ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Δ.Π.Μ.Σ. Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση Κατασκευών

Εργαστήριο Στατικής και Αντισεισμικών Ερευνών

Σύγχρονες μέθοδοι ενίσχυσης κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Αθανάσιος. Α. Ζαραμπούκας

Επιβλέπων: Τριανταφύλλου Σάββας

Αθήνα, 2021

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΕΡΕΥΝΩΝ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Σύγχρονες μέθοδοι ενίσχυσης κατασκευών Ω/Σ

Ζαραμπούκας Α. (Επιβλέπων: Τριανταφύλλου Σ.)

Περίληψη

Στόχος της διπλωματικής εργασίας είναι ο έλεγχος της αποδοτικότητας σύγχρονων μεθόδων ενίσχυσης κατασκευών τόσο ως προς τη στοχευόμενη συμπεριφορά του υπο ενίσχυση κτιρίου όσο και προς την τεχνικοοικονομική τους βιωσιμότητα. Προς τον σκοπό αυτό αποτιμάται η επιτελεστικότητα ενός τετραώροφου κτιρίου Ω/Σ με δύο υπόγεια σχεδιασμένο με τον αντισεισμικό κανονισμό του 1984. Διενεργείται ελαστική ανάλυση με χρήση τοπικών δεικτών m, ανελαστική στατική ανάλυση και ανελαστική δυναμική ανάλυση με χρήση δώδεκα ζευγών επιταχυνσιογραφημάτων κατάλληλα κλιμακωμένων. Διερευνάται η επιρροή της στροφής, των τοιχοπληρώσεων και η αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής στην απόκριση του φορέα. Τέλος πραγματοποιείται ανάλυση τρωτότητας και εκτιμάται η ετήσια συχνότητα υπέρβασης κάθε στάθμης επιτελεστικότητας καθώς και το αναμενόμενο κόστος επισκευής με τη μέθοδο HAZUS. Για την ενίσχυση του κτιρίου χρησιμοποιούνται πρόσθετοι οπλισμοί σε επιφανειακές εγκοπές (NSMR), ενώ για την αύξηση της διατμητικής αντοχής των δοκών χρησιμοποιούνται Ινοπλέγματα Ανόργανης Μήτρας (ΙΑΜ) των οποίων η αποτελεσματικότητα συγκρίνεται με την ενίσχυση με Ινοπλισμένα Πολυμερή (ΙΟΠ). Παρατηρείται πως τα ΙΑΜ υστερούν των ΙΟΠ στην αύξηση της διατμητικής αντοχής, λόγω της ασθενέστερης μήτρας και της διαφορετικής μορφής αστοχίας που εμφανίζεται.

Λέξεις Κλειδιά « αποτίμηση, ανελαστική στατική ανάλυση, ανελαστική δυναμική ανάλυση, ανάλυση τρωτότητας, αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής, ινοπλέγματα ανόργανης μήτρας, οπλισμοί σε επιφανειακές εγκοπές»

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
LABORATORY OF STRUCTURAL ANALYSIS and ANTISEISMIC RESEARCH

MASTER OF SCIENCE THESIS

Modern methods for retrofitting of R/C structures

Zarampoukas A. supervised by Triantafyllou. S.

Abstract

The aim of this thesis is to assess the applicability and efficiency of modern strengthening techniques in R/C structures. The performance of a 4-storey building designed with the 1984 seismic code is evaluated. To achieve this, elastic analysis with local ductility factors as proposed by the greek code of structural interventions is conducted. Furthermore, non linear-static analysis in both directions as well as non linear dynamic analyses using twelve pairs of properly scaled, ground motion records are performed. In the case of pushover analysis, the effects of soil structure interaction and infill masonry are also taken into account and the analysis results are compared. Fragility curves are formed and the expected repair cost is calculated using the HAZUS methodology, taking into account the contribution of both structural and non structural components. Two methods are employed for the structural strengthening, namely NSMR and TRM. The effectiveness of TRM in shear strengthening of beams is compared with the counterpart FRP usage. TRM tend to achieve lower values of shear strength due to their cementituous matrix and the corresponding failure mode. NSMR achieve significant increase of beams flexural strength.

Keywords: «retrofitting, non linear static analysis, non linear dynamic analysis, risk assessment, soil-structure interaction, TRM, NSMR»

Ευχαριστίες

Σε αυτό το σημείο θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή μου κ. Τριανταφύλλου Σάββα, Επίκουρο Καθηγητή του εργαστηρίου Στατικής και Αντισεισμικών Ερευνών Ε.Μ.Π. για την ευκαιρία που μου προσέφερε να ασχοληθώ με το συγκεκριμένο θέμα, για τη συνεχή καθοδήγησή του και την επίλυση των απορριών που προέκυψαν και εν γένει για το άριστο κλίμα συνεργασίας.

Τον κ. Λαγαρό Νικόλαο, Καθηγητή και την κα. Νεραντζάκη Μαρία, Αναπληρώτρια Καθηγήτρια, του εργαστηρίου Στατικής και Αντισεισμικών Ερευνών Ε.Μ.Π, για τη συμμετοχή τους στην εξεταστική επιτροπή και τις χρήσιμες παρατηρήσεις τους.

Τις θερμότερες ευχαριστίες στους συμφοιτητές μου κ. Ζωιτσάκο Σταύρο και κα. Σπανάκη Ελένη για τις όμορφες στιγμές που περάσαμε και τη συμπαράστασή τους κατά τη διάρκεια του μεταπτυχιακού.

Τους συμφοιτητές μου, τον υποψήφιο διδάκτορα Ε.Μ.Π. κ. Κνισοβίτη Χρήστο και τον κ. Κοτζιά Ιωάννη για τις εποικοδομητικές συζητήσεις μας.

Την οικογενειά μου για τη βοήθεια, τη στήριξη και τις θυσίες που έκαναν όλα τα χρόνια των σπουδών μου.

Αφιερώνεται στη μητέρα μου Σοφία, στη Βασιλική
και στη μνήμη του Λουκά.

«οὐκ ἐν τῷ πολλῷ τὸ εὖ, ἀλλ᾽ ἐν τῷ εὖ τὸ πολύ»

1 Κεφάλαιο 1 ..... **Error! Bookmark not defined.**
1.1 Ερευνητικοί στόχοι 1
1.2 Μεθοδολογία 2
1.3 Τεχνολογικό ενδιαφέρον ..... **Error! Bookmark not defined.**
1.4 Διάρθρωση της εργασίας 2
2 Θεωρητικό υπόβαθρο 4
2.1 Γενικά-IAM 4
2.2 Μηχανική συμπεριφορά σύνθετων υλικών 7
2.3 Συνάφεια 8
2.3.1 Συνάφεια μεταξύ ινοπλέγματος και μήτρας 8
2.3.2 Συνάφεια μεταξύ σύνθετου υλικού και σκυροδέματος 10
2.4 Ενίσχυση έναντι τέμνουσας με IAM 12
2.4.1 Γενικά 12
2.4.2 Παράμετροι που επηρεάζουν την αποτελεσματικότητα της ενίσχυσης 13
2.5 Σχεδιασμός 15
2.6 Σύγκριση IAM-FRP 18
2.7 Γενικά NSMR 18
2.8 Σχεδιασμός ..... **Error! Bookmark not defined.**
2.9 Συνάφεια 20
2.10 Καμπτική ενίσχυση δοκών 21
2.11 Σχεδιασμός 23
3 Προσομοίωση 26
3.1 Γενικά 26
3.2 Υλικά Κατασκευής 27
3.3 Δομικά Στοιχεία 28
3.4 Προσομοίωση της στήριξης του φορέα 30
3.5 Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων 33
3.6 Προσομοίωση φορέα για ανελαστική ανάλυση 36
3.7 Δράσεις επι της κατασκευής 37
4 Μέθοδοι Ανάλυσης 39
4.1 Ελαστική Ανάλυση 39
4.2 Τοπικοί δείκτες m 41
4.3 Στατική Ανελαστική Ανάλυση 45
4.3.1 Γενικά 45

4.3.2 Ικανότητα και Απαίτηση σε μετακίνηση 45
4.4 Μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας..... 48
4.5 Σεισμική επικινδυνότητα..... 50
4.5.1 Καμπύλη τρωτότητας 51
4.5.2 Καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας 53
5 . Αποτελέσματα Ανάλυσης..... 54
5.1 Ελαστική Ανάλυση..... 54
5.1.1 Ιδιομορφική Ανάλυση 54
5.1.2 Έλεγχος στρεπτικής ευαισθησίας..... 56
5.1.3 Αποτελέσματα ανάλυσης-δείκτες m..... 58
5.2 Ανελαστική Στατική Ανάλυση..... 61
5.2.1 Αποτελέσματα Διεύθυνση-Χ 62
5.2.2 5.2.2 Συμπεράσματα από εξέταση κατά Χ..... 64
5.2.3 Ενδοσιμότητα εδάφους..... 66
5.2.4 Επιρροή τοιχοπλήρωσης 68
5.2.5 Αποτελέσματα Ανάλυσης διεύθυνση Υ..... 69
5.2.6 Επιρροή των τοιχοπληρώσεων διεύθυνση Υ 73
5.3 Μη γραμμική δυναμική ανάλυση 75
5.4 Σύγκριση αποτελεσμάτων μη-γραμμικών αναλύσεων..... 79
5.5 Ανάλυση τρωτότητας 80
5.6 Συμπεράσματα αποτίμησης..... 84
6 Ενίσχυση του φορέα..... 85
6.1 Γενικά..... 85
6.2 Παρουσίαση επεμβάσεων 85
6.2.1 Διαστασιολόγηση διαγώνιων μεταλλικών στοιχείων..... 85
6.2.2 Διατμητική ενίσχυση δοκών..... 88
6.2.3 Οπλισμοί σε επιφανειακές εγκοπές..... 92
6.3 Αποτίμηση του ενισχυμένου φορέα 93
6.3.1 Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης- διεύθυνση Χ 93
6.3.2 Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης- διεύθυνση Υ 98
6.3.3 Αποτελέσματα ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης..... 103
6.4 Σύνοψη 105
7 Συμπεράσματα.....106
8 Βιβλιογραφία 108

Κατάλογος Εικόνων:

Εικόνα 2.1: Διάγραμμα σ-ε ΙΑΜ, υπο μονοαξονικό εφελκυσμό (Carloni et al 2016) .. 7

Εικόνα 2.2: Κλώνος ινών με μερικά εμποτισμένες ίνες (συνάφεια των περιφερειακών ινών μεγαλύτερη των εσωτερικών),αριστερά. Εισχώρηση πολυμερών στον κλώνο και πλήρης εμποτισμός όλων των ινών του (συνάφεια περιφερειακών ινών μικρότερη από εσωτερικών), δεξιά. (Bournas, διδακτορική διατριβή) 9

Εικόνα 2.3: Ποιοτική περιγραφή ενισχυμένου στοιχείου ανάλογα με τη μορφή αστοχίας. (Koutas et al 2018) 12

Εικόνα 2.4: Διατάξεις ενίσχυσης (Bournas 2007) 20

Εικόνα 2.5: Μορφές αστοχίας λόγω απώλειας συνάφειας (Bournas 2007). 21

Εικόνα 2.6: Διαγραμμα σ-ε υλικού ενίσχυσης. 25

Εικόνα 3.1: Κάτοψη τυπικού ορόφου του κτιρίου. 26

Εικόνα 3.2: Μηχανικά Χαρακτηριστικά σκυροδέματος Β300. 27

Εικόνα 3.3: Μηχανικά Χαρακτηριστικά χάλυβα Stahl III. 28

Εικόνα 3.4: Προσομοίωση δοκού 1.1 και υποστηλώματος Κ1 μέσω του Section Designer. 29

Εικόνα 3.5: Προσομοίωση τοιχωμάτων U και Κ3 29

Εικόνα 3.6: Προσομοίωση ενδοσιμότητας θεμελίωσης(αριστερά) και πεδίλου Κ1 (δεξιά). 33

Εικόνα 3.7: Διάγραμμα σ-ε τοιχοπληρώσεων. (ΚΑΝ.ΕΠΕ 2017) 34

Εικόνα 3.8: Μείωση αντοχής θλιπτήρα με θεώρηση απλής περιμετρικής επαφής. (ΚΑΝ.ΕΠΕ 2017) 35

Εικόνα 3.9: Διάγραμμα σ-ε τοιχοπληρώσεων στο Sap2000. 35

Εικόνα 3.10: Καθορισμός πλαστικής άρθρωσης υποστηλώματος Κ1. 36

Εικόνα 3.11: Υπολογισμός καμπύλης αλληλεπίδρασης για υποστήλωμα Κ1. 37

Εικόνα 4.1: Ελαστικό φάσμα απόκρισης ΕΚ 8-1. 40

Εικόνα 4.2: Καθορισμός ταλαντούμενης μάζας 41

Εικόνα 4.3: Υπολογισμός ροπής διαρροής (M-yield) και ροπής αστοχίας (M-conc) των στοιχείων. 43

Εικόνα 4.4: Scaling επιταχυνσιογραφημάτων στο ελαστικό φάσμα του ΕΚ8 για τη διεύθυνση Χ (Seismomatch). 49

Εικόνα 4.5: Εισαγωγή επιταχυνσιογραφήματος στο Sap2000 49

Εικόνα 4.6: Καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας. 53

Εικόνα 5.1: 1η Ιδιομορφή, T_1=0.69 sec Mx=42% My=16% Rz=20,5% 54

Εικόνα 5.2: 2η Ιδιομορφή, T_1=0.56 sec Mx=36% My=24% Rz=17% 55

Εικόνα 5.3: 3η Ιδιομορφή, T_1=0.41 sec My=24% Rz=41% 55
Εικόνα 5.4: Καμπύλη Ικανότητας κατά τη διεύθυνση Χ..... 62
Εικόνα 5.6: Πλαστική άρθρωση δοκού 3.3 Β' ορόφου. 63
Εικόνα 5.7: Στάθμες επιτελεστικότητας φορέα. 65
Εικόνα 5.8: Μέγιστη σχετική στροφή Β' ορόφου σε κάθε Σ.Ε. 66
Εικόνα 5.9: Καμπύλη Ικανότητας με θεώρηση αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής. 66
Εικόνα 5.10: Μέγιστες σχετικές μετατοπίσεις δευτέρου ορόφου ΑΕΘ(άνω), πάκτωση (κάτω)..... 68
Εικόνα 5.11: Καμπύλη Ικανότητας με θεώρηση τοιχοπληρώσεων. 69
Εικόνα 5.12: Καμπύλη Ικανότητας διεύθυνση Υ. 69
Εικόνα 5.13: Πλαστικές αρθρώσεις κατά τη στοχευόμενη μετακίνηση. 70
Εικόνα 5.13: Στάθμες επιτελεστικότητας επι της καμπύλης. 72
Εικόνα 5.14: Μέγιστη στροφή Β' ορόφου. 73
Εικόνα 5.15: Μέγιστη στροφή Β' ορόφου. 73
Εικόνα 5.16: Κατανομή βλαβών στη στοχευόμενη μετακίνηση-επιρροή τοιχοπληρώσεων. 74
Εικόνα 5.17: Κατανομή βλαβών στο φορέα- Διέγερση Ηρακλείου. 76
Εικόνα 5.18: Κατανομή βλαβών στο φορέα- Διέγερση Πρέβεζας. 76
Εικόνα 5.19: Κατανομή βλαβών στο φορέα- Διέγερση Πρέβεζας. 77
Εικόνα 5.20: Μέγιστη τιμή σχετικής μετατόπισης ορόφων. 77
Εικόνα 5.21: Καμπύλες τρωτότητας διεύθυνση Χ. 81
Εικόνα 5.22: Καμπύλες τρωτότητας διεύθυνση Υ. 81
Εικόνα 6.1: Ορισμός φορτιστικής περίπτωσης σταδιακής δόμησης. 86
Εικόνα 6.2: Αύξηση αντοχής με σύνθετα υλικά (tj=0.095 mm)..... 90
Εικόνα 6.3: Αύξηση αντοχής με σύνθετα υλικά (tj=0.129 mm)..... 90
Εικόνα 6.4: Αύξηση αντοχής με σύνθετα υλικά (tj=0.291 mm)..... 91
Εικόνα 6.5: Ενίσχυση θλιβόμενου πέλματος δοκού με οπλισμούς σε επιφανειακές εγκοπές. 92
Εικόνα 6.6: Καμπύλη Ικανότητας ενισχυμένου φορέα, διεύθυνση Χ. 93
Εικόνα 6.7: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στη στοχευόμενη μετακίνηση 94
Εικόνα 6.8: Στάθμες επιτελεστικότητας. 95
Εικόνα 6.9: Καμπύλες τρωτότητας του ενισχυμένου φορέα κατά τη διεύθυνση Χ 96
Εικόνα 6.10: Καμπύλη Ικανότητας ενισχυμένου φορέα, διεύθυνση Υ. 98

Εικόνα 6.11: Βλάβες στο φορέα κατά τη στοχευόμενη μετακίνηση-διεύθυνση Y. 99
Εικόνα 6.12: Στάθμες επιτελεστικότητας. 100
Εικόνα 6.13: Καμπύλες τρωτότητας ενισχυμένου φορέα, διεύθυνση Y. 101
Εικόνα 6.14: Κατανομή βλαβών στο φορέα από τη σεισμική καταγραφή Καλαμάτας. 103
Εικόνα 6.15: Βρόγχος υστέρησης δοκού Δ2.2 που εμφάνισε το μεγαλύτερο δείκτη ανεπάρκειας κατά την αποτίμηση. 104

Κατάλογος Πινάκων:

Πίνακας 3.1 Υπολογισμός Ελατηριακών Σταθερών 31

Πίνακας 3.2 Αυξητικοί συντελεστές δυσκαμψίας επιφανειακής θεμελίωσης (Αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής Πανεπιστημιακές Σημειώσεις ΕΜΠ) 32

Πίνακας 3.3 Μειωτικοί συντελεστές G,v συναρτήσει της επιτάχυνσης του εδάφους (ATC-40) 32

Πίνακας 3.4. Ασκούμενες δράσεις επι της κατασκευής 38

Πίνακας 4.1. Υπολογισμός συνδιασποράς 52

Πίνακας 4.2 Διασπορά για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας 53

Πίνακας 5.1: Δυναμικά χαρακτηριστικά φορέα. 56

Πίνακας 5.2: Υπολογισμός πλασματικού άξονα. 57

Πίνακας 5.3: Έλεγχος στρεπτικής ευαισθησίας. 57

Πίνακας 5.4: Δείκτες ανεπάρκειας υποστηλωμάτων. 58

Πίνακας 5.5: Δείκτες ανεπάρκειας υποστηλωμάτων -Συνέχεια 58

Πίνακας 5.6: Δείκτες ανεπάρκειας τοιχωμάτων 59

Πίνακας 5.7: Δείκτες ανεπάρκειας τοιχωμάτων -Συνέχεια 59

Πίνακας 5.8: Δείκτες ανεπάρκειας δοκών 60

Πίνακας 5.9 Μεγεθυντικοί συντελεστές μετακινήσεων λόγω στροφής. 64

Πίνακας 5.10 Στάθμη επιτελεστικότητας πλαστικών αρθρώσεων στη στοχευόμενη μετακίνηση-Χ για δοκούς (Δ) και υποστυλώματα (Υ). 64

Πίνακας 5.11: Απαιτούμενη φασματική επιτάχυνση για την υπέρβαση έκαστης στάθμης επιτελεστικότητας 65

Πίνακας 5.12: Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης (SSI) 67

Πίνακας 5.13 Στάθμη επιτελεστικότητας πλαστικών αρθρώσεων στη στοχευόμενη μετακίνηση-Χ για δοκούς (Δ) και υποστυλώματα (Υ). 67

Πίνακας 5.14: Απαιτούμενη φασματική επιτάχυνση για την υπέρβαση έκαστης στάθμης επιτελεστικότητας. 67

Πίνακας 5.15: Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης διεύθυνση Υ 70

Πίνακας 5.16: Μεγεθυντικοί συντελεστές μετακινήσεων λόγω στροφής 71

Πίνακας 5.17 Στάθμη επιτελεστικότητας πλαστικών αρθρώσεων στη στοχευόμενη μετακίνηση-Υ για δοκούς (Δ) και υποστυλώματα (Υ). 71

Πίνακας 5.18: Υπολογισμός Γ διεύθυνση Υ 72

Πίνακας 5.19: Απαιτούμενη φασματική επιτάχυνση για την υπέρβαση έκαστης στάθμης επιτελεστικότητας. 72

Πίνακας 5.20 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων από δυναμική ανελαστική ανάλυση. 75

Πίνακας 5.21 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων από δυναμική ανελαστική ανάλυση. 79

Πίνακας 5.22 Μέγιστοι δείκτες ανεπάρκειας από μη γραμμικές αναλύσεις 79

Πίνακας 5.23: Πιθανότητα υπέρβασης έκαστης στάθμης επιτελεστικότητας σε 50 χρόνια. 82

Πίνακας 5.24 : Κόστος επισκευής ως ποσοστό του κόστους αντικατάστασης του κτιρίου (Hazus Technical Manual) 82

Πίνακας 6.1: Δυναμικά χαρακτηριστικά φορέα μετά την ενίσχυση. 87

Πίνακας 6.2: Σύγκριση ενίσχυσης με ΙΟΠ και ΙΑΜ 88

Πίνακας 6.3: Σύγκριση ενίσχυσης με ΙΟΠ και ΙΑΜ 89

Πίνακας 6.4: Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης διεύθυνση Χ 94

Πίνακας 6.5 Στάθμη επιτελεστικότητας πλαστικών αρθρώσεων στη στοχευόμενη μετακίνηση-Υ για δοκούς (Δ) και υποστυλώματα (Υ) και μεταλλικά στοιχεία (Μ). . 94

Πίνακας 6.6: Απαιτούμενη φασματική επιτάχυνση για την υπέρβαση έκαστης στάθμης επιτελεστικότητας. 95

Πίνακας 6.6: Πιθανότητα υπέρβασης έκαστης στάθμης επιτελεστικότητας σε 50 χρόνια. 96

Πίνακας 6.7 : Υπολογισμός κόστους επισκευής ενισχυμένου κτιρίου κατά HAZUS. 96

Πίνακας 6.8 : Σύγκριση αποτίμησης αρχικού και ενισχυμένου φορέα διεύθυνση Χ για τη στάθμη επιτελεστικότητας προστασία ζωής. 97

Πίνακας 6.9: Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης διεύθυνση Υ 98

Πίνακας 6.10 Στάθμη επιτελεστικότητας πλαστικών αρθρώσεων στη στοχευόμενη μετακίνηση-Υ για δοκούς (Δ) και υποστυλώματα (Υ) και μεταλλικά στοιχεία (Μ). . 99

Πίνακας 6.11: Απαιτούμενη φασματική επιτάχυνση για την υπέρβαση έκαστης στάθμης επιτελεστικότητας. 100

Πίνακας 6.12: Πιθανότητα υπέρβασης έκαστης στάθμης επιτελεστικότητας σε 50 χρόνια. 101

Πίνακας 6.14 : Σύγκριση αποτίμησης αρχικού και ενισχυμένου φορέα διεύθυνση Υ για τη στάθμη επιτελεστικότητας προστασία ζωής. 102

1 Εισαγωγή

1.1 Περιγραφή του προβλήματος

Περίπου το 70% του κτιριακού αποθέματος της χώρας και κυρίως στα μεγάλα αστικα κέντρα κατασκευάστηκε πρίν από την εισαγωγή του αντισεισμικού κανονισμού το 1984. Τις τελευταίες δεκαετίες ανέκυψε το πρόβλημα της δομικής τους αναβάθμισης λόγω των φθορών που υφίστανται, της γήρανσης και της αδυναμίας τους να ανταπεξέλθουν στις απαιτήσεις των σύγχρονων κανονισμών. Προς αυτή τη κατεύθυνση χρησιμοποιούνται ευρύτατα τα ινοπλισμένα πολυμερή (ΙΟΠ) λόγω του μεγάλου λόγου αντοχής προς βάρος κ.α.

Τα τελευταία χρόνια διερευνάται η αντικατάσταση της οργανικής μήτρας των σύνθετων υλικών με ανόργανη, η οποία είναι πιο οικονομική, πιο εύκολη στη χρήση της, επιτυγχάνει καλύτερη συμπεριφορά στις υψηλές θερμοκρασίες, είναι συμβατή με τα υλικά της υπόστρωσης και μπορεί να εφαρμοστεί σε στοιχεία βυθισμένα στο νερό. Επιπλέον έχει εντατικοποιηθεί η έρευνα στη συμπεριφορά των οπλισμών σε επιφανειακές εγκοπές (NSMR) λόγω των πλεονεκτημάτων (μείωση της απαιτούμενης εργασίας για εγκατάσταση,μεγαλύτερες τάσεις συνάφειας με το υπόστρωμα, ευκολία στην αγκύρωση) σε σχέση με τους εξωτερικά επικολλητούς οπλισμούς.

Μολονότι οι δυο αυτές τεχνικές δεν έχουν ενταχθεί σε κανονιστικές διατάξεις τα διαθέσιμα βιβλιογραφικά αποτελέσματα υποδηλώνουν την αποτελεσματικότητά τους σε σχέση με τις κλασσικές μεθόδους.

1.2 Ερευνητικοί στόχοι

Απώτερος σκοπός της παρούσας εργασίας είναι ο έλεγχος της αποδοτικότητας σύγχρονων μεθόδων ενίσχυσης κατασκευών και συγκεκριμένα των μεθόδων TRM, FRPκαι NSMR για την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών Ω/Σ. Για την επίτευξη του σκοπού αυτού, τέθηκαν οι ακόλουθοι ερευνητικοί στόχοι:

- Βιβλιογραφική διερεύνηση σύγχρονων μεθόδων ενίσχυσης και συγκεκριμένα των Ινοπλεγμάτων Ανόργανης Μήτρας (TRM) και των πρόσθετων οπλισμών σε εγκοπές (NSMR).

- Σύγκριση των ανωτέρω σύγχρονων μεθόδων με κλασικές μέθοδους όπως η χρήση Ινοπλισμένων Πολυμερών.
- Μοντελοποίηση μια τυπικής κατασκευής με πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων.
- Εκτέλεση μη γραμμικών αναλύσεων για τον ακριβή προσδιορισμό της απόκρισης της κατασκευής και εκτίμηση της τρωτότητας.

1.3 Μεθοδολογία

Για την επίτευξη των ανωτέρω στόχων θα γίνει η προσομοίωση ενός τετραώροφου κτιρίου με δύο υπόγειους ορόφους στο λογισμικό Sap2000. Αρχικά πραγματοποιείται ελαστική ανάλυση με τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ, για να αποκτήσουμε μια εικόνα της απόκρισης του φορέα και των αναμενόμενων βλαβών. Στη συνέχεια πραγματοποιούνται ανελαστικές στατικές και δυναμικές αναλύσεις για τον ακριβή προσδιορισμό των δεικτών ανεπάρκειας και των απαιτούμενων επεμβάσεων. Διερευνάται η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής με προσομοίωση των στηρίξεων με ελατήρια κατάλληλης δυσκαμψίας. Επίσης προσομοιώνονται οι τοιχοπληρώσεις με διαγώνιες αμφιαρθρωτές ράβδους και γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων της ανελαστικής στατικής ανάλυσης για τις ανωτέρω διερευνήσεις. Τέλος, από τα αποτελέσματα των ανελαστικών αναλύσεων και με τις συστάσεις της FEMA P-58 εξάγονται οι καμπύλες τρωτότητας και υπολογίζεται το εκτιμώμενο κόστος επισκευής του κτιρίου.

1.4 Διάρθρωση της εργασίας

Στο κεφάλαιο 1 περιγράφεται ο σκοπός της εργασίας, η μεθοδολογία που θα χρησιμοποιηθεί για την επίτευξή του και το ερευνητικό ενδιαφέρον. Στο κεφάλαιο 2 περιλαμβάνεται το θεωρητικό υπόβαθρο των δύο μεθόδων ενισχυσης (TRM και NSMR), η αποτελεσματικότητά τους και η κατάλληλη μεθοδολογία για τη διαστασιολόγησή τους. Στο τρίτο κεφάλαιο περιγράφεται η προσομοίωση του φορέα στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Sap2000. Στο τέταρτο κεφάλαιο αναφέρονται τα απαραίτητα θεωρητικά στοιχεία για τις μεθόδους ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκαν. Στο πέμπτο κεφάλαιο παρατίθενται τα αποτελέσματα των αναλύσεων, γίνεται σύγκριση της απόκρισης του φορέα για ενδόσιμο έδαφος και με θεώρηση επιρροής τοιχοπληρώσεων, ενώ συγκρίνεται και η αποτελεσματικότητα των

δύο μεθόδων ενίσχυσης στοιχείων έναντι τέμνουσας, ήτοι των ΙΟΠ και των ΙΑΜ. Παρουσιάζονται δείκτες βλάβης, όπως προέκυψαν από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις, εξάγονται οι καμπύλες τρωτότητας του κτιρίου και υπολογίζεται το εκτιμώμενο κόστος επισκευής του κτιρίου κατά HAZUS. Στο κεφάλαιο 6 παρουσιάζεται η πρόταση ενίσχυσης του φορέα και αποτιμάται η απόκρισή του. Τέλος στο έβδομο κεφάλαιο αναφέρονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από τη μελέτη του κτιρίου.

2 Θεωρητικό υπόβαθρο

2.1 Γενικά-ΙΑΜ

Η χρήση σύνθετων υλικών απο ινοπλισμένα πολυμερή, δηλαδή υφασμάτων ή ινών εμποτισμένων με εποξικές ρητίνες κυριάρχησε τις τελευταίες δεκαετίες λόγω των πλεονεκτημάτων που προσφέρουν στην επισκευή και στην ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών.Ενδεικτικά αναφέρονται ορισμένες ιδιότητές τους όπως,ο μεγάλος λόγος αντοχής προς βάρος, η ανθεκτικότητά τους έναντι διάβρωσης, η ευκολία εφαρμογής τους και η πρακτικά μηδενική επιρροή στη γεωμετρία των υφιστάμενων στοιχείων. Παρά τα ανωτέρω πλεονεκτήματα, η εφαρμογή τους ενέχει ορισμένα μειονεκτήματα που συνδέονται κυρίως με την χρήση εποξικής ρητίνης.Πιο συγκεκριμένα η εποξική ρητίνη χαρακτηρίζεται απο μειωμενη διαπερατότητα,μικρή θερμική συμβατότητα με το υπόστρωμα,πτωχά μηχανικά χαρακτηριστικά όταν εκτίθεται σε υψηλές θερμοκρασίες,υφίσταται απομείωση των μηχανικών χαρακτηριστικών της με την έκθεση σε υπεριώδη ακτινοβολία,έχει σχετικά υψηλό κόστος, ενώ δεν μπορεί να εφαρμοστεί σε στοιχεία που βρίσκονται σε μόνιμη επαφή με το νερό.Τελευταίος αλλα εξίσου σημαντικός παράγοντας αποτελεί η αναστρεψιμότητα της επέμβασης, όπου, στην περίπτωση χρήσης εποξικής ρητίνης αποκολλάται και τμήμα του υποστρώματος. [21]

Προκειμένου να αντιμετωπιστούν οι ανωτέρω επιπτώσεις της χρήσης εποξικής ρητίνης, διερευνήθηκε η δυνατότητα αντικατάστασης της οργανικής με ανόργανη τσιμεντοειδή μήτρα.Το νέο σύνθετο υλικό αποδίδεται στη βιβλιογραφία με τον όρο TRC ή TRM (*textile reinforced mortar*), με την ελληνική απόδοση του όρου να είναι Ινοπλέγματα Ανόργανης Μήτρας (ΙΑΜ) [2].Στην περίπτωση των ΙΑΜ, η χρήση φύλλων υλικού δεν προτιμάται καθώς οι κόκκοι του τσιμεντοειδούς συνδετικού υλικού δεν επιτρέπουν τον πλήρη εμποτισμό και την ενσωμάτωση τους με τη μήτρα. Αντί αυτού χρησιμοποιούνται πλέγματα (*textiles*), που αποτελούνται από τη σύνθεση κλώνων ινών σε δύο ή περισσότερες διευθύνσεις ενώ οι αποστάσεις μεταξύ των κλώνων καθορίζονται από τις απαιτήσεις εφαρμογής του ΙΑΜ. Σημαντικότερο κριτήριο για τον καθορισμό της απόστασης μεταξύ των κλώνων ανά διεύθυνση αποτελεί η δυνατότητα διείσδυσης επαρκούς ποσότητας μητρικού υλικού μεταξύ και εντός των κλώνων. Ακόμη μια σημαντική απαίτηση για τα πλέγματα ινών αποτελεί η γεωμετρική τους σταθερότητα, η ικανότητά τους δηλαδή να διατηρούν την ευθυγραμμία των κλώνων τους σταθερή σε κάθε διεύθυνση κατά τη διαδικασία

εμποτισμού τους με το μητρικό υλικό. Η γεωμετρική σταθερότητα συνήθως επιτυγχάνεται με προεμποτισμό των ινών του πλέγματος. Οι πιο συνηθισμένοι τύποι ινοπλεγμάτων αποτελούνται από πλέγματα δύο διαστάσεων, όπου η διάταξη των δεσμών ινών μπορεί να είναι κάθετη (0/90) ή χιαστί (-45/45) για πλέγματα τεσσάρων διευθήνσεων. [22].

Τα ΙΑΜ διαφοροποιούνται ανάλογα με το υλικό των ινών και της μήτρας. Όσον αφορά τις ίνες συνηθέστερα χρησιμοποιούνται ίνες άνθρακα, υάλου, πολυαραμίδης ένω τα τελευταία χρόνια διερευνάται η χρήση ινών PBO, που χαρακτηρίζονται από πολύ υψηλό λόγο αντοχής προς διαμέτρου. Η μήτρα μπορεί να έχει ως βάση το τσιμέντο με ή χωρίς την προσθήκη πολυμερούς ή κάποιο ασβεστολιθικό κονίαμα (22). Τα ινοπλέγματα τσιμεντοειδούς μήτρας, πέρα απο την ενίσχυση των δομικών στοιχείων έναντι σεισμού παρουσιάζουν συγκριτικά πλεονεκτήματα. Αρχικά αυξάνουν την αντίσταση των στοιχείων έναντι πυρκαγιάς σε θερμοκρασίες μέχρι της τάξης των 550 βαθμών Κελσίου. Επιπροσθέτως, παρουσιάζουν μεγαλύτερη συμβατότητα με το υφιστάμενο υλικό της υπόστρωσης, είτε πρόκειται για οπλισμένο σκυρόδεμα, είτε τοιχοποιία. Μπορούν να εφαρμοστούν σε υγρή επιφάνεια ή ακόμη και σε στοιχεία που είναι σε μόνιμη επαφή με το νερό. Η εφαρμογή τους είναι εύκολη κατασκευαστικά και μπορεί να πραγματοποιηθεί και σε χαμηλές θερμοκρασίες περιβάλλοντος.Η επιφάνεια εφαρμογής δεν απαιτεί προηγούμενη επεξεργασία. Η ανόργανη μήτρα επιτρέπει σε μεγαλύτερο βαθμό τη διαπνοή του υποστρώματος.Τέλος πρόκειται για μια αναστρέψιμη επέμβαση. [22]

Η βασική διαφορά στην απόκριση των δύο σύνθετων υλικών, ήτοι των FRP και των ΙΑΜ, έγκειται στο γεγονός ότι η χρησιμοποιούμενη μήτρα διαφοροποιεί σημαντικά τα μηχανικά χαρακτηριστικά. Πιο συγκεκριμένα, στην περίπτωση των FRP, η συνάφεια μεταξύ ρητίνης και ινών είναι πολύ ισχυρή και δεν εμφανίζεται ολίσθηση στη διεπιφάνεια τους.Επιπλέον, η ρητίνη εμποτίζει το υπόστρωμα, με αποτέλεσμα να συμβάλλει και μέρος του σκυροδέματος στους μηχανισμούς αντίστασης.Αντιθέτως, στην περίπτωση των ΙΑΜ, παρατηρείται περιορισμένος εμποτισμός των ινών εντός της μήτρας,σχετική ολίσθηση των δύο υλικών ενώ η μεταφορά δυνάμεων πραγματοποιείται μόνο στη διεπιφάνεια ΙΑΜ- υπόστρωσης. Συχνά δε, κρίσιμο μέγεθος για τη διατμητική αντοχή στη διεπιφάνεια δεν καθίσταται η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος, όπως στην περίπτωση των FRP, αλλά η αντοχή του τσιμεντοκονιάματος . Απο τα ανωτέρω, καθίσταται σαφής η σημασία της σύνθεσης του τσιμεντοκονιάματος στην απόκριση του σύνθετου υλικού και στη σύνδεση των

ινών με τη μήτρα[22]. Η ανόργανη μήτρα που χρησιμοποιείται στα ΙΑΜ πρέπει να πληροί ορισμένες ειδικές απαιτήσεις οι οποίες σχετίζονται με τη μέθοδο παραγωγής, τις μηχανικές ιδιότητες και την ανθεκτικότητα του οπλισμού των ινοπλεγμάτων. Στις περισσότερες περιπτώσεις χρησιμοποιείται μικρός μέγιστος κόκκος αδρανών (<2 mm) με αποτέλεσμα το μητρικό υλικό να χαρακτηρίζεται ως κονίαμα.

Η κύρια απαίτηση για το σύνθετο υλικό ΙΑΜ είναι η ικανότητα διείσδυσης του κονιάματος μέσα στο πλέγμα ινών προκειμένου να επιτευχθούν καλές συνθήκες συνάφειας μεταξύ μήτρας και πλέγματος. Για αυτό το λόγο η σύσταση της μήτρας πρέπει να προσαρμόζεται βάσει των ιδιοτήτων του πλέγματος που χρησιμοποιείται. Για παράδειγμα ορισμένα πλέγματα ινών που χαρακτηρίζονται από υψηλή απορροφητικότητα (capillary suction) και μικρά κενά μεταξύ των κλώνων απαιτούν για τον εμποτισμό τους κονίαμα με ιδιαίτερα υψηλή ρευστότητα. Όσον αφορά την ανθεκτικότητα των ΙΑΜ αυτή καθορίζεται από τη χημική συμβατότητα των ινοπλεγμάτων και της ανόργανης μήτρας .

Εν κατακλείδι, ο σχεδιασμός της σύστασης της μήτρας πρέπει να έγκειται σε έναν βέλτιστο συνδυασμό υλικών, ο οποίος θα συμμορφώνεται με όλες τις απαιτήσεις περί εργασιμότητας, χαμηλού ιξώδους ώστε να εφαρμόζεται σε κατακόρυφες επιφάνειες, υψηλής αντοχής και ανθεκτικότητας καθώς και με το κόστος παραγωγής των στοιχείων ΙΑΜ από τη βιομηχανία[2].

Διακρίνονται οι εξής δύο συνηθέστερα χρησιμοποιούμενες κατηγορίες κονιαμάτων.

- Συνήθη κονιάματα ανόργανης μήτρας

Σε αυτή την κατηγορία ανήκουν τα συμβατικά κονιάματα όπου η βασική κονία αποτελείται από τσιμέντο Πόρτλαντ, με κάποιες πρόσθετες ειδικές απαιτήσεις. Πρώτη απαίτηση είναι η επίτευξη μεγάλης ρευστότητας για το μείγμα (η οποία εξασφαλίζει και τη δυνατότητα διείσδυσης του κονιάματος στο πλέγμα), η οποία καθισταται εφικτή με τη χρησιμοποίηση αδρανών με μέγιστο κόκκο τα 0.6 mm. Σημαντική απαίτηση αποτελεί επίσης η μείωση της ποσότητας υδρασβέστου στον τσιμεντοπολτό. Τούτο επιτυγχάνεται με την προσθήκη υλικών, όπως η ιπτάμενη τέφρα και η πυριτική παιπάλη. Τα οξείδια του πυριτίου αντιδρούν με την ελεύθερη

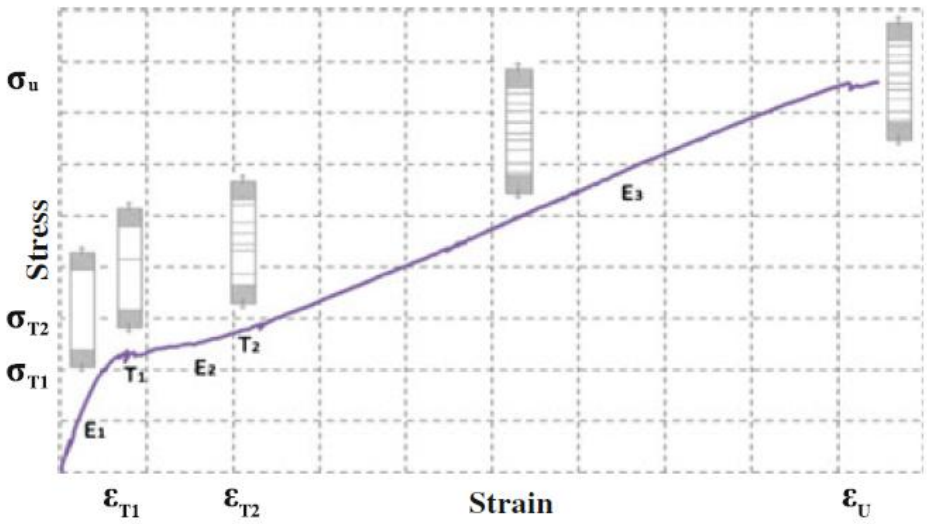
υδράσβεστο προς το σχηματισμό ασβεστοπυρτικών ενύδρων. Για τη διατήρηση της εργασιμότητας το ποσοστό της παιπάλης δεν θα πρέπει να ξεπερνά το 10 % της συνολικής ποσότητας λεπτόκοκκων υλικών.

- Κονιάματα που περιέχουν πολυμερή

Η προσθήκη κλάσματος πολυμερών διαμέτρου 0.1 έως 0.2 μm στην ανόργανη μήτρα κονιάματος επιφέρει αύξηση της εφελκυστικής αντοχής και σημαντική βελτίωση στις συνθήκες συνάφειας μεταξύ μήτρας και πλέγματος. Λόγω της εξαιρετικά μικρής διαμέτρου μορίων του πολυμερούς, τα τελευταία μπορούν να εισχωρήσουν στα μικρά κενά των κλώνων (yarn) που δημιουργούνται μεταξύ των ινών (filaments), πριν την τοποθέτηση του κονιάματος με αποτέλεσμα τον καλύτερο εμποτισμό των ινών [2].

2.2 Μηχανική συμπεριφορά σύνθετων υλικών

Για τον προσδιορισμό των μηχανικών χαρακτηριστικών των ΙΑΜ υπο εφελκυσμό, ήτοι το μέτρο ελαστικότητας Ε και τη μέγιστη αντοχή f_{fu}, έχουν διενεργηθεί πληθώρα πειραμάτων. Τα αποτελέσματα μπορεί να διαφοροποιούνται ανάλογα με το είδος των ινών και της μήτρας, το μέγεθος και τη μορφή του δοκιμίου, το ρυθμό επιβολής της φόρτισης, το είδος της φόρτισης (μονοαξονική ή εναλλασόμενη), το σημείο άσκησης του φορτίου επι του δοκιμίου κ.α. [32]. Η χαρακτηριστική μορφή του διαγράμματος σ-ε υπο εφελκυσμό έχει την κάτωθι μορφή:



Εικόνα 2.1: Διάγραμμα σ-ε ΙΑΜ, υπο μονοαξονικό εφελκυσμό (Carloni et al 2016)

Διακρίνονται τρεις χαρακτηριστικές περιοχές. Στην πρώτη περιοχή, όπου $\sigma<\sigma_{T1}$ η απόκριση είναι ελαστική και η κλίση E_1 αντιστοιχεί στο μέτρο ελαστικότητας της μήτρας. Το σύνθετο υλικό παραμένει αρηγμάτωτο. Ο δεύτερος κλάδος $\sigma_{T1}<\sigma<\sigma_{T2}$, αντιστοιχεί στο σταδιακό σχηματισμό ρωγμών, με την αύξηση της ασκούμενης τάσης.Το μήκος και εύρος των ρωγμών εξαρτάται απο το είδος των χρησιμοποιούμενων ινών και την τάση συνάφειας που αναπτύσσουν με τη μήτρα [9].Το πλάτος και η κλίση του δεύτερου κλάδου, εξαρτώνται απο την αποδοτικότητα της συνάφειας (*quality of bond*) και το ποσοστό των ινών, εντός του σύνθετου υλικού, που παραλαμβάνουν φορτίο.Τέλος, στον τρίτο κλάδο, παρουσιάζονται λίγες νέες ρωγμές, ενώ διευρύνονται οι ήδη υπάρχουσες.Το φορτίο αναλαμβάνεται απο τις ίνες και η αστοχία του δοκιμίου επέρχεται όταν φτάσει την εφελκυστική αντοχή τους.Η κλιση αυτού του κλάδου αντιστοιχεί στο μέτρο ελαστικότητας των ινών[7]. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά υπο μονοαξονική φόρτιση μπορούν να βελτιωθούν με τον εμποτισμό των ινών οπότε επιτυγχάνεται ομοιόμορφη κατανομή τάσεων [32].

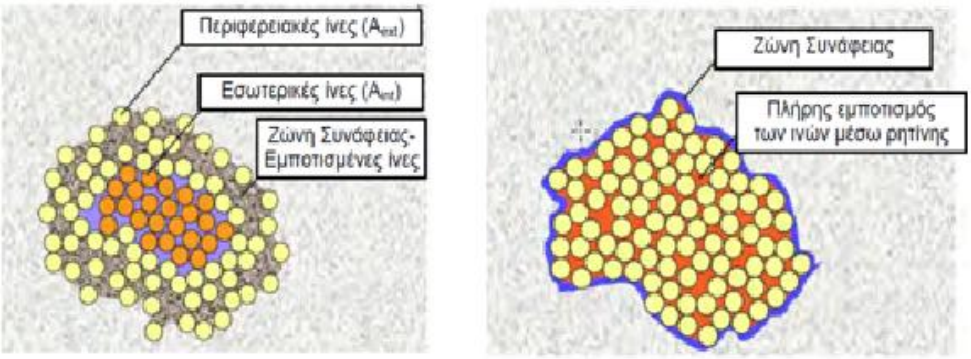
2.3 Συνάφεια

Η κατανόηση του μηχανισμού μεταφοράς δυνάμεων, του συστήματος ινών-μήτρας-σκυροδέματος είναι καθοριστικής σημασίας για την εκτίμηση της μηχανικής συμπεριφοράς του υλικού ενίσχυσης. Υψηλή τιμή τάσεων συνάφειας εξασφαλίζει την ομοιόμορφη κατανομή των τάσεων, μεγαλύτερη αντοχή και εν γένει καλύτερη εκμετάλλευση του σύνθετου υλικού. Η υποδιαίστερη συμπεριφορά και η διαφορετική μορφή αστοχίας των TRM σε σχέση με τα FRP έγκειται ακριβώς στο γεγονός της κατά πολύ μικρότερης τάσης συνάφειας των πρώτων. Το τσιμέντο του κονιάματος, ως κοκκώδες υλικό δεν επιτρέπει τον πλήρη εμποτισμό των ινών εντός της μήτρας. Ως εκ τούτου, παρατηρείται ολίσθηση των ινών. Συχνά, ο παράγοντας που καθορίζει την αστοχία του συστήματος, είναι η αντοχή του κονιάματος και όχι η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος υπόστρωσης. Αντιθέτως η οργανική μήτρα των FRP έχει πολύ υψηλή αντοχή, επιτυγχάνει ομοιόμορφη κατανομή των τάσεων στο σύνθετο υλικό και αγνοείται κατά τον σχεδιασμό [23]

2.3.1 Συνάφεια μεταξύ ινοπλέγματος και μήτρας

Η τελική αντοχή των ινοπλεγμάτων ανόργανης μήτρας δεν μπορεί να προσδιοριστεί μόνο από τις μηχανικές ιδιότητες του κονιάματος και του πλέγματος αλλά είναι

απαραίτητο να προσδιοριστεί η συνάφεια του πλέγματος μέσα στη μήτρα. Κάθε κλώνος αποτελείται από πλήθος ινών, οι οποίες διακρίνονται στις περιφερειακές ίνες (sleeve filaments) και στις ίνες του πυρήνα (core filaments) ανάλογα με τη θέση που βρίσκονται. Οι περιφερειακές ίνες έρχονται σε άμεση επαφή με την ανόργανη μήτρα και επομένως έχουν πολύ καλή συνάφεια με το μητρικό υλικό, με αποτέλεσμα να αποφεύγεται η ολίσθησή τους και να συμμετέχουν με υψηλό βαθμό αποδοτικότητας στη μεταφορά φορτίων. Αντίθετα, οι εσωτερικές ίνες παρουσιάζουν μειωμένη συνάφεια με το μητρικό υλικό σε σχέση με τις περιφερειακές ίνες, δεδομένου ότι μικρή ποσότητα ανόργανης μήτρας μπορεί να εισχωρήσει στον πυρήνα του κλώνου, με αποτέλεσμα να ολισθαίνουν σημαντικά, σχεδόν ελεύθερες με μοναδική αντίσταση την τριβή μεταξύ τους. Η αύξηση της συνάφειας μεταξύ των εσωτερικών ινών και του μητρικού υλικού επιτυγχάνεται με χρήση πολυμερικής μήτρας (εποξειδική ρητίνη). Η ρητίνη εισχωρεί σε όλο το βάθος του πυρήνα του κλώνου και εξασφαλίζει την πλήρη σύνδεση των ινών με τη ρητίνη, με αποτέλεσμα ο κλώνος να συμπεριφέρεται σαν ένα απόλυτα ομοιογενές υλικό. Προκειμένου να περιγράψει τον τρόπο αστοχίας των μερικώς εμποτισμένων κλώνων ο Bartos πρότεινε ένα σύνθετο μηχανισμό συνάφειας μεταξύ κλώνων-συνθετικού υλικού ο οποίος περιλαμβάνει «τηλεσκοπικού» τύπου ολίσθηση μεταξύ των ινών του κλώνου κατά την αστοχία. Σύμφωνα με αυτό το μηχανισμό οι περιφερειακές ίνες που είναι επαρκώς εμποτισμένες με το μητρικό υλικό μπορεί να αστοχήσουν ενώ οι εσωτερικές ολισθαίνουν. Επισημαίνεται ότι όταν η ολίσθηση των εσωτερικών ινών είναι ελεγχόμενη, ο εν λόγω μηχανισμός συνάφειας είναι εξαιρετικά ευνοϊκός, καθώς συνδυάζει υψηλές τάσεις συνάφειας που εξασφαλίζονται από τις περιφερειακές ίνες και αυξημένη απορρόφηση ενέργειας που εξασφαλίζεται από την ολίσθηση των ινών του πυρήνα. [2]



Εικόνα 2.2: Κλώνος ινών με μερικά εμποτισμένες ίνες (συνάφεια των περιφερειακών ινών μεγαλύτερη των εσωτερικών),αριστερά. Εισχώρηση πολυμερών στον κλώνο και πλήρης εμποτισμός όλων των ινών

του (συνάφεια περιφερειακών ινών μικρότερη από εσωτερικών), δεξιά. (Bournas, διδακτορική διατριβή)

2.3.2 Συνάφεια μεταξύ σύνθετου υλικού και σκυροδέματος

Οι κυριότεροι παράγοντες που επηρεάζουν τη συνάφεια μεταξύ ΙΑΜ και σκυροδέματος αναπτύσσονται επιγραμματικά:

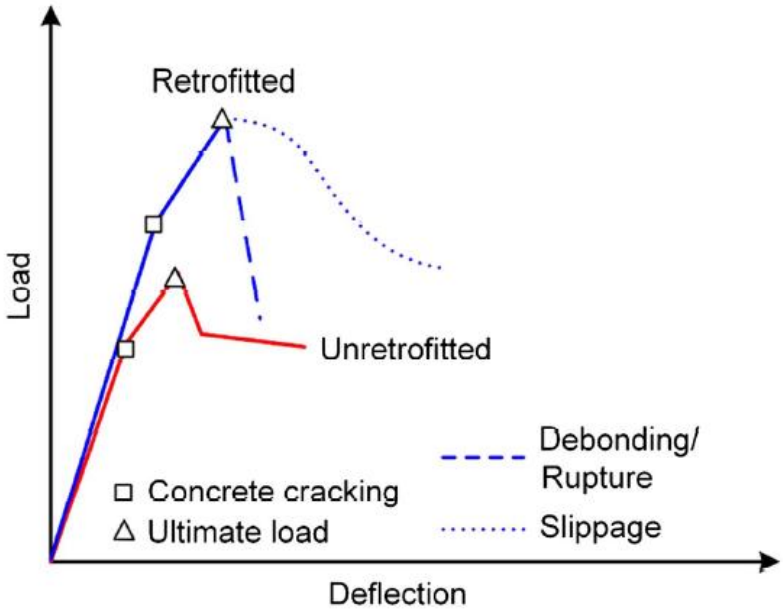
- *Αριθμός των στρώσεων*: Άυξηση του αριθμού των στρώσεων συνεπάγεται αύξηση της τάσης συνάφειας. Επιπλέον, οδηγεί σε διαφοροποίηση του τρόπου αστοχίας ανάλογα και με το είδος των ινών. Στη συνηθέστερη απαντώμενη περίπτωση των ινών άνθρακα και για μέχρι 2 στρώσεις υλικού, η αστοχία εμφανίζεται με ολίσθηση των ινών εντός της μήτρας συνοδευόμενη από θράυση περιορισμένου αριθμού ινών στις περιοχές των ρωγμών. Αυτή η μορφή αστοχίας δεν είναι ψαθυρή καθώς μετά την ολίσθηση εντείνονται σταδιακά περισσότερες ίνες στην περιοχή της ρωγμής, ενώ εμφανίζεται και μια μικρή παραμένουσα τιμή αντοχής που αποδίδεται στην τριβή μεταξύ των ινών και του σκυροδέματος. Για περισσότερες των 2 στρώσεων η μορφή αστοχίας μεταβάλλεται σε αποκόλληση του TRM απο το σκυρόδεμα. Συνιστά μια ψαθυρή μορφή αστοχίας, όπου γίνεται καλύτερη εκμετάλλευση του υλικού λόγω της ομοιόμορφης κατανομής τάσεων [25]
- *Μήκος αγκύρωσης (bonding length)*: Αύξηση του μήκους αγκύρωσης οδηγεί σε αύξηση της συνάφειας (*bond capacity*). Μετά απο μια συγκεκριμένη τιμή του μήκους η τάση συνάφειας παραμένει σταθερή. Η τιμή αυτή καλείται ενεργό μήκος αγκύρωσης και διαφοροποιείται με τον αριθμό των στρώσεων, κυμαίνεται δε μεταξύ των τιμών 200 και 300mm. Η αύξηση του μήκους αγκύρωσης δεν αλλάζει τη μορφή αστοχίας. Στην περίπτωση αστοχίας λόγω ολίσθησης των ινών, αυξημένο μήκος αγκύρωσης συνεπάγεται μεγαλύτερη τιμή παραμένουσας αντοχής λόγω των μεγαλύτερων δυνάμεων τριβής [25].
- *Προετοιμασία της επιφάνειας*: Πριν απο την εφαρμογή των υλικών ενίσχυσης, συνηθίζεται να προετοιμάζεται καταλλήλως η επιφάνεια εφαρμογής, για να αποκτήσει μεγαλύτερη τριβή. Πειραματικά έχει διερευνηθεί η εφαρμογή αμμοβολής καθώς και η χάραξη ενός επιφανειακού κανάββου επι του σκυροδέματος, όμοιου με αυτόν του πλέγματος. Τα αποτελέσματα υποδεικνύουν πως η προετοιμασία της επιφάνειας δεν επηρεάζει την συνάφεια [32]

- *Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος*: Η αύξηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος και η συνεπακόλουθη αύξηση της εφελκυστικής αντοχής επιφέρει μικρή αύξηση της συνάφειας. Η αύξηση αυτή αφορά μόνο τις περιπτώσεις όπου δεν εμφανίζεται αστοχία με ολίσθηση των ινών εντός της μήτρας [25].
- *Εμποτισμός ινών*: Η εφαρμογή ινών εμποτισμένων σε ρητίνη αποτρέπει την ολίσθησή τους εντός της μήτρας ακόμη και σε περίπτωση εφαρμογής μιας μόνο στρώσης. Επιπλέον αυξάνει τη δυστένειά τους και την αντοχή του σύνθετου υλικού [21].
- *Εφαρμογή εξωτερικής αγκύρωσης*: Η αγκύρωση των στρώσεων του υλικού αυξάνει σημαντικά την αντοχή του ακόμη και στην περίπτωση χρήσης μιας μόνο στρώσης με πολύ μικρό μήκος αγκύρωσης, της τάξης των 100 mm [21].
- *Θερμοκρασία*: Στην εργασία των [26] έγινε σύγκριση της αναπτυσσόμενης συνάφειας μεταξύ σύνθετου υλικού και σκυροδέματος σε ένα εύρος θερμοκρασιών από 20 έως 500 βαθμούς Κελσίου, τόσο για FRP όσο και IAM. Διαπιστώθηκε ότι για θερμοκρασία μικρότερη των 75 βαθμών, που αποτελεί και τη θερμοκρασία μετάπτωσης της ρητίνης, η συνάφεια των FRP με το σκυρόδεμα ήταν έως και δύο φορές μεγαλύτερη σε σχέση με των IAM. Η παρατήρηση αυτή δικαιολογείται από την υψηλή αντοχή της ρητίνης και την ισχυρή σύνδεσή της με το υπόστρωμα. Με την αύξηση της θερμοκρασίας μέχρι 150 βαθμούς, η τάση συνάφειας μειώθηκε κατά 80%. Η αστοχία επήλθε, όχι με αποκόλληση απο το υπόστρωμα, όπως συνέβη για θερμοκρασία κάτω των 75 βαθμών, αλλά λόγω απώλειας της συγκολλητικής ικανότητας (*adhesive failure*) στη διεπιφάνεια σκυροδέματος ρητίνης. Η τοποθέτηση επιπλέον στρώσεων υλικού ενίσχυσης δεν είχε επίδραση στο ποσοστό μείωσης της αντοχής και στη μορφή αστοχίας. Αντιθέτως η συμπεριφορά των TRM σε υψηλές θερμοκρασίες ήταν κατά πολύ καλύτερη σε σχέση με τα FRP. Η τάση συνάφειας μειώθηκε κατά 15% σε θερμοκρασία 400 βαθμών, ενώ η αποκόλληση απο το υπόστρωμα παρέμεινε η κύρια μορφή αστοχίας.

2.4 Ενίσχυση έναντι τέμνουσας με ΙΑΜ

2.4.1 Γενικά

Η συχνότερη μορφή ενίσχυσης που απαιτείται στις υφιστάμενες κατασκευές, όταν μελετώνται με τους σύγχρονους κανονισμούς είναι αυτή έναντι τέμνουσας. Αυτό οφείλεται στον ανεπαρκή οπλισμό, την διάβρωσή του και τη χαμηλή αντοχή του σκυροδέματος αλλά και για να εξασφαλιστεί μια πλαστική μορφή αστοχίας [28]. Η τοποθέτηση της ενίσχυσης μπορεί να είναι είτε ανοιχτή, με την μορφή U στην περίπτωση των πλάκοδοκών είτε περισφίγγουν εξ'ολοκλήρου το στοιχείο στην περίπτωση υποστηλωμάτων. Η εφαρμογή επικολλητών λωρίδων δεν συνιστάται λόγω της πολύ μικρής συνεισφοράς τους στην αύξηση της αντοχής και την πρόωρη αποκόλλησή τους [30]



Εικόνα 2.3: Ποιοτική περιγραφή ενισχυμένου στοιχείου ανάλογα με τη μορφή αστοχίας. (Koutas et al 2018)

Η συμβολή των ΙΑΜ στην άυξηση της διατμητικής αντοχής εξαρτάται από τη μορφή αστοχίας τους. Εμφανίζονται κατά κανόνα τρείς μορφές αστοχίας. Η αποκόλληση του υλικού ενίσχυσης από το υπόστρωμα είναι χαρακτηριστική στις επικολλητές λωρίδες και στην ενίσχυση μορφής U. Συνιστά μια ψαθυρή μορφή αστοχίας εξού και η απότομη κλίση του κλάδου μετά την μέγιστη τιμή. Δεύτερη μορφή αστοχίας είναι η θραύση των ινών του σύνθετου υλικού. Εμφανίζεται στην περίπτωση πλήρους περίσφιγξης του στοιχείου ή όταν χρησιμοποιούνται ίνες μικρού μέτρου

ελαστικότητας όπως οι ίνες υάλου. Τέλος, η ολίσθηση των ινών εντός της μήτρας που όπως αναφέρθηκε, εξαρτάται από τη γεωμετρία των ινών και τα χαρακτηριστικά του κονιάματος. Η συγκεκριμένη μορφή αστοχίας παρουσιάζει μια ψευδο-πλαστιμότητα, με την έννοια ότι ίνες δεν ολισθαίνουν απότομα αλλά μεταβιβάζουν φορτίο στις γειτονικές τους που θραύονται λόγω συγκέντρωσης τάσεων [32]. Για την πρώτη μορφή αστοχίας η αποδοτικότητα των TRM είναι συγκρίσιμη με αυτή των FRP ενώ για την περίπτωση της θραύσης των ινών η αύξηση της αντοχής είναι αρκετά μικρότερη [29].

2.4.2 Παράμετροι που επηρεάζουν την αποτελεσματικότητα της ενίσχυσης

- *Μορφή της ενίσχυσης*: Το σύνθετο υλικό μπορεί να εφαρμοστεί είτε στις παρειές της δοκού με τη μορφή επικολλητού φύλου είτε με τη μορφή ολόσωμου μανδύα. Στην πρώτη περίπτωση επιτυγχάνεται σημαντικά μικρότερη αύξηση της αντοχής. Αυτό οφείλεται στο γεγονός οτι οι ίνες του σύνθετου υλικού παραμορφώνονται μόνο σε μια μικρή περιοχή περί το μέσον της δοκού, ενώ στην περίπτωση του ολόσωμου μανδύα ενεργοποιούνται σε όλο το ύψος της. Συγκρινόμενη με ενίσχυση με χρήση FRP αντίστοιχης μορφής και μηχανικού ποσοστού ο λόγος της προσαύξησης της αντοχής ($V_{f,TRM}/Vf_{,FRP)}$) ισούται με 0.09 για επικολλητή λωρίδα και 0.92 για ολόσωμο μανδύα [29].

- *Ο αριθμός των στρώσεων*: Η σχέση μεταξύ της αύξησης των αντοχής σε τέμνουσα και του αριθμού των στρώσεων είναι μη γραμμική.Η χρήση περισσότερων των δύο στρώσεων υλικού μεταβάλλει τη μορφή αστοχίας απο τοπική (ολίσθηση ινών εντός της μήτρας) σε καθολική (αποκόλληση απο το σκυρόδεμα ή θραύση των ινών) [22].

- *Γεωμετρία και υλικό ινών*: Η γεωμετρία των ινών επηρεάζει τη μορφή αστοχίας και κατ'επέκταση την αντοχή έναντι τέμνουσας, συναρτήσει και του ποσοστού οπλισμού. Για μικρό ποσοστό οπλισμού(περίπου 1.9/1000), ίνες μεγαλύτερου εμβαδού με λόγο εμβαδού περίπου ίσο με 2 εμφανίζουν μικρότερη αύξηση της αντοχής έως και 50%, ενώ παράλληλα διαφοροποιείται η μορφή αστοχίας. Αυτό οφείλεται στον ανεπαρκή εμποτισμό των ινών εντός της ανόργανης μήτρας. Επιπλέον η ενεργός παραμόρφωση ε_{eff} των ινών είναι αντίστοιχα μικρότερη. Στις

ίνες μεγαλύτερου εμβαδού παρατηρήθηκε η παραμόρφωσή τους μόνο κοντά στην περιοχή της διατμητικής ρωγμής. Ως αποτέλεσμα εμφανίστηκε πρόωρη αστοχία των ανομοιόμορφα εντεινόμενων ινών.Αντίθετα στις ίνες μικρότερου εμβαδού η ένταση κατανέμεται ομοιόμορφα σε όλο το μήκος τους και επιτυγχάνεται μεγαλύτερη διατμητική αντοχή. Η δυσμενής επιρροή της γεωμετρίας των ινών δεν έχει σημαντική επιρροή στην περίπτωση που αυξάνεται το ποσοστό οπλισμού.Για διπλάσιο ποσοστό οπλισμού, περίπου 3.9/1000, (το οποίο επετεύχθη με την αύξηση των στρώσεων) η πρόωρη αστοχία του σύνθετου υλικού εμποδίζεται ενώ οι ίνες ενεργοποιούνται στο σύνολο του μήκους του στοιχείου. Τέλος η άστοχία στην περίπτωση μικρού ποσοστού οπλισμού μπορεί να αντιμετωπιστεί με εμποτισμό των ινών με ρητίνη (coating).Σε αυτή την περίπτωση το πλέγμα των ινών γίνεται δύσκαμπτο και δυσχερένεται η εφαρμογή του [30].

- *Λόγος διάτμησης*: Ο λόγος διάτμησης, για χρήση ολόσωμων μανδύων, δεν έχει καμία επίδραση στη μορφή της αστοχίας ή στο ποσοστό αύξησης της αντοχής σε τέμνουσα [31].

- *Αγκύρωση*: Η αγκύρωση του μανδύα στα άκρα του στοιχείου επιτυγχάνει αύξηση της αντοχής έως και 4 φορές στην περίπτωση χρήσης μεταλλικών στοιχείων [22].Ωστόσο τα μεταλλικά στοιχεία είναι ευάλωτα στη διάβρωση, ενώ μπορεί να εμφανιστεί πρόωρη αστοχία λόγω συγκέντρωσης των τάσεων [2]. Για την αντιμετώπιση του προβλήματος οι [22] πρότειναν ένα σύστημα αγκύρωσης με χρήση ινών. Το εν λόγω σύστημα, πέτυχε αύξηση της αντοχής έως και 50% σε σχέση με το μη αγκυρωμένο TRM για ίνες άνθρακα. Η εφαρμογή του με ίνες υάλου δεν επιφέρει βελτίωση καθώς θραύονται πριν απο την αστοχία της αγκύρωσης. Επιπλέον, δεν υπόκειται σε διάβρωση, είναι ελαφρύ και συμβατό με το σύνθετο υλικό. Αποτελείται απο ενα θυσανοειδές τμήμα το οποίο μεταβιβάζει τις τάσεις μεταξύ του προς αγκύρωση πλέγματος και του ίδιου του αγκυρίου, και απο ενα τμήμα όμοιο με βλήτρο που αγκυρώνεται εντός της μάζας του σκυροδέματος. Το ποσοστό των ινών του αγκυρίου κατά τη διεύθυνση της φόρτισης υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη το μέγιστο αριθμό αγκυρίων που μπορούν να τοποθετηθούν σε κάθε παρειά και το μέγιστο ποσοστό των ινών προς αγκύρωση. [30] . Η αγκύρωση του σύνθετου υλικού αυξάνει την αντοχή σε

τέμνουσα, την ενεργό παραμόρφωση ε_{eff}, επιτυγχάνει εξοικονόμιση υλικού ενώ διαφοροποιεί τη μορφή αστοχίας. Πιο συγκεκριμένα η αύξηση της διατμητική αντοχής σε σύνθετο υλικό ινών άνθρακα, αυξήθηκε κατά 14% εως 125% σε σχέση με το μη αγκυρωμένο υλικό ενίσχυσης. Η αύξηση αυτή εξαρτάται από τον αριθμό των στρώσεων και το ποσοστό των αγκυρίων. Επιπροσθέτως, οι ίνες άνθρακα εμφάνισαν μεγαλύτερη ενεργό παραμόρφωση με την αγκύρωση, γεγονός που υποδεικνύει την μεγαλύτερη εκμετάλλευση του υλικού. Επιπλέον η αγκύρωση IAM που αποτελούνταν από 2 στρώσεις ινών άνθρακα πέτυχε την ίση αύξηση αντοχής, με αυτή που προσέφερε ιδιο υλικό τεσσάρων στρώσεων, επετεύχθη δηλαδή μείωση του χρησιμοποιούμενου υλικού κατά 28 %. Τέλος, η μορφή αστοχίας μεταβάλλεται ανεξαρτήτως του υλικού ινών. Στην περίπτωση μη αγκυρωμένων μανδύων, η αύξηση της αντοχής εξαρτάται από το ποσοστό των ινών ενώ διαφοροποιείται η μορφή αστοχίας ανάλογα με τη γεωμετρία των ινών. Κάτι τέτοιο δεν συμβαίνει στην περίπτωση της αγκύρωσης όπου η αστοχία έγκειται στην εξόλκευση των αγκυρίων ανεξαρτήτως γεωμετρίας και υλικού [29]

- *Προσανατολισμός των ινών*: Σύνθετο υλικό με ίνες διατεταγμένες υπο γωνία 45° ως προς τον διαμήκη άξονα επιτυγχάνουν ελαφρώς μεγαλύτερη αντοχή σε σχέση με αυτές που διατάσσονται σε γωνιά 90° [22].

- Υπάρχον οπλισμός διάτμησης. Η συνεισφορά του σύνθετου υλικού στην αύξηση της διατμητικής αντοχής, πρακτικά δεν επηρεάζεται από το ποσοστό του υπάρχοντος οπλισμού διάτμησης [22].

2.5 Σχεδιασμός

Για τον υπολογισμό της αύξησης της τέμνουσας δύναμης λόγω ενίσχυσης με TRM θα χρησιμοποιηθεί το τροποποιημένο μοντέλο Cheng and Teng, όπως προτάθηκε απο τους [31]. Το εν λόγω μοντέλο προέκυψε λαμβάνοντας υπόψη διαθέσιμα πειραματικά αποτελέσματα από τη βιβλιογραφία (σύνολο 125 πειραματικές διατάξεις), τα οποία ομαδοποιήθηκαν ανάλογα με την μορφή της αστοχίας το είδος και το μηχανικό ποσοστό του υλικού τα μηχανικά και γεωμετρικά χαρακτηριστικά του υλικού ενίσχυσης κ.α.Σε πρώτο βήμα διερευνάται η πιθανή μορφή αστοχίας για το σύνθετο υλικό.Θεωρείται οτι κυρίαρχο παράγοντα αποτελεί η σύνδεση μεταξύ των ινών και

της ανόργανης μήτρας, η οποία με τη σειρά της εξαρτάται απο την επιφάνεια των ινών (roving area). Όπως αναφέρθηκε ίνες μικρής επιφάνειας επιτυγχάνουν μεγαλύτερο βαθμό εμποτισμού με τη μήτρα, ενώ σε αντίθετη περίπτωση είναι πιο επιρρεπείς στην τοπική αστοχία με ολίσθηση των ινών. Ορίζεται έτσι ο συντελεστής l

$$l = \frac{A_{rov}\,\sigma}{f_{bm}\,P_{rov}} = \frac{w_{rov}\,t_{rov}\,\sigma}{f_{bm}\,(2w_{rov} + 2t_{rov})} \tag{2.1}$$

Όπου w_{rov} το πλάτος της ίνας του σύνθετου υλικού, t_{rov} το πάχος της ίνας του σύνθετου υλικού, σ η τάση αστοχίας του σύνθετου υλικού θεωρώντας οτι αποτρέπεται η τοπική αστοχία δηλαδή $\sigma=\min(f_{fed},f_{fu})$ και f_{bm} η τάση συνάφειας της μήτρας. Για μικρές τιμές του l, όπως συμβαίνει στην περίπτωση μικρού εμβαδού ινών η υψηλής αντοχής κονιάματος, δεν εμφανίζεται τοπική αστοχία με τη μορφή της ολίσθησης των ινών. Για να ληφθεί επιπλέον το διαθέσιμο μήκος αγκύρωσης και η εφελκυστική αντοχή της μήτρας ο παραπάνω συντελεστής αντικαθίσταται ως

$$\lambda_s = L_{max}^{0.6}\,\frac{f_{tm}\,P_{rov}}{A_{rov}\,\sigma} \tag{2.2}$$

ενώ ορίζεται και ο μειωτικός συντελεστής k

$$k = \frac{\sigma_{exp}}{\min(f_{fed}, f_{fu})} \tag{2.3}$$

όπου σ_{exp} η πειραματική τιμή της τάσης.Η τελική αναπτυσσόμενη τάση στο σύνθετο υλικό ισούται με kσ. Για συστήματα TRM εμβαπτισμένα σε ρητίνη ο συντελεστής k θα λαμβάνει την τιμή 1, ενώ για όλα τα υπόλοιπα ορίζεται ώς

$$\begin{aligned} k &= 1.27\lambda_s \quad & \lambda_s \le 0.75 \\ k &= 0.95 \quad & \lambda_s > 0.75 \end{aligned} \tag{2.4}$$

Το όριο του 0.75 αντιστοιχεί στην ελάχιστη κρίσιμη τιμή για την οποία εμφανίζεται αποκόλληση του σύνθετου υλικού από το σκυρόδεμα. Τέλος η διαδικασία σχεδιασμού ολοκληρώνεται ως εξής:

1. Υπολογισμός του ενεργού μήκους αγκύρωσης Le και συντελεστή λ

$$L_e = 15\sqrt{\frac{1000t_f}{\sqrt{f_c}}} \tag{2.5}$$

2. Υπολογισμός συντελεστή κατανομής τάσεων D_f

$$D_f = \begin{cases} \frac{2}{\pi\lambda}\left(\frac{1-\cos\left(\frac{\pi\lambda}{2}\right)}{sin\left(\frac{\pi\lambda}{2}\right)}\right), \lambda \leq 1 \\ 1-\frac{\pi-2}{\pi\lambda}, \lambda > 1 \end{cases} \tag{2.6}$$

3. Υπολογισμός συντελεστών β_l και β_w

$$\beta = \begin{cases} 1, \lambda \geq 1 \\ \sin\left(\frac{\pi\lambda}{2}\right), \lambda < 1 \end{cases}$$

$$\beta_w = \sqrt{\frac{2 - w_f/(s_f sin\beta)}{1 + w_f/(s_f sin\beta)}} \tag{2.7}$$

4. Υπολογισμός μέγιστης τιμής τάσεως σχεδιασμού $f_{fed,max}$

$$f_{fed,max} = 8.67\beta_w\beta_l\sqrt{\frac{1000\sqrt{f_c}}{t}} \tag{2.8}$$

5. Υπολογισμός τάσεως σχεδιασμού του σύνθετου υλικού f_{fed}

$$f_{fed} = D_f f_{fed,max} \tag{2.9}$$

6. Η τελική τιμή της αύξησης αντοχής σε τέμνουσα λόγω του σύνθετου υλικού ισούται με:

$$V_f = 2k\sigma t_f h_{fe} b_w (cot\theta sin\beta + cos\beta)\frac{w_f}{s_f} \tag{2.10}$$

2.6 Σύγκριση IAM-FRP

Η χρήση υλικού ενίσχυσης με τη μορφή επικολλητών λωρίδων TRM επιφέρει σημαντικά μικρότερη αύξηση της διατμητικής αντοχής (της τάξης του 90%) σε σχέση με αντίστοιχη μορφή ενίσχυσης FRP. Η αποδοτικότητα των TRM είναι περίπου ίδια με των FRP όταν το σύνθετο υλικό αστοχεί με αποκόλληση από το υπόστρωμα [29]. Η χρήση αγκυρίων, μολονότι αυξάνει σημαντικά την αντοχή έναντι τέμνουσας, είναι λιγότερο αποτελεσματική στα TRM από αντίστοιχη διάταξη σε FRP λόγω της ολίσθησης των ινών εντός της μήτρας.Τέλος, από σύγκριση των δυο υλικών ενίσχυσης σε θερμοκρασίες μεταξύ 100 και 150 βαθμών, συμπεραίνεται η υπεροχή των TRM [28].

2.7 Χαρακτηριστικά της μεθόδου NSMR

Μια τεχνική η οποία τα τελευταία χρόνια χρησιμοποιείται ολοένα και περισσότερο στην ενίσχυση υφιστάμενων κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος, είναι η χρήση πρόσθετου οπλισμού σε επιφανειακές εγκοπές (Near-Surface Mounted Reinforcement). Η τεχνική συνίσταται στη διάνοιξη εγκοπών στη διαθέσιμη επικάλυψη του σκυροδέματος και την επικόλληση ράβδων οπλισμού μέσω συγκολητικού υλικού, συνηθέστερα εποξειδική ρητίνη ή τσιμεντοειδές κονίαμα [24]. Η συγκεκριμένη μέθοδος εμφανίζει συγκριτικά πλεονεκτήματα σε σχέση με τη μέχρι τώρα καθιερωμένη χρήση εξωτερικών επικολλητών ελασμάτων, τα οποία συνοψίζονται κάτωθι [11]:

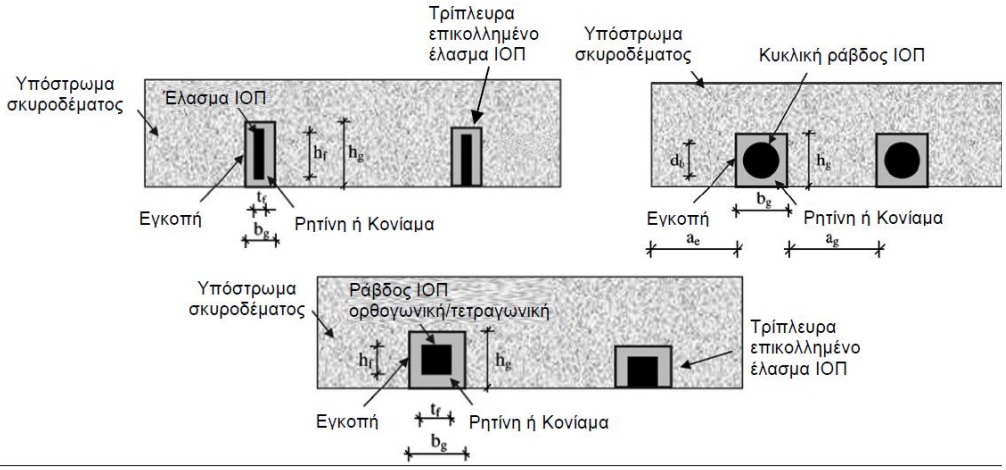
- Μείωση της απαιτούμενης εργασίας για την εγκατάσταση της ενίσχυσης.
- Οι οπλισμοί σε οπές είναι λιγότερο επιρρεπείς σε αποκόλληση από το σκυρόδεμα της υπόστρωσης.
- Οι οπλισμοί μπορούν να αγκυρωθούν ευκολότερα σε γειτονικά δομικά στοιχεία ώστε να αποφεύγεται η αστοχία λόγω αποκόλλησης
- Μπορούν να προενταθούν ευκολότερα.
- Οι ράβδοι προστατεύονται από την επικάλυψη του σκυροδέματος έναντι βλαβών από πυρκαγιά, τυχηματικών δράσεων και βανδαλισμού. Είναι κατάλληλοι για την ενίσχυση περιοχών αρνητικών ροπών σε δοκούς ή πλάκες.
- Δεν επηρεάζουν την αρχιτεκτονική του κτιρίου αφου ενσωματώνονται στα ενισχυόμενα μέλη.

Στις περισσότερες δημοσιευμένες εργασίες που αφορούν την ενίσχυση στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος χρησιμοποιούνται ράβδοι από ΙΟΠ άνθρακα, ωστόσο μπορούν να χρησιμοποιοηθούν και ανοξείδωτοι χάλυβες. Η διατομή των οπλισμών μπορεί να είναι κυκλική, τετραγωνική ή ορθογωνική. Η επιλογή του τύπου και της διατομής των ράβδων εξαρτάται από το βάθος της διαθέσιμης επικάλυψης του σκυροδέματος και του κόστους. Το συγκολλητικό υλικό είναι υπεύθυνο για τη μεταφορά των τάσεων από τις ράβδους στο σκυρόδεμα. Οι μηχανικές ιδιότητες που καθορίζουν την απόδοση της μεθόδου είναι η εφελκυστική και η διατμητική αντοχή του.

Όταν χρησιμοποιούνται επικολλητές ράβδοι με νευρώσεις, δημιουργούνται υψηλές ακτινικές εφελκυστικές τάσεις. Αντίθετα, η διατμητική αντοχή είναι κρίσιμη όταν η αστοχία των ράβδων ελέγχεται από τη διατμητική αστοχία του υλικού συγκόλλησης. Ως συγκολλητικό υλικό έχει επικρατήσει η ρητίνη λόγω της- τάξης μεγέθους- μεγαλύτερης αντοχής της. Το πλάτος και το βάθος της εγκοπής, η καθαρή απόσταση μεταξύ δύο εγκοπών και η απόσταση από το άκρο του στοιχείου, είναι οι κύριοι παράμετροι που επηρεάζουν την αντοχή σε συνάφεια και καθορίζουν την απόκριση του ενισχυόμενου μέλους [11].

2.8 Κανονιστικές διατάξεις

Από τη μέχρι σήμερα ερευνητική δραστηριότητα, έχουν προκύψει ορισμένοι σημαντικοί κανόνες για το σχεδιασμό. Η ελάχιστη διάμετρος των εγκοπών θα πρέπει να είναι τουλάχιστο μιάμιση φορά μεγαλύτερη της διαμέτρου της κυκλικής ράβδου. Στην περίπτωση που χρησιμοποιηθούν ορθογωνικοί ράβδοι η ελάχιστη διάσταση εγκοπής θα πρέπει να έχει πλάτος 3a και ύψος 1.5b, όπου a,b η μέγιστη και η ελάχιστη πλευρά της ράβδου. Παρόλο που δεν υπάρχει περιορισμός για την μέγιστη διάσταση της οπής οι [10] υποστηρίζουν πως αύξηση των διαστάσεων αυξάνει την αντοχή συνάφειας όταν κυρίαρχη μορφή αστοχίας είναι η αστοχία στη διεπιφάνεια ρητίνης-σκυροδέματος. Η συνάφεια μεταξύ των οπλισμών σε οπές και του σκυροδέματος, είναι παρόμοια με αυτή του σκυροδέματος και των οπλισμών. Οι [20], συμπέραναν πως το ενεργό μήκος αγκύρωσης εξαρτάται από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του οπλισμού και των οπών, τα μηχανικά χαρακτηριστικά του σκυροδέματος και της ρητίνης και το ποσοστό οπλισμού. Το ενεργό μήκος αγκύρωσης αυξάνεται με την αύξηση του μηχανικού ποσοστού οπλισμού και μειώνεται με την αύξηση της θλιπτικής αντοχής ή των διαστάσεων της οπής.



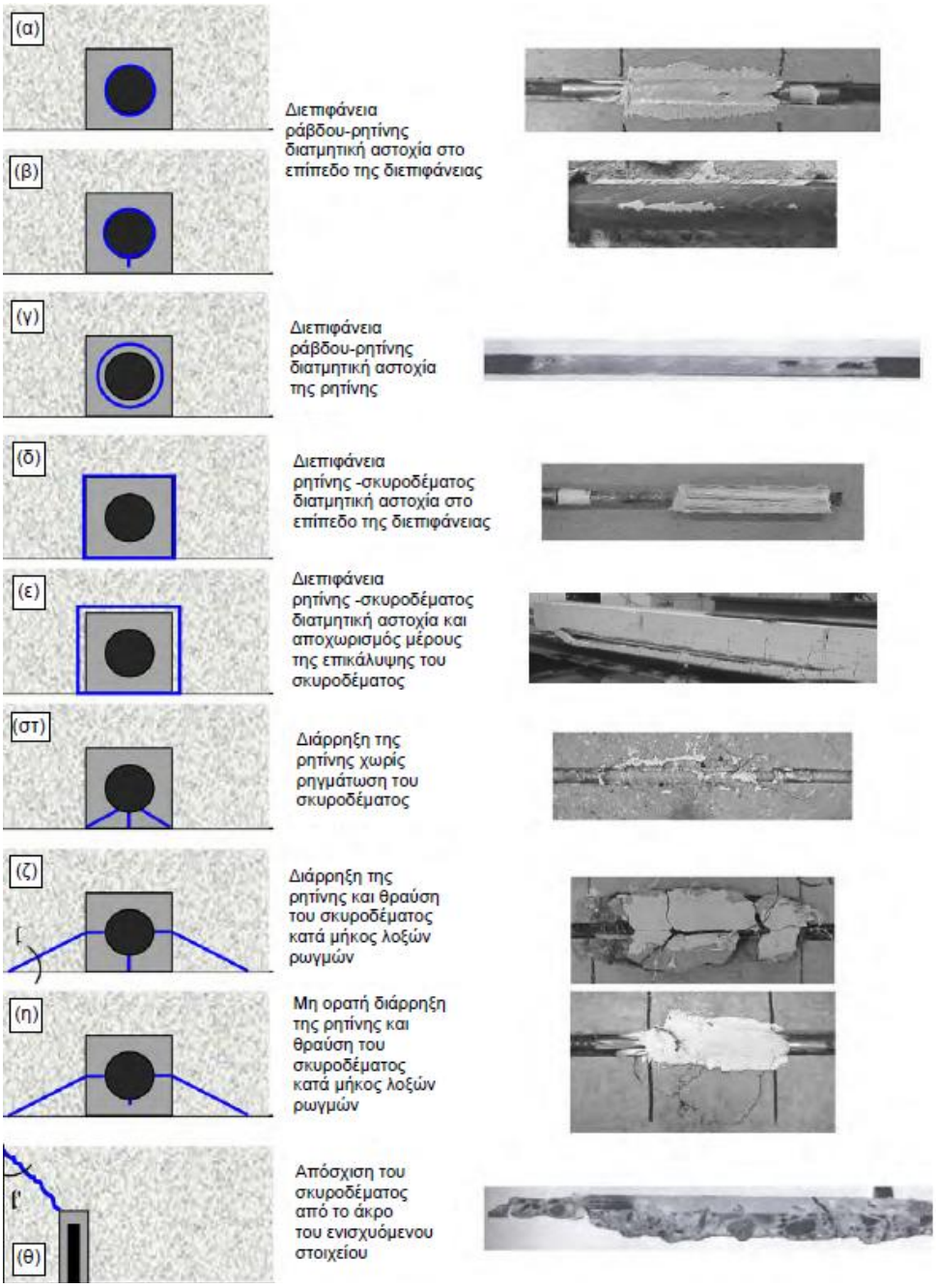
Εικόνα 2.4: Διατάξεις ενίσχυσης (Bournas 2007)

2.9 Συνάφεια

Η εξασφάλιση της συνάφειας μεταξύ των ράβδων και των υλικών του υποστρώματος καθορίζει την αποτελεσματικότητα της ενίσχυσης. Η αντοχή σε συνάφεια εξαρτάται από τις διαστάσεις της εγκοπής και της ράβδου, την εφελκυστική και διατμητική αντοχή του σκυροδέματος και του υλικού συγκόλλησης, τη διατομή των πρόσθετων ράβδων και τη διαμόρφωση της εξωτερικής τους επιφάνειας. Οι παρατηρηθείσες μορφές αστοχίας λόγω απώλειας της συνάφειας των ράβδων, χωρίζονται σε τρείς κατηγορίες, ήτοι, αστοχία στη διεπιφάνεια ράβδου-ρητίνης, αστοχία στη διεπιφάνεια ρητίνης σκυροδέματος και αστοχία λόγω διάρρηξης της ρητίνης [11]. Η πρώτη μορφή αστοχίας μπορεί να οφείλεται είτε σε διατμητική αστοχία στο επίπεδο της διεπιφάνειας ράβδου - ρητίνης (Σχ. 2.6α-β), είτε σε διατμητική αστοχία της ρητίνης εντός της εγκοπής (Σχ. 2.6γ). Αντίστοιχα η αστοχία στη διεπιφάνεια ρητίνης - σκυροδέματος μπορεί να οφείλεται είτε σε αποκόλληση στη διεπιφάνεια (Σχ. 2.6δ), είτε λόγω διατμητικής αστοχίας του σκυροδέματος με αποχωρισμό μέρους της επικάλυψης κατά μήκος της εγκοπής (Σχ. 2.6ε). Αστοχίες λόγω διάρρηξης της ρητίνης (Σχ. 2.6στ-η) καταγράφηκαν κυρίως για ΠΟΕ από ΙΟΠ με νευρώσεις, λόγω των υψηλών τάσεων συνάφειας μεταξύ ράβδων - ρητίνης, οι οποίες οδήγησαν σε υψηλές εφελκυστικές ακτινικές τάσεις που προκάλεσαν τελικά τη θραύση της ρητίνης. Τέλος, μια τυπική μορφή αστοχίας λόγω απόσχισης του σκυροδέματος κοντά σε ακμή δίνεται στο Σχ. 2.6θ.

Στην ερευνά τους οι [20], διεξήγαγαν δοκιμές κάμψης σε δοκούς με κύρια παράμετρο μελέτης το μήκος αγκύρωσης. Η αστοχία των ράβδων με νευρώσεις προήλθε σε όλες

τις περιπτώσεις λόγω αποκόλλησης των ράβδων με τμήμα της επικάλυψης. Κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι η εφελκυστική αστοχία είναι απίθανο να παρατηρηθεί ανεξαρτήτως του μήκους αγκύρωσης και η εφελκυστική παραμόρφωση σχεδιασμού κατά την αστοχία θα πρέπει να περιορίζεται σε τιμές της τάξης του 0.7-0.8% ενώ το μήκος αγκύρωσης να είναι τουλάχιστον 800 mm.



Εικόνα 2.5: Μορφές αστοχίας λόγω απώλειας συνάφειας (Bournas 2007).

2.10 Καμπτική ενίσχυση δοκών

Σύμφωνα με τους [20] αστοχία δοκών ενισχυμένων με ράβδους σε οπές συνοδεύεται με αποκόλληση των ράβδων μαζί με κομμάτι της επικάλυψης του σκυροδέματος.

Επισημαίνουν ότι, η τελική αστοχία είναι πρακτικά απίθανο να προέλθει από την εφελκυστική του θραύση, ανεξαρτήτως του μήκους αγκύρωσης και η οριακή παραμόρφωση θα πρέπει να περιορίζεται σε τιμές της τάξης του 0.7-0.8 %, ενώ το μήκος της αγκύρωσης να είναι τουλάχιστον 800mm. Στην εργασία των [11] διερευνάται η επιρροή του βάθους της οπής. Με την αύξηση του βάθους της οπής, η μορφή αστοχίας μεταβάλλεται από αποκόλληση της επικάλυψης στην άκρη του στοιχείου, σε θραύση της θλιβόμενης περιοχής του στοιχείου στο σημείο της μέγιστης ροπής. Επιπλέον, τα μέχρι σήμερα διαθέσιμα πειραματικά αποτελέσματα υποδεικνύουν ότι η αντοχή και η δυσκαμψία των ενισχυμένων στοιχείων, μετά τη διαρροή των διαμήκων ράβδων, αυξάνεται σημαντικά. Συγκρίνοντας την απόκριση ενισχυμένων στοιχείων με οπλισμό σε εγκοπές και ισοδύναμο ποσοστό εξωτερικά επικολλημένων οπλισμών, παρατηρήθηκε ότι οι πρόσθετοι οπλισμοί σε οπές ήταν πολύ αποτελεσματικότεροι. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι, η αποκολλησή τους είτε απετράπη , είτε συνέβη σε σημαντικά μεγαλύτερη τιμή εφελκυστικής παραμόρφωσης. [11].

Στην καμπτική ενίσχυση των δοκών υπάρχουν δυο πιθανές μορφές αστοχίας. Η πρώτη εμφανίζεται και στην περίπτωση των συνήθων δοκών και αφορά τη θράυση του σκυροδέματος ή την αστοχία του πρόσθετου οπλισμού. Η δεύτερη μορφή αστοχίας συνίσταται στην πρόωρη αποκόλληση του υλικού ενίσχυσης. Μολονότι η δεύτερη οικογένεια μορφών αστοχίας είναι πιο συνήθης στα εξωτερικά επικολλημένα ελάσματα, μπορεί να περιορίσει την αποδοτικότητα της ενίσχυσης. Η πιθανότητα πρόωρης αποκόλλησης εξαρτάται από πληθώρα παραμέτρων όπως, το μηχανικό ποσοστό οπλισμού, το μηχανικό ποσοστό του υλικού ενίσχυσης, το σχήμα της διατομής, τη μορφή της ράβδου σε οπή (λεία ή με νευρώσεις) και την εφελκυστική αντοχή της ρητίνης και του σκυροδέματος. Στην εργασία των [27] οι πρόσθετοι οπλισμοί είχαν επεκταθεί και πέρα των σημείων στήριξης για να προσομοιώσουν την αγκύρωση σε διπλανές δοκούς. Παρά την αγκύρωση, μορφές αστοχίας σχετιζόμενες με απώλεια συνάφειας, μπορεί να εμφανιστούν.

Για το σχεδιασμό της καμπτικής ενίσχυσης δοκού με οπλισμό σε εγκοπές, απαιτείται ο ακριβής προσδιορισμός του οριακού φορτίου. Εάν το σύστημα δεν αστοχήσει με αποκόλληση είτε του σκυροδέματος, είτε της ρητίνης, τότε το μέγιστο φορτίο που μπορεί να αναλάβει η δοκός υπολογίζεται με τις εξισώσεις που ισχύουν για τον εξωτερικά επικολλημένο οπλισμό, θεωρώντας επιπεδότητα των διατομών. Ωστόσο η

συνεκτίμηση της πρόωρης αποκόλλησης δυσχεραίνει τη διαδικασία. Από τις αναφερθείσες μορφές αστοχίας, η πιο σημαντική φαίνεται να είναι η αποκόλληση του σκυροδέματος επικάλυψης, στη διατομή της μέγιστης ροπής. Η συνηθέστερη μεθοδολογία σχεδιασμού συνίσταται στη χρήση κατάλληλου μειωτικού συντελεστή στην οριακή παραμόρφωση του υλικού ενίσχυσης. Έως σήμερα δεν έχει βρεθεί αξιόπιστο αναλυτικό μοντέλο που να λαμβάνει υπόψη του τους μηχανισμούς αστοχίας.

2.11 Σχεδιασμός

Μέχρι σήμερα, παρόλο που έχει γίνει πρόοδος στη διερεύνηση της αστοχίας συνάφειας μεταξύ οπλισμού και σκυροδέματος, τα αναλυτικά μοντέλα για το σχεδιασμό είναι περιορισμένα. Στην εργασία τους οι [8] συγκρίνουν τις διατάξεις τριών κανονισμών που αφορούν το σχεδιασμό με NSM, ήτοι του Αμερικανικού ACI 440.2R-08, του Αγγλικού TR 55 και του Καναδικού CSA S806-12. Επιπλέον, γίνεται γενίκευση των διατάξεων του CNR-DT 201-13 που αφορούν το σχεδιασμό εξωτερικών ενισχύσεων, προκειμένου να συμπεριληφθεί η ενίσχυση με NSM. Τα αποτελέσματα των τεσσάρων κανονισμών συγκρίνονται με μια πειραματική βάση δεδομένων 155 καταγραφών από τη βιβλιογραφία. Υιοθετούνται οι παραδοχές της επιπεδότητας των διατομών, τη απουσίας σχετικής ολίσθησης μεταξύ NSMR και σκυροδέματος και υιοθετείται γραμμικός νόμος σ-ε για τις ράβδους εντός των οπών.

Από τη σύγκριση αυτή προκύπτει πως το Καναδικό πρότυπο CSA S806-12, που προτείνει ως μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή οριακής παραμόρφωσης $\varepsilon_u = 0.7\%$, επιτυγχάνει τη μεγαλύτερη ακρίβεια στον υπολογισμό της καμπτικής ροπής αντοχής, ενώ οι διατάξεις του TR-55, είναι οι πλέον συντηρητικές καθώς υποεκτιμούν την καμπτική ροπή αντοχής. Για τις ανάγκες της εργασίες υιοθετήθηκαν αρχικά, προς την πλευρά της ασφάλειας, οι διατάξεις του TR-55. Θεωρούνται τρεις κρίσιμες μορφές αστοχίας, η απόσχιση της επικάλυψης του σκυροδέματος, η διάρρηξη του σκυροδέματος και η διατμητική αστοχία ράβδου- ρητίνης. Για την αποφυγή της απόσχισης της επικάλυψης σκυροδέματος η μέγιστη οριακή παραμόρφωση θα πρέπει να περιορίζεται

$$\varepsilon_{lim} = 38\sqrt{\frac{bf_{ctk}}{nE_f A_f}} \tag{2.11}$$

όπου b το πλάτος της διατομής του στοιχείου και n ο αριθμός των ράβδων σε οπές.
Για την αποφυγή της διάρρηξης του σκυροδέματος η μέγιστη οριακή παραμόρφωση του οπλισμού θα πρέπει να περιορίζεται στην τιμή

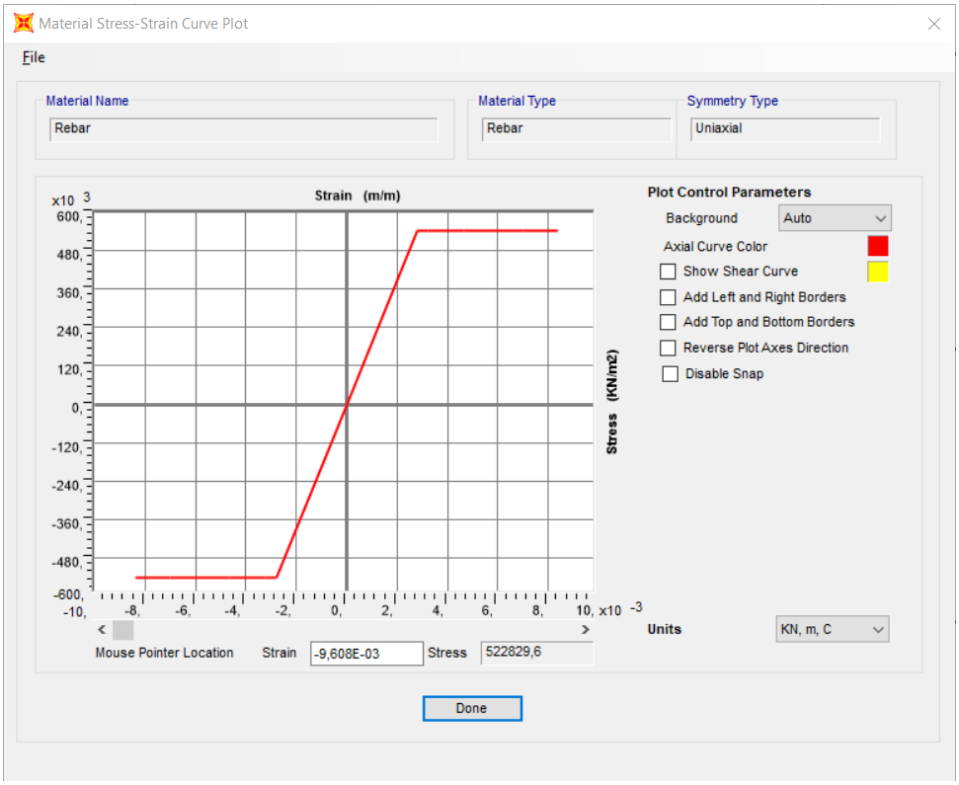
$$\varepsilon_{max} = 10 b_{notc\,hperim} \sqrt{\frac{f_{ctk}}{E_f A_f}} \quad l > l_{bd} \tag{2.12}$$

όπου $b_{notc\,hperim}$ το άθροισμα του ελάχιστου πλάτους και ύψους της οπής, l_{db} το μήκος αγκύρωσης ίσο με $0.135 b_{notc\,hperim} \sqrt{\frac{E_f A_f}{f_{ctk}}}$.
Τέλος για την αποφυγή της διατμητικής αστοχίας στη διεπιφάνεια ρητίνης- οπλισμού η τάση του οπλισμού περιορίζεται στην

$$\varepsilon_{ad} = \frac{0.3 f_{at}\, b_{barperim}\, l}{E_f A_f} \tag{2.13}$$

όπου f_{at} είναι η εφελκυστικής αντοχή της ρητίνης.

Η μορφή αυτή ενίσχυσης επιλέχθηκε για την αύξηση της πλαστιμότητας των δοκών στις κρίσιμες περιοχές λόγω μικρού ποσοστού θλιβόμενου οπλισμού. Θεωρήθηκε μήκος αγκύρωσής τους εντός του κόμβου ίσο με 300 mm. Η εφελκυστική αντοχή της ρητίνης είναι 30 MPa, η διάμετρος των ράβδων 6 mm, το μέτρο ελαστικότητας E=190 GPa. Η μέγιστη παραμόρφωση υπολογίστηκε ίση με 0.7%. Η τιμή αυτή της παραμόρφωσης παραπέμπει στις διατάξεις του CSA S806-12. Για την επίλυση του ενισχυμένου φορέα υιοοθετήθηκε αυτή η τιμή. Χρησιμοποιήθηκαν ράβδοι οπλισμού από ανοξείδωτο χάλυβα INE 650. Στην τιμή της αντοχής τους εφαρμόστηκε συντελεστής ασφαλείας $\gamma_{Rd} = 1.2$. Προκύπτει το παρακάτω διάγραμμα σ-ε για το υλικό ενίσχυσης.

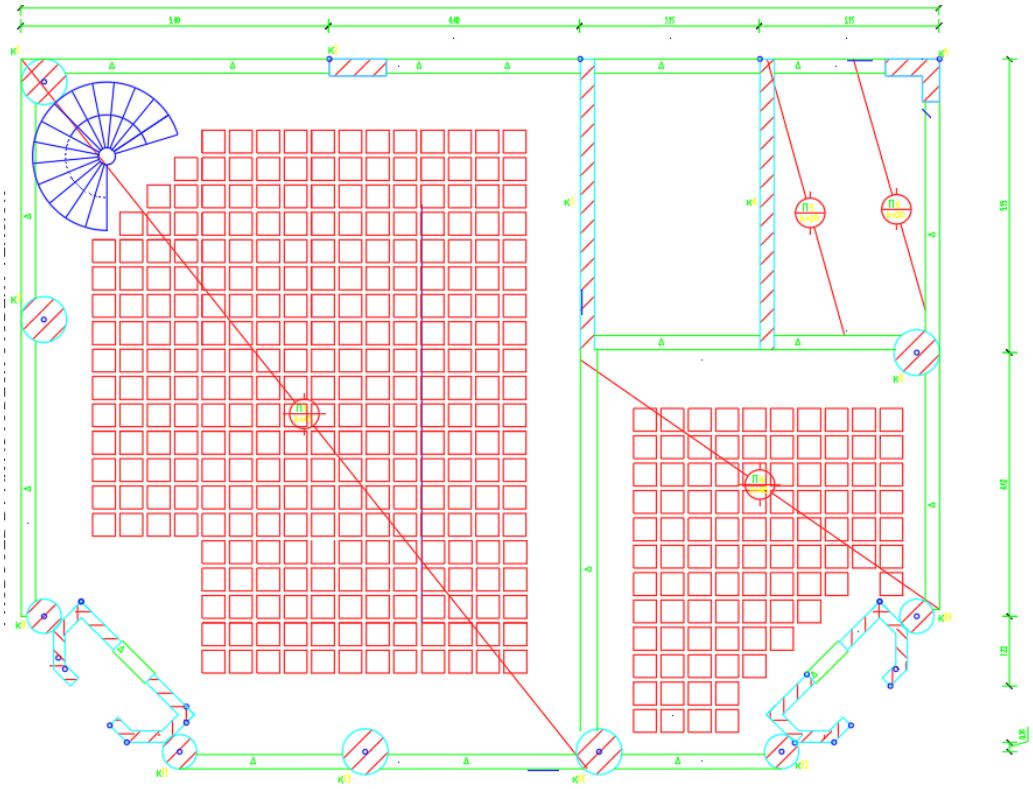


Εικόνα 2.6: Διαγραμμα σ-ε υλικού ενίσχυσης.

3 Προσομοίωση

3.1 Γενικά

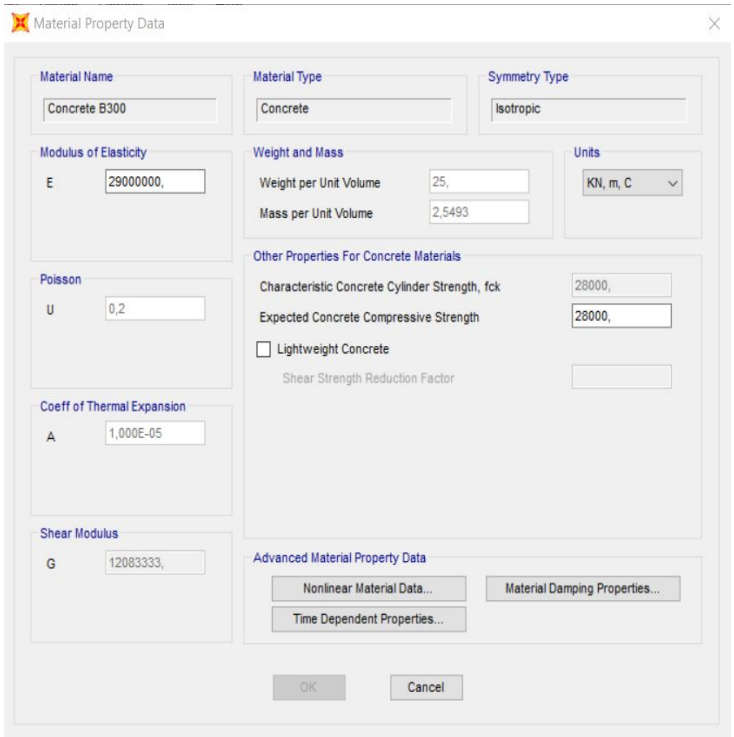
Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζεται το υπο μελέτη κτίριο και η διαδικασία προσομοίωσής του στο λογισμικό SAP2000 (CSI America 2021). Πρόκεται για κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος που στεγάζει ιδιωτικά εκπαιδευτήρια και βρίσκεται επι της οδού Φιλικών και Κανάρη, στο δήμο Αθηναίων. Περιλαμβάνει δύο υπόγεια και τέσσερεις υπέργειους ορόφους. Σύμφωνα με το τεύχος μελέτης, το κτίριο σχεδιάστηκε με τον κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος του 1954, ενώ μετά την επέμβαση που πραγματοποιήθηκε στο κτίριο για αλλαγή χρήσης από κτίριο γραφείων σε κτίριο, χρησιμοποιήθηκε και ο αντισεισμικός κανονισμός του 1984. Στους υπέργειους ορόφους κατασκευάστηκαν δοκιδωτές πλάκες ύψους 45 cm. Το πλάτος των δοκών είναι 25 ή 35 cm και το ύψος τους 75 cm. Τα υποστυλώματα είναι κυκλικά διαμέτρου 60 ή 80 cm, ορθογωνικά ή μορφής Γ. Τέλος, υπάρχουν τέσσερα τοιχώματα, δύο κατά τη διεύθυνση Y μήκους 5.1 m και τέσσερα τοιχώματα μορφής U συζευγμένα ανα δύο μεταξύ τους. Το μήκος της μεγάλης πλευράς κατά τη διεύθυνση X είναι 16.10 m, η μικρή πλευρά στην ίδια διεύθυνση έχει μήκος 10.55 m, ενώ και οι δύο πλευρές κατά τη διεύθυνση Y έχουν μήκος 9.80 m.



Εικόνα 3.1: Κάτοψη τυπικού ορόφου του κτιρίου.

3.2 Υλικά Κατασκευής

Το σκυρόδεμα της κατασκευής προκύπτει από το τεύχος μελέτης κατηγορίας B300, αντίστοιχο του C20/25 κατά EN. Η μέση τιμή της θλιπτικής αντοχής ελήφθη ως $f_{cm}=f_{ck}+8MPa$. Για τον υπολογισμό των αντιστάσεων με μέσες τιμές υλικών και ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων, χρησιμοποιήθηκε συντελεστής ασφαλείας $\gamma_m=1$(4.5.3.3 ΚΑΝ.ΕΠΕ). Για στοιχεία τα οποία αστοχούν ψαθυρά και ο έλεγχος γίνεται σε όρους δυνάμεων χρησιμοποιείται η μέση τιμή μείον μια τυπική απόκλιση, και συντελεστής ασφαλείας υλικού $\gamma_c=1.35$. Η μέγιστη παραμόρφωση του σκυροδέματος λαμβάνεται ίση με 0.35%. Το μέτρο ελαστικότητας ελήφθη ίσο με 30 GPa, ενώ το βάρος του οπλισμένου σκυροδέματος ίσο με 2.5 tn/m^3. Για τις μη γραμμικές αναλύσεις υιοθετήθηκε το υστερητικό μοντέλο Takeda.

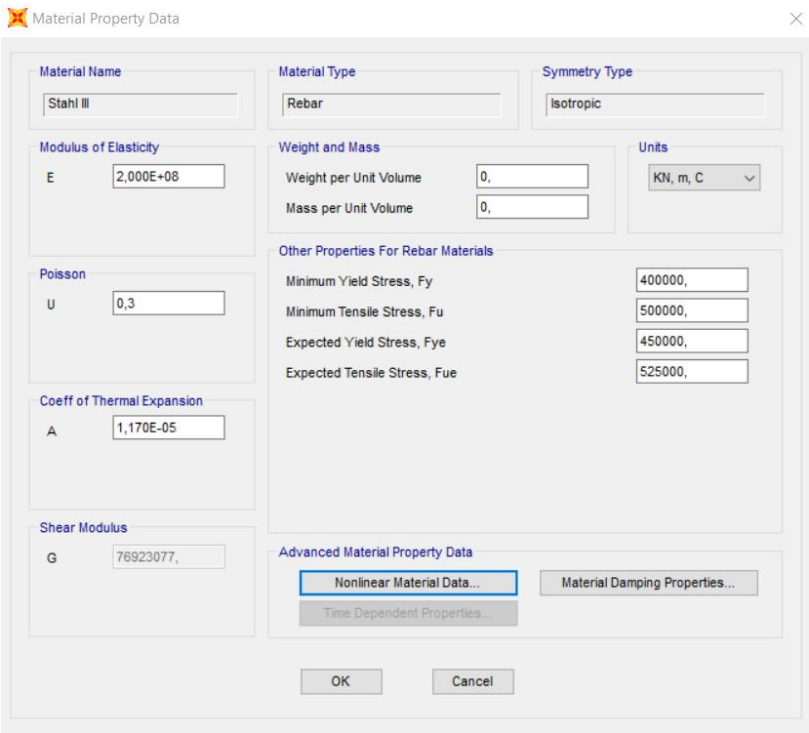


- fc_m=28 MPa
- εc_u=0.35 %
- Ec=30 GPa
- $fc_{X\text{-}m}$=23.8 MPa
- $fc_{X\text{-}m,d}$=17.6 MPa

Εικόνα 3.2: Μηχανικά Χαρακτηριστικά σκυροδέματος B300.

Ο διαμήκης οπλισμός των δομικών στοιχείων είναι ποιότητας Stahl III (αντιστοιχία με S400), ενώ ο εγκάρσιος οπλισμός Stahl I (αντιστοιχία με S220).Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ[3] προτείνει μέσες τιμές αντοχής f_{ym} 450 και 280 MPa αντίστοιχα ως ερήμην τιμές αντοχής. Η παραμόρφωση αστοχίας του διαμήκους χάλυβα λαμβάνεται ίση με 5%. Το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα είναι 200GPa. Από τον Κ.Τ.Χ προκύπτει οριακή τιμή αντοχής ίση με 525 MPa ($1.15*f_{ym}$). Η παραμόρφωση τη στιγμή της κράτυνσης

λαμβάνεται ίση με 0.02 και η οριακή παραμόρφωση αστοχίας ε_u=0.12. Η μετάβαση από την στιγμή της κράτυνσης μέχρι την αστοχία έχει παραβολική μορφή .



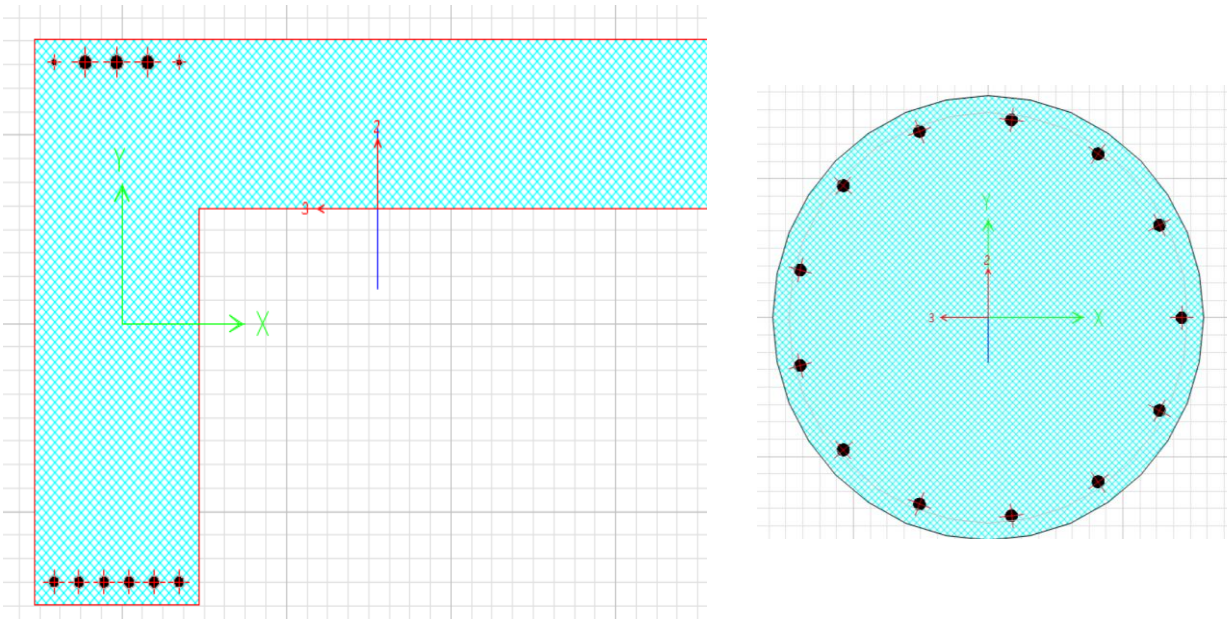
- fy_m=450 MPa
- ε_u=1.2 %
- Es=200 GPa
- $fy_{X\text{-}m}$=368 MPa
- $fy_{X\text{-}m,d}$=320 MPa

Εικόνα 3.3: Μηχανικά Χαρακτηριστικά χάλυβα Stahl III.

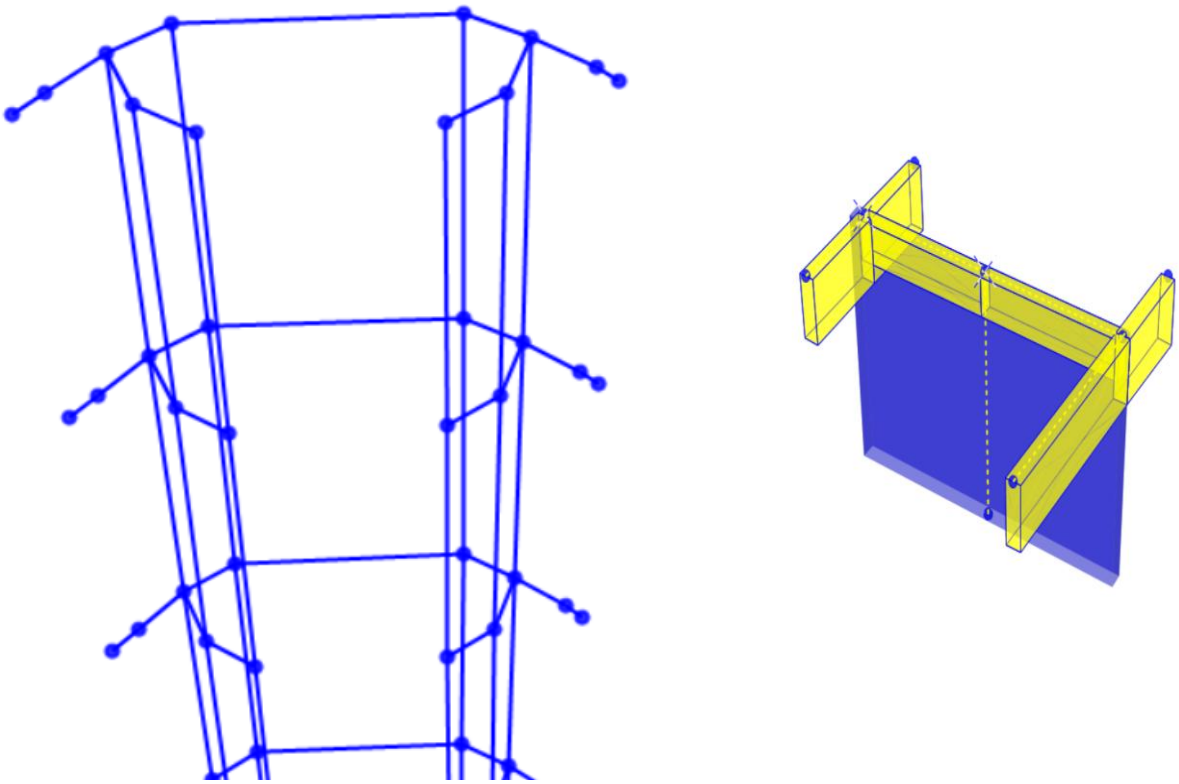
3.3 Δομικά Στοιχεία

Τα δομικά στοιχεία της κατασκευής προσομοιώθηκαν με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία δοκού. Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιήθηκε το ενσωματωμένο εργαλείο Section Designer, που επιτρέπει την ακριβή τοποθέτηση των διαμήκων ράβδων. Οι δοκοί του δομήματος εισήχθησαν ως πλακοδοκοί με συνεργαζόμενο πλάτος πλάκας σύμφωνα με τον [3] ίσο με το ελάχιστο του ενός τετάρτου του ανοίγματος της δοκού ή με το μισό της απόστασης μέχρι την πρώτη παράλληλη δοκό. Εν γένει, ο οπλισμός της δοκού διαφέρει στις δύο παρειές της για αυτό γίνεται κατάλληλος διαχωρισμός του στοιχείου σε δύο τμήματα. Ο εγκάρσιος οπλισμός των στοιχείων δεν λαμβάνεται υπόψη στην προσομοίωση. Επίσης, αγνοείται η τυχούσα ευμενής δράση της περίσφιγξης του σκυροδέματος. Τα τοιχώματα προσομοιώθηκαν επίσης με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία, συνδεόμενα με τις παρακείμενες δοκούς με άκαμπτους βραχίονες. Το τοίχωμα μορφής U προσομοιώθηκε με γραμμικά στοιχεία στο κέντρο βάρους κάθε επιμέρους τμήματός του, τα οποία συνδέθηκαν μεταξύ τους με άκαμπτους βραχίονες. Τα περιμετρικά τοιχεία του υπογείου προσομοιώθηκαν με

χιαστί ράβδους, κάθε μια από τις οποίες προσφέρει τη μισή δυσκαμψία του τοιχώματος. Στο σημείο σύνδεσης των γραμμικών στοιχείων δοκού-υποστηλώματος, εμφανίζεται αυξημένη δυσκαμψία εντός του κόμβου. Για να συνυπολογιστεί η συμβολή των κόμβων στην παραμορφωσιμότητα του κτιρίου ανατίθενται στερεά τμήματα (rigid offsets) ίσα με το ήμισυ της κοινής τους περιοχής [6]



Εικόνα 3.4: Προσομοίωση δοκού 1.1 και υποστηλώματος K1 μέσω του Section Designer.



Εικόνα 3.5: Προσομοίωση τοιχωμάτων U και K3.

3.4 Προσομοίωση της στήριξης του φορέα

Η στήριξη του φορέα στο έδαφος προσομοιώθηκε με ακλόνητες στηρίξεις (πακτώσεις) στα δύο τρίτα του ύψους του πεδίλου, ενώ πραγματοποιήθηκε και δεύτερη επίλυση με ελατήρια για να ληφθεί υπόψη η ενδοσιμότητα του εδάφους. Η υπόθεση ότι, η εφαρμοζόμενη κίνηση στη βάση μιας κατασκευής είναι ίδια με αυτήν του ελεύθερου πεδίου, που υιοθετείται στους σύγχρονους κανονισμούς, ισχύει μόνο στην περίπτωση απαραμόρφωτων εδαφών. Για κατασκευές θεμελιωμένες σε μαλακά εδάφη, η κίνηση της θεμελίωσης διαφέρει από την κίνηση του ελεύθερου πεδίου [4].Τα σπουδαιότερα αποτελέσματα της αλληλεπίδρασης εδάφους-ανωδομής είναι τα εξής:

- Αύξηση των ιδιοπεριόδων και συνεπακόλουθη διαφοροποίηση της δυναμικής απόκρισης της κατασκευής.
- Μερική διασκόρπιση της ενέργειας δόνησης της κατασκευής, μέσω κυμάτων που διαδίδονται στο έδαφος. Δηλαδή, ένα μέρος της ενέργειας ταλάντωσης διαχέεται στο έδαφος με την ακτινοβολία των κυμάτων (απόσβεση ακτινοβολίας) και την ανελαστική δράση του εδάφους (απόσβεση υλικού).
- Τροποποίηση της πραγματικής δόνησης της θεμελίωσης από αυτή του ελεύθερου πεδίου. Συγκεκριμένα, μια δύσκαμπτη θεμελίωση και ανωδομή επηρεάζει τη διέγερση στη βάση της κατασκευής. Τα προσπίπτοντα κύματα ανακλώνται στη θεμελίωση, διασκορπίζονται στο έδαφος και δημιουργούν έναν νέο κραδασμό στη βάση ο οποίος είναι διαφορετικός από την ταλάντωση στο ελεύθερο πεδίο και περιέχει συνιστώσες στρέψης και λικνισμού.

Για τη μοντελοποίηση της αλληλεπίδρασης χρησιμοποιήθηκε η αποκαλούμενη *substructure approach*, όπου το έδαφος προσομοιώνεται με κατακόρυφα και στροφικά ελατήρια, που αναπαριστούν τη στροφή του θεμελίου [18]. Το θεμέλιο δεσμεύεται ως προς τις οριζόντιες μεταφορικές συνιστώσες. Ένα απλό κριτήριο για τη λήψη ή όχι υπόψιν της αλληλεπίδρασης αποτελεί ο λόγος V_s/fh, όπου V_s η ταχύτητα διατμητικών κυμάτων στα ανώτερα 30 μέτρα του εδάφους, f η θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα της κατασκευής και h το ενεργό ύψος λαμβανόμενο ίσο με το 70% του συνολικού. Από την εφαρμογή της σχέσης προκύπτει ότι για την περίπτωση

μεικτού συστήματος η αλληλεπίδραση θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη όταν η ταχύτητα V_s είναι μικρότερη από 900 m/s [4].

Παρόλο που η σεισμική συμπεριφορά των εδαφών διαφοροποιείται από αρκετές παραμέτρους ,όπως η στρωματογραφία, η γωνία πρόσπτωσης, το βάθος εγκιβωτισμού της θεμελίωσης και η δυσκαμψία της, η κυριότερη παράμετρος που εκφράζει τη συμπεριφορά του είναι το μέτρο διάτμησης και η μεταβολή αυτού κατά τη σεισμική διέγερση. Οι εδαφικοί σχηματισμοί κατά τη σεισμική διέγερση συμπεριφέρονται μη-γραμμικά και το μέτρο διάτμησης μειώνεται όσο αυξάνεται η διατμητική παραμόρφωση. Μια ικανοποιητική προσέγγιση της δυσκαμψίας των θεμελίων πραγματοποιείται με απομείωση του μέτρου διάτμησης ανάλογα με την αναμενόμενη επιτάχυνση του εδάφους [6].

Η μέση ταχύτητα διατμητικών κυμάτων για κατηγορία εδάφους C λαμβάνεται ίση με 270 m/s. Το μέτρο διάτμησης υπολογίζεται ως $G = \frac{\gamma V_s^2}{g} = 13.85\, MPa$, όπου γ το ειδικό βάρος του εδαφικού υλικού. Το κτίριο βρίσκεται στη Ζώνη I, ο δείκτης εδάφους S=1,15 και η αναμενόμενη επιτάχυνση εδάφους είναι ίση με Sa_g=0.184g. Οι μειωτικοί συντελεστές για το μέτρο διάτμησης και τη διατμητική ταχύτητα υπολογίστηκαν ίσοι με 0.55 και 0.73 αντίστοιχα. Για τον υπολογισμό της δυσκαμψίας των ελατηριακών στηρίξεων χρησιμοποιήθηκαν οι τύποι [19]:

Πίνακας 3.1 Υπολογισμός Ελατηριακών Σταθερών

$$K_z = [2GL/(1-v)](0.73 + 1.54x^{0.75}),\ \text{x} = A_b/4L^2 \quad (3.1)$$

$$K_{rx} = [G/(1-v)]I_{bx}^{0.75}(L/B)^{0.25}[2.4 + 0.5(B/L)] \quad (3.2)$$

$$K_{ry} = \left[3G/(1-v)I_{by}^{0.75}(L/B)^{0.15}\right] \quad (3.3)$$

Στις ανωτέρω σχέσεις απαιτείται η εφαρμογή προσαυξητικών συντελεστών για να ληφθεί υπόψη το βάθος εγκιβωτισμού της θεμελίωσης. Η γενική μορφή αυτών των εξισώσεων είναι:

$$K_{ii,D} = K_{ii,0} \times \beta_{ii}(D, B, L, h, d) \quad (3.4)$$

όπου $K_{ii,0}$ η αντίστοιχη δυσκαμψία επιφανειακής θεμελίωσης,B,L οι διαστάσεις του θεμελίου, h το ύψος από τη στάθμη της επιφάνειας μέχρι το ήμισυ του ύψους του θεμελίου, d το ύψος του θεμελίου και D το βάθος εγκιβωτισμού της θεμελίωσης.

Πίνακας 3.2 Αυξητικοί συντελεστές δυσκαμψίας επιφανειακής θεμελίωσης (Γερόλυμος 2020)

$$\beta_z = \left[1 + \frac{1}{21}\frac{D}{B}(2 + 2.6\frac{B}{L})\right] \cdot \left[1 + 0.32(\frac{d(B+L)}{BL})^{\frac{2}{3}}\right] \quad (3.5)$$

$$\beta_{rx} = 1 + 2.5\frac{d}{B}\left[1 + \frac{2d}{B}(\frac{d}{D})^{-0.2}\sqrt{\frac{B}{L}}\right] \quad (3.6)$$

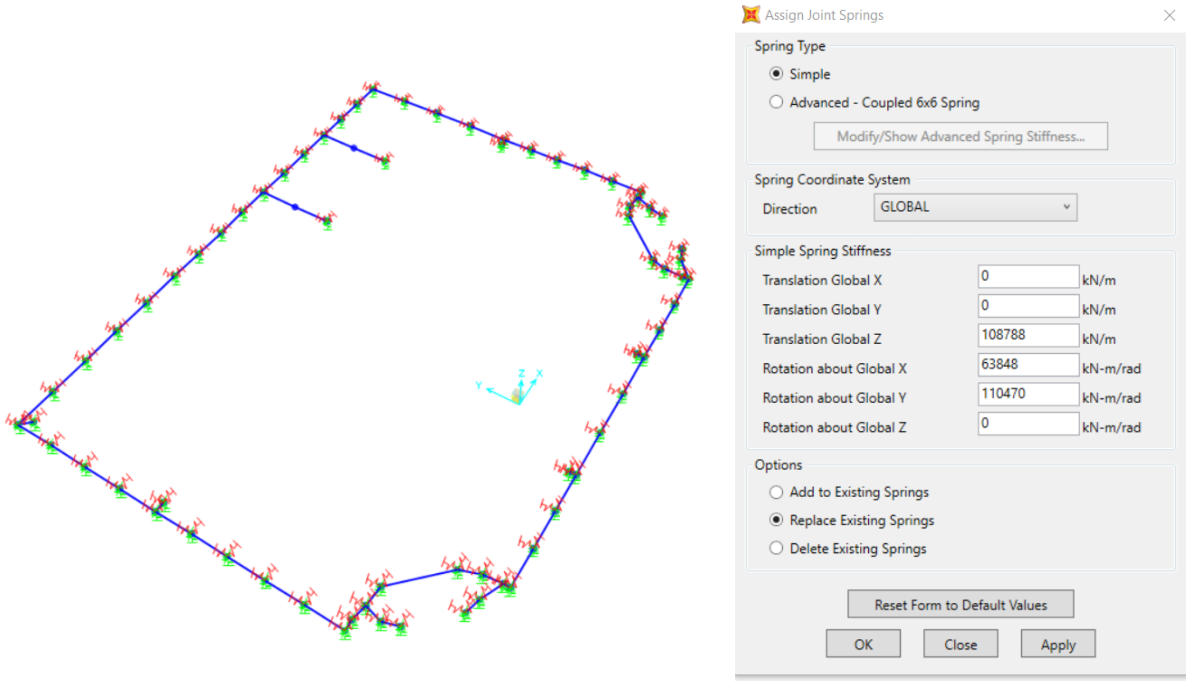
$$\beta_{ry} = 1 + 1.4(\frac{d}{L})^{0.6}\left[1.5 + 3.7(\frac{d}{L})^{1.9}(\frac{d}{D})^{-0.6}\right] \quad (3.7)$$

Πίνακας 3.3 Μειωτικοί συντελεστές G,v συναρτήσει της επιτάχυνσης του εδάφους (ATC-40)

	Seismic Shaking Intensity, ZEN [1,2]			
	0.10	0.15	0.20	≥ 0.30
Ratio of effective to initial shear modulus (G/G_0)	0.81	0.64	0.49	0.42
Ratio of effective to initial shear wave velocity (v'_s/v_s)	0.90	0.80	0.70	0.65

Ενδεικτικά παρουσιάζεται η προσομοίωση στο SAP2000 των ελατηρίων για το πέδιλο του υποστηλώματος K1. Οι διαστάσεις του πεδίλου είναι 2.2 X 1.6 m. Το βάθος θεμελίωσης D= 6m, το μέσο πάχος του θεμελίου d=0.4m. Οι αντίστοιχες τιμές των ελατηριακών σταθερών είναι: K_z=108788 kN/m, K_{rx}=63848 kNm/rad και K_{ry}=110470 kNm/rad. Οι υπόλοιποι βαθμοί ελευθερίας του κόμβου δεσμεύονται με αρθρώσεις. Τέλος, οι κόμβοι στους οποίους ανατίθενται ελατήρια συνδέονται μεταξύ τους με άκαμπτα στοιχεία που προσομοιώνουν τις συνδετήριες δοκούς.Πρόσθετα

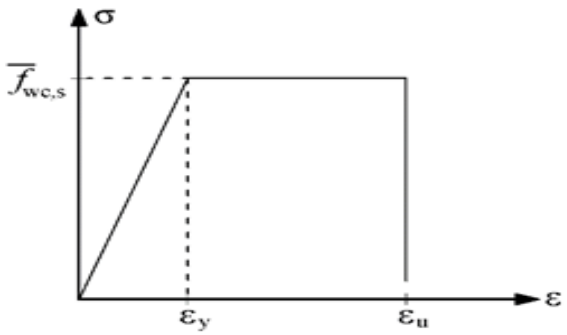
ελατήρια τοποθετούνται στους άκαμπτους βραχίονες, ανά μέτρο μήκους και με χαρακτηριστικά ανάλογα της επιφάνειας επιρροής τους.



Εικόνα 3.6: Προσομοίωση ενδοσιμότητας θεμελίωσης(αριστερά) και πεδίλου K1 (δεξιά).

3.5 Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων

Τοιχοπληρώσεις που ακολουθούν πρακτικές ορθής δόμησης όπως, η κατασκευή σενάζ,το σωστό περιμετρικό σφήνωμα, η μέριμνα για την εγκάρσια σύνδεση των τοιχοποιιών, μεταβάλλουν τη δυσκαμψία και την αντοχή του κτιρίου. Οι τοιχοποιίες πλήρωσης συνεκτιμώνται στην ανάληψη σεισμικών δυνάμεων, όταν αυτό συνεπάγεται δυσμενή αποτελέσματα για τον φέροντα οργανισμό, σε γενικό ή τοπικό επίπεδο[3]. Η προσομοίωση της τοιχοπλήρωσης γίνεται με τη χρήση ισοδύναμης αμφιαρθρωτής θλιβόμενης διαγώνιας ράβδου. Στο μοντέλο μας χρησιμοποιήθηκαν χιαστί ράβδοι στο εκάστοτε φάτνωμα, χωρίς μείωση της δυστένειας τους, αλλά κάθε διαγώνια ράβδος παραλαμβάνει μόνο θλιπτικό φορτίο (compression only element). Για την απλοποίηση της ανάλυσης αγνοήθηκε η ύπαρξη ανοίγματος στην τοιχοπλήρωση. Το πάχος των τοιχοπληρώσεων υπολογίστηκε θεωρώντας πλήρη σύνδεση των παρειών ίσο με $t_{eff} = 2/3(t_1 + t_2)$ =0.17 cm. Το πλάτος του ισοδύναμου θλιπτήρα ισούται με $b = 0.15L$, όπου L το μήκος της διαγωνίου του φατνώματος. Το διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων της διαγώνιας θλιβόμενης ράβδου λαμβάνεται διγραμμικό με οριζόντιο κλάδο μετά τη διαρροή και με μηδενική απομένουσα αντοχή μετά την παραμόρφωση αστοχίας.

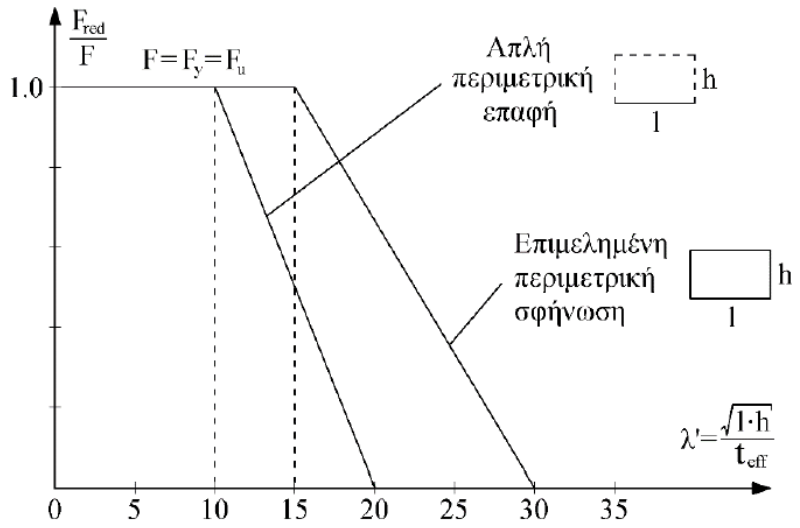


Εικόνα 3.7: Διάγραμμα σ-ε τοιχοπληρώσεων. (ΚΑΝ.ΕΠΕ 2017)

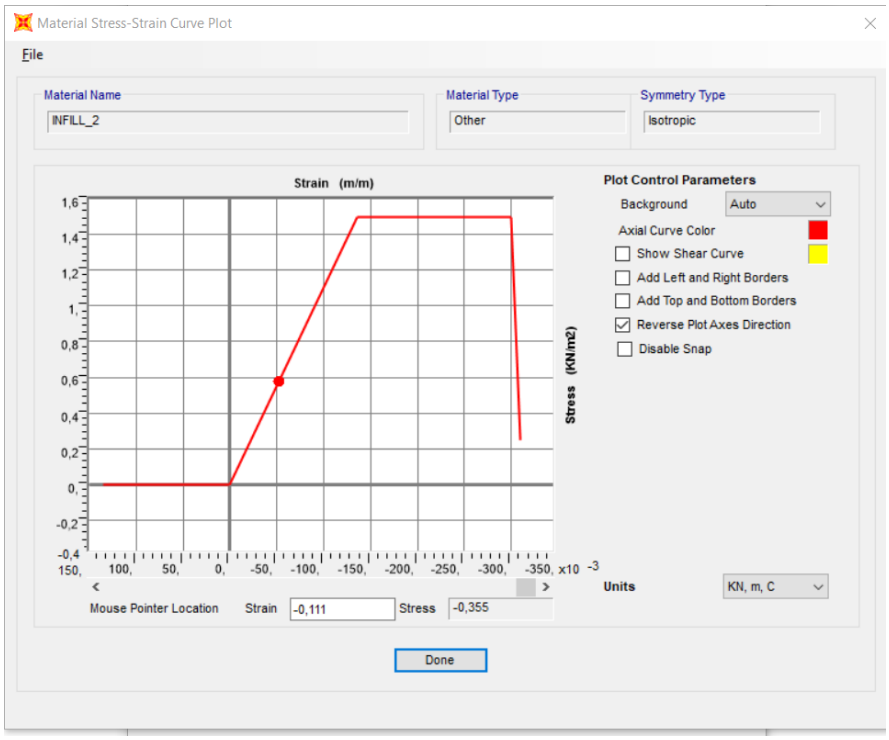
Η μέση τιμή της θλιπτικής αντοχής κατά τη διαγώνιο προκύπτει από τη σχέση

$$\overline{f_{wcs}} = 1.25kf_{bc}^{0.7}f_{mc}^{0.3} \quad (3.8)$$

όπου f_{bc} η θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος ,f_{mc} η θλιπτική αντοχή του κονιάματος και k εμπειρικός συντελεστής που εξαρτάται από την ομάδα στην οποία κατατάσσονται τα λιθοσώματα και το είδος του κονιάματος και παίρνει τιμές από 0.35-0.55. Η θλιπτική αντοχή κατά τη διαγώνιο ελήφθη ίση με 1.5 MPa. Για τη στάθμη επιτελεστικότητας Β η παραμόρφωση διαρροής λαμβάνεται ίση με $\varepsilon_y = 1.35 * 10^{-3}$ και η παραμόρφωση αστοχίας $\varepsilon_u = 3.0 * 10^{-3}$. Το μέτρο ελαστικότητας Ε υπολογίζεται ίσο με $550 * f_{wc}$ =1360 MPa. Τέλος, η δύναμη του θλιπτήρα μειώνεται για να ληφθεί υπόψη η πρόωρη αστοχία της τοιχοπλήρωσης λόγω εκτός επιπέδου κάμψης. Αρχικά υπολογίζεται η ανηγμένη λυγηρότητα της τοιχοπλήρωσης, ως $\lambda' = \frac{\sqrt{lh}}{t_{eff}}$.Εν συνεχεία ο μειωτικός συντελεστής της αντοχής του θλιπτήρα προκύπτει από το διάγραμμα



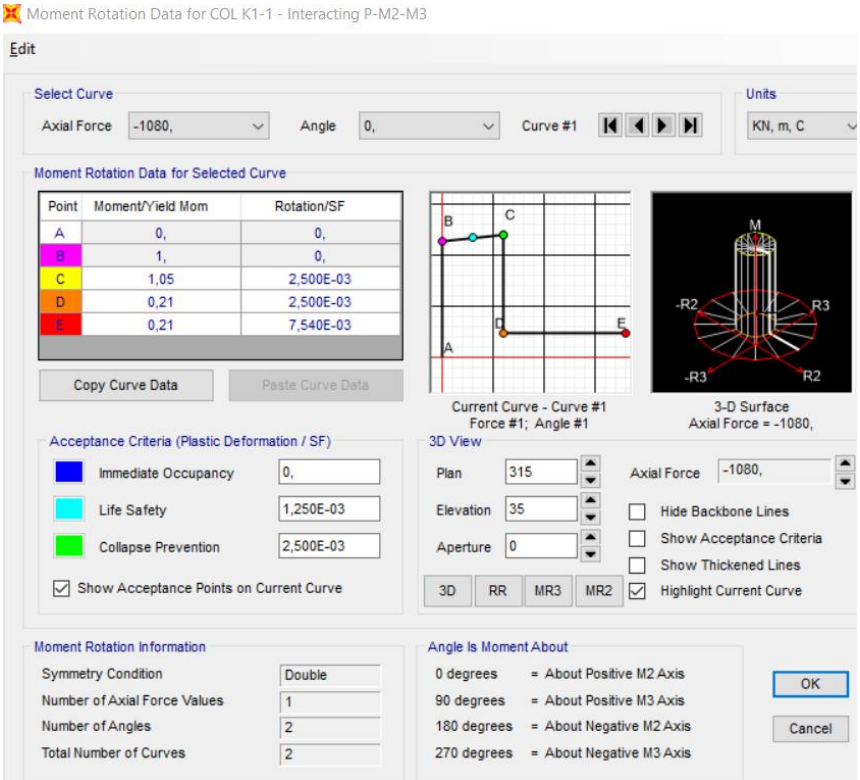
Εικόνα 3.8: Μείωση αντοχής θλιπτήρα με θεώρηση απλής περιμετρικής επαφής. (ΚΑΝ.ΕΠΕ 2017)



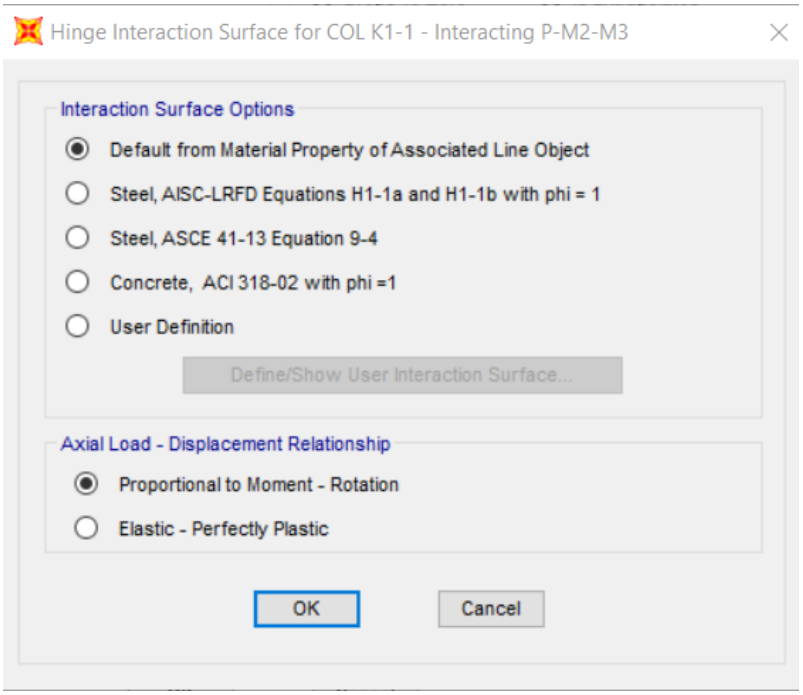
Εικόνα 3.9: Διάγραμμα σ-ε τοιχοπληρώσεων στο Sap2000.

3.6 Προσομοίωση φορέα για ανελαστική ανάλυση

Για τη διεξαγωγή των μη γραμμικών αναλύσεων τα δομικά στοιχεία του φορέα προσομοιώθηκαν ως ραβδωτά στοιχεία συγκεντρωμένης πλαστικότητας στα άκρα τους, γίνεται δηλαδή η θεώρηση ότι συμπεριφέρονται ελαστικά σε όλο το μήκος τους πλην των δύο κρίσιμων περιοχών όπου μπορούν να αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις. Η πλαστική άρθρωση δημιουργείται όταν τα αναπτυσόμενα εντατικά μεγέθη ικανοποιήσουν το κριτήριο διαρροής, που είναι η ροπή διαρροής στις δοκούς ή το διάγραμμα αλληλεπίδρασης ροπής- αξονικής στα υποστηλώματα. Η μορφή του διαγράμματος M-θ και ο υπολογισμός των απαραίτητων μεγεθών περιγράφεται στην υποενότητα 4.2. Για τη διευκόλυνση της σύγκλισης των μη γραμμικών μεθόδων ανάλυσης τα διαγράμματα κατασκευάζονται σε όρους ροπών στροφών χορδής. Η ενεργός δυσκαμψία των στοιχείων προκύπτει ως ο μέσος όρος των τιμών που υπολογίζονται στις δυο κρίσιμες περιοχές. Η τελική τιμή της δυσκαμψίας που ανατίθεται στο στοιχείο είναι η ανωτέρω πολλαπλασιαζόμενη με το συντελεστή γ_{Rd} (ενότητα 4.2). Οι πλαστικές αρθρώσεις ανατίθενται σε σχετική απόσταση 0.1% από τα άκρα του στοιχείου.



Εικόνα 3.10: Καθορισμός πλαστικής άρθρωσης υποστηλώματος K1.



Εικόνα 3.11: Υπολογισμός καμπύλης αλληλεπίδρασης για υποστήλωμα K1.

3.7 Δράσεις επι της κατασκευής

Η προσομοίωση του κτιρίου μας πραγματοποιήθηκε με ραβδωτά στοιχεία στα οποία μεταφέρονται και κατανέμονται γραμμικά τα φορτία των πλακών. Η κατανομή των φορτίων στις δοκούς πραγματοποιείται με τον υπολογισμό τριγωνικών και πολυγωνικών επιφανειών επιρροής. Από την επιφάνεια αυτή αφαιρείται το βάρος του πλάτους επιρροής των δοκών που προσομοιώθηκαν ως πλακοδοκοί. Τα κινητά φορτία της κατασκευής που αντιστοιχούν σε κτίριο κατηγορίας C_1 (κτίριο εκπαιδευτηρίων) κατά ΕΝ υπολογίζονται ίσα με 3 kN/m^2 για όλους τους ορόφους και 2 kN/m^2 για το δώμα το οποίο θεωρείται βατό. Το κτίριό μας βρίσκεται σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Ι και το έδαφος θεμελίωσης ανήκει στην κατηγορία C.

Πίνακας 3.4. Ασκούμενες δράσεις επι της κατασκευής

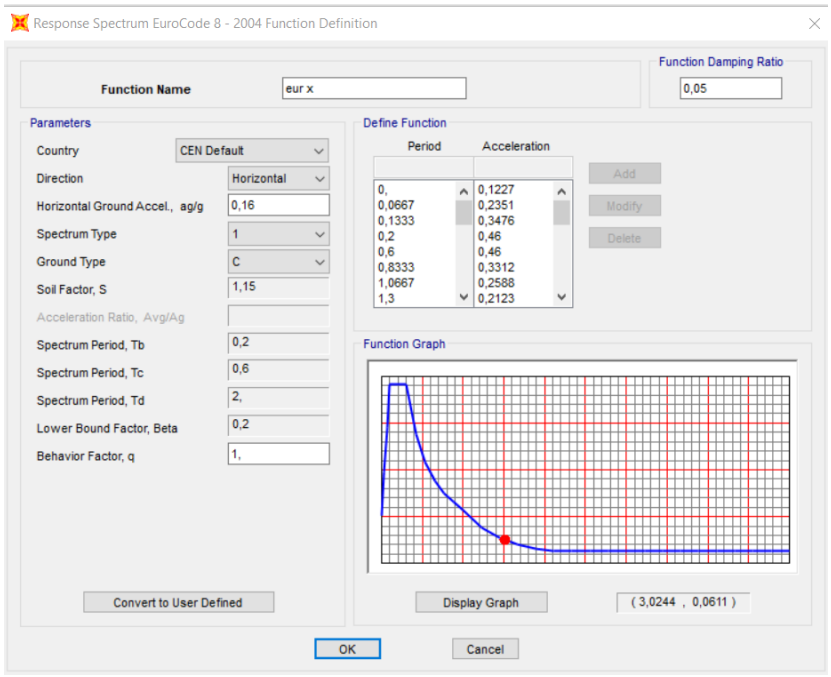
Είδος δράσης	**Load Patterns**	**Τιμή**	**Παρατηρήσεις**
Μόνιμη	Dead	25KN/m^3	Ίδιο βάρος σκυροδέματος.
	Super Dead	1.3 KN/m^2	Επικάλυψη με πλακίδια.
	Mpatiki	3.6 KN/m^2	Βάρος Μπατικής τοιχοποιίας στις περιμετρικές δοκούς.
	Super Dead Roof	2 KN/m^2	Επικάλυψη δώματος
Μεταβλητή	Live	3 KN/m^2	Χώρος εκπαιδευτηρίου με τραπέζια κατηγορία C_1 κατά EN.
		2 KN/m^2	Η τιμή αυτή ισχύει μόνο για το δώμα το οποίο θεωρείται βατό.

4 Μέθοδοι Ανάλυσης

4.1 Ελαστική Ανάλυση

Για την αποτίμηση του φορέα επιλέχθηκε η ελαστική δυναμική ανάλυση με χρήση τοπικών δεικτών m [3]. Από τα δομικά στοιχεία του φορέα, οι δοκοί συζεύξης των τοιχωμάτων λόγω του μικρού τους μήκους, χαρακτηρίστηκαν ως δευτερεύοντα και αγνοήθηκαν κατά την ανάλυση. Η ελαστική δυναμική ανάλυση επιτρέπεται να χρησιμοποιηθεί εφόσον για το σύνολο των κύριων στοιχείων του φορέα προκύπτει $\lambda \leq 2.5$. Κατά την προσομοίωση των στοιχείων η δυσκαμψία τους αντιστοιχεί σε τιμές απόκρισης κοντά στη διαρροή τους.Το κτίριο μας δεν θεωρείται μορφολογικά κανονικό λόγω της μη ικανοποίησης της απαίτησης να μη διακόπτεται καθ' ύψος φορέας που αναλαμβάνει σεισμικές δράσεις.

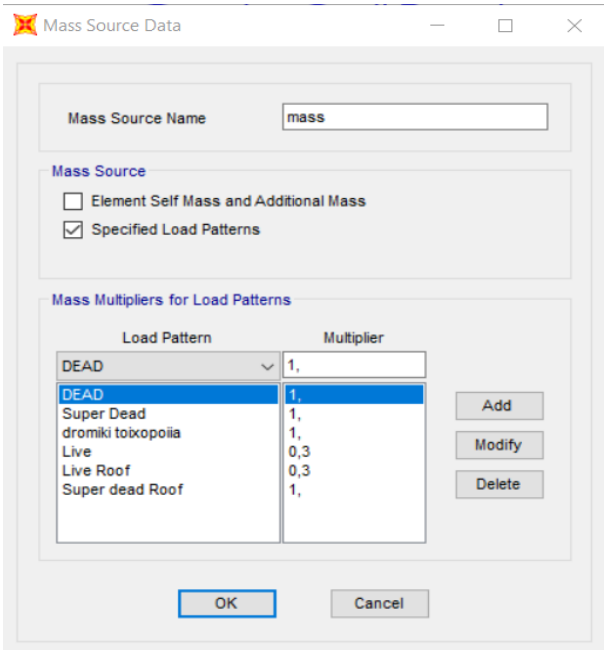
Όπως περιγράφηκε στην στάθμη του 3^{ου} ορόφου το τοίχωμα Κ3 διακόπτεται και γίνεται συνέχεια μόνο των κρυφοϋποστηλωμάτων του. Ωστόσο ο ΚΑΝ.ΕΠΕ επιτρέπει, μόνο για τις ανάγκες της αποτίμησης να χρησιμοποιηθεί αυτή η μέθοδος φτάνει ο συντελεστής γ_{sd} να αυξηθεί κατά 0.15. Για την προσομοίωση της σεισμικής δράσης χρησιμοποιήθηκε το ελαστικό φάσμα απόκρισης του ΕΚ 8-1. Ο συνδυασμός των ιδιομορφικών αποκρίσεων πραγματοποιείται με τη μέθοδο SRSS. Η μέγιστη τιμή των εντατικών σεισμικών μεγεθών προκύπτει ως $E_E=\sqrt{\Sigma\, E_{Ei}^2}$. Ο συνδυασμός των αποτελεσμάτων των οριζόντιων συνιστωσών της σεισμικής δράσης υπολογίζεται ως $E_{Edx} \pm 0.3\ E_{Edy}$ και $0.3\ E_{Edx} \pm E_{Edy.}$ Το κτίριο βρίσκεται στη Ζώνη Ι, η τιμή της οριζόντιας επιτάχυνσης λαμβάνεται ίση με 0.16g και το έδαφος ανήκει στην κατηγορία C (στιφρή άργιλος).



- Κατηγορία εδάφους: C (στιφρή άργιλος)
- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I
- ag_R=0,16g
- Συντελεστής εδάφους S=1.15

Εικόνα 4.1: Ελαστικό φάσμα απόκρισης ΕΚ 8-1.

Η μάζα της κατασκευής θα υπολογιστεί από το ίδιο βάρος των στοιχείων και από συγκεκριμένες φορτιστικές περιπτώσεις. Στις δοκούς κατανέμεται το φορτίο των πλακών όπως υπολογίστηκε από τις επιφάνειες επιρροής. Για το μόνιμο φορτίο αφαιρέθηκε το τμήμα του ενεργού πλάτους των πλακοδοκών για να μη ληφθεί δύο φορές στην ανάλυση. Ο υπολογισμός της μάζας γίνεται από το συνδυασμό των κατακόρυφων φορτίων $\Sigma G_{k,j}+\Sigma\psi_{E,I}\ Q_{k,I.}$ Ο συντελεστής ψ_E προκύπτει από το γινόμενο του συντελεστή φ(0.8 για κατηγορία C και ορόφους με συσχετισμένες χρήσεις και του συντελεστή ψ_{2i} (τιμή 0.3 για εκπαιδευτήρια κατηγορία C1 . Στα στοιχεία του υπογείου ανατίθεται μηδενική τιμή μάζας.



Εικόνα 4.2: Καθορισμός ταλαντούμενης μάζας

4.2 Τοπικοί δείκτες m

Οι δείκτες m αποτελούν μια εκτίμηση της διαθέσιμης τοπικής πλαστιμότητας των δομικών στοιχείων. Οι τιμές τους εξαρτώνται από τη στάθμη επιτελεστικότητας και τη διαθέσιμη πλαστιμότητα των επιμέρους δομικών στοιχείων. Ορίζονται ως

$$m = \frac{d_d}{d_y} = \frac{\theta_d}{\theta_y} \tag{4.1}$$

Όπου d_d η τιμή σχεδιασμού οριακής παραμόρφωσης ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας. Ως στάθμη επιτελεστικότητας για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό λαμβάνεται η B1, ήτοι σεισμική δράση με 10% πιθανότητα υπέρβασης στα 50 χρόνια. Για τη στάθμη επιτελεστικότητας B ο φέρων οργανισμός επιτρέπεται να αναπτύξει σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις, ενώ διαθέτει περιθώρια έναντι εξάντλησης των διαθέσιμων παραμορφώσεων αστοχίας. Για τα πρωτεύοντα στοιχεία η οριακή παραμόρφωση σχεδιασμού υπολογίζεται ως

$$d_d = \frac{1}{2}(d_y + d_u)/\gamma_{Rd} \tag{4.2}$$

Η τιμή του συντελεστή ασφαλείας γ_{Rd} όπως θα εξηγηθεί εν συνεχεία λαμβάνεται ίση με 1,5 ή 1,8.

Η μηχανική συμπεριφορά ενός δομικού στοιχείου ή της κρίσιμης περιοχής του περιγράφεται μέσω ενός διαγράμματος εντατικού μεγέθους F συναρτήσει της

παραμόρφωσης δ. Εάν καθοριστική για την ανελαστική συμπεριφορά του στοιχείου είναι η κάμψη, ως μεγέθη F και δ επιλέγονται η ροπή κάμψης M και η γωνία χορδής στροφής θ. Εάν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η διάτμηση χρησιμοποιείται η τέμνουσα δύναμη V και η μετακίνηση δ. Για τον καθορισμό του διαγράμματος απαιτούνται η οριακή αντοχή F_y=F_u, η παραμένουσα αντοχή F_{res}, η παραμόρφωση διαρροής δ_y και η οριακή παραμόρφωση δ_u. Επιπλέον ορίζεται η ενεργός δυσκαμψία ως $K_{eff} = \frac{F_y}{\delta_y}$. Για τον υπολογισμό της παραμόρφωσης διαρροής λαμβάνεται υπόψη η συμβολή της κάμψης, της διάτμησης και της αγκύρωσης των διαμήκων ράβδων. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ η γωνία στροφής χορδής στην καμπτική διαρροή των στοιχείων μπορεί να εκτιμηθεί ώς:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0{,}0014\left(1 + 1{,}5\frac{h}{L_s}\right) + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}}) \tag{4.3}$$

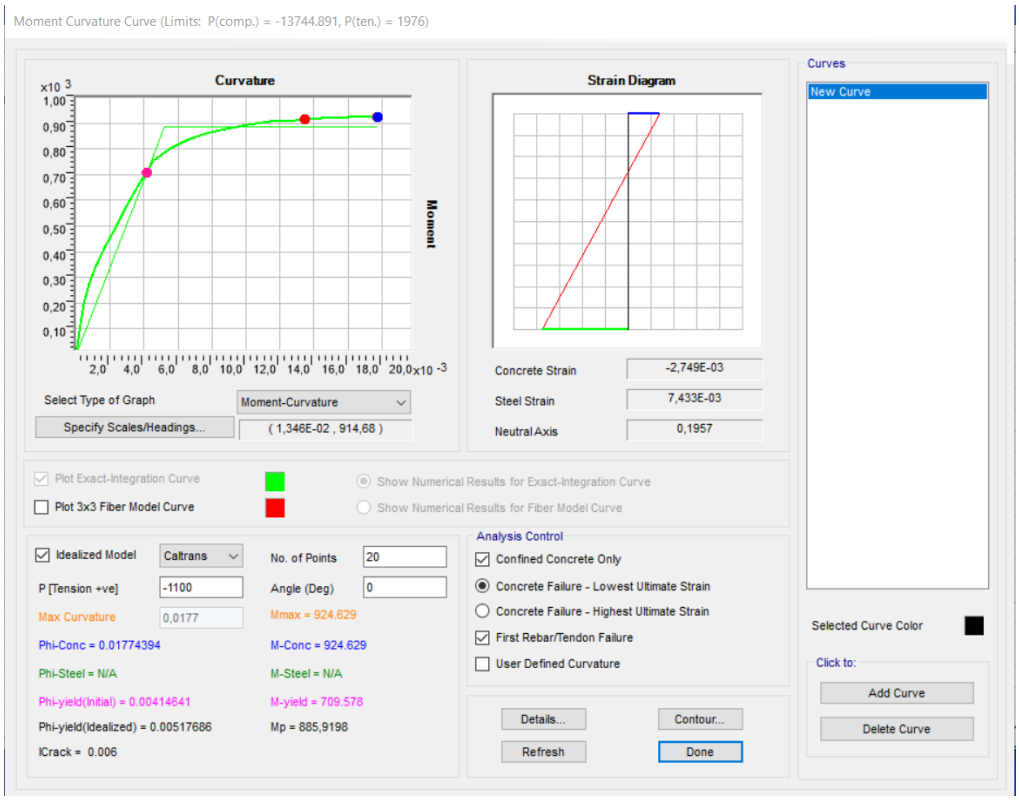
Ενώ για την περίπτωση τοιχωμάτων ως

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0{,}0013 + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}}) \tag{4.4}$$

Όπου $(1/r)_y$ η καμπυλότητα διαρροής όπως υπολογίζεται με χρήση του Section Designer του SAP2000, L_s το μήκος διάτμησης του στοιχείου δηλαδή ο λόγος M/V στην ακραία διατομή του στοιχείου. Οι τιμές του για τα επιμέρους στοιχεία του φορέα διατηρήθηκαν σταθερές κατά την ανάλυση .Για δοκούς συνδεόμενες στα δυο άκρα τους με κατακόρυφα στοιχεία λαμβάνεται ίσο με το μισό του καθαρού ανοίγματος της δοκού. Για υποστηλώματα λαμβάνεται ίσο με το μισό του καθαρού ύψους μέσα στο υπόψη κατακόρυφο επίπεδο κάμψης. Τέλος, στα τοιχώματα λαμβάνεται διαφορετικό σε κάθε όροφο και ίσο με το μισό της απόστασης της διατομής βάσης ορόφου από την κορυφή του τοιχώματος στο κτίριο. Ο όρος $a_v z$ λαμβάνει υπόψη την επιρροή του μήκους μετάθεσης των ροπών κάμψης, όταν η τέμνουσα που προκαλεί διαγώνια ρηγμάτωση του στοιχείου είναι μικρότερη της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή, f_y, f_c είναι οι μέσες τιμές αντοχής του χάλυβα διαμήκους οπλισμού και του σκυροδέματος όπως ορίστηκαν στο κεφάλαιο 2 και τέλος d_b είναι η μέση διάμετρος των ράβδων της διατομής. Στην ανωτέρω τιμή της παραμόρφωσης διαρροής, και προκειμένου για τον υπολογισμό της παραμόρφωσης αστοχίας προστίθεται η μέση τιμή πλαστικής στροφής χορδής

$$\theta_{um}^{pl} = 0{,}0145(0{,}25^{\nu})\left[\frac{\max(0{,}01;\omega')}{\max(0{,}01;\omega-\omega')}\right]^{0.3} f_c^{0.2} a_s^{0.35} 25^{(a\rho_s \frac{f_{yw}}{fc}} \tag{4.5}$$

Όπου ω' το μηχανικό ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού, ω το μηχανικό ποσοστό οπλισμού και a_s ο λόγος διάτμησης. Οι ανωτέρω τιμές διαιρούνται με το 1,2 για κατασκευές οι οποίες διαστασιολογήθηκαν με τους προ του 1985 ισχύοντες κανονισμούς. Η ροπή διαρροής των στοιχείων υπολογίστηκε για ταυτόχρονη δράση αξονικής δύναμης από το συνδυασμό G+0.3Q στην περίπτωση των υποστηλωμάτων και των τοιχωμάτων.



Εικόνα 4.3: Υπολογισμός ροπής διαρροής (M-yield) και ροπής αστοχίας (M-conc) των στοιχείων.

Λόγω ανακυκλιζόμενης δράσης η διατμητική αντοχή του στοιχείου εξασθενεί και υπάρχει το ενδεχόμενο πρόωρης αστοχίας από τέμνουσα. Για τον καθορισμό του τελικου διαγράμματος M-θ, απαιτείται να ελεγχθει εάν η αστοχία από τέμνουσα προηγείται της αστοχίας από κάμψη και να τροποποιηθεί κατάλληλα το διάγραμμα. Ορίζεται η αρχική τιμή αντοχής V_{Ro}, η οποία μειώνεται μετά τη διαρροή σε κάμψη ανάλογα με την πλαστιμότητα στροφών μ_θ.

$$V_R = \frac{h-x}{2L_s}\min(N;0{,}55A_c f_c) + (1-0{,}05\min(5,\mu_{\theta pl}) \\ \left[0{,}16\max(0{,}5;100\rho_{tot})\,(1-0{,}16\min(5;a_s)\,\sqrt{f_c}\,A_c + V_w\right] \tag{4.6}$$

Όπου χ είναι το ύψος της θλιβόμενης ζώνης τη στιγμή της διαρροής, ρ_{tot} το συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού και V_w η συμβολή του εγκάρσιου οπλισμού στη διατμητική αντοχή που υπολογίζεται ως $V_w = \rho_w b_w f_w z$ για ορθογωνικές διατομές ή $V_w = \frac{\pi}{2}\frac{A_{sw}}{s} f_{yw}(D - 2c)$ για κυκλικές διατομές. Για τον καθορισμό του τελικού διαγράμματος M-θ μετατρέπουμε το διάγραμμα V-θ σε M-θ πολλαπλασιάζοντας την τεταγμένη V με το μήκος διάτμησης του στοιχείου L_s. Σε περίπτωση που το διάγραμμα M-θ λόγω διάτμησης, τέμνει το διάγραμμα M-θ λόγω κάμψης στον ανιόν κλάδο πριν τη ροπή διαρροής My, τότε η διατομή αστοχεί σε διάτμηση. Ως νέα ροπή διαρροής ορίζεται η $M_y^{'} = M_y / M_{Ro}$. Η στροφή διαρροής της διατομής θα ορίζεται $\theta_y^{'} = \theta_y * M_{Ro} / M_y$. Τέλος, η πλαστική στροφή του στοιχείου για ψαθυρή αστοχία επιτρέπεται να λαμβάνεται ίση με $0.4\theta_y^{'}$.

Μετά τον υπολογισμό των ροπών, στροφών και της ενεργού δυσκαμψίας κάθε στοιχείου ακολουθεί ο καθορισμός των στάθμεων επιτελεστικότητας έκαστης διατομής ανάλογα με το είδος του στοιχείου, τον τρόπο αστοχίας και την κατηγοριοποίησή του σε κύριο ή δευτερεύον στοιχείο. Για τα πρωτεύοντα στοιχεία οι στάθμες επιτελεστικότητας ορίζονται ως:

- Άμεση Χρήση: $R_d = \theta_y$
- Προστασία ζωής: $R_d = 0{,}5 * (\theta_y + \theta_u)/\gamma_{Rd}$
- Οιονεί κατάρρευση: $R_d = \theta_u / \gamma_{Rd}$

Στα πλάστιμα στοιχεία, δηλαδή στα στοιχεία στα οποία προηγείται η αστοχία σε κάμψη, κρίσιμο μέγεθος είναι οι παραμορφώσεις και ο έλεγχος γίνεται σε όρους μεγεθών παραμόρφωσης. Στα στοιχεία αυτά η ανίσωση ασφαλείας παίρνει τη μορφή

$$S_d = S_G + {}^{S_E}/_{m} < R_d \qquad (4.7)$$

όπου S_G εντατικό μέγεθος για τις δράσεις βαρύτητας του σεισμικού συνδυασμού, S_E εντατικό μέγεθος για τη σεισμική δράση με γ_{sd} προσαυξημένο κατά 0.15 και R_d η αντοχή του στοιχείου με μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών.

Αντίθετα, στα ψαθυρά στοιχεία πραγματοποιείται σε όρους δυνάμεων. Εάν η διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα μ_θ είναι ≥ 2 ή αν $\mu_{1/r} \geq 3$, η συμπεριφορά του στοιχείου χαρακτηρίζεται ως οιονεί-πλάστιμη και οι έλεγχοι γίνονται σε όρους παραμορφώσεων. Στοιχεία με λόγο διάτμησης a_s<2 εμφανίζουν ψαθυρό μηχανισμό αστοχίας και οι έλεγχοι γίνονται σε όρους δυνάμεων. Στην ανίσωση ασφαλείας η δράση προκύπτει από τις αρχές του ικανοτικού σχεδιασμού και στην ισορροπία του στοιχείου με γ_{Rd}=1.4 για Σ.Α. «Ικανοποιητική», ενώ η αντοχή υπολογίζεται με αντιπροσωπευτικές τιμές αντοχής των υλικών και γ_m=1.1.

4.3 Στατική Ανελαστική Ανάλυση

4.3.1 Γενικά

Ο στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι ο προσδιορισμός των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στο φορέα, όταν το κτίριο υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμησή του. Ο φορέας υπόκειται σε οριζόντιες δυνάμεις, η καθ'ύψος κατανομή των οποίων πρέπει να είναι κατά το δυνατόν πιο αντιπροσωπευτική των αναμενόμενων αδρανειακών δυνάμεων. Η τιμή τους αυξάνεται μέχρι κάποιο δομικό στοιχείο να μην είναι σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του.

4.3.2 Ικανότητα και Απαίτηση σε μετακίνηση

Η ικανότητα της κατασκευής εκφράζεται μέσω της καμπύλης ικανότητας. Η καμπύλη ικανότητας προκύπτει από την ανελαστική μετακίνηση ενός χαρακτηριστικού σημείου, του λεγόμενου κόμβου ελέγχου για αυξανόμενες τιμές της τέμνουσας βάσης F_b. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ συνιστά να χρησιμοποιούνται δύο πλευρικές κατανομές φορτίων, η ομοιόμορφη, όπου οι πλευρικές δυνάμεις είναι ανάλογες της μάζας κάθε στάθμης και η ιδιομορφική, όπου η κατανομή των οριζόντιων φορτίων γίνεται σύμφωνα με τη θεμελιώδη ιδιομορφή ανά διεύθυνση. Κατά την αποτίμηση του φορέα χρησιμοποιήθηκε η ομοιόμορφη κατανομή λόγω του μικρού συντελεστή συμμετοχής της πρώτης ιδιομορφής. Για μια δεδομένη κατασκευή και εδαφική κίνηση, η απαίτηση σε μετακίνηση αποτελεί εκτίμηση της μέγιστης αναμενόμενης σεισμικής απόκρισης της κατασκευής. Για τη στοχευόμενη μετακίνηση η ικανότητα της κατασκευής να παραλαμβάνει σεισμικά φορτία (όπως προσδιορίζεται από την καμπύλη ικανότητας) πρέπει να είναι ίδια με την απαίτηση όπως προκύπτει από το

φάσμα σχεδιασμού, δηλαδή η στοχευόμενη μετακίνηση αποτελεί το σημείο τομής της καμπύλης ικανότητας και του ελαστικού φάσματος [5].

Για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης χρησιμοποιήθηκε η μεθοδος των συντελεστών όπως περιγράφεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ως πρώτο βήμα κατασκευάζεται ο ισοδύναμος μονοβάθμιος ταλαντωτής. Τα χαρακτηριστικά του ισοδύναμου μονοβάθμιου εξαρτώνται από την καθ' ύψος κατανομή των πλευρικών δυνάμεων. Κατά τη διεύθυνση Χ ενεργοποιείται στην πρώτη ιδιομορφή το 50% της δρώσας μάζας. Στη διεύθυνση Υ το μεγαλύτερο ποσοτό δρώσας μάζας που ενεργοποιείται είναι 39% στην τρίτη ιδιομορφή. Ως εκ τούτου επιλέγεται η διενέργεια της ανάλυσης χρησιμοποιώντας την ομοιόμορφη κατανομή. Τα μεγέθη που πρέπει να προσδιοριστούν για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα είναι η μάζα του m, ο συντελεστής συμμετοχής Γ ο συντελεστής α που εκφράζει το ποσοστό της συνολικής μάζας που συμμετέχει στη δυναμική απόκριση της κατασκευής και η καθ' ύψος κατανομή των μετακινήσεων στους ορόφου φi.

$$\Gamma = \frac{\sum \ m_i \varphi_i}{\sum \ m_i \varphi_i^2} \tag{4.8}$$

$$m = \sum m_i \varphi_i \tag{4.9}$$

$$\alpha = \Gamma \frac{m}{m_{o\lambda}} \tag{4.10}$$

Εν συνεχεία η καμπύλη ικανότητας που προκύπτει μετατρέπεται σε φάσμα ικανότητας του ισοδύναμου μονοβάθμιου σε μορφή ADRS.

$$S_a = \frac{F_b}{a m_{o\lambda}} \tag{4.11}$$

$$S_d = \frac{\Delta}{\Gamma} \tag{4.12}$$

Τέλος η καμπύλη ικανότητας διγραμμικοποιείται, υπολογίζονται τα μεγέθη S_{ay} και δ_y για να υπολογιστεί η ιδιοπερίοδος του ισοδύναμου μονοβάθμιου ίση με

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_{dy}}{S_{ay}}} \tag{4.13}$$

Η μέθοδος των συντελεστών βασίζεται στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα χωρίς να αναφέρεται ρητά. Σε αυτή τη μέθοδο ο μετελαστικός κλάδος έχει κλίση K_s μικρότερη από 10%. Γίνεται χρήση της ισοδύναμης ελαστικής δυσκαμψίας K_e από την ευθεία που ενώνει την αρχή των αξόνων με το σημείο πάνω στην καμπύλη ικανότητας που αντιστοιχεί στο 60% της τέμνουσας διαρροής. Υπολογίζεται η ενεργός θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ως

$$T_e = T_i * \sqrt{\frac{K_e}{K_i}} \tag{4.14}$$

όπου K_i η αρχική ελαστική δυσκαμψία. Τέλος η στοχευόμενη μετακίνηση υπολογίζεται από τη σχέση

$$\Delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \tag{4.15}$$

Ο συντελεστής C_0 συνδέει την μετακίνηση κορυφής Δroof με τη φασματική μετακίνηση και παίρνει την τιμή Γ αν $\varphi_{top}=1$. Ο συντελεστής C_1 συνδέει τη μετακίνηση του ανελαστικού συστήματος με αυτή του ελαστικού ως εξής

$$C_1 = 1 \qquad \text{για } T_e \geq T_c \tag{4.16}$$

$$C_1 = \frac{1+(R-1)T_c/T_e}{R} \qquad \text{για } T_e \leq T_c \tag{4.17}$$

Ο συντελεστής C_2 λαμβάνει υπόψη τη μορφή των βρόγχων υστέρησης και παίρνει τιμή μονάδα. Τέλος ο συντελεστής C_3 λαμβάνει τιμή μονάδα για θετική κλίση του μετελαστικού κλάδου. Για τις ανωτέρω τιμές των C_2 και C_3 η μέθοδος των συντελεστών ταυτίζεται με τη μέθοδο N2. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων υποδεικνύουν πως το κτίριο είναι στρεπτικά ευαίσθητο. Για να υπολογιστούν οι αυξημένες ανελαστικές μετακινήσεις και τα εντατικά μεγέθη λόγω στροφής χρησιμοποιείται η επέκταση της μεθόδου N2. Η μέθοδος έπεται του υπολογισμού της στοχευόμενης μετακίνησης και τα βήματά της περιγράφονται συνοπτικά. Αρχικά πραγματοποιείται ελαστική ιδιομορφική ανάλυση στη διεύθυνση που εξετάζεται λαμβάνοντας υπόψη όσες ιδιομορφές απαιτούνται για να ικανοποιείται η απαίτηση

της συμμετέχουσας μάζας. Από την ελαστική ανάλυση υπολογίζεται η μετακίνηση Δ_{el} του ΚΜ της κορυφής και υπολογίζεται ο λόγος $\lambda = \Delta_t / \Delta_{el}$. Τα εντατικά μεγέθη και οι μετακινήσεις που προέκυψαν από αυτή την ανάλυση πολλαπλασιάζονται με το συντελεστή λ. Εν συνεχεία και για κάθε θέση ελέγχου που μας ενδιαφέρει υπολογίζεται ο συντελεστής

$$C_{tj} = \frac{\Delta^2_{j,norm}}{\Delta^1_{j,norm}} \tag{4.18}$$

Ο δείκτης 1 αντιστοιχεί στις μετακινήσεις από την ανάλυση pushover και ο δείκτης 2 από την ελαστική ανάλυση. Η ανηγμένη μετακίνηση ορίζεται ως

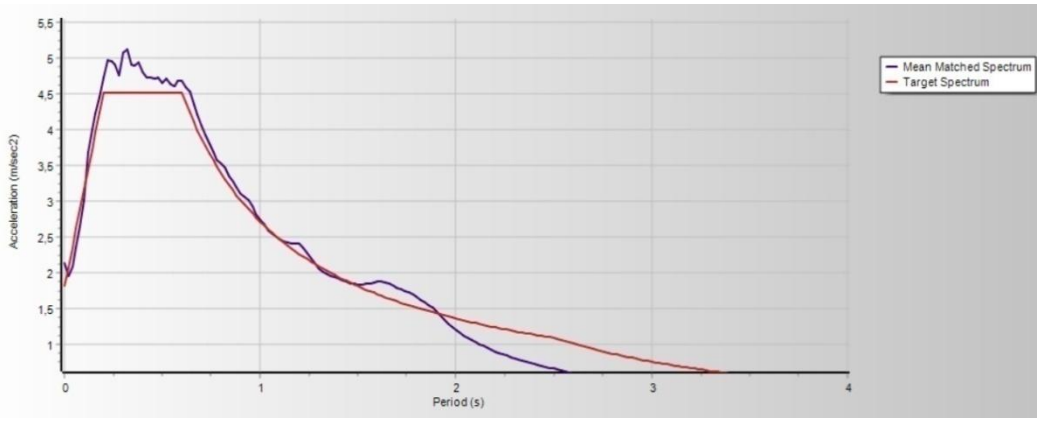
$$\Delta^i_{j,norm} = \frac{\Delta^i_j}{\Delta^i_{KM}} \tag{4.19}$$

Σε αυτό το σημείο επισημαίνεται πως οι ανηγμένες μετακινήσεις από την ελαστική ανάλυση δεν επιτρέπεται να λαμβάνουν τιμές μικρότερες της μονάδας [5].

4.4 Μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

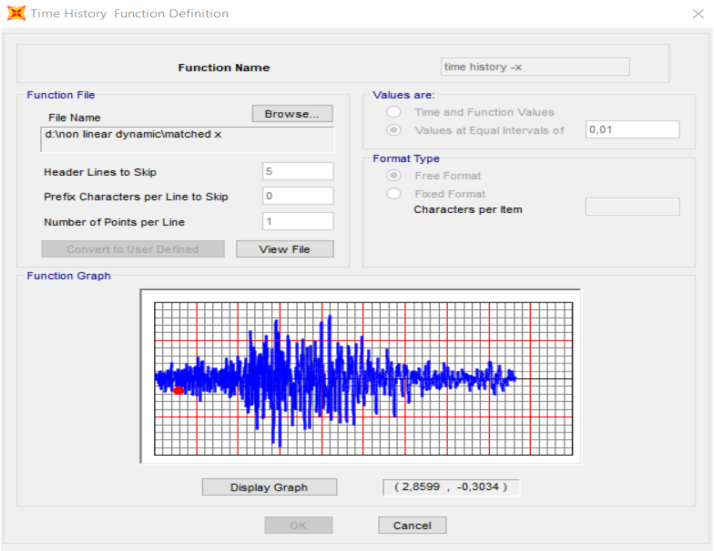
Η συγκεκριμένη ανάλυση θεωρείται η πιο ακριβής μέθοδος αποτίμησης της απόκρισης ενός κτιρίου υπο σεισμική διέγερση. Ο φορέας υποβλήθηκε σε δώδεκα ζέυγη επιταχυνσιογραφημάτων από πραγματικές καταγραφές. Τα επιταχυνσιογραφήματα ανακτήθηκαν από τη βάση δεδομένων ESM (European Strong Motion Database)[14]. Κριτήριο για την επιλογή τους αποτέλεσε η ένταση του σεισμού, η απόσταση από την εστία μέχρι το σταθμό καταγραφής και το έδαφος έδρασης. Τα ζέυγη αυτά εφαρμόζονται ταυτόχρονα στις δύο κύριες διευθήνσεις της κατασκευής. Για τη χρησιμοποίησή τους, οι τιμές των επιταχυνσιογραφημάτων πρέπει να κλιμακωθούν καταλλήλως, ώστε το προκύπτον φάσμα απόκρισης να προσεγγίζει τις τιμές του ελαστικού φάσματος απόκρισης στην περιοχή μεταξύ $0.2T_1$ και $1.5T_1$, όπου T_1 η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής στην αντίστοιχη διεύθυνση. Η μεγέθυνση των τιμών γίνεται με πολλαπλασιασμό των τιμών της επιτάχυνσης a_g με μια σταθερή τιμή. Για να χαρακτηριστούν συμβατά με το ελαστικό φάσμα, τα κλιμακωμένα επιταχυνσιογραφήματα θα πρέπει να πληρούν τις εξής τρεις προϋποθέσεις [5] :

- Ο λόγος των τιμών του μέσου φάσματος των επιταχυνσιογραφημάτων προς τις τιμές του ελαστικού φάσματος απόκρισης, στο διάστημα $0.2T_1$ εως$1.5T_1$ να λαμβάνει τιμές μεταξύ 0.75 -1.3 της αντίστοιχης τιμής του ελαστικού φάσματος απόκρισης.
- Να έχει μέση τιμή μεγαλύτερη από 0.95.
- Το φάσμα απόκρισης που προκύπτει από έκαστο επιταχυνσιογράφημα να μην περιλαμβάνει τιμές μικρότερες του 50% των αντίστοιχων τιμών του ελαστικού φάσματος.



Εικόνα 4.4: Scaling επιταχυνσιογραφημάτων στο ελαστικό φάσμα του ΕΚ8 για τη διεύθυνση Χ (Seismomatch).

Το χρονικό βήμα των καταγραφών είναι 0.01 sec. Δεν απαιτείται η χρήση κατάλληλου scale factor στον καθορισμό της φορτιστικής περίπτωσης. Η εισαγωγή του επιταχυνσιογραφήματος γίνεται μέσω της εντολής Define→Function→ Time History.



Εικόνα 4.5: Εισαγωγή επιταχυνσιογραφήματος στο Sap2000

Η δυναμική ανάλυση θα πραγματοποιηθεί με τη μέθοδο της απευθείας ολοκλήρωσης στο χρόνο (direct integration). Ιδιαίτερη προσοχή δίνεται στην επιλογή κατάλληλου χρονικού βήματος ανάλυσης για να εξασφαλισθεί η σύγκλιση της διαδικασίας. Κατάλληλο βήμα για τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις θεωρείται η τιμή $T_{min}/20$. Ταυτόχρονα το βήμα πρέπει να είναι υποπολλαπλάσιο του βήματος της χρονοϊστορίας οπότε επιλέγεται τιμή βήματος ίση με 0.005sec. Ο συνολικός αριθμός βημάτων της ανάλυσης προκύπτει από το λόγο της διάρκειας του επιταχυνσιογραφήματος προς το βήμα ανάλυσης. Κατόπιν δίδονται οι τιμές των συντελεστών a_o και a_1 για την μόρφωση του μητρώου απόσβεσης. Το μητρώο απόσβεσης $[C]$ του συστήματος υπολογίζεται κατά Rayleigh ως γραμμικός συνδυασμός των μητρώων μάζας $[M]$ και δυσκαμψίας $[K]$ σύμφωνα με τη σχέση

$$[C] = a_o[M] + a_1[K] \tag{4.20}$$

Οι συντελεστές a_o και a_1 υπολογίζονται με βάση τους συντελεστές απόσβεσης ζ_i των δυο πρώτων ιδιομορφών [5]. Με θεώρηση σταθερού συντελεστή απόσβεσης ζ ίσο με 5% οι συντελεστές υπολογίζονται από τις σχέσεις:

$$a_o = \frac{2\zeta\omega_i\omega_j}{\omega_i+\omega_j} \text{ και } a_1 = \frac{2\zeta}{\omega_i+\omega_j} \tag{4.21}$$

Η επίλυση πραγματοποιείται με τη μέθοδο Newmark, ενώ λαμβάνονται υπόψη και τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως.

4.5 Σεισμική επικινδυνότητα

Η σεισμική επικινδυνότητα μιας κατασκευής υπολογίζεται από μια σχέση της μορφής

$$\lambda_{\Sigma E} = \int P\left(\Sigma E \middle| ME\right) \frac{d\lambda(ME)}{dME}\, dME \tag{4.22}$$

είναι δηλαδή το γινόμενο της τρωτότητας της κατασκευής επί την επικινδυνότητα, για τη συγκεκριμένη θέση που βρίσκεται το κτίριο. Η κατασκευή των καμπυλών τρωτότητας και σεισμικής επικινδυνότητας περιγράφεται στη συνέχεια. Η τελική τιμής της συχνότητας υπέρβασης μιας στάθμης επιτελεστικότητας θα προκύψει από την αριθμητική ολοκλήρωση των δύο αυτών καμπυλών [15].

4.5.1 Καμπύλη τρωτότητας

Οι καμπύλες σεισμικής τρωτότητας μας δίνουν για μια δεδομένη κατασκευή και Μέτρο Έντασης (Damage Measure), την πιθανότητα υπέρβασης μιας στάθμης επιτελεστικότητας. Ως μέτρο έντασης χρησιμοποιείται μια ποσότητα που χαρακτηρίζει τη σεισμική ένταση, όπως η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση του εδάφους ή η φασματική επιτάχυνση της πρώτης ιδιομορφής $Sa(T_1,5\%)$. Για τον υπολογισμό της καμπύλης τρωτότητας θα χρησιμοποιηθούν τα αποτελέσματα της στατικής ανελαστικής ανάλυσης. Γίνεται η θεώρηση ότι τόσο η σεισμική απόκριση όσο και η ικανότητα του φορέα ακολουθούν τη λογαριθμοκανονική κατανομή. Η πιθανότητα υπέρβασης μιας στάθμης επιτελεστικότητας δίνεται από τον τύπο

$$(P(D \geq DI_i \mid S)=\Phi\left[\frac{1}{\beta_{tot}} \ln\left(\frac{S}{S_{mi}}\right)\right] \qquad (4.23)$$

Όπου S κατάλληλο μέτρο σεισμικής έντασης όπως η PGA ή η $Sa(T_1,5\%)$, S_{mi} η μέση τιμή της σεισμικής έντασης που απαιτείται για να γίνει υπέρβαση της στάθμης επιτελεστικότητας i και β_{tot} η συνολική λογαριθμοκανονική τυπική απόκλιση. Για τον υπολογισμό της μέσης αναμενόμενης τιμής σεισμικής έντασης για την υπέρβαση της έκαστης στάθμης επιτελεστικότητας, απαιτείται αρχικά ο καθορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας, ορίζεται δηλαδή η αντίστοιχη μετακίνηση κορυφής δ_{roof}. Εν συνεχεία και για τις τρείς τιμές της μετακίνησης κορυφής υπολογίζονται οι μέγιστες σχετικές μετατοπίσεις ορόφου θ_{max} σε όλους τους ορόφους και εκλέγονται οι μέγιστες, που προκύπτουν στο δεύτερο όροφο. Τέλος, αξιοποιώντας τη σχέση

$$\delta_{roof} = \Gamma * C_1 * \left(\frac{T_1}{2\pi}\right)^2 * S_a(T_1) \qquad (4.24)$$

και επιλύοντας ως προς τη φασματική επιτάχυνση μπορούμε να υπολογίσουμε τη μέση τιμή $S_a(T_1)$ που προκαλεί υπέρβαση έκαστης στάθμης επιτελεστικότητας. Κατόπιν χρειάζεται να υποθέσουμε μια διασπορά β. Για το σκοπό αυτό μπορούν να χρησιμοποιηθούν είτε οι πίνακες που περιέχονται στη FEMA P58, είτε η μεθοδολογία HAZUS [16]. Κατά HAZUS η λογαριθμική τυπική απόκλιση υπολογίζεται από τον τύπο

$$\beta_{ds} = \sqrt{(CONV[\beta_C, \beta_D])^2 + \beta_{T,ds}^2} \quad (4.25)$$

όπου β_c διασπορά εξαιτίας της μορφής της καμπύλης αντίστασης, β_D διασπορά λόγω του φάσματος απαίτησης και $\beta_{T,ds}$ παράμετρος που εισάγει τη μεταβλητότητα του ορίου σχετικής μετακίνησης των ορόφων κάθε στάθμης επιτελεστικότητας και απλοποιητικά λαμβάνεται ίσο με 0,2 0,4 0,6 για τις στάθμες Άμεση Χρήση, Προστασία Ζωής και Οιονεί Κατάρρευση αντίστοιχα. Το τετραώροφο κτίριό μας χαρακτηρίζεται ως μεσαίου ύψους.

Ο συντελεστής k, που σχετίζεται με την υποβάθμιση του δομικού συστήματος μετά τη διαρροή λαμβάνεται ≥0,9. Ο συντελεστής β_c παίρνει την τιμή 0,2 λόγω της μικρής μεταβλητότητας της καμπύλης ικανότητας [17]. Ο υπολογισμός της συνδιασποράς για κτίρια μέσου ύψους πραγματοποιείται με τη βοήθεια του πίνακα 4.1

Πίνακας 4.1. Υπολογισμός συνδιασποράς κατά HAZUS.

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

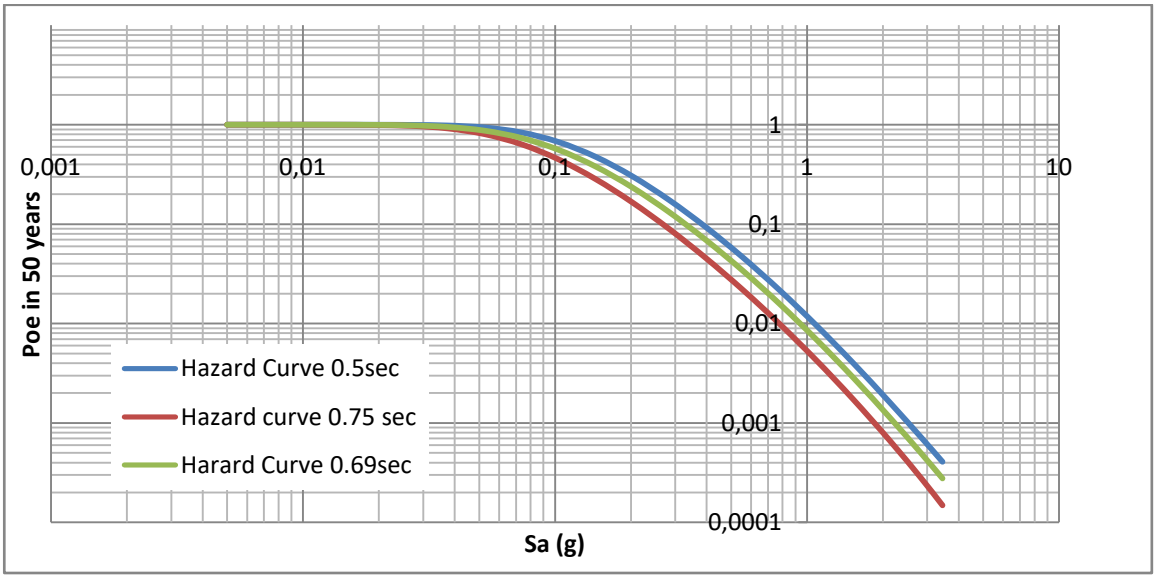
Με βάση τα ανωτέρω προκύπτουν οι εξής τιμές διασποράς για έκαστη στάθμη επιτελεστικότητας.

Πίνακας 4.2:Διασπορά για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

	CONV	$\beta_{T,ds}$	$\beta_{,ds}$
Άμεση Χρήση	0,65	0,2	0,68
Προστασία Ζωής	0,75	0,4	0,85
Κατάρρευση	0,85	0,6	1,04

4.5.2 Καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας

Η καμπύλη επικινδυνότητας για την ακριβή θέση του κτιρίου αποκτήθηκε από την ιστοσελίδα του EFEHR (European Facilities for Earthquake Hazard) [13]. Παρέχοντας τις ακριβείς συντεταγμένες του κτιρίου λαμβάνονται οι καμπύλες επικινδυνότητας για βραχώδες έδαφος και θεμελιώδεις ιδιοπεριόδους 0,5 και 0,75 sec. Η τελική καμπύλη που θα χρησιμοποιηθεί προκύπτει από γραμμική παλινδρόμηση μεταξύ των τιμών τους για T_1=0.69sec.



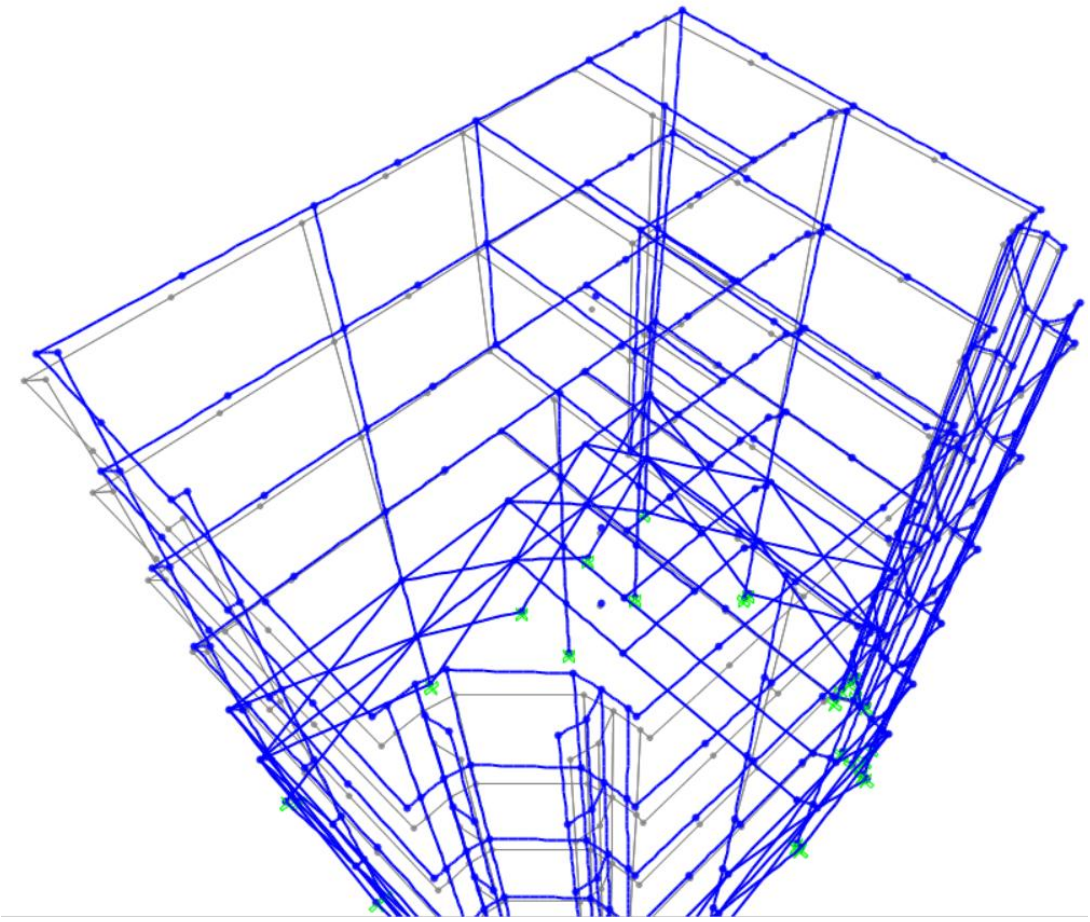
Εικόνα 4.6: Καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας.

5 Αποτελέσματα Ανάλυσης

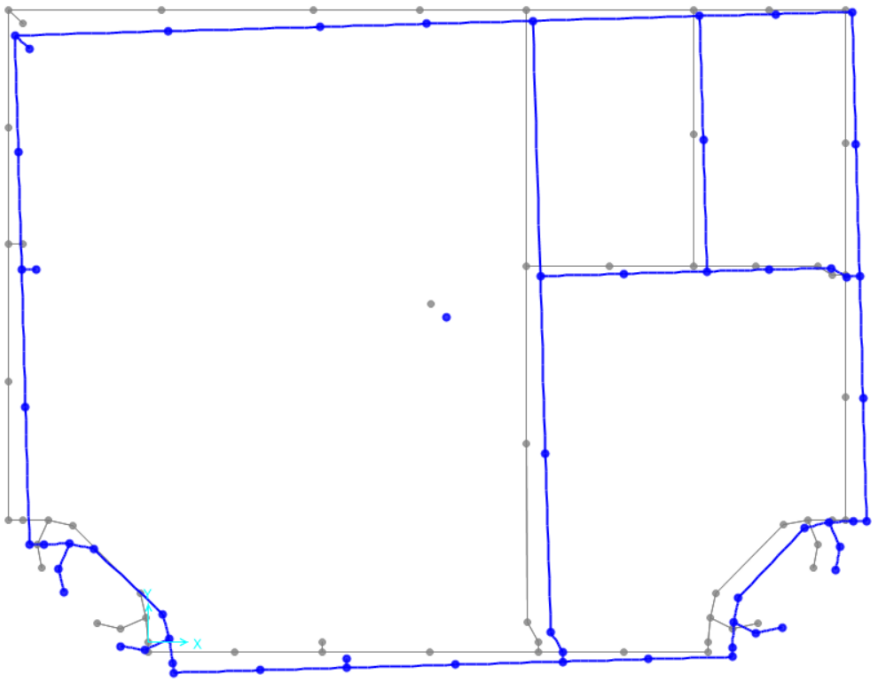
5.1 Ελαστική Ανάλυση

5.1.1 Ιδιομορφική Ανάλυση

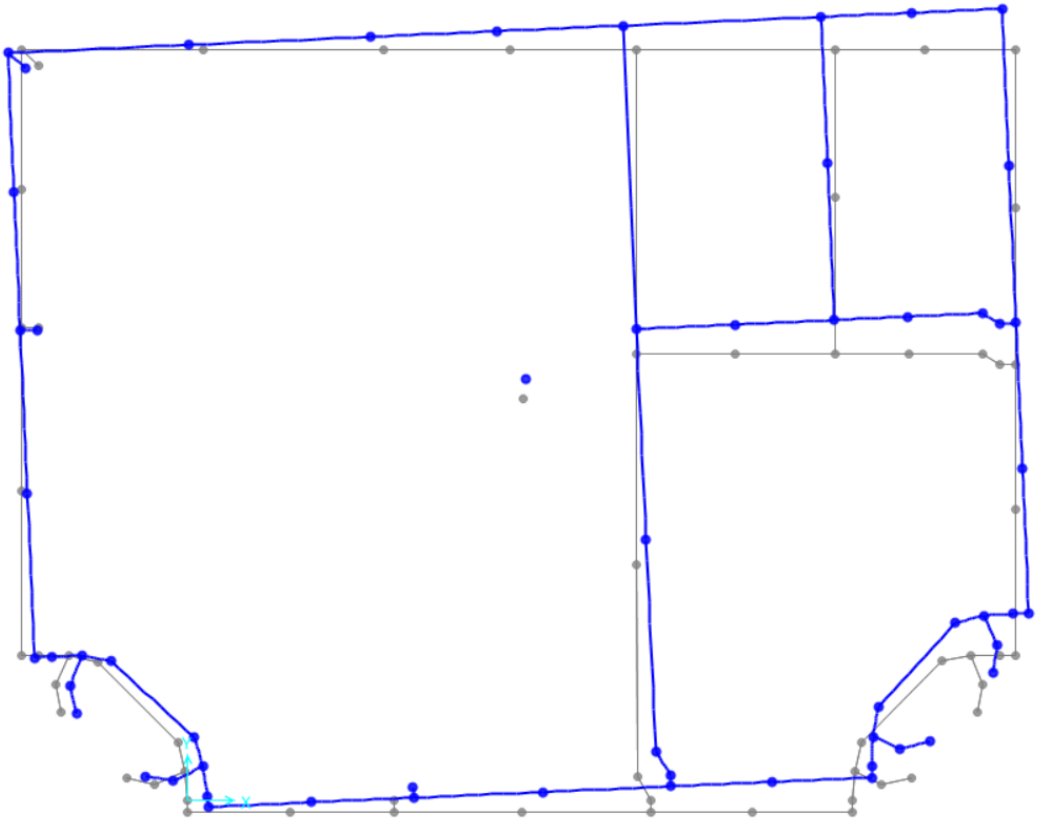
Το κτίριό μας διαθέτει 4 υπέργειους ορόφους, στους οποίους έχουν ανατεθεί διαφράγματα. Ως εκ τούτου αναμένουμε οι πρώτες δώδεκα ιδιομορφές να είναι σημαντικές για την απόκρισή του και να συγκεντρώνουν το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος. Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρατηρούμε ότι για τις δύο κύριες διευθήνσεις κατά X και Y και για την πρώτη και δεύτερη ιδιομορφή, το ποσοστό ταλαντούμενης μάζας δεν υπερβαίνει το 50%. Επιπλέον, παρατηρείται σύζευξη μεταφορικής και στροφικής συνιστώσας περι τον κατακόρυφο άξονα.Τέλος στην πέμπτη ιδιομορφή συγκεντρώνεται το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας κατά X. Κρίνεται σκόπιμο να διερευνηθεί η στρεπτική ευαισθησία του κτιρίου.



Εικόνα 5.1: 1η Ιδιομορφή, T_1=0.69 sec Mx=42% My=16% Rz=20,5%



Εικόνα 5.2: 2η Ιδιομορφή, T_1=0.56 sec Mx=36% My=24% Rz=17%



Εικόνα 5.3: 3η Ιδιομορφή, T_1=0.41 sec My=24% Rz=41%

Πίνακας 5.1: Δυναμικά χαρακτηριστικά φορέα.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,693784	0,4179	0,16342	0,4179	0,16342	0,20512	0,20512
2	0,562499	0,36766	0,24585	0,78556	0,40927	0,16823	0,37336
3	0,409694	0,00484	0,32257	0,7904	0,73184	0,40491	0,77827
4	0,207263	0,07102	0,02485	0,86141	0,75669	0,02616	0,80443
5	0,163193	0,04675	0,075	0,90817	0,83169	0,02062	0,82505
6	0,131364	0,00253	0,03269	0,9107	0,86438	0,03621	0,86126
7	0,125232	0,00539	0,0206	0,91609	0,88498	0,04451	0,90577
8	0,112771	0,02015	0,00154	0,93623	0,88652	0,01269	0,91847
9	0,100088	6,028E-08	0,000004841	0,93623	0,88652	0,000002102	0,91847
10	0,097893	0,00054	0,00014	0,93678	0,88666	0,00003645	0,91851
11	0,097189	0,00032	0,000008855	0,9371	0,88667	0,00009445	0,9186
12	0,096836	0,00024	0,00045	0,93734	0,88712	0,000001689	0,9186

5.1.2 Έλεγχος στρεπτικής ευαισθησίας

Η επιρροή της στρέψης συνεκτιμάται στις ελαστικές μεθόδους σύμφωνα με τα οριζόμενα στον EC8-1. Αρχικά υπολογίζεται η θέση του πλασματικού άξονα. Λαμβάνεται ως τέμνουσα βάσης μια αυθαίρετη τιμή, έστω V_b=1000 kN. Κατανέμεται καθ' ύψος του κτιρίου στα κέντρα μάζας των διαφραγμάτων σύμφωνα με τη θεμελιώδη ιδιομορφή ανα διεύθυνση.

$$F_i = V_b * \frac{m_i \varphi_i}{\sum m_i \, \varphi_i} \tag{5.1}$$

Εν συνεχεία, ασκείται στρεπτική ροπή $M_i=c_iF_i$ στα κέντρα μάζας κάθε διαφράγματος και υπολογίζονται οι μετακινήσεις και οι στροφές. Το διάφραγμα που βρίσκεται πιο κοντά στη στάθμη του 80% του συνολικού ύψους είναι αυτό του τρίτου ορόφου. Ο πλασματικός άξονας διέρχεται από σημείο που απέχει $x_p = \frac{-u_y}{\theta_z}$ και $y_p = \frac{u_x}{\theta_Z}$ από το κέντρο μάζας του. Κατόπιν πρέπει να ελεγχθεί ο λόγος των ακτίνων δυστρεψίας προς τις ακτίνες αδρανείας κάθε ορόφου. Για τον υπολογισμό των ακτινών δυστρεψίας, επιβάλλουμε στην κατασκευή διάνυσμα φόρτισης **F** κατά τις δύο κύριες διευθήνσεις, που διέρχεται από τον πόλο στροφής,σύμφωνα με την κατανομή της θεμελιώδους ιδιομορφής και υπολογίζουμε τις αντίστοιχες μετακινήσεις.Εν συνεχεία, ασκούμε στρεπτικές ροπές **M**=c*F για να υπολογίσουμε τις στροφές θ_j των ορόφων.Οι ακτίνες δυστρεψίας κατά χ και ψ του j ορόφου προκύπτουν από τις σχέσεις:

$$r_{j,x} = \sqrt{\frac{u_{j,y}}{\theta_j}} \tag{5.2}$$

$$r_{j,y} = \sqrt{\frac{u_{j,x}}{\theta_j}} \tag{5.3}$$

Προκειμένου το κτίριο να μην είναι στρεπτικά ευαίσθητο, θα πρέπει για κάθε όροφο να ικανοποιούνται οι σχέσεις:

$$\frac{r_x}{l_s} \geq 1 \tag{5.4}$$

$$\frac{r_y}{l_s} \geq 1 \tag{5.5}$$

Όπου l_s η ακτίνα αδρανείας του ορόφου, όπως υπολογίζεται από τη σχέση $l_s = \sqrt{\frac{I_\theta}{m}}$, με I_θ την ροπή αδρανείας ως προς το ΚΜ. Από τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται στον πίνακα 5.3 συμπεραίνεται πως το κτίριο είναι στρεπτικά ευαίσθητο.

Πίνακας 5.2: Υπολογισμός πλασματικού άξονα.

Στάθμη Ορόφου	**X_{KM} (m)**	**Y_{KM} (m)**	**Μάζα (tn)**	**Io (tnm^2)**	**Τετμημένη Πλασματικού Άξονα (m)**	**Τεταγμένη Πλασματικού Άξονα (m)**
Z=12 m	5,34	6,39	254,79	12746	6,7	4,92
Z=9 m	5,17	6,1	321,07	16954		
Z=6 m	5,09	5,97	318,09	16571		
Z=3 m	5,11	6	330,27	16620		

Πίνακας 5.3: Έλεγχος στρεπτικής ευαισθησίας.

Στάθμη Ορόφου	**U_{jx} (m)**	**Θ_{jm} (rad)**	**R_{jy}**	**U_{jy} (m)**	**R_{jx}**	**Rx/ls**	**Ry/ls**
Z=12 m	0,0166	0,00306	2,32	0,0084	1,65	0,94	1,03
Z=9 m	0,0133	0,00253	2,29	0,0064	1,59	0,98	1,1
Z=6 m	0,009	0,00095	3,07	0,004	2,05	1,05	1,12
Z=3 m	0,0043	0,00047	3,02	0,002	2,01	1,13	1,21

5.1.3 Αποτελέσματα ανάλυσης-δείκτες πλαστιμότητας m

Από την ανάλυση αυτή συμπεραίνουμε πως τα υποστηλώματα του φορέα, τα οποία στην πλειονότητά τους διαθέτουν τοπική πλαστιμότητα που κυμαίνεται μεταξύ των τιμών 1 και 2.5, εμφανίζουν μικρή τιμή δείκτη ανεπάρκειας. Πιο συγκεκριμένα, σε κανένα υποστήλωμα η τιμή του λ δεν ξεπέρασε το 40%, με τις μεγαλύτερες τιμές να εμφανίζονται όπως αναμενόταν στον πρώτο και το δεύτερο όροφο.

Πίνακας 5.4: Δείκτες ανεπάρκειας υποστηλωμάτων.

	K1	**K2**	**K5**	**K7**	**K8**	**K9**	**K10**	**K11**
Όροφος	1	1	1	1	1	2	2	2
λ	0,17	0,14	0,22	0,13	0,15	0,17	0,10	0,12

Πίνακας 5.5: Δείκτες ανεπάρκειας υποστηλωμάτων -Συνέχεια

	K12	**K13**	**K14**	**K(0.5X 0.2)**	**K(0.7X0.2)**	**K51**	**K52**
Όροφος	2	2	2	1	2	3	3
λ	0,13	0,19	0,24	0,09	0,12	0,36	0,28

Τα τοιχώματα του φορέα εμφανίζουν τοπική πλαστιμότητα μικρότερη της μονάδας. Ως εκ τούτου ο υπολογισμός του δείκτη ανεπάρκειας θα γίνει με ισοροπία των μεγεθών που προκύπτουν από ικανοτικό σχεδιασμό. Ενδεικτικά παρατίθεται ο υπολογισμός του λ για το τοίχωμα K_4 στη στάθμη του ισογείου. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας υπολογίζεται

$$V_{sd} = \frac{\gamma_{Rd} M_{Rw}}{M_{EW}} V_E \tag{5.6}$$

όπου $\gamma_{Rd} = 1.4$ για Σ.Α. «Ικανοποιητική», M_{Rw} η αντοχή του τοιχώματος υπολογισμένη με μέσες τιμές υλικών ίση με 14100 kNm, M_{EW} η σεισμική δράση από την ανάλυση ίση με 1020 kNm, και V_E η τέμνουσα από σεισμικό συνδυασμό ίση με 187 kN. Επομένως $V_{sd} = 3619kN$ και η αντοχή σε τέμνουσα για αντιπροσωπευτικές τιμές αντοχής υλικού υπολογίζεται σε 2314 kN. Επομένως ο λόγος ανεπάρκειας είναι 1,56 . Ομοίως προκύπτουν οι εξής δείκτες ανεπάρκειας στις στάθμες των ορόφων:

Πίνακας 5.6: Δείκτες ανεπάρκειας τοιχωμάτων

	K3				**K4**		
Όροφος	-2	-1	1	1	-2	-1	1
λ	0,13	0,19	0,24	0,09	1	1,2	1,56

Πίνακας 5.7: Δείκτες ανεπάρκειας τοιχωμάτων -Συνέχεια

	K4		
Όροφος	2	3	4
λ	2,3	2,48	2,1

Οι μεγάλες τιμές του δείκτη ανεπάρκειας, δεν είναι ανησυχητικές εάν σκεφτούμε αρχικά ότι, προέκυψαν από ικανοτικό έλεγχο ενός στοιχείου με μεγάλη τιμή καμπτικής αντοχής και ποσοστό διαμήκους οπλισμού περίπου 3% και κατά δεύτερον ότι στις μη γραμμικές μεθόδους ανάλυσης, όπου τα εντατικά μεγέθη και οι αντοχές των στοιχείων προσδιορίζονται με μεγαλύτερη ακρίβεια, δεν προκύπτει αστοχία των τοιχωμάτων. Τα στοιχεία που εμφανίζουν βλάβες σε όλες τις αναλύσεις, είναι οι δοκοί του κτιρίου, λόγω του μικρού ποσοστού εγκάρσιου οπλισμού και της χαμηλής αντοχής του. Η ανίσωση ασφαλείας ελέγχεται και για τις δύο παρειές της δοκού και για εφελκυσμό του άνω και κάτω πέλματος.

Κρίσιμος αποδεικνύεται ο εφελκυσμός της κάτω παρειάς της δοκού, που συνοδεύεται με ψαθυρή αστοχία. Δεδομένου ότι όλες οι δοκοί του κτιρίου παρουσιάζουν ψαθυρή συμπεριφορά, θα παρουσιαστούν οι μέγιστοι δείκτες ανεπάρκειας και ο αντίστοιχος όροφος που εμφανίζονται. Ενδεικτικά παρουσιάζεται ο έλεγχος για τη δοκό 4.1 του δευτέρου ορόφου. Η δρώσα τέμνουσα προκύπτει από την θεώρηση της ισορροπίας του στοιχείου για την ανάπτυξη υπεραντοχής στα άκρα του και την τέμνουσα από τα οιονεί-μόνιμα φορτία. Τονίζεται ότι σε περίπτωση που η ροπή υπεραντοχής, προκύπτει μεγαλύτερη από την αντίστοιχη τιμή της ελαστικής ανάλυσης, η τελευταία εκλέγεται ως τιμή δρώσας ροπής. Η M_1(αριστερό άκρο) προκύπτει από ελάστική ανάλυση ίση με 137 kNm, στο δεξί άκρο 112 kNm ενώ η τέμνουσα από τα οιονεί-μόνιμα φορτία ίση με 106 kN. Η ικανοτική τέμνουσα $V_{sd} = 173\ kN$ και η αντοχή του στοιχείου $V_{Rd} = 145\ kN$. Προκύπτει έτσι ο δείκτης λ=1,19.

Πίνακας 5.8: Δείκτες ανεπάρκειας δοκών

Δοκός	**VR(kN)**	**Vsd(kN)**	**λ**
1.1	120	213	1,78
1.3	120	143	1,19
1.5	132	156	1,18
1.6	244	285	1,17
2.1	185	243	1,31
2.2	137	207	1,51
3.1	109	154	1,41
3.2	127	163	1,28
3.3	132	177	1,34
4.1	145	173	1,19
4.2	179	185	1,03
5.1	137	203	1,48
5.3	120	234	1,95
6.1	126	159	1,26
6.2	126	171	1,36

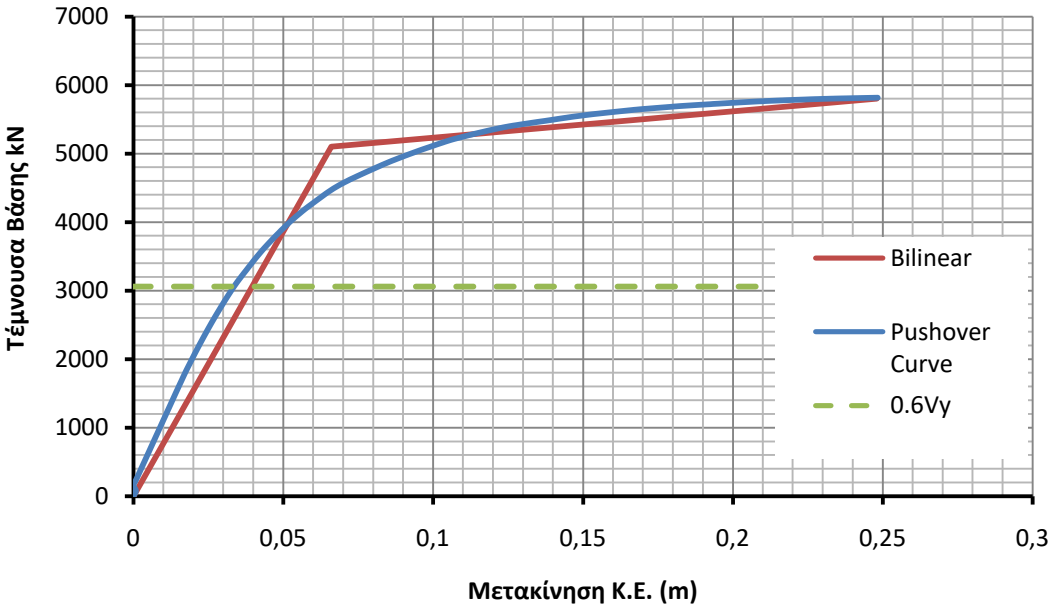
5.2 Ανελαστική Στατική Ανάλυση

Η ανάλυση του κτιρίου πραγματοποιείται για δύο διευθήνσεις. Λόγω του μικρού ποσοστού συμμετοχής μάζας ανα διεύθυνση, ως πλευρική κατανομή των φορτίων επιλέγεται η ομοιόμορφη κατανομή, ανάλογη δηλαδή της μάζας κάθε ορόφου. Ο έλεγχος επάρκειας των μελών πραγματοποιείται σε όρους στροφής χορδής- ροπής.

Η διγραμμικοποίηση της καμπύλης γίνεται με τη μέθοδο των συντελεστών. Για τη διγραμμικοποίηση της ανωτέρω καμπύλης απαιτούνται :

- Η ισοδύναμη ελαστική δυσκαμψία K_e, ορίζεται ως η ευθεία που ενώνει την αρχή των αξόνων, με το σημείο πάνω στην καμπύλη ικανότητας που αντιστοιχεί στο 60% της τέμνουσας διαρροής. Η τιμή της υπολογίζεται ως $K_e = 92.903\ kN/m$.
- Η αρχική ελαστική πλευρική δυσκαμψία K_i , υπολογιζόμενη ίση με $K_i = 87.719\ kN/m$.
- Η ενεργός θεμελιώδης ιδιοπερίοδος T_e, που υπολογίζεται ως $T_e = T_i\sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$, όπου T_i , η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος στην εξεταζόμενη διεύθυνση. Η ιδιοπερίοδος ισούται με $T_e = 0.71\ sec$
- Η φασματική επιτάχυνση που αντιστοιχεί στην ενεργό θεμελιώδη ιδιοπερίοδο $S_a(T_e)=3.81\ m/s^2$
- Ο συντελεστής C_o συνδέει τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου με τη φασματική μετακίνηση. Η τιμή του λαμβάνεται απλοποιητικά για τετραώροφο κτίριο με ομοιόμορφη κατανομή φορτίων ίση με 1.2
- Ο συντελεστής C_1 συνδέει τη μετακίνηση του ανελαστικού και του ελαστικού συστήματος. Για τιμές ενεργού θεμελιώδους ιδιοπεριόδου μεγαλύτερες από την T_c=0.6 sec η τιμή του λαμβάνεται ίση με μονάδα.
- Ο συντελεστής C_2 λαμβάνει υπόψη τη μορφή των βρόγχων υστέρησης. Για κτίρια τύπου 1 και στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής», η τιμή του λαμβάνεται ίση με 1.1
- Ο συντελεστής C_3 λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω επιρροής φαινομένων δευτέρας τάξεως και λαμβάνει τιμή μονάδα.

5.2.1 Αποτελέσματα Διεύθυνση-Χ

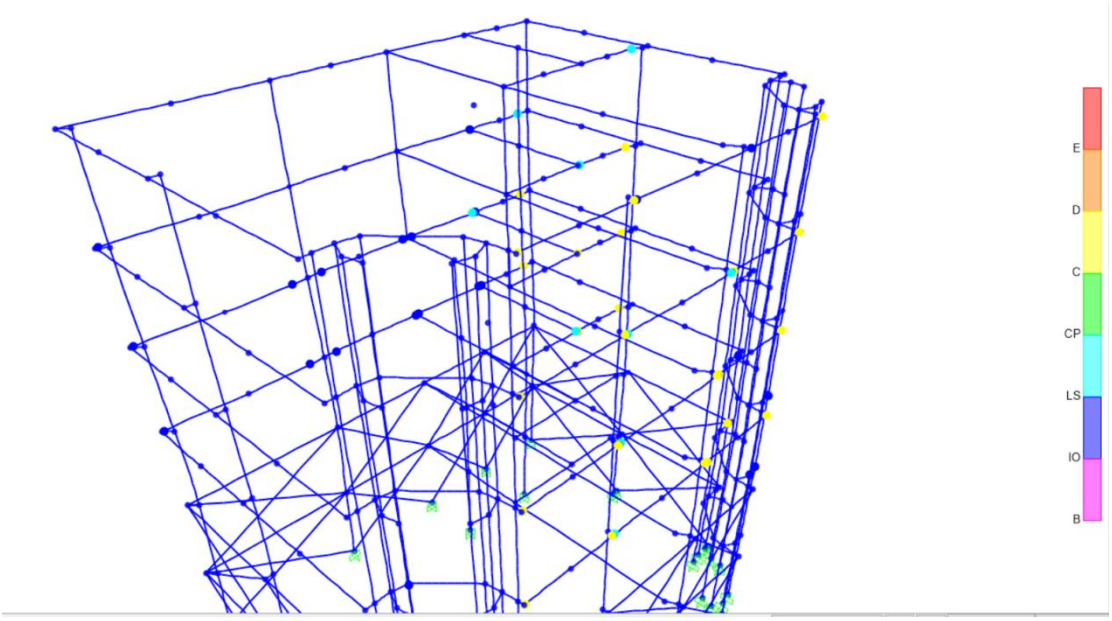


Εικόνα 5.4: Καμπύλη Ικανότητας κατά τη διεύθυνση Χ

Εν , τέλει η στοχευόμενη μετακίνηση υπολογίζεται ως:

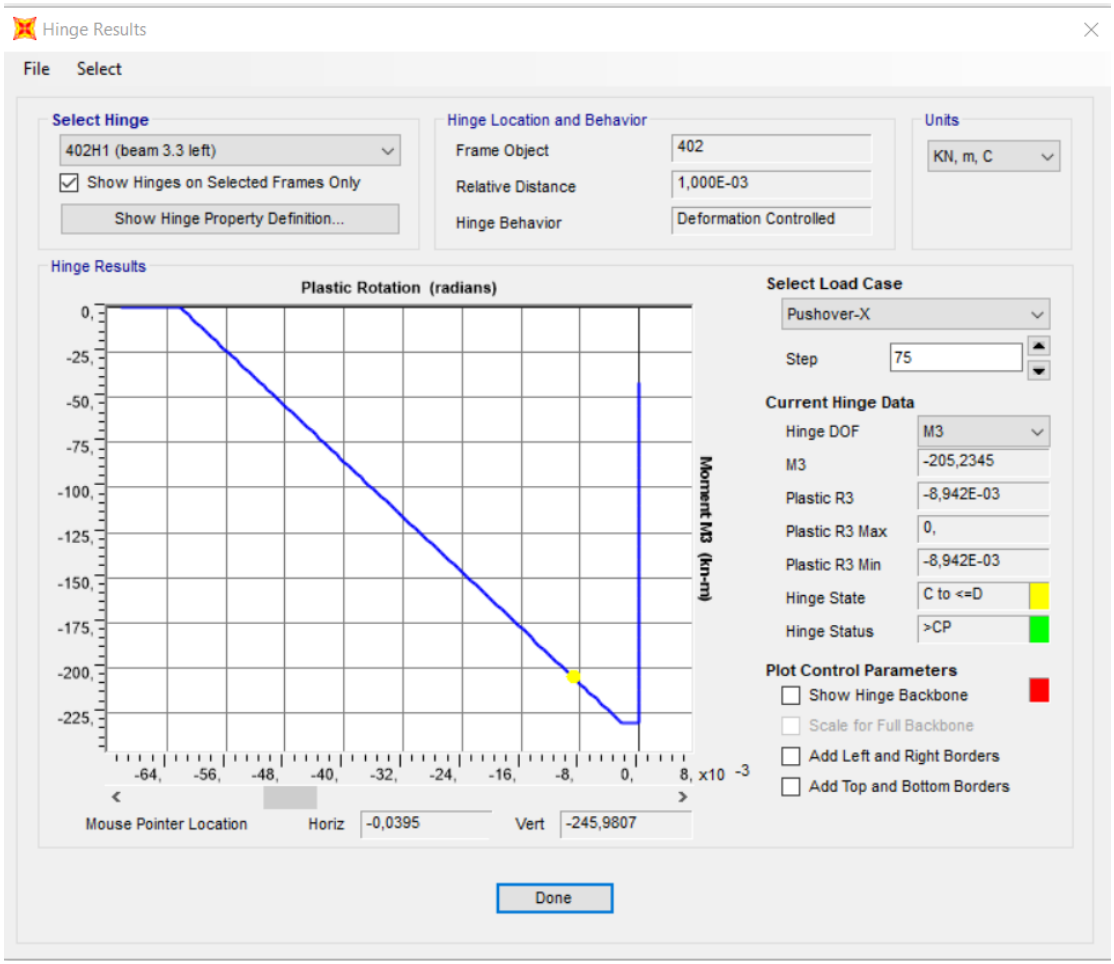
$$\Delta_{\text{target}} = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} = 6.4 \text{ cm} \tag{5.7}$$

Επόμενο βήμα αποτελεί ο έλεγχος της ικανότητας του φορέα να ανταποκριθεί στην απαίτηση σε μετακίνηση. Κόμβος ελέγχου έχει οριστεί ο πλησιέστερος στο Κ.Μ. του τελευταίου ορόφου.



Εικόνα 5.5: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων κατά τη στοχευόμενη μετακίνηση του φορέα.

Παρατηρούμε το σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς, με τις περισσότερες να αναπτύσσονται στο δεύτερο όροφο. Οι δοκοί με μικρό λόγο διάτμησης Δ2.1-Δ3.3 εξαντλούν την ικανότητα στροφής τους,



Εικόνα 5.6: Πλαστική άρθρωση δοκού 3.3 Β' ορόφου.

Ωστόσο η ανάλυση δεν θεωρείται ολοκληρωμένη εάν δε ληφθεί υπόψη η επίδραση της στροφής στο φορέα. Πραγματοποιείται ελαστική ιδιομορφική ανάλυση στη διεύθυνση Χ, υπολογίζεται η μετατόπιση Δ_{el} του Κ.Μ. της κορυφής και ο λόγος $\lambda = \Delta_t/\Delta_{el}$. Από την ανάλυση προκύπτει Δ_{el}=4.70 mm.και λ=13,61. Σε κάθε θέση ελέγχου υπολογίζεται ο διορθωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τη στροφή και η ανηγμένη μετακίνηση ως

$$C_{tj} = \frac{\Delta^2_{j,norm}}{\Delta^1_{j,norm}} \qquad (5.8)$$

$$\Delta_{j,norm}^{i} = \frac{\Delta_j^i}{\Delta_{KM}^i} \quad (5.9)$$

Ως θέσεις ελέγχου ορίζονται τα στοιχεία με τεταγμένη Y=0, Y=7.12 και Y=11.95.

Πίνακας 5.9 Μεγεθυντικοί συντελεστές μετακινήσεων λόγω στροφής.

Τεταγμένη Y (m)	**Μετακίνηση-ελαστική ανάλυση**	**$\Delta_{j2,norm}$**	**Μετακίνηση-ανελαστική ανάλυση**	**$\Delta_{j1,norm}$**	**C_{tj}**
0.00	0,0042	0,93	0,058	0,91	1,02
7.12	0,0047	1,04	0,065	1,01	1,02
11.94	0,0057	1,26	0,069	1,08	1,15

Επομένως για τα κατακόρυφα στοιχεία που έχουν τεταγμένη 11.94 μέτρα, πρέπει να αυξηθούν τα μεγέθη παραμορφώσεων κατά 15%. Παρά την επαύξηση των μετακινήσεων δεν εμφανίζεται βλάβη στα κατακόρυφα στοιχεία.

5.2.2 Συμπεράσματα από εξέταση κατά X

Πίνακας 5.10 Στάθμη επιτελεστικότητας πλαστικών αρθρώσεων στη στοχευόμενη μετακίνηση-X για δοκούς (Δ) και υποστυλώματα (Y).

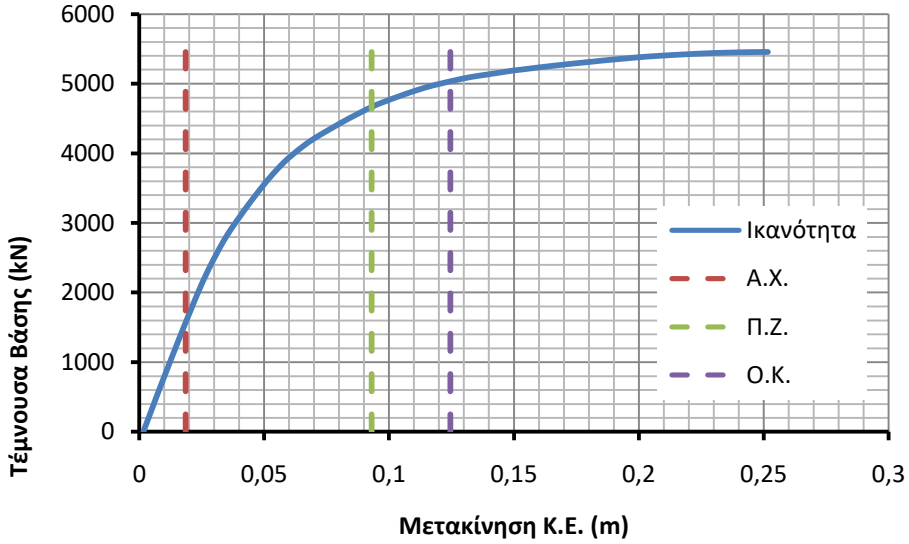
Βήμα	**Μετακίνηση (cm)**	**Τέμνουσα Βάσης (kN)**	**B to IO**		**IO to LS**		**LS to CP**		**CP to C**		**C to D**		**Beyond E**	
			Y	**Δ**	**Y**	**Δ**	**Y**	**Δ**	**Y**	**Δ**	**Y**	**Δ**	**Y**	**Δ**
75	6.413	4064	0	0	0	27	0	9	0	0	0	24	0	0

Από την ανάλυση συμπεραίνουμε ότι ο φορέας επιτυγχάνει τη στοχευόμενη μετακίνηση, εμφανίζοντας αστοχίες μόνο στις δοκούς. Συγκεκριμένα, η πρώτη ψαθυρή αστοχία δοκού εμφανίζεται για μετακίνηση οροφής ίση με 2.6 cm και αφορά τη δοκό Δ2.2 του δευτέρου ορόφου (a_s=1,5). Η πρώτη αστοχία κατακόρυφου στοιχείου εμφανίζεται στη βάση του υποστηλώματος K_1 ισογείου, για μετακίνηση κορυφής ίση με 9.3 cm. Η διατμητική αστοχία των δοκών οφείλεται είτε στη μικρή αντοχή του εγκάρσιου οπλισμού και τη μεγάλη απόσταση μεταξύ συνδετήρων, είτε στη μικρή πλαστιμότητα που εμφανίζουν λόγω μικρού ποσοστού θλιβόμενου οπλισμού στις στηρίξεις. Η επιρροή της στροφής δεν μεταβάλλει την κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων, ούτε και της στάθμης επιτελεστικότητας.

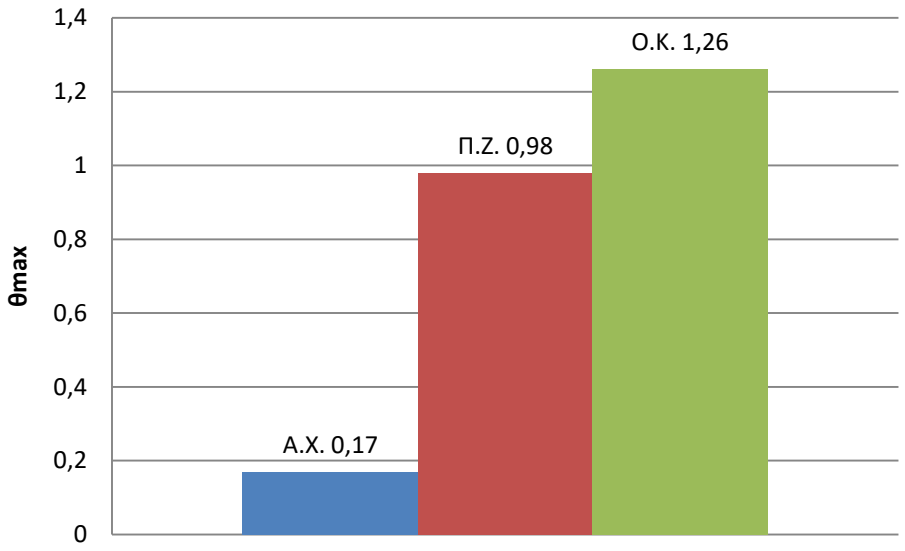
Η στάθμη επιτελεστικότητας «Άμεση Χρήση» πάνω στην καμπύλη ορίζεται ως η μετακίνηση στην οποία καμία πλαστική άρθρωση δεν έχει υπερβεί αυτή τη στάθμη και αντιστοιχεί σε μετακίνηση κορυφής ίση με 1.85cm. Αντίστοιχα, η στάθμη «Οιονεί Κατάρρευση» ορίζεται στη μετακίνηση όπου το 75% των πλαστικών αρθρώσεων του φορέα έχουν εξαντλήσει την πλαστική τους παραμόρφωση και αντιστοιχεί σε δ_{roof}=21cm .Τέλος η στάθμη « Προστασία Ζωής» θα οριστεί στη πρώτη αστοχία κατακόρυφου στοιχείου, ήτοι 9.3 cm. Από την εξίσωση 5.7, μπορούμε να υπόλογίσουμε τη φασματική επιτάχυνση που προκαλεί υπέρβαση της αντίστοιχης στάθμης επιτελεστικότητας του φορέα. Τέλος, παρουσιάζονται οι μέγιστες σχετικές μετατοπίσεις ορόφου που για τον φορέα μας εμφανίζονται στο δεύτερο όροφο.

Πίνακας 5.11: Απαιτούμενη φασματική επιτάχυνση για την υπέρβαση έκαστης στάθμης επιτελεστικότητας

	Άμεση Χρήση	**Προστασία Ζωής**	**Οιονεί Κατάρρευση**
Δ_{roof}	2.6	9.3	12.48
$S_a(g)$	0.12	0.59	0.82



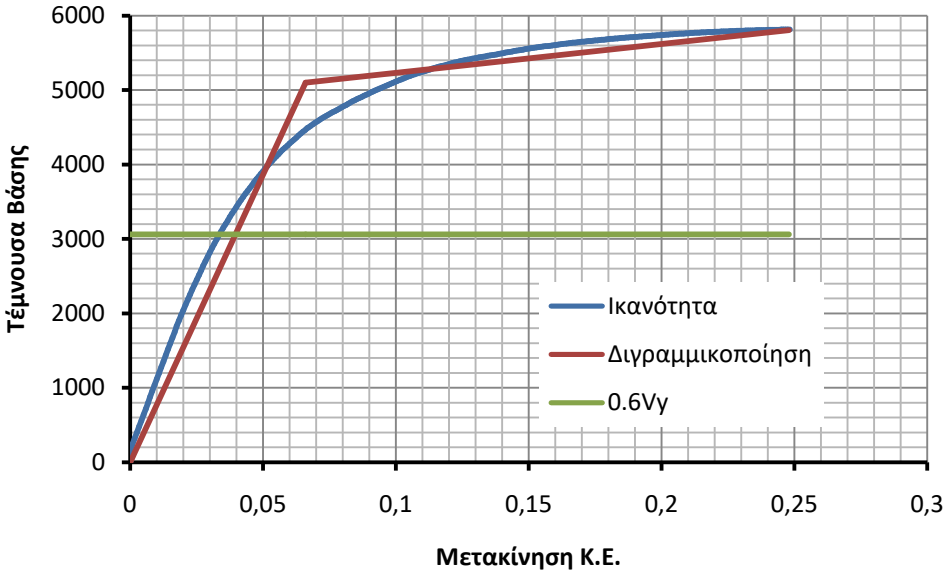
Εικόνα 5.7: Στάθμες επιτελεστικότητας φορέα.



Εικόνα 5.8: Μέγιστη σχετική στροφή Β' ορόφου σε κάθε Σ.Ε.

5.2.3 Ενδοσιμότητα εδάφους

Παρουσιάζεται η καμπύλη ικανότητας για τη διεύθυνση Χ με θεώρηση της αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής. Ο υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης και της δύναμης διαρροής πραγματοποιείται όπως ανωτέρω.



Εικόνα 5.9: Καμπύλη Ικανότητας με θεώρηση αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής.

Πίνακας 5.12: Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης (SSI)

F_y (kN)	K_e (kN/m)	K_i (kN/m)	T_i (sec)	T_e (sec)	C_o	C_1	C_2	C_3	Δ_{target} (cm)
5221	76390	84745.8	0,70	0,74	1,2	1	1,1	1	6.7 cm

Παρατηρούμε ότι η αύξηση της στοχευόμενης μετακίνησης είναι 0.3 cm (4.68%). Η πρώτη αστοχία δοκού σε διάτμηση συμβαίνει σε μετακίνηση 2.5 cm, η πρώτη αστοχία κατακόρυφου στοιχείου για δ_{roof}= 11,7 cm (έναντι 9,3 στην περίπτωση της πακτωμένης στήριξης) και η πρώτη κατάρρευση επέρχεται για δ_{roof}= 23,6 cm. Επιπλέον παρατηρούμε ότι στη στοχευόμενη μετακίνηση η κατανομή των πλαστικών αρθρώσεων παραμένει ουσιαστικά αναλλοίωτη.

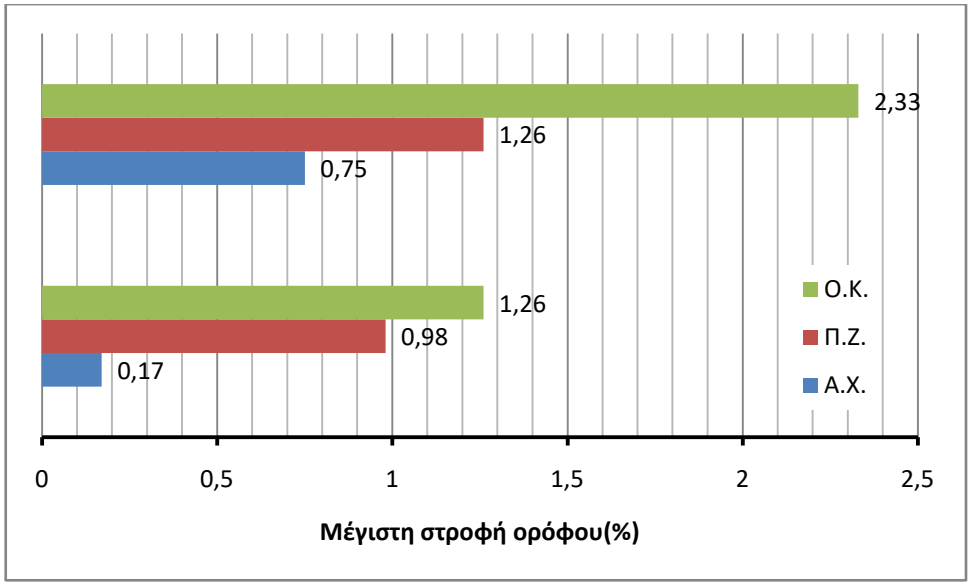
Πίνακας 5.13 Στάθμη επιτελεστικότητας πλαστικών αρθρώσεων στη στοχευόμενη μετακίνηση-Χ για δοκούς (Δ) και υποστυλώματα (Υ).

Βήμα	Μετακίνηση (cm)	Τέμνουσα Βάσης (kN)	B to IO		IO to LS		LS to CP		CP to C		C to D		Beyond E	
			Υ	Δ	Υ	Δ	Υ	Δ	Υ	Δ	Υ	Δ	Υ	Δ
42	6.7	4075	0	0	0	25	0	9	0	0	0	24	0	0

Πίνακας 5.14: Απαιτούμενη φασματική επιτάχυνση για την υπέρβαση έκαστης στάθμης επιτελεστικότητας.

	Άμεση Χρήση	Προστασία Ζωής	Οιονεί Κατάρρευση
Δ_{roof} (cm)	2.6	11.7	23.6
S_a(g)	0.15	0.66	1.21

Τέλος, οι μέγιστες σχετικές μετατοπίσεις του δευτέρου ορόφου εμφανίζονται αυξημένες σε σχέση με την ακλόνητη στήριξη του φορέα.

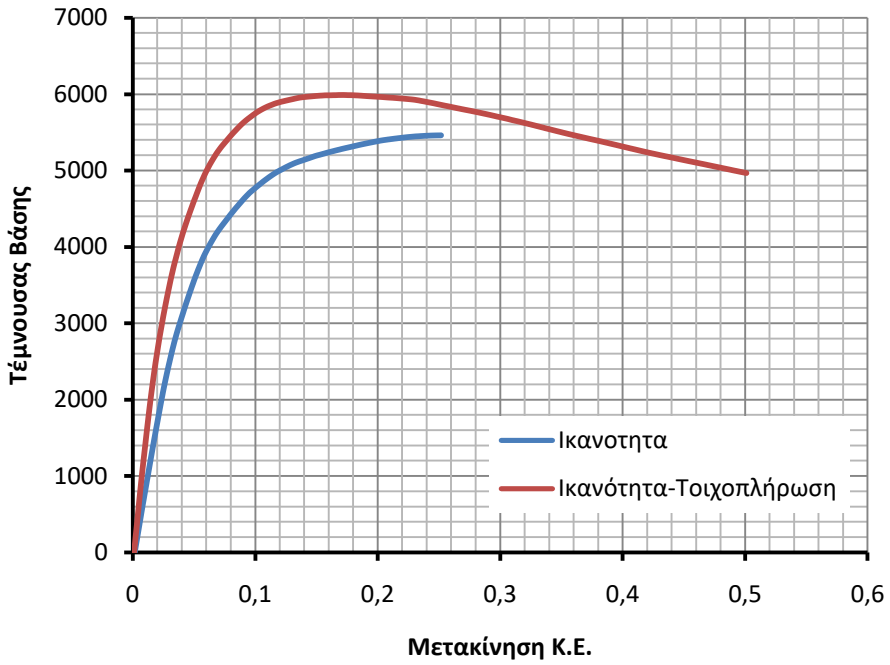


Εικόνα 5.10: Μέγιστες σχετικές μετατοπίσεις δευτέρου ορόφου ΑΕΘ(άνω), πάκτωση (κάτω).

Συμπερασματικά, η θεώρηση της αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής, δεν αυξάνει σημαντικά την απαίτηση σε μετακίνηση του φορέα. Ωστόσο οι απαιτούμενες μετακινήσεις για την υπέρβαση των στάθμεων επιτελεστικότητας «Προστασία Ζωής» και «Οιονεί Κατάρρευση», αυξάνουν κατά 25.8% και 12.38% αντίστοιχα. Οι σχετικές στροφές του δευτέρου ορόφου αυξάνονται κατά 29% και 85%, γεγονός που επιβεβαιώνεται από την αύξηση των σχηματιζόμενων πλαστικών αρθρώσεων στον όροφο και την υπέρβαση της Σ.Ε. «Οιονεί Κατάρρευση» σε 6 διατομές δοκών έναντι μίας στην περίπτωση της πακτωμένης στήριξης.

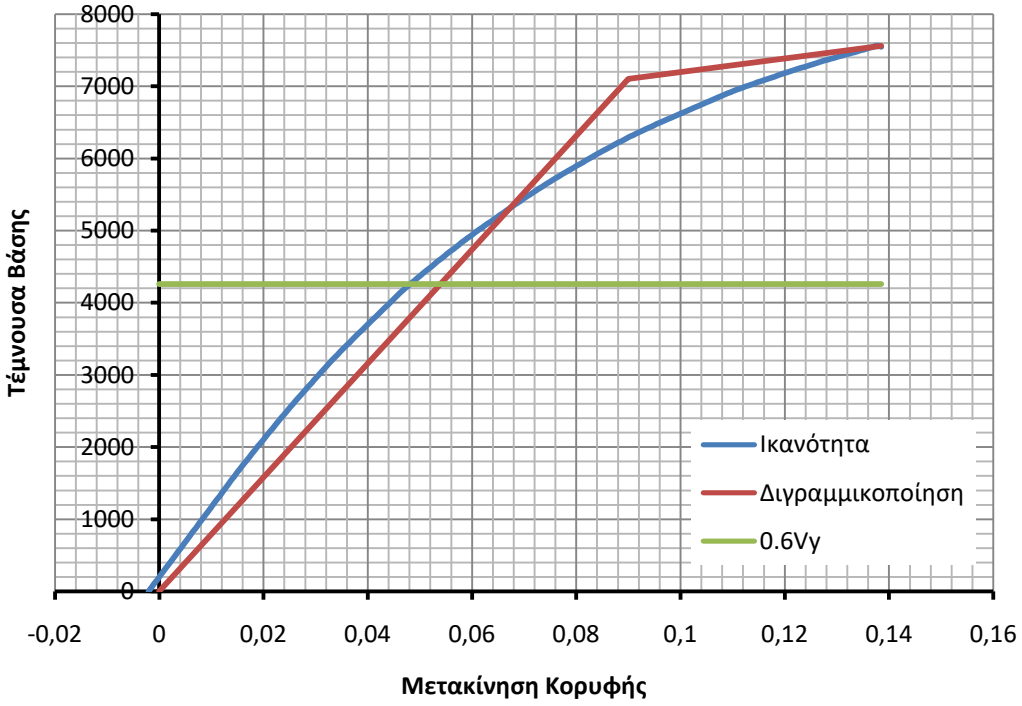
5.2.4 Επιρροή τοιχοπλήρωσης

Διερευνήθηκε η επιρροή της τοιχοπλήρωσης στην ανελαστική απόκριση του φορέα. Παρατηρείται ότι οι τοιχοπληρώσεις αυξάνουν σημαντικά την αντοχή(F_{by}=6541 kN, αύξηση κατά 23%) και τη δυσκαμψία (Ki=145.000 kN/m, αύξηση 36%) του κτιρίου, ωστόσο αστοχούν για σχετικά μικρές μετακινήσεις. Στη στοχευόμενη μετακίνηση των 6.4cm, οι βλάβες του φορέα συγκεντρώνονται στις δοκούς του δευτέρου και τρίτου ορόφου. Η ψαθυρή αστοχία των δοκών δεν επιτρέπει τη διαφοροποίηση της θέσης σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης.



Εικόνα 5.11: Καμπύλη Ικανότητας με θεώρηση τοιχοπληρώσεων.

5.2.5 Αποτελέσματα Ανάλυσης διεύθυνση Y



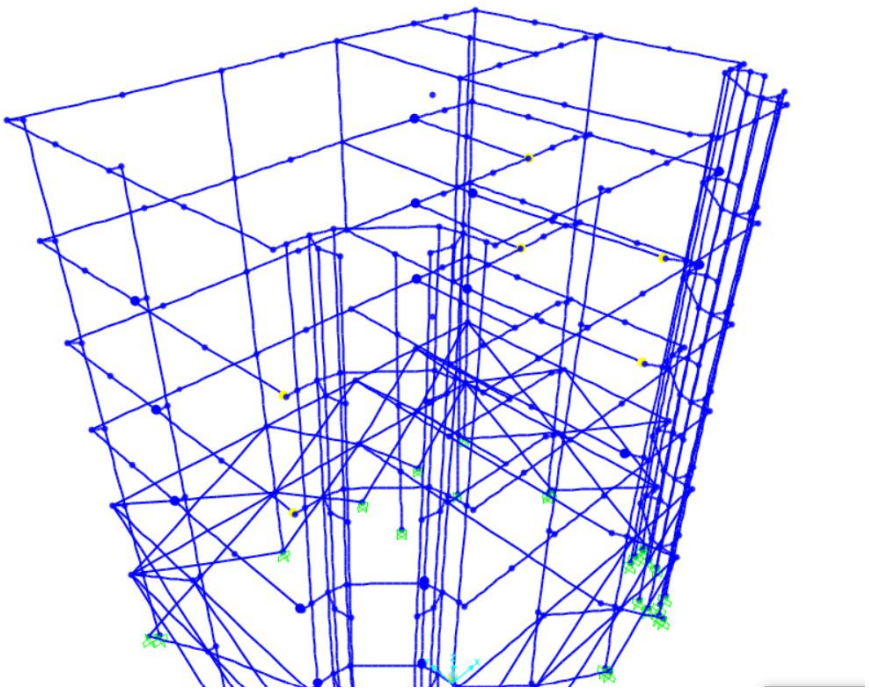
Εικόνα 5.12: Καμπύλη Ικανότητας διεύθυνση Y.

Με τη διαδικασία που περιγράφεται στην υποενότητα 5.2.2 υπολογίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση της κατασκευής.

Πίνακας 5.15: Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης διεύθυνση Y

F_y (kN)	K_e (kN/m)	K_i (kN/m)	T_i (sec)	T_e (sec)	C_o	C_1	C_2	C_3	Δ_{target} (cm)
7100	88750	118333	0.56	0.64	1,2	1	1,1	1	5.8 cm

Παρατηρείται ότι για τη μετακίνηση του Κ.Ε. κατά 5.8cm τα περισσότερα στοιχεία βρίσκονται στη στάθμη «Προστασία ζωής» και μόνο οι δοκοί Δ_4 και Δ_6 του δεύτερου και τρίτου ορόφου έχουν αστοχήσει. Ωστόσο τα αποτελέσματα αυτά είναι επίπλαστα καθώς απαιτείται η μεγέθυνση των παραμορφωσιακών μεγεθών λόγω στροφής. Σε αντιστοιχία με τα ανωτέρω, πραγματοποιείται ελαστική ανάλυση στη διεύθυνση Y και υπολογίζεται η μετακίνηση του Κ.Μ. Στον πίνακα 5.13 συγκεντρώνονται οι μεγεθυντικοί συντελεστές λόγω στροφής.



Εικόνα 5.13: Πλαστικές αρθρώσεις κατά τη στοχευόμενη μετακίνηση.

Πίνακας 5.16: Μεγεθυντικοί συντελεστές μετακινήσεων λόγω στροφής

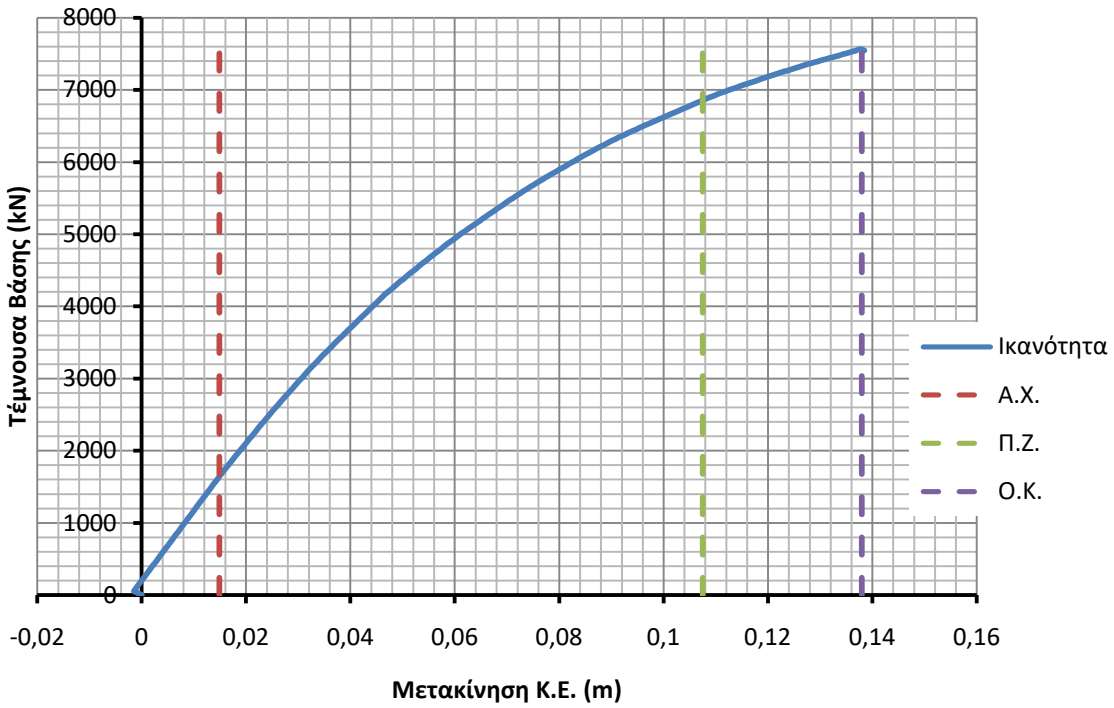
Τετμημένη X (m)	**Μετακίνηση-ελαστική ανάλυση**	$\Delta_{j2,norm}$	**Μετακίνηση-ανελαστική ανάλυση**	$\Delta_{j1,norm}$	C_{tj}
-2.65	0,0047	1,74	0,058	1,41	1,23
7.14	0,0025	0,93	0,037	0,90	1,05
10.30	0,0023	0,85	0,0295	0,72	1,18
13.17	0,0023	0,85	0,0229	0,56	1,52

Σε αυτή την περίπτωση αύξηση των παραμορφωσιακών μεγεθών συνεπάγεται σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς $\Delta_{4.1}$ και $\Delta_{4.2}$ (τετμημένη -2.65m) και στις Δ_6 των υπόλοιπων ορόφων. Η στροφή σε αυτές τις αρθρώσεις δεν προκαλεί υπέρβαση της στάθμης «Προστασία Ζωής», ενώ κανένα κατακόρυφο στοιχείο δεν αστοχεί.

Πίνακας 5.17 Στάθμη επιτελεστικότητας πλαστικών αρθρώσεων στη στοχευόμενη μετακίνηση-Y για δοκούς (Δ) και υποστυλώματα (Y).

Βήμα	**Μετακίνηση (cm)**	**Τέμνουσα Βάσης (kN)**	**B to IO**		**IO to LS**		**LS to CP**		**CP to C**		**C to D**		**Beyond E**	
			Y	**Δ**	**Y**	**Δ**	**Y**	**Δ**	**Y**	**Δ**	**Y**	**Δ**	**Y**	**Δ**
105	5.811	4579	0	0	0	26	0	2	0	0	0	8	0	0

Κατ' αντιστοιχία με τη διεύθυνση X ο φορέας μας επιτυγχάνει την απαίτηση σε μετακίνηση με την αστοχία δοκών. Η πρώτη δοκός αστοχεί σε μετακίνηση 4.3 cm και το πρώτο κατακόρυφο στοιχείο σε μετακίνηση 10.75 cm. Η μέθοδος δεν μπορεί να συγκλίνει πέραν της μετακίνησης των 13.8 cm όπου εμφανίζεται τοπικός μηχανισμός αστοχίας στον κόμβο του υποστηλώματος K_9 και της δοκού $\Delta_{4.2}$ του δευτέρου ορόφου. Ωστόσο λόγω της μικρής στοχευόμενης μετακίνησης θεωρείται ικανοποιητική η υπάρχουσα καμπύλη για να βγάλουμε συμπεράσματα για το κτίριο.Ο ορισμός των στάθμεων επιτελεστικότητας παρουσιάζεται κατωτέρω.



Εικόνα 5.13: Στάθμες επιτελεστικότητας επι της καμπύλης.

Για τον υπολογισμό της φασματικής επιτάχυνσης που απαιτείται για την υπέρβαση έκαστης Σ.Ε. απαιτείται ο υπολογισμός του συντελεστή Γ, όπως ορίζεται στον ακόλουθο πίνακα

Πίνακας 5.18: Υπολογισμός Γ διεύθυνση Y

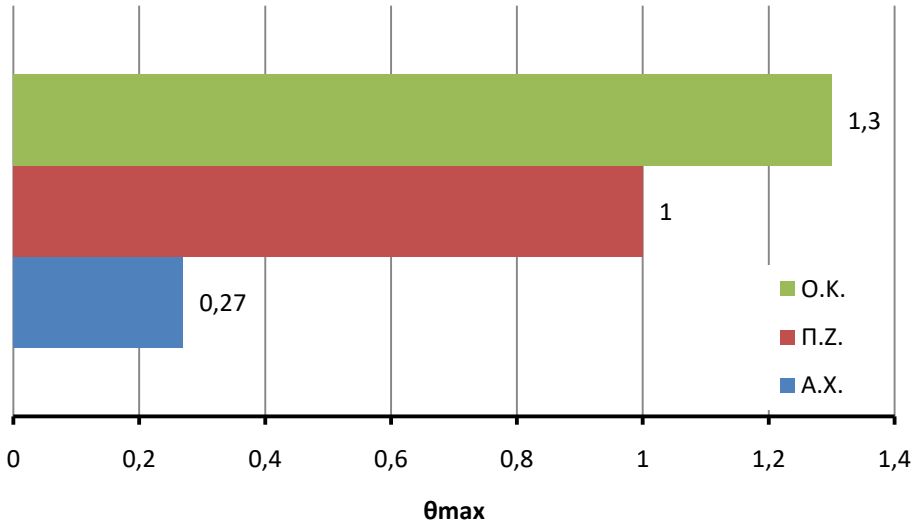
Μάζα (tn)	φ_i	$m_i\varphi_i$	$m_i\varphi_i^2$	**Γ**
254,79	1	254,79	254,79	1,34
321,07	0,79	253,6453	200,3798	
318,09	0,51	162,2259	82,73521	
330,27	0,22	72,6594	15,98507	

Με χρήση της σχέσης 4.24 είναι δυνατός ο προσδιορισμός της φασματικής επιτάχυνσης που προκαλεί υπέρβαση της κάθε Σ.Ε.

Πίνακας 5.19: Απαιτούμενη φασματική επιτάχυνση για την υπέρβαση έκαστης στάθμης επιτελεστικότητας.

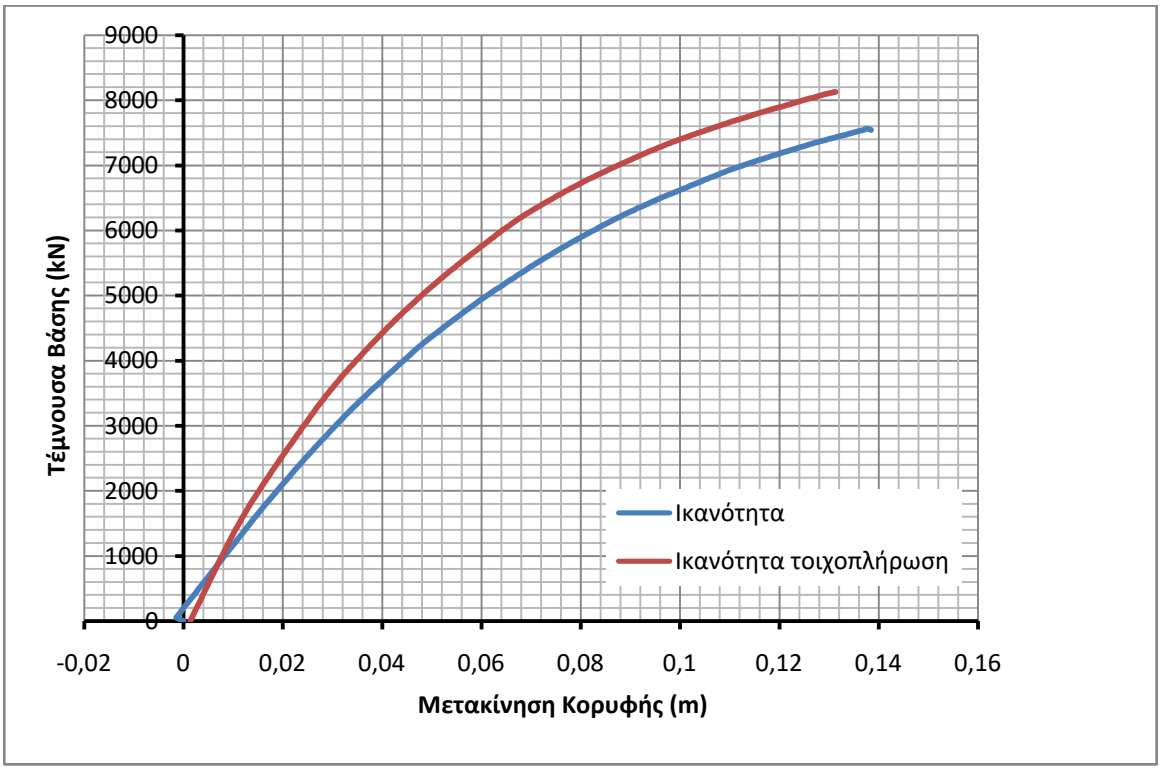
	Άμεση Χρήση	**Προστασία Ζωής**	**Οιονεί Κατάρρευση**
Δ_{roof} (cm)	1.83	10.75	13.8
S_a(g)	0.13	1.03	1.32

Τέλος, παρατίθενται οι μέγιστες σχετικές μετατοπίσεις για τον δεύτερο όροφο και για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας.



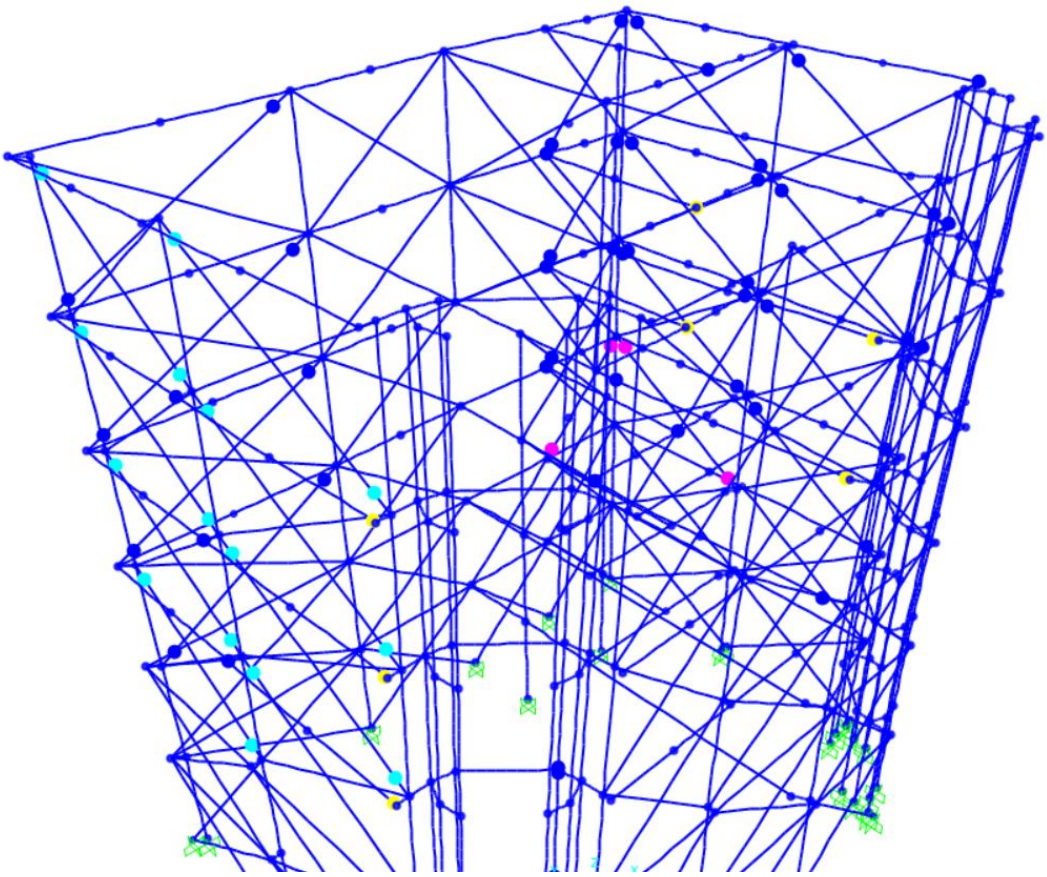
Εικόνα 5.14: Μέγιστη στροφή Β' ορόφου.

5.2.6 Επιρροή των τοιχοπληρώσεων διεύθυνση Y



Εικόνα 5.15: Μέγιστη στροφή Β' ορόφου.

Απο την καμπύλη ικανότητας του φορέα με τοιχοπληρώσεις, παρατηρούμε αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής του φορέα, σε μικρότερο όμως βαθμό σε σχέση με τη διεύθυνση Χ. Οι τοιχοπληρώσεις πλησιάζουν την αστοχία τους κατά τη στοχευόμενη μετακίνηση, ενώ οι βλάβες στις δοκούς του φορέα δεν αλλάζουν. Η πρώτη διαρροή στοιχείου πραγματοποιείται για μετακίνηση κορυφής 2,95 cm σε σχέση με τα 1,83 cm στον αρχικό φορέα. Η πρώτη αστοχία κατακόρυφου στοιχείου προκύπτει για μετακίνηση 11,56 cm έναντι 10,9 του αρχικού φορέα. Τέλος η αστοχία με την μορφή τοπικής αστοχίας κόμβου επέρχεται για μετακίνηση περίπου 12,3 cm, 1.5 cm μικρότερη από την αρχική. Η μέγιστη σχετική στροφή στο δεύτερο όροφο υπολογίζεται ίση με 1.18% μεγαλύτερη δηλαδή από αυτή του αρχικου φορέα. Το γεγονός αυτό οφείλεται στην παρουσία των τοιχοπληρώσεων η οποία προκαλεί μια πιο ομοιόμορφη κατανομή μετατοπίσεων καθ'ύψος του φορέα.



Εικόνα 5.16: Κατανομή βλαβών στη στοχευόμενη μετακίνηση-επιρροή τοιχοπληρώσεων.

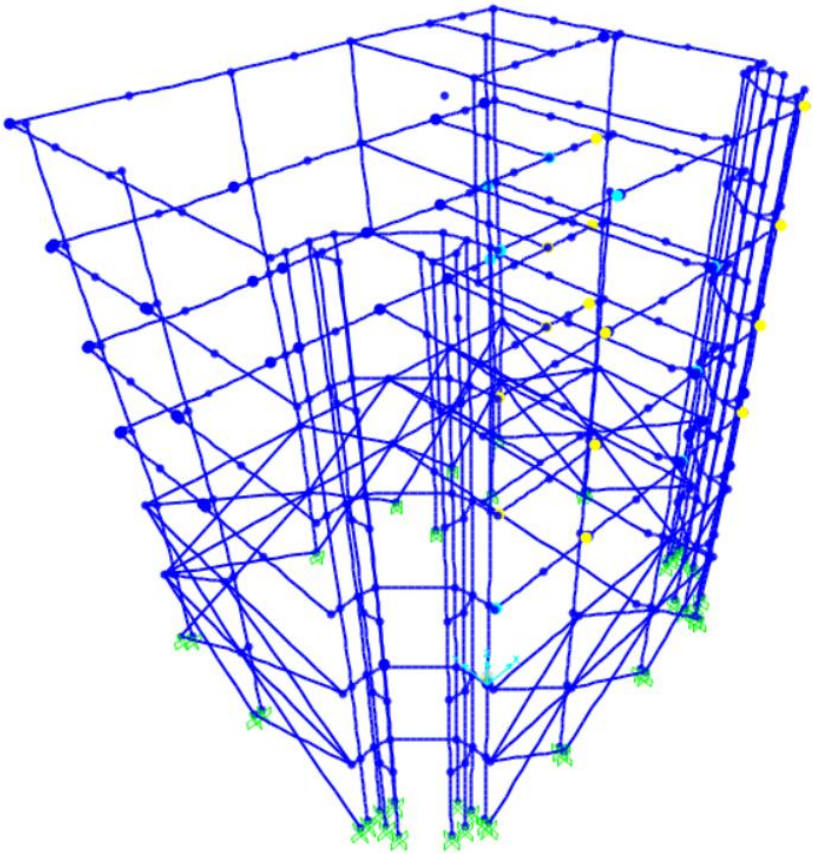
5.3 Μη γραμμική δυναμική ανάλυση

Ο φορέας υποβλήθηκε σε δέκα ζεύγη επιταχυνσιογραφημάτων, κατάλληλα μεγεθυμένων ώστε το ελαστικό τους φάσμα απόκρισης να ταυτίζεται στην περιοχή ενδιαφέροντος με αυτό του Ευροκώδικα. Σε πρώτο στάδιο συγκρίνεται η μέγιστη ανταπτυσσόμενη μετακίνηση των κόμβων του ανώτατου ορόφου, όπως προκύπτουν ως ο μέσος όρος των καταγραφών. Η μετακίνηση αυτή προκύπτει 4.05 cm, είναι μικρότερη από τη στοχευόμενη μετακίνηση και στις δύο διευθήνσεις του φορέα, επομένως αναμένεται μικρότερο επίπεδο βλαβών σε σχέση με αυτές.

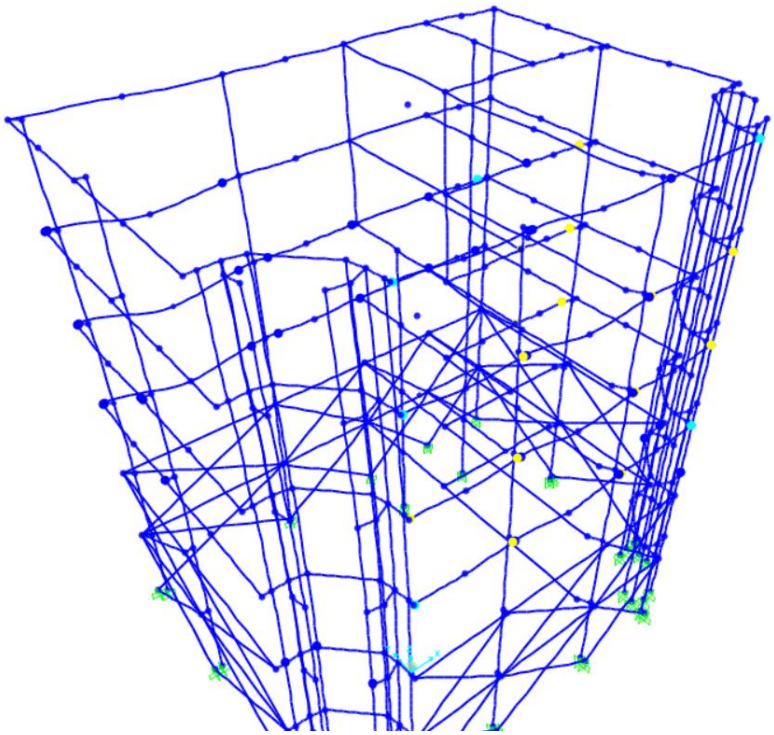
Παρατηρείται πως οι βλάβες εμφανίζονται στις δοκούς του φορέα. Πιο συγκεκριμένα, οι δοκοί $\Delta_{1.6}$, $\Delta_{2.1}$, $\Delta_{2.2}$, $\Delta_{3.1}$, $\Delta_{3.2}$, $\Delta_{3.3}$ αστοχούν λόγω μικρό ποσοστού συνδετήρων ή/και θλιβόμενου οπλισμού. Σε ορισμένες από τις υπόλοιπες δοκούς σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις οι οποίες όμως δεν υπερβαίνουν τη στάθμη «Προστασία Ζωής». Οι περισσότερες βλάβες εμφανίζονται συγκεντρωμένες στις δοκούς του δευτέρου ορόφου, ενώ οι αντίστοιχες δοκοί στον ανώτατο όροφο, δεν αστοχούν. Στον πίνακα 5.20 παρουσιάζεται ο μέσος όρος, του αριθμού των πλαστικών αρθρώσεων από τις καταγραφές και οι αντίστοιχοι δείκτες ανεπάρκειας.

Πίνακας 5.20 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων από δυναμική ανελαστική ανάλυση.

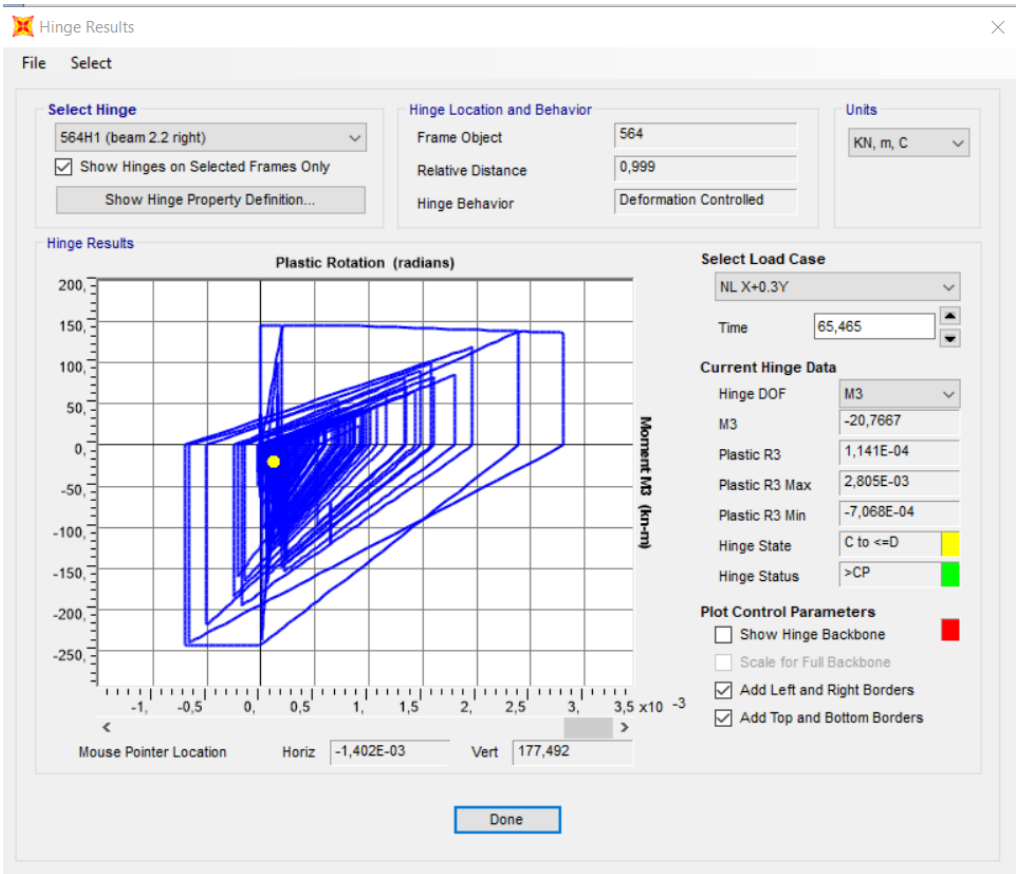
Seismic Event	**Μετακίνηση κορυφής (cm)**	**B to IO**		**IO to LS**		**LS to CP**		**CP to C**		**C to D**		**Beyond E**	
		Y	**Δ**	**Y**	**Δ**	**Y**	**Δ**	**Y**	**Δ**	**Y**	**Δ**	**Y**	**Δ**
Average	**4.05**				**23**		**13**				**16**		
Αιγαίο	3,6				20		8				14		
Γρίβα	3,4				23		11				16		
Ηράκλειο	3,5				24		11				16		
Ιτέα	4,9				26		14				18		
Κεφαλονιά	4,23				21		11				17		
Κυλλήνη	3,9				22		14				11		
Κοζάνη	4,13				24		14				16		
Πάτρα	3,9				22		13				15		
Πρέβεζα	3,5				23		15				17		
Στροφάδες	3,6				24		15				16		



Εικόνα 5.17: Κατανομή βλαβών στο φορέα- Διέγερση Ηρακλείου.

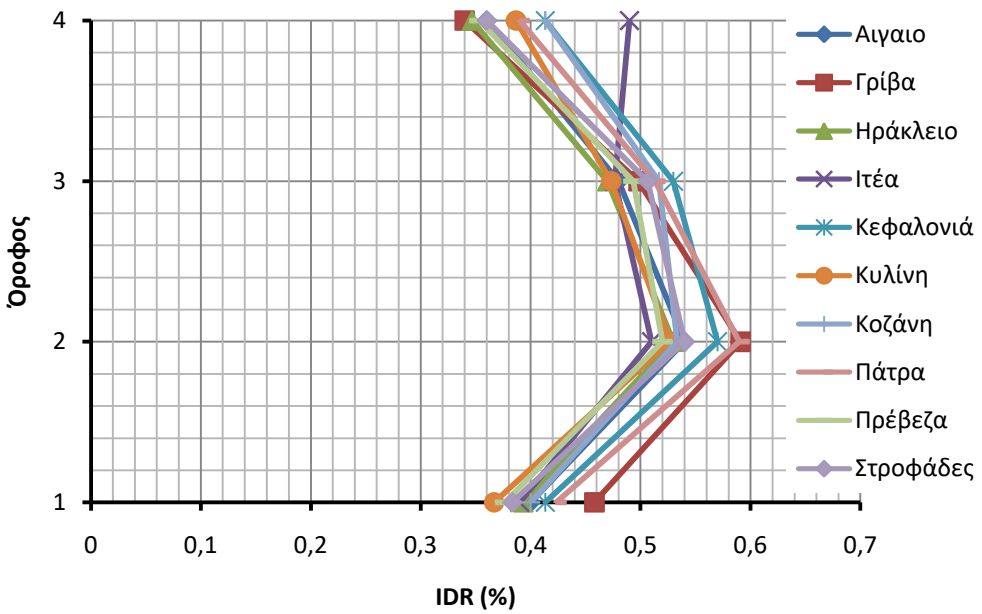


Εικόνα 5.18: Κατανομή βλαβών στο φορέα- Διέγερση Πρέβεζας.



Εικόνα 5.19: Βρόγχος υστέρησης για τη δοκο Δ2.2 δευτέρου ορόφου με το μεγαλύτερο λόγο ανεπάρκειας.

Ενδιαφέρον παρουσιάζει η μέγιστη τιμή της σχετικής μετατόπισης ορόφων ανά καταγραφή.



Εικόνα 5.20: Μέγιστη τιμή σχετικής μετατόπισης ορόφων.

Παρατηρούμε ότι, οι μεγαλύτερες τιμές σχετικής μετακίνησης ορόφου εμφανίζονται στο δεύτερο όροφο. Η παρατήρηση αυτή συνάδει με τα μέχρι τώρα αποτελέσματα των αναλύσεων, καθώς ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων και η αστοχία των δοκών ξεκινά από αυτόν τον όροφο. Εν γένει, οι αναπτυσσόμενες τιμές είναι σχετικά μικρές, ως εκ τούτου δεν εμφανίζονται αστοχίες σε στοιχεία που διαθέτουν ικανοποιητική πλαστιμότητα. Επιπλέον, όπως προέκυψε από την ανελαστική στατική ανάλυση υπέρβαση της στάθμης «Προστασίας Ζωής» απαιτεί σχετική στροφή μεγαλύτερη από 0.98% (διεύθυνση Χ) και 1%(διεύθυνση Υ). Για καμία καταγραφή δεν γίνεται υπέρβαση.

5.4 Σύγκριση αποτελεσμάτων μη-γραμμικών αναλύσεων

Έχοντας ολοκληρώσει την αποτίμηση του φορέα, μπορούμε να συγκρίνουμε τα αποτελέσματα της μη γραμμικής στατικής και δυναμική ανάλυσης. Αρχικά, ένα μέτρο των αναμενόμενων βλαβών είναι η μέγιστη μετατόπιση οροφής. Η μέγιστη μετατόπιση από τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσης προκύπτει 4.05 cm, ενώ για τις στατικές αναλύσεις, η απαίτηση, όπως εκφράζεται από την στοχευόμενη μετακίνηση για κάθε διεύθυνση, προκύπτει 6.4 cm κατά X και 5.8 κατά Y. Και στις δύο περιπτώσεις αναμένουμε μεγαλύτερη σχετική στροφή ορόφων και δείκτες ανεπάρκειας στην ανελαστική στατική ανάλυση. Εν συνεχεία, γίνεται σύγκριση του αριθμού των πλαστικών αρθρώσεων που βρίσκονται σε κάθε επίπεδο βλάβης (Damage State).

Πίνακας 5.21 Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων από δυναμική ανελαστική ανάλυση.

Είδος Ανάλυσης	Μετακίνηση κορυφής (cm)	B to IO		IO to LS		LS to CP		CP to C		C to D		Beyond E	
		Y	Δ	Y	Δ	Y	Δ	Y	Δ	Y	Δ	Y	Δ
Μη γραμμική δυναμική	4.05				23		13				16		
Μη γραμμική στατική-X	6.4				27		9				24		
Μη γραμμική στατική-Y	5.8				26		2				8		

Πίνακας 5.22 Μέγιστοι δείκτες ανεπάρκειας από μη γραμμικές αναλύσεις

Στοιχείο	Μέγιστος Δείκτης Ανεπάρκειας NLD	Δείκτης Ανεπάρκειας NLS-X	Σύγκριση	Δείκτης Ανεπάρκειας NLS-Y	Σύγκριση
$\Delta_{1.6\ \alpha\rho.}$	2,14	6,12	2,86		
$\Delta_{2.2\ \alpha\rho.}$	3,24	4,89	1.51	2,64	0.82
$\Delta_{2.2\ \delta\varepsilon\xi.}$	6,24	13,25	2.12		
$\Delta_{3.1\ \alpha\rho.}$	1,92	4,3	2.24		
$\Delta_{3.1\ \delta\varepsilon\xi.}$	3,46	7,61	2.2		
$\Delta_{3.3\ \alpha\rho}$	5,22	5,35	1.02		
$\Delta_{3.3\ \delta\varepsilon\xi}$	2,55	6,23	2.44		
$\Delta_{5.3\ \alpha\rho}$				5,64	
$\Delta_{4.2\ \alpha\rho}$				2,82	

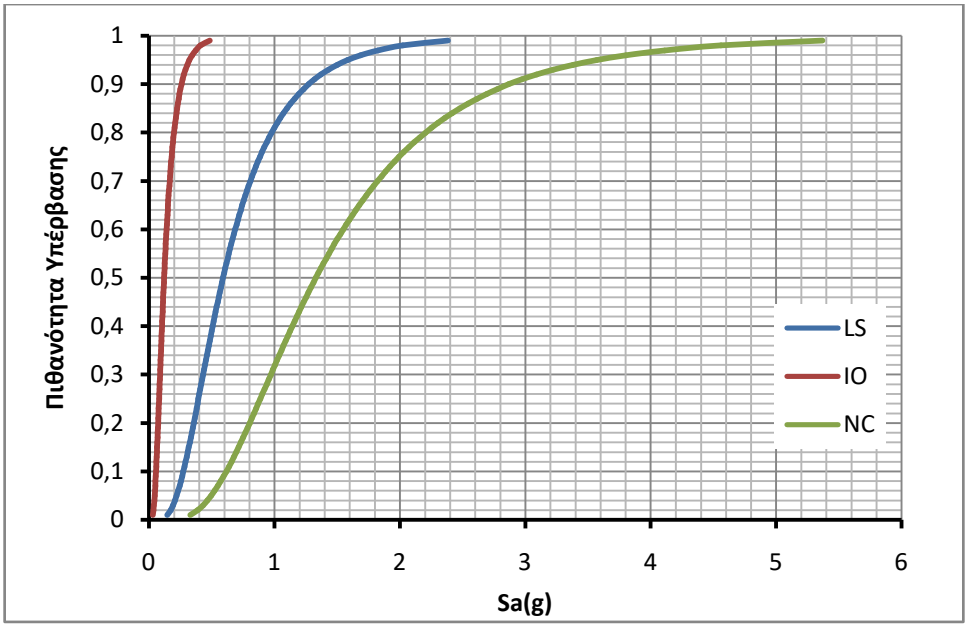
Από τους ανωτέρω πίνακες συμπεραίνουμε ότι, στην ανελαστική στατική ανάλυση εμφανίζεται μεγαλύτερο επίπεδο βλαβών σε σχέση με τη δυναμική. Ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων που έχουν υπερβεί τη στάθμη «Προστασία Ζωής» είναι όμοιος και στις δύο αναλύσεις, ενώ ο αριθμός των στοιχείων που έχουν αστοχήσει είναι διπλάσιος στην περίπτωση της στατικής ανάλυσης. Οι μεγάλες τιμές των δεικτών ανεπάρκειας οφείλονται στη ψαθυρή αστοχία των δοκών. Τέλος, και οι δύο αναλύσεις παρουσιάζουν όμοια κατανομή σχετικών στροφών ορόφων καθ' ύψος με το δεύτερο όροφο να εμφανίζει τη μέγιστη τιμή. Από την ανελαστική στατική ανάλυση λαμβάνουμε μέγιστη στροφή ορόφου ίση με 1% ενώ από τη δυναμική ανάλυση 0.54%. Συνοψίζοντας, η μη γραμμική δυναμική ανάλυση, παρέχει μια αναλυτική εικόνα των αναμενόμενων βλαβών, ωστόσο, προς την πλευρά της ασφάλειας, κρίνεται σκόπιμη η διαστασιολόγηση των επεμβάσεων με τα αποτελέσματα της στατικής ανελαστικής ανάλυσης.

5.5 Ανάλυση τρωτότητας

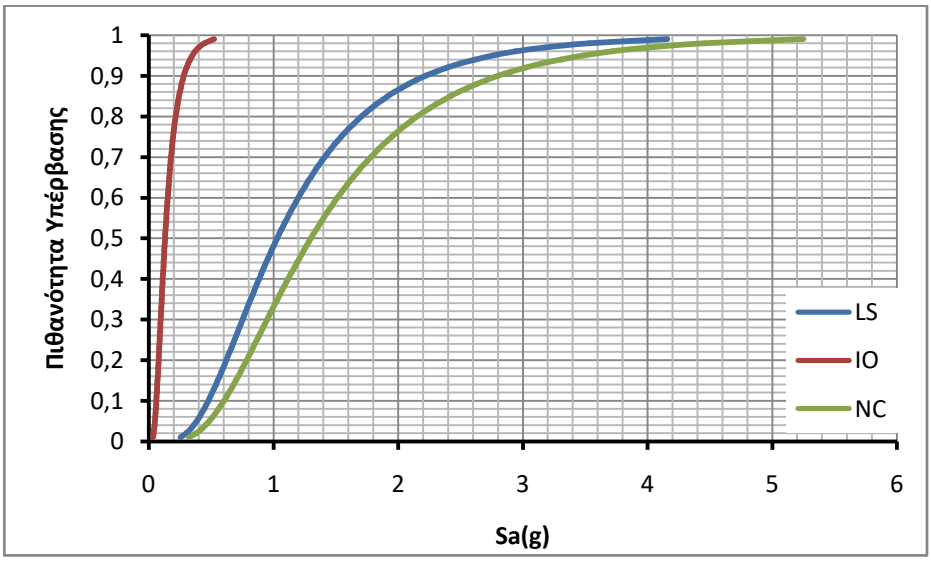
Όπως παρουσιάστηκε στην υποενότητα 4.5, οι καμπύλες τρωτότητας της κατασκευής παρέχουν την πιθανότητα υπέρβασης μιας στάθμης επιτελεστικότητας για ένα συγκεκριμένο μέτρο έντασης. Ως μέτρο έντασης εκλέγεται η φασματική επιτάχυνση της θεμελιώδους ιδιομορφής ανα διεύθυνση. Η διασπορά υπολογίζεται σύμφωνα με τις συστάσεις της FEMA P-58 ως [18]

$$\beta = \sqrt{\beta_{\alpha\Delta}^2 + \beta_m^2} \tag{5.8}$$

Όπου $\beta_{\alpha\Delta}$ η διασπορά λόγω αβεβαιότητας της σεισμικής φόρτισης ίση με 0.4, β_M η διασπορά λόγω αβεβαιότητας στο προσομοίωμα η οποία συνιστάται ίση με 0.35. Υιοθετείται έτσι σταθερή διασπορά για όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας ίση με 0,55. Παρουσιάζονται οι καμπύλες τρωτότητας για την κατασκευή πριν από την ενίσχυσή της.



Εικόνα 5.21: Καμπύλες τρωτότητας διεύθυνση Χ.



Εικόνα 5.22: Καμπύλες τρωτότητας διεύθυνση Υ.

Μολονότι οι καμπύλες τρωτότητας παρέχουν την πιθανότητα υπέρβασης μιας στάθμης για μια συγκεκριμένη φασματική επιτάχυνση, χρήσιμο δεδομένο για το μηχανικό θα αποτελούσε η συχνότητα υπέρβασης της στάθμης κατά το αναμενόμενο χρόνο ζωής του έργου. Η συχνότητα αυτή υπολογίζεται με ολοκλήρωση της καμπύλης τρωτότητας με την κλιση της καμπύλης σεισμικής επικινδυνότητας από τη σχέση 4.22. Η αντίστοιχη πιθανότητα υπέρβασης της Σ.Ε. σε χρονικό διάστημα t=50 ετών υπολογίζεται

$$P = 1 - e^{-\lambda t} \quad (5.8)$$

Οι αντίστοιχες πιθανότητες υπέρβασης της κάθε στάθμης είναι

Πίνακας 5.23: Πιθανότητα υπέρβασης έκαστης στάθμης επιτελεστικότητας σε 50 χρόνια.

	Άμεση Χρήση		**Προστασία Ζωής**		**Οιονεί κατάρρευση**	
	MAF	*PoE(%)*	*MAF*	*PoE(%)*	*MAF*	*PoE(%)*
Διεύθυνση X	0,0074	31	0,00035	1,75	3,32E-5	0,166
Διεύθυνση Y	0,0065	27,8	8,15E-5	0,407	3,57E-5	0,177

Τέλος, θα υπολογιστεί το πιθανό ετήσιο κόστος (Expected Annual Loss), που δείχνει κατά μέσο όρο το ετήσιο κόστος επισκευής του κτιρίου. Το κόστος προκύπτει ως το άθροισμα του κόστους των δομικών και μη στοιχείων. Το επίπεδο των βλαβών στα μη δομικά στοιχεία καθορίζεται από την αναπτυσσόμενη στροφή τους (drift-sensitive) [17].

Για βλάβες στα δομικά στοιχεία του κτιρίου οι απώλειες υπολογίζονται ως

$$CS_{ds,i} = BRC_i * \sum PMBTSTR_{ds,i} * RCS_{ds,i} \quad (5.8)$$

Όπου BRC το κόστος αντικατάστασης του κτιρίου, $PMBTSTR$ η πιθανότητα να βρίσκεται το κτίριο σε μια συγκεκριμένη κατάσταση βλάβης (Damage State) και RCS το ποσοστό του κόστους αντικατάστασης για μια συγκεκριμένη κατάσταση βλάβης. Το κτίριο στεγάζει ιδιωτικό κολέγιο. Από τους κάτωθι πίνακες λαμβάνουμε το κόστος αντικατάστασης, ως ποσοστό του κόστους κατασκευής για χρήση εκπαιδευτικού ιδρύματος.

Πίνακας 5.24 : Κόστος επισκευής ως ποσοστό του κόστους αντικατάστασης του κτιρίου (Hazus Technical Manual)

Element Type	**IO**	**LS**	**NC**
Structural	0.2	1.1	5.5
Non Structural	1.2	6.0	30.0

Η εκτίμηση του κόστους γίνεται για τον σεισμό με 10% πιθανότητα εμφάνισης στα 50 χρόνια, ήτοι φασματικής επιτάχυνσης $S_a(T_1)$=0,16g*1,15*2,5* (T_c/T)=0,4g για τη διεύθυνση X και 0,46g για τη διεύθυνση Y. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης για κάθε διεύθυνση παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα. Υποτίθεται ότι το συνολικό

κόστος για την αντικατάσταση του κτιρίου υπολογίζεται ως 1200€/μ^2 *6(αριθμος ορόφων)*193 μ^2/όροφο.

Πίνακας 5.25 : Υπολογισμός κόστους επισκευής κτιρίου κατά HAZUS.

Διεύθυνση X					
	IO	**LS**	**NC**		
Πιθανότητα μη υπέρβασης στάθμης επιτελεστικότητας (%)	0,022	0,719	0,142		
Structural Repair Cost	0,002	0,011	0,055		
Probability*Repair Cost	0,000048	0,0079	0,00785	**Sum=**	0,0158
Non Structural Repair Cost	0,012	0,06	0,3		
Probability*Repair Cost	0,000269	0,043	0,04284	**Sum=**	0,0865
Total Cost			*298,65 €/μ^2*		
Διεύθυνση Y					
	IO	**LS**	**NC**		
Πιθανότητα μη υπέρβασης στάθμης επιτελεστικότητας (%)	0,03	0,9125	0,034		
Structural Repair Cost	0,002	0,011	0,055		
Probability*Repair Cost	0,000061	0,01	0,00188	**Sum=**	0,0119
Non Structural Repair Cost	0,012	0,06	0,3		
Probability*Repair Cost	0,000366	0,054	0,0102	**Sum=**	0,065
Total Cost			*226,16 €/μ^2*		

5.6 Συμπεράσματα αποτίμησης

Έχοντας ολοκληρώσει τις αναλύσεις μπορούμε να εξάγουμε τα εξής συμπεράσματα για τον φορέα μας:

- Οι μέγιστες σχετικές μετατοπίσεις ορόφων, που αποτελούν ικανοποιητικό δείκτη για τη συμπεριφορά των δομικών στοιχείων, λαμβάνουν τιμές μικρότερες του 0.6%. Η αποτίμηση πραγματοποιείται για στάθμη Β1. Υπέρβαση της στάθμης «Προστασία Ζωής» όπως προέκυψε από την ανελαστική στατική ανάλυση απαιτεί σχετική στροφή ορόφων τουλάχιστον 1%.
- Οι βλάβες του φορέα συγκεντρώνονται κυρίως στο δεύτερο όροφο
- Η στρεπτική ευαισθησία του κτιρίου προκαλεί επαύξηση των μετακινήσεων. Ωστόσο η επαύξηση αυτή δεν προκαλεί πρόσθετες βλάβες.
- Η αστοχία των δομικών στοιχείων περιορίζεται στις δοκούς. Οι δοκοί αστοχούν είτε λόγω του μικρού ποσοστού εγκάρσιου οπλισμού, είτε λόγω της μικρής πλαστιμότητας λόγω μικρού ποσοστού θλιβόμενου οπλισμού στις κρίσιμες περιοχές.

Οι επεμβάσεις στο φορέα θα έχουν ως στόχο αφενός να εξασφαλίσουν την πλάστιμη αστοχία των δοκών, αφετέρου να άρουν την στρεπτικη ευαισθησία του κτιρίου.

6 Ενίσχυση του φορέα

6.1 Γενικά

Το σύνολο των προτεινόμενων επεμβάσεων έχουν ως στόχο την άρση των ανεπαρκειών που επέδειξε ο φορέας κατά την αποτίμηση και συνοψίζονται στην υποενότητα 5.4. Πιο συγκεκριμένα, η αύξηση της διατμητικής αντοχής των δοκών θα πραγματοποιηθεί με δύο τρόπους, ήτοι με ΙΟΠ και ΙΑΜ και θα γίνει σύγκριση της αποδοτικότητας της κάθε ενίσχυσης. Διερευνάται η επιρροή δύο παραμέτρων, του ονομαστικού πάχους t_j της στρώσης και του μέτρου ελαστικότητας Ε. Χρησιμοποιούνται ίνες άνθρακα και η αντοχή του υλικού είναι 1420 MPa. Οι στρώσεις του υλικού ενίσχυσης καλύπτουν την κρίσιμη περιοχή των δοκών, μήκους περίπου όσο το ύψος της διατομής. Για την αύξηση της πλαστιμότητας των δοκών με μικρό ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού στις κρίσιμες περιοχές, θα τοποθετηθεί διαμήκης οπλισμός από ανοξείδωτο χάλυβα σε επιφανειακές εγκοπές. Ο χάλυβας είναι κατηγορίας ΙΝΕ 650 και θα αγκυρώνεται στην περιοχή του κόμβου κατά 300 mm. Ο οπλισμός τοποθετείται σε οπή ύψους 2D mm, με τη διαθέσιμη επικάλυψη να είναι 30 mm. Τέλος για την άρση της στρεπτικής ευαισθησίας του κτιρίου θα εμφατνώσουμε μεταλλικούς διαγώνιους συνδέσμους στην αριστερή πλευρά του κτιρίου μεταξύ των υποστηλωμάτων K_1 και K_7.

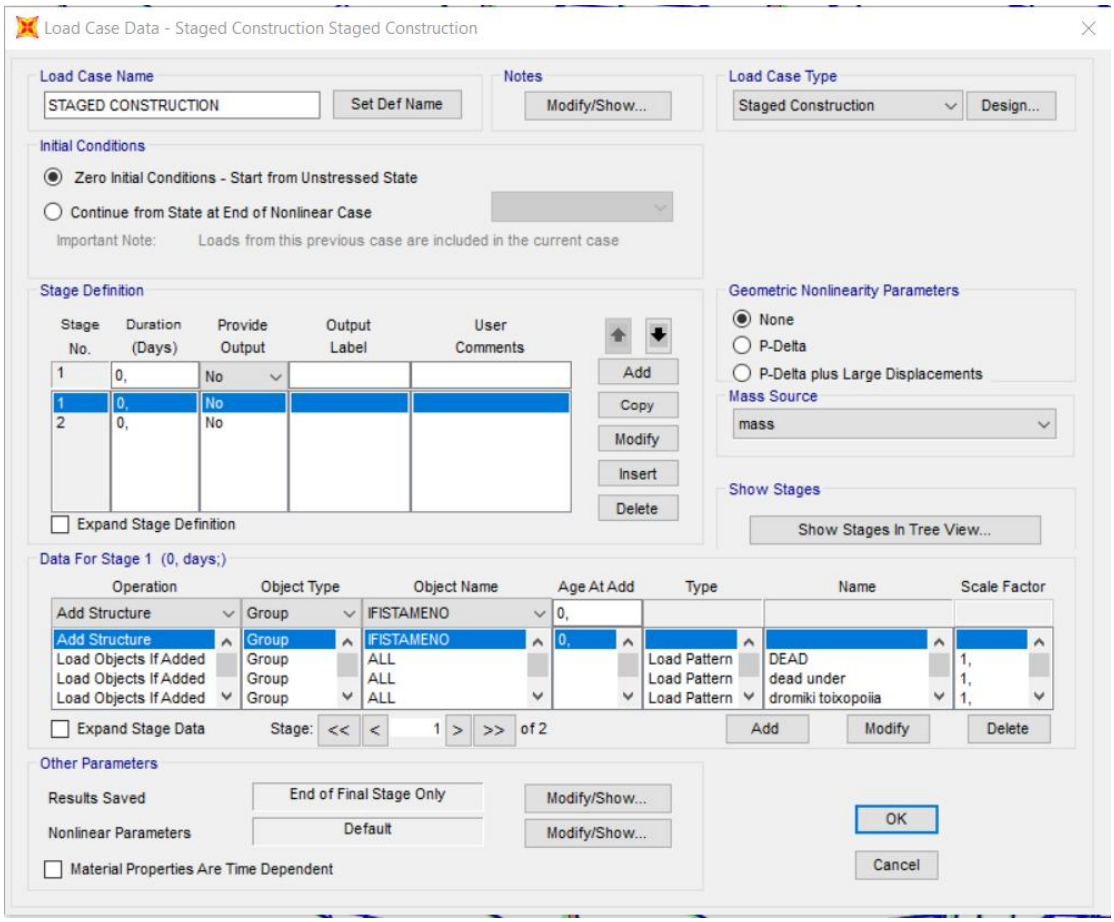
6.2 Παρουσίαση επεμβάσεων

6.2.1 Διαστασιολόγηση διαγώνιων μεταλλικών στοιχείων

Σε λοξά στοιχεία μορφής Χ, η ανηγμένη λυγηρότητα οριζόμενης ως $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$, πρέπει να λαμβάνει τιμές μεταξύ 1,3 και 2. Το μήκος λυγισμού των λοξών στοιχείων θα πρέπει να εκτιμάται συντηρητικά, στην περίπτωσή μας θα λαμβάνεται το ήμισυ του μήκους της διαγωνίου. Το καθαρό μήκος το φατνώματος ισούται με 3,35 m, το ύψος είναι 2,3 m και το μήκος της διαγωνίου ισούται με 4,06 m. Η ποιότητα του χάλυβα εκλέγεται S275. Τα απαιτούμενα μεγέθη υπολογίζονται ως:

$$\lambda_1 = \pi\sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi\sqrt{\frac{21000}{27,5}} = 86,81 \qquad (6.1)$$

και $3.58\,cm \geq i \geq 2.34$. Η διατομή που ικανοποιεί την απαίτηση σε λυγηρότητα είναι η ορθογωνική διαστάσεων 100X70X10. Για την ορθή προσομοίωση της επέμβασης θα πραγματοποιηθεί ανάλυση σταδιακής δόμησης (staged construction), όπου στην πρώτη φάση κατασκευής θα ασκηθούν τα οιονεί μόνιμα φορτία του φορέα ενώ στη δεύτερη φάση κατασκευής προστίθενται τα μεταλλικά στοιχεία και διενεργείται η ανάλυση. Με αυτό τον τρόπο τα διαγώνια στοιχεία δεν παραλαμβάνουν αξονική δύναμη από τα οιονεί μόνιμα φορτία.



Εικόνα 6.1: Ορισμός φορτιστικής περίπτωσης σταδιακής δόμησης.

Από τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης συμπεραίνουμε ότι, η δρώσα μάζα ανά διεύθυνση αυξάνεται σημαντικά, ενώ ταυτόχρονα μειώνεται η συμμετοχή της στρεπτικής συνιστώσας στις πρώτες δύο ιδιομορφές, ενώ αυξάνεται αντίστοιχα στην τρίτη ιδιομορφή.

Πίνακας 6.1: Δυναμικά χαρακτηριστικά φορέα μετά την ενίσχυση.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,634745	0,71755	0,02137	0,71755	0,02137	0,04623	0,04623
2	0,469612	0,05655	0,48771	0,7741	0,50908	0,241	0,28723
3	0,407319	0,00829	0,23737	0,78239	0,74645	0,49116	0,7784
4	0,191186	0,10733	0,00226	0,88973	0,74871	0,00896	0,78736
5	0,142909	0,00816	0,11541	0,89789	0,86412	0,01113	0,79848
6	0,129935	0,00309	0,00609	0,90097	0,87021	0,04386	0,84234
7	0,124357	0,00895	0,01693	0,90993	0,88713	0,05954	0,90189
8	0,107314	0,02843	0,000001103	0,93836	0,88714	0,00822	0,91011
9	0,099595	0,000006864	0,000003461	0,93836	0,88714	0,00001167	0,91012
10	0,097853	0,00065	0,0001	0,93902	0,88724	0,00005078	0,91017
11	0,096921	0,00005801	0,00015	0,93907	0,88739	0,0000637	0,91024
12	0,096773	0,00007309	0,00009111	0,93915	0,88748	0,00003231	0,91027

Στην περίπτωση εμφάτνωσης μεταλλικών στοιχείων κρίσιμο έλεγχο αποτελεί ο έλεγχος διατμητικής αστοχίας του κόμβου. Ενδεικτικά θα παρουσιαστεί ο έλεγχος στο κόμβο δοκού $\Delta_{4.2}$ και υποστυλώματος K_7 του δευτέρου ορόφου όπου αναπτύσσεται η μεγαλύτερη τιμή αξονικού φορτίου (N_{sd}=161 kN) στο μεταλλικό στοιχείο. Η μέγιστη τέμνουσα που εισάγεται στον κόμβο καθορίζεται από την ικανότητα των δοκών και εισάγεται οριζόντια δύναμη ίση με

$$V_{jh} = \sum M_{yb} \left(\frac{1}{z_b} - \frac{1}{h_{st}} \frac{L_b}{L_{bn}}\right) \tag{6.2}$$

Όπου h_{st} το ύψος του ορόφου ίσο με 3m, L_b το θεωρητικό μήκος των δοκών ίσο με 4.17m, L_{bn} το καθαρό μήκος δοκών ίσο με 3.37 m, z_b ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων στη δοκό ίσος με 0.69m. Η αντοχή των δοκών υπολογίζεται ίση με 278 kNm. Η οριζόντια δύναμη στον κόμβο υπολογίζεται ως $V_{jh} = 533\ kN$. Η διατμητική τάση που ασκείται στον πυρήνα του κόμβου υπολογίζεται ως

$$\tau_j = \frac{V_{jh}}{b_j h_c} \tag{6.3}$$

Όπου h_c το ύψος της διατομής του υποστυλώματος ίσο με 0.8m και b_j το πλάτος του κόμβου ίσο με το ελάχιστο των max(b_c,b_w)=max(0.25,0.8)=0.8 και min(b_c,b_w)+h_c/2=0.25+0.4=0.65, άρα b_j=0.65m. Η διατμητική τάση εντός του κόμβου ισούται με $\tau_j = \frac{617}{0.8*0.65} = 1.18\ MPa.$ Η αντοχή του κόμβου σε διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση ισούται με

$$\tau_c = f_{ct}\sqrt{1+\frac{v_{top} f_c}{f_{ct}}} = 2.9\sqrt{1+\frac{0{,}055 * 28}{2{,}9}} = 3.58MPa \tag{6.4}$$

Επομένως δεν υπάρχει κίνδυνος διαγώνιας ρηγμάτωσης του κόμβου.

6.2.2 Διατμητική ενίσχυση δοκών

Εν συνεχεία ενισχύονται οι δοκοί του κτιρίου έναντι τέμνουσας με τη χρήση σύνθετων υλικών. Επισημαίνεται πως στην περίπτωση των ΙΟΠ κυρίαρχη μορφή αστοχίας είναι η αποκόλληση από το σκυρόδεμα λόγω της μικρής του εφελκυστικής αντοχής. Στην περίπτωση των ΙΑΜ επίσης κυριαρχεί η αποκόλληση, ενώ στην περίπτωση μικρού μηχανικού ποσοστού οπλισμού ενίσχυσης η πιθανή ολίσθηση των ινών εντός της μήτρας λαμβάνεται υπόψη με κατάλληλο μειωτικό συντελεστή. Στους ακόλουθους πίνακες γίνεται η σύγκριση των δύο υλικών για δύο διαφορετικές τιμές του μέτρου ελαστικότητας Ε και για διαφορετικά ονομαστικά πάχη.

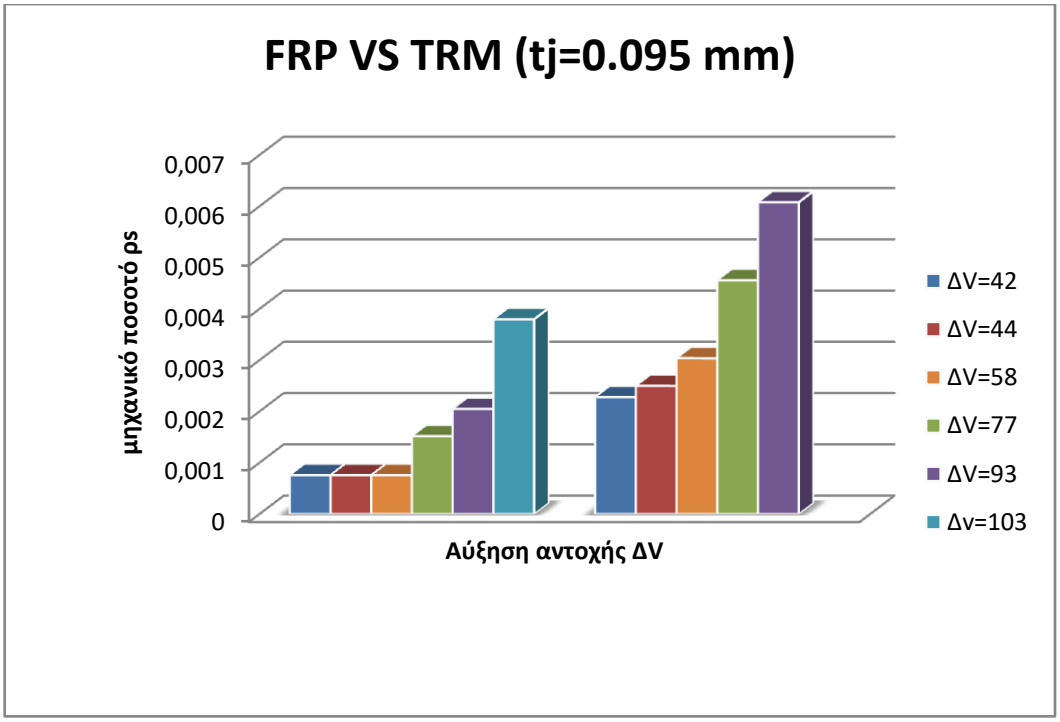
Πίνακας 6.2: Σύγκριση ενίσχυσης με ΙΟΠ και ΙΑΜ

E=225 Gpa							
		tj=0.095		**tj=0.129**		**tj=0.291**	
ΔΟΚΟΣ	**ΔV (kN)**	**FRP**	**TRM**	**FRP**	**TRM**	**FRP**	**TRM**
1.1 δεξιά	44	1	3	1	2	1	1
1.3 αριστερά	58	1	4	1	3	1	2
1.3 δεξιά	58	1	4	1	3	1	2
1.5	44	1	4	1	1	1	1
2.1 αριστερά	93	1	7	1	7	1	3
2.1 δεξιά	93	3	9	2	7	1	3
2.2 δεξιά	93	3	9	3	9	2	6
3.1	93	3	9	2	7	1	3
3.2 αριστερά	77	2	6	2	5	1	2
3.2 δεξιά	77	2	6	2	5	1	3

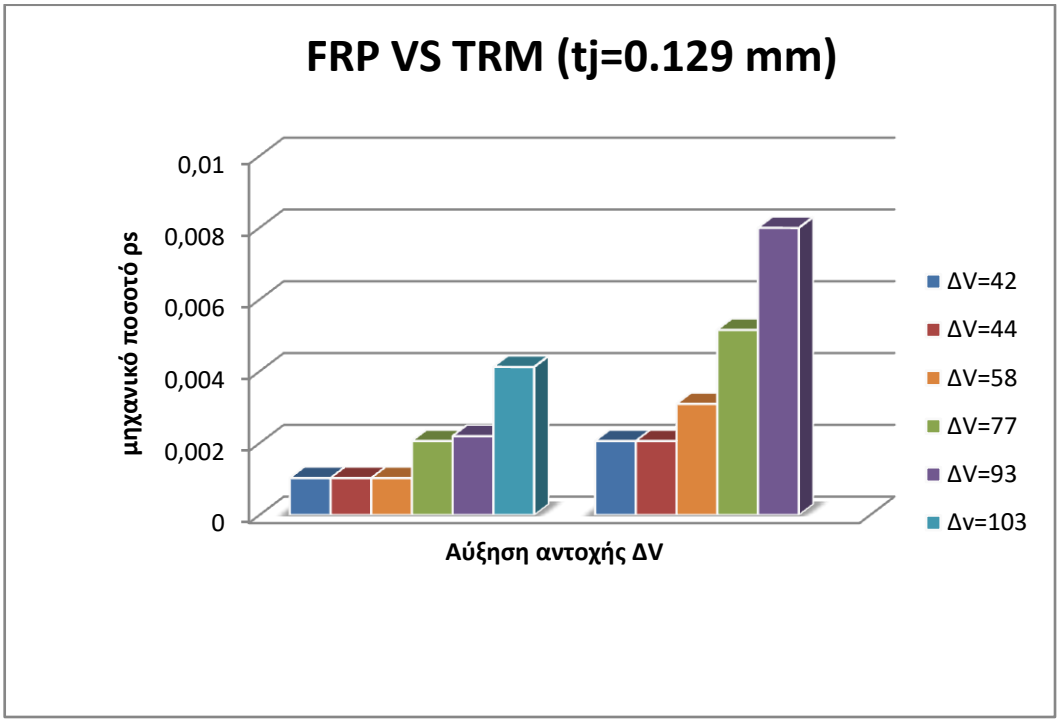
3.3 αριστερά	93	3	9	2	7	1	3
3.3 δεξιά	93	3	9	2	7	1	4
4.1	58	1	4	1	3	1	2
4.2	93	3	9	2	7	1	3
5.1	58	1	4	1	3	1	2
5.3	103	5	X	4	X	2	6
6.1	42	1	3	1	2	1	1
6.2	44	1	3	1	3	1	1

Πίνακας 6.3: Σύγκριση ενίσχυσης με ΙΟΠ και ΙΑΜ

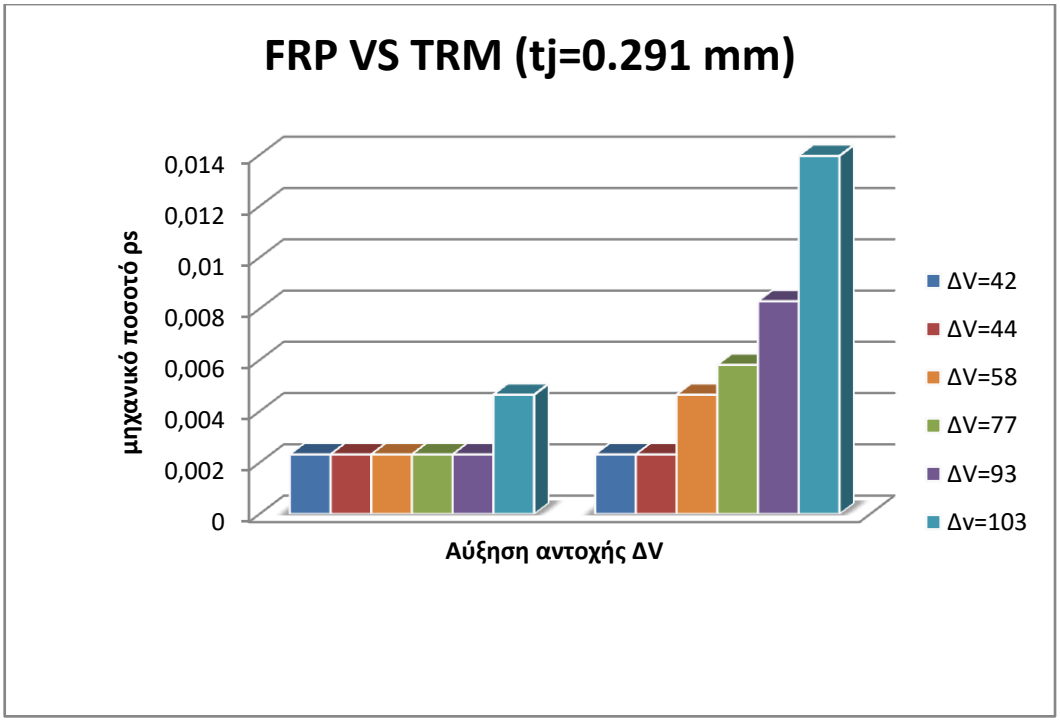
E=400 Gpa							
		tj=0.095		**tj=0.129**		**tj=0.291**	
ΔΟΚΟΣ	**ΔV (kN)**	**FRP**	**TRM**	**FRP**	**TRM**	**FRP**	**TRM**
1.1 δεξιά	44	1	3	1	2	1	1
1.3 αριστερά	58	1	3	1	3	1	2
1.3 δεξιά	58	1	3	1	3	1	2
1.5	44	1	2	1	1	1	1
2.1 αριστερά	93	2	9	2	7	1	3
2.1 δεξιά	93	2	9	2	7	1	3
2.2 δεξιά	93	2	9	3	9	2	6
3.1	93	2	9	2	7	1	3
3.2 αριστερά	77	1	6	2	5	1	2
3.2 δεξιά	77	1	6	2	5	1	3
3.3 αριστερά	93	2	9	2	7	1	3
3.3 δεξιά	93	2	9	2	7	1	4
4.1	58	1	4	1	3	1	2
4.2	93	2	9	2	7	1	3
5.1	58	1	4	1	3	1	2
5.3	103	3	X	4	X	2	6
6.1	42	1	3	1	2	1	1
6.2	44	1	3	1	3	1	1



Εικόνα 6.2: Αύξηση αντοχής με σύνθετα υλικά (tj=0.095 mm).



Εικόνα 6.3: Αύξηση αντοχής με σύνθετα υλικά (tj=0.129 mm).



Εικόνα 6.4: Αύξηση αντοχής με σύνθετα υλικά (tj=0.291 mm).

Παρατηρούμε πως εν γένει τα ΙΑΜ πετυχαίνουν μικρότερη αύξηση της αντοχής σε σχέση με τα ΙΟΠ. Για μικρές τιμές ονομαστικού πάχους (t_j=0.095) και για αύξηση της αντοχής έως 55 kN απαιτείται 2.5 φορές περισότερο υλικό ενίσχυσης στην περίπτωση των ΙΑΜ. Επίσης, μεγάλη αύξηση της αντοχής (ΔV≥93 kN) δεν μπορεί να επιτευχθεί με χρήση ΙΑΜ παρά μόνο με ΙΟΠ. Παρόμοια συμπεριφορά, παρατηρείται και στην περίπτωση ονομάστικού πάχους 0.129mm. Τέλος, στην περίπτωση tj=0.291 mm απαιτείται παραπλήσιο ποσοστό οπλισμού για αύξηση αντοχής έως 58 kN. Για μεγαλύτερες τιμές το απαιτούμενο μηχανικό ποσοστό ΙΑΜ για την επίτευξη της ίδιας τιμής αντοχής είναι αυξημένο κατά 4 φορές. Η χρήση σύνθετου υλικού υψηλού μέτρου ελαστικότητας αυξάνει σημαντικά την αντοχή των ΙΟΠ (έως και 1.8 φορές), ωστόσο το μέτρο ελαστικότητας δεν ελήφθη υπόψη στο τροποποιημένο μοντέλο Cheng and Teng και δεν μεταβάλλει σημαντικα την αντοχή του. Τέλος αξίζει να γίνει αναφορά στους λόγους για τους οποίους τα ΙΑΜ υστερούν της εφαρμογής ΙΟΠ σύμφωνα με το προτεινόμενο στο κεφάλαιο 2 μοντέλο για τη διαστασιολόγησή τους.

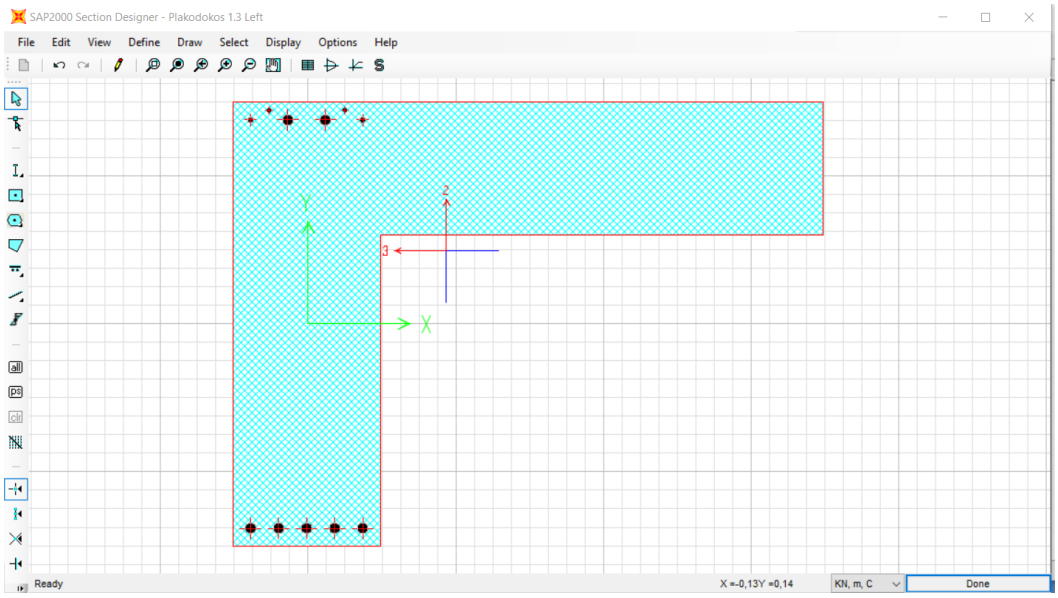
- *Επιρροή της γεωμετρίας των ινών*: Όπως αναφέρεται στο κεφάλαιο 2, για το ίδιο μηχανικό ποσοστό , ίνες μεγαλύτερου εμβαδού εμφανίζουν μικρότερη αύξηση αντοχής και μικρότερη ενεργό παραμόρφωση ε_{eff} κατά την αστοχία λόγω του ανεπαρκούς εμποτισμού των ινών εντός της ανόργανης μήτρας. Στη

διαστασιολόγηση της ενίσχυσης η επιρροή αυτή εισάγεται με το λόγο A_{rov}/P_{rov} του μειωτικού συντελεστή l (σχέση 2.1)

- *Επιρροή του μήκους αγκύρωσης και της εφελκυστικής αντοχής του κονιάματος:* Η εφελκυστική αντοχή της μήτρας των ΙΑΜ είναι τάξη μεγέθους μικρότερη από τη ρητίνη που χρησιμοποιείται στα ΙΟΠ (και η οποία αμελείται κατά το σχεδιασμό). Σε συνδυασμό με το μήκος αγκύρωσης του στοιχείου οι δύο αυτοί παράμετροι εισάγονται στο μοντέλο μέσω του συντελεστή λ_s (σχέση 2.2)
- *Επιρροή της πρόωρης αστοχίας του υλικού με ολίσθηση των ινών εντός της μήτρας:* Πρόκειται για αστοχία που εμφανίζεται κυρίως σε περιπτώσεις μικρού μηχανικού ποσοστού ενίσχυσης και εισάγεται στο μοντέλο με την παράμετρο k (σχέση 3.3)
- *Επιρροή του μειωτικού συντελεστή κατανομής τάσεων D_f* (σχέση 2.7)

6.2.3 Οπλισμοί σε επιφανειακές εγκοπές

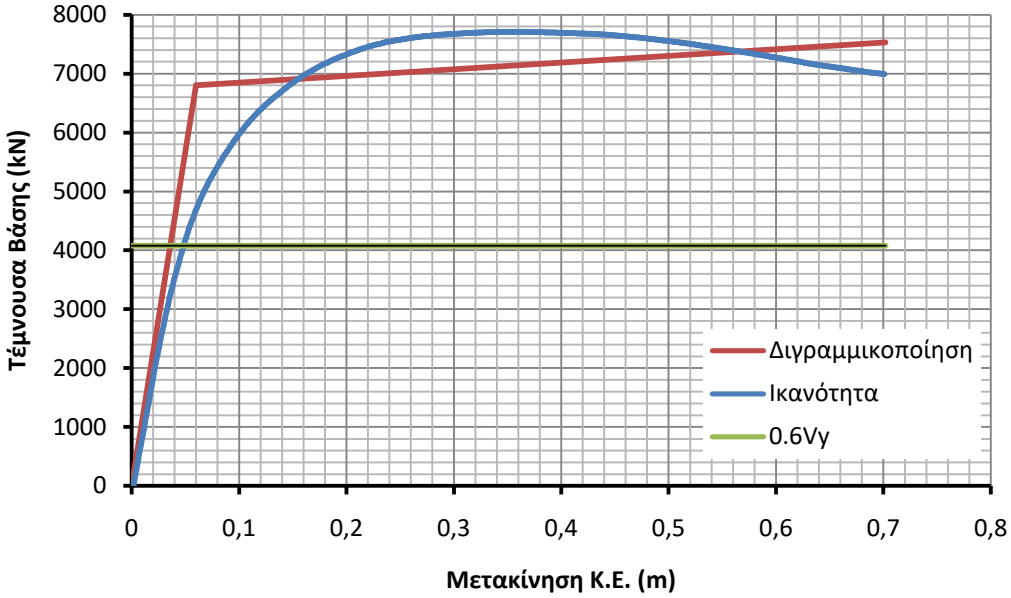
Οι οπλισμοί σε επιφανειακές εγκοπές χρησιμοποιήθηκαν για να αυξήσουν το ποσοστό του θλιβόμενου οπλισμού στις κρίσιμες περιοχές. Θεωρείται ότι διατρέχουν όλο το μήκος της δοκού και αγκυρώνονται σε μήκος 300mm εντός του κόμβου. Στην πλειονότητα των δοκών χρησιμοποιήθηκα ράβδοι ανοξείδωτου χάλυβα διαμέτρου 6mm με απαιτόμενο βάθος εγκοπής ίσο με 12mm. Ο νόμος σ-ε του πρόσθετου οπλισμού περιγράφεται στην υποενότητα 2.5.5.



Εικόνα 6.5: Ενίσχυση θλιβόμενου πέλματος δοκού με οπλισμούς σε επιφανειακές εγκοπές.

6.3 Αποτίμηση του ενισχυμένου φορέα

6.3.1 Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης- διεύθυνση Χ



Εικόνα 6.6: Καμπύλη Ικανότητας ενισχυμένου φορέα, διεύθυνση Χ.

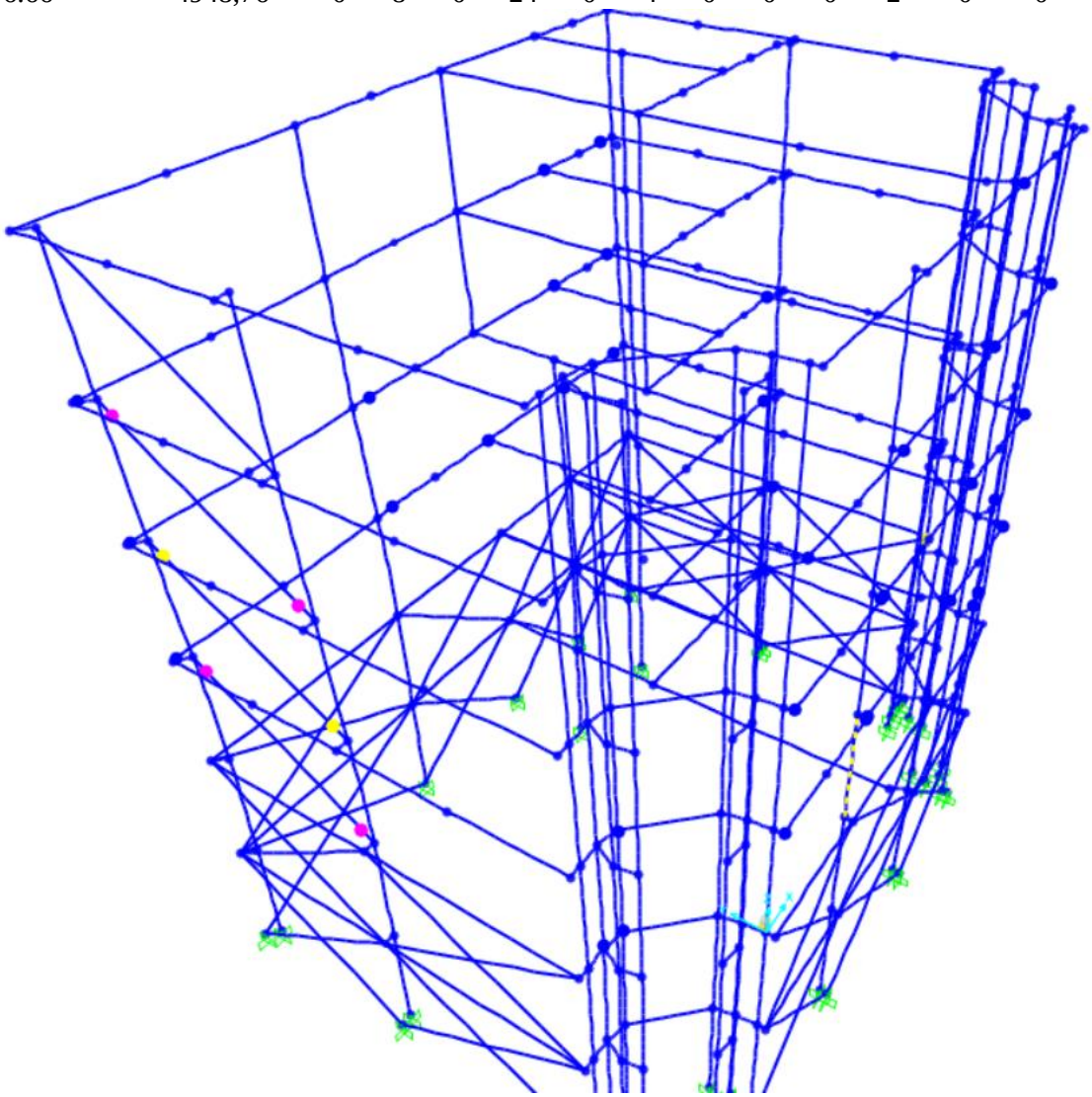
Από την καμπύλη ικανότητας κατά τη διεύθυνση Χ του ενισχυμένου φορέα παρατηρούμε σημαντική αύξηση της αντοχής και της πλαστιμότητας του φορέα. Η στοχευόμενη μετακίνηση υπολογίζεται ίση με 6.62 cm. Σε αυτή την μετακίνηση αστοχούν μόνο τα εμφατνωμένα μεταλλικά στοιχεία ενώ οι αναπτυσσόμενες στις δοκούς πλαστικές αρθρώσεις δεν υπερβαίνουν τη στάθμη «Προστασία Ζωής». Η πρώτη διαρροή κύριου στοιχείου πραγματοποιείται για μετακίνηση κορυφής ίση με 2 cm. Η πρώτη αστοχία κατακόρυφου στοιχείου συμβαίνει στο υποστήλωμα K_1 ισογείου για μετακίνηση κορυφής ίση με 10cm. Η πρώτη αστοχία δοκού συμβαίνει για μετακίνηση οροφής ίση με 31 cm. Με βάση αυτές τις τιμές ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη. Οι τιμές της φασματικής επιτάχυνσης που προκαλούν υπέρβαση έκαστης Σ.Ε. υπολογίζονται στον πίνακα 5.25.

Πίνακας 6.4: Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης διεύθυνση Χ

F_y (kN)	K_e (kN/m)	K_i (kN/m)	T_i (sec)	T_e (sec)	C_o	C_1	C_2	C_3	Δ_{target} (cm)
6.800	97.222	127.272	0.65	0.73	1,2	1	1,2	1	6.62

Πίνακας 6.5 Στάθμη επιτελεστικότητας πλαστικών αρθρώσεων στη στοχευόμενη μετακίνηση-Υ για δοκούς (Δ) και υποστυλώματα (Υ) και μεταλλικά στοιχεία (Μ).

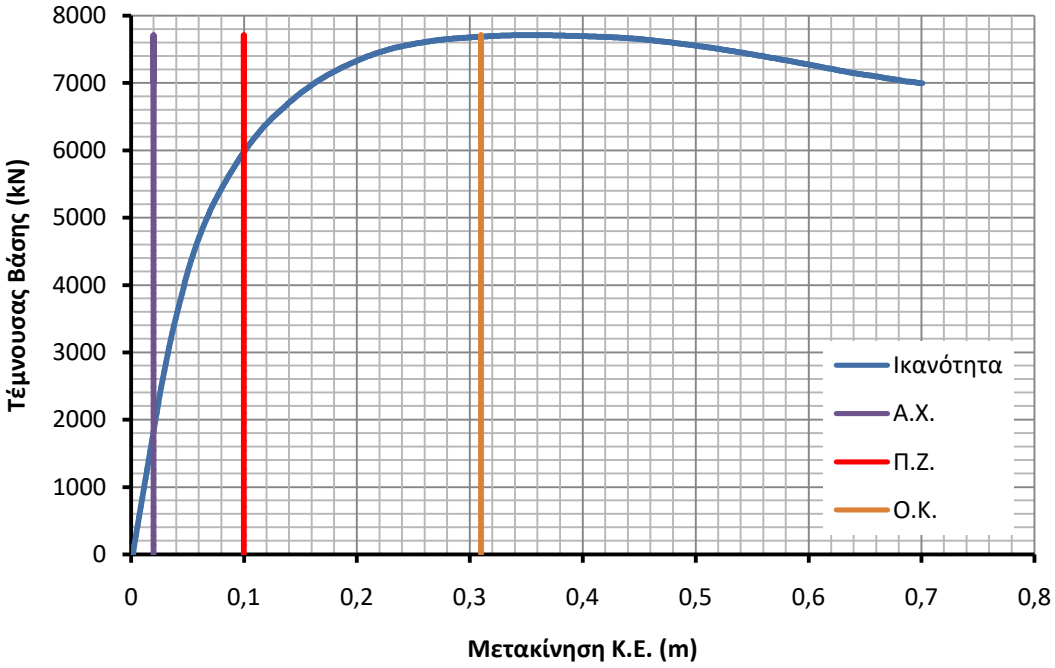
Βήμα	Μετακίνηση (cm)	Τέμνουσα Βάσης (kN)	B to IO		IO to LS		LS to CP		CP to C		C to D		Beyond E	
			Υ	Μ	Υ	Δ	Υ	Μ	Υ	Δ	Υ	Δ	Υ	Δ
45	6.66	4948,76	0	8	0	24	0	4	0	0	0	2	0	0



Εικόνα 6.7: Κατανομή πλαστικών αρθρώσεων στη στοχευόμενη μετακίνηση

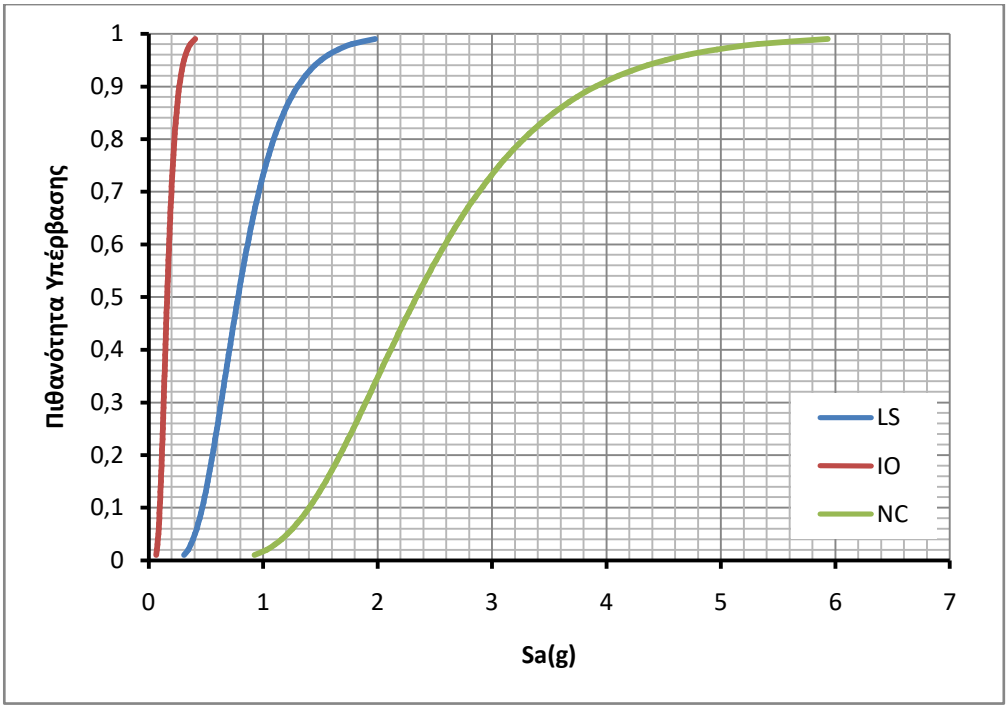
Πίνακας 6.6: Απαιτούμενη φασματική επιτάχυνση για την υπέρβαση έκαστης στάθμης επιτελεστικότητας.

	Άμεση Χρήση	**Προστασία Ζωής**	**Οιονεί Κατάρρευση**
Δ_{roof} (cm)	2	10	31
S_a(g)	0.16	0.78	2.34



Εικόνα 6.8: Στάθμες επιτελεστικότητας.

Μετά την αρχική αποτίμηση πραγματοποιειται ανάλυση τρωτότητας για να προσδιοριστεί προσεγγιστικά η πιθανότητα υπέρβασης της στάθμης «Προστασία Ζωής» σε βάθος πεντακονταετίας και το εκτιμώμενο κόστος επισκευής του κτιρίου. Λόγω γνώσης των χαρακτηριστικών τιμών αντοχής των χρησιμοποιούμενων υλικών η διασπορά μειώνεται στην τιμή 0.4.



Εικόνα 6.9: Καμπύλες τρωτότητας του ενισχυμένου φορέα κατά τη διεύθυνση X

Πίνακας 6.6: Πιθανότητα υπέρβασης έκαστης στάθμης επιτελεστικότητας σε 50 χρόνια.

	Άμεση Χρήση		**Προστασία Ζωής**		**Οιονεί κατάρρευση**	
	MAF	*PoE(%)*	*MAF*	*PoE(%)*	*MAF*	*PoE(%)*
Διεύθυνση X	0,00355	16.28	9.77e-5	0,48	≈0	0

Πίνακας 6.7 : Υπολογισμός κόστους επισκευής ενισχυμένου κτιρίου κατά HAZUS.

Διεύθυνση X					
	IO	**LS**	**NC**		
Πιθανότητα μη υπέρβασης στάθμης επιτελεστικότητας (%)	0,011	0,94	0,047		
Structural Repair Cost	0,002	0,011	0,055		
Probability*Repair Cost	0,000022	0,01	0,0026	**Sum:**	**0,013**
Non Structural Repair Cost	0,012	0,06	0,3		
Probability*Repair Cost	0,000132	0,056	0,014	**Sum:**	**0,0708**
Total Cost			245,31 €/μ^2		

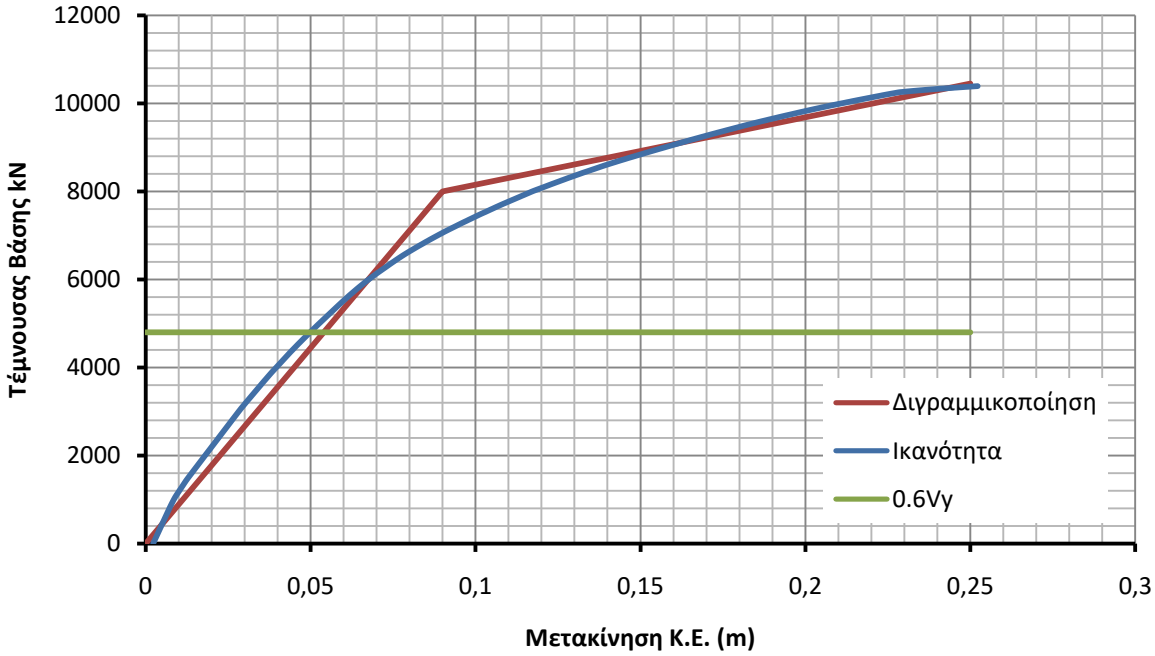
Παρατηρείται ότι η πιθανότητα υπέρβασης της στάθμης «Προστασίας Ζωής», για τον αναμενόμενο σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια και φασματική επιτάχυνση Sa=0.4g είναι πρακτικά μηδενική. Τέλος, θεωρείται χρήσιμο να γίνει σύνοψη ορισμένων βασικών αποτελεσμάτων της αποτίμησης.

Πίνακας 6.8 : Σύγκριση αποτίμησης αρχικού και ενισχυμένου φορέα διεύθυνση Χ για τη στάθμη επιτελεστικότητας προστασία ζωής.

	Αρχικός	**Ενισχυμένος**	**Σύγκριση**
Πλήθος στοιχείων που αστόχησαν	24	2 (Διαγώνιοι μεταλλικοί σύνδεσμοι)	
Δ_{roof}	9.3	10	+7.53%
S_a (g)	0.59	0.78	+32.2 %
Πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια	1.75 %	0.48%	-265 %
Μέγιστη Σχετική στροφή Ορόφων	0,98%	1.05%	+7.15 %
Εκτιμώμενο Κόστος επισκευής	298,65 €/μ^2	245,31 €/μ^2	-53.34 €/μ^2

6.3.2 Αποτελέσματα ανελαστικής στατικής ανάλυσης- διεύθυνση Y

Σημαντικά βελτιωμένη εικόνα παρατηρείται και για την ανάλυση κατά τη διεύθυνση Y. Η καμπύλη τερματίζει και πάλι σε μετακίνηση 25cm, με το σχηματισμό τοπικού μηχανισμού αστοχίας στο υποστήλωμα K_9 και στη δοκό $\Delta_{4.2}$ του δευτέρου ορόφου. Ωστόσο η καμπύλη που παρέχεται είναι ικανοποιητική για την εκτίμηση της απόκρισης του φορέα. Και σε αυτή την περίπτωση η στοχευόμενη μετακίνηση επιτυγχάνεται με αστοχία των διαγώνιων μεταλλικών στοιχείων, ενώ οι πλαστικές αρθρώσεις των δοκών δεν υπερβαίνουν τη στάθμη «Προστασία Ζωής».



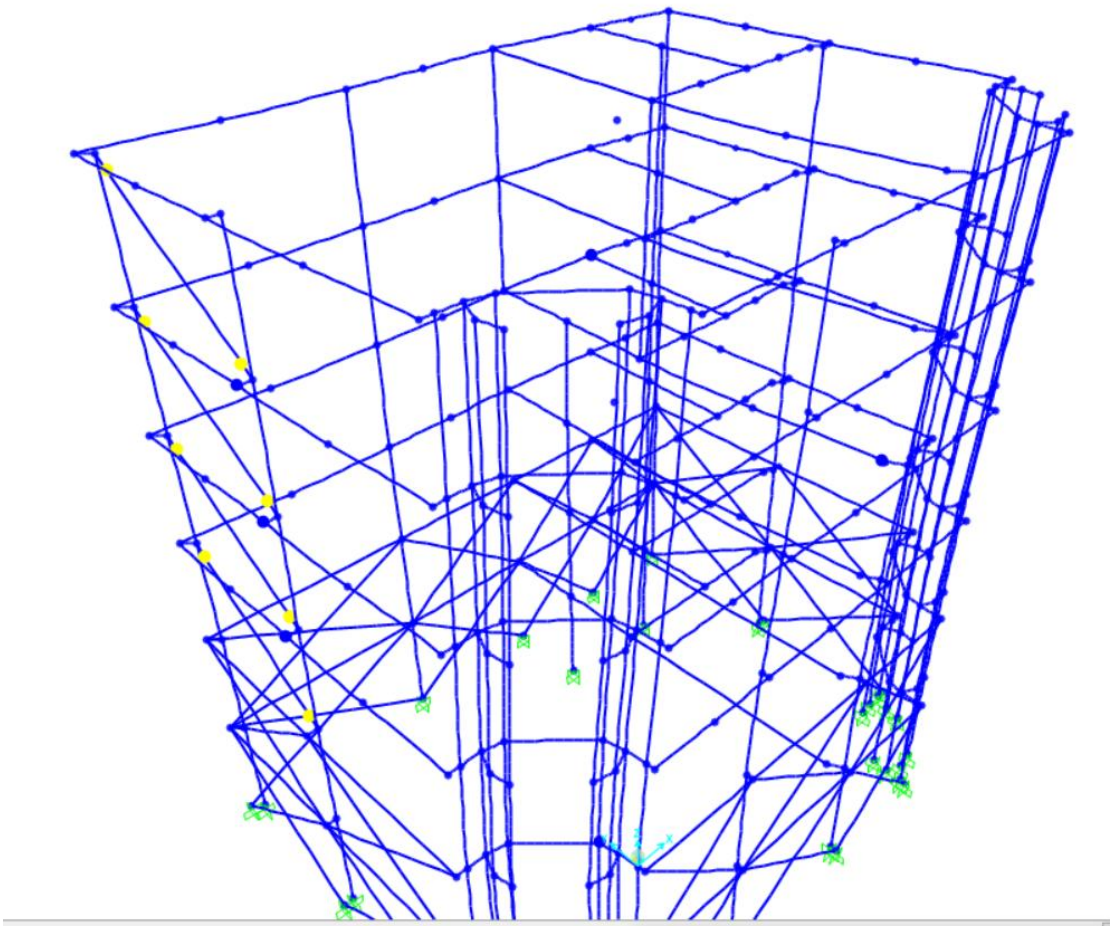
Εικόνα 6.10: Καμπύλη Ικανότητας ενισχυμένου φορέα, διεύθυνση Y.

Πίνακας 6.9: Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης διεύθυνση Y

F_y (kN)	K_e (kN/m)	K_i (kN/m)	T_i (sec)	T_e (sec)	C_o	C_1	C_2	C_3	Δ_{target} (cm)
8000	96000	111.111	0.46	0.51	1,2	1	1,1	1	4

Πίνακας 6.10 Στάθμη επιτελεστικότητας πλαστικών αρθρώσεων στη στοχευόμενη μετακίνηση-Y για δοκούς (Δ) και υποστυλώματα (Y) και μεταλλικά στοιχεία (M).

Βήμα	Μετακίνηση (cm)	Τέμνουσα Βάσης (kN)	B to IO		IO to LS		LS to CP		CP to C		C to D		Beyond E	
			Y	M	Y	Δ	Y	M	Y	Δ	Y	Δ	Y	Δ
45	4.03	4080,5	0	0	0	6	0	0	0	0	0	16	0	0

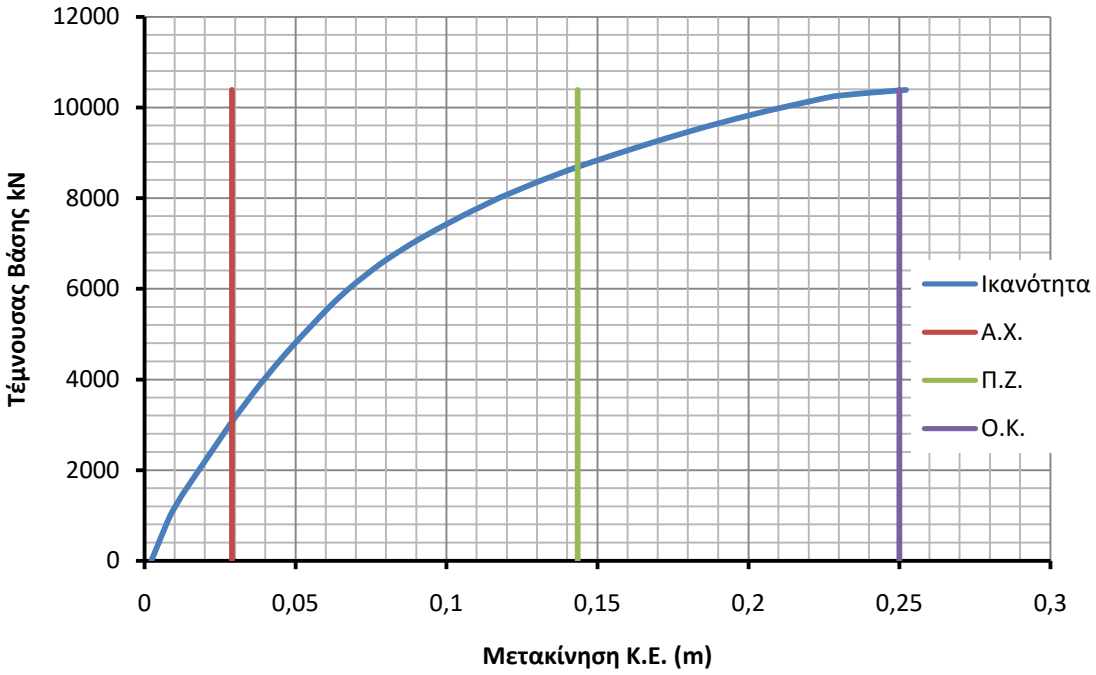


Εικόνα 6.11: Βλάβες στο φορέα κατά τη στοχευόμενη μετακίνηση-διεύθυνση Y.

Η πρώτη διαρροή κύριου στοιχείου πραγματοποιείται για μετακίνηση κορυφής ίση με 2.9 cm. Η πρώτη αστοχία κατακόρυφου στοιχείου συμβαίνει στο υποστήλωμα K_1 ισογείου για μετακίνηση κορυφής ίση με 14.35cm. Η κατάρρευση του φορέα επέρχεται με δημιουργία μηχανισμού αστοχίας στο ισόγειο για μετακίνηση οροφής ίση με 25 cm. Με βάση αυτές τις τιμές ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη. Οι τιμές της φασματικής επιτάχυνσης που προκαλούν υπέρβαση έκαστης Σ.Ε. υπολογίζονται ως

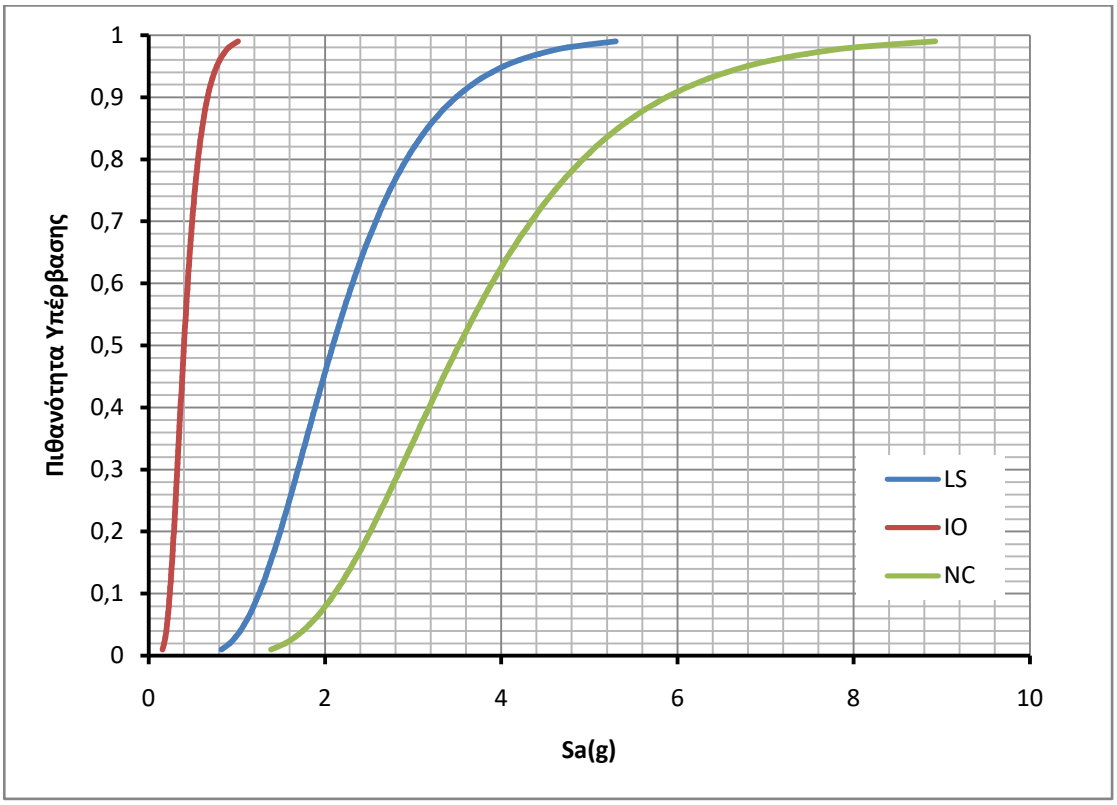
Πίνακας 6.11: Απαιτούμενη φασματική επιτάχυνση για την υπέρβαση έκαστης στάθμης επιτελεστικότητας.

	Άμεση Χρήση	**Προστασία Ζωής**	**Οιονεί Κατάρρευση**
Δ_{roof} (cm)	2.9	14.35	25
S_a(g)	0.4	2.09	3.52



Εικόνα 6.12: Στάθμες επιτελεστικότητας.

Συμπεραίνουμε ότι ο φορέας είναι ικανός να πετύχει την απαίτηση σε μετακίνηση εμφανίζοντας βλάβες μόνο στα μεταλλικά στοιχεία ενίσχυσης, με τα υπόλοιπα μέλη του να μην υπερβαίνουν την στάθμη «Προστασία Ζωής».



Εικόνα 6.13: Καμπύλες τρωτότητας ενισχυμένου φορέα, διεύθυνση Y.

Πίνακας 6.12: Πιθανότητα υπέρβασης έκαστης στάθμης επιτελεστικότητας σε 50 χρόνια.

	Άμεση Χρήση		**Προστασία Ζωής**		**Οιονεί κατάρρευση**	
	MAF	*PoE(%)*	*MAF*	*PoE(%)*	*MAF*	*PoE(%)*
Διεύθυνση Y	0,0005	2,7	2,77E-5	0,138	≈0	0

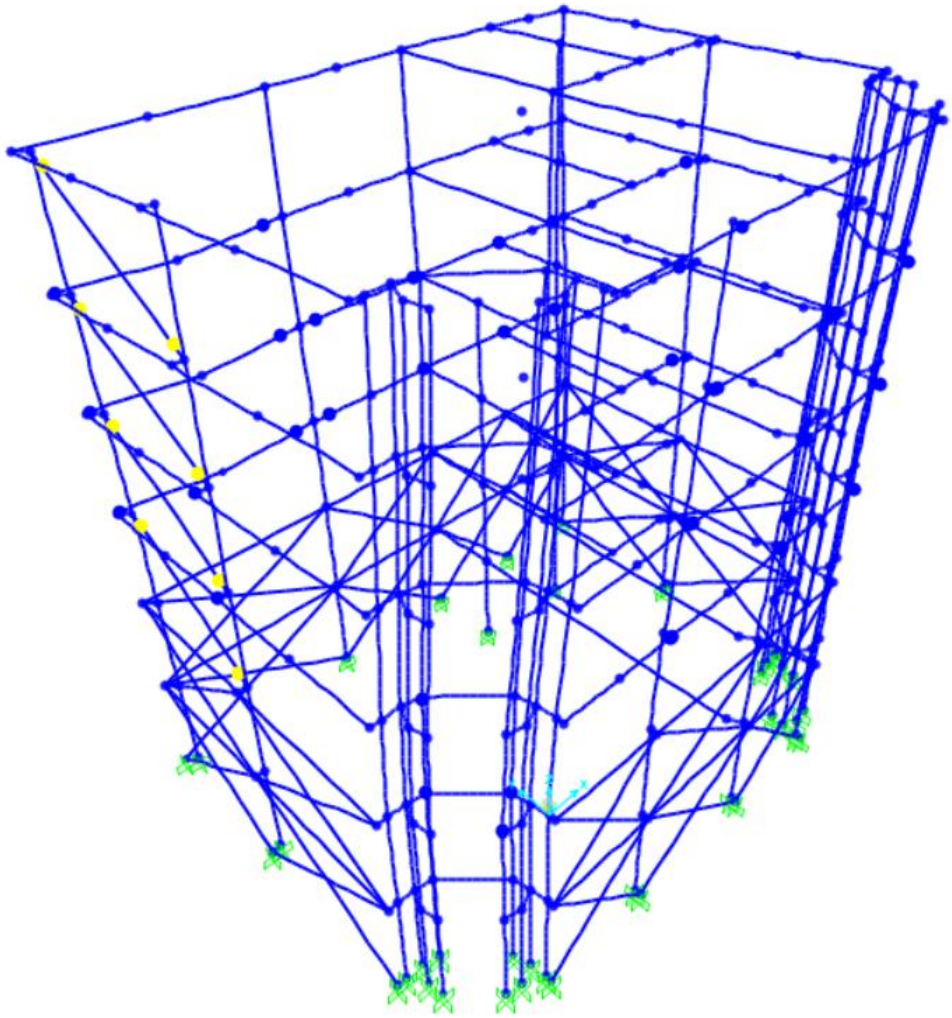
Πίνακας 6.13 Αναμενόμενο κόστος επισκευής

	Διεύθυνση Y				
	IO	**LS**	**NC**		
Πιθανότητα μη υπέρβασης στάθμης επιτελεστικότητας (%)	0,5	0,499	0,001		
Structural Repair Cost	0,002	0,011	0,055		
Probability*Repair Cost	0,001	0,0055	0,00	**Sum=**	0,0065
Non Structural Repair Cost	0,012	0,06	0,3		
Probability*Repair Cost	0,006	0,03	0,00	**Sum=**	0,036
Total Cost			124,34 €/μ^2		

Πίνακας 6.14 : Σύγκριση αποτίμησης αρχικού και ενισχυμένου φορέα διεύθυνση Y για τη στάθμη επιτελεστικότητας προστασία ζωής.

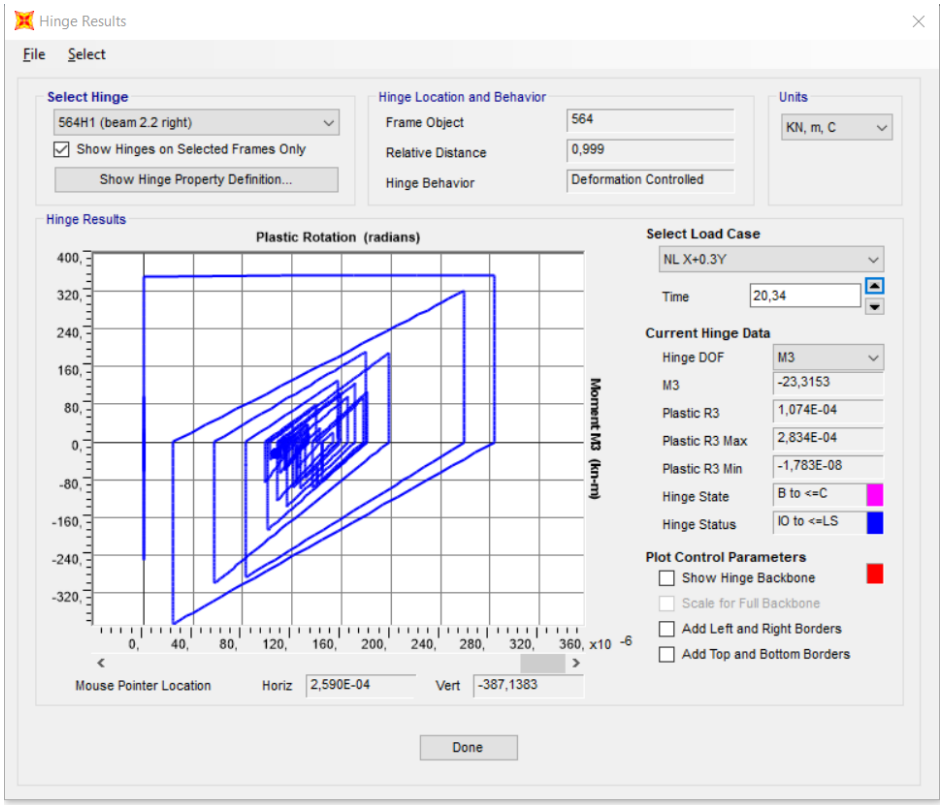
	Αρχικός	**Ενισχυμένος**	**Σύγκριση**
Πλήθος στοιχείων που αστόχησαν	8	16 (Διαγώνιοι μεταλλικοί σύνδεσμοι)	
Δ_{roof} (cm)	10.75	14.35	+33.48%
S_a (g)	1.03	2.09	+103 %
Πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια	0.41 %	0.14%	-193%
Μέγιστη Σχετική στροφή Ορόφων	1%	1.34%	+34 %
Εκτιμώμενο Κόστος επισκευής	226,16 €/μ^2	124,34 €/μ^2	-101,86 €/μ^2

6.3.3 Αποτελέσματα ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης



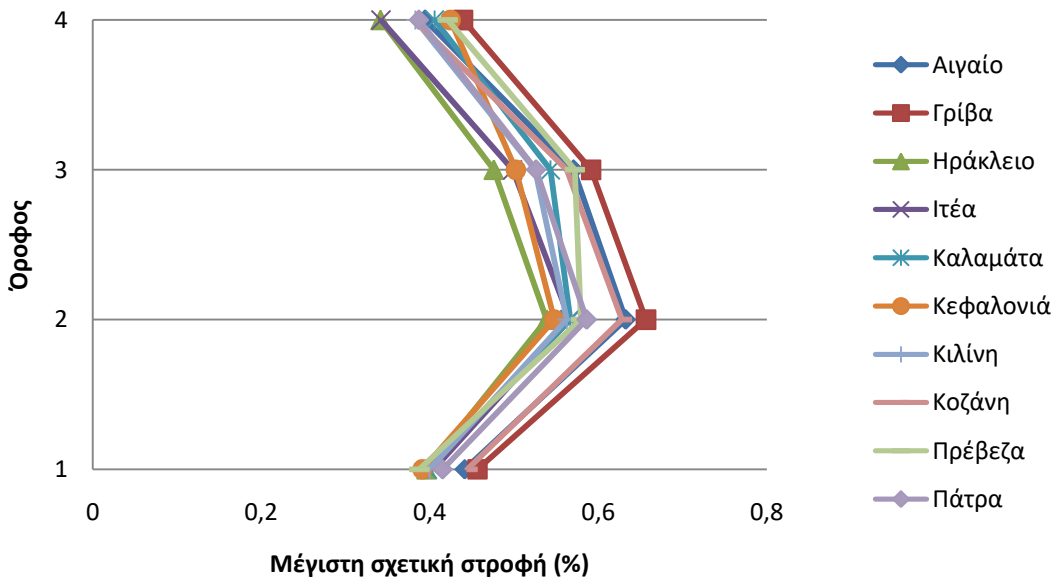
Εικόνα 6.14: Κατανομή βλαβών στο φορέα από τη σεισμική καταγραφή Καλαμάτας.

Η κατανομή των βλαβών δεν μεταβάλλεται για το σύνολο των καταγραφών ανεξαρτήτως συνδυασμού φόρτισης. Τα μοναδικά στοιχεία που αστοχούν είναι οι διαγώνιοι μεταλλικοί σύνδεσμοι, ενώ σε κανένα στοιχείο του φορέα δεν γίνεται υπέρβαση της στάθμης «Προστασία Ζωής»



Εικόνα 6.15: Βρόγχος υστέρησης δοκού Δ2.2 που εμφάνισε το μεγαλύτερο δείκτη ανεπάρκειας κατά την αποτίμηση.

Τέλος, παρουσιάζονται οι μέγιστες τιμές σχετικές μετατόπισης ορόφων όπως προέκυψαν από τη μη γραμμική δυναμική ανάλυση. Παρατηρείται ότι οι μεγαλύτερη στροφή αναπτύσεται στο δεύτερο όροφο. Για καμία τιμή σχετικής στροφής δεν γίνεται υπέρβαση της στάθμης «Προστασίας Ζωής»



Εικόνα 6.: Μέγιστες τιμές IDR.

6.4 Σύνοψη

Έχοντας ολοκληρώσει την αποτίμηση του ενισχυμένου φορέα μπορούμε να εξάγουμε τα κάτωθι συμπεράσματα:

- Τα ΙΑΜ υστερούν σε απόδοση των ΙΟΠ, λόγω της ανόργανης μήτρας που χρησιμοποιείται και της μορφής αστοχίας τους. Για μικρές τιμές αύξησης αντοχής αποτελούν πρόσφορη λύση, όχι όμως και για απαιτούμενη αύξηση αντοχής μεγαλύτερη από 77 kN στο φορέα μας.
- Ο ενισχυμένος φορέας αποκρίνεται στην απαιτούμενη μετακίνηση με αστοχία των μεταλλικών στοιχείων και στις δύο διευθήνσεις, επέμβαση η οποία μπορεί να πραγματοποιηθεί εκ νέου μετά το σεισμό.
- Οι πλαστικές αρθρώσεις που αναπτύσσονται στα κύρια στοιχεία του φορέα δεν υπερβαίνουν τη στάθμη «Προστασία Ζωής»
- Η πιθανότητα υπέρβασης της στάθμης «Προστασία Ζωής» πρακτικά μηδενίζεται μετά τις επεμβάσεις.
- Η μορφή της κατανομής των μέγιστων τιμών σχετικής στροφής δε μεταβάλλεται καθ' ύψος, με το δεύτερο όροφο να εμφανίζει σε κάθε περίπτωση τις μέγιστες τιμές.μειώνεται όμως η αντίστοιχη τιμή τους σε κάθε όροφο.
- Η προσθήκη των μεταλλικών στοιχείων έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση της δρώσας ιδιομορφικής μάζας ανά διεύθυνση και την αποσύζευξη της μεταφορικής και στροφικής συνιστώσας.
- Το κόστος επισκευής του φορέα μετά την ενίσχυση μειώνεται σημαντικά.

7 Συμπεράσματα

- Το υπο μελέτη κτίριο παρουσιάζει ανεπάρκειες σε τέμνουσα στις δοκούς του. Οι μεγαλύτερες τιμές δείκτη ανεπάρκειας εμφανίζονται στις δοκούς του δευτέρου ορόφου (6.19) και κατόπιν στον πρώτο και τρίτο όροφο(3.47). Οι ανεπάρκειες αυτές οφείλονται στο μικρό μηχανικό ποσοστό συνδετήρων, είτε στο μικρό ποσοστό θλιβόμενου οπλισμού.
- Το κτίριο είναι στρεπτικά ευαίσθητο. Στην ανελαστική στατική αναλυση τα μεγέθη παραμόρφωσης αυξάνονται έως και 50% στη διεύθυνση Y και έως 15% στη διεύθυνση X
- Η ελαστική ανάλυση με τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας υπερεκτιμά το λόγο ανεπάρκειας, παρέχει ωστόσο μια ικανοποιητική εικόνα των αναμενόμενων αστοχιών του φορέα .
- Η θεώρηση της αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής, δεν επηρεάζει σημαντικά την ιδιοπερίοδο του φορέα (αύξηση ιδιοπεριόδου περίπου 2%), αλλά ούτε και τη στοχευόμενη μετακίνηση στις ανελαστικές αναλύσεις. Ωστόσο αυξάνεται η μετακίνηση κορυφής που απαιτείται για την υπέρβαση έκαστης στάθμης επιτελεστικότητας του φορέα και η μέγιστη σχετική στροφή των ορόφων.
- Οι τοιχοπληρώσεις αυξάνουν σημαντικά τη δυσκαμψία και την αντοχή του φορέα. Στη διεύθυνση X δε μεταβάλλουν την απαιτούμενη μετακίνηση οροφής για την υπέρβαση μιας στάθμης επιτελεστικότητας. Αντίθετα στη διεύθυνση Y αυξάνεται η αντίστοιχη απαιτούμενη μετακίνηση.Επιπλέον λόγω της ψαθυρής αστοχίας των δοκών δε μεταβάλλεται η κατανομή των βλαβών του φορέα. Σε κάθε περίπτωση λόγω της αστοχίας των τοιχοπληρώσεων σε μικρή μετακίνηση και της ευνοϊκής επιρροής τους στην απόκριση του φορέα,αγνοούνται κατά την ανάλυση.
- Από τη στατική ανελαστική ανάλυση και για τις δυο διευθήνσεις προκύπτει ότι ο φορέας επιτυγχάνει τη στοχευόμενη μετακίνηση εμφανίζοντας βλάβες μόνο στις δοκούς.
- Τα αποτελέσματα της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης, υποδεικνύουν την ίδια μορφή αστοχίας στα στοιχεία του φορέα όπως και η ανελαστική στατική. Η μέγιστη μετακίνηση του φορέα προέκυψε 40% μικρότερη σε σχέση με την

“απαίτηση” της στοχευόμενης μετακίνησης. Αντίστοιχα οι δείκτες ανεπάρκειας των στοιχείων,προκύπτουν έως και 3 φορές μικρότεροι.

- Οι μέγιστες τιμές σχετικής μετακίνησης ορόφου προκύπτουν στο δεύτερο όροφο, όπου και εμφανίζονται οι μεγαλύτεροι δείκτες βλάβης.
- Η πιθανότητα υπέρβασης της στάθμης «Προστασία Ζωής» λαμβάνει πολύ μικρές τιμές κατά την αρχική αποτίμηση(<2%) ενώ μετά την ενίσχυση πρακτικά μηδενίζεται.
- Το εκτιμώμενο κόστος επισκευής του φορέα μειώνεται κατά 20% με την ενίσχυση.
- Τα ΙΑΜ υστερούν σε απόδοση των ΙΟΠ, λόγω της ανόργανης μήτρας που χρησιμοποιείται και της μορφής αστοχίας τους. Για μικρές τιμές αύξησης αντοχής αποτελούν πρόσφορη λύση, όχι όμως και για απαιτούμενη αύξηση αντοχής μεγαλύτερη από 77 kN στο φορέα μας η οποία επιτυγχάνεται μόνο με ΙΟΠ.
- Ο ενισχυμένος φορέας επιτυγχάνει την στοχευόμενη μετακίνηση και στις δύο διευθήνσεις με αστοχία των μεταλλικών στοιχείων. Οι πλαστικές αρθρώσεις στα υπόλοιπα στοιχεία του φορέα δεν υπερβαίνουν τη στάθμη «Προστασία Ζωής»

8 Βιβλιογραφία

Ελληνική Βιβλιογραφία

1. Γερόλυμος Ν. (2020). Σημειώσεις για το μάθημα "Αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής". Ε.Μ.Π., Αθήνα
2. Μπουρνάς Δ.Α. (2008). "Ενίσχυση υποστηλωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος με νέα υλικά: Ινοπλέγματα Ανόργανης Μήτρας, Οπλισμοί Σύνθετων Υλικών ή Ανοξείδωτου Χάλυβα σε Εγκοπές." Διδακτορική Διατριβή, Πανεπιστήμιο Πατρών.
3. Ο.Α.Σ.Π (2017), «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)», ΦΕΚ 2984/Β'/30-08-2017, 2η Αναθεώρηση.
4. Σπυράκος Κ. και Νικολέττος Γ, 1997. Σημειώσεις για το μάθημα «Τεχνική Σεισμολογία», Ε.Μ.Π., Αθήνα
5. Ψυχάρης, Ν.Γ. 2020. Σημειώσεις για το μάθημα «Αντισεισμική Τεχνολογία» Ε.Μ.Π., Αθήνα

Ξενόγλωσση Βιβλιογραφία

6. ATC-40.: Seismic Evaluation and Retrofit of Reinforced Concrete Buildings: Applied Technology Council (1996)
7. Carloni C. et al. (2016) Fiber Reinforced Composites with Cementitious (Inorganic) Matrix. In: Pellegrino C., Sena-Cruz J. (eds) "Design Procedures for the Use of Composites in Strengthening of Reinforced Concrete Structures. RILEM State-of-the-Art Reports", vol 19. Springer, Dordrecht.
8. D'AntinoT,PisaniM.(2017)"Evaluation of the effectiveness of current guidelines in determining the strength of RC beams retrofitted by means of NSM reinforcement. ComposStruct2017;167:166–77.
9. De Felice et. al. (2014). "Mortar-based systems for externally bonded strengthening of masonry." Mater Struct 47, 2021–2037 (2014).
10. De Lorenzis, L., and Nanni, A., (2002), "Bond between Near-Surface Mounted Fiber-Reinforced Polymer Rods and Concrete in Structural Strengthening", ACI Structural Journal, V. 99, No. 2, pp. 123-132.
11. De Lorenzis, L., and Teng J. G., (2007), "Near-surface Mounted FRP Reinforcement: An Emerging Technique for Strengthening Structures", Composites: Part B, V. 38, No. 2, pp.119-143.
12. EC8 (2004), "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings", European Standard EN 1998-1, European Committee for Standardization (CEN), Brussels.
13. EFEHR, Hazard Curves: http://www.efehr.org/en/hazard-data-access/hazard-curves [Accessed 2020].
14. ESM, European Strong Motion database: https://esm-db.eu/ [Accessed 2020].
15. FEMA, (2018), Seismic performance assessment of buildings. FEMA P-58-1, Volume 1- methodology, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, 2012.
16. FEMA, (2020), Hazus earthquake model technical manual. Hazus 4.2 sp3, Federal Emergency Management Agency Washington, DC.
17. FEMA, (2020), Hazus earthquake model technical manual. Hazus 4.2 sp2, Federal Emergency Management Agency Washington, DC.

18. FEMA, (2020, Dec), A practical guide to soil structure interaction. FEMA P-2091, Federal Emergency Management Agency Washington, DC,
19. Gazetas G. (1991), “Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations” Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, pp. 1363–1381.
20. Hassan, T., and Rizkalla, S., (2004), “Bond Mechanism of Near-Surface-Mounted Fiber-Reinforced Polymer Bars for Flexural Strengthening of Concrete Structures”, ACI StructuralJournal, V. 101, No. 6, pp. 830-839.
21. Koutas L. et al. 2017. “Flexural strengthening of two way RC slabs with textile-reinforced mortar: Experimental investigation and design equations.” J. Compos. Constr. 21 (1): 04016065.
22. Koutas L. et al.(2018) “Strengthening of Concrete Structures with Textile Reinforced Mortars: State-of-the-Art Review.” Journal of Composites for Construction, vol. 23, no. 1, p. 03118001
23. Ombres, L. 2012. “Debonding analysis of reinforced concrete beams strengthened with fibre reinforced cementitious mortar.” Eng. Fract. Mech. 81: 94–109.
24. Parretti, Renato, and Antonio Nanni. “Strengthening of RC Members Using Near-Surface Mounted FRP Composites: Design Overview.” Advances in Structural Engineering, vol. 7, no. 6, 2004, pp. 469–483.,
25. Raoof S. M. et al 2016. “Bond between textile-reinforced mortar (TRM) and concrete substrates: Experimental investigation.” Compos. Part B: Eng. 98: 350–361.
26. Raoof S. M. et al 2017. “Textile-reinforced mortar (TRM) versus fibre-reinforced polymers (FRP) in flexural strengthening of RC beams.” Constr. Build. Mater. 151: 279–291.
27. Täljsten, B., Carolin, A., and Nordin, H., (2003), “Concrete Structures Strengthened with Near Surface Mounted Reinforcement of CFRP”, Advances in Structural Engineering, V. 6, No. 3,pp. 201-213.
28. Tetta Z et. al. 2016. “TRM vs FRP jacketing in shear strengthening of concrete members subjected to high temperatures.”Compos. Part B: Eng. 106: 190–205.
29. Tetta, Z et al. 2015. “Textile-reinforced mortar (TRM) versus fibre-reinforced polymers (FRP) in shear strengthening of concrete beams.” Compos. Part B: Eng. 77: 338–348.
30. Tetta, Z. et al. 2018a. “Shear strengthening of concrete members with textile-reinforced mortar (TRM): Effect of shear span-to-depth ratio, material and amount of external reinforcement.” Compos. Part B 137: 184–201.
31. Tetta, Z. et al. 2018b. “On the design of shear-strengthened RC members through the use of textile reinforced mortar overlays.” Compos. Part B 147: 178–196.
32. Triantafyllou A. (2003). «Strengthening of Reinforced Concrete Structures with Composite Materials», Papasotiriou Bookstores, Athens