38	0.63	0.61
Δ10.1(0)	Κύριο	0.58	0.52	0.44	0.39	0.63	0.62
Δ11.1(0)	Κύριο	0.57	0.7	0.42	0.52	0.74	0.78
Δ12.1(0)	Κύριο	0.68	0.73	0.51	0.55	0.88	0.84
Δ13.1(0)	Κύριο	0.75	0.45	0.56	0.33	0.71	0.66
Δ14.1(0)	Κύριο	0.39	0.93	0.29	0.7	0.63	0.77
Δ15.1(0)	Δευτ.	0.94	1.07 !	0.7	0.8	0.58	0.63
Δ16.1(0)	Κύριο	1.41 !	0.51	1.06 !	0.38	0.72	0.2
Δ17.1(0)	Κύριο	0.32	0.21	0.24	0.16	0.32	0.35
Δ18.1(0)	Κύριο	0.19	0.42	0.15	0.32	0.42	0.48
Δ19.1(0)	Κύριο	0.5	0.41	0.37	0.31	0.52	0.46
Δ20.1(0)	Κύριο	0.44	1.28 !	0.33	0.96	0.3	0.74
Δ21.1(0)	Δευτ.	0.74	0.73	0.55	0.55	0.47	0.46
Δ22.1(0)	Δευτ.	1.35 !	1.41 !	1	1.06 !	1	0.98
Δ23.1(0)	Δευτ.	1.22 !	0.98	0.92	0.78	0.97	0.88
Δ24.1(0)	Κύριο	0.8	0.75	0.6	0.56	0.48	0.46
Δ25.1(0)	Κύριο	0.72	0.66	0.54	0.5	0.47	0.44
Δ26.1(0)	Κύριο	0.79	0.88	0.59	0.66	0.57	0.59
Δ27.1(0)	Κύριο	0.85	0.8	0.63	0.6	0.7	0.69
Δ28.1(0)	Δευτ.	1.32 !	1.32 !	0.99	0.99	0.81	0.83
Δ29.1(0)	Δευτ.	1.18 !	1.07 !	0.89	0.81	0.77	0.73
Δ1.1(1)	Κύριο	1.40 !	0.33	0.98	0.25	0.74	0.3
Δ2.1(1)	Κύριο	0.33	0.28	0.25	0.21	0.45	0.51
Δ3.1(1)	Κύριο	0.26	0.34	0.2	0.26	0.47	0.48
Δ4.1(1)	Κύριο	0.32	0.4	0.24	0.3	0.48	0.5
Δ5.1(1)	Κύριο	0.39	0.52	0.29	0.39	0.53	0.52
Δ6.1(1)	Κύριο	0.41	0.38	0.3	0.28	0.54	0.53
Δ7.1(1)	Κύριο	0.43	1.31 !	0.32	0.98	0.37	0.78
Δ8.1(1)	Κύριο	1.41 !	0.17	1.06 !	0.13	0.81	0.56

Δ9.1(1)	Κύριο	0.15	0.26	0.11	0.19	0.52	0.51
Δ10.1(1)	Κύριο	0.26	0.26	0.2	0.19	0.43	0.45
Δ11.1(1)	Κύριο	0.21	0.38	0.16	0.29	0.45	0.54
Δ12.1(1)	Κύριο	0.33	0.97	0.25	0.73	0.64	0.7
Δ13.1(1)	Κύριο	0.97	0.85	0.73	0.63	0.77	0.74
Δ14.1(1)	Κύριο	0.62	1.40 !	0.46	1.05 !	0.45	0.92
Δ15.1(1)	Δευτ.	1.21 !	1.24 !	0.9	0.93	0.67	0.69
Δ16.1(1)	Κύριο	1.57 !	0.35	1.17 !	0.26	0.77	0.2
Δ17.1(1)	Κύριο	0.21	0.22	0.16	0.17	0.28	0.34
Δ18.1(1)	Κύριο	0.2	0.31	0.15	0.23	0.37	0.46
Δ19.1(1)	Κύριο	0.33	0.26	0.25	0.19	0.48	0.37
Δ20.1(1)	Κύριο	0.32	1.38 !	0.24	0.98	0.29	0.78
Δ21.1(1)	Δευτ.	0.99	0.97	0.74	0.73	0.59	0.59
Δ22.1(1)	Δευτ.	1.69 !	1.71 !	1.27 !	1.29 !	0.84	0.85
Δ23.1(1)	Δευτ.	1.49 !	1.75 !	1.11 !	1.31 !	0.86	0.89
Δ24.1(1)	Κύριο	1.17 !	1.12 !	0.87	0.84	0.54	0.57
Δ25.1(1)	Κύριο	0.99	0.97	0.74	0.73	0.52	0.53
Δ26.1(1)	Κύριο	0.98	1.17 !	0.76	0.87	0.62	0.68
Δ27.1(1)	Κύριο	1.14 !	1.28 !	0.85	0.96	1.45 !	1.52 !
Δ28.1(1)	Δευτ.	1.65 !	1.61 !	1.24 !	1.21 !	0.83	0.83
Δ29.1(1)	Δευτ.	1.42 !	1.69 !	1.07 !	1.27 !	0.87	0.89
Δ1.1(2)	Κύριο	1.23 !	0.11	0.92	0.08	0.66	0.5
Δ2.1(2)	Κύριο	0.08	0.13	0.06	0.1	0.37	0.4
Δ3.1(2)	Κύριο	0.12	0.08	0.09	0.06	0.4	0.41
Δ4.1(2)	Κύριο	0.1	0.11	0.07	0.08	0.38	0.41
Δ5.1(2)	Κύριο	0.1	0.16	0.07	0.12	0.43	0.42
Δ6.1(2)	Κύριο	0.1	0.11	0.08	0.08	0.42	0.44
Δ7.1(2)	Κύριο	0.13	1.22 !	0.09	0.92	0.54	0.68
Δ8.1(2)	Κύριο	0.98	0.07	0.74	0.05	0.64	0.57
Δ9.1(2)	Κύριο	0.06	0.15	0.04	0.11	0.46	0.44
Δ10.1(2)	Κύριο	0.16	0.14	0.12	0.11	0.39	0.38
Δ11.1(2)	Κύριο	0.15	0.2	0.11	0.15	0.33	0.49
Δ12.1(2)	Κύριο	0.11	0.27	0.08	0.2	0.56	0.57
Δ13.1(2)	Κύριο	0.27	0.18	0.21	0.13	0.58	0.59

Δ14.1(2)	Κύριο	0.21	1	0.16	0.75	0.67	0.74
Δ15.1(2)	Δευτ.	1.11 !	1.21 !	0.83	0.91	0.54	0.56
Δ16.1(2)	Κύριο	1.60 !	0.31	1.20 !	0.23	0.6	0.1
Δ17.1(2)	Κύριο	0.09	0.11	0.06	0.08	0.14	0.17
Δ18.1(2)	Κύριο	0.12	0.07	0.09	0.05	0.19	0.3
Δ19.1(2)	Κύριο	0.08	0.08	0.06	0.06	0.29	0.16
Δ20.1(2)	Κύριο	0.17	1.38 !	0.12	0.98	0.16	0.55
Δ21.1(2)	Δευτ.	0.96	0.89	0.72	0.67	0.46	0.45
Δ22.1(2)	Δευτ.	1.63 !	1.48 !	1.22 !	1.11 !	0.81	0.83
Δ23.1(2)	Δευτ.	1.28 !	1.74 !	0.96	1.30 !	0.83	0.86
Δ24.1(2)	Κύριο	0.63	0.38	0.47	0.29	0.66	0.68
Δ25.1(2)	Κύριο	0.53	0.33	0.4	0.25	0.65	0.65
Δ26.1(2)	Κύριο	0.83	1.20 !	0.62	0.9	0.77	1.20 !
Δ27.1(2)	Κύριο	0.95	1.54 !	0.71	1.15 !	1.61*!	1.52 !
Δ28.1(2)	Δευτ.	1.62 !	1.40 !	1.21 !	1.05 !	0.81	0.83
Δ29.1(2)	Δευτ.	1.26 !	1.67 !	0.95	1.26 !	0.84	0.86
Μέγιστες Τιμές Λόγων Στροφής							
SD	Δ23.1(1)	Δευτερεύον		1.75			
NC	Δ23.1(1)	Δευτερεύον		1.31			

Πίνακας 44. Λόγοι ανεπάρκειας δοκών ενισχυμένης κατασκευής για φάσμα ΕΚ8

Μέλος	Κ/Δ	λSD	λSD	λNC	λNC	λ VRy	λ VRz
		Αρχής	Τέλους	Αρχής	Τέλους		
K1(0)	Κύριο	1.40 !	1.24 !	1	0.93	-	1.07 !
K1(1)	Κύριο	0.36	0.15	0.27	0.11	-	0.9
K1(2)	Κύριο	0.11	0.11	0.08	0.09	-	0.42
K2(0)	Κύριο	0.58	0.29	0.43	0.23	0.32	0.18
K2(1)	Κύριο	0.61	0.71	0.46	0.54	0.37	0.11
K2(2)	Κύριο	0.73	0.86	0.55	0.65	0.29	0.04
K3(0)	Κύριο	0.56	0.26	0.42	0.2	0.33	0.17
K3(1)	Κύριο	0.64	0.71	0.48	0.53	0.35	0.1
K3(2)	Κύριο	0.68	0.78	0.51	0.59	0.28	0.05

K4(0)	Κύριο	0.49	0.27	0.36	0.2	0.28	0.11
K4(1)	Κύριο	0.61	0.62	0.46	0.47	0.38	0.1
K4(2)	Κύριο	0.64	0.78	0.48	0.59	0.28	0.05
K5(0)	Κύριο	0.5	0.26	0.38	0.2	0.31	0.16
K5(1)	Κύριο	0.63	0.69	0.47	0.51	0.36	0.1
K5(2)	Κύριο	0.66	0.87	0.5	0.65	0.29	0.06
K6(0)	Κύριο	0.6	0.28	0.5	0.21	0.23	0.28
K6(1)	Κύριο	0.81	0.73	0.61	0.55	0.39	0.26
K6(2)	Κύριο	0.67	1.14 !	0.5	0.86	0.31	0.31
K7(0)	Κύριο	0.63	0.25	0.47	0.21	0.21	0.19
K7(1)	Κύριο	0.79	0.86	0.59	0.64	0.41	0.08
K7(2)	Κύριο	0.63	0.85	0.47	0.64	0.29	0.06
K8(0)	Κύριο	1.45 !	0.96	1.09 !	0.72	-	1.09 !
K8(1)	Κύριο	0.32	0.15	0.24	0.12	-	0.9
K8(2)	Κύριο	0.11	0.11	0.08	0.09	-	0.42
K9(0)	Κύριο	0.98	0.17	0.84	0.15	0.37	0.49
K9(1)	Κύριο	0.51	0.24	0.38	0.18	0.38	0.45
K9(2)	Κύριο	0.29	0.61	0.22	0.46	0.47	0.7
K10(0)	Κύριο	0.5	0.27	0.37	0.2	0.35	0.22
K10(1)	Κύριο	0.88	0.98	0.66	0.78	0.47	0.08
K10(2)	Κύριο	0.87	0.99	0.65	0.77	0.3	0.13
K11(0)	Κύριο	0.52	0.18	0.39	0.14	0.32	0.31
K11(1)	Κύριο	0.94	1.10 !	0.71	0.83	0.49	0.26
K11(2)	Κύριο	0.82	0.98	0.61	0.73	0.34	0.32
K12(0)	Κύριο	0.54	0.22	0.41	0.17	0.32	0.26
K12(1)	Κύριο	0.99	1.16 !	0.74	0.87	0.45	0.25
K12(2)	Κύριο	0.86	0.97	0.65	0.73	0.33	0.32
K13(0)	Κύριο	0.44	0.21	0.33	0.16	0.19	0.3
K13(1)	Κύριο	0.79	0.95	0.59	0.71	0.43	0.08
K13(2)	Κύριο	0.79	0.94	0.59	0.7	0.3	0.15
K14(0)	Κύριο	0.56	0.16	0.44	0.14	0.29	0.21
K14(1)	Κύριο	0.62	0.33	0.47	0.25	0.33	0.53
K14(2)	Κύριο	0.39	1.09 !	0.29	0.81	0.4	0.38
K15(0)	Κύριο	0.63	0.28	0.49	0.24	0.25	0.2

K15(1)	Κύριο	0.85	0.38	0.64	0.28	0.51	0.08
K15(2)	Κύριο	0.37	0.97	0.28	0.73	0.38	0.15
K16(0)	Κύριο	1.20 !	0.2	0.96	0.17	0.45	0.53
K16(1)	Κύριο	0.5	0.34	0.38	0.26	0.47	0.42
K16(2)	Κύριο	0.32	0.72	0.24	0.54	0.48	0.68
K17(0)	Κύριο	1.49 !	0.52	1.12 !	0.39	-	1.12 !
K17(1)	Κύριο	0.91	0.26	0.68	0.19	-	1.04 !
K17(2)	Κύριο	0.14	0.12	0.11	0.09	-	0.41
K18(0)	Κύριο	0.98	0.81	0.77	0.61	-	1.07 !
K18(1)	Κύριο	0.25	0.09	0.19	0.08	-	0.69
K18(2)	Κύριο	0.11	0.05	0.08	0.04	-	0.46
K19(0)	Κύριο	0.45	0.25	0.33	0.19	0.24	0.16
K19(1)	Κύριο	0.72	0.92	0.54	0.69	0.33	0.28
K19(2)	Κύριο	0.97	0.99	0.73	0.75	0.27	0.25
K20(0)	Κύριο	0.5	0.49	0.39	0.4	0.23	0.15
K20(1)	Κύριο	0.89	0.85	0.67	0.64	0.34	0.29
K20(2)	Κύριο	0.83	0.94	0.63	0.7	0.27	0.26
K21(0)	Κύριο	0.46	0.19	0.35	0.14	0.3	0.23
K21(1)	Κύριο	0.6	0.65	0.45	0.49	0.33	0.07
K21(2)	Κύριο	0.69	0.8	0.51	0.6	0.24	0.07
K22(0)	Κύριο	0.49	0.27	0.37	0.2	0.19	0.31
K22(1)	Κύριο	0.76	0.95	0.57	0.71	0.36	0.26
K22(2)	Κύριο	0.91	0.89	0.68	0.66	0.25	0.12
K23(0)	Κύριο	0.99	0.98	0.76	0.77	-	1.07 !
K23(1)	Κύριο	0.46	0.17	0.35	0.13	-	1.03 !
K23(2)	Κύριο	0.1	0.06	0.07	0.05	-	0.38
K24(0)	Κύριο	1.50 !	0.45	1.12 !	0.34	-	1.12 !
K24(1)	Κύριο	0.69	0.18	0.52	0.13	-	1.03 !
K24(2)	Κύριο	0.12	0.12	0.09	0.09	-	0.41
Μέγιστες Τιμές Λόγων Στροφής							
SD	K24(0)	Κύριο	1.5				
NC	K24(0)	Κύριο	1.12				

Πίνακας 45. Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων ενισχυμένης κατασκευής για φάσμα ΕΚ8

Στάθμες Επιτελεστικότητας Στοιχείων			
Απαίτηση Σεισμού '59			
	Δοκοί	Υποστυλώματα	Συνολικά
SD	0	0	0
NC	0	0	0
Απαίτηση ΕΚ8			
	Δοκοί	Υποστυλώματα	Συνολικά
SD	48	10	58
NC	21	3	24

Πίνακας 46. Συνολικά αποτελέσματα ανελαστικής ανάλυσης ενισχυμένου για απαίτηση σεισμού '59 και ΕΚ8

11.7 Συμπεράσματα

11.7.1 Απαίτηση Σεισμού '59

Τα αποτελέσματα των λόγων ανεπάρκειας των μελών αποδεικνύουν ότι οι εφαρμοσμένες ενισχύσεις βελτιώνουν σημαντικά την σεισμική συμπεριφορά του φορέα. Οι ενισχύσεις του φορέα είχαν σχεδιαστεί για να ικανοποιούν τις απαιτήσεις του σεισμού του '59. Ο στόχος ενίσχυσης αυτός ικανοποιείται πλήρως, καθώς κανένας λόγος ανεπάρκειας κόμβου για απαίτηση σεισμού '59 δεν υπερβαίνει την μονάδα. Μάλιστα, οι λόγοι αυτοί είναι αρκετά χαμηλοί με τις μέγιστες τιμές τους στις δοκούς και στα υποστυλώματα να απέχουν αρκετά από την μονάδα

11.7.2 Απαίτηση Φάσματος ΕΚ8

Παρατηρείται, επίσης, βελτιωμένη απόκριση της ενισχυμένης κατασκευής ως προς τις απαιτήσεις του φάσματος του ΕΚ8. Παρόλο που υπάρχουν ακόμη αρκετά μέλη των οποίων οι λόγοι ανεπάρκειας υπερβαίνουν την μονάδα, ο αριθμός τους είναι σημαντικά μειωμένος σε σύγκριση με την κατασκευή πριν από τις ενισχύσεις.

Στην στάθμη επιτελεστικότητας των Σημαντικών Βλαβών (SD), πριν από τις ενισχύσεις 84 δοκούς και 101 υποστυλώματα των οποίων ο λόγος υπερέβαινε την μονάδα. Μετά τις ενισχύσεις έχουμε 48 δοκούς και 10 υποστυλώματα που δεν ικανοποιούν την στάθμη αυτή. Πρέπει να τονιστεί ότι πολλές από τις δοκούς που υπερβαίνουν αυτό το όριο έχουν χαρακτηριστεί ως δευτερεύουσες, καθώς συντρέχουν στα υποστυλώματα στα οποία έχει πραγματοποιηθεί ενίσχυση, και ήταν αναμενόμενο να εμφανίζουν μεγαλύτερο βαθμό βλαβών από τα υπόλοιπα μέλη.

Στην στάθμη επιτελεσματικότητας της Οιονεί Κατάρρευσης (NC), παρατηρείται σπουδαιότερη βελτίωση της συμπεριφοράς του φορέα. Πριν από τις ενισχύσεις, υπήρχαν 51 δοκοί και 87 υποστυλώματα που υπερέβαιναν την στάθμη αυτή. Μετά τις ενισχύσεις, 21 δοκοί (οι περισσότερες των οποίων είναι δευτερεύουσες) και μόλις 3 υποστυλώματα υπερβαίνουν το όριο αυτό. Μάλιστα, ο μέγιστος λόγος των 3 υποστυλωμάτων που υπερβαίνουν την Οιονεί Κατάρρευση είναι σχετικά μικρός με τον μέγιστο (1.12) να μην απέχει πολύ από την μονάδα.

12 Ανάπτυξη καμπύλων τρωτότητας της ενισχυμένης κατασκευής

Στην παράγραφο αυτή, παρατίθενται οι καμπύλες τρωτότητας που προέκυψαν από την μελέτη του φορέα της κατασκευής μετά από τις ενισχύσεις. Χρησιμοποιήθηκε το 1^ο κριτήριο της μεθοδολογίας του HAZUS και παρατηρήθηκε η ανάπτυξη και η αστοχία των πλαστικών αρθρώσεων στις δύο κύριες διευθύνσεις X και Z του φορέα. Στην συνέχεια, με δεδομένες τις στοχευόμενες μετακινήσεις που έχουν προκύψει από την ανάλυση του φορέα προκύπτουν οι πιθανότητες υπέρβασης των σταθμών βλάβης, όπως ορίζονται από το HAZUS.

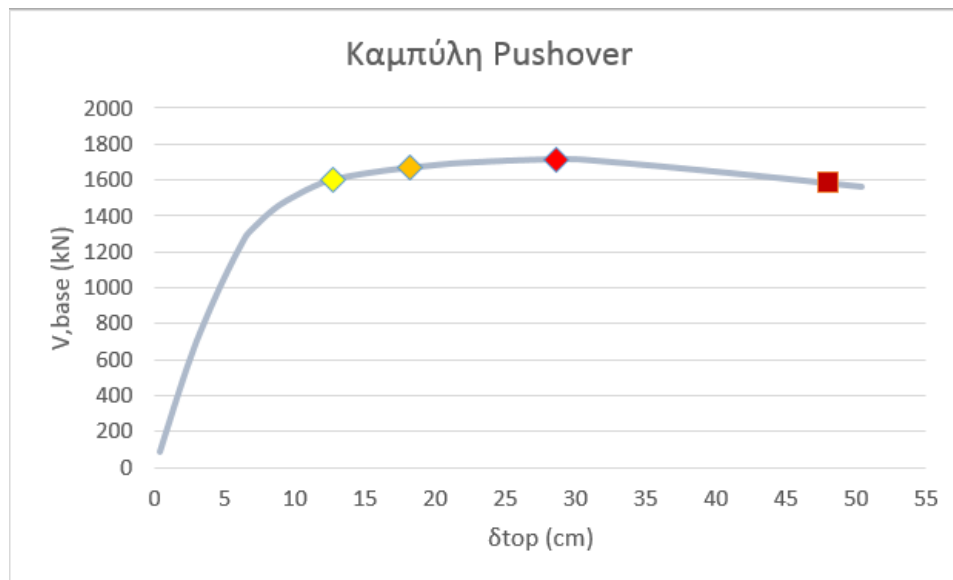
12.1 Κύρια διεύθυνση σεισμού κατά X

Κατά την κύρια διεύθυνση X του φορέα μετά τις ενισχύσεις, αριθμούνται συνολικά 250 κρίσιμες διατομές. Από τα αντίστοιχα ποσοστά που θέτει το 1^ο κριτήριο του HAZUS, ορίζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων που πρέπει να αστοχήσουν προκειμένου να υπερβούμε την κάθε στάθμη βλάβης. Οι αριθμοί αυτοί παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Κρίσιμες Διατομές κατά την κύρια διεύθυνση X		
Συνολικά:		258
Στάθμη Βλάβης	Ποσοστό πλαστικών αρθρώσεων που αστοχούν	Αριθμός πλαστικών αρθρώσεων που αστοχούν
Ελαφρίες	≥ 0%	1
Μέτριες	≥ 5%	13
Εκτεταμένες	≥ 25%	65
Ολοκληρωτικές	≥ 50%	129

Πίνακας 47. Όρια των σταθμών βλάβης κατά την κύρια διεύθυνση X στον ενισχυμένο φορέα

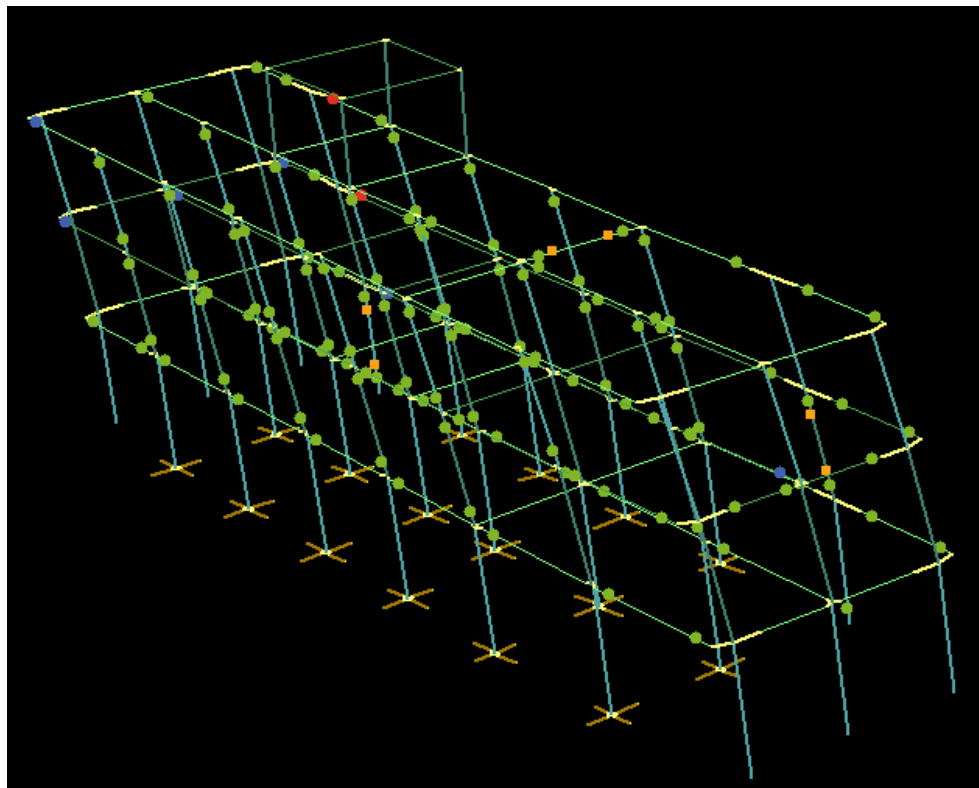
Στην διεύθυνση αυτή, μελετάμε τον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης που προκύπτει για **Ιδιομορφική Φόρτιση (180° +30% · 90° - eZ)**. Ακολουθεί η καμπύλη Pushover στην οποία έχει σημειωθεί με κίτρινο το σημείο η στάθμη Ελαφριών Βλαβών, με πορτοκαλί σημείο η στάθμη των Μέτριων Βλαβών και με κόκκινο σημείο η στάθμη των Εκτεταμένων Βλαβών. Η καμπύλη αυτή φτάνει μέχρι την αστοχία 129 πλαστικών αρθρώσεων και σημειώνεται και το η στάθμη Ολοκληρωτικών Βλαβών στο διάγραμμα με ένα σκούρο κόκκινο σημείο. Παρόλαυτα, για λόγους ομοιομορφίας των αποτελεσμάτων, η καμπύλη της στάθμης Ολοκληρωτικών Βλαβών παραλείπεται στο διάγραμμα τρωτότητας.



Εικόνα 77. Καμπύλη Pushover Ιδιομορφική Φόρτιση ($180^\circ +30\% \cdot 90^\circ - eZ$)

Ακολουθούν τα στιγμιότυπα παραμόρφωσης της κατασκευής για κάθε στάθμη βλάβης, οι φασματικές μετακινήσεις σε κάθε ένα από αυτά και ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων που αστοχούν.

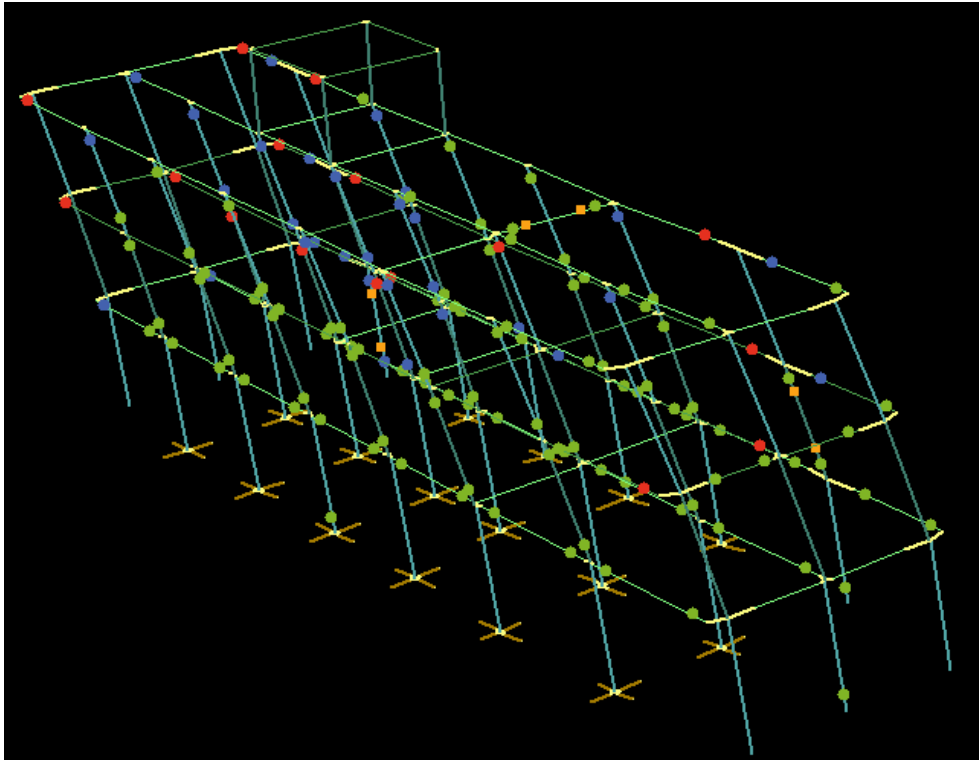
Ελαφρές Βλάβες – Slight Damage State:



Εικόνα 78. Βήμα Ανάλυσης Pushover κατά Χ Ενισχυμένου στην Στάθμη των Ελαφριών Βλαβών

Στην στάθμη αυτή, παρατηρείται φασματική μετακίνηση $S_d = 8.953$ cm και αστοχεί η πρώτη πλαστική άρθρωση της κατασκευής.

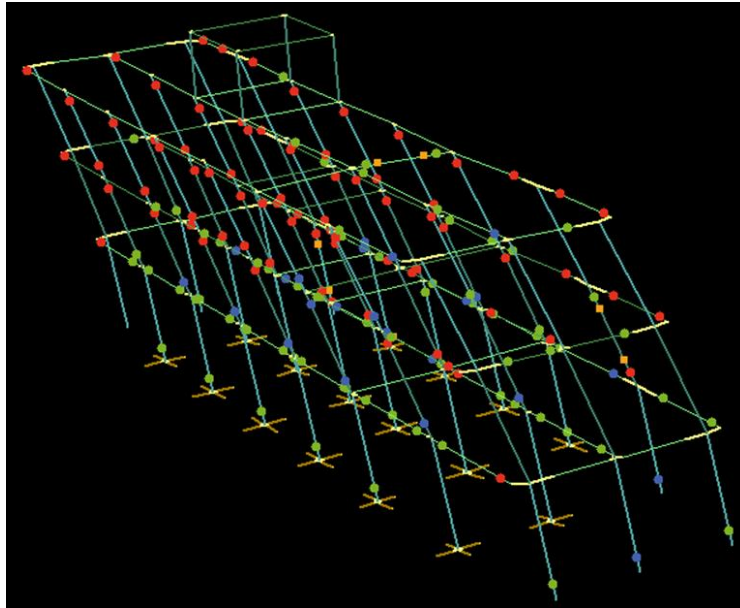
Μέτριες Βλάβες – Moderate Damage Step:



Εικόνα 79. Βήμα Ανάλυσης Pushover κατά Χ Ενισχυμένου στην Στάθμη των Μέτριων Βλαβών

Στην στάθμη αυτή, παρατηρείται φασματική μετακίνηση $S_d = 12.855$ cm και έχουν αστοχήσει 13 πλαστικές αρθρώσεις της κατασκευής.

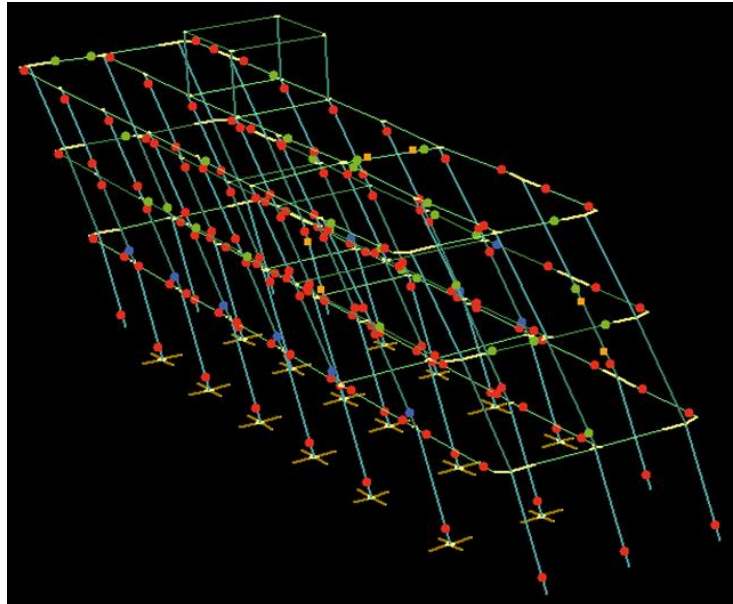
Εκτεταμένες Βλάβες – Extensive Damage State:



Εικόνα 80. Βήμα Ανάλυσης Pushover κατά X Ενισχυμένου στην Στάθμη των Εκτεταμένων Βλαβών

Στην στάθμη αυτή, παρατηρείται φασματική μετακίνηση $S_d = 20.199$ cm και έχουν αστοχήσει 66 πλαστικές αρθρώσεις της κατασκευής.

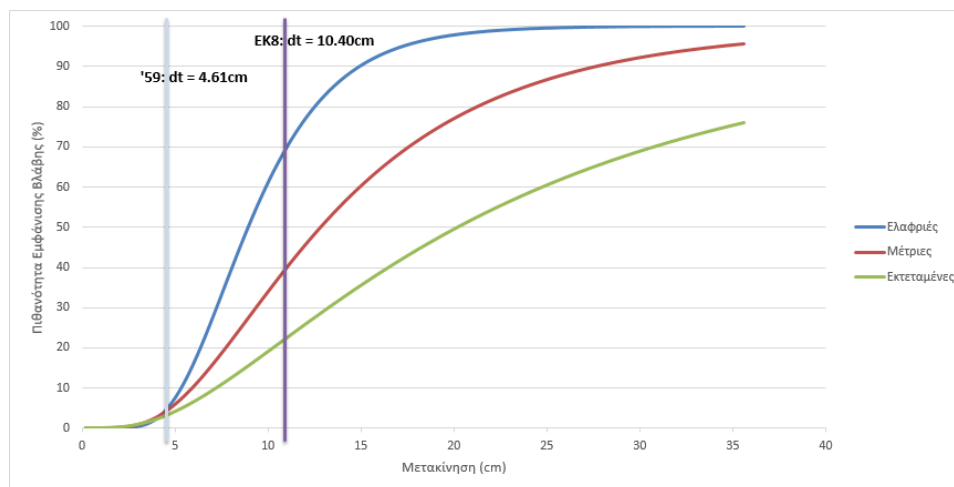
Ολοκληρωτικές Βλάβες – Complete Damage State:



Εικόνα 81. Βήμα Ανάλυσης Pushover κατά X Ενισχυμένου στην Στάθμη των Ολοκληρωτικών Βλαβών

Στην στάθμη αυτή, παρατηρείται φασματική μετακίνηση $S_d = 33.739$ cm και έχουν αστοχήσει 129 πλαστικές αρθρώσεις της κατασκευής.

Με δεδομένα τις μέσες φασματικές μετακινήσεις σε κάθε στάθμη επιτελεστικότητας κατά HAZUS, είναι δυνατό να παραχθούν οι καμπύλες τρωτότητας του φορέα κατά την διεύθυνση Χ για την δεδομένη δυσμενή φόρτιση, εφαρμόζοντας τον τύπο της πιθανότητας βλάβης, όπως διατυπώθηκε στην προηγούμενη παράγραφο. Οι καμπύλες τρωτότητας παρουσιάζονται στο παρακάτω διάγραμμα.

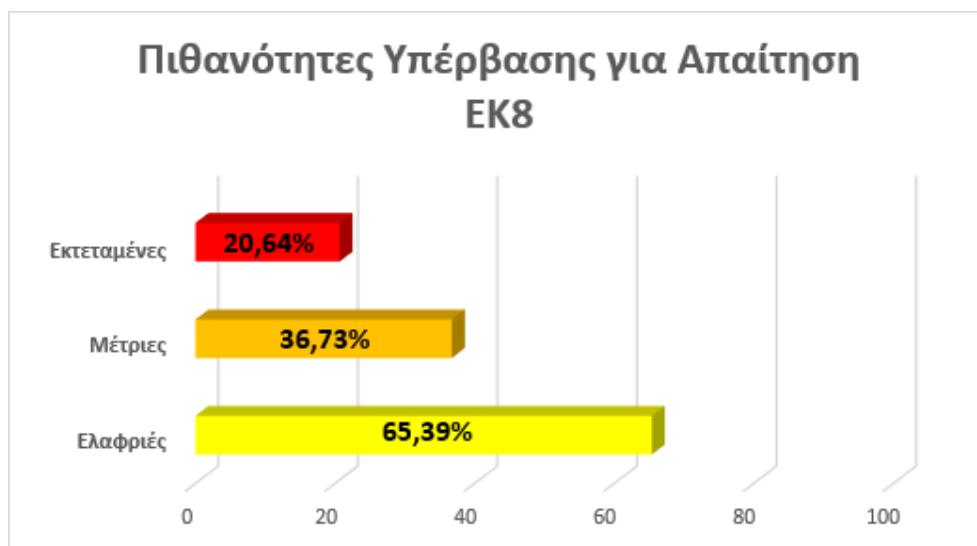


Εικόνα 82. Καμπύλες τρωτότητας Ενισχυμένου φορέα κατά την διεύθυνση Χ

Το Fespa κατά την επίλυση του φορέα διγραμμικοποιεί την καμπύλη ικανότητας και υπολογίζει την στοχευόμενη μετακίνηση για την απαίτηση του φάσματος του ΕΚ8 και του φάσματος του '59. Οι στοχευόμενες μετακινήσεις σημειώνονται στο παραπάνω σχήμα και χρησιμοποιούνται για να υπολογιστούν οι πιθανότητες για τις οποίες ο φορέας εισέρχεται σε κάθε μια από τις στάθμες βλάβης. Οι πιθανότητες αυτές παρουσιάζονται στους παρακάτω πίνακες και διαγράμματα.

Πιθανότητες Εμφάνισης Στάθμης Βλάβης	
Ενισχυμένος Φορέας / Απαίτηση ΕΚ8	
Σεισμός κατά την διεύθυνση Χ	
Εκτεταμένες	20.64%
Μέτριες	36.73%
Ελαφριές	65.39%

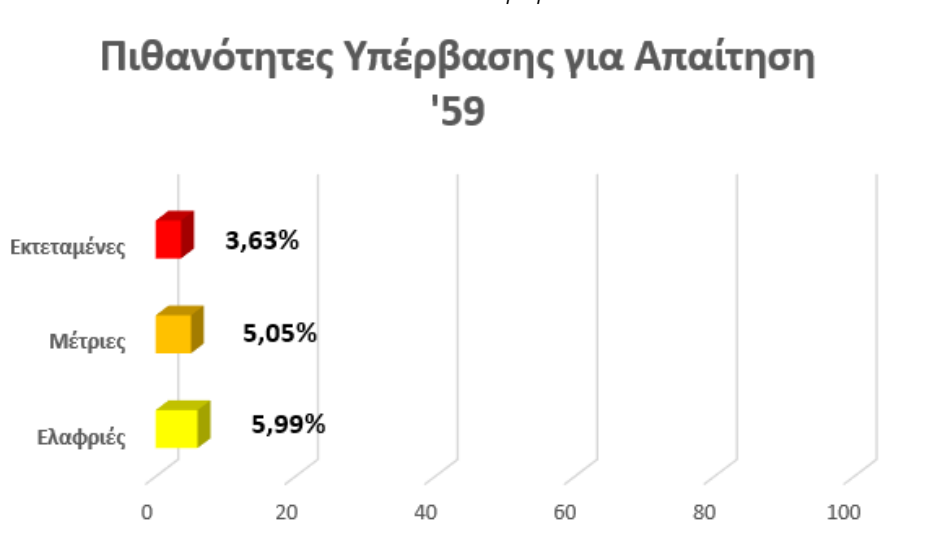
Πίνακας 48. Πιθανότητες Εμφάνισης Βλάβης Ενισχυμένου φορέα κατά την διεύθυνση Χ / Απαίτηση ΕΚ8



Εικόνα 83. Διάγραμμα Πιθανοτήτων Εμφάνισης Βλάβης Ενισχυμένου φορέα κατά την διεύθυνση Χ / Απαίτηση EK8

Πιθανότητες Εμφάνισης Στάθμης Βλάβης	
Ενισχυμένος Φορέας / Απαίτηση '59	
Σεισμός κατά την διεύθυνση Χ	
Εκτεταμένες	3.63%
Μέτριες	5.05%
Ελαφριές	5.99%

Πίνακας 49. Πιθανότητες Εμφάνισης Βλάβης Ενισχυμένου φορέα κατά την διεύθυνση Χ / Απαίτηση '59



Εικόνα 84. Διάγραμμα Πιθανοτήτων Εμφάνισης Βλάβης Ενισχυμένου φορέα κατά την διεύθυνση Χ / Απαίτηση '59

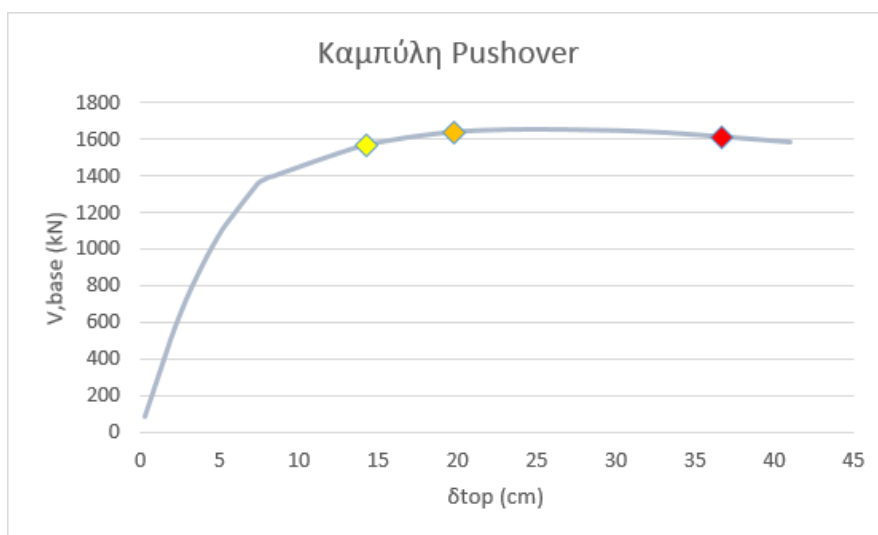
12.2 Κύρια διεύθυνση σεισμού κατά Z

Κατά την κύρια διεύθυνση Z του φορέα μετά από τις ενισχύσεις, αριθμούνται συνολικά 168 κρίσιμες διατομές. Από τα αντίστοιχα ποσοστά που θέτει το 1^ο κριτήριο του HAZUS, ορίζεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων που πρέπει να αστοχήσουν προκειμένου να υπερβούμε την κάθε στάθμη βλάβης. Οι αριθμοί αυτοί παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Κρίσιμες Διατομές κατά την κύρια διεύθυνση Z		
Συνολικά:		168
Στάθμη Βλάβης	Ποσοστό πλαστικών αρθρώσεων που αστοχούν	Αριθμός πλαστικών αρθρώσεων που αστοχούν
Ελαφρίες	≥ 0%	1
Μέτριες	≥ 5%	9
Εκτεταμένες	≥ 25%	42
Ολοκληρωτικές	≥ 50%	84

Πίνακας 50. Όρια των σταθμών βλάβης κατά την κύρια διεύθυνση Z στον ενισχυμένο φορέα

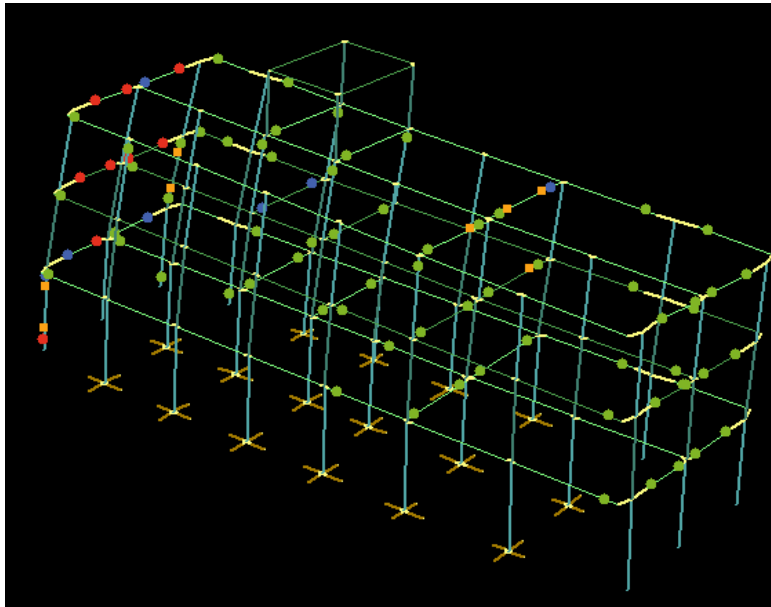
Στην διεύθυνση αυτή, μελετάμε τον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης που προκύπτει για **Ιδιομορφική Φόρτιση (270° -30% · 180° -eX)**. Ακολουθεί η καμπύλη Pushover στην οποία έχει σημειωθεί με κίτρινο το σημείο η στάθμη Ελαφριών Βλαβών, με πορτοκαλί σημείο η στάθμη των Μέτριων Βλαβών και με κόκκινο σημείο η στάθμη των Εκτεταμένων Βλαβών. Η καμπύλη δεν φτάνει μέχρι την αστοχία 84 πλαστικών αρθρώσεων και, συνεπώς, η στάθμη των Ολοκληρωτικών Βλαβών παραλείπεται.



Εικόνα 85. Καμπύλη Pushover Ιδιομορφική Φόρτιση (270° -30% · 180° +eX)

Ακολουθούν τα στιγμιότυπα παραμόρφωσης της κατασκευής για κάθε στάθμη βλάβης, οι φασματικές μετακινήσεις σε κάθε ένα από αυτά και ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων που αστοχούν.

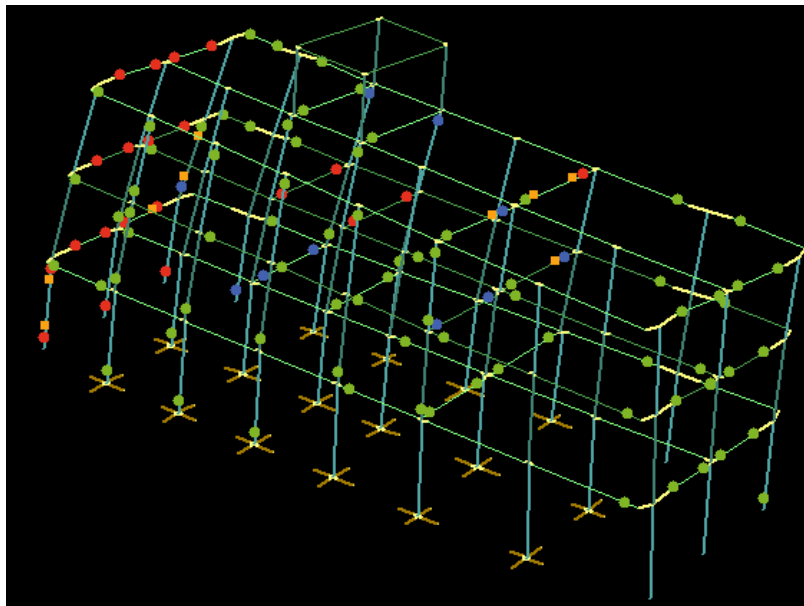
Ελαφρές Βλάβες – Slight Damage State:



Εικόνα 86. Βήμα Ανάλυσης Pushover κατά Z Ενισχυμένου στην Στάθμη των Ελαφριών Βλαβών

Στην στάθμη αυτή, παρατηρείται φασματική μετακίνηση $S_d = 9.649$ cm και αστοχεί η πρώτη πλαστική άρθρωση της κατασκευής.

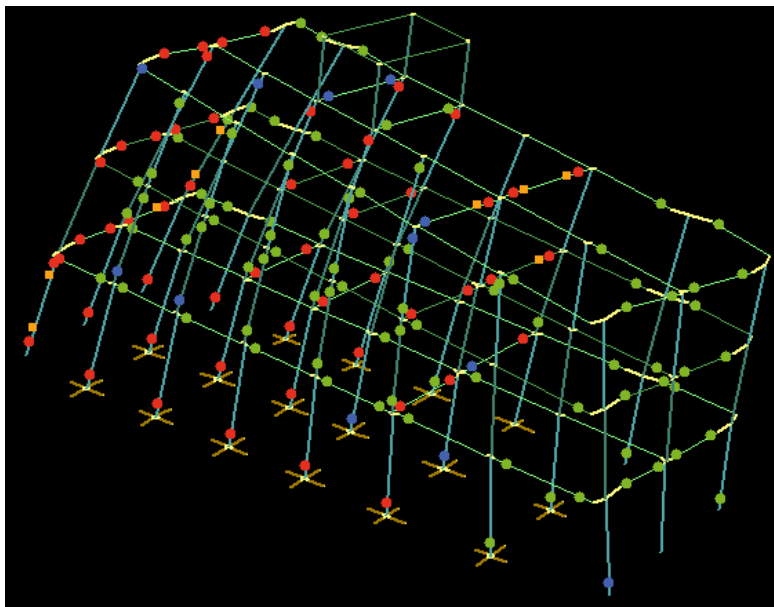
Μέτριες Βλάβες – Moderate Damage Step:



Εικόνα 87. Βήμα Ανάλυσης Pushover κατά Z Ενισχυμένου στην Στάθμη των Μέτριων Βλαβών

Στην στάθμη αυτή, παρατηρείται φασματική μετακίνηση $S_d = 13.376$ cm και έχουν αστοχήσει 9 πλαστικές αρθρώσεις της κατασκευής.

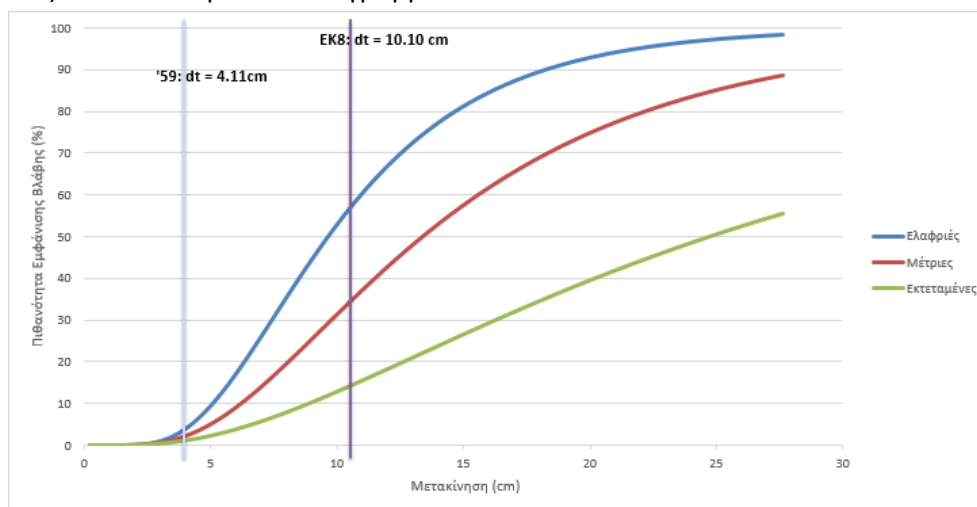
Εκτεταμένες Βλάβες – Extensive Damage State:



Εικόνα 88. Βήμα Ανάλυσης Pushover κατά Z Ενισχυμένου στην Στάθμη των Εκτεταμένων Βλαβών

Στην στάθμη αυτή, παρατηρείται φασματική μετακίνηση $S_d = 24.777$ cm και έχουν αστοχήσει 42 πλαστικές αρθρώσεις της κατασκευής.

Με δεδομένα τις μέσες φασματικές μετακινήσεις σε κάθε στάθμη επιτελεστικότητας κατά HAZUS, είναι δυνατό να παραχθούν οι καμπύλες τρωτότητας του φορέα κατά την διεύθυνση X για την δεδομένη δυσμενή φόρτιση, εφαρμόζοντας τον τύπο της πιθανότητας βλάβης, όπως διατυπώθηκε στην προηγούμενη παράγραφο. Οι καμπύλες τρωτότητας παρουσιάζονται στο παρακάτω διάγραμμα.

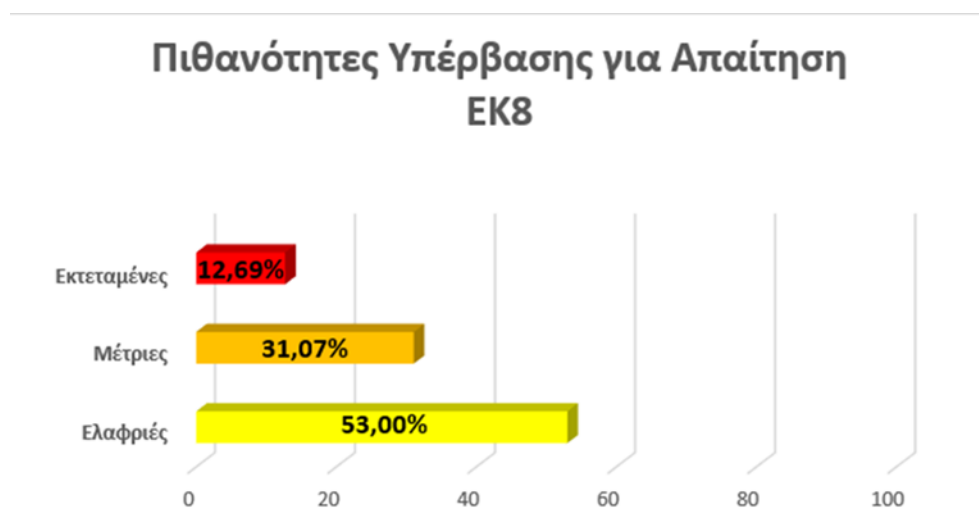


Εικόνα 89. Καμπύλες τρωτότητας Ενισχυμένου φορέα κατά την διεύθυνση Z

Το Fespa κατά την επίλυση του φορέα διγραμμικοποιεί την καμπύλη ικανότητας και υπολογίζει την στοχευόμενη μετακίνηση για την απαίτηση του φάσματος του ΕΚ8 και του φάσματος του '59. Οι στοχευόμενες μετακινήσεις σημειώνονται στο παραπάνω σχήμα και χρησιμοποιούνται για να υπολογιστούν οι πιθανότητες για τις οποίες ο φορέας εισέρχεται σε κάθε μια από τις στάθμες βλάβης. Οι πιθανότητες αυτές παρουσιάζονται στους παρακάτω πίνακες και διαγράμματα.

Πιθανότητες Εμφάνισης Στάθμης Βλάβης	
Ενισχυμένος Φορέας / Απαίτηση ΕΚ8	
Σεισμός κατά την διεύθυνση Z	
Εκτεταμένες	12.69%
Μέτριες	31.07%
Ελαφριές	53.00%

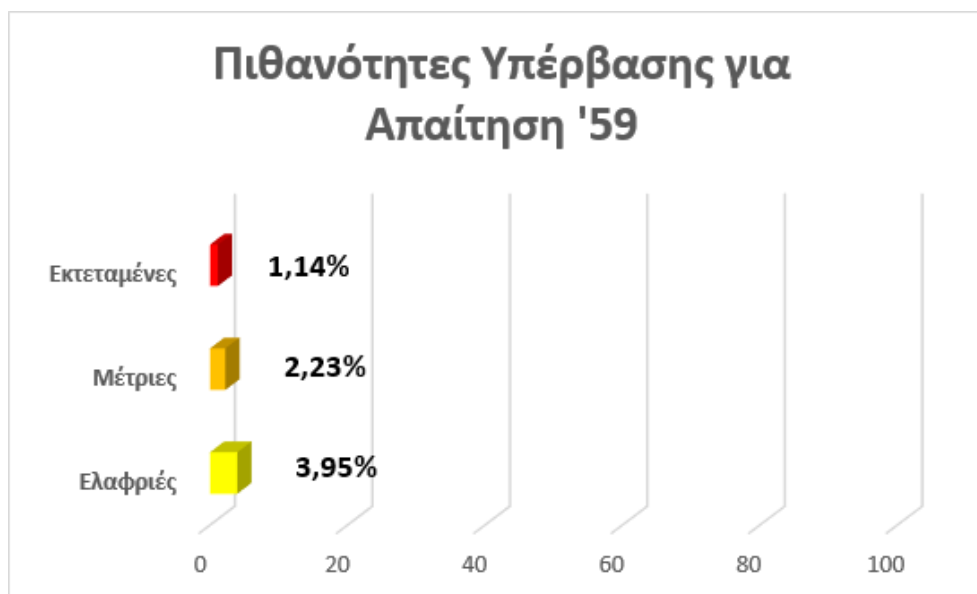
Πίνακας 51. Πιθανότητες Εμφάνισης Βλάβης Ενισχυμένου φορέα κατά την διεύθυνση Z / Απαίτηση ΕΚ8



Εικόνα 90. Διάγραμμα Πιθανοτήτων Εμφάνισης Βλάβης Ενισχυμένου φορέα κατά την διεύθυνση Z / Απαίτηση ΕΚ8

Πιθανότητες Εμφάνισης Στάθμης Βλάβης	
Ενισχυμένος Φορέας / Απαίτηση '59	
Σεισμός κατά την διεύθυνση Z	
Εκτεταμένες	1.14%
Μέτριες	2.23%
Ελαφριές	3.95%

Πίνακας 52. Πιθανότητες Εμφάνισης Βλάβης Ενισχυμένου φορέα κατά την διεύθυνση Z / Απαίτηση '59



Εικόνα 91. Διάγραμμα Πιθανοτήτων Εμφάνισης Βλάβης Ενισχυμένου φορέα κατά την διεύθυνση Z / Απαίτηση '59

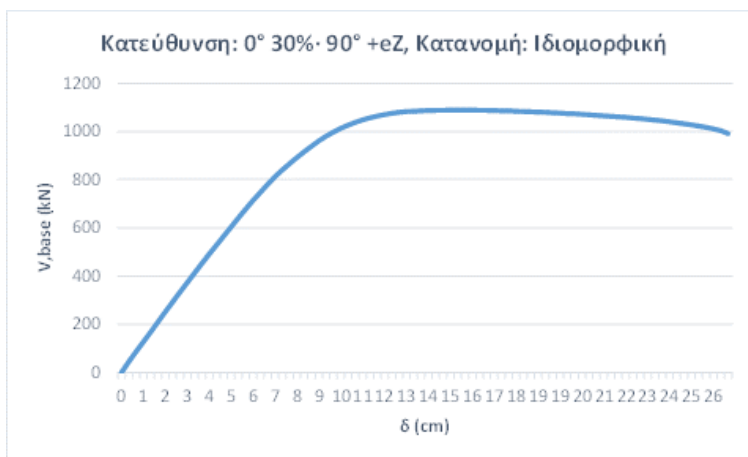
13 Συμπεράσματα

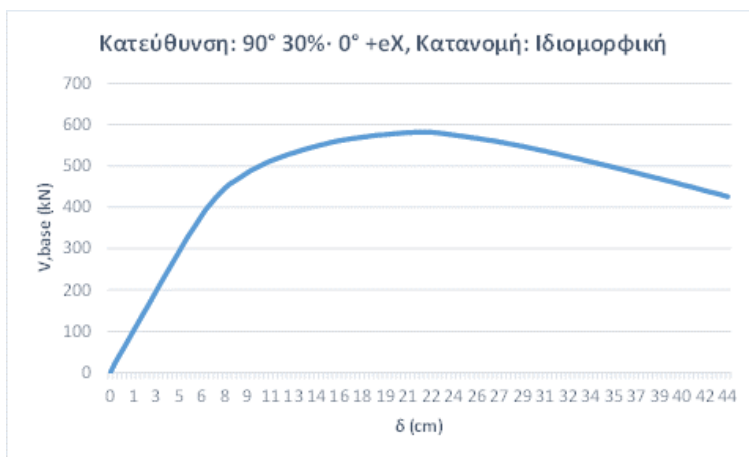
Στην παρούσα εργασία, μελετήθηκε η σεισμική συμπεριφορά του σχολικού κτιρίου πριν και μετά τις επεμβάσεις προκειμένου να αποτυπωθεί μία εικόνα για την σεισμική επικινδυνότητα του. Σε αυτό το κεφάλαιο, συνοψίζονται τα αποτελέσματα των ελέγχων που πραγματοποιήθηκαν στον υφιστάμενο και στον ενισχυμένο φορέα καθώς και τα συμπεράσματα που μπορούν να εξαχθούν από τα αποτελέσματα αυτά.

13.1 Αποτίμηση Υφιστάμενου Φορέα

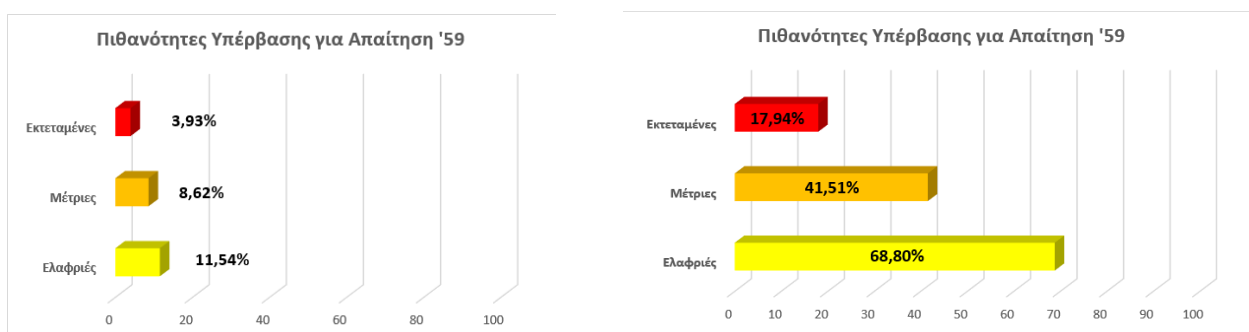
Η κατασκευή πριν από τις ενισχύσεις φέρει ορισμένα από τα χαρακτηριστικά που ήταν κοινά σε πολλές κατασκευές πριν από το 1985. Η διαστασιολόγηση της κατασκευής είχε πραγματοποιηθεί βάσει του Κανονισμού του 1954 από τον οποίο απουσίαζαν κατασκευαστικές διατάξεις οι οποίες περιέγραφαν την τοπική πλαστιμότητα των μελών. Κύριος προσανατολισμός της κατασκευής ήταν ικανότητα της κατασκευής να αναλαμβάνει κατακόρυφα φορτία. Ο Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959 υπολόγιζε οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις ανάλογα της μάζας της κατασκευής αλλά δεν πρότεινε ένα σαφές δομικό σύστημα για ανάληψη σεισμικών δυνάμεων στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις. Για τον λόγο αυτό σε αρκετές περιπτώσεις κτιρίων επαρκές πλαίσιακό σύστημα μπορούσε να οριστεί στην μία μόνο κύρια διεύθυνση.

Η ασυμμετρία αυτή στην ανάληψη των πλευρικών φορτίσεων είναι εμφανής και στον υφιστάμενο φορέα του υπό μελέτη κτιρίου. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν στον υφιστάμενο φορέα υποδεικνύουν ότι η σεισμική συμπεριφορά του φορέα κατά την κύρια οριζόντια διεύθυνση X υπερτερεί αυτής κατά την διεύθυνση Z. Αυτό το χάσμα της ικανότητας του φορέα να παραλαμβάνει σεισμικές δυνάμεις στις δύο του διευθύνσεις αποτυπώνεται τόσο στην ανομοιομορφία των καμπύλων αντίστασης του, όσο και στις πιθανότητες εμφάνισης βλαβών, όπως μελετήθηκαν με την μεθοδολογία HAZUS.





Εικόνα 92. Σύγκριση καμπύλων αντίστασης υφιστάμενου φορέα στις διευθύνσεις X και Z

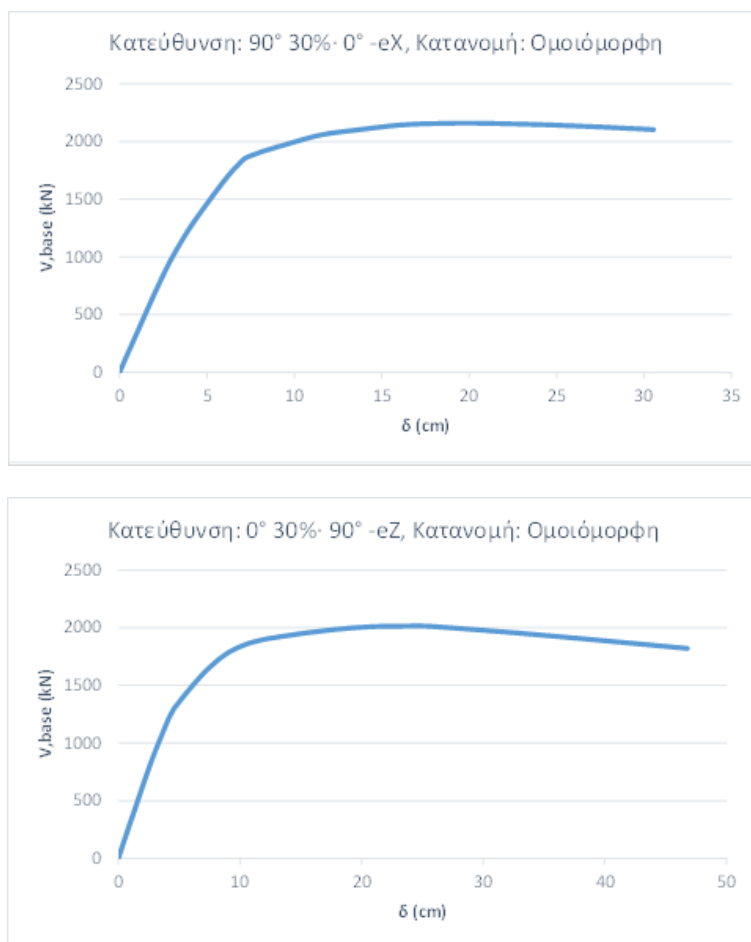


Εικόνα 93. Πιθανότητες υπέρβασης απαίτησης 1959 κατά X (αριστερά) και κατά Z (δεξιά)

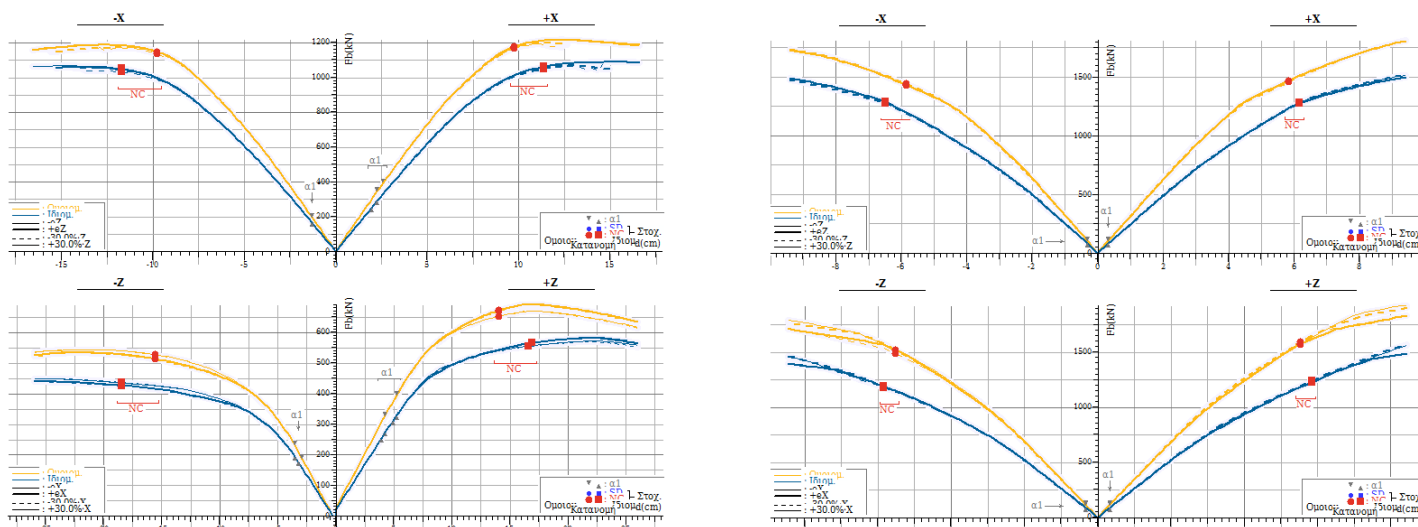
Η σεισμική συμπεριφορά του υφιστάμενου φορέα σχετίζεται άμεσα με την χαμηλή ποιότητα των υλικών του, την χαμηλή πλαστιμότητα, την ανεπάρκεια σε διαμήκεις και εγκάρσιους οπλισμούς και την απουσία ικανοτικού σχεδιασμού. Η ανεπάρκεια του φορέα στις σύγχρονες και υψηλές απαιτήσεις του ΕΚ8 ήταν αναμενόμενες. Ο φορέας παρόλαυτα παρουσιάζει και ανεπάρκεια να παραλαμβάνει πλευρικές φορτίσεις και για τον σεισμό του Α.Κ. 1959 για τον οποίο και κατασκευάστηκε, όπως αποδεικνύουν τα αποτελέσματα της ανάλυσης pushover. Κατά την μεθοδολογία HAZUS, ο φορέας παρουσιάζει πιθανότητες 17,94% και 42,41% να εμφανίσει εκτεταμένες βλάβες για τις στοχευόμενες μετακινήσεις του σεισμού του '59 και του ΕΚ8 αντίστοιχα.

13.2 Αποτίμηση Ενισχυμένου Φορέα

Μετά την εφαρμογή των ενισχύσεων, η απόκριση του φορέα στις σεισμικές διεγέρσεις και στις δύο διευθύνσεις είναι εμφανώς βελτιωμένη. Αρχικά, ο φορέας δεν παρουσιάζει δυσανάλογη ικανότητα να παραλαμβάνει πλευρικές φορτίσεις στις δύο διευθύνσεις. Μάλιστα, η ικανότητα του αυτή φαίνεται να είναι πολλαπλάσια αυτής του υφιστάμενου φορέα.



Εικόνα 94. Σύγκριση καμπύλων αντίστασης ενισχυμένου φορέα στις διευθύνσεις X και Z



Εικόνα 95. Σύγκριση καμπύλων αντίστασης υφιστάμενου φορέα (αριστερά) και ενισχυμένου (δεξιά)

Η συνολική αντοχή και η δυσκαμψία του φορέα φαίνεται να έχει αυξηθεί. Κατά την εφαρμογή της pushover στον υφιστάμενο φορέα, σε αρκετές περιπτώσεις οι παραγόμενες καμπύλες αντίστασης διακόπτονταν πρόωρα καθώς ο φορέας αδυνατούσε να φτάσει την μετακίνηση στόχου της ανάλυσης. Σε αυτές τις περιπτώσεις το πρόγραμμα εντόπιζε μηχανισμό κατάρρευσης και θεωρούσε ότι το κτίριο δεν μπορεί να λάβει επιπλέον μετακινήσεις, περιορίζοντας το μήκος του οριζόντιου κλάδο της καμπύλης αντίστασης. Αντίθετα στον ενισχυμένο φορέα, όλες οι αναλύσεις pushover κατέληξαν στις μετακινήσεις που είχαν τεθεί ως όριο στην ανάλυση. Διαπιστώνεται ότι οι ενισχύσεις έχουν επιφέρει μια αυξημένη πλαστιμότητα στον φορέα καθολικά.

Τα αποτελέσματα των λόγων ανεπάρκειας της ανάλυσης Pushover αποδεικνύουν ότι ο φορέας μετά από τις επεμβάσεις επαρκεί για τις απαιτήσεις του Α.Κ 1959 για τις οποίες και ενισχύθηκε. Οι απόκριση του φορέα στις απαιτήσεις του ΕΚ8 είναι σημαντικά βελτιωμένες. Οι πιθανότητες υπέρβασης της στάθμης Εκτεταμένων Βλαβών κατά HAZUS είναι 3,63% για την απαίτηση του Α.Κ. 1959 και 20,64% για την απαίτηση του ΕΚ8. Τα αποτελέσματα της αποτίμησης του ενισχυμένου φορέα υποδεικνύουν ότι η ενίσχυση του φορέα για τις απαιτήσεις που τέθηκαν ήταν επιτυχής.

14 Βιβλιογραφικές Αναφορές

1. Ο.Α.Σ.Π. ΚΑΝ.ΕΠΕ. "Κανονισμός Επεμβάσεων". Αθήνα : Ο.Α.Σ.Π., 1η αναθεώρηση Ιούλιος 2013.
2. EN1991-1-1, Ευρωκώδικας 1. Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις - Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια. [συγγρ. βιβλίου] EN1991. Ευρωκώδικας 1-Δράσεις (2001).
3. EN1998, Eurocode 8. Part 3: Assessment and Retrofitting of Buildings. Design of Structures for Earthquake Resistance. EN1998-3:2005.
4. Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος 1954. [συγγρ. βιβλίου] Εφημερίδα της Κυβέρνησης του Βασιλείου της Ελλάδος. Τεύχος πρώτον, Αρ.Φύλλου 160, Ιούλιος 1954.
5. Αντισεισμικός Κανονισμός Οικοδομικών Έργων [συγγρ. βιβλίου] Εφημερίδα της Κυβέρνησης του Βασιλείου της Ελλάδος. Αρ.Φύλλου 36Α, Φεβρουάριος 1950.
6. Σπυράκος, Κωνσταντίνος. Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία. Αθήνα : ΤΕΕ, 2004. 960-8369-05-3.
7. Ψυχάρης, Ν.Γ. Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας Τεύχος 1. Αθήνα : Ε.Μ.Π., 2016.
8. Ψυχάρης, Ν.Γ. Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας Τεύχος 2. Αθήνα : Ε.Μ.Π., 2016.
9. Chopra, A.K. Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering. s.l. : University of California at Berkeley, 2003.
10. LH Λογισμική, Pushover Θεωρητικά στοιχεία, LH Λογισμική, Αθήνα, 2013.
11. LH Λογισμική, Fespa Manual, LH Λογισμική, Αθήνα, 2017.
12. Federal Emergency Management Agency (2003). Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model, Hazus - MH MR1, advanced engineering building module. Mitigation Division, Washington, D.C. : Department of Homeland Security Preparedness and Response Directorate FEMA, 2003.