



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με μεταλλικά στοιχεία



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Άγγελος Ι. Λάζαρης

Επιβλέπων: Τάσος Αβραάμ

Αθήνα, Μάρτιος 2015

ΕΜΚ ΔΕ 2015/11

Λάζαρης Α. Ι. (2015).
Βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίου από οπλισμένο
σκυρόδεμα με μεταλλικά στοιχεία
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2015/11
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Lazaris A. I. (2015).
Improving seismic behavior of reinforced building
concrete with metal elements
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2015/11
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη.....	4
Abstract.....	5
Ευχαριστίες.....	6
1.Εισαγωγή.....	7
1.1.Γενικά.....	7
1.2.Στόχοι και οργάνωση της παρούσας εργασίας.....	7
2.Τα κτίρια προ του 1995(N.E.A.K.) και βασικές αδυναμίες τους.....	8
2.1.Γενικά.....	8
2.2.Αδυναμίες και χαρακτηριστικά κτιρίων.....	8
3.Προσομοίωμα,υλικά και αποτίμηση του υπάρχοντος κτιρίου με το λογισμικό Fespa.....	11
3.1.Προσομοίωμα κτιρίου.....	11
3.2.Τα υλικά της κατασκευής και η ποιότητα τους.....	14
3.2.1.Σκυρόδεμα.....	14
3.2.2.Χάλυβας οπλισμών.....	14
3.3.Οι οπλισμοί των μελών του κτιρίου.....	15
3.3.1.Οπλισμοί υποστυλωμάτων.....	15
3.3.2.Οπλισμός δοκών.....	15
3.3.3.Οπλισμός πλακών.....	15
3.4.Φορτία.....	15
3.4.1.Κατηγορίες φορτίων.....	15
3.4.2.Μονιμά φορτία.....	16
3.4.3.Κινητά φορτία.....	16
3.5.Το λογισμικό Fespa.....	16
3.5.1.Γενικά στοιχεία του λογισμικού.....	16
3.5.2.Δυσκαμψία φερόντων στοιχείων.....	17
3.5.3.Προσομοίωση μαζών.....	17
3.5.4.Ελευθερίες κίνησης.....	17
3.5.5.Επιλύσεις προσομοιώματος.....	17
3.5.6.Δυναμική ανάλυση του δομήματος, πλήθος ιδιομορφών.....	17
3.5.7.Σύμβαση αξόνων.....	17
3.5.8.Φάσμα σχεδιασμού.....	18
3.6.Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής.....	19
3.6.1.Στάθμες επιτελεστικότητας.....	19
3.7.Έλεγχος στατικής κανονικότητας του υπάρχοντος κτιρίου.....	22
3.7.1.Γενικά.....	22
3.8.Ιδιομορφές και ιδιοπερίοδοι υπάρχοντος κτιρίου.....	24
3.9.Στοχευόμενη μετακίνηση.....	25
3.9.1.Η σημασία της στοχευόμενης μετακίνησης.....	25

3.9.2.Υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης.....	25
3.10. Στατική μη-γραμμική ανάλυση(Pushover)	27
3.10.1.Γενικά.....	27
3.10.2.Στόχοι στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης.....	28
3.10.3.Πλεονεκτήματα της μη-γραμμικής ανάλυσης.....	28
3.10.4.Κατανομή σεισμικών φορτίων.....	29
3.10.5.Μέθοδος επίλυσης.....	31
3.10.6.Συντελεστής συνδυασμού εγκάρσιας φόρτισης.....	31
3.10.7.Τυχηματική εκκεντρότητα.....	32
3.10.8.Επιρροές δεύτερης τάξης.....	32
3.11.Παράδειγμα αποτίμησης με σκοπό την αξιολόγηση του λογισμικού.....	33
3.11.1.Στοιχεία,προσομοίωμα και παραδοχές παραδείγματος.....	33
3.11.2.Εφαρμογή στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης στο παράδειγμα.....	35
3.12.Εφαρμογή στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης στο προς μελέτη κτίριο.....	39
3.12.1.Γενικά.....	39
3.12.2.Εφαρμογή της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης.....	39
3.12.3.Ανάλυση των αποτελεσμάτων της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης.....	43
4.Ενίσχυση και αποτίμηση του υπό μελέτη κτιρίου.....	46
4.1.Γενικά.....	46
4.2.Ενίσχυση με μεταλλικά στοιχεία.....	47
4.3.Ενίσχυση με μεταλλικές δοκούς τύπου SHS.....	48
4.3.1.Οι μεταλλικές δοκοί SHS.....	48
4.3.2.Εφαρμογή μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης στο ενισχυμένο με δοκούς SHS κτίριο.....	48
4.3.3.Ανάλυση των αποτελεσμάτων της μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης στο ενισχυμένο με δοκούς SHS κτίριο.....	52
4.3.4.Επιπρόσθετη ενίσχυση με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.....	54
4.3.5. Εφαρμογή μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης στο ενισχυμένο με δοκούς SHS και μανδύες κτίριο.....	55
4.4.Ενίσχυση με μεταλλικές δοκούς τύπου HEB.....	60
4.4.1.Οι μεταλλικές δοκοί HEB.....	60
4.4.2.Εφαρμογή μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης στο ενισχυμένο με δοκούς HEB κτίριο.....	61
4.4.3.Ανάλυση αποτελεσμάτων μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης στο ενισχυμένο με δοκούς HEB κτίριο.....	63
4.4.4.Επιπρόσθετη ενίσχυση με ινοπλισμένα πολυμερή (FRP)	66
4.4.5.Εφαρμογή μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης στο ενισχυμένο με δοκούς HEB και ινοπλισμένα πολυμερή κτίριο.....	67
4.4.6.Ανάλυση αποτελεσμάτων μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης στο ενισχυμένο με δοκούς HEB και ινοπλισμένα πολυμερή κτίριο.....	71
4.5.Έλεγχος στατικής κανονικότητας του ενισχυμένου κτιρίου.....	72
4.6. Ιδιομορφές και ιδιοπερίοδοι ενισχυμένου κτιρίου.....	73
5.Διαστασιολόγηση μεταλλικών στοιχείων.....	74
5.1. Έλεγχοι επάρκειας μελών.....	74
5.2. Έλεγχος και σκαριφήματα συνδέσεων.....	81
5.2.1.Σκαριφήματα Συνδέσεων.....	81
5.2.2.Έλεγχος συνδέσεων.....	84

6.Αποτίμηση με το λογισμικό Seismostruct.....	87
6.1.Γενικά για το λογισμικό Seismostruct.....	87
6.2 Εφαρμογή της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης και σύγκριση λογισμικών.....	89
6.2.1.Στατικό προσομοίωμα του κτιρίου.....	89
6.2.2.Χαρακτηριστικά της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης που θα εφαρμοστεί.....	89
6.2.3.Αποτελέσματα της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης και σύγκριση λογισμικών.....	90
7.Συμπεράσματα.....	92
8.Βιβλιογραφία.....	93

Βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με μεταλλικά στοιχεία

Λάζαρης Α. Ι. (Επιβλέπων: Αβραάμ Τ.)

Περίληψη

Το αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η αποτίμηση ενός τριόροφου κτιρίου και σε περίπτωση υπέρβασης των ορίων επιτελεστικότητας η ενίσχυσή του με μεταλλικά στοιχεία έτσι ώστε το κτίριο να μην ξεπερνά κανένα από αυτά. Η αποτίμηση στο κτίριο γίνεται με τη μέθοδο της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης στο λογισμικό Fespa όπου διαπιστώνεται ότι ο φορέας χρειάζεται ενίσχυση.

Επιλέχθηκε να ενισχυθεί το κτίριο με διαγώνιους κατακόρυφους μεταλλικούς σύνδεσμους δυσκαμψίας που τοποθετήθηκαν σε επιλεγμένα φατνώματα για να αυξηθεί η συνολική του δυσκαμψία και να βελτιωθεί η σεισμική του συμπεριφορά. Χρησιμοποιήθηκαν σαν πρώτη λύση κοίλες τετραγωνικές διατομές και ενίσχυση με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα στα υποστυλώματα των επιλεγμένων φατνωμάτων όμως το κτίριο εφαρμόζοντας τη στατική μη-γραμμική ανάλυση ξεπερνούσε τα όρια επιτελεστικότητας "Περιορισμός Βλαβών" και έτσι η λύση αυτή απορρίφθηκε. Αντίθετα χρησιμοποιώντας πλατύπελμες, μεγαλύτερες διατομές σαν διαγώνιους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας και ενίσχυση με ινοπλισμένα πολυμερή στα υποστυλώματα των επιλεγμένων φατνωμάτων, το κτίριο δεν ξεπέρασε κανένα όριο επιτελεστικότητας οπότε επιλέξαμε την συγκεκριμένη λύση σαν τελική. Επίσης παρουσιάζονται ο τρόπος σύνδεσης των μεταλλικών στοιχείων με το σκυρόδεμα και οι απαραίτητοι έλεγχοι επάρκειας.

Τέλος εφαρμόζουμε στο αρχικό μη-ενισχυμένο κτίριο, στατική μη-γραμμική ανάλυση και με το λογισμικό Seismostruct έτσι ώστε να γίνει μια σύγκριση των διαγραμμάτων ικανότητας που βγάζουν τα δύο λογισμικά και να βεβαιωθούμε ότι δεν έχουν γίνει σοβαρά λάθη κατά τη μελέτη.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔE 2015/11

**Improving seismic behavior of reinforced building
concrete with metal elements**

Lazaris A. I. (supervised by Avraam T.)

Abstract

The subject of this diploma thesis is the evaluation of a three storey building and if exceeded the limits performativity the reinforcement with steel elements so that the building does not exceed any of them. The valuation of the building is performed using the pushover analysis in Fespa software and is determined that the institution needs strengthening.

We chose to enhance the building with vertical diagonals steel connectors placed at selected panels to increase the overall stiffness of the building and improve seismic behavior. We used as a first resort hollow square sections and reinforcement shotcrete to columns of selected panels but the building by applying pushover analysis exceeded the limits performativity "Limitation of Damages" and so the solution was rejected. Unlike using wide flange H beams, with larger sections as diagonals vertical stiffening and strengthening links and with fiber reinforced polymers in the columns of the selected panels, the building did not exceed any limit performativity so we opted for this solution as final. Are also shown the method of attaching the metal elements with concrete and necessary proficiency checks.

Finally we apply to the original non-reinforced building, a pushover analysis with the Seismostruct software in order to make a comparison of the capacity diagrams with the results of both software and to make sure that they have not made serious mistakes in the study.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον Επιβλέποντα της παρούσας διπλωματικής εργασίας κ. Αβραάμ Τάσο, Λέκτορα του τομέα Δομοστατικής της σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, για την πολύτιμη βοήθειά του και την στήριξη που προσέφερε κατά την εκπόνηση της διπλωματικής εργασίας.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον υποψήφιο διδάκτορα κ. Ανδρέα Σπηλιόπουλο για τη συνεχή καθοδήγησή του, τη συνεχή τεχνική και θεωρητική υποστήριξη που μου προσέφερε.

Τέλος θα ήθελα να ευχαριστήσω τον Αλέξανδρο Λάλα για την βοήθεια που μου προσέφερε, την οικογένεια μου και την Αφροδίτη Μπαρδώσα για τη στήριξή τους.

1.Εισαγωγή

1.1. Γενικά

Η Ελλάδα είναι μια από τις πιο σεισμογενείς χώρες της Ευρώπης με αποτέλεσμα πέρα από τις οικονομικές ζημιές που είναι αρκετά μεγάλες, να έχουμε θρηνήσει και ανθρώπινες ζωές. Το μεγάλο πρόβλημα στη χώρα μας εντοπίζεται κυρίως σε οικοδομές που έχουν μελετηθεί και κατασκευαστεί πριν από το 1995 (Ν.Ε.Α.Κ.) και αυτό γιατί όλες αυτές οι κατασκευές υλοποιήθηκαν ουσιαστικά με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 και τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1985. Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι ο Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959 ουσιαστικά αντανάκλα τις γνώσεις που υπήρχαν το 1920-1930. Επίσης είναι πολύ σημαντικό το ότι η μεγάλη πλειοψηφία των οικοδομών στα μεγάλα αστικά κέντρα είναι κτίρια αυτής της κατηγορίας.

Με βάση λοιπόν την κατάσταση που επικρατεί στη χώρα μας μια προσεισμική επέμβαση ενίσχυσης σε αυτά τα κτίρια είναι μια λύση. Τα πλεονεκτήματα μια τέτοιας επέμβασης είναι ότι είναι σχετικά οικονομική (αναλόγως την υπάρχουσα σεισμική ικανότητα του κτιρίου), δεν διαταράσσει απαραίτητα τη λειτουργία του κτιρίου και δεν χρειάζονται πρόσθετες επισκευές. Μπορεί βέβαια η κατασκευή με μια επέμβαση ενίσχυσης να μην έχει μια πλήρη θωράκιση αλλά σίγουρα θα βελτιώσει σημαντικά την ικανότητα της να παραλαμβάνει φορτία από σεισμούς με ελάχιστα ως μηδαμινά προβλήματα από πλευράς σεισμικής αντοχής του κτιρίου.

Για να γίνει μια επέμβαση η οποία θα είναι αποτελεσματική, πρέπει πριν την εφαρμογή της ο μηχανικός να γνωρίζει την κατάσταση του υφιστάμενου δομήματος αλλά και να μπορεί να προβλέψει την αναμενόμενη συμπεριφορά του σε ένα ενδεχόμενο ισχυρού σεισμού. Μη γνωρίζοντας την ήδη υπάρχουσα ικανότητα του κτιρίου όσο καλύτερα γίνεται μπορεί κανείς να οδηγηθεί σε αρκετά σοβαρά λάθη ως προς την τελική σεισμική αντοχή του μετά την ενίσχυση (πιθανότητα σοβαρών βλαβών σε μελλοντικό σεισμό). Επίσης μπορεί να δοθούν λύσεις αντιοικονομικές κάτι που πρέπει να αποφύγει ένας μηχανικός. Απαιτούνται λοιπόν κάποια θεσμοθετημένα κριτήρια για την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφιστάμενων δομημάτων, αλλά και κανόνων εφαρμογής της αντισεισμικής τους θωράκισης όπως αυτά που μας δίνονται από τον Ελληνικό Κανονισμό Επεμβάσεων, από τον Ευρωκώδικα 8 (μέρος 3).

1.2. Στόχοι και οργάνωση της παρούσας εργασίας

Στόχος της παρούσας εργασίας είναι η διερεύνηση της συμπεριφοράς έναντι σεισμικών δράσεων και η βελτίωση της μέσω μεταλλικών στοιχείων, αν χρειαστεί, ενός τριώροφου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα το οποίο μελετήθηκε και κατασκευάστηκε το 1977. Για αυτό γίνεται εφαρμογή στατικών μη γραμμικών αναλύσεων στο υπάρχον κτίριο και αφού εξάγουμε κάποια συμπεράσματα προχωρούμε αν χρειαστεί στις επεμβάσεις ενίσχυσης οι οποίες περιμένουμε να μας δώσουν τα επιθυμητά αποτελέσματα.

Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζονται συνοπτικά τα βασικά χαρακτηριστικά και οι αδυναμίες των κτιρίων της περιόδου εκείνης και τονίζονται τα στοιχεία που έχουν αρνητικό πρόσημο ως προς την συμπεριφορά τους έναντι σεισμού.

Στο τρίτο κεφάλαιο δίνεται το προσομοίωμα του κτιρίου, τα υλικά του και αναλύεται με το λογισμικό Fespa (Lh Λογισμική) με τη στατική μη γραμμική ανάλυση γνωστή και ως Pushover Analysis από την οποία βγαίνουν συμπεράσματα και αποτελέσματα για τον τρόπο που μπορεί να ενισχυθεί το κτίριο αλλά και ειδικότερα ποιά μέλη του χρειάζονται ενίσχυση.

Στο τέταρτο κεφάλαιο πραγματοποιούνται οι ενισχύσεις με μεταλλικά στοιχεία στο λογισμικό Fespa και ξαναγίνεται η ανάλυση Pushover για να ελέγξουμε την συμπεριφορά του ενισχυμένου πλέον κτιρίου αλλά και να καταλήξουμε σε μια βέλτιστη λύση επέμβασης ενίσχυσης.

Στο πέμπτο κεφάλαιο γίνονται οι έλεγχοι συνδέσεων των μεταλλικών στοιχείων και παρουσιάζεται με σκαριφήματα ο τρόπος σύνδεσής τους με το κτίριο αλλά και μεταξύ τους.

Στο έκτο κεφάλαιο παρουσιάζονται ξανά δυο αναλύσεις του αρχικού μη ενισχυμένου κτιρίου αυτή τη φορά με το λογισμικό Seismostruct (Seismosoft). Εδώ θα γίνει μια Pushover Analysis έτσι ώστε να δούμε τι αποτελέσματα μας δίνει ένα διαφορετικό λογισμικό και να γίνει μια σύγκριση με το προηγούμενο ώστε να αυξήσουμε την ασφάλεια των παραγόμενων αποτελεσμάτων.

Τέλος στο έβδομο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα τελικά συμπεράσματα της εργασίας.

2.Τα κτίρια προ του 1995 (Ν.Ε.Α.Κ.) και βασικές αδυναμίες τους

2.1.Γενικά

Όπως ειπώθηκε και στο κεφάλαιο 1 ο Αντισεισμικός Κανονισμός του 1959 ουσιαστικά αντανάκλασε τις γνώσεις που υπήρχαν την δεκαετία 1920-1930. Πρέπει δε να σημειωθεί ότι ο κανονισμός αυτός για τα δεδομένα της εποχής που φτιάχτηκε ήταν από τους καλύτερους. Συνήθως γίνεται αντισεισμικός έλεγχος των κτιρίων και όχι ο πλήρης, σύμφωνα με την μέθοδο του καθηγητή Αθ. Ρουσσόπουλου, αντισεισμικός υπολογισμός. Η ανάλυση για τα σεισμικά φορτία βασιζόταν στο μοντέλο του μονώροφου. Δεν λάμβαναν λοιπόν υπόψη τους την πλαισιακή λειτουργία ενός φορέα και για κάθε όροφο γινόταν έλεγχος ξεχωριστά με θεώρηση ελαστικών στηρίξεων στα υποστυλώματα. Ξέρουμε λοιπόν πως η κατανομή του σεισμικού φορτιού στον κανονισμό του 1959 ήταν ορθογωνική ενώ στον κανονισμό του 1985 ανεστραμμένη τριγωνική και ότι σε κτίρια προ του 1985 ουσιαστικά δεν υπάρχει έλεγχος ευστάθειας και έλεγχος σχετικού βέλους. Επίσης οι σεισμικοί συντελεστές που χρησιμοποιούνταν ήταν αρκετά χαμηλοί με αποτέλεσμα να υπολογίζονται και αρκετά μειωμένες σεισμικές δράσεις κατά την ανάλυση. Κάτι ακόμα που έχει αξία να αναφερθεί είναι το ότι οι κατασκευές σχεδιάζονταν κυρίως για να αναλαμβάνουν κατακόρυφα φορτία και πολύ σπάνια θα γινόταν μελέτη για ανάληψη οριζόντιων δράσεων και για τις δυο οριζόντιες διευθύνσεις.

2.2.Αδυναμίες και χαρακτηριστικά κτιρίων

Για να διερευνήσουμε τα προβλήματα που παρουσιάζει ένας φορέας πρέπει πρώτα να δούμε τι

προβλήματα μπορεί να υπάρχουν στα επί μέρους μέλη του. Έτσι πρέπει εδώ να παρατεθούν τα χαρακτηριστικά, τα οποία πολλές φορές αποτελούν και αδυναμίες, των δομικών μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα που σχεδιάστηκαν με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 και είναι τα εξής:

1) Αρκετά χαμηλά ποσοστά διαμήκους οπλισμού που οφείλονταν στις λανθασμένα αναμενόμενες και σημαντικά μειωμένες σεισμικές δράσεις που είχαν υπολογιστεί λόγω των μικρών σεισμικών συντελεστών. Ένας άλλος λόγος που συναντάμε μειωμένο διαμήκη οπλισμό είναι η κερδοσκοπία του εκάστοτε εργολάβου.

2) Αρκετά χαμηλά ποσοστά εγκάρσιου οπλισμού λόγω της απουσίας ελέγχου περίσφιξης και στις ελλειπείς κατασκευαστικές διατάξεις. Και εδώ πολλές φορές συναντάμε τους κερδοσκοπικούς λόγους μείωσης των συνδετήρων όπως και παραπάνω.

3) Μη αγκυρωμένοι ή ανοιχτοί συνδετήρες με αποτέλεσμα την ελάχιστη ή και πολλές την μηδαμινή συμμετοχή τους στην περίσφιξη του μέλους. Σε τέτοιες περιπτώσεις έχουμε και αρκετά μειωμένη διατμητική αντοχή στο μέλος.

4) Χαμηλή ποιότητα σκυροδέματος και μικρές αντοχές του κάτι που οφείλεται στην απουσία ποιοτικών ελέγχων αλλά και στην επί τόπου παρασκευή του. Να σημειωθεί ότι πολλές φορές υπήρχε ανομοιομορφία στη ποιότητα σκυροδέματος ανάμεσα στα διάφορα μέλη του ίδιου φορέα.

5) Πολλές φορές συναντάμε αρκετά μικρές διατομές είτε υποστυλωμάτων (π.χ. 25x25) είτε δοκών (π.χ. 13x40).

6) Χαμηλές αντοχές χάλυβα και χρήση λείου χάλυβα με άγκιστρα και όχι χάλυβα με νευρώσεις που χρησιμοποιείται σήμερα.

7) Μικρού μήκους αγκυρώσεις και λάθος αλληλοεπικαλύψεις και από το θέμα μήκους των σίδερων που αλληλοκαλύπτονταν αλλά και κάποιες φορές τα ματίσματα, όπως αλλιώς τα λέμε, γίνονταν εντός των κρίσιμων περιοχών.

8) Απουσία ικανοτικών ελέγχων δοκών υποστυλωμάτων σε διάτμηση και κάμψη.

9) Πολύ μικρές επικαλύψεις των δομικών μελών που συνεπάγεται με την ενανθράκωση του σκυροδέματος και τη διάβρωση του οπλισμού.

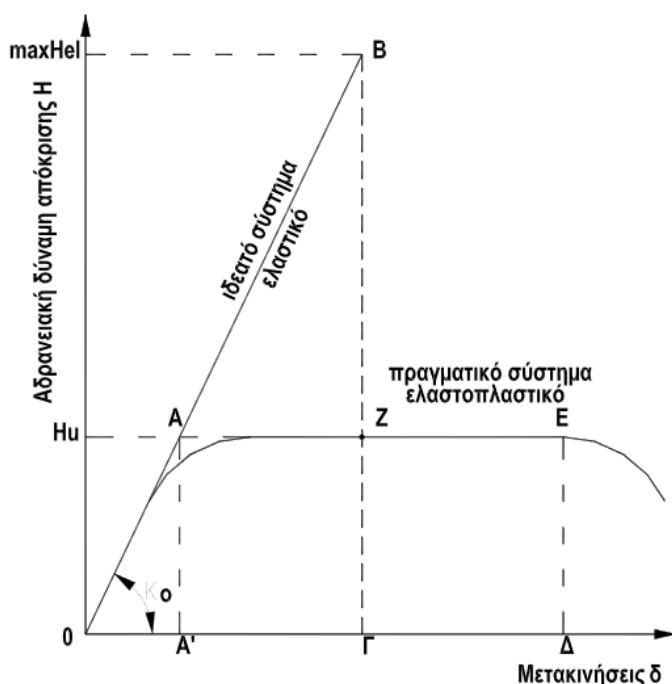
10) Κόμβοι με τον ελάχιστο ή και καθόλου οπλισμό κάτι που παίζει εξαιρετικά σημαντικό ρόλο στο πόσο “τρωτό” είναι ένα σημείο σύνδεσης ενός υποστυλώματος με μια δοκό.

11) Απουσία περισφιγμένων κρυφουποστυλωμάτων στα άκρα των τοιχωμάτων.

12) Μη επαρκή σε αριθμό τοιχώματα αρκετά μικρού πάχους.

Η απουσία του παράγοντα της πλαστιμότητας την εποχή εκείνη είναι άλλη μια σημαντική αδυναμία που παρουσιάζουν τα κτίρια. Ένα υλικό θεωρείτε πλάστιμο αν μπορεί να αντέξει μεγάλες παραμορφώσεις κατά την φόρτιση του. Για μέλη και κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα,

πλαστιμότητα είναι η ικανότητα τους να παραμορφώνονται πέραν του ορίου διαρροής, δηλαδή μεγάλες σχετικά παραμορφώσεις, χωρίς σημαντική μείωση της αντοχής τους σύμφωνα με Π.Ι. Γιαννόπουλος (2003). Υλικά χωρίς ή με ελάχιστη πλαστιμότητα όπως το άοπλο σκυρόδεμα αστοχούν ψαθυρά για αυτό και χαρακτηρίζονται ως ψαθυρά υλικά ενώ αντίθετα υλικά όπως ο χάλυβας που έχει μεγάλη πλαστιμότητα χαρακτηρίζονται ως όλκυμα. Η σημασία της πλαστιμότητας που παλιότερα αγνοούσαν είναι μεγάλη αφού από αυτή εξαρτάται αν μια κατασκευή θα μπει στην ανελαστική περιοχή δηλαδή αν ένα μέρος του σεισμικού έργου θα απορροφηθεί σαν πλαστική παραμόρφωση. Ακολουθεί χαρακτηριστικό διάγραμμα που παρουσιάζει την συμπεριφορά ενός ιδεατού ελαστικού συστήματος σε σύγκριση με ένα πραγματικό ελαστοπλαστικό σύστημα. Φαίνεται ξεκάθαρα ότι το ελαστοπλαστικό σύστημα αφού περάσει στην πλαστική-ανελαστική περιοχή αναπτύσσει αρκετά μεγαλύτερες μετακινήσεις.



Σχήμα 2.1. Ελαστική και ελαστοπλαστική απόκριση κατασκευής σε σεισμό

Ο κίνδυνος από απουσία πλαστιμότητας είναι μεγάλος και για αυτό το λόγο πρέπει όσο είναι δυνατό να αποφευχθεί. Ακόμα και αν ένα κτίριο έχει τη δυνατότητα να παραλάβει μεγάλες τάσεις από σεισμικά φορτία και φορτία λειτουργίας δεν μπορούμε σε καμία περίπτωση να είμαστε σίγουροι ότι σε ένα μεγάλο μελλοντικό σεισμό δεν θα ξεπεραστούν τα επιτρεπόμενα όρια. Σε αυτό λοιπόν το υποτιθέμενο δυσμενές σενάριο τα μέλη του κτιρίου χωρίς πλαστιμότητα το πιο πιθανό είναι να αστοχήσουν και να προκληθούν μεγάλες βλάβες στην κατασκευή αλλά και να κινδυνεύσουν ανθρώπινες ζωές.

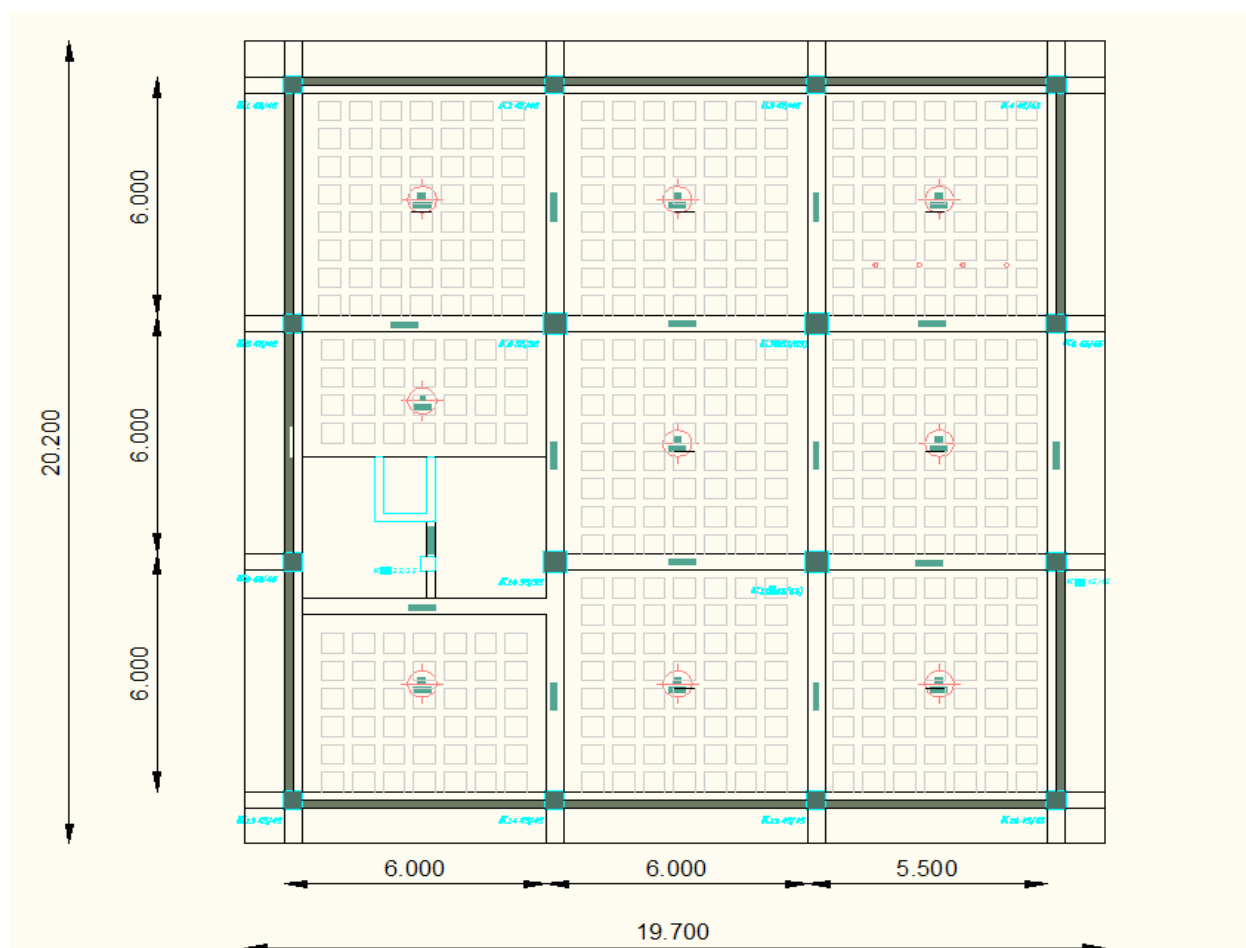
Η εξασφάλιση της πλαστιμότητας ενός μέλους επιτυγχάνεται με τον εγκάρσιο οπλισμό. Με επαρκή εγκάρσιο οπλισμό και σωστή τοποθέτηση του αυξάνεται η ικανότητα ανάπτυξης εγκάρσιων τάσεων περίσφιξης του σκυροδέματος και επομένως μεγαλύτερη πλαστιμότητα. Δυστυχώς στα

κτίρια προ του 1995 ο εγκάρσιος οπλισμός που τοποθετούσαν ήταν Φ6/20 και σε κάποιες περιπτώσεις ακόμα και Φ6/30.Βγάζουμε λοιπόν το συμπέρασμα ότι τέτοια κτίρια εμφανίζουν μεγάλη επικινδυνότητα ψαθυρής αστοχίας.

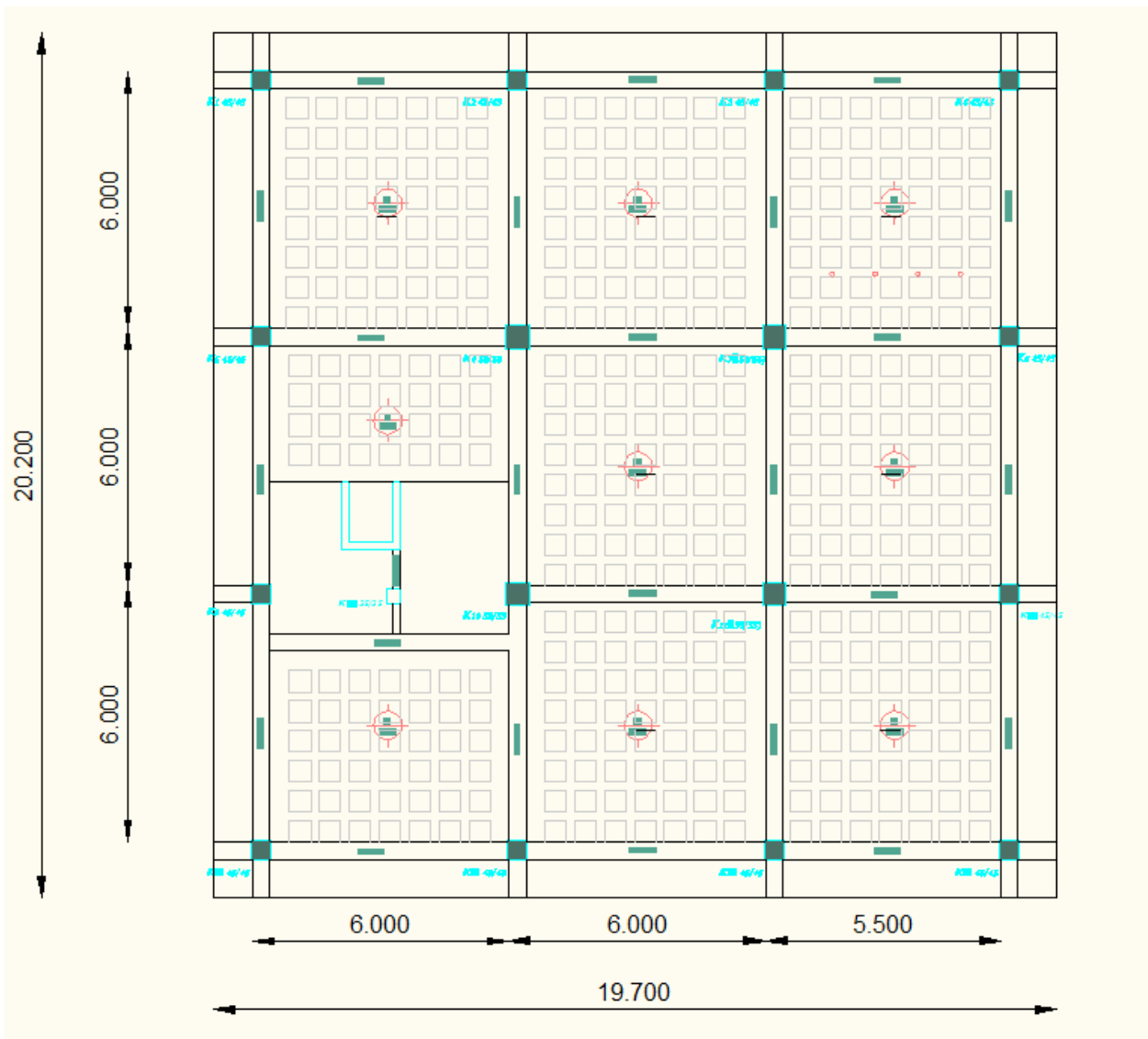
3.Προσομοίωμα,υλικά και αποτίμηση του υπάρχοντος κτιρίου με το λογισμικό Fespa

3.1.Προσομοίωμα κτιρίου

Το κτίριο που θα μελετήσουμε είναι ένα απλό τριώροφο κτίριο απλό σε κάτοψη με διαστάσεις 19,7m X 20,2m και συνολικό ύψος που ανέρχεται στα 10,4m.Διαθέτει υπόγειο που η στάθμη του είναι στα -4,5m.Επίσης διαθέτει κλιμακοστάσιο και ανελκυστήρα για να συνδέονται οι όροφοι. Στη διάταξη των ορόφων δεν υπάρχει κάποια διαφορά αφού είναι ακριβώς ίδιοι.



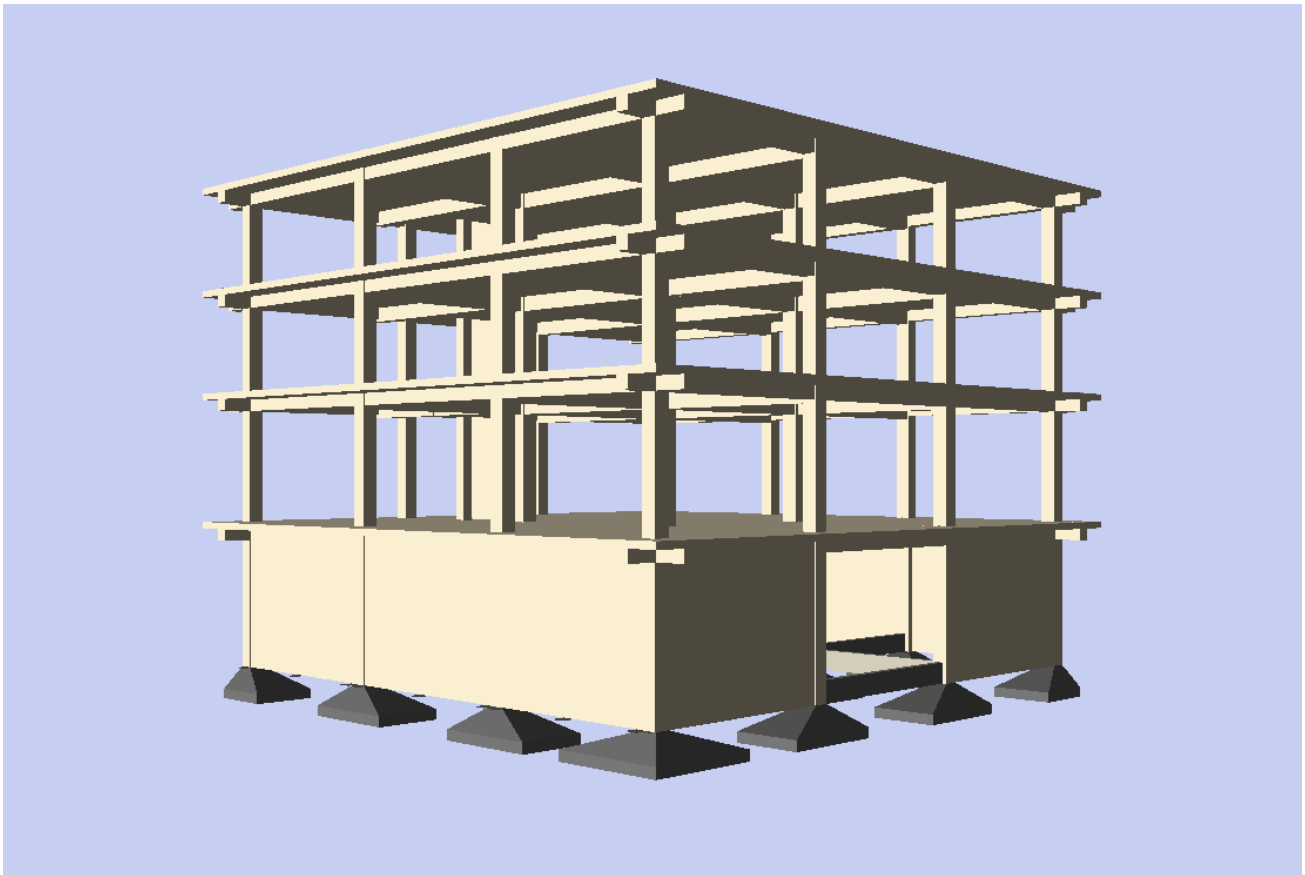
Εικόνα 3.1. Ξυλότυπος οροφής υπογείου



Εικόνα 3.2. Ξυλότυπος οροφής ισογείου, Α΄ ορόφου και Β΄ ορόφου

Τα ανοίγματα των δοκών είναι όλα 6 m εκτός των δοκών Δ3, Δ6, Δ9 και Δ12 που είναι 5,5 m όπως φαίνεται και στις εικόνες. Το υπόγειο έχει περιμετρικά τοιχώματα υπογείου με πάχος 0,20 m εκτός από το άνοιγμα της δοκού Δ17 που φαίνεται και από τον ξυλότυπο οροφής υπογείου ότι δεν διαθέτει.

Όπως προαναφέρθηκε το υπόγειο βρίσκεται στη στάθμη -4,50 m, το ισόγειο στη στάθμη 0,00 m, ο Α΄ όροφος σε ύψος 4,00 m, ο Β΄ όροφος σε ύψος 7,20 m, και η οροφή του Β΄ ορόφου σταματά στα 10,40 m. Έτσι το κτίριο διαμορφώνεται όπως απεικονίζεται τρισδιάστατα στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 3.3. Τρισδιάστατη απεικόνιση του κτιρίου

Τα υποστυλώματα του κτιρίου έχουν τις εξής διαστάσεις:

- α) Όλα τα περιμετρικά υποστυλώματα είναι διαστάσεων $0,45\text{m} \times 0,45\text{m}$
- β) Τα εσωτερικά υποστυλώματα είναι διαστάσεων $0,55\text{m} \times 0,55\text{m}$ εκτός του υποστυλώματος K17 που έχει διαστάσεις $0,35\text{m} \times 0,35\text{m}$.

Οι δοκοί του κτιρίου έχουν τις εξής διαστάσεις:

- α) Όλες οι περιμετρικές δοκοί έχουν πλάτος κορμού $b_w=0,40\text{m}$, ύψος $h=0,55\text{m}$ και συνεργαζόμενο πλάτος $b_{eff}=1,35\text{m}$.
- β) Όλες οι εσωτερικές δοκοί έχουν πλάτος κορμού $b_w=0,40\text{m}$, ύψος $h=0,65\text{m}$ και συνεργαζόμενο πλάτος $b_{eff}=1,95\text{m}$ εκτός της δοκού Δ10 που έχει $b_w=0,20\text{m}$, ύψος $h=0,65\text{m}$ και συνεργαζόμενο πλάτος $b_{eff}=0,45\text{m}$

Οι πλάκες του κτιρίου είναι διατομής Zoellner με πάχος $h=0,20\text{m}$ και τα εξής χαρακτηριστικά:

Άνω πάχος Zoellner $h_{f1}=0,100\text{m}$

Κενό X Zoellner: $0,500\text{m}$

Κενό Z Zoellner: $0,500\text{m}$

Δοκίδα X Zoellner: 0,200m

Δοκίδα Z Zoellner: 0,200m

Τα τοιχώματα του ανελκυστήρα έχουν πάχος $b=0,20m$ και οι διαστάσεις του είναι $0,6m \times 1,4m$

3.2. Τα υλικά της κατασκευής και η ποιότητα τους

3.2.1. Σκυρόδεμα

Στην υπό μελέτη κατασκευή γνωρίζουμε ότι χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα B160. Δυστυχώς το λογισμικό Fespa δεν έχει την δυνατότητα αντιστοίχισης αυτού του παλιού τύπου με κάποιον που χρησιμοποιείται σήμερα αφού δεν υπάρχει τέτοιος. Οπότε το πρόγραμμα χρησιμοποιεί το αμέσως κοντινότερο που είναι το σκυρόδεμα C12/15. Τα χαρακτηριστικά αυτού παρουσιάζονται παρακάτω.

Σκυρόδεμα C12/15

Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή f_{ck} (MPa): 12

Μέση θλιπτική αντοχή f_{ck} (MPa): 20

Ειδικό βάρος γ (kN/m³): 25

Μέτρο Ελαστικότητας E (Gpa): 26

Συντελεστής ασφαλείας σκυροδέματος: 1,50

Εδώ πρέπει να επισημάνουμε ότι το πρόγραμμα δουλεύει με τη μέση θλιπτική αντοχή $f_{ck} = 20$ MPa. Αυτό γίνεται γιατί με βάση το λογισμικό στην περίπτωση, όπου είχαν ληφθεί δοκίμια στην φάση της κατασκευής, τότε αντί για την χαρακτηριστική τιμή που προδιαγράφεται στις παραδοχές της αρχικής μελέτης, μπορεί να χρησιμοποιηθεί απευθείας η μέση τιμή της αντοχής των δοκιμίων τροποποιημένη κατάλληλα λόγω της σκλήρυνσης σύμφωνα με EC2-1-1 §3.1.2(6).

Επίσης στο πρόγραμμα μας δίνεται η δυνατότητα να επιλέξουμε το επίπεδο γνώσης ή αλλιώς η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων του υφιστάμενου σκυροδέματος σύμφωνα με EC8-3 §3.3 & §3.4.3 και ΚΑΝ.ΕΠΕ. §3.6 & §3.7. όπου στη δικιά μας περίπτωση ορίζεται σαν "Κανονική γνώση (Ικανοποιητική Σ.Α.Δ.)" και έτσι καθορίζονται οι συντελεστές εμπιστοσύνης (CF) καθώς και οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των υλικών γ_c για το σκυρόδεμα και γ_s για το χάλυβα. Στον καθορισμό των σκελετικών διαγραμμάτων αντοχής M-θ υπεισέρχονται οι μέσες τιμές αντοχής του χάλυβα και του σκυροδέματος διαιρεμένες με τον συντελεστή εμπιστοσύνης, ενώ στον προσδιορισμό των αντοχών των πρωτευόντων μελών σε τέμνουσα V_R διαιρούνται και με συντελεστές ασφαλείας γ_c . Εδώ έχουμε $CF=1,2$ και $\gamma_c=1,5$.

3.2.2.Χάλυβας οπλισμών

Το κτίριο κατασκευάστηκε με χάλυβα οπλισμού ποιότητας StIII (S400) για τους διαμήκεις οπλισμούς και για τους οπλισμούς πλάκας και StI (S220) για τους συνδετήρες. Τα χαρακτηριστικά τους παρουσιάζονται παρακάτω.

Χάλυβας S400

Χαρακτηριστική αντοχή χάλυβα f_{yk} (MPa): 400

Μέση αντοχή χάλυβα f_{ym} (MPa): 460

Ειδικό βάρος γ (kN/m³): 78,5

Μέτρο Ελαστικότητας E (Gra): 210

Χάλυβας S220

Χαρακτηριστική αντοχή χάλυβα συνδετήρων f_{ywk} (MPa): 220

Μέση αντοχή χάλυβα f_{ym} (MPa): 260

Ειδικό βάρος γ (kN/m³): 78,5

Μέτρο Ελαστικότητας E (Gra): 210

3.3.Οι οπλισμοί των μελών του κτιρίου

3.3.1.Οπλισμοί υποστυλωμάτων

Ο οπλισμός των περιμετρικών γωνιακών υποστυλωμάτων με βάση τα σχέδια που έχουν δοθεί είναι 4Φ20 ενώ στα υπόλοιπα περιμετρικά υποστυλώματα είναι 6Φ18. Στα εσωτερικά υποστυλώματα ο οπλισμός που υπάρχει είναι 8Φ18 και μόνο στο υποστυλώμα K17 έχει τοποθετηθεί οπλισμός 4Φ18. Τα υποστυλώματα διαθέτουν εγκάρσιο οπλισμό(συνδετήρες) που είναι Φ6/20.

3.3.2.Οπλισμός δοκών

Ο οπλισμός των περιμετρικών δοκών που διαμορφώνουν τις γωνίες του κτιρίου είναι 5Φ16 οι κάτω οπλισμοί από τους οποίους σπάνε στα άκρα και γίνονται πάνω οπλισμοί οι 3Φ16. Οι υπόλοιπες περιμετρικές δοκοί έχουν 3Φ16 κάτω οπλισμούς και στα άκρα σπάνε όλοι και γίνονται πάνω οπλισμοί. Προφανώς για να συγκρατούνται οι συνδετήρες στα άκρα όποιας δοκού δεν υπήρχε με βάση τα σχέδια οπλισμός βάλαμε 2Φ10 να διατρέχουν την δοκό.

Στις εσωτερικές δοκούς υπάρχουν 7Φ16 κάτω οπλισμοί από τους οποίους σπάνε οι 5Φ16 στα άκρα και γίνονται άνω. Εξαιρέση αποτελούν οι δοκοί Δ5, Δ8, Δ20, Δ23 οι οποίες έχουν 4Φ16 κάτω οπλισμούς και στα άκρα 5Φ16 άνω οπλισμούς και η δοκός Δ10 που έχει 3Φ18 κάτω και 3Φ18 άνω στα άκρα οπλισμούς.

3.3.3.Οπλισμός πλακών

Οι πλάκες διαθέτουν οπλισμό 3Φ12 ανά δοκίδα και οπλισμό απόσχισης Φ10/19.5.

3.4.Φορτία

3.4.1.Κατηγορίες φορτίων

Τα φορτία που δρουν στο κτίριο που μελετάμε είναι:

α)Τα μόνιμα φορτία

β)Τα κινητά φορτία

(Η κατηγορία των τυχηματικών φορτίων δεν θα μελετηθεί)

3.4.2.Μονιμά φορτία

Ως μόνιμα φορτία εννοούμε τα κατακόρυφα φορτία που δεν αλλάζουν κατά τη διάρκεια ζωής του έργου και προέρχονται από τα ίδια βάρη της κατασκευής και από υλικά όπως οι επικαλύψεις, οι μονώσεις κ.α. που είναι στοιχεία από τα οποία αποτελείται το κτίριο. Στην κατασκευή μας έχουμε τις συγκεκριμένες τιμές για τα μόνιμα φορτία των μελών:

α) Μόνιμα φορτία πλάκας 1,20 kN/m³

β) Μόνιμα φορτία περιμετρικών δοκών 9 kN/m

γ) Μόνιμα φορτία εσωτερικών δοκών 4,5kN/m

3.4.3.Κινητά φορτία

Ως κινητά φορτία ορίζουμε τα κατακόρυφα φορτία που δρουν παροδικά ή μόνιμα σε έναν φορέα όταν η κατασκευή βρίσκεται πλέον σε κατάσταση λειτουργίας. Τέτοια φορτία είναι η παρουσία ανθρώπων στο κτίριο, τα έπιπλα και οτιδήποτε μπορεί να υπάρξει σε μια κατασκευή και να έχει προστεθεί από την έναρξη της λειτουργίας της και μετά.

Τα κινητά φορτία του κτιρίου που μελετάμε είναι τα κινητά φορτία της πλάκας με τιμή 2 kN/m.

3.5.Το λογισμικό Fespa

3.5.1.Γενικά στοιχεία του λογισμικού

Το Fespa, σύμφωνα με το επίσημο εγχειρίδιο αναφοράς (2013), είναι ένα ολοκληρωμένο σύστημα λογισμικού, για την ανάλυση, διαστασιολόγηση, απεικόνιση, έλεγχο και σχεδίαση δομημάτων τριών διαστάσεων. Το πρόγραμμα είναι βασισμένο στη λογική των «Οντοτήτων» (ή Αντικειμένων, Objects). Αυτό σημαίνει ότι το μοντέλο του φορέα αποτελείται από οντότητες όπως οι πλάκες, οι δοκοί, τα υποστυλώματα. Στις οντότητες αυτές έχουμε τη δυνατότητα να καθορίσουμε τα γεωμετρικά τους στοιχεία, την ποιότητα του σκυροδέματος που αποτελούνται, τους οπλισμούς που διαθέτουν και οτιδήποτε παράμετρο μας ενδιαφέρει.

Επίσης το Fespa χρησιμοποιεί τη γραμμική σχέση μεταξύ τάσεων παραμορφώσεων και αντιλαμβάνεται σαν πεπερασμένα στοιχεία-μέλη το στοιχείο δοκού στύλου και αυτό της δοκού επί ελαστικού εδάφους. Συνθέτοντας όλα τα πεπερασμένα στοιχεία έχουμε το συνολικό προσομοίωμα που θέλουμε να μελετήσουμε.

Βασικό στοιχείο του προγράμματος είναι ότι σχεδιάζει και αναλύει (στη δικιά μας περίπτωση δεν σχεδιάζουμε αλλά κάνουμε αποτίμηση και ανάλυση) με βάση κάποιους κανονισμούς και διατάξεις. Αυτοί είναι τα Εθνικά Πρότυπα Ευρωκωδίκων, ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) αλλά και ελληνικούς κανονισμούς.

3.5.2.Δυσκαμψία φερόντων στοιχείων

Οι καμπτικές και διατμητικές δυσκαμψίες των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος και τοιχοποιίας λαμβάνονται, σύμφωνα με την EC8-1§4.3.1(7), ίσες με το 1/2 της αρηγμάτωτης γεωμετρικής διατομής, ενώ η στρεπτική δυσκαμψία ίση με το 1/10 της αρηγμάτωτης γεωμετρικής διατομής. Λαμβάνονται υπόψη έργα από αξονικές και τέμνουσες δυνάμεις, ροπές κάμψης και ροπές στρέψης.

3.5.3.Προσομοίωση μάζων

Τα σημεία συγκέντρωσης μάζας είναι οι κόμβοι του προσομοιώματος. Παραλείπονται οι μάζες που αντιστοιχούν στη θεμελίωση και απαλείφονται οι βαθμοί ελευθερίας του συστήματος στη στάθμη της οροφής υπογείου μια και οι κόμβοι αυτοί είναι παγιωμένοι.

3.5.4.Ελευθερίες κίνησης

Σε κάθε κόμβο αντιστοιχούν έξι βαθμοί ελευθερίας κίνησης, ενώ οι κόμβοι που αντιστοιχούν στη στάθμη της οροφής υπογείου θεωρούνται παγιωμένοι και έχουν δεν έχουν καθόλου βαθμούς ελευθερίας. Στη στάθμη οροφής υπογείου λαμβάνοντας υπόψη μας την ύπαρξη εδάφους μέχρι τη στάθμη αυτή αλλά και την ύπαρξη τοιχωμάτων υπογείου περιμετρικά του κτιρίου θεωρήσαμε ότι το κτίριο είναι αρκετά δύσκαμπτο και σε περίπτωση σεισμικής διέγερσης οι μετακινήσεις θα ήταν αρκετά μικρές. Θεωρήσαμε λοιπόν για λόγους απλοποίησης ότι οι στηρίξεις στη βάση του φορέα (στάθμη οροφής υπογείου) είναι πακτωμένες ενώ οι υπόλοιποι κόμβοι είναι πλήρως ελεύθεροι.

3.5.5.Επιλύσεις προσομοιώματος

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

3.5.6.Δυναμική ανάλυση του δομήματος, πλήθος ιδιομορφών

Στην μελέτη αναλύεται το δόμημα με την δυναμική φασματική μέθοδο[EC8-1§4.3.3.3]. Το πλήθος των ιδιομορφών που αναλύονται επιλέγεται ώστε να πληρούνται τα κριτήρια της EC8-1§4.3.3.3.1(3). Το πρόγραμμα υπολογίζει αυτόματα τις ιδιομορφές που απαιτούνται, ώστε να καλυφθεί τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα στις δυο οριζόντιες συνιστώσες.

3.5.7. Σύμβαση αξόνων

Στο πρόγραμμα έχουμε το τοπικό σύστημα τέτοιο που ο άξονας X-X διατρέχει τη μεγάλη πλευρά του κτιρίου (20,2m) και ο άξονας Z-Z διατρέχει την μικρότερη πλευρά (19,7m). Ο κατακόρυφος άξονας είναι ο Y-Y.

3.5.8. Φάσμα σχεδιασμού

Σεισμική Ζώνη

Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III
α	0,16	0,24	0,36

Σχήμα 3.1. Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας και μέγιστη εδαφική επιτάχυνση agR

Το κτίριο που θα μελετήσουμε ανήκει στη σεισμική ζώνη II οπότε έχει σεισμική επιτάχυνση εδάφους $\alpha = 0,24$ g.

Σπουδαιότητα κτιρίου

Σπουδαιότητα	Κτίρια
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	Συνήθη κτίρια
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, μουσεία κλπ.
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.

Σχήμα 3.2. Σπουδαιότητα κτιρίων

Το κτίριο μας ανήκει στην κατηγορία II (συνήθη κτίρια) με $\gamma=1,00$.

Κατηγορία εδάφους

Το κτίριο που μελετάμε είναι σε έδαφος κατηγορίας Β (Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος).

Συντελεστής εδάφους S και χαρακτηριστικές περιόδους φάσματος

Ο συντελεστής εδάφους αφού το έδαφος είναι κατηγορίας Β παίρνει την τιμή $S=1,2$ όπως φαίνεται στο σχήμα που ακολουθεί μαζί με τις χαρακτηριστικές περιόδους φάσματος.

Εδαφικός Τύπος	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,5
B	1,2	0,15	0,5	2,5
C	1,15	0,20	0,6	2,5
D	1,35	0,20	0,8	2,5
E	1,4	0,15	0,5	2,5

Σχήμα 3.3. Συντελεστής εδάφους S, όρια σταθερής φασματικής επιτάχυνσης T_B & T_C και σταθερής μετακίνησης T_D στο οριζόντιο φάσμα για κάθε εδαφικό τύπο.

Άρα έχουμε $T_B=0.15s$, $T_C=0,5s$ και $T_D=2.5s$.

Συντελεστής απόσβεσης-ζ (%)

Για κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα προκύπτει η απόσβεση της κατασκευής $\zeta = 5\%$.

Συντελεστής συμπεριφοράς q

Οι φορείς από οπλισμένο σκυρόδεμα έχουν την ικανότητα απόδοσης ενέργειας, κυρίως μέσω της πλαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων τους. Η επιρροή της πλαστιμότητας του φορέα, μειώνει την σεισμική απόκριση του και η μείωση αυτή λαμβάνεται υπόψη στο συντελεστή συμπεριφοράς q. Αρχικά στο δικό μας κτίριο $q=4,5$. Η τιμή όμως τελικά του συντελεστή συμπεριφοράς θα καθοριστεί από την στατική μη-γραμμική ανάλυση.

3.6.Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής

3.6.1.Στάθμες επιτελεστικότητας

Παρουσιάζονται οι τρεις στάθμες επιτελεστικότητας και οι συνθήκες στις οποίες ισχύουν σύμφωνα με Ευρωκώδικα 8,μέρος 3 (1998) :

α. «Περιορισμένες βλάβες» (Α): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό και να διατηρούν την αντοχή και δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι αμελητέες. Το επίπεδο βλαβών είναι τέτοιο ώστε καμία λειτουργία να μη διακόπτεται κατά τη διάρκεια του σεισμού ή μετά από αυτόν, εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Επίσης, ο κίνδυνος τραυματισμού ατόμων από τις βλάβες είναι πρακτικά αμελητέος.

Όσον αφορά στα μη-φέροντα στοιχεία, επιτρέπονται μικρές μόνο βλάβες, οι οποίες δεν επηρεάζουν τις βασικές λειτουργίες. Οι προσβάσεις και τα συστήματα ασφαλείας (π.χ. κλιμακοστάσια, πόρτες, ανελκυστήρες, συστήματα πυρασφάλειας, γεννήτριες κλπ) πρέπει να παραμείνουν σε λειτουργία, εκτός εάν υπάρχει γενική διακοπή ηλεκτροδότησης στην περιοχή, η οποία τα επηρεάζει.

Τα όρια παραμορφώσεως μέλους (γωνία στροφής-χορδής) που αντιστοιχούν στη στάθμη επιτελεστικότητας «Περιορισμένες βλάβες» είναι: $\theta \leq \theta_y$.

Το πρόγραμμα Fespa ονομάζει στο διάγραμμα ADRS την στάθμη επιτελεστικότητας «Περιορισμένες βλάβες» ως DL (Damage limitation) και το βλέπουμε με πράσινο χρώμα. Η πιθανότητα υπέρβασης που χρησιμοποιείται είναι $P_{DLR}=80\%$ με περίοδο επαναφοράς $T=30$ χρόνια.

β. «Σημαντικές βλάβες» (Β): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένονσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους. Ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμικούς μέτριας έντασης. Οι βλάβες δεν αποτελούν αιτία σοβαρού τραυματισμού ατόμων (μικροί τραυματισμοί, οι οποίοι όμως δεν αποτελούν κίνδυνο απώλειας ζωής, μπορεί να συμβούν).

Όσον αφορά στα μη-φέροντα στοιχεία, αναμένονται βλάβες, οι οποίες όμως δεν αποτελούν κίνδυνο για άτομα εντός ή εκτός της κατασκευής, είτε λόγω πτώσης αντικειμένων είτε λόγω δευτερογενών αιτιών, όπως διαφυγή τοξικών ουσιών, αστοχία συστημάτων υψηλής πίεσης, κίνδυνος πρόκλησης πυρκαγιάς, κλπ.

Τα όρια παραμορφώσεως μέλους (γωνία στροφής-χορδής) που αντιστοιχούν στη στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές βλάβες» είναι: $\theta \leq 0.75 \cdot \theta_u$.

Το πρόγραμμα Fespa ονομάζει στο διάγραμμα ADRS την στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές βλάβες» ως SD (Severe Damage) και το βλέπουμε με μπλε χρώμα. Η πιθανότητα υπέρβασης που χρησιμοποιείται είναι $P_{SDR}=50\%$ με περίοδο επαναφοράς $T=73$ χρόνια.

γ. «Οιονεί κατάρρευση» (Γ): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές (μή-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμη και για μετασεισμικούς μέτριας έντασης. Ο κίνδυνος σοβαρού τραυματισμού ατόμων από πτώσεις στοιχείων της κατασκευής είναι μεγάλος, εντός και εκτός αυτής. Για τη επαναχρησιμοποίηση της κατασκευής μετά το

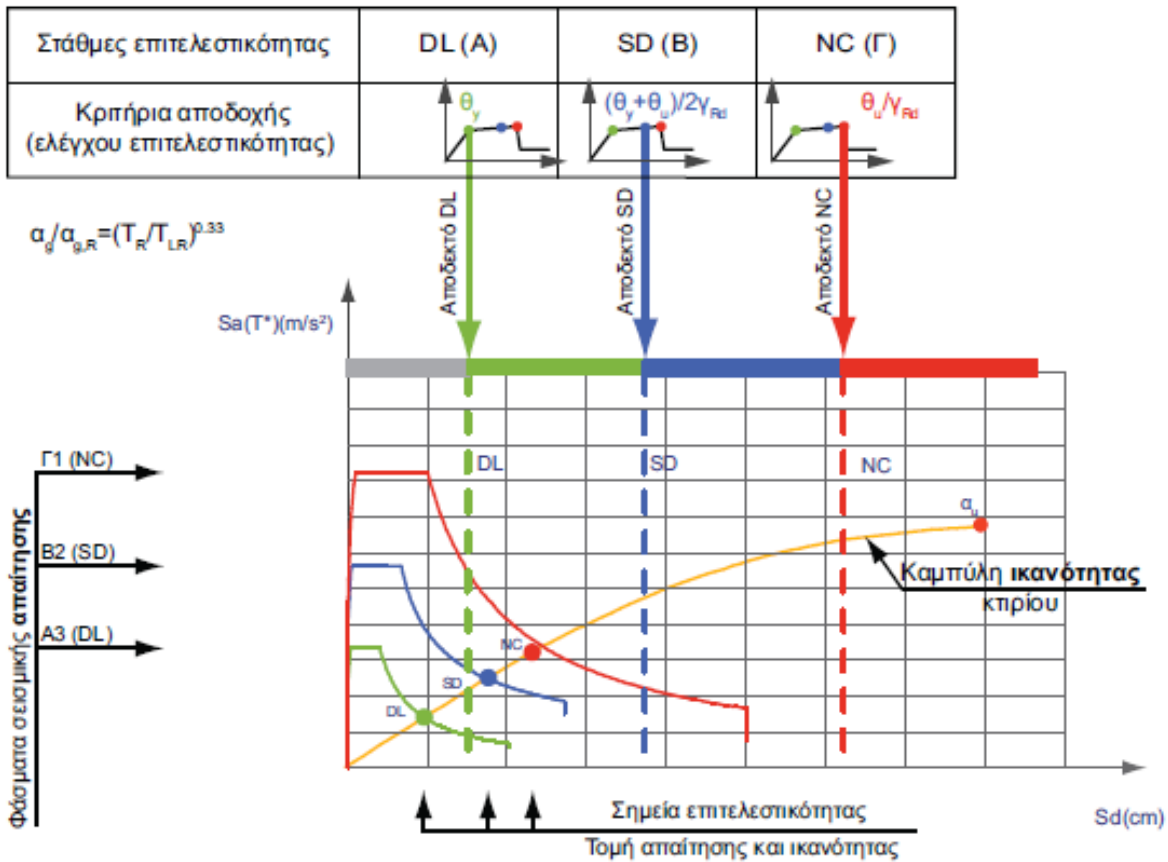
σεισμό απαιτούνται εκτεταμένες επιδιορθώσεις, ενώ είναι πιθανόν να μην είναι τεχνικά ή οικονομικά δυνατή η επισκευή της.

Όσον αφορά στα μη-φέροντα στοιχεία, αναμένονται σημαντικές βλάβες, οι οποίες μπορούν να προκαλέσουν ακόμη και την πτώση τους. Εξάιρεση αποτελούν τα υψηλού κινδύνου μη-φέροντα στοιχεία και προσαρτήματα, τα οποία πρέπει να είναι καλά στερεωμένα, ώστε να μην υπάρχει κίνδυνος πτώσης τους σε χώρους συνάθροισης κοινού.

Τα όρια παραμορφώσεως μέλους (γωνία στροφής-χορδής) που αντιστοιχούν στη στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί κατάρρευση» είναι: $\theta \leq \theta_u$.

Το πρόγραμμα Fespa ονομάζει στο διάγραμμα ADRS την στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονεί κατάρρευση» ως NC (Near Collapse) και το βλέπουμε με κόκκινο χρώμα. Η πιθανότητα υπέρβασης που χρησιμοποιείται είναι $P_{NCR}=10\%$ με περίοδο επαναφοράς $T=475$ χρόνια.

Παρουσιάζεται στην εικόνα πως φαίνονται οι επιτελεστικότητες στο πρόγραμμα Fespa σε ένα διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας ή αλλιώς ADRS(Acceleration Design Response Spectra), ενός φορέα. Οι κάθετες διακεκομμένες γραμμές δείχνουν σε ποιά μετακίνηση έφτασε πρώτο κάποιο μέλος του κτιρίου στην αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας. Οι κουκίδες με πράσινο, μπλε και κόκκινο χρώμα αντιπροσωπεύουν της στοχευόμενες μετακινήσεις (target displacement) για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας. Έτσι καταλαβαίνουμε πως όταν η στοχευόμενη μετακίνηση (κουκίδα) είναι αριστερά της αντίστοιχης κατακόρυφης διακεκομμένης του ίδιου χρώματος το κτίριο μας δεν έχει κάποιο πρόβλημα.



Εικόνα 3.4.Επιτελεστικότητες και φάσματα σεισμικής απαίτησης σε διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας όπως εμφανίζεται στο πρόγραμμα Fespa.

3.7. Έλεγχος στατικής κανονικότητας του υπάρχοντος κτιρίου

3.7.1. Γενικά

Για την αντισεισμική μελέτη, οι φορείς κτιρίων ταξινομούνται σε κανονικούς ή μη-κανονικούς. Για να είναι κανονικό σε κάτοψη το κτίριο μας πρέπει με βάση τον Ευρωκώδικα 8, μέρος 3 (1998):

α) Για να χαρακτηριστεί ένα κτίριο ως κανονικό σε κάτοψη θα πρέπει να ικανοποιεί όλους τους όρους που αναφέρονται στις παρακάτω παραγράφους.

β) Όσον αφορά την αντοχή σε οριζόντια φορτία και την κατανομή της μάζας, το κτίριο θα είναι κατά προσέγγιση συμμετρικό σε κάτοψη, σε σχέση με δύο ορθογώνιους άξονες.

γ) Η διαμόρφωση της κάτοψης θα είναι συμπαγής, δηλ., κάθε πλάκα ορόφου θα οριοθετείται από κυρτή πολυγωνική γραμμή. Εάν υπάρχουν ανωμαλίες στην περίμετρο (εισέχουσες γωνίες ή εσοχές στην περίμετρο), η κανονικότητα σε κάτοψη μπορεί να θεωρηθεί ότι ικανοποιείται, υπό τον όρο ότι οι ανωμαλίες αυτές δεν έχουν επιπτώσεις στην δυσκαμψία της πλάκας στο επίπεδό της και ότι, σε κάθε ανωμαλία, η περιοχή μεταξύ του περιγράμματος της πλάκας και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής που περιβάλλει την πλάκα δεν υπερβαίνει 5% της επιφάνειας του ορόφου.

δ) Η λυγηρότητα του κτιρίου σε κάτοψη, $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$, δεν θα είναι μεγαλύτερη του 4, όπου το L_{\max} και το L_{\min} είναι αντίστοιχα η μεγαλύτερη και η μικρότερη διάσταση του κτιρίου σε κάτοψη, μετρούμενη σε ορθογώνιες διευθύνσεις.

ε) Σε κάθε επίπεδο και για κάθε διεύθυνση της ανάλυσης x και y , η στατική εκκεντρότητα e_o και η ακτίνα δυστρεψιάς r ικανοποιούν τις δύο παρακάτω συνθήκες οι οποίες δίνονται για την διεύθυνση y της ανάλυσης:

$$e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x \quad (3.1)$$

$$r_x \geq l_s \quad (3.2)$$

όπου

e_{ox} είναι η απόσταση μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας, που μετράται κατά την διεύθυνση x , κάθετη στην εξεταζόμενη διεύθυνση της ανάλυσης,

r_x είναι η τετραγωνική ρίζα του λόγου της δυστρεψιάς προς την μεταφορική δυσκαμψία στην διεύθυνση y («ακτίνα δυστρεψιάς»), και

l_s είναι η ακτίνα αδρανείας της μάζας της πλάκας ορόφου σε κάτοψη (τετραγωνική ρίζα του λόγου (α) της πολικής ροπής αδρανείας της μάζας της πλάκας του ορόφου σε κάτοψη, ως προς το κέντρο μάζας της πλάκας του ορόφου προς (β) την μάζα της πλάκας του ορόφου).

στ) Σε πολυώροφα κτίρια είναι δυνατοί μόνο κατά προσέγγιση ορισμοί του κέντρου δυσκαμψίας και της ακτίνας δυστρεψιάς. Απλουστευμένος ορισμός για την ταξινόμηση της στατικής κανονικότητας

σε κάτοψη και για την κατά προσέγγιση ανάλυση των στρεπτικών αποτελεσμάτων, είναι δυνατός όταν ικανοποιούνται οι ακόλουθες συνθήκες:

- 1) όλα τα συστήματα ανάληψης οριζόντιων φορτίων, όπως πυρήνες, φέροντα τοιχώματα ή πλαίσια, είναι συνεχή, χωρίς διακοπή, από τα θεμέλια έως την κορυφή του κτιρίου
 - 2) οι μορφές παραμόρφωσης των επιμέρους συστημάτων υπό οριζόντια φορτία δεν παρουσιάζουν μεγάλες διαφορές. Η συνθήκη αυτή μπορεί να θεωρηθεί ότι ικανοποιείται στις περιπτώσεις πλαισιωτών συστημάτων ή συστημάτων τοιχωμάτων. Γενικά η συνθήκη αυτή δεν ικανοποιείται σε διπλά συστήματα.
- ζ) Σε πλαισιωτά συστήματα και σε συστήματα εύκαμπτων τοιχωμάτων στα οποία επικρατεί η παραμόρφωση σε κάμψη των στοιχείων, η θέση των κέντρων δυσκαμψίας και η ακτίνα δυστρεψίας όλων των ορόφων μπορούν να υπολογιστούν με βάση τις ροπές αδρανείας των διατομών των κατακόρυφων στοιχείων. Εάν, εκτός των καμπτικών, είναι επίσης σημαντικές οι διατμητικές παραμορφώσεις, οι τελευταίες μπορούν να ληφθούν υπόψη με τη χρήση ισοδύναμης ροπής αδρανείας της διατομής.

Το πρόγραμμα Fespa κάνει τους ελέγχους του ευρωκώδικα και για το κτίριο που μελετάμε μας βγάζει τα αποτελέσματα που φαίνονται στην παρακάτω εικόνα 3.5.

Κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη - EC8-1 §4.2.3.2

Ελεγχος στρεπτικής δυσκαμψίας ορόφων - EC8-1 §5.2.2.1(4)P { $r > I_s$ }

Επίπεδο [/]	Υψόμετρο οροφής [m]	rI [m]	>	I _s [m]	rII [m]	>	I _s [m]
4	10,40	7,72	?	8,47	8,12	?	8,47
3	7,20	7,71	?	8,78	8,11	?	8,78
2:nv	4,00	7,71	?	8,78	8,11	?	8,78
1	0,00	7,79	?	8,36	8,12	?	8,36

■ Το δόμημα είναι στρεπτικά εύκαμπτο.

Ελεγχος περιορισμού στατικής εκκεντρότητας - EC8-1 §4.2.3.2(6) { $0.30*r > |e_o|$ }

Επίπεδο [/]	Υψόμετρο οροφής [m]	0.30*rI [m]	>	e _o I [m]	0.30*rII [m]	>	e _o II [m]
4	10,40	2,32	>	1,82	2,43	>	0,39
3	7,20	2,31	>	1,79	2,43	>	0,38
2:nv	4,00	2,31	>	1,78	2,43	>	0,37
1	0,00	2,34	>	2,11	2,43	>	0,40

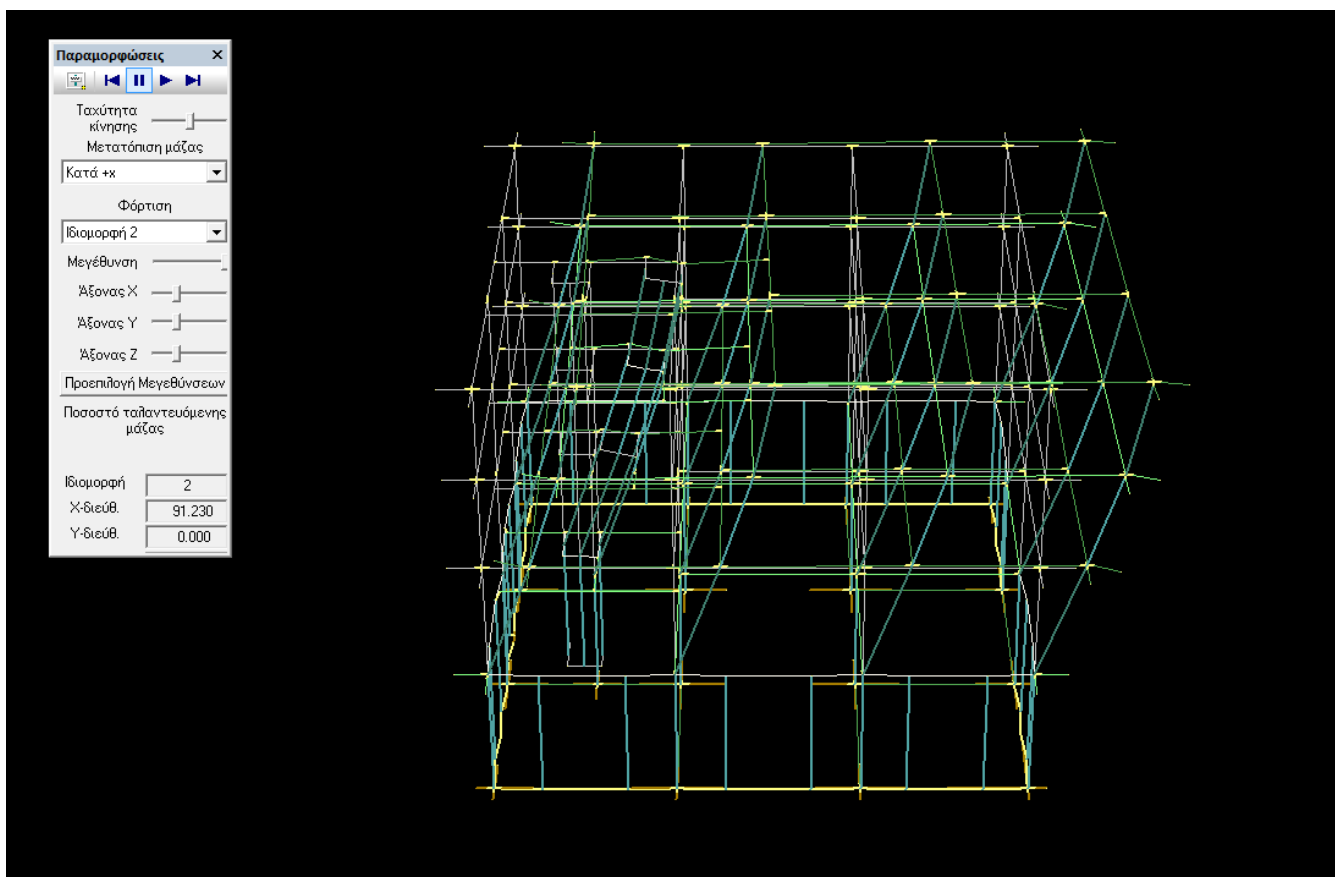
■ Το δόμημα ενδεχομένως είναι κανονικό σε κάτοψη**.

Εικόνα 3.5. Αποτελέσματα κριτηρίων κανονικότητας σε κάτοψη όπως παρουσιάζονται στο πρόγραμμα Fespa.

Αντίστοιχα ως προς την κανονικότητα σε όψη το κτίριο δεν παρουσιάζει καμία εσοχή και με βάση τους ευρωκώδικες EC8§4.2.3.3 είναι κανονικό σε όψη.

3.8. Ιδιομορφές και ιδιοπερίοδοι υπάρχοντος κτιρίου

Στο μη ενισχυμένο κτίριο η πρώτη ($1^{\text{η}}$) ιδιομορφή είναι μεταφορική κατά Z και συγκεντρώνει το 36,896% ιδιομορφικής μάζας, η δεύτερη ($2^{\text{η}}$) ιδιομορφή είναι μεταφορική κατά X και συγκεντρώνει το 91,230% της ιδιομορφικής μάζας και η τρίτη ($3^{\text{η}}$) ιδιομορφή είναι μεταφορική κατά Z και συγκεντρώνει το 52,843% ιδιομορφικής μάζας. Η ιδιοπερίοδοι του κτιρίου είναι $T_1=0,7338\text{sec}$, $T_2=0,6158\text{sec}$, $T_3=0,5156\text{ sec}$ για την $1^{\text{η}}$, $2^{\text{η}}$ και $3^{\text{η}}$ ιδιομορφή αντίστοιχα. Παρατηρούμε ότι το κτίριο με βάση τα στοιχεία αυτά και την εικόνα που μας δίνει το πρόγραμμα Fespa έχει στρεπτική μετακίνηση. Ακολουθεί η εικόνα του κτιρίου από το πρόγραμμα Fespa που δείχνει την μετακίνηση του κτιρίου με βάση την ιδιομορφή 2.



Εικόνα 3.6. Μετακίνηση του υπάρχοντος κτιρίου με βάση την $2^{\text{η}}$ ιδιομορφή.

3.9.Στοχευόμενη μετακίνηση

3.9.1.Η σημασία της στοχευόμενης μετακίνησης

Για δεδομένη περίοδο επανάληψης του σεισμού σχεδιασμού, υπολογίζεται κατ' αρχήν η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής δηλαδή η στοχευόμενη μετακίνηση (target displacement) που ορίζει το σημείο επιτελεστικότητας (performance point) της κατασκευής γι' αυτό το σεισμό. Ο ακριβέστερος τρόπος υπολογισμού αυτής της μετακίνησης είναι με μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας. Όμως η μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας για να γίνει χρειάζεται άλλα υπολογιστικά προγράμματα και αρκετό χρόνο για να βγάλουμε αποτελέσματα. Εδώ θα πρέπει να σημειωθεί ότι ακόμα και αυτή η μέθοδος δεν μπορεί να σου δώσει σίγουρα αξιόπιστα αποτελέσματα αν δεν χρησιμοποιηθούν πολλές σεισμικές διεγέρσεις ώστε να βγάλουμε συνολικότερα αποτελέσματα. Για την απλοποίηση του προβλήματος, η μετακίνηση μπορεί να υπολογιστεί με στατική μη-γραμμική ανάλυση (μέθοδος pushover), η ακρίβεια όμως των αποτελεσμάτων είναι αμφισβητήσιμη (Γ.Ψυχάρης 2015) . Μία μεθοδολογία εφαρμογής της στατικής μη-γραμμικής είναι η μεθοδολογία που περιγράφεται αναλυτικά στο παράρτημα Β του Ευρωκώδικα 8,μέρος 1 (1998).

3.9.2.Υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης

Ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα

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

Η μάζα m^* , του ισοδύναμου συστήματος ενός βαθμού ελευθερίας δίδεται από τις μάζες m_i του πολυβάθμιου ταλαντωτή σε κάθε στάθμη i πολλαπλασιασμένες με την ιδιομορφική μετατόπιση Φ_i

$$m^* = \sum m_i \Phi_i^2 \quad (3.3)$$

Η δύναμη F^* και η μετατόπιση d^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή υπολογίζονται από την τέμνουσα βάσης F_b και την μετατόπιση του κόμβου ελέγχου d_n :

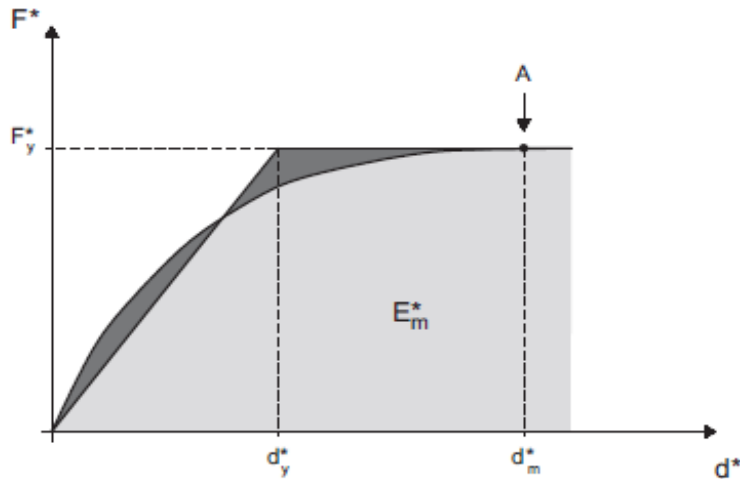
$$F^* = F_b / \Gamma, \quad d^* = d_n / \Gamma \quad (3.4)$$

Όπου Γ ο συντελεστής μετατροπής

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (3.5)$$

Μέθοδος EC8-1, παράρτημα Β

Η αρχική δυσκαμψία του ιδεατού συστήματος $K=F_y^*/d_y^*$ προκύπτει από την ισοδυναμία του εμβαδού των επιφανειών που περικλείονται από την πραγματική και ιδεατή καμπύλη. Βλ. Σχήμα 3.4.



Σχήμα 3.4. Πραγματική και ιδεατή-πλήρως πλαστική καμπύλη αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

Άρα η μετακίνηση διαρροής d_y^* του ιδεατού μονοβάθμιου συστήματος δίνεται από:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (3.6)$$

Η περίοδος T^* του ιδεατού ισοδύναμου συστήματος ΣΜΕΚ προσδιορίζεται ως:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (3.7)$$

Η στοχευόμενη μετακίνηση φορέα με περίοδο T^* και απεριόριστα ελαστική συμπεριφορά δίνεται από την:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (3.8)$$

όπου $S_e(T^*)$ είναι το φάσμα απόκρισης ελαστικής επιτάχυνσης στην περίοδο T^* .

Για τον καθορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης d_{et}^* σε φορείς στην περιοχή βραχέων περιόδων και σε φορείς στις περιοχές μεσαίων και μακρών περιόδων πρέπει να χρησιμοποιούνται διαφορετικές εκφράσεις όπως υποδεικνύεται παρακάτω. Η περίοδος διαχωρισμού μεταξύ της περιοχής βραχέων και μεσαίων περιόδων είναι η T_C .

α) $T^* < T_C$ (περιοχή βραχέων περιόδων)

Εάν $F_y^* / m^* \geq S_e(T^*)$, η απόκριση είναι ελαστική και επομένως

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

Εάν $F_y^* / m^* < S_e(T^*)$, η απόκριση είναι μη-γραμμική και

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (3.9)$$

όπου q_u είναι ο λόγος της επιτάχυνσης φορέα με απεριόριστα ελαστική συμπεριφορά $S_e(T^*)$ προς αυτήν ενός φορέα με περιορισμένη αντοχή F_y^* / m^* .

$$q_u = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*} \quad (3.10)$$

β) $T^* \geq T_C$ (περιοχή μεσαίων και μακρών περιόδων)

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

η d_t^* δεν χρειάζεται να υπερβαίνει το $3 d_{et}^*$.

Τέλος η στοχευόμενη μετακίνηση του πολυβάθμιου συστήματος είναι:

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad (3.11)$$

Η στοχευόμενη μετακίνηση αντιστοιχεί στον κόμβο ελέγχου.

Επαναληπτική Διαδικασία

Αν η επιδιωκόμενη μετακίνηση dt^* διαφέρει σημαντικά από τη μέγιστη μετακίνηση του μονοβαθμίου dm^* , μπορεί να εφαρμοστεί βηματική διαδικασία στην οποία υπολογίζεται ξανά το διγραμμικό διάγραμμα όπου πλέον αντί της dm^* χρησιμοποιείται η dt^* (και η αντίστοιχη F_y^*) στη σχέση (3.4).

3.10. Στατική μη-γραμμική ανάλυση(Pushover)

3.10.1.Γενικά

Ένα πρόβλημα εξαιρετικής σημασίας είναι ο υπολογισμός της απόκρισης ελαστοπλαστικών φορέων υπό στατική ή δυναμική φόρτιση. Οι ισοδύναμες στατικές αναλύσεις που προτεινόταν από

τους κανονισμούς τα προηγούμενα χρόνια, δεν μπορούσαν να δείξουν την πραγματική συμπεριφορά των κατασκευών. Με την ραγδαία εξέλιξη των ηλεκτρονικών υπολογιστών και των αλγορίθμων επίλυσης είναι πλέον δυνατή η εφαρμογή των ανελαστικών μεθόδων υπολογισμού. Η μη γραμμική ανάλυση των κατασκευών εξελίσσεται όλο ένα και περισσότερο σε ένα αναγκαίο εργαλείο του δομοστατικού σχεδιασμού.

Η στατική μη-γραμμική ανάλυση προσφέρει μια ακριβέστερη προσέγγιση της συμπεριφοράς των μελών μέσω της ενσωμάτωσης μη-γραμμικών προσομοιωμάτων των υλικών. Η μέθοδος αυτή έχει σαν στόχο την περιγραφή της συμπεριφοράς μιας κατασκευής και των μελών της στα διάφορα στάδια φόρτισής της. Η σεισμική ένταση εκφράζεται μέσω μιας αυξανόμενης οριζόντιας στατικής φόρτισης. Η οριζόντια φόρτιση κατανέμεται ανάλογα με τις αδρανειακές δυνάμεις και αυξάνεται συνεχώς και σταδιακά μέχρι να καταρρεύσει η κατασκευή που μελετάται. Λέγοντας κατάρρευση εννοούμε τη δημιουργία στον φορέα πλαστικού μηχανισμού ή την αδυναμία του φορέα να αναλάβει τη κατακόρυφα φορτία βαρύτητας. Οι παραμορφώσεις της κατασκευής που θα βγουν σαν αποτέλεσμα της διαδικασίας που παρουσιάστηκε, συγκρίνονται στη συνέχεια με τα όρια παραμορφώσεων που ορίζουν οι στάθμες επιτελεστικότητας. Τέλος η μέθοδος χρησιμοποιείται είτε για την αποτίμηση μιας παλαιότερης κατασκευής (θέμα της παρούσας διπλωματικής), είτε για το σχεδιασμό μιας καινούργιας.

3.10.2.Στόχοι στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης

Η στατική μη-γραμμική ανάλυση έχει μια σειρά από στόχους που αναλύονται παρακάτω και είναι οι εξής:

α) Να δημιουργηθεί η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής που μελετάμε. Η καμπύλη αντίστασης εκφράζει τη μη γραμμική σχέση του οριζόντιου φορτίου που επιβάλλουμε στη κατασκευή και της μετακίνησης κορυφής της κατασκευής. Η καμπύλη αντίστασης είναι απαραίτητο στοιχείο και αποτελεί τη βάση για να γίνουν οι έλεγχοι ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.

β) Να αποδειχθεί ότι υπάρχει επαρκής υπεραντοχή της κατασκευής (λόγος $au/a1$).

γ) Τον έλεγχο της συμπεριφοράς των μελών της κατασκευής σε κάθε βήμα αύξησης του οριζόντιου φορτίου. Έτσι μπορούμε να μάθουμε με ποιά σειρά αλλά και σε ποιά μέλη της κατασκευής εμφανίστηκαν πλαστικές αρθρώσεις, να δούμε σε τι κατάσταση βρίσκεται η κατασκευή από θέματα ζημιών αλλά και να κατανοήσουμε τον μηχανισμό απορρόφησης ενέργειας και τον έλεγχο σχεδιαστικών απαιτήσεων (ικανοτικός σχεδιασμός ισχυρού υποστυλώματος-ασθενούς δοκού).

3.10.3.Πλεονεκτήματα της μη-γραμμικής ανάλυσης

Η ανελαστική ανάλυση υπερέχει της ελαστικής καθώς παρουσιάζει τα παρακάτω πλεονεκτήματα:

α) Είναι πιο ακριβής γιατί σε αντίθεση με την ελαστική δεν βασίζεται μόνο στη δυσκαμψία των

μελών της κατασκευής αλλά συνεκτιμά και την αντοχή τους. Μας δίνει ακόμα την δυνατότητα να ελέγξουμε την παραμόρφωση της εξεταζόμενης κατασκευής με βάση και άλλα στοιχεία όπως η περισφιγξη ή η λεπτομέρεια όπλισης.

β)Γίνεται εποπτεία και έλεγχος των βλαβών που προκύπτουν στον φορέα.

γ)Γίνεται απαλλαγή από ικανοτικά προσομοιώματα.

δ)Μπορούμε να ελέγξουμε την επάρκεια της κατασκευής για πολλές επιτελεστικότητες παράλληλα(Άμεση χρήση, Προστασία ζωής, Αποφυγή κατάρρευσης)

ε)Μας βοηθά να καταλάβουμε για ποιούς λόγους κάποιο μέλος και συνολικότερα η κατασκευή παρουσιάζει κάποια μορφή δομικής ανεπάρκειας και έτσι μπορούμε να βρούμε λύσεις για την ενίσχυση είτε με αύξηση της αντοχής, είτε με αύξηση της πλαστιμότητας, είτε και με τους δύο τρόπους.

Καταλαβαίνουμε λοιπόν λόγω των παραπάνω ότι με μια ανελαστική ανάλυση μπορούμε να κάνουμε έναν πιο πλήρη έλεγχο της συμπεριφοράς της κατασκευής με ποιά οικονομικά αποτελέσματα και λύσεις που δεν παύουν όμως να είναι υπέρ της ασφάλειας.

3.10.4.Κατανομή σεισμικών φορτίων

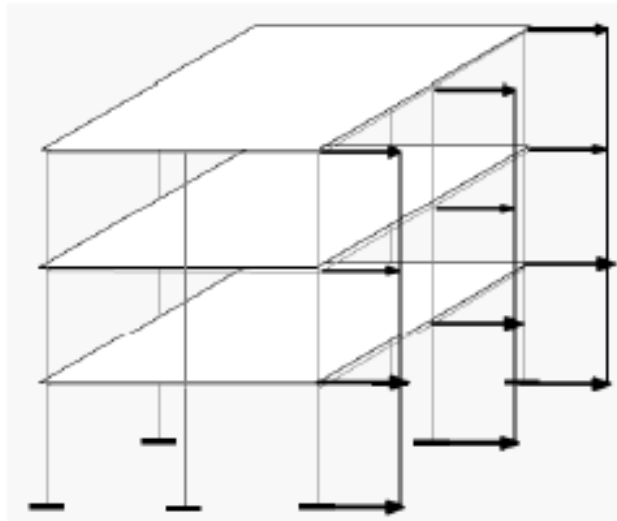
Στη στατική μη-γραμμική ανάλυση θα πρέπει να εφαρμόζονται τουλάχιστον δύο καθ' ύψος κατανομές των οριζόντιων φορτίων βάση του Ευρωκώδικα 8,μέρος 3, §4.4.4.1 (1998) .Επιλέξαμε λοιπόν τις εξής κατανομές:

Α' Κατανομή φόρτισης

Σαν πρώτη κατανομή φόρτισης επιλέξαμε την «ομοιόμορφη» κατανομή, βασισμένη σε οριζόντιες δυνάμεις οι οποίες είναι ανάλογες με τη μάζα ανεξάρτητα από την στάθμη (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης).

$$F_i = F_b \frac{m_i}{m_j} \quad (3.12)$$

όπου F_i το μέγεθος της οριζόντιας δύναμης που επιβάλλεται σε κάθε βήμα στον κόμβο i και είναι ανάλογος της μάζας m_i , F_b είναι η τέμνουσα βάσης.



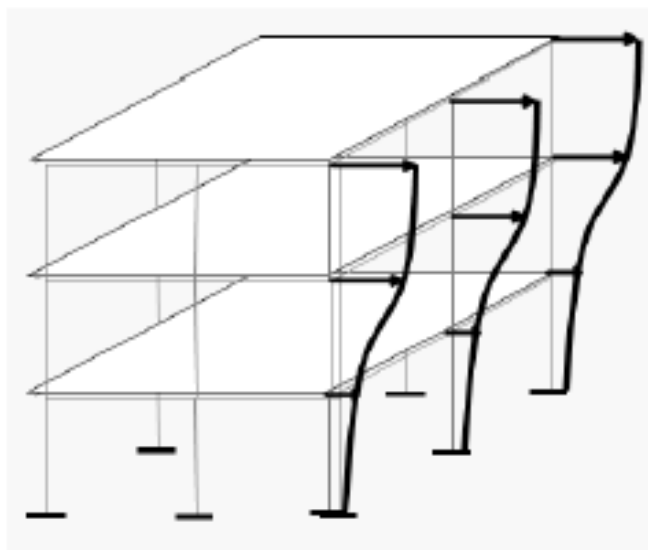
Σχήμα 3.5.Ορθογωνική-Ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης καθ' ύψος.

Β' Κατανομή φόρτισης

Σαν δεύτερη κατανομή φόρτισης επιλέξαμε την «ιδιομορφική» κατανομή που βασίζεται στο σχήμα της ιδιομορφής της κατασκευής που αντιστοιχεί στο μεγαλύτερο ποσοστό ιδιομορφικής μάζας όπως αυτή προέκυψε από την ελαστική ιδιομορφική ανάλυση.

$$F_i = Fb \frac{s_i * m_i}{\sum s_j * m_j} \quad (3.13)$$

Όπου s_i μετατόπιση μάζας στη θεμελιώδη ιδιομορφή κατά X ή Z.



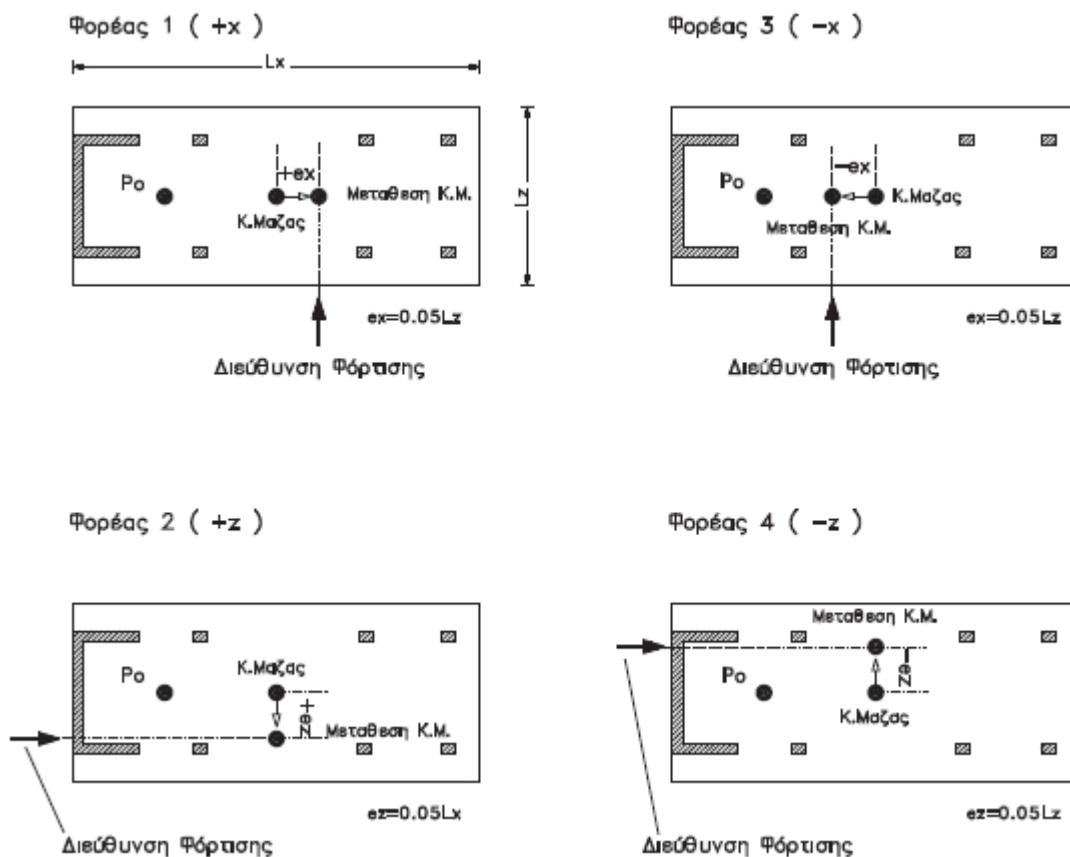
Σχήμα 3.6.Ιδιομορφική κατανομή φόρτισης καθ' ύψος.

3.10.5. Μέθοδος επίλυσης

Δυναμική με μετατόπιση μαζών

Το κέντρο μάζας κάθε ορόφου λαμβάνεται μετατοπισμένο από την ονομαστική του θέση κατά την τυχηματική εκκεντρότητα $e_{ai} = 0.05 \cdot L_i$, όπου L_i το πλάτος του ορόφου κάθετα προς την εξεταζόμενη διεύθυνση. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται για κάθε διεύθυνση, οπότε με τον τρόπο αυτό προκύπτουν τέσσερις ανεξάρτητοι φορείς προς επίλυση (EC8-1 §4.3.2(1)A).

Ουσιαστικά με την μέθοδο αυτή λαμβάνεται υπόψη η τυχηματική εκκεντρότητα και στην ανελαστική ανάλυση (pushover).



Σχήμα 3.7. Οι τέσσερις φορείς που προκύπτουν από την μετατόπιση μαζών εκατέρωθεν του Κ.Μ.

3.10.6. Συντελεστής συνδυασμού εγκάρσιας φόρτισης

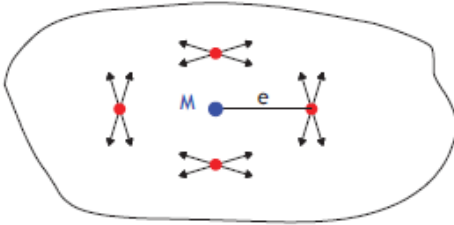
Σύμφωνα με τον ΟΑΣΠ (ΚΑΝ.ΕΠΕ. αναθεώρηση 2013) §5.4.9 και 5.7.3.6(γ) τι κτίριο πρέπει να αναλύεται για φορτία σε δύο διευθύνσεις με λόγο των αντίστοιχων τεμνουσών βάσεως 10:3 και 3:10 (χωριστά). Ο συντελεστής συνδυασμού εγκάρσιας φόρτισης που χρησιμοποιείται λοιπόν έχει τιμή

30%.

Ανεξάρτητα από την διεύθυνση της συνισταμένης της φόρτισης η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου καθώς και τα δεδομένα του μονοβάθμιου ταλαντωτή προσδιορίζονται στη διεύθυνση που εφαρμόζεται η μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης. Βλ. παρατήρηση ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.4.9.

3.10.7. Τυχηματική εκκεντρότητα

Η τυχηματική εκκεντρότητα που χρησιμοποιούμε είναι μόνο στην εγκάρσια διεύθυνση της συνιστώσας με την μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης. Δηλαδή για φορτίσεις στη διεύθυνση X (0 ή 180 μοίρες) ανεξάρτητα της τυχόν εγκάρσιας συνιστώσας λαμβάνεται τυχηματική εκκεντρότητα μόνο στη διεύθυνση $\pm Z$ (90 ή 270 μοίρες).

Συντ. συνδυασμού εγκάρσιας φόρτ. [%]	Τυχημ. εκκεντρότητα	Περιπτώσεις φόρτισης	Πλήθος αναλύσεων
30	Μόνο στην εγκάρσια διεύθυνση		16 κατευθύνσεις φόρτισης x 2 κατανομές = 32

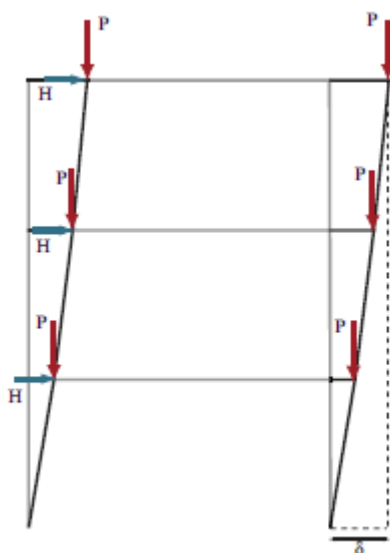
Σχήμα 3.8. Συνδυασμός συντελεστή εγκάρσιας φόρτισης και τυχηματικής εκκεντρότητας και πλήθος αναλύσεων που θα χρησιμοποιηθούν.

3.10.8. Επιρροές δεύτερης τάξης

Η στατική πρώτη τάξης θεωρεί την ισορροπία του अपαραμόρφωτου φορέα με την παραδοχή ότι οι μετακινήσεις είναι αρκετά μικρές. Μια τέτοια παραδοχή μπορεί να γίνει αποδεκτή σε κατασκευές με μεγάλη δυσκαμψία. Στη στατική όμως δεύτερης τάξης θεωρείται ότι ο απαραμόρφωτος φορέας δεν ταυτίζεται με τον παραμορφωμένο και έτσι η ισορροπία ροπών γίνεται στην παραμορφωμένη κατάσταση της κατασκευής.

Στην ανελαστική στατική ανάλυση οι στατικές επιρροές δεύτερης τάξης θα πρέπει να συνεκτιμώνται στην ανάλυση βάση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.4.7 γιατί στη οροφή του δομήματος η μετακίνηση μπορεί να πάρει μεγάλες τιμές. Η ενσωμάτωση των φαινομένων δεύτερης τάξης λόγω της εμφάνισης επιπρόσθετων ροπών επιταχύνει την εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων στον φορέα και έτσι αν αγνοηθούν τα φαινόμενα αυτά θα οδηγηθούμε σε μια υπερεκτίμηση της αντοχής του κτιρίου που μελετάμε.

Η εμφάνιση επιπρόσθετων ροπών οφείλεται στην δημιουργία ενός μοχλοβραχίονα δ (λόγω της παραμόρφωσης) και των υφιστάμενων κατακόρυφων φορτίων που υπάρχουν στον φορέα μας. Έτσι μπορούμε να καταλάβουμε την ύπαρξη επιπρόσθετης ροπής στις μετακινησιακά ακλόνητες στηρίξεις του φορέα. Το φαινόμενο γίνεται περισσότερο κατανοητό στην Εικόνα 3.7 που ακολουθεί.

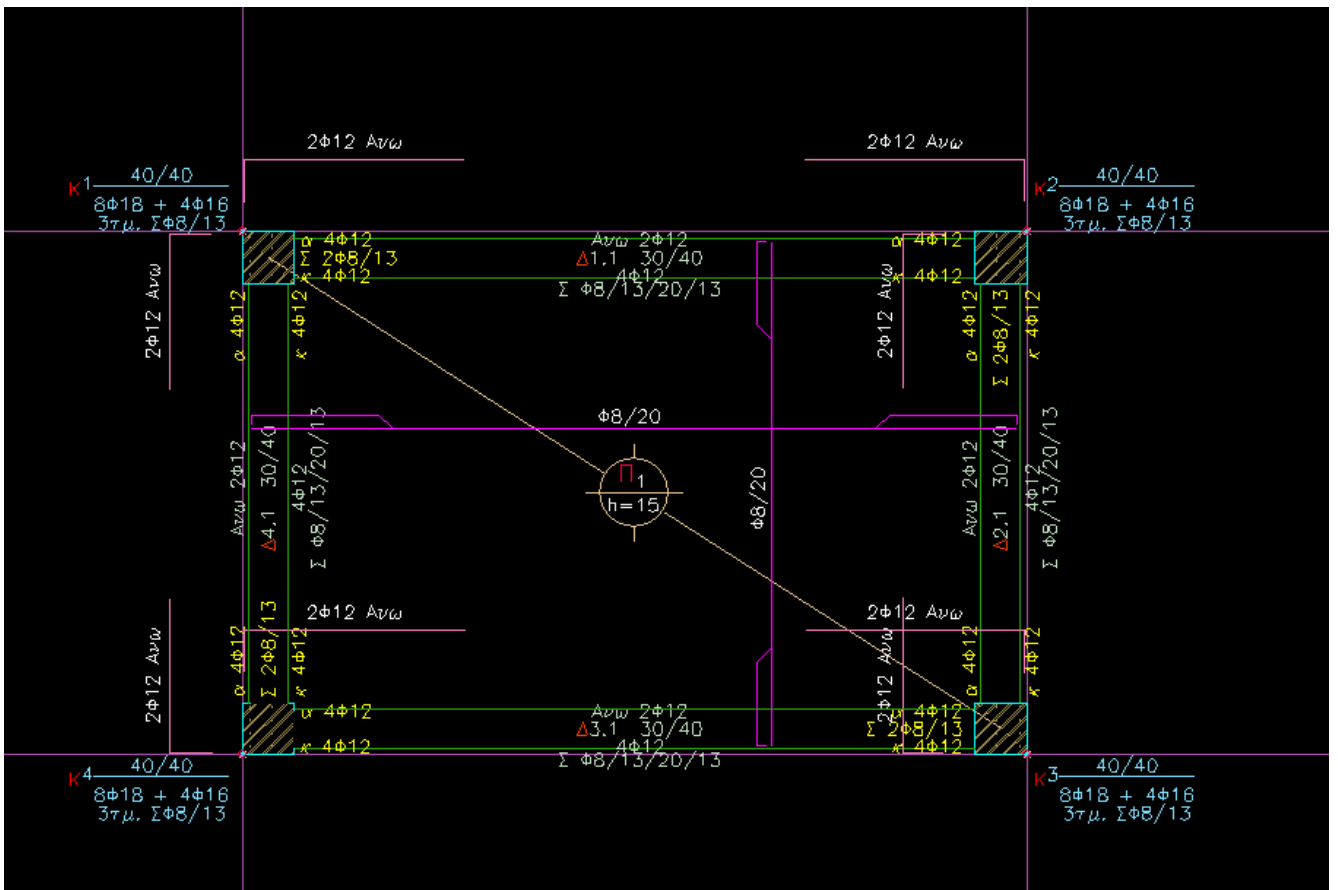


Σχήμα 3.9.Επιρροή φαινομένων P-Δ σε τυπικό πλαίσιο.

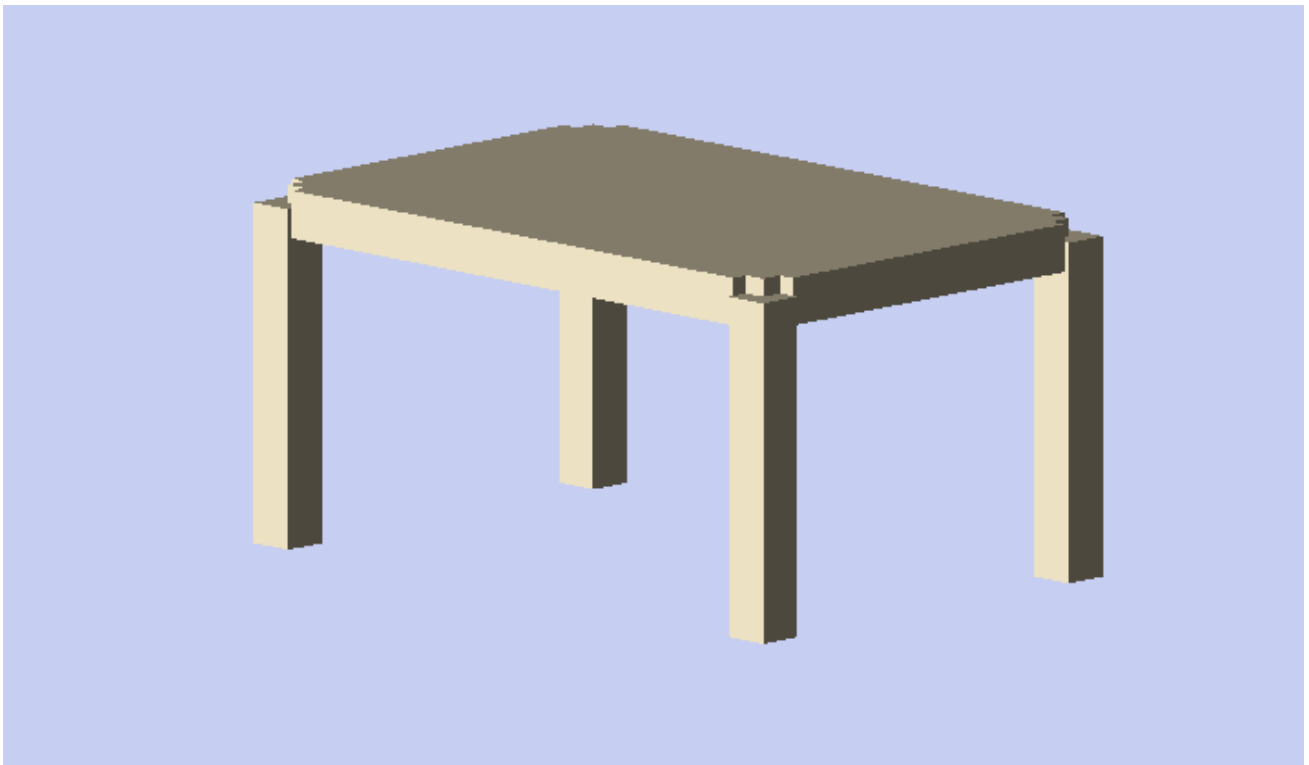
3.11. Παράδειγμα αποτίμησης με σκοπό την αξιολόγηση του λογισμικού

3.11.1.Στοιχεία,προσομοίωμα και παραδοχές παραδείγματος

Για να ελέγξουμε τα αποτελέσματα που θα μας δώσει μια στατική μη-γραμμική ανάλυση εισάγουμε έναν μονώροφο φορέα διαστάσεων 5,60mX3,60m και ύψους 3,00m σαν παράδειγμα για να γίνει μια σεισμική αποτίμηση. Ο φορέας αυτός έχει σαν κανονισμό σκυροδέματος και κανονισμό διαστασιολόγησης δομικού χάλυβα τους κανονισμούς του Ευρωκώδικα. Οπλίσαμε λοιπόν με βάση τους κανονισμούς και τις διατάξεις του Ευρωκώδικα και αυτό που απομένει να δούμε είναι αν σε μια ανάλυση pushover ο φορέας μας δεν θα ξεπερνά τα όρια επιτελεσματικότητας που υπάρχουν και γενικότερα θα είναι επαρκής ως προς την αντοχή του. Στις επόμενες δύο εικόνες (Εικόνα 3.8,Εικόνα 3.9) που θα δούμε παρακάτω παρουσιάζεται ο ξυλότυπος του φορέα σε κάτοψη, που μπορούμε να διακρίνουμε και τον οπλισμό των μελών του, και μια τρισδιάστατη απεικόνιση που μας κάνει κατανοητή την μορφή του φορέα που χρησιμοποιούμε σαν παράδειγμα.



Εικόνα 3.7.Ευλότυπος οροφής φορέα με παρουσίαση οπλισμών



Εικόνα 3.8.Τρισδιάστατη απεικόνιση του φορέα που χρησιμοποιείται σαν παράδειγμα

Τα υλικά από τα οποία αποτελείται η κατασκευή είναι σκυρόδεμα ποιότητας C20/25 και οπλισμός ποιότητας B500C.

3.11.2.Εφαρμογή στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης στο παράδειγμα

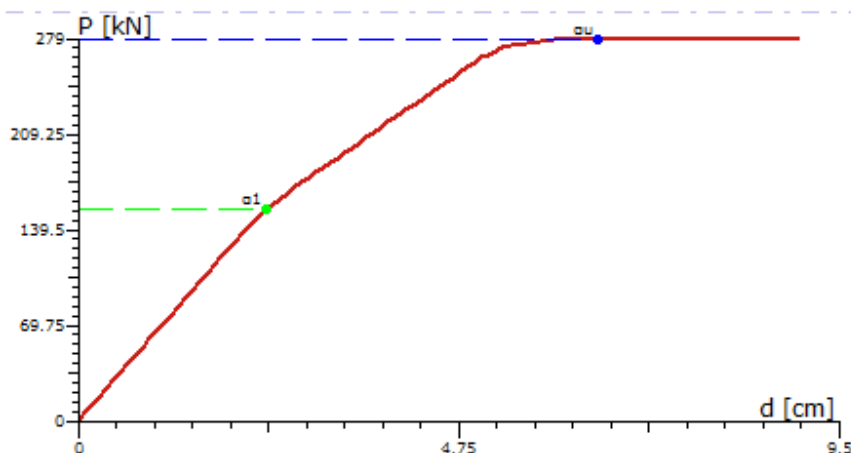
Πριν περάσουμε στα αποτελέσματα της ανάλυσης που έγινε στον φορέα πρέπει πρώτα να παρουσιαστούν οι παραδοχές που έγιναν. Θεωρήσαμε για λόγους απλοποίησης ότι οι στηρίξεις στη βάση του φορέα είναι πακτωμένες ενώ οι υπόλοιποι κόμβοι είναι πλήρως ελεύθεροι.

Τα χαρακτηριστικά του κτιρίου που αφορούν άμεσα την σεισμική διέγερση που θα επιβληθεί είναι τα εξής:

Αντισεισμικός κανονισμός:	EC8
Σεισμική ζώνη:	Z1
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση a_gR :	0,160
Σπουδαιότητα κτιρίου:	Π(συνήθη κτίρια)
Συντελεστής σπουδαιότητας γ_I :	1,000
Εδαφικός τύπος:	B
Συντελεστής εδάφους S:	1,20
Συντελεστής απόσβεσης ζ :	5,00%

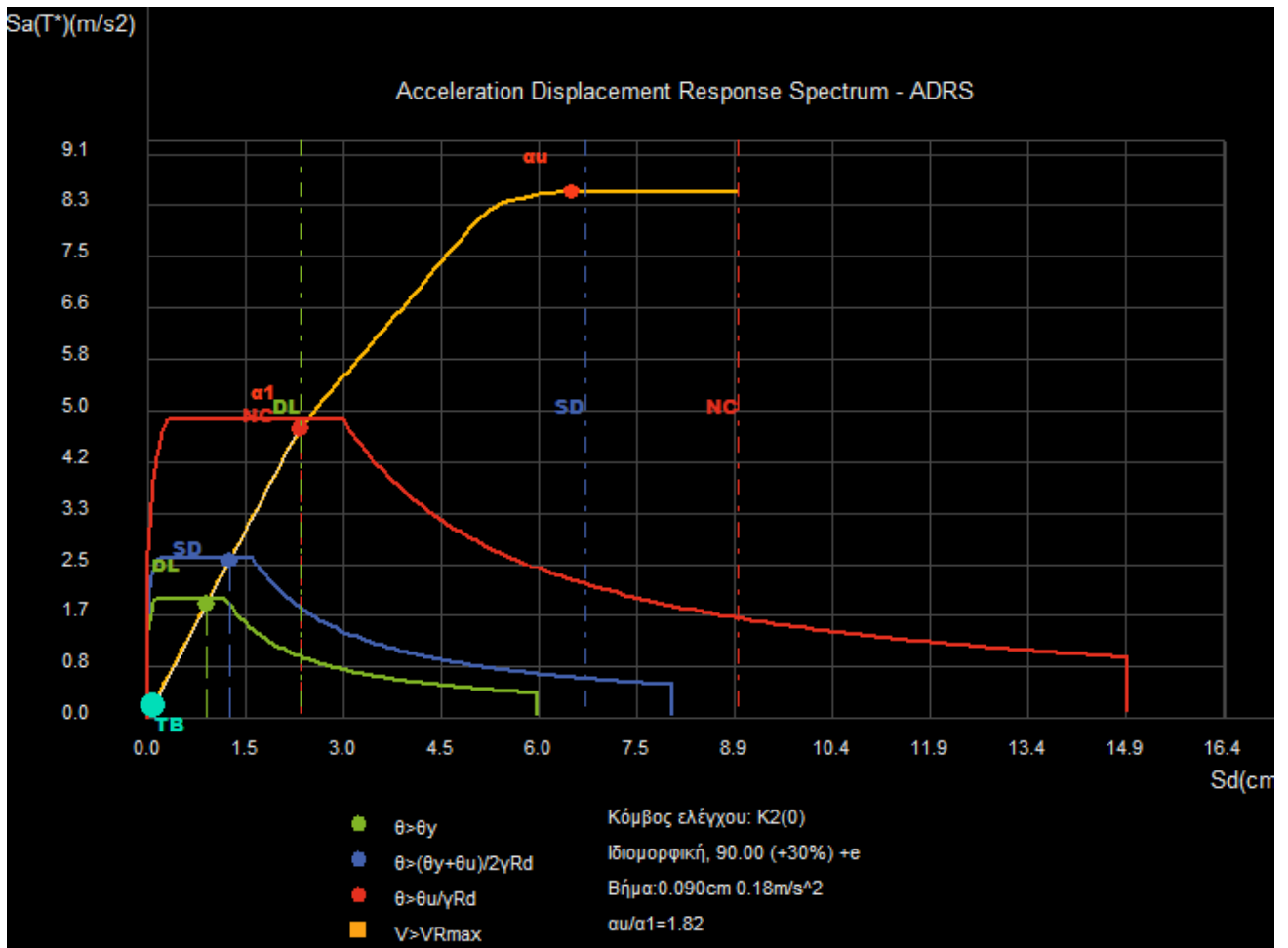
Ενδεικτικά παρουσιάζονται στις παρακάτω εικόνες δύο αποτελέσματα που παρήχθησαν για ανάλυση ιδιομορφική με κατεύθυνση φόρτισης κατά +Z(90 μοίρες) με συντελεστή συνδυασμού εγκάρσιας φόρτισης +30% και τυχαματική εκκεντρότητα κατά την εγκάρσια διεύθυνση +e και για ανάλυση ομοιόμορφη με κατεύθυνση φόρτισης κατά -Z(270 μοίρες) με τα ίδια χαρακτηριστικά με την προηγούμενη. Παρουσιάζονται οι καμπύλες ικανότητας για τις φορτίσεις και φάσμα ADRS με τα όρια επιτελεστικότητας.

Κατεύθυνση: 90° +(30%)· 0° +eX, Κατανομή:Ιδιομορφική



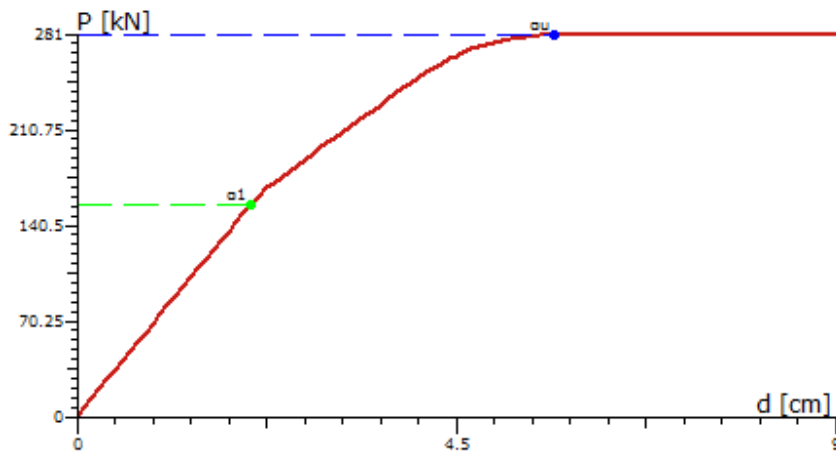
Λόγος υπεραντοχής: $au/a1 = 1.82$

Εικόνα 3.9.Καμπύλη ικανότητας για κατανομή ιδιομορφική και κατεύθυνση φόρτισης κατά +Z.



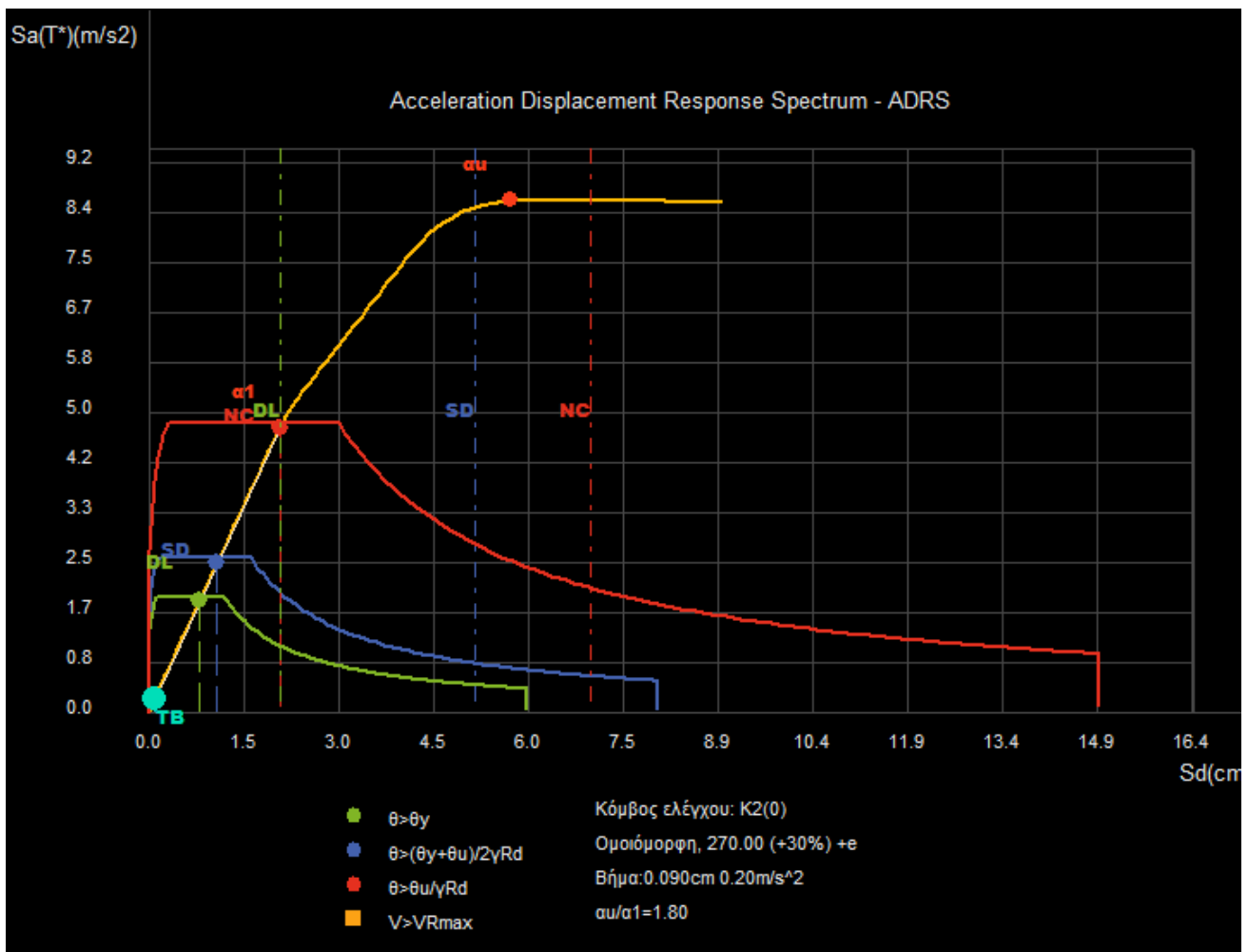
Εικόνα 3.10. ADRS διάγραμμα και όρια επιτελεστικότητας για κατανομή ιδιομορφική και κατεύθυνση φόρτισης κατά +Z.

Κατεύθυνση: $270^\circ + (30\%) \cdot 360^\circ + eX$, Κατανομή: Ομοιόμορφη



Λόγος υπεραντοχής: $\sigma_u/\sigma_1 = 1.80$

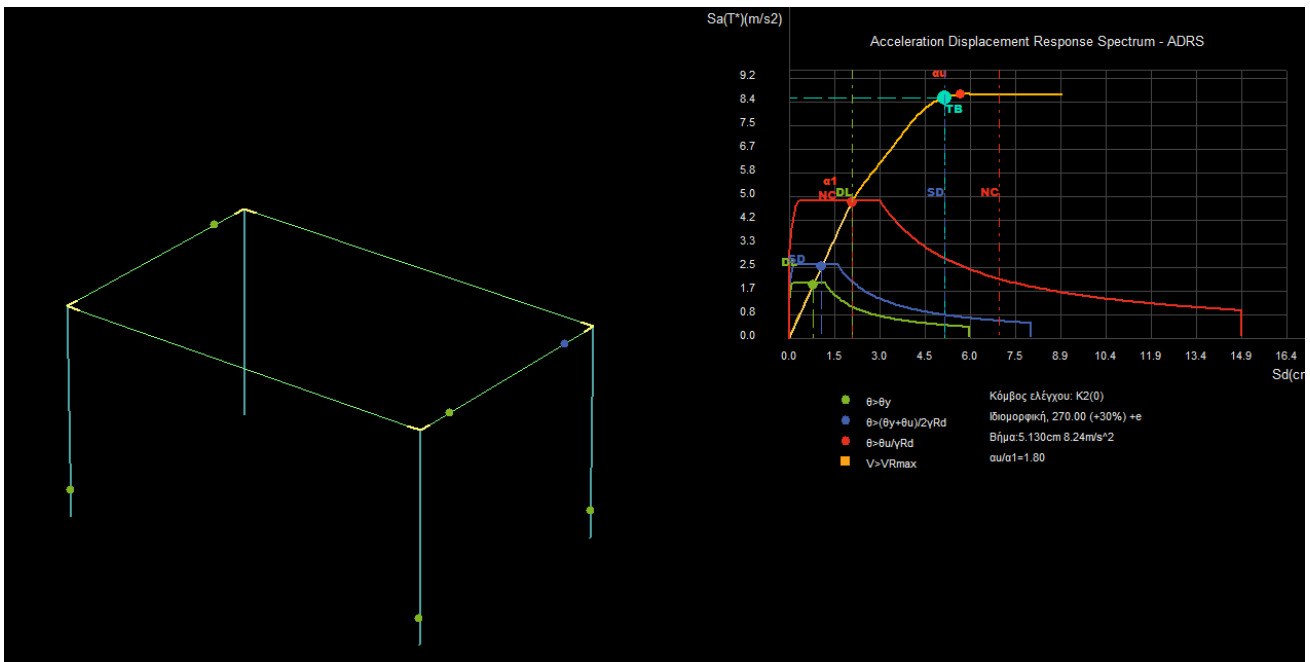
Εικόνα 3.11. Καμπύλη ικανότητας για κατανομή ομοιόμορφη και κατεύθυνση φόρτισης κατά -Z.



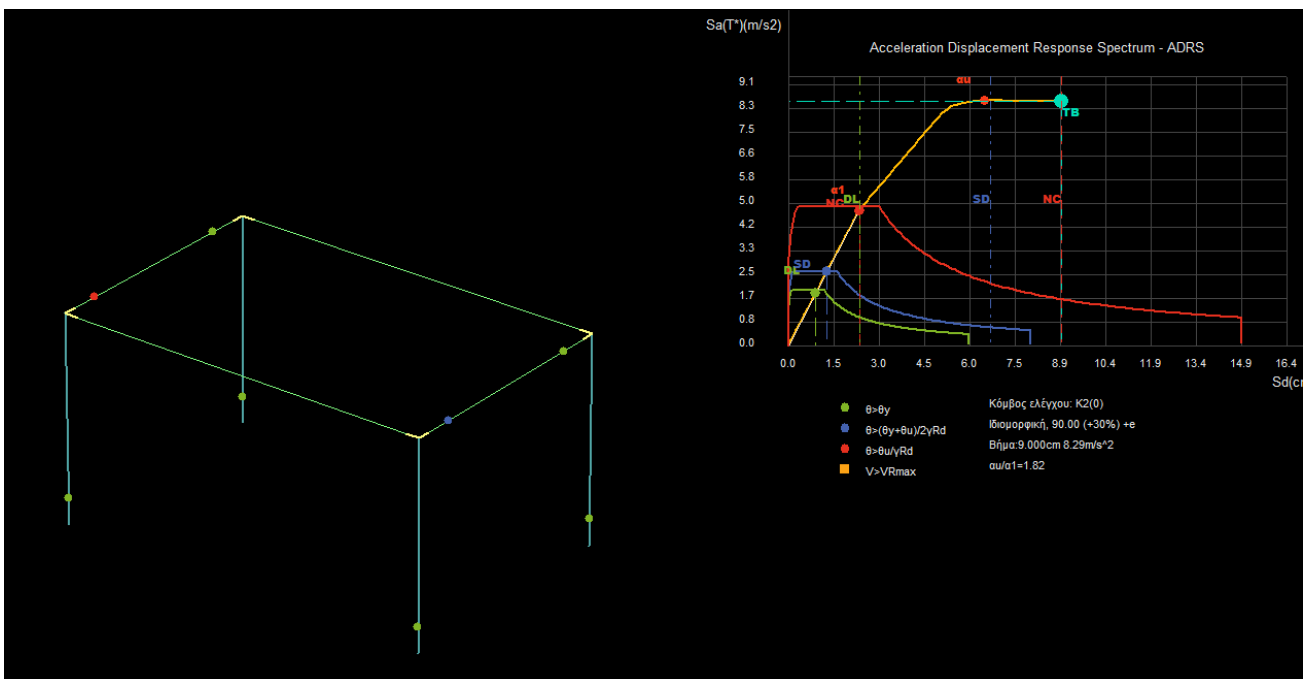
Εικόνα 3.12. ADRS διάγραμμα και όρια επιτελεστικότητας για κατανομή ομοιόμορφη και κατεύθυνση φόρτισης κατά -Z.

Από τις εικόνες 3.9 και 3.11 βλέπουμε ότι οι κουκίδες που αντιστοιχούν στη στοχευόμενη μετακίνηση δεν ξεπερνούν του αντίστοιχου χρώματος κατακόρυφες διακεκομμένες γραμμές που υποδηλώνουν τη μετακίνηση για την οποία κάποιο μέλος της κατασκευής έφτασε πρώτο το όριο της επιτελεστικότητας. Έτσι η κατασκευή είναι επαρκής για την σεισμική διέγερση που της επιβλήθηκε.

Στις εικόνες 3.12 και 3.13 που ακολουθούν φαίνεται ποιο μέλος του φορέα φτάνει πρώτο στο όριο επιτελεστικότητας "Προστασία ζωής" με μπλε κουκίδα πάνω στο φορέα για ιδιομορφική κατανομή φορτίων και κατεύθυνση -Z και ποιο μέλος του φορέα φτάνει πρώτο στο όριο επιτελεστικότητας "Οιονεί κατάρρευση" με κόκκινη κουκίδα για ιδιομορφική κατανομή φορτίων και κατεύθυνση +Z αντίστοιχα.



Εικόνα 3.13. Πρώτο μέλος του φορέα που φτάνει το όριο επιτελεσματικότητας "Προστασία ζωής" με μπλέ κουκίδα.



Εικόνα 3.14. Πρώτο μέλος του φορέα που φτάνει το όριο επιτελεσματικότητας "Προστασία ζωής" με μπλέ κουκίδα.

3.12. Εφαρμογή στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης στο προς μελέτη κτίριο

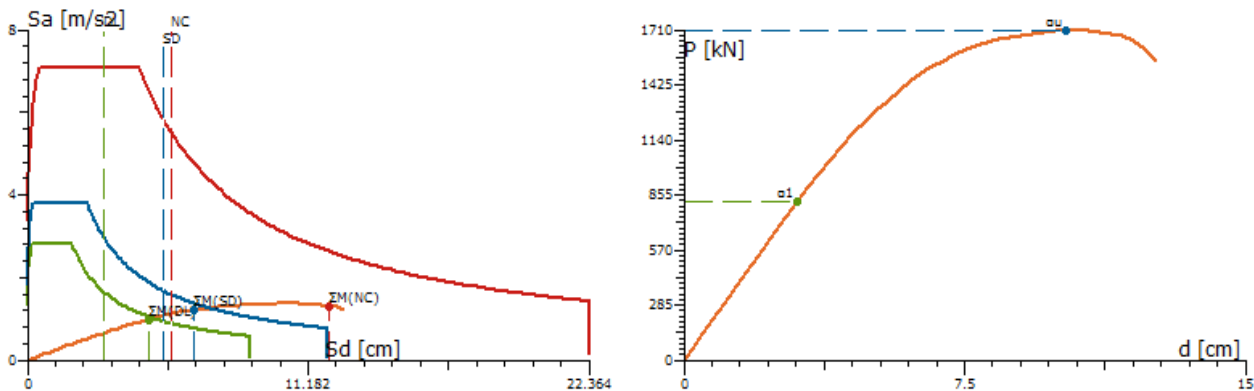
3.12.1.Γενικά

Στόχος της παρούσας διπλωματικής εργασίας ήταν η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του τριώροφου κτιρίου και η ενίσχυση του. Στο υποκεφάλαιο αυτό θα γίνει η αποτίμηση με την μέθοδο της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης. Όπως προαναφέρθηκε στο υποκεφάλαιο 3.5 το κτίριο ανήκει στην σεισμική ζώνη II και για αυτή θα μελετηθεί. Σημαντικό είναι να βγάλουμε κάποια συμπεράσματα από αυτή την διαδικασία όπως το ποιά είναι η αντοχή της κατασκευής, αν είναι ικανή να αναλάβει σε περίπτωση σεισμού τα σεισμικά φορτία που θα της επιβληθούν, ποιά είναι το μέγεθος των ζημιών που θα προκύψουν και σε ποιά μέλη του κτιρίου παρουσιάζονται σημαντικές βλάβες έτσι ώστε να γίνει είτε ενίσχυση σε αυτά είτε συνολικότερα στο κτίριο.

3.12.2.Εφαρμογή της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης

Στις παρακάτω εικόνες θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα της pushover ανάλυσης δηλαδή διαγράμματα καμπύλης ικανότητας και ADRS(Acceleration Displacement Response Spectrum) διαγράμματα με τα όρια επιτελεστικότητας. Θα εξεταστεί αν η κατασκευή ξεπερνά τα όρια επιτελεστικότητας και θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα για ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή φορτιών στις τέσσερις βασικές κατευθύνσεις (+X,-X,+Z,-Z). Προφανώς δεν γίνεται να παρουσιάσουμε τα διαγράμματα και για τις τριάντα δύο αναλύσεις που έγιναν αλλά επιλέχθηκε μία ανάλυση από κάθε βασική κατεύθυνση του σεισμού.

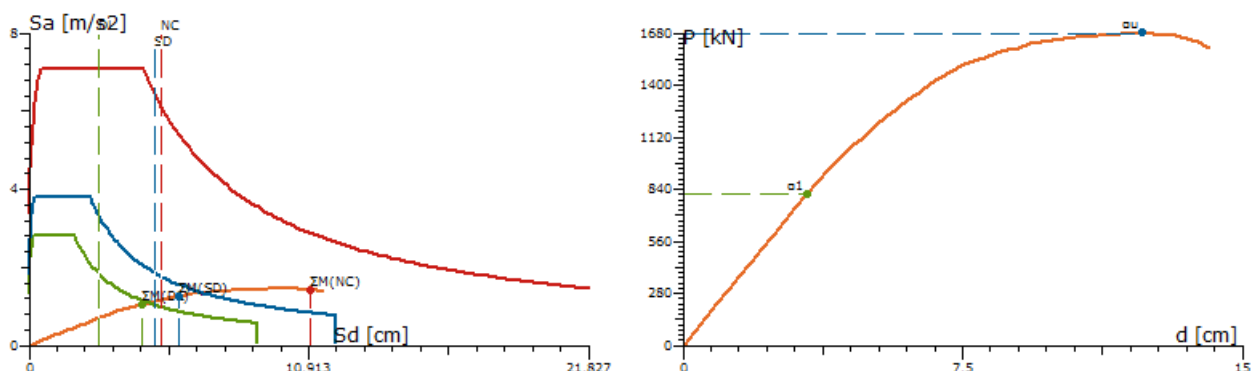
Κατεύθυνση: 0° +(30%)· 90° -eZ, Κατανομή:Ομοιόμορφη



Στ. Επιτελεστικότητας	Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής	
	ag [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής		
[/]		Sd [cm]	Sa [m/s ²]	d [cm]	P [kN]	au/a1
DL	0.096	4.82	1.0	4.82	1234.6	2.08
SD	0.129	6.62	1.2	6.62	1522.5	
NC	0.240	12.02	1.3	12.02	1654.4	

Εικόνα 3.15. ADRS διάγραμμα, όρια επιτελεστικότητας και καμπύλη ικανότητας για κατανομή ομοιόμορφη και κατεύθυνση φόρτισης κατά +X.

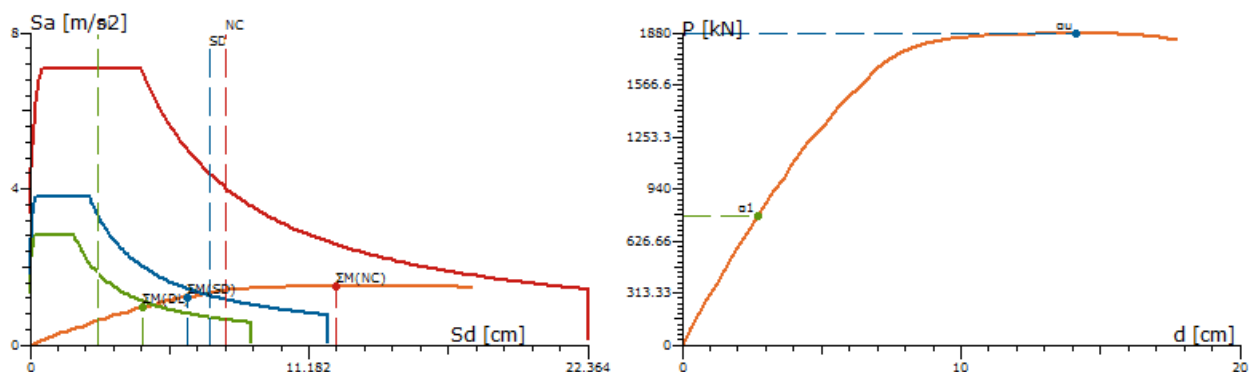
Κατεύθυνση: 0° +(30%)· 90° -eZ, Κατανομή:Ιδιομορφική



Στ. Επιτελεστικότητας		Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής
[/]	ag [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής		au/a1
		Sd [cm]	Sa [m/s ²]	d [cm]	P [kN]	
DL	0.096	4.41	1.1	5.42	1226.0	2.06
SD	0.129	5.87	1.3	7.22	1476.9	
NC	0.240	10.99	1.4	13.52	1653.9	

Εικόνα 3.16. ADRS διάγραμμα, όρια επιτελεστικότητας και καμπύλη ικανότητας για κατανομή ιδιομορφική και κατεύθυνση φόρτισης κατά +X.

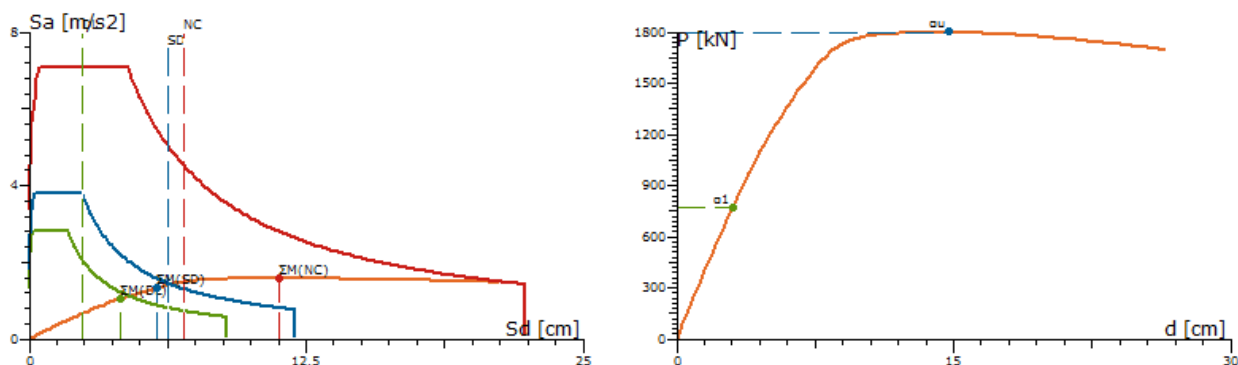
Κατεύθυνση: 90° +(30%)· 0° +eX, Κατανομή:Ομοιόμορφη



Στ. Επιτελεστικότητας		Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής
[/]	ag [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής		au/a1
		Sd [cm]	Sa [m/s ²]	d [cm]	P [kN]	
DL	0.096	4.52	1.0	4.52	1218.0	2.41
SD	0.129	6.32	1.2	6.32	1553.9	
NC	0.240	12.32	1.5	12.32	1874.5	

Εικόνα 3.17. ADRS διάγραμμα, όρια επιτελεστικότητας και καμπύλη ικανότητας για κατανομή ομοιόμορφη και κατεύθυνση φόρτισης κατά +Z.

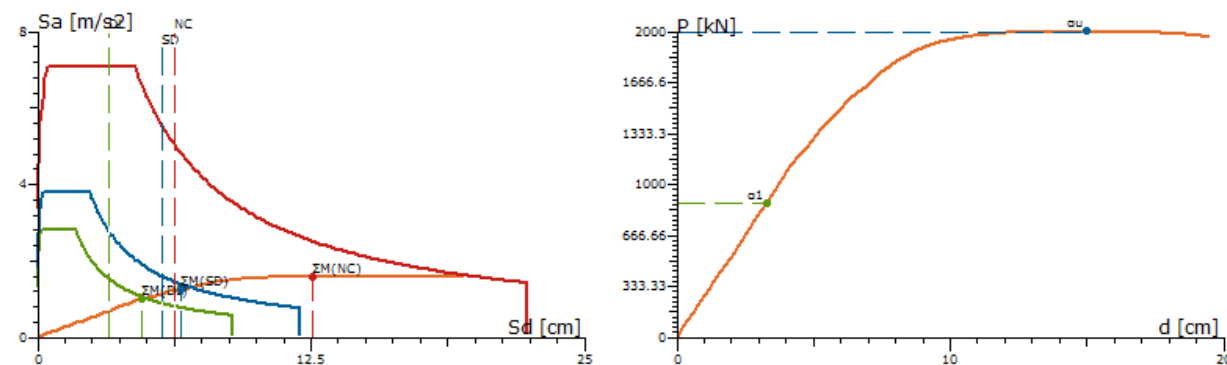
Κατεύθυνση: 90°+(30%)· 0° +eX, Κατανομή:Ιδιομορφική



Στ. Επιτελεστικότητας		Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής
[/]	ag [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής		au/a1
		Sd [cm]	Sa [m/s²]	d [cm]	P [kN]	
DL	0.096	4.11	1.1	5.12	1210.0	2.34
SD	0.129	5.79	1.3	7.22	1543.0	
NC	0.240	11.33	1.6	14.12	1799.7	

Εικόνα 3.18. ADRS διάγραμμα, όρια επιτελεστικότητας και καμπύλη ικανότητας για κατανομή ιδιομορφική και κατεύθυνση φόρτισης κατά +Z.

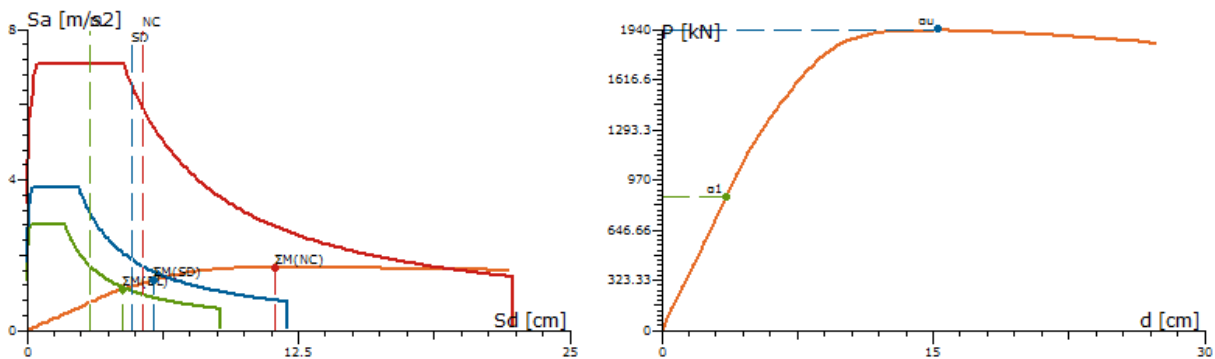
Κατεύθυνση: 180°+(30%)· 90° +eZ, Κατανομή:Ομοιόμορφη



Στ. Επιτελεστικότητας		Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής
[/]	ag [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής		au/a1
		Sd [cm]	Sa [m/s²]	d [cm]	P [kN]	
DL	0.096	4.78	1.0	4.78	1254.1	2.28
SD	0.129	6.58	1.3	6.58	1595.4	
NC	0.240	12.58	1.6	12.58	1992.8	

Εικόνα 3.19. ADRS διάγραμμα, όρια επιτελεστικότητας και καμπύλη ικανότητας για κατανομή ομοιόμορφη και κατεύθυνση φόρτισης κατά -X.

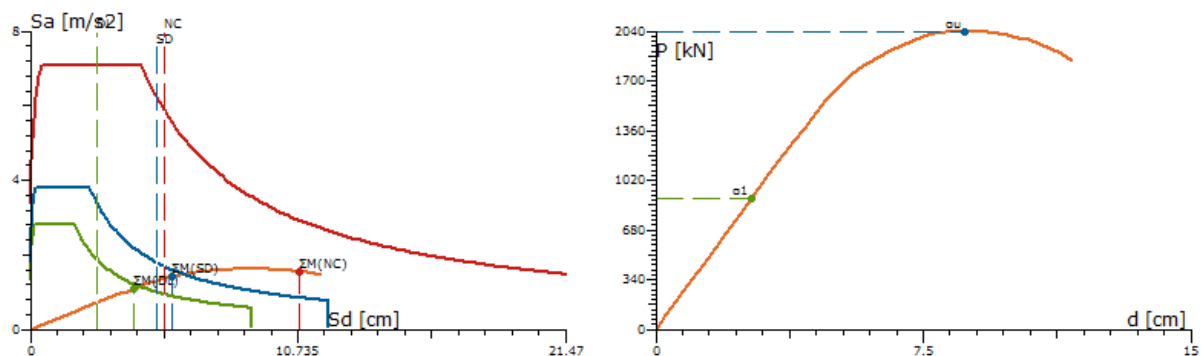
Κατεύθυνση: 180° +(30%)· 90° +eZ, Κατανομή:Ιδιομορφική



Στ. Επιτελεστικότητα		Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής
[/]	ag [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής		au/a1
		Sd [cm]	Sa [m/s ²]	d [cm]	P [kN]	
DL	0.096	4.37	1.1	5.38	1263.2	2.24
SD	0.129	5.83	1.3	7.18	1553.8	
NC	0.240	11.44	1.7	14.08	1934.5	

Εικόνα 3.20. ADRS διάγραμμα, όρια επιτελεστικότητας και καμπύλη ικανότητας για κατανομή ιδιομορφική και κατεύθυνση φόρτισης κατά -X.

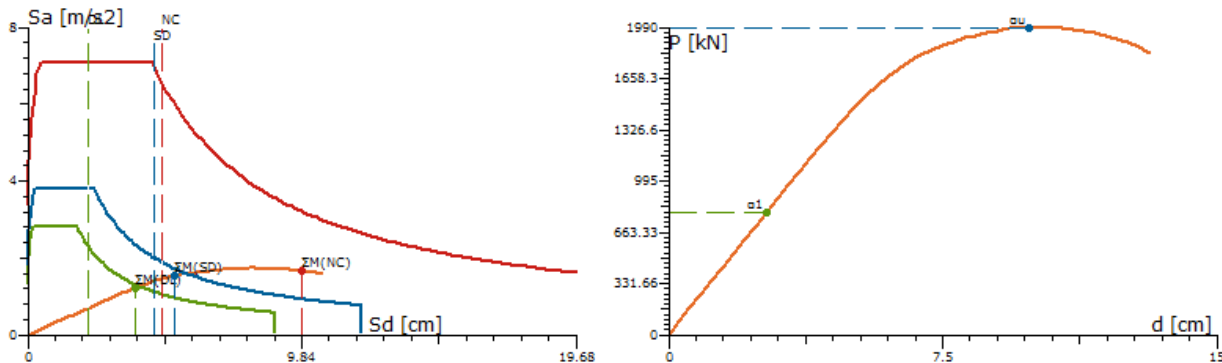
Κατεύθυνση: 270° +(30%)· 360° +eX, Κατανομή:Ομοιόμορφη



Στ. Επιτελεστικότητα		Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής
[/]	ag [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής		au/a1
		Sd [cm]	Sa [m/s ²]	d [cm]	P [kN]	
DL	0.096	4.18	1.1	4.18	1384.5	2.28
SD	0.129	5.68	1.4	5.68	1778.6	
NC	0.240	10.78	1.6	10.78	1953.4	

Εικόνα 3.21. ADRS διάγραμμα, όρια επιτελεστικότητας και καμπύλη ικανότητας για κατανομή ομοιόμορφη και κατεύθυνση φόρτισης κατά -Z.

Κατεύθυνση: $270^\circ + (30\%) \cdot 360^\circ + eX$, Κατανομή: Ιδιομορφική



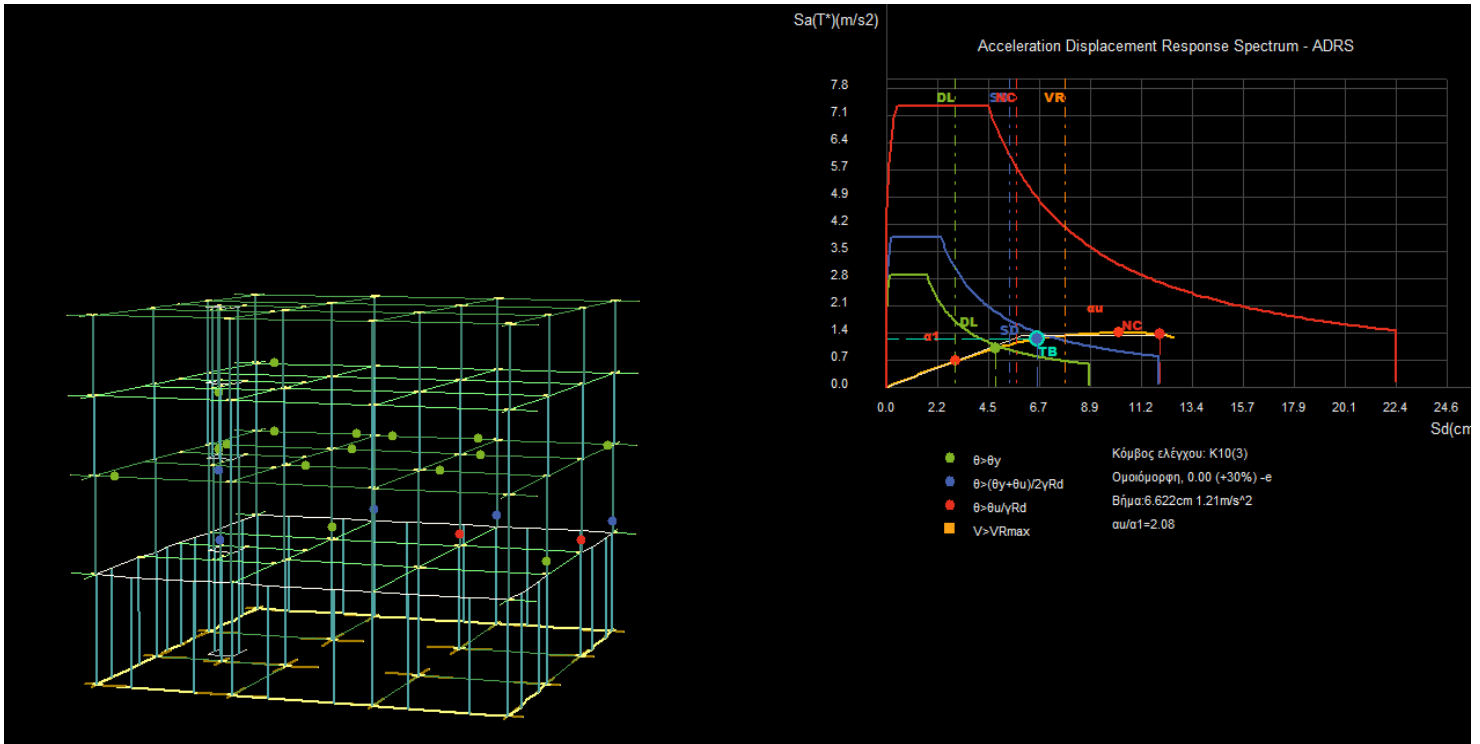
Στ. Επιτελεστικότητας		Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής
[/]	a_g [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής		σ_u/σ_1
		S_d [cm]	S_a [m/s ²]	d [cm]	P [kN]	
DL	0.096	3.84	1.2	4.78	1393.7	2.51
SD	0.129	5.29	1.5	6.58	1765.6	
NC	0.240	9.86	1.7	12.28	1912.4	

Εικόνα 3.22. ADRS διάγραμμα, όρια επιτελεστικότητας και καμπύλη ικανότητας για κατανομή ιδιομορφική και κατεύθυνση φόρτισης κατά -Z.

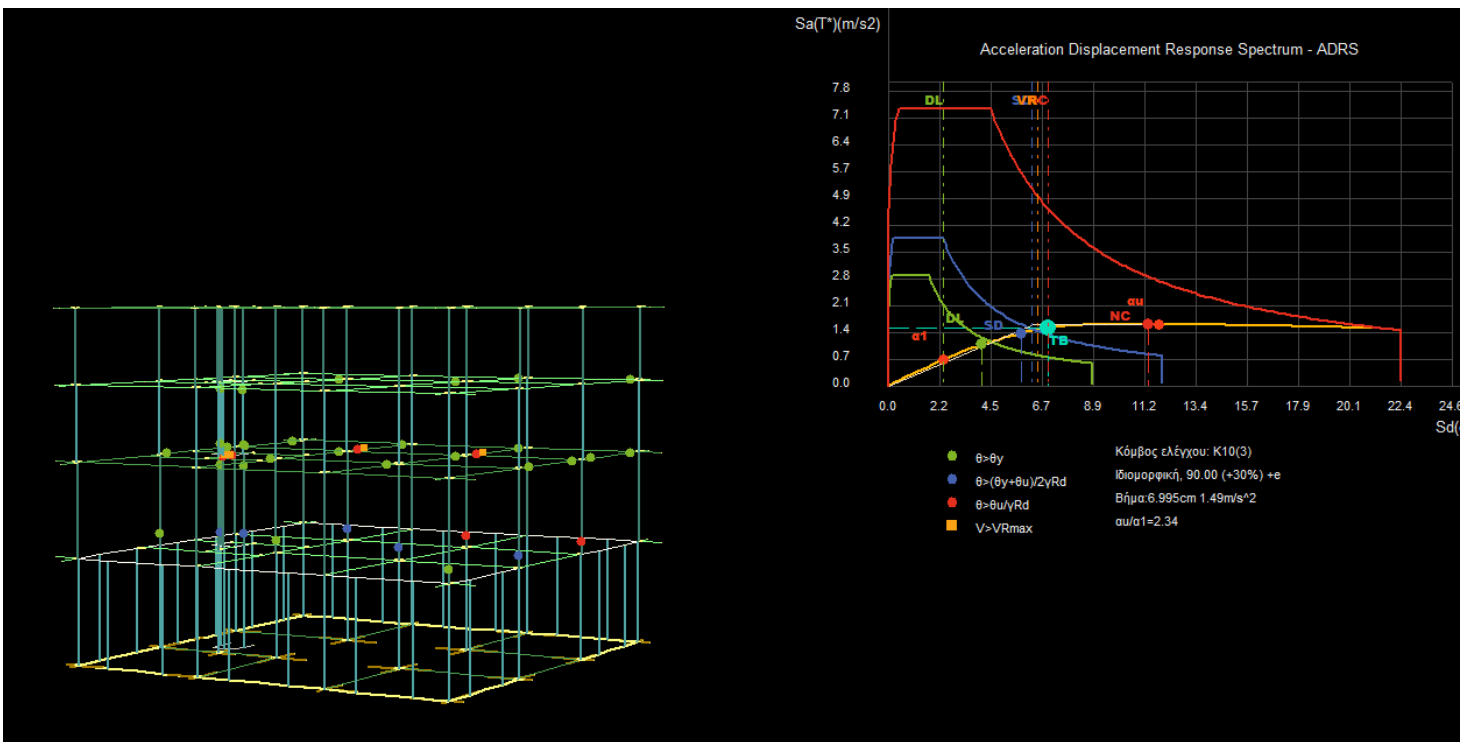
3.12.3. Ανάλυση των αποτελεσμάτων της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης

Από τα αποτελέσματα που παρουσιάστηκαν στις παραπάνω εικόνες και για τις τέσσερις κατευθύνσεις φόρτισης βγαίνουν κάποια συμπεράσματα. Μπορούμε να δούμε ότι για όλες τις κατευθύνσεις φορτίσεων έχουν ξεπεραστεί και τα τρία όρια επιτελεστικότητας αφού η στοχευόμενη μετακίνηση είναι μεγαλύτερη από την μετακίνηση που εμφανίζεται όταν κάποιο μέλος φτάσει πρώτο τα όρια της αντίστοιχης επιτελεστικότητας. Το κτίριο φαίνεται να είναι ανεπαρκές από άποψη δυσκαμψίας αλλά και πιθανότατα λόγω του μικρού ποσοστού οπλισμών που διαθέτει. Η μέγιστη τέμνουσα βάσης που παρουσιάζεται στο σύνολο των αποτελεσμάτων είναι $F_b=2470$ kN.

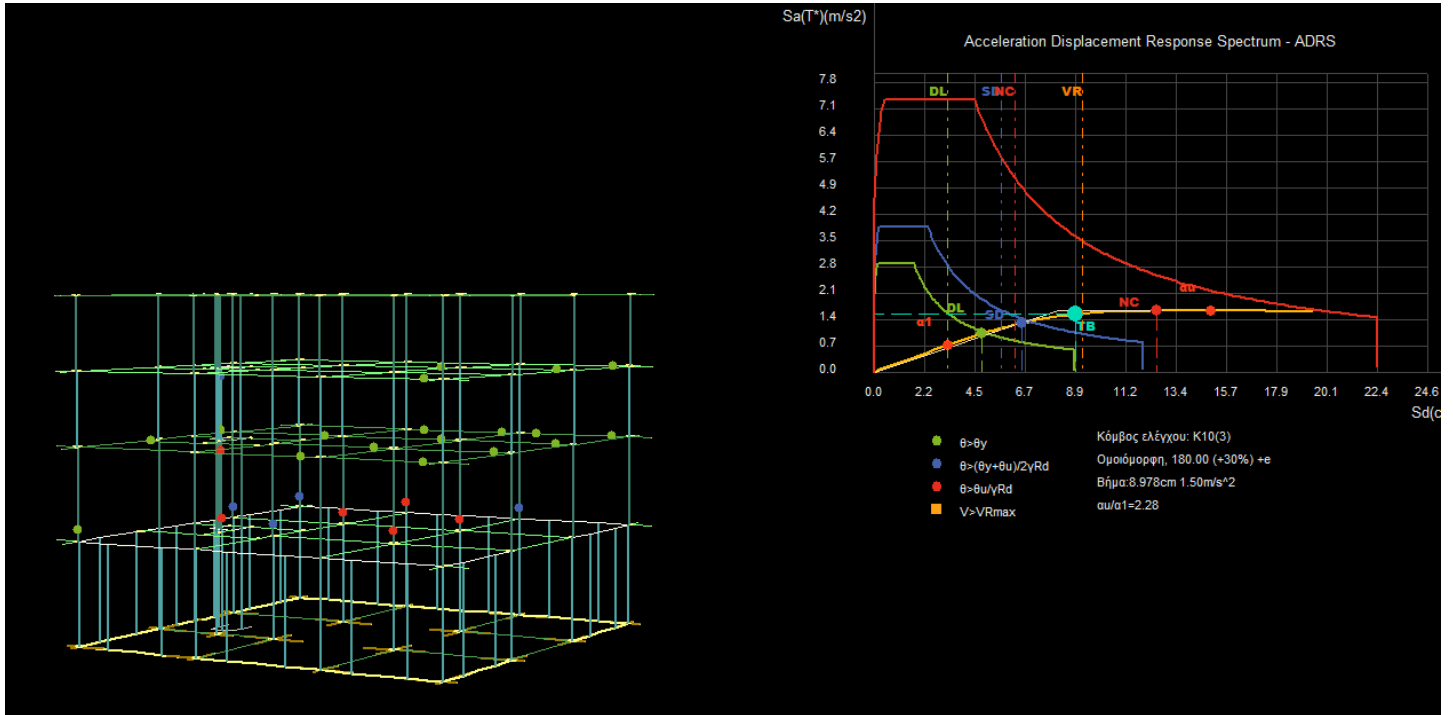
Εφόσον έχουμε λοιπόν τα αποτελέσματα που μας δίνουν μια συνολικότερη εικόνα των βλαβών στον φορέα θα πρέπει να εξετάσουμε πιο συγκεκριμένα και ποιά μέλη του φορέα παρουσιάζουν τις μεγαλύτερες βλάβες, πού βρίσκονται αυτά τα μέλη και με ποιό τρόπο τελικά αστοχούν (διατμητική αστοχία ή καμπτική αστοχία). Ειδικά το τελευταίο μας ενδιαφέρει για να καταλάβουμε για ποιό λόγο είναι τρωτό το μέλος που μελετάμε αλλά και συνολικότερα το κτίριο. Στη συνέχεια παρουσιάζονται κάποιες εικόνες του φορέα αφού έχουν φτάσει και ξεπεράσει κάποια μέλη του τα όρια της "Οιονεί κατάρρευσης".



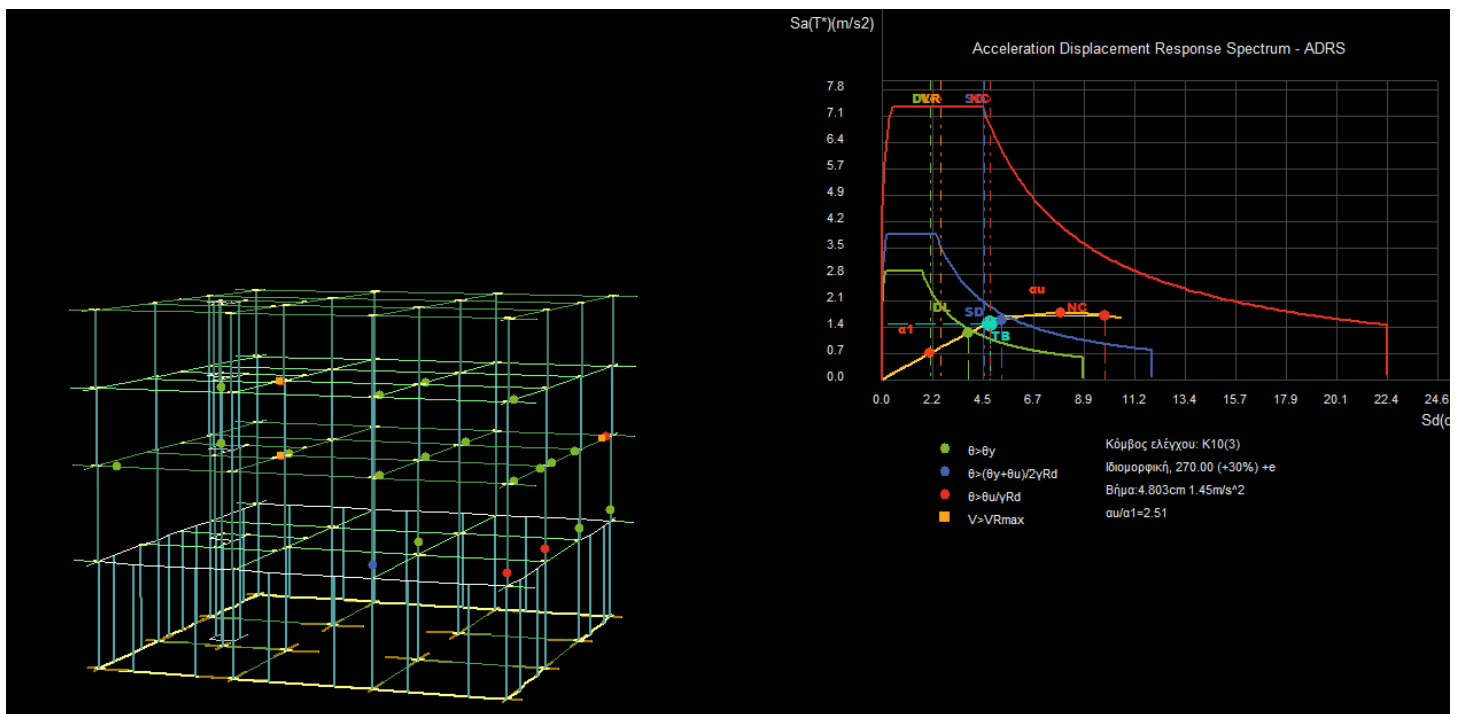
Εικόνα 3.23. Το κτίριο και οι βλάβες για κατανομή ομοιόμορφη και κατεύθυνση φόρτισης κατά +X.



Εικόνα 3.24. Το κτίριο και οι βλάβες για κατανομή ιδιομορφική και κατεύθυνση φόρτισης κατά +Z.



Εικόνα 3.25. Το κτίριο και οι βλάβες για κατανομή ομοιόμορφη και κατεύθυνση φόρτισης κατά -X.



Εικόνα 3.26. Το κτίριο και οι βλάβες για κατανομή ιδιομορφική και κατεύθυνση φόρτισης κατά -Z.

Από τα παραπάνω αποτελέσματα αλλά και από τα συνολικά αποτελέσματα της μη-γραμμικής ανάλυσης μπορούμε να βγάλουμε κάποια συμπεράσματα. Σχεδόν σε όλες τις αναλύσεις παρουσιάστηκαν βλάβες στα τοιχώματα του ανελκυστήρα. Οι βλάβες αυτές τις περισσότερες φορές προκλήθηκαν από κάμψη. Επίσης έχουμε κάποιες διατμητικές αστοχίες σε δοκούς με βάση τα αποτελέσματα που παρουσιάστηκαν κυρίως στην οροφή του ισογείου για κάποιες κατευθύνσεις φόρτισης. Η πιο κοινή βλάβη όμως που παρουσιάζεται στο σύνολο και των τριάντα δύο φορτίσεων που έγιναν στο φορέα είναι η καμπτική αστοχία των υποστυλωμάτων του ισογείου. Σχεδόν στο σύνολο των φορτίσεων που επιβλήθηκαν το πρώτο μέλος που έφτανε στα όρια επιτελεστικότητας της "Προστασίας ζωής" αλλά και στα όρια της "Οιονεί κατάρρευσης" ήταν κάποιο υποστύλωμα στη στάθμη του ισογείου. Είναι προφανές ότι με το πολύ μικρό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού που διαθέτει το κτίριο (Φ6/20) συνδετήρες για όλα τα μέλη) θα προέκυπταν διατμητικές αστοχίες. Το πρόβλημα όμως του μικρού ποσοστού εγκάρσιου οπλισμού επηρεάζει και την κάμψη αφού στις παραδοχές μας με βάση αυτά που γνωρίζουμε αγνοήσαμε τελείως την περίσφιξη κάτι που επηρεάζει σημαντικά την αντοχή και την παραμορφωσιμότητα των μελών. Όλα αυτά σε συνδυασμό και με το μικρό ποσοστό διαμήκους οπλισμού μας προκάλεσαν διατμητικές αστοχίες σε δοκούς αλλά κυρίως καμπτικές αστοχίες στα υποστυλώματα του ισογείου.

4.Ενίσχυση και αποτίμηση του υπό μελέτη κτιρίου

4.1.Γενικά

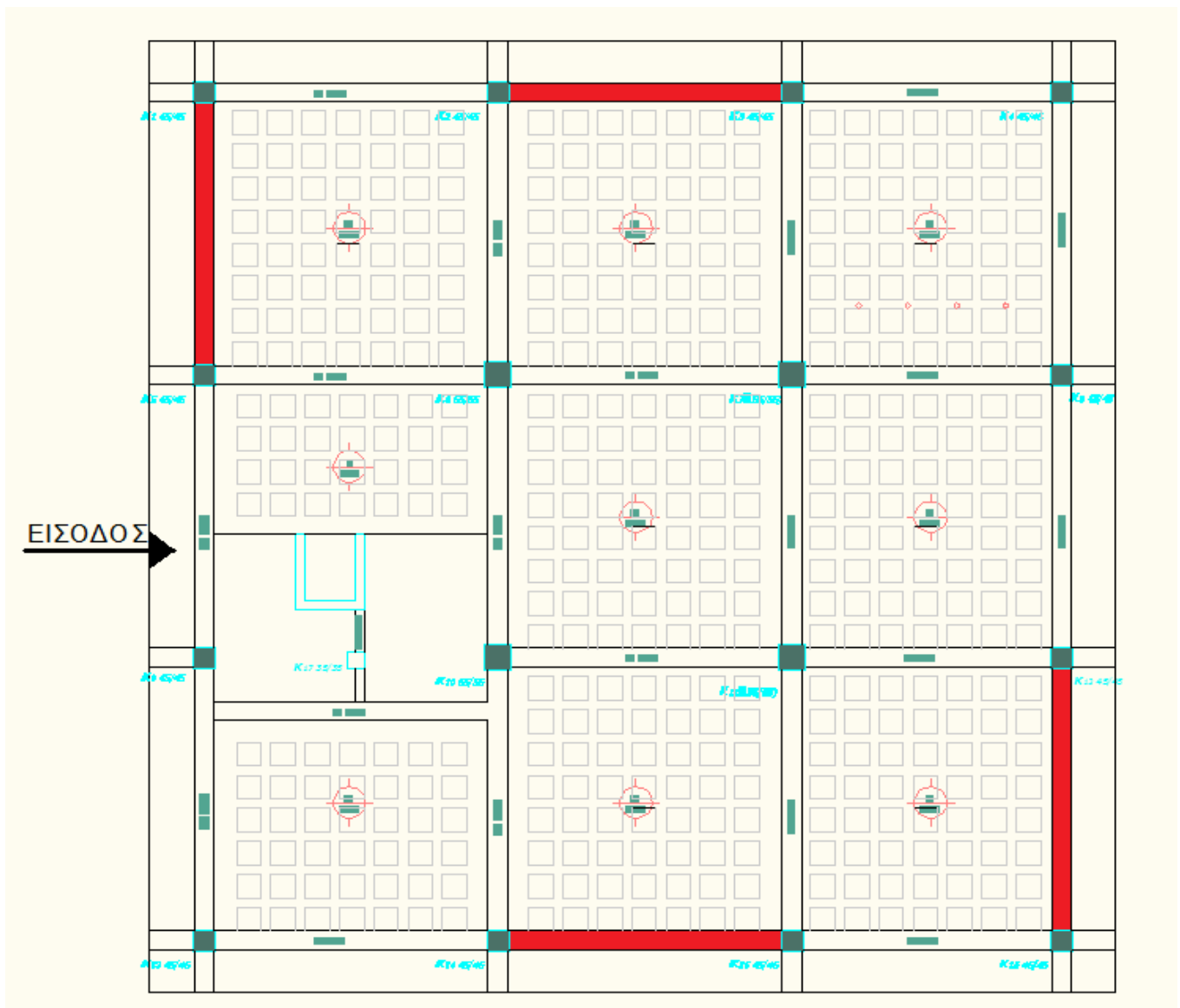
Αφού έγινε η αποτίμηση του υφιστάμενου κτιρίου και διαπιστώθηκε που αυτό πάσχει και για ποιό λόγο θα προχωρήσουμε στην ενίσχυση του. Συνήθως πριν παρθεί η απόφαση να ενισχυθεί ένα κτίριο πρέπει πρώτα να ελέγξουμε και άλλους παράγοντες όπως το πόσο εύκολη είναι η διαδικασία της επέμβασης που θα γίνει, αν τελικά η λύση της επέμβασης είναι οικονομική κ.α. . Έτσι βρισκόμαστε μπροστά σε ένα μεγάλο δίλλημα, για το αν τελικά πρέπει να γίνει επέμβαση ενίσχυσης στο κτίριο ή καταδάφιση του και ανέγερση νέας οικοδομής.

Παίρνοντας την απόφαση να ενισχύσουμε το κτίριο πρέπει να μελετήσουμε πώς μπορεί να γίνει. Αν η αποτίμηση του κτιρίου μας έχει δώσει αποτελέσματα που δείχνουν ότι το κτίριο έχει γενικευμένες βλάβες πρέπει να προχωρήσουμε σε μία γενικευμένη ενίσχυση ώστε το κτίριο να ενισχυθεί στο σύνολο του και έτσι να μειωθεί η ένταση στα αδύναμα μέλη της κατασκευής σε επίπεδα χαμηλότερα από τα όρια της αντοχής τους. Μια άλλη λύση θα ήταν να ενισχυθούν μόνο τα μέλη που είναι αδύναμα αυξάνοντας την αντοχή και την πλαστιμότητα τους αλλά μια τέτοια επέμβαση γίνεται όταν συγκεκριμένα και περιορισμένα σε αριθμό μέλη παρουσιάζουν βλάβες, όταν δηλαδή η κατασκευή έχει τοπικές αδυναμίες. Στη δικιά μας περίπτωση επειδή οι βλάβες του κτιρίου μας είναι γενικευμένες και τα μέλη που ξεπερνούν τα όρια της ικανότητας τους είναι πολλά πρέπει να γίνει μια συνολική ενίσχυση του κτιρίου χωρίς να αποκλείεται σε δεύτερη φάση, αφού γίνει και αποτίμηση του ενισχυμένου κτιρίου και προκύψουν μεμονωμένες βλάβες, να ενισχυθεί και τοπικά στα μέλη που πάσχουν.

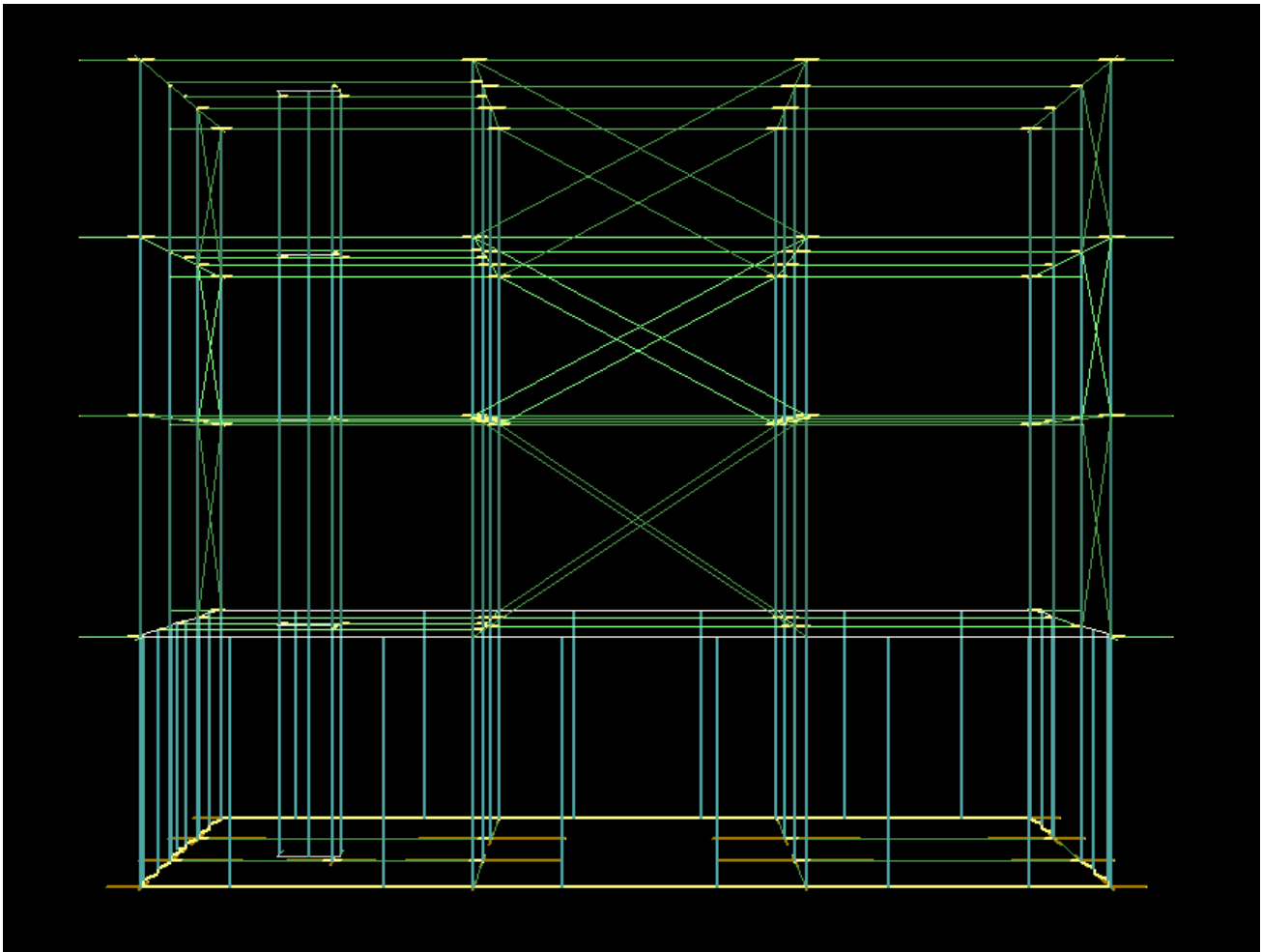
4.2. Ενίσχυση με μεταλλικά στοιχεία

Για την ενίσχυση του κτιρίου επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθούν μεταλλικά στοιχεία. Η λύση που εφαρμόσαμε είναι να τοποθετηθούν διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας σε συγκεκριμένα φατνώματα του κτιρίου σε όλους τους ορόφους. Με αυτόν τον τρόπο θέλουμε να πετύχουμε την αύξηση της συνολικής δυσκαμψίας του κτιρίου ώστε να μειωθεί η ένταση στα μέλη που παρουσιάζουν προβλήματα με βάση την ανάλυση του μη ενισχυμένου κτιρίου.

Στις παρακάτω εικόνες παρουσιάζεται που τοποθετήθηκαν οι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας σε μία κάτοψη της κατασκευής αλλά και σε μια τρισδιάστατη απεικόνιση από το πρόγραμμα Fespa.



Εικόνα 4.1. Ξυλότυπος ισογείου, Α' και Β' ορόφου και επισήμανση με κόκκινο χρώμα των φατνωμάτων στα οποία τοποθετήθηκαν διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.



Εικόνα 4.2. Τρισδιάστατη απεικόνιση του κτιρίου με τους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας.

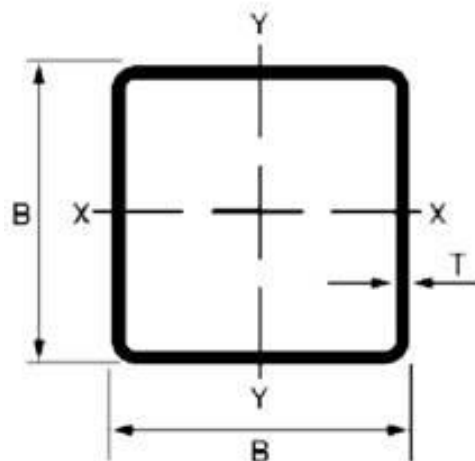
Εδώ θα πρέπει να σημειωθεί ο λόγος που τοποθετήθηκαν οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στα συγκεκριμένα φατνώματα. Ιδανικό θα ήταν οι σύνδεσμοι να είχαν τοποθετηθεί στις περιμετρικά ενδιάμεσα φατνώματα και όχι σε αυτά που σχηματίζουν τις γωνίες του κτιρίου. Ο λόγος που τοποθετήθηκαν έτσι είναι γιατί στην αριστερή πλευρά όπως βλέπουμε την εικόνα 4.1 στο ενδιάμεσο φάτνωμα του ισογείου είναι η είσοδος του κτιρίου και βάζοντας εκεί συνδέσμους δυσκαμψίας θα την κλείναμε.

4.3. Ενίσχυση με μεταλλικές δοκούς τύπου SHS

4.3.1. Οι μεταλλικές δοκοί SHS

Επιλέξαμε να τοποθετήσουμε στα φατνώματα που προαναφέρθηκαν μεταλλικές δοκούς τύπου SHS. Πρόκειται για μια κοίλη τετραγωνική δοκό η οποία θα έχει μεγάλες διαστάσεις για να μπορέ-

σει να η κατασκευή να ενισχυθεί σε ικανοποιητικό βαθμό. Θα χρησιμοποιήσουμε μια διατομή SHS 200x10 τις οποίες κάποια στοιχεία και η μορφή της παρουσιάζονται παρακάτω.



Σχήμα 4.1.Μεταλλική διατομή κοίλης τετραγωνικής δοκού τύπου SHS.

Τα χαρακτηριστικά της διατομής SHS 200x10 είναι:

$$B=200 \text{ mm}$$

$$T=10 \text{ mm}$$

$$G (\text{βάρος})=58.8 \text{ kg/m}$$

$$A (\text{εμβαδόν})=7490 \text{ mm}^2$$

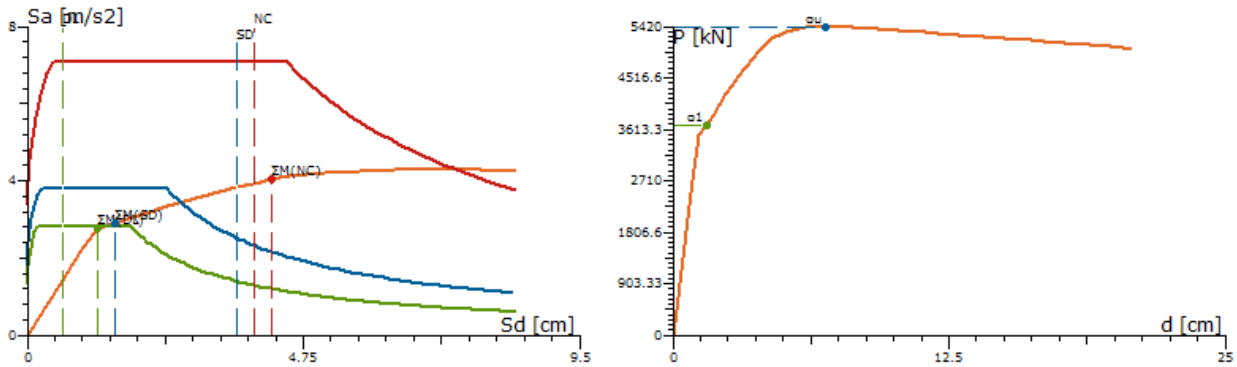
$$I_y =4.47\text{E}+7 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 4.47\text{E}+7 \text{ mm}^4$$

4.3.2.Εφαρμογή μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης στο ενισχυμένο με δοκούς SHS κτίριο

Παρουσιάζονται κάποια επιλεγμένα αποτελέσματα της μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης για τον ενισχυμένο φορέα έτσι ώστε να μπορέσουμε να βγάλουμε κάποια συμπεράσματα για το αν η ενίσχυση με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου SHS 200x10 βοήθησαν στο να βελτιωθεί η σεισμική συμπεριφορά του φορέα. Τα αποτελέσματα που φαίνονται στις παρακάτω εικόνες είναι περιορισμένα γιατί από τις συνολικά τριάντα δύο φορτίσεις θα παρουσιαστούν κάποιες που προκάλεσαν στον φορέα τις μεγαλύτερες βλάβες.

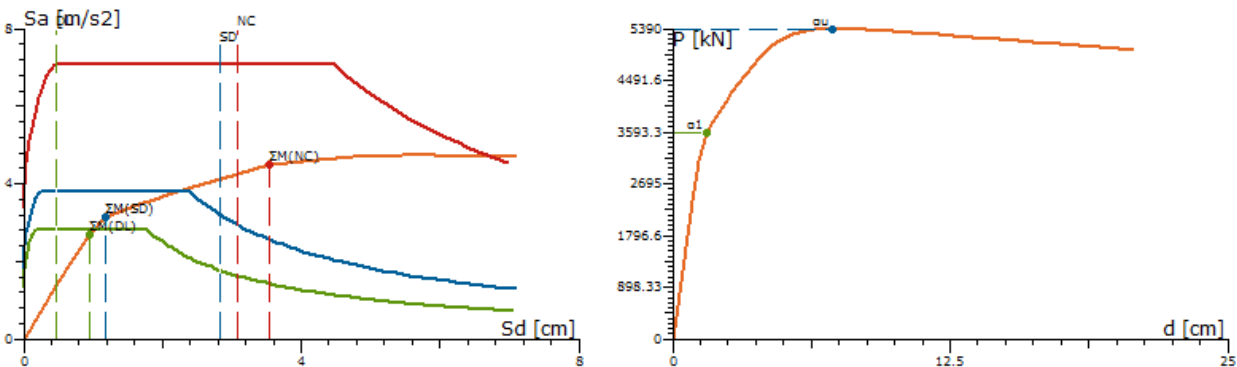
Κατεύθυνση: 0° +(30%)· 90° -eZ, Κατανομή:Ομοιόμορφη



Στ. Επιτελεστικότητας	Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)						Λόγος υπεραντοχής
	ag [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής		au/a1	
[/]		Sd [cm]	Sa [m/s ²]	d [cm]	P [kN]		
DL	0.096	1.21	2.8	1.21	3505.1		1.47
SD	0.129	1.51	2.9	1.51	3682.3		
NC	0.240	4.21	4.0	4.21	5102.6		

Εικόνα 4.3. ADRS διάγραμμα, όρια επιτελεστικότητας και καμπύλη ικανότητας για κατανομή ομοιόμορφη και κατεύθυνση φόρτισης κατά +X.

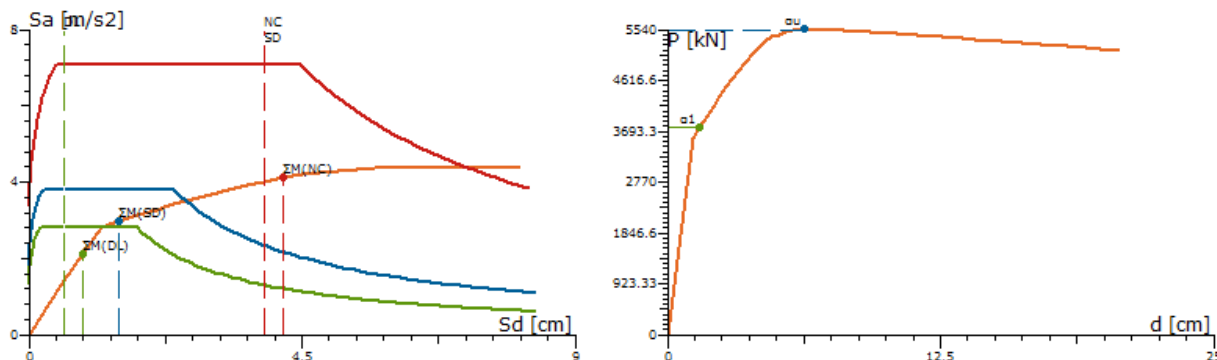
Κατεύθυνση: 0° +(30%)· 90° -eZ, Κατανομή:Ιδιομορφική



Στ. Επιτελεστικότητας	Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)						Λόγος υπεραντοχής
	ag [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής		au/a1	
[/]		Sd [cm]	Sa [m/s ²]	d [cm]	P [kN]		
DL	0.096	0.95	2.7	1.21	3083.7		1.51
SD	0.129	1.19	3.1	1.51	3578.9		
NC	0.240	3.55	4.5	4.51	5113.1		

Εικόνα 4.4. ADRS διάγραμμα, όρια επιτελεστικότητας και καμπύλη ικανότητας για κατανομή ιδιομορφική και κατεύθυνση φόρτισης κατά +X.

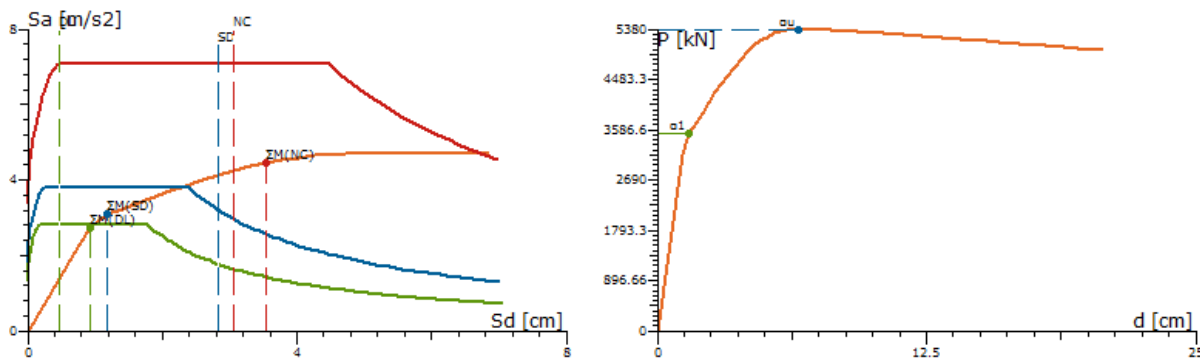
Κατεύθυνση: 180°+(30%)·90°+eZ, Κατανομή:Ομοιόμορφη



Στ. Επιτελεστικότητα		Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής
[/]	ag [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής		au/a1
		Sd [cm]	Sa [m/s²]	d [cm]	P [kN]	
DL	0.096	0.89	2.1	0.89	2680.7	1.47
SD	0.129	1.49	3.0	1.49	3763.3	
NC	0.240	4.19	4.1	4.19	5214.2	

Εικόνα 4.5. ADRS διάγραμμα, όρια επιτελεστικότητας και καμπύλη ικανότητας για κατανομή ομοιόμορφη και κατεύθυνση φόρτισης κατά -X.

Κατεύθυνση: 180°+(30%)·90°+eZ, Κατανομή:Ιδιομορφική



Στ. Επιτελεστικότητα		Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής
[/]	ag [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής		au/a1
		Sd [cm]	Sa [m/s²]	d [cm]	P [kN]	
DL	0.096	0.94	2.7	1.19	3133.6	1.53
SD	0.129	1.18	3.1	1.49	3516.0	
NC	0.240	3.54	4.4	4.49	5080.9	

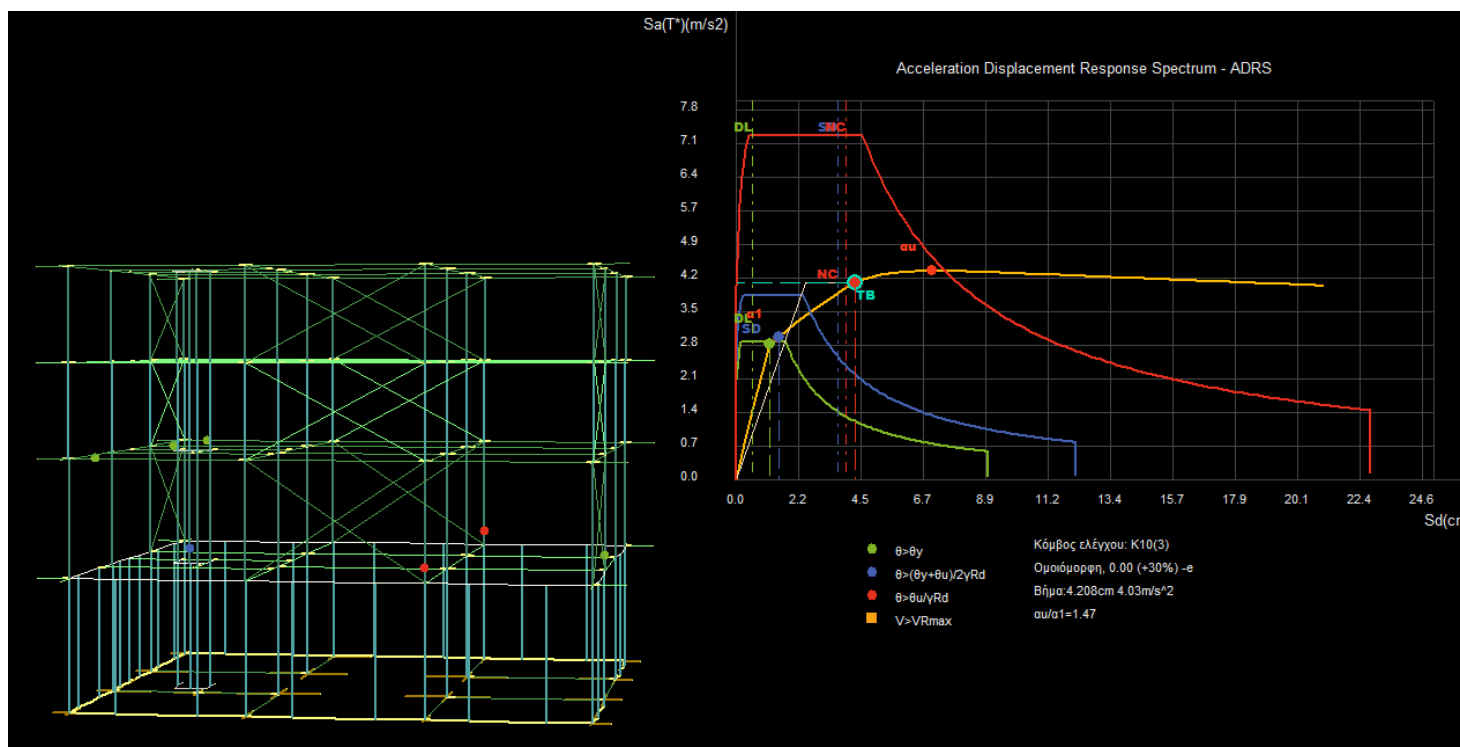
Εικόνα 4.6. ADRS διάγραμμα, όρια επιτελεστικότητας και καμπύλη ικανότητας για κατανομή ιδιομορφική και κατεύθυνση φόρτισης κατά -X.

4.3.3. Ανάλυση των αποτελεσμάτων της μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης στο ενισχυμένο με δοκούς SHS κτίριο

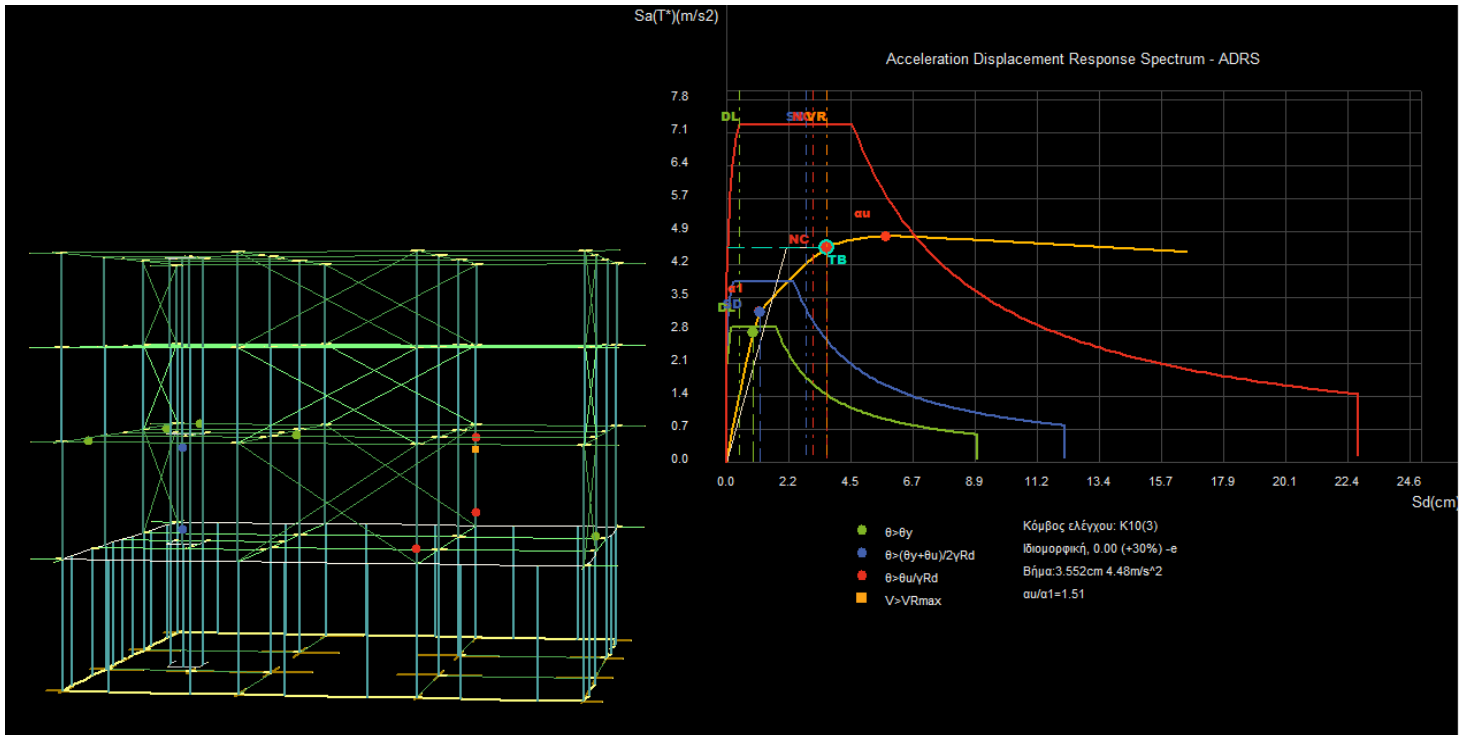
Στα αποτελέσματα που παρουσιάστηκαν στις εικόνες μπορούμε να δούμε πως ο φορέας να μην βελτιώθηκε αλλά ακόμα παρουσιάζει σοβαρά προβλήματα. Η μέγιστη τέμνουσα βάσης που παρουσιάζεται στο σύνολο των αποτελεσμάτων αυξήθηκε αρκετά και είναι $F_b=6740$ kN. Μπορούμε να δούμε πως και για ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή φορτίων για κατεύθυνση φόρτισης και κατά +X και κατά -X έχουν ξεπεραστεί τα όρια επιτελεστικότητας "Περιορισμού βλαβών" αλλά και τα όρια επιτελεστικότητας "Οιονεί κατάρρευσης". Για κατεύθυνση φόρτισης κατά +Z και -Z τα αποτελέσματα είναι καλύτερα χωρίς να έχουν ξεπεραστεί τα όρια επιτελεστικότητας "Οιονεί κατάρρευσης" αλλά έχοντας ξεπεράσει τα όρια επιτελεστικότητας "Περιορισμού βλαβών". Συνολικά ο φορέας δεν συμπεριφέρεται ικανοποιητικά και προφανώς αφού αντιμετωπίζει τέτοια προβλήματα δεν είναι δυνατό να γίνει μόνο η επέμβαση με τους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας SHS 200x10.

Πρέπει να ελέγξουμε σε αυτή την νέα κατάσταση ποιά μέλη του φορέα εμφανίζουν τις μεγαλύτερες βλάβες για να μπορέσουμε να κρίνουμε αν η μέθοδος αυτή μπορεί να ολοκληρωθεί με την πρόσθετη ενίσχυση κάποιων μελών τοπικά στο φορέα ή η μέθοδος που ακολουθήσαμε με τους συγκεκριμένους συνδέσμους δυσκαμψίας δεν μπορεί να μας δώσει κάποια ικανοποιητική λύση.

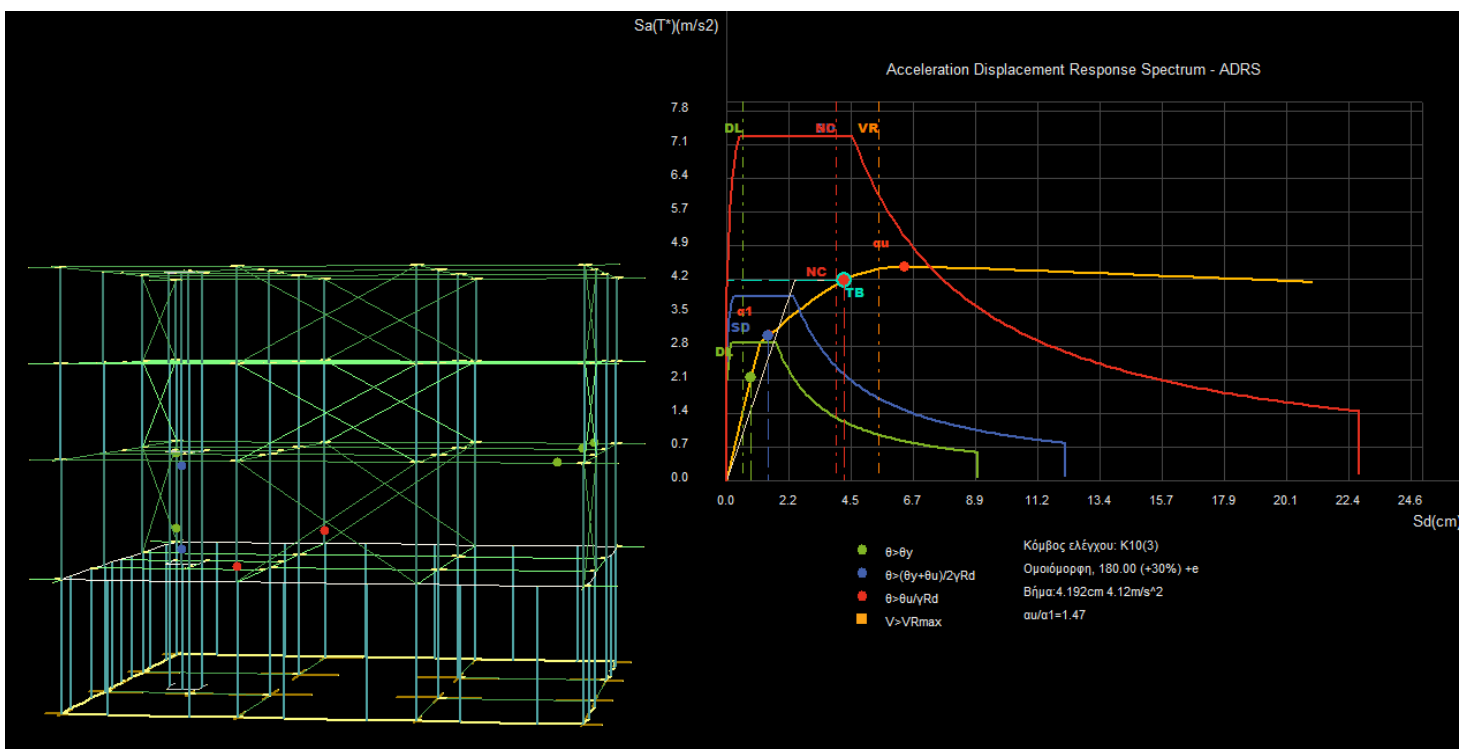
Παρουσιάζεται ο φορέας με τις ενισχύσεις αφού έχουν φτάσει και ξεπεράσει κάποια μέλη του τα όρια της "Οιονεί κατάρρευσης" στις παρακάτω εικόνες.



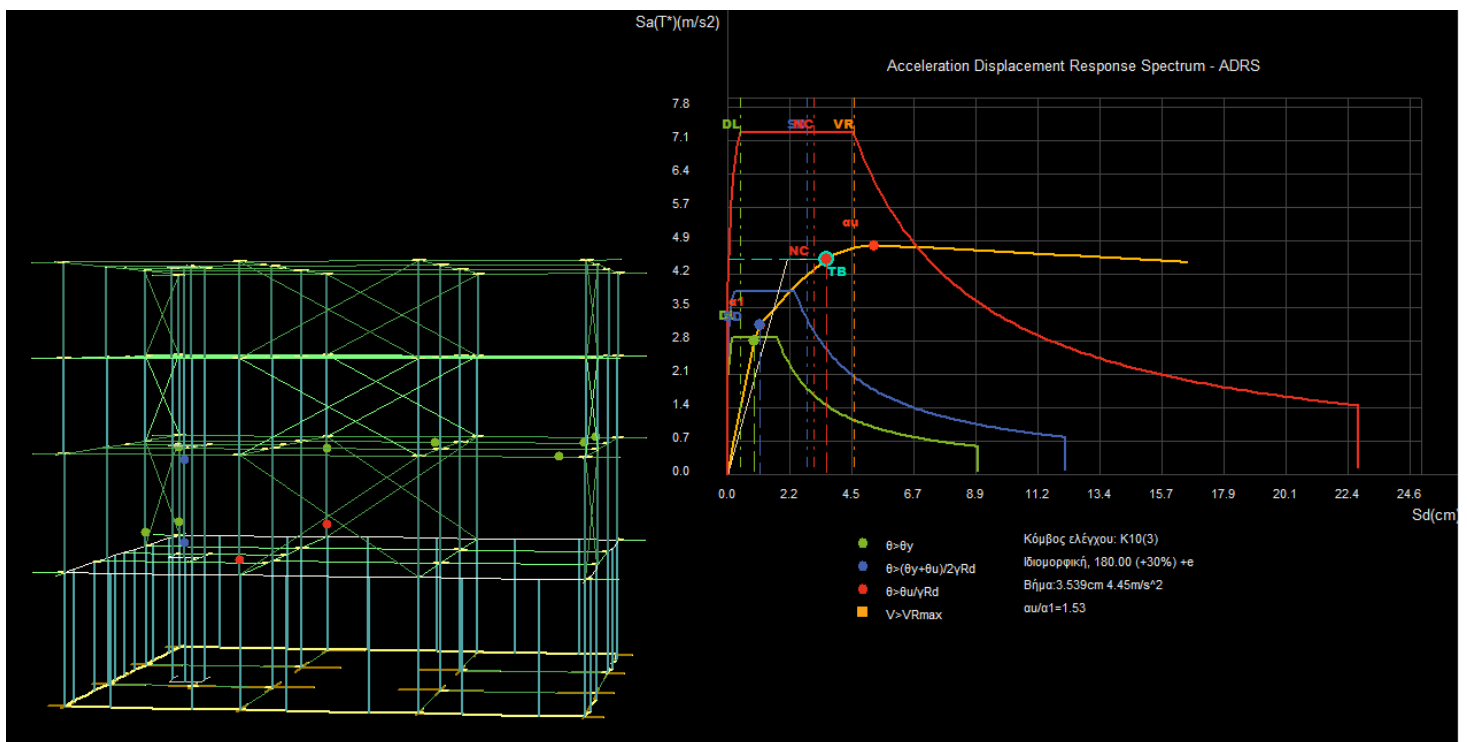
Εικόνα 4.7. Το κτίριο και οι βλάβες για κατανομή ομοιόμορφη και κατεύθυνση φόρτισης κατά +X.



Εικόνα 4.8. Το κτίριο και οι βλάβες για κατανομή ιδιομορφική και κατεύθυνση φόρτισης κατά +X.



Εικόνα 4.9. Το κτίριο και οι βλάβες για κατανομή ομοιόμορφη και κατεύθυνση φόρτισης κατά -X.



Εικόνα 4.10. Το κτίριο και οι βλάβες για κατανομή ιδιομορφική και κατεύθυνση φόρτισης κατά -X.

Μπορούμε να διακρίνουμε από τις παραπάνω εικόνες πως ο φορέας αστοχεί πάλι γιατί κάποια συγκεκριμένα μέλη του ξεπερνούν τα όρια αντοχής τους. Τα μέλη αυτά είναι τα υποστυλώματα που διαμορφώνουν τα φατνώματα που τοποθετήσαμε τους συνδέσμους δυσκαμψίας στο ισόγειο. Επίσης προβλήματα παρουσιάζουν τα τοιχώματα του ανελκυστήρα. Τα μεμονωμένα μέλη που πάσχουν πρέπει να ενισχυθούν ώστε να αποφευχθεί η καμπτική αστοχία που παρουσιάζουν.

4.3.4. Επιπρόσθετη ενίσχυση με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Αποφασίσαμε να ενισχύσουμε τα μέλη που παρουσιάζουν αδυναμίες με την μέθοδο του εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Τα μέλη που θα ενισχυθούν είναι τα υποστυλώματα που βρίσκονται στις θέσεις στις οποίες τοποθετήθηκαν οι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας σε όλους τους ορόφους γιατί αυτά παρουσιάζουν σημαντικά προβλήματα. Με την ενίσχυση με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα περιμένουμε να αυξηθεί η πλαστιμότητα και η αντοχή των μελών και έτσι να παρουσιαστεί μια καλύτερη σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου. Σημαντικό ότι ενισχύοντας τα υποστυλώματα με αυτή τη μέθοδο πλέον θα είναι η υπαρκτή και η περίσφιξη του σκυροδέματος κάτι που πριν αποτελούσε πρόβλημα αφού δεν υπήρχε και δεν την λαμβάναμε υπόψη μας.



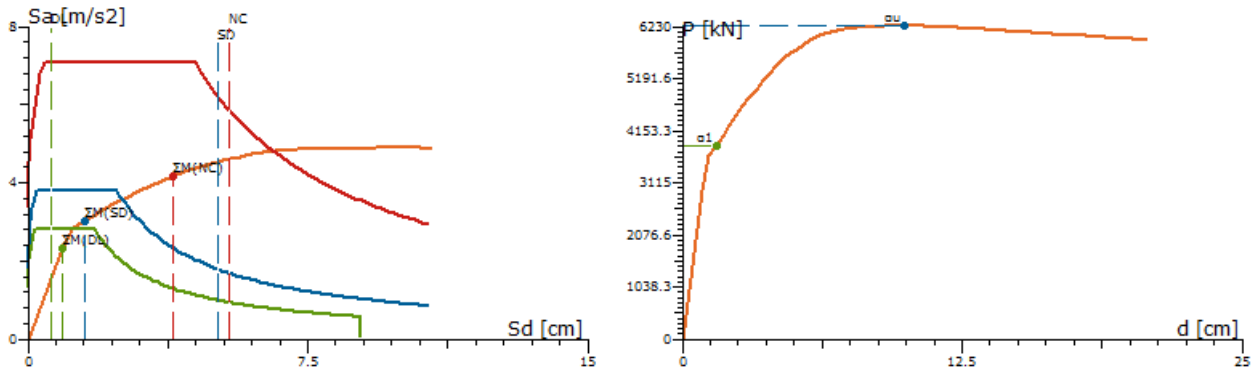
Εικόνα 4.11.Εφαρμογή της μεθόδου εκτοξευόμενου σκυροδέματος

Στην αρχή τα υποστυλώματα του κτιρίου στα οποία θα γίνει η επέμβαση πρέπει να καθαριστούν από το παλιό σκυρόδεμα δηλαδή να αφαιρεθεί η παλιά επικάλυψη και να εμφανιστούν οι παλιοί οπλισμοί που είχαν τοποθετηθεί. Αφού γίνει μια συντήρηση στους παλιούς οπλισμούς θα περάσουμε στην τοποθέτηση των νέων οπλισμών (μανδύα) για τα υποστυλώματα. Στα υποστυλώματα τοποθετήθηκαν εκ νέου εγκάρσιοι οπλισμοί $\Phi 10/10$ και διαμήκεις οπλισμοί $8\Phi 18$ εκεί που υπήρχαν $6\Phi 18$ και $8\Phi 20$ εκεί που υπήρχαν $4\Phi 20$. Τέλος εφαρμόστηκε η μέθοδος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος προσθέτοντας στις διατομές 5 cm για κάθε πλευρά και αλλάζοντας τις από διαστάσεις $45 \times 45(\text{cm})$ σε $50 \times 50(\text{cm})$. Εδώ θα πρέπει να σημειωθεί ότι το πρόγραμμα Fespa δεν έχει τη δυνατότητα να συμπεριλάβει και τους παλιούς οπλισμούς επιπρόσθετα με τους νέους και έτσι η ανάλυση θα γίνει μόνο με τους νέους οπλισμούς του μανδύα που τοποθετήσαμε.

4.3.5. Εφαρμογή μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης στο ενισχυμένο με δοκούς SHS και μανδύες κτίριο

Τα αποτελέσματα για ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή φορτίων και για τις τέσσερις κατευθύνσεις φόρτισης (+X,-X,+Z,-Z) παρουσιάζονται στις παρακάτω εικόνες.

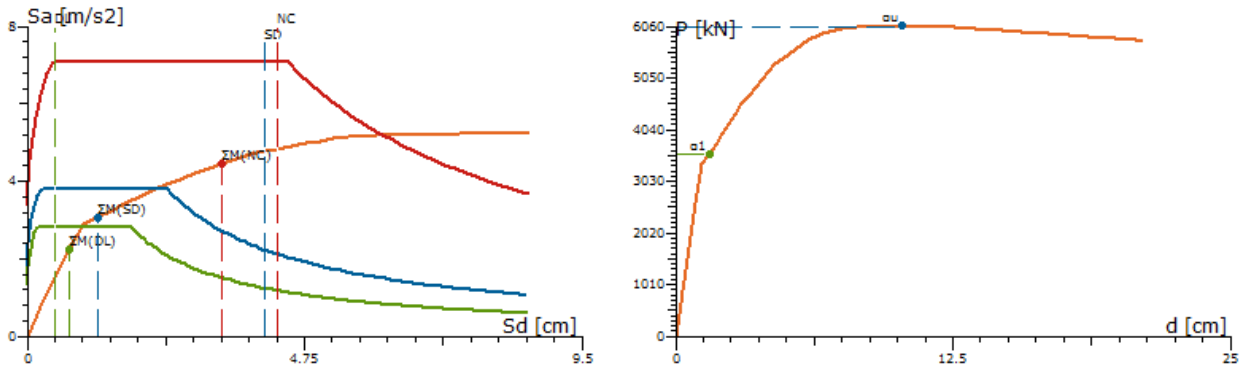
Κατεύθυνση: 0°+(30%)·90°-eZ, Κατανομή:Ομοιόμορφη



Στ. Επιτελεστικότητα		Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής
[/]	ag [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής		au/a1
		Sd [cm]	Sa [m/s²]	d [cm]	P [kN]	
DL	0.096	0.91	2.3	0.91	2945.8	1.62
SD	0.129	1.51	3.0	1.51	3847.0	
NC	0.240	3.91	4.2	3.91	5304.0	

Εικόνα 4.12. ADRS διάγραμμα, όρια επιτελεστικότητας και καμπύλη ικανότητας για κατανομή ομοιόμορφη και κατεύθυνση φόρτισης κατά +X.

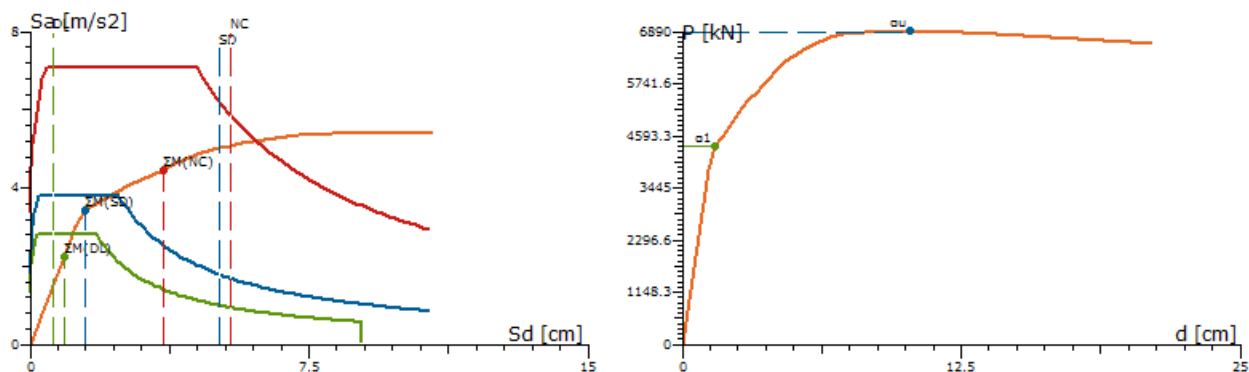
Κατεύθυνση: 0°+(30%)·90°-eZ, Κατανομή:Ιδιομορφική



Στ. Επιτελεστικότητα		Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής
[/]	ag [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής		au/a1
		Sd [cm]	Sa [m/s²]	d [cm]	P [kN]	
DL	0.096	0.72	2.2	0.91	2607.4	1.70
SD	0.129	1.20	3.1	1.51	3564.7	
NC	0.240	3.34	4.5	4.21	5179.4	

Εικόνα 4.13. ADRS διάγραμμα, όρια επιτελεστικότητας και καμπύλη ικανότητας για κατανομή ιδιομορφική και κατεύθυνση φόρτισης κατά +X.

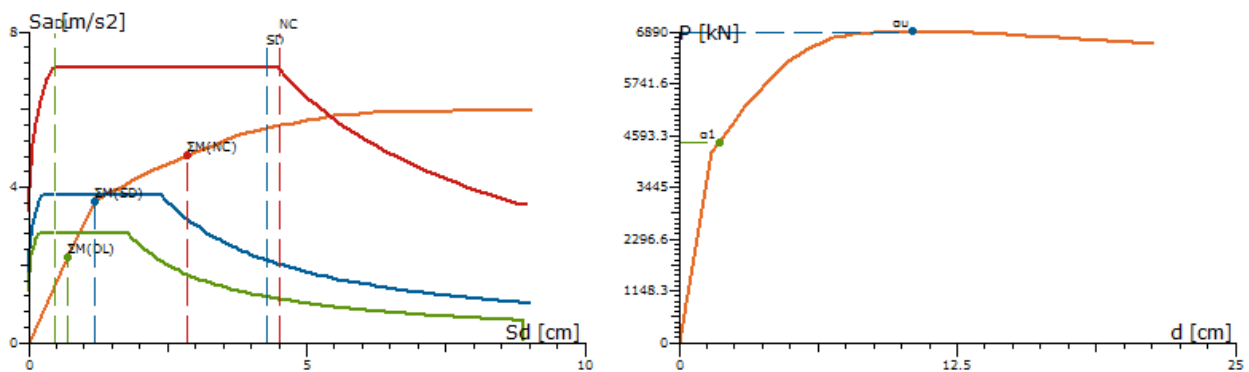
Κατεύθυνση: $90^\circ + (30\%) \cdot 0^\circ + eX$, Κατανομή: Ομοιόμορφη



Στ. Επιτελεστικότητα		Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής
[/]	ag [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής		au/a1
		Sd [cm]	Sa [m/s ²]	d [cm]	P [kN]	
DL	0.096	0.90	2.3	0.90	2874.2	1.58
SD	0.129	1.50	3.4	1.50	4351.0	
NC	0.240	3.60	4.5	3.60	5702.4	

Εικόνα 4.14. ADRS διάγραμμα, όρια επιτελεστικότητας και καμπύλη ικανότητας για κατανομή ομοιόμορφη και κατεύθυνση φόρτισης κατά +Z.

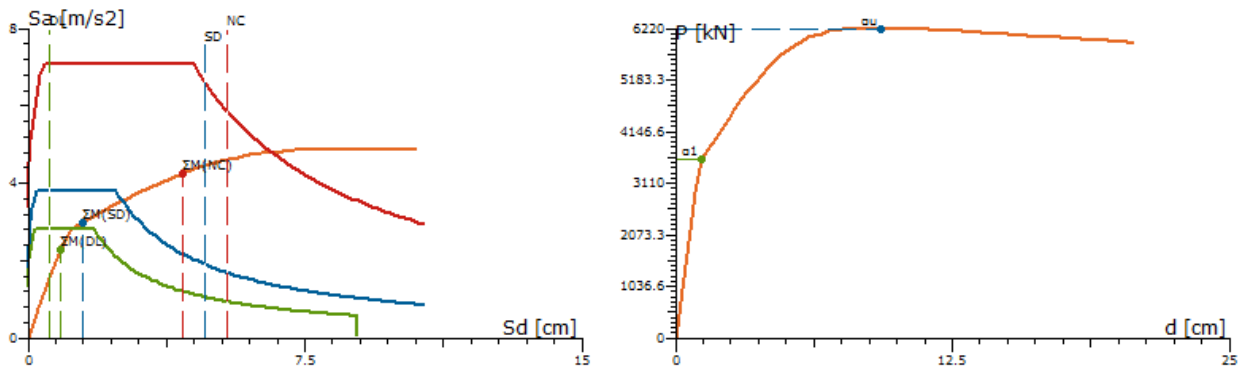
Κατεύθυνση: $90^\circ + (30\%) \cdot 0^\circ + eX$, Κατανομή: Ιδιομορφική



Στ. Επιτελεστικότητα		Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής
[/]	ag [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής		au/a1
		Sd [cm]	Sa [m/s ²]	d [cm]	P [kN]	
DL	0.096	0.72	2.2	0.90	2536.1	1.56
SD	0.129	1.19	3.6	1.50	4215.8	
NC	0.240	2.86	4.8	3.60	5565.2	

Εικόνα 4.15. ADRS διάγραμμα, όρια επιτελεστικότητας και καμπύλη ικανότητας για κατανομή ιδιομορφική και κατεύθυνση φόρτισης κατά +Z.

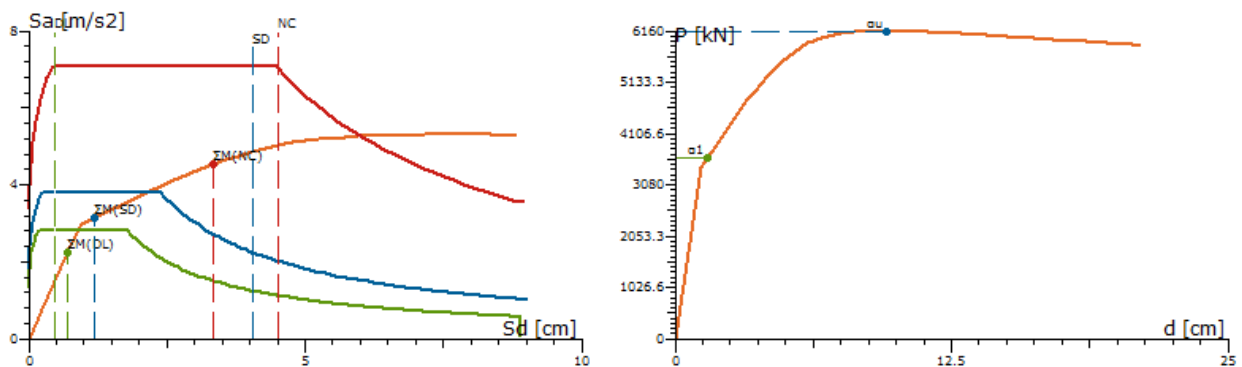
Κατεύθυνση: $180^\circ + (30\%) \cdot 90^\circ + eZ$, Κατανομή: Ομοιόμορφη



Στ. Επιτελεστικότητα		Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής
[/]	ag [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής		au/a1
		Sd [cm]	Sa [m/s ²]	d [cm]	P [kN]	
DL	0.096	0.89	2.3	0.89	2912.1	1.73
SD	0.129	1.49	3.0	1.49	3792.7	
NC	0.240	4.19	4.3	4.19	5428.8	

Εικόνα 4.16. ADRS διάγραμμα, όρια επιτελεστικότητας και καμπύλη ικανότητας για κατανομή ομοιόμορφη και κατεύθυνση φόρτισης κατά -X.

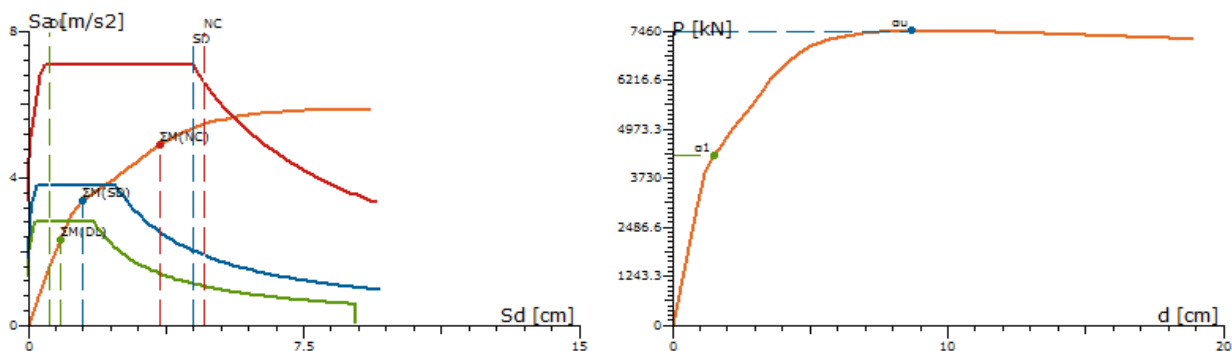
Κατεύθυνση: $180^\circ + (30\%) \cdot 90^\circ + eZ$, Κατανομή: Ιδιομορφική



Στ. Επιτελεστικότητα		Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής
[/]	ag [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής		au/a1
		Sd [cm]	Sa [m/s ²]	d [cm]	P [kN]	
DL	0.096	0.71	2.2	0.89	2577.1	1.70
SD	0.129	1.19	3.1	1.49	3632.2	
NC	0.240	3.33	4.5	4.19	5245.6	

Εικόνα 4.17. ADRS διάγραμμα, όρια επιτελεστικότητας και καμπύλη ικανότητας για κατανομή ιδιομορφική και κατεύθυνση φόρτισης κατά -X.

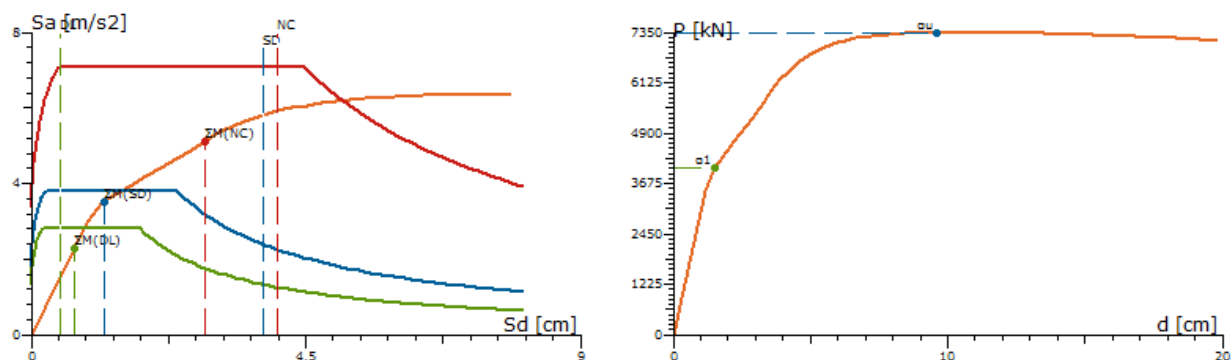
Κατεύθυνση: 270°+(30%)·360°+eX, Κατανομή:Ομοιόμορφη



Στ. Επιτελεστικότητα		Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής
[/]	ag [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής		au/a1
		Sd [cm]	Sa [m/s²]	d [cm]	P [kN]	
DL	0.096	0.90	2.3	0.90	2972.7	1.73
SD	0.129	1.50	3.4	1.50	4319.8	
NC	0.240	3.60	4.9	3.60	6244.8	

Εικόνα 4.18. ADRS διάγραμμα, όρια επιτελεστικότητας και καμπύλη ικανότητας για κατανομή ομοιόμορφη και κατεύθυνση φόρτισης κατά -Z.

Κατεύθυνση: 270°+(30%)·360°+eX, Κατανομή:Ιδιομορφική



Στ. Επιτελεστικότητα		Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής
[/]	ag [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής		au/a1
		Sd [cm]	Sa [m/s²]	d [cm]	P [kN]	
DL	0.096	0.71	2.3	0.90	2622.0	1.81
SD	0.129	1.19	3.5	1.50	4066.9	
NC	0.240	2.85	5.1	3.60	5924.6	

Εικόνα 4.19. ADRS διάγραμμα, όρια επιτελεστικότητας και καμπύλη ικανότητας για κατανομή ιδιομορφική και κατεύθυνση φόρτισης κατά -Z.

Παρατηρούμε από τα αποτελέσματα που παρουσιάστηκαν ότι η σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου μετά και από την ενίσχυση των υποστυλωμάτων που έγινε είναι αισθητά καλύτερη. Τα όρια επιτελεστικότητας "Οιονεί κατάρρευση" δεν έχουν ξεπεραστεί σε καμία από τις τριάντα δύο φορτίσεις όπως και τα όρια της επιτελεστικότητας "Προστασία ζωής" ή αλλιώς "Σημαντικές βλάβες". Δεν ισχύει όμως το ίδιο και για τα όρια επιτελεστικότητας "Περιορισμένες βλάβες". Σε όλες τις φορτίσεις τα όρια επιτελεστικότητας "Περιορισμένες βλάβες" ξεπερνιούνται. Σαν συνολική εικόνα του φορέα θα μπορούσαμε να πούμε πως συμπεριφέρεται αρκετά καλά όχι όμως ικανοποιητικά αφού στόχος μας είναι η κατασκευή να μην ξεπερνά κανένα από τα όρια επιτελεστικότητας.

4.4.Ενίσχυση με μεταλλικές δοκούς τύπου HEB

4.4.1.Οι μεταλλικές δοκοί HEB

Επιλέξαμε σαν εναλλακτική πρόταση να τοποθετήσουμε στα ίδια φατνώματα που τοποθετήθηκαν οι μεταλλικές δοκοί τύπου SHS αυτή τη φορά μεταλλικές δοκούς τύπου HEB. Ο λόγος που επιλέξαμε διατομές HEB είναι ότι μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε μεγαλύτερες διατομές σε εμβαδόν από τις αντίστοιχες διατομές SHS με παράλληλη εξοικονόμηση χώρου. Η ανάγκη αυτή προέκυψε αφού οι διατομές SHS που χρησιμοποιήσαμε σαν πρώτη λύση δεν ήταν αρκετές ώστε να αναλάβουν τα φορτία που επιθυμούσαμε και να αυξήσουν σε ικανοποιητικό βαθμό τη δυσκαμψία του κτιρίου. Χαρακτηριστικό είναι το ότι μια μεγαλύτερη διατομή SHS για παράδειγμα μία διατομή SHS 300x10 αντιστοιχεί σε μια διατομή HEB260. Είναι προτιμότερο λοιπόν αν θέλουμε να αυξήσουμε τις διατομές των διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας να χρησιμοποιήσουμε διατομές HEB έτσι ώστε να εξοικονομήσουμε χώρο για να μπορεί να γίνει και μια καλύτερη αποκατάσταση στο τέλος των φατνωμάτων χωρίς μεγάλες αλλαγές στην αρχιτεκτονική του κτιρίου.

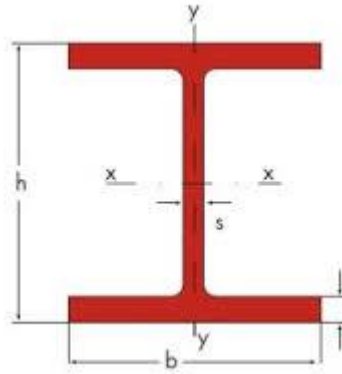
Αποφασίσαμε να τοποθετήσουμε όπως προαναφέρθηκε στα ίδια φατνώματα διατομές HEB διαφορετικών διαστάσεων σε κάθε όροφο αφού και από τις προηγούμενες αναλύσεις διαπιστώσαμε ότι δεν υπάρχει η ίδια ανάγκη για μεγαλύτερες διατομές στον πρώτο και δεύτερο όροφο όσο στο ισόγειο που υπάρχουν τα σοβαρότερα προβλήματα και γιατί θέλουμε το κτίριο να έχει μια ομοιόμορφη συμπεριφορά ανάλογη με τη μάζα(αποφυγή δημιουργίας "μαλακού" ορόφου). Κλιμακωτά λοιπόν τοποθετήθηκαν οι διατομές στους ορόφους με τον εξής τρόπο:

ΙΣΟΓΕΙΟ: HEB280

A' ΟΡΟΦΟΣ : HEB260

B' ΟΡΟΦΟΣ : HEB240

Αναμένουμε ότι με τη χρησιμοποίηση μεγαλύτερων διατομών ο φορέας θα έχει μια καλύτερη σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου.

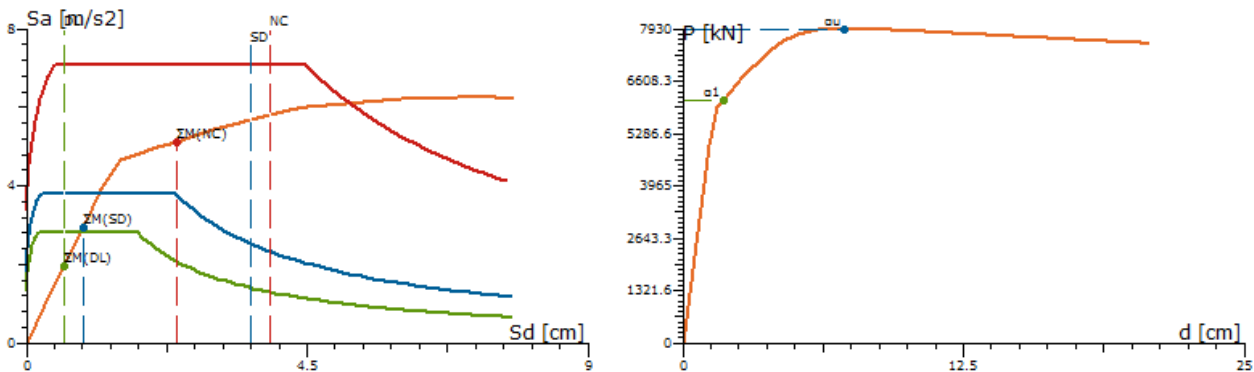


Σχήμα 4.2. Μεταλλική διατομή δοκού τύπου HEB.

4.4.2. Εφαρμογή μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης στο ενισχυμένο με δοκούς HEB κτίριο

Παρουσιάζονται οι εικόνες που δείχνουν τα αποτελέσματα της μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης για τον φορέα που ενισχύσαμε με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου HEB.

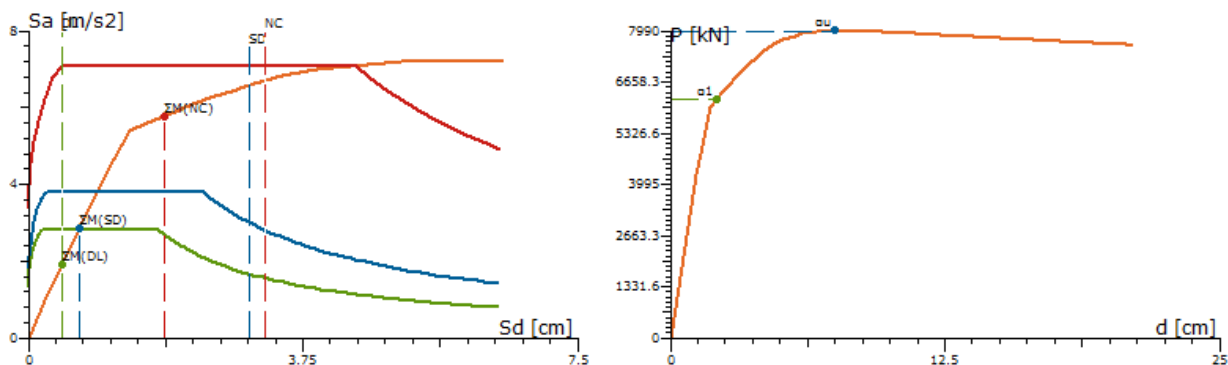
Κατεύθυνση: $0^\circ + (30\%) \cdot 90^\circ - eZ$, Κατανομή: Ομοιόμορφη



Στ. Επιτελεστικότητας	Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής
	ag [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής	
[/]		Sd [cm]	Sa [m/s ²]	d [cm]	P [kN]
DL	0.096	0.61	2.0	0.61	2495.1
SD	0.129	0.91	2.9	0.91	3741.1
NC	0.240	2.41	5.1	2.41	6515.7

Εικόνα 4.20. ADRS διάγραμμα, όρια επιτελεστικότητας και καμπύλη ικανότητας για κατανομή ομοιόμορφη και κατεύθυνση φόρτισης κατά +X.

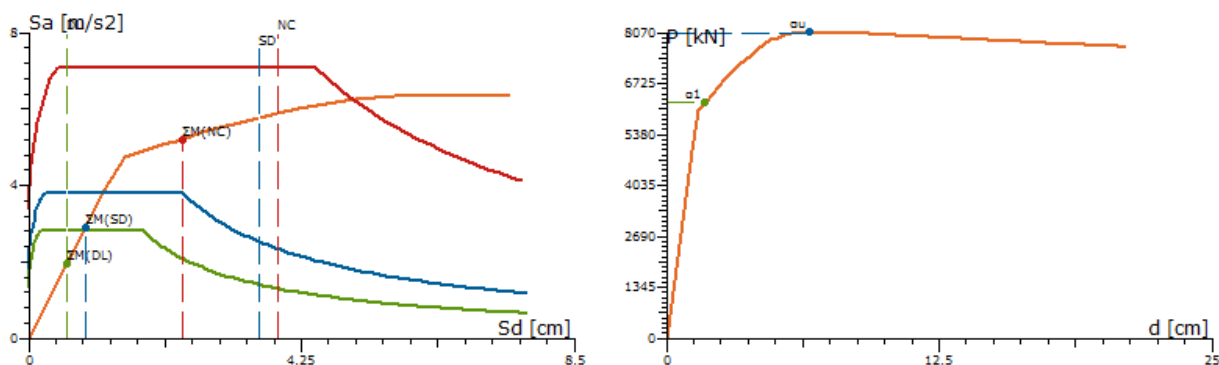
Κατεύθυνση: 0° +(30%)· 90° -eZ, Κατανομή:Ιδιομορφική



Στ. Επιτελεστικότητας		Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής	
[/]	ag [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής		au/a1	
		Sd [cm]	Sa [m/s²]	d [cm]	P [kN]		
DL	0.096	0.47	1.9	0.61	2114.1		1.29
SD	0.129	0.70	2.9	0.91	3169.7		
NC	0.240	1.85	5.8	2.41	6395.6		

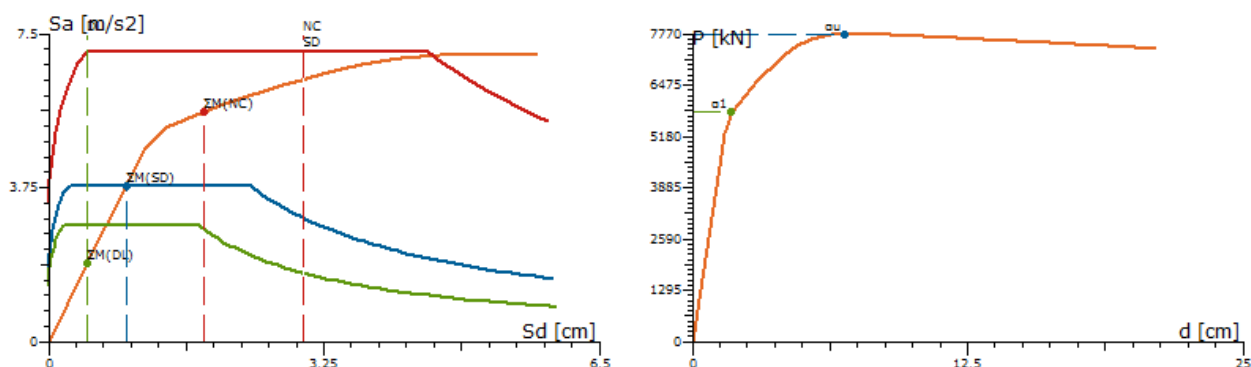
Εικόνα 4.21. ADRS διάγραμμα, όρια επιτελεστικότητας και καμπύλη ικανότητας για κατανομή ιδιομορφική και κατεύθυνση φόρτισης κατά +X.

Κατεύθυνση: 180° +(30%)· 90° +eZ, Κατανομή:Ομοιόμορφη



Στ. Επιτελεστικότητας		Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής	
[/]	ag [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής		au/a1	
		Sd [cm]	Sa [m/s²]	d [cm]	P [kN]		
DL	0.096	0.59	1.9	0.59	2469.7		1.30
SD	0.129	0.89	2.9	0.89	3703.4		
NC	0.240	2.39	5.2	2.39	6628.6		

Εικόνα 4.22. ADRS διάγραμμα, όρια επιτελεστικότητας και καμπύλη ικανότητας για κατανομή ομοιόμορφη και κατεύθυνση φόρτισης κατά -X.



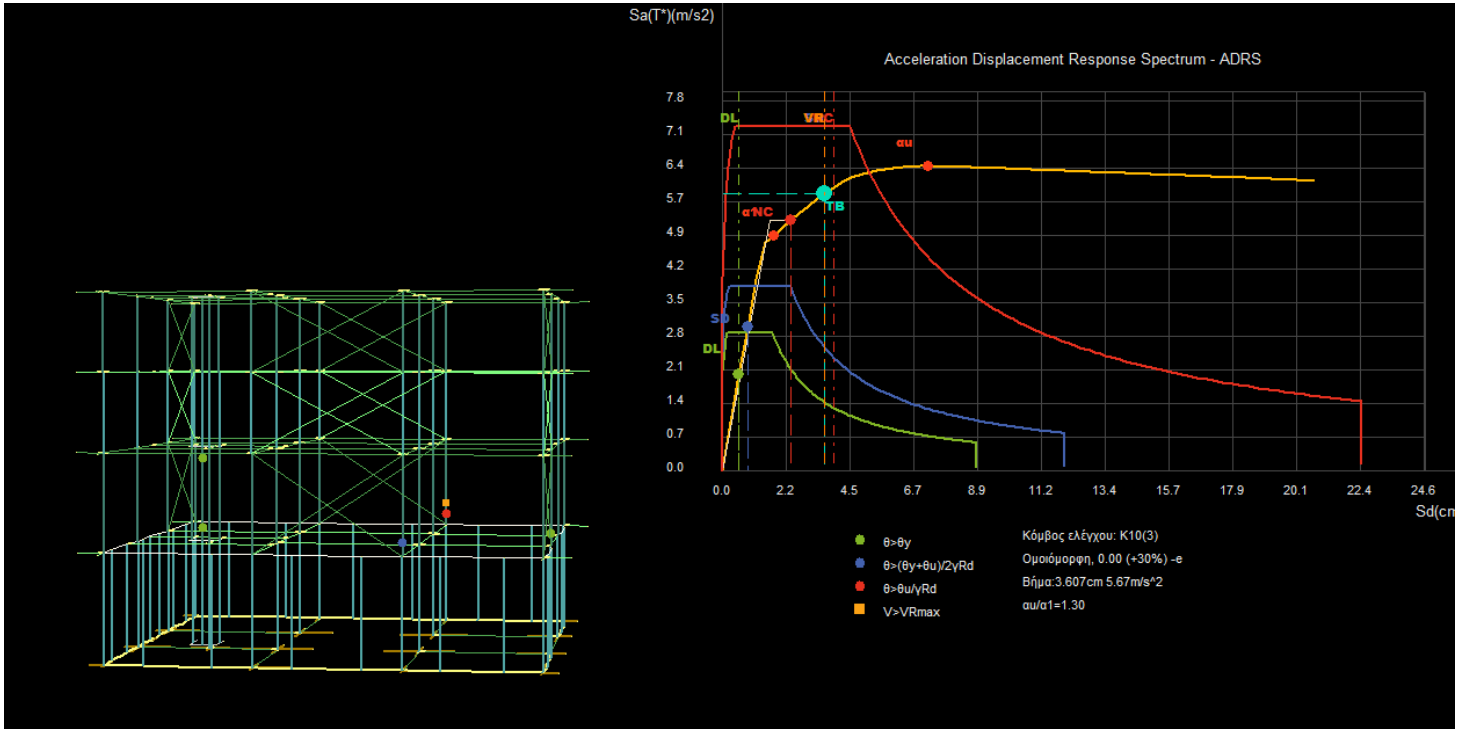
Στ. Επιτελεστικότητα		Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής
		Μονοβάθμιου		Κατασκευής		
[/]	ag [g]	Sd [cm]	Sa [m/s ²]	d [cm]	P [kN]	au/α1
DL	0.096	0.46	1.9	0.59	2092.1	1.34
SD	0.129	0.92	3.8	1.19	4182.1	
NC	0.240	1.84	5.6	2.39	6191.0	

Εικόνα 4.23. ADRS διάγραμμα, όρια επιτελεστικότητας και καμπύλη ικανότητας για κατανομή ιδιομορφική και κατεύθυνση φόρτισης κατά -X.

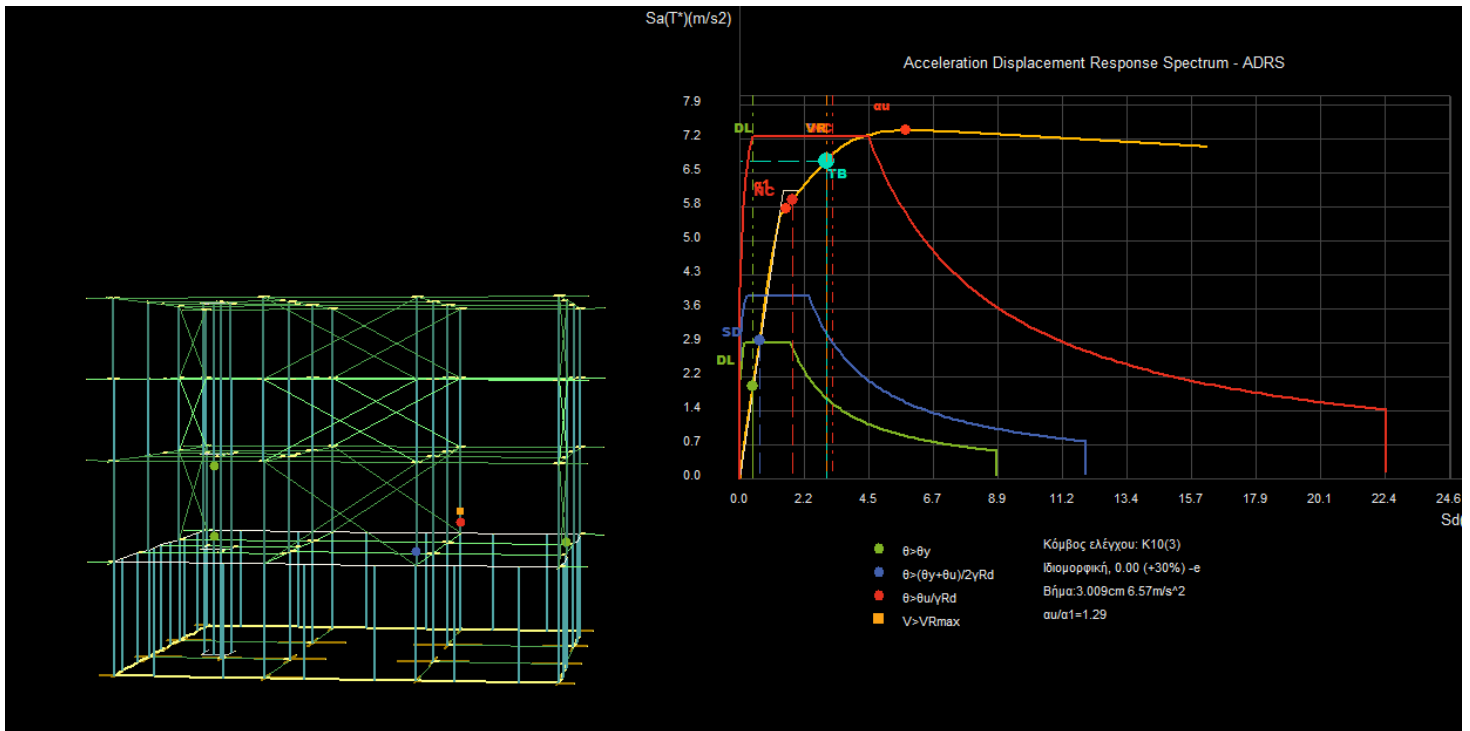
4.4.3. Ανάλυση αποτελεσμάτων μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης στο ενισχυμένο με δοκούς ΗΕΒ κτίριο

Παρατηρούμε ότι η σεισμική συμπεριφορά βάζοντας τους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας ΗΕΒ έχει αλλάξει πλήρως την εικόνα του κτιρίου. Πλέον κανένα όριο επιτελεστικότητας δεν ξεπερνιέται και είναι σημαντικό πως ακόμα και το όριο επιτελεστικότητας "Περιορισμένες Βλάβες" είναι οριακό αλλά δεν υπερβαίνεται από κανένα μέλος του κτιρίου. Η εικόνα λοιπόν που παρουσιάζει η κατασκευή είναι ικανοποιητική και η σεισμική συμπεριφορά της κρίνεται ως επαρκής σε περίπτωση σεισμού.

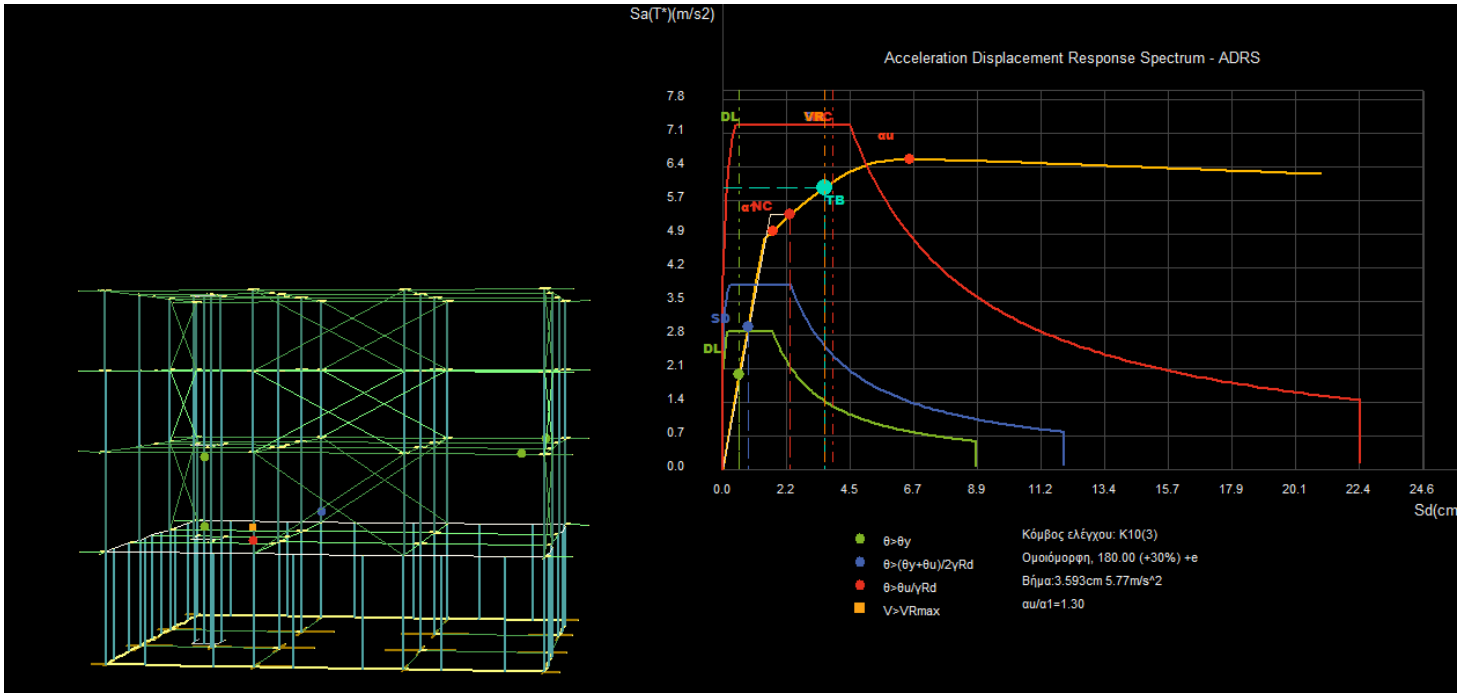
Εδώ όμως θα πρέπει να ελέγξουμε και κάτι ακόμα. Στις εικόνες με τα αποτελέσματα που παρουσιάστηκαν παραπάνω για το ενισχυμένο με ΗΕΒ συνδέσμους δυσκαμψίας κτίριο το πρόγραμμα Fespa δεν δείχνει την κατακόρυφη, διακεκομμένη, πορτοκαλί χρώματος γραμμή η οποία δείχνει πότε το πρώτο μέλος του φορέα έφτασε σε διατμητική αστοχία. Παραθέτουμε τις επόμενες εικόνες που δείχνουν τον φορέα για τις ίδιες φορτίσεις που παρουσιάσαμε στα αποτελέσματα για να διαπιστώσουμε αν μέλη του κτιρίου εμφανίζουν προβλήματα διατμητικής αστοχίας.



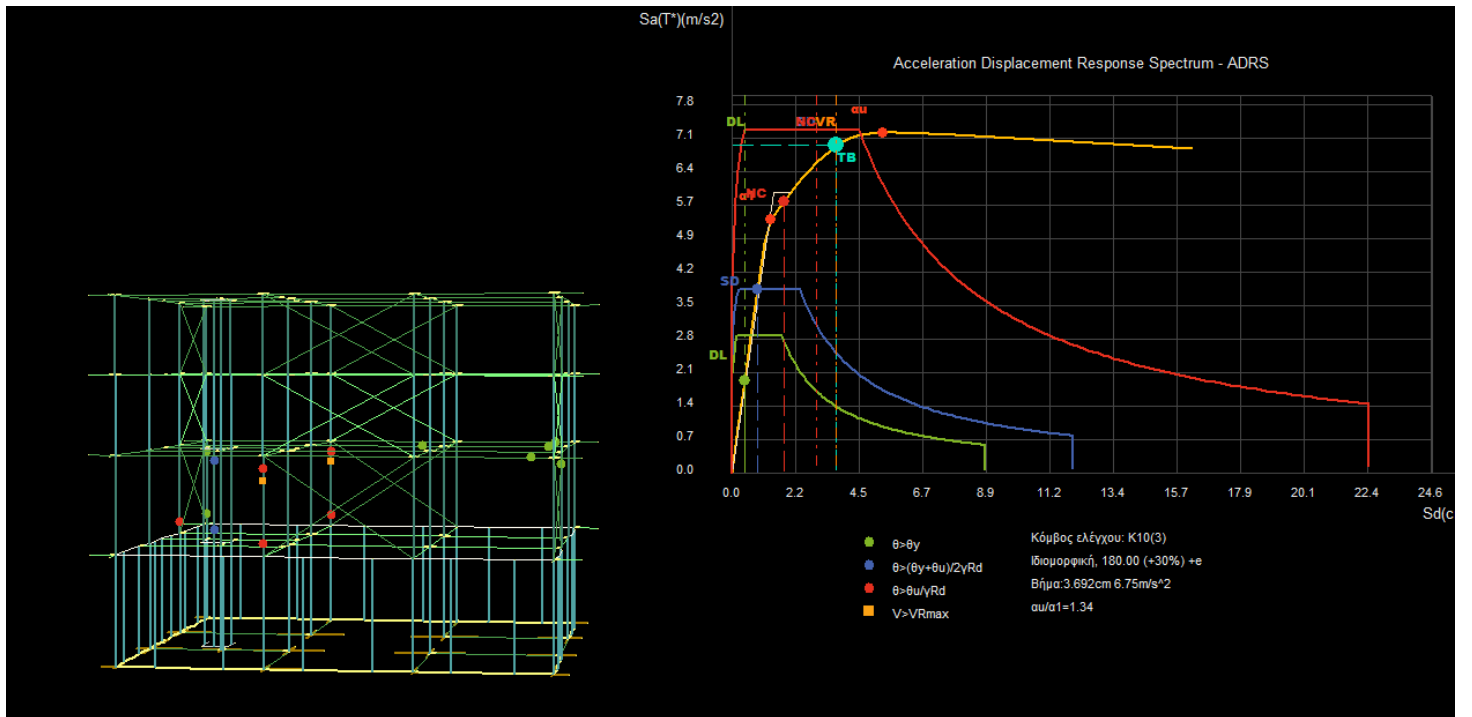
Εικόνα 4.24. Το κτίριο και οι βλάβες για κατανομή ομοιόμορφη και κατεύθυνση φόρτισης κατά +X.



Εικόνα 4.25. Το κτίριο και οι βλάβες για κατανομή ιδιομορφική και κατεύθυνση φόρτισης κατά +X.



Εικόνα 4.26. Το κτίριο και οι βλάβες για κατανομή ομοιόμορφη και κατεύθυνση φόρτισης κατά -X.



Εικόνα 4.27. Το κτίριο και οι βλάβες για κατανομή ιδιομορφική και κατεύθυνση φόρτισης κατά -X.

Από τις εικόνες του φορέα που παρατέθηκαν άλλα και σε συνδυασμό με το διάγραμμα ADRS μπορούμε να βγάλουμε κάποια συμπεράσματα. Βλέπουμε ότι τα υποστυλώματα των φατνωμάτων στα οποία έχουμε τοποθετήσει τους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας HEB αστοχούν κυρίως διατμητικά. Είναι πάρα πολύ σημαντικό να σημειωθεί ότι ακόμα και στις λίγες, τέσσερις στον αριθμό φορτίσεις που παρουσιάστηκαν μαζί με το προσομοίωμα του κτιρίου βλέπουμε ότι π.χ. στην Εικόνα 4.26 τη στιγμή που το πρώτο μέλος του κτιρίου φτάνει στο όριο επιτελεστικότητας "Σημαντικές βλάβες" ή αλλιώς "Προστασία ζωής" ταυτόχρονα κάποιο άλλο μέλος (κάποιο υποστυλώμα στο ισόγειο) αστοχεί διατμητικά. Αυτό μπορούμε να καταλάβουμε ότι δεν είναι δυνατό να το δεχτούμε γιατί μια ψαθυρή αστοχία από μόνη της είναι αρκετά επικίνδυνη πόσο μάλλον όταν αυτή γίνεται πρόωρα πριν φτάσει καν κάποιο μέλος τα όρια επιτελεστικότητας "Οιονεί κατάρρευση".

Η διατμητική αστοχία στα υποστυλώματα του ισογείου πιθανότατα προέρχεται από τις αξονικές δυνάμεις που αναλαμβάνουν οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Προφανώς αφού αυξήσαμε το μέγεθος των διατομών που χρησιμοποιούμε σαν συνδέσμους δυσκαμψίας οι μεταλλικές αυτές δοκοί παραλαμβάνουν ακόμη μεγαλύτερες αξονικές δυνάμεις "ανακουφίζοντας" έτσι τα υπόλοιπα μέλη του φορέα και αυξάνοντας την συνολική του δυσκαμψία.

4.4.4.Επιπρόσθετη ενίσχυση με ινοπλισμένα πολυμερή (FRP)

Αφού τα μέλη του κτιρίου μας αντιμετώπιζαν προβλήματα και αστοχούσαν διατμητικά πήραμε την απόφαση να ενισχύσουμε τα υποστυλώματα των φατνωμάτων που τοποθετήθηκαν οι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας σε όλους τους ορόφους με ινοπλισμένα πολυμερή γνωστά και ως FRP. Χρησιμοποιώντας τα ινοπλισμένα πολυμερή αυξάνουμε τη διατμητική αντοχή των υποστυλωμάτων μας σε μεγάλο βαθμό και παράλληλα πετυχαίνουμε αύξηση της μετελαστικής ικανότητας παραμόρφωσης με βελτίωση της περίσφιξης. Τα ινοπλισμένα πολυμερή που θα χρησιμοποιήσουμε είναι κατασκευασμένα από ίνες άνθρακα και έχουν τα εξής χαρακτηριστικά:

Μέτρο ελαστικότητας FRP E_f [kN/m ²] =	3.0E+008
Οριακή εφελκυστική αντοχή FRP f_{uf} [MPa] =	2500.0
Οριακή ανηγμένη παραμόρφωση ϵ_{uf} =	1.50E-2
Συνολικό πάχος υλικού FRP t_f [mm] =	2.0

Τα ινοπλισμένα πολυμερή θα τοποθετηθούν και θα επικολληθούν ώστε να έχουμε πλήρης περιτύλιξη των υποστυλωμάτων. Ακολουθεί χαρακτηριστική εικόνα που παρουσιάζει υποστυλώματα περιτυλιγμένα με ινοπλισμένα πολυμερή.

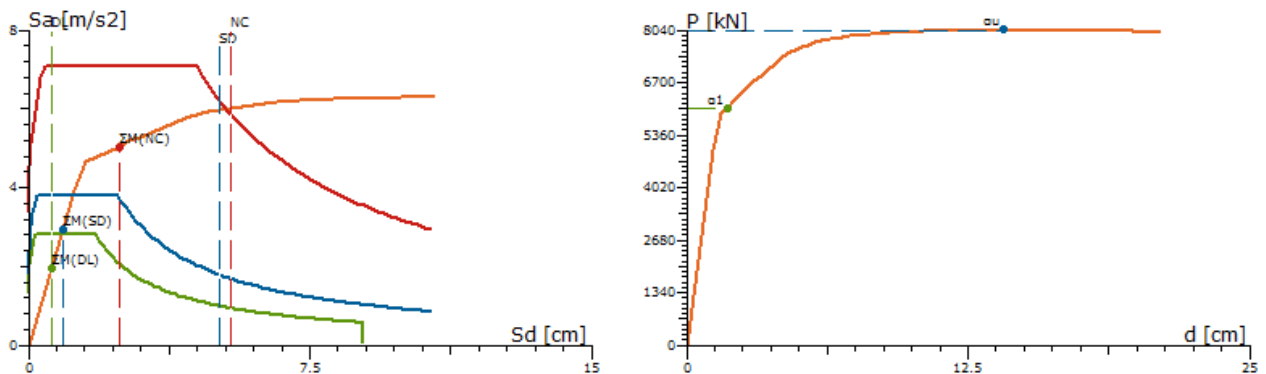


Εικόνα 4.28. Ενίσχυση υποστυλωμάτων με ινοπλισμένα πολυμερή (FRP)

4.4.5. Εφαρμογή μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης στο ενισχυμένο με δοκούς ΗΕΒ και ινοπλισμένα πολυμερή κτίριο

Παρουσιάζονται οι εικόνες που δείχνουν τα αποτελέσματα της μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης για τον φορέα που ενισχύσαμε με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου ΗΕΒ και ινοπλισμένα πολυμερή.

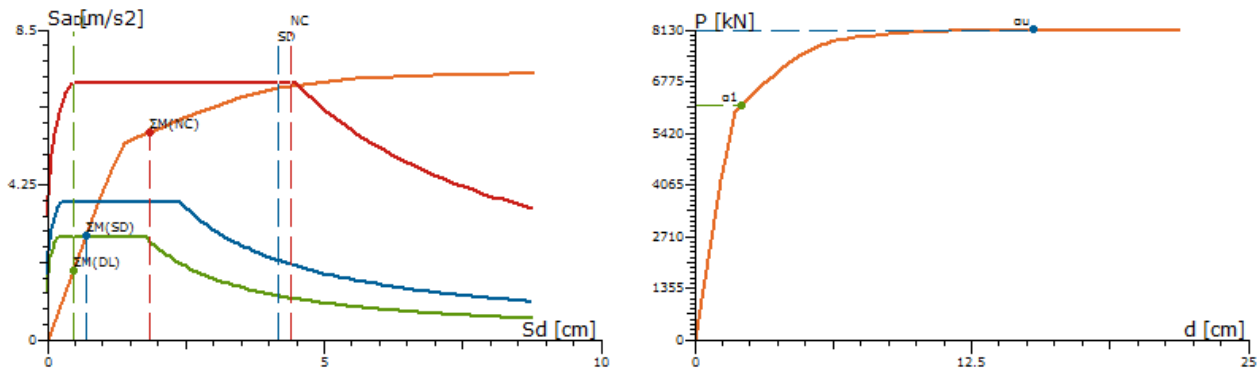
Κατεύθυνση: $0^\circ + (30\%) \cdot 90^\circ - eZ$, Κατανομή: Ομοιόμορφη



Στ. Επιτελεστικότητας		Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής
[/]	a_g [g]	Μονοβάθμιου S_d [cm]	S_a [m/s ²]	Κατασκευής d [cm]	P [kN]	a_u/a_1
DL	0.096	0.61	2.0	0.61	2487.2	1.33
SD	0.129	0.91	2.9	0.91	3727.8	
NC	0.240	2.41	5.0	2.41	6403.7	

Εικόνα 4.29. ADRS διάγραμμα, όρια επιτελεστικότητας και καμπύλη ικανότητας για κατανομή ομοιόμορφη και κατεύθυνση φόρτισης κατά +X.

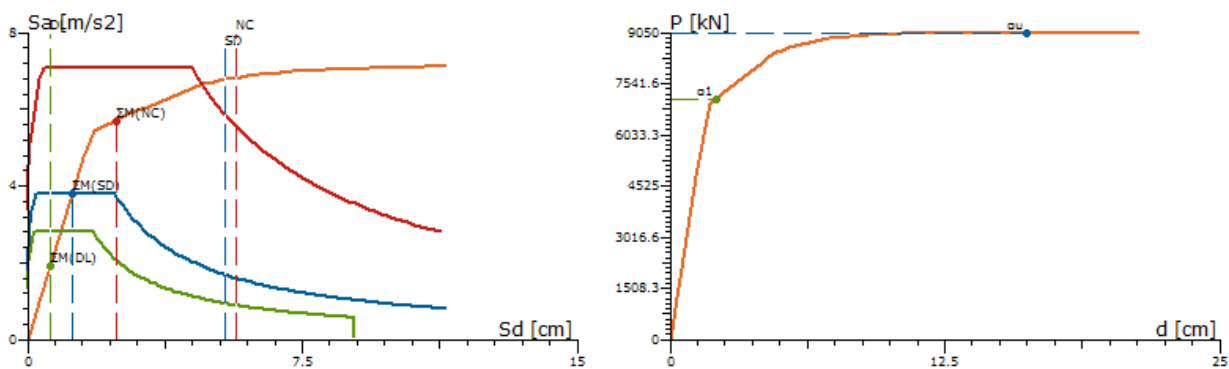
Κατεύθυνση: 0°+(30%)·90°-eZ, Κατανομή:Ιδιομορφική



Στ. Επιτελεστικότητα		Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής
[/]	ag [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής		au/a1
		Sd [cm]	Sa [m/s²]	d [cm]	P [kN]	
DL	0.096	0.47	1.9	0.61	2107.5	1.32
SD	0.129	0.70	2.8	0.91	3158.9	
NC	0.240	1.85	5.7	2.41	6310.1	

Εικόνα 4.30. ADRS διάγραμμα, όρια επιτελεστικότητας και καμπύλη ικανότητας για κατανομή ιδιομορφική και κατεύθυνση φόρτισης κατά +X.

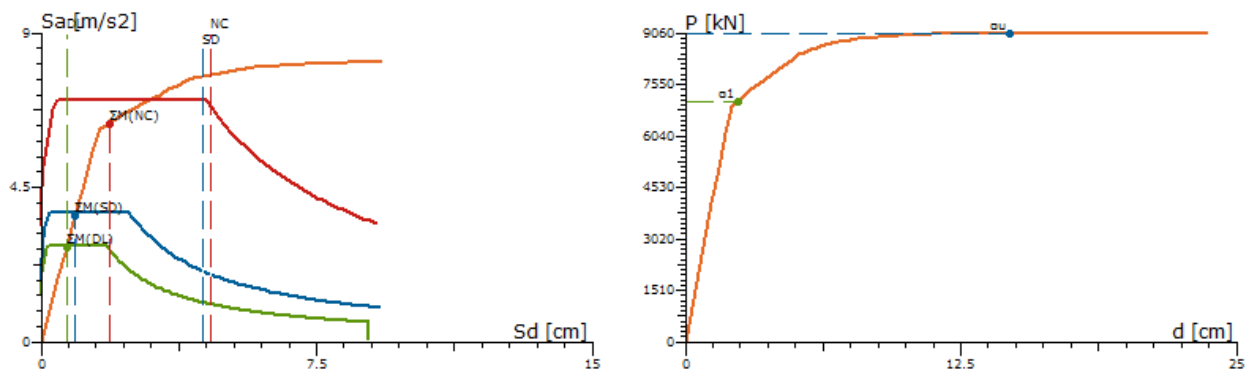
Κατεύθυνση: 90°+(30%)·0°+eX, Κατανομή:Ομοιόμορφη



Στ. Επιτελεστικότητα		Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής
[/]	ag [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής		au/a1
		Sd [cm]	Sa [m/s²]	d [cm]	P [kN]	
DL	0.096	0.61	1.9	0.61	2410.7	1.28
SD	0.129	1.21	3.8	1.21	4808.3	
NC	0.240	2.41	5.7	2.41	7250.9	

Εικόνα 4.31. ADRS διάγραμμα, όρια επιτελεστικότητας και καμπύλη ικανότητας για κατανομή ομοιόμορφη και κατεύθυνση φόρτισης κατά +Z.

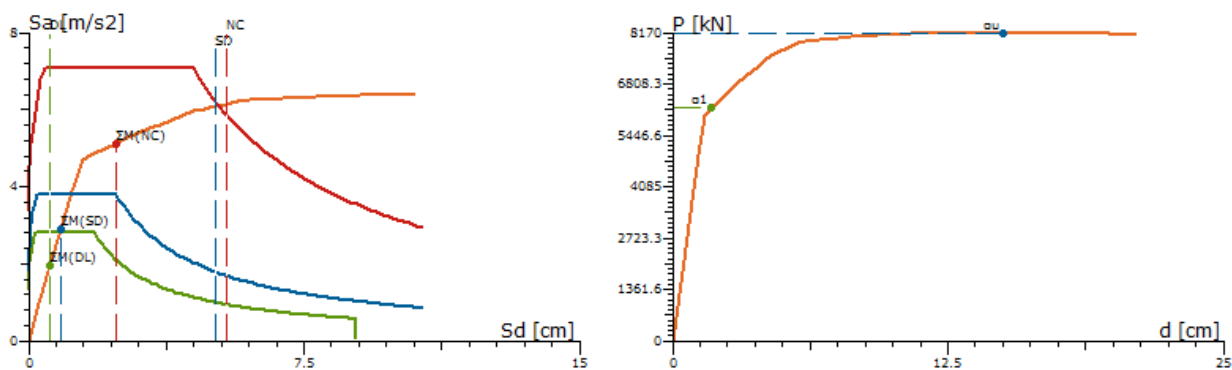
Κατεύθυνση: 90° +(30%)· 0° +eX, Κατανομή:Ιδιομορφική



Στ. Επιτελεστικότητα [γ]	ag [g]	Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)			Κατασκευής		Λόγος υπεραντοχής au/a1
		Μονοβάθμιου Sd [cm]	Sa [m/s ²]	d [cm]	P [kN]		
DL	0.096	0.70	2.8	0.91	3056.4	1.29	
SD	0.129	0.93	3.7	1.21	4070.4		
NC	0.240	1.85	6.4	2.41	7048.1		

Εικόνα 4.32. ADRS διάγραμμα, όρια επιτελεστικότητας και καμπύλη ικανότητας για κατανομή ιδιομορφική και κατεύθυνση φόρτισης κατά +Z.

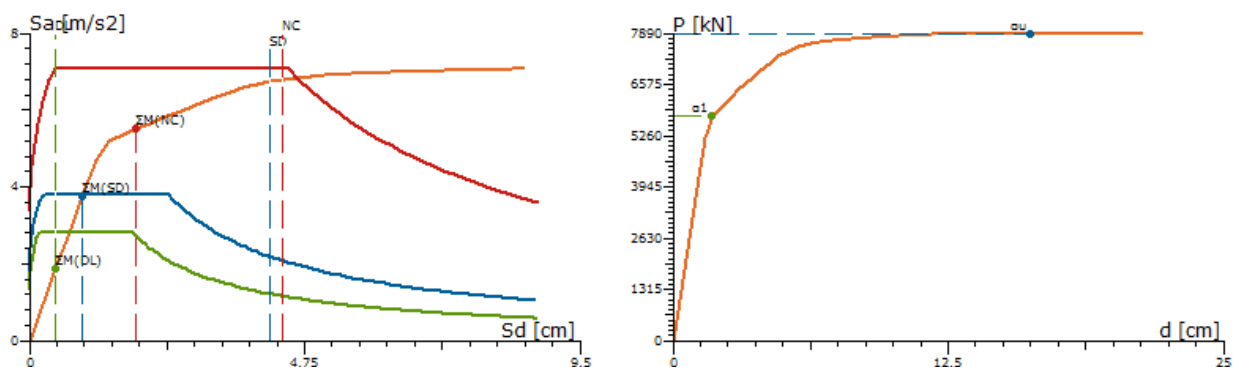
Κατεύθυνση: 180° +(30%)· 90° +eZ, Κατανομή:Ομοιόμορφη



Στ. Επιτελεστικότητα [γ]	ag [g]	Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)			Κατασκευής		Λόγος υπεραντοχής au/a1
		Μονοβάθμιου Sd [cm]	Sa [m/s ²]	d [cm]	P [kN]		
DL	0.096	0.59	1.9	0.59	2462.1	1.33	
SD	0.129	0.89	2.9	0.89	3690.6		
NC	0.240	2.39	5.1	2.39	6514.9		

Εικόνα 4.33. ADRS διάγραμμα, όρια επιτελεστικότητας και καμπύλη ικανότητας για κατανομή ομοιόμορφη και κατεύθυνση φόρτισης κατά -X.

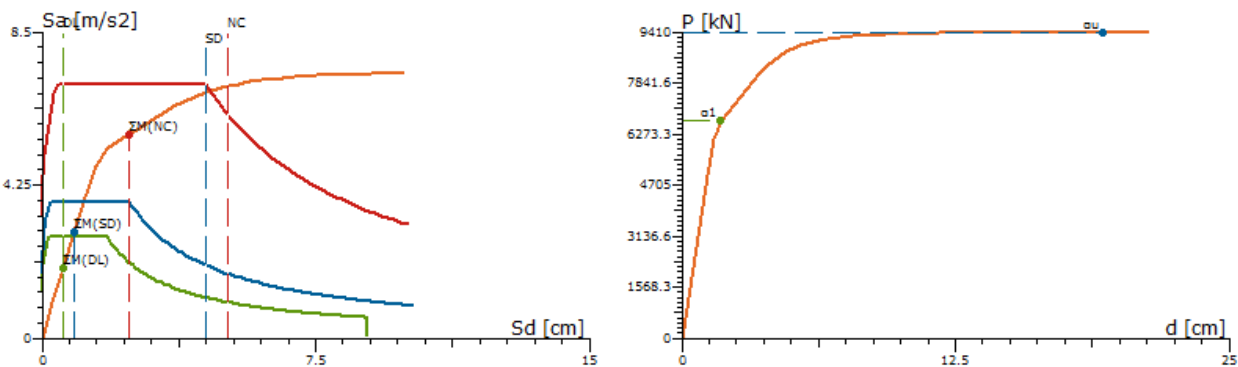
Κατεύθυνση: 180°+(30%)·90°+eZ, Κατανομή:Ιδιομορφική



Στ. Επιτελεστικότητα		Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής
[/]	ag [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής		au/a1
		Sd [cm]	Sa [m/s²]	d [cm]	P [kN]	
DL	0.096	0.46	1.9	0.59	2085.8	1.37
SD	0.129	0.92	3.8	1.19	4167.1	
NC	0.240	1.84	5.5	2.39	6097.5	

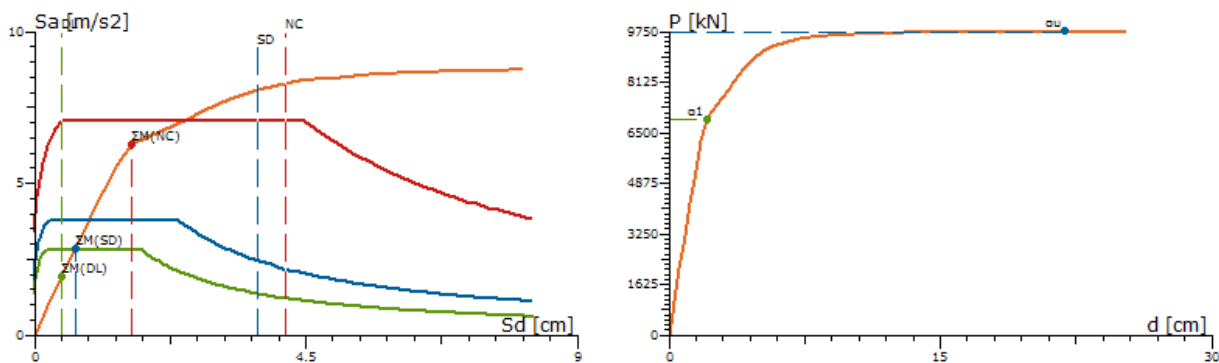
Εικόνα 4.34. ADRS διάγραμμα, όρια επιτελεστικότητας και καμπύλη ικανότητας για κατανομή ιδιομορφική και κατεύθυνση φόρτισης κατά -X.

Κατεύθυνση: 270°+(30%)·360°+eX, Κατανομή:Ομοιόμορφη



Στ. Επιτελεστικότητα		Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής
[/]	ag [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής		au/a1
		Sd [cm]	Sa [m/s²]	d [cm]	P [kN]	
DL	0.096	0.59	2.0	0.59	2492.4	1.41
SD	0.129	0.89	2.9	0.89	3737.3	
NC	0.240	2.39	5.6	2.39	7170.3	

Εικόνα 4.35. ADRS διάγραμμα, όρια επιτελεστικότητας και καμπύλη ικανότητας για κατανομή ομοιόμορφη και κατεύθυνση φόρτισης κατά -Z.

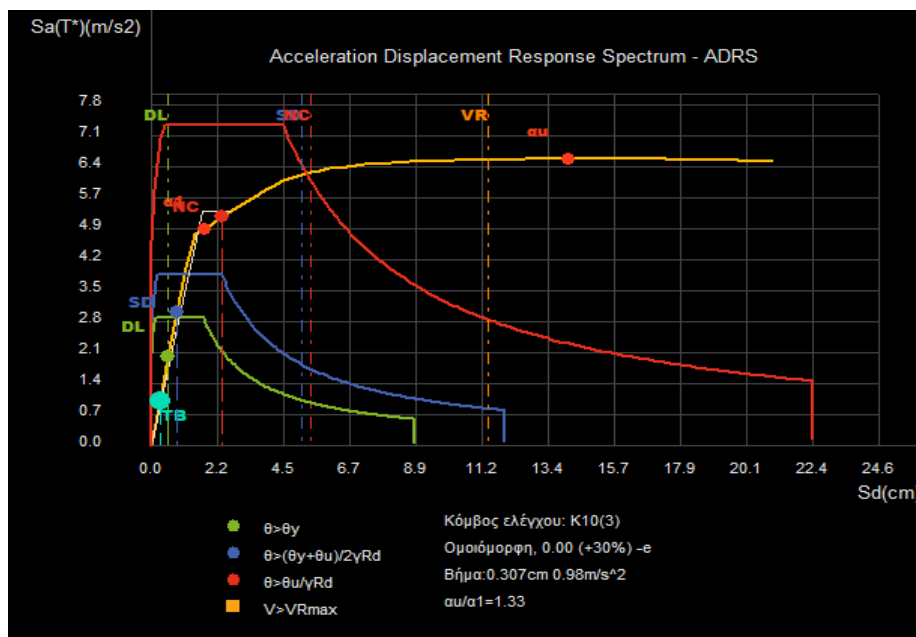


Στ. Επιτελεστικότητας		Στοχευόμενη Μετατόπιση (EC8)				Λόγος υπεραντοχής	
[/]	ag [g]	Μονοβάθμιου		Κατασκευής			
		Sd [cm]	Sa [m/s ²]	d [cm]	P [kN]	au/a1	
DL	0.096	0.46	1.9	0.59	2109.5	1.41	
SD	0.129	0.69	2.9	0.89	3163.0		
NC	0.240	1.61	6.3	2.09	6941.1		

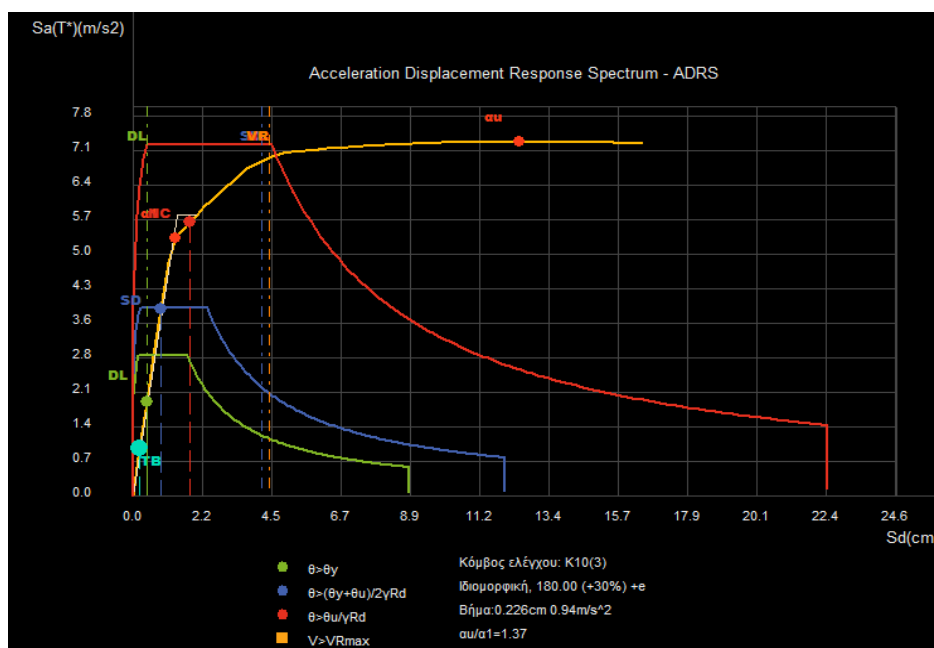
Εικόνα 4.36. ADRS διάγραμμα, όρια επιτελεστικότητας και καμπύλη ικανότητας για κατανομή ιδιομορφική και κατεύθυνση φόρτισης κατά -Z.

4.4.6. Ανάλυση αποτελεσμάτων μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης στο ενισχυμένο με δοκούς ΗΕΒ και ινοπλισμένα πολυμερή κτίριο

Από τα αποτελέσματα που παρουσιάστηκαν παραπάνω για το ενισχυμένο με δοκούς ΗΕΒ και ινοπλισμένα πολυμερή κτίριο δεν προκύπτει καμία υπέρβαση των ορίων επιτελεστικότητας. Για να διαπιστώσουμε αν διορθώθηκαν οι διατμητικές βλάβες στα υποστυλώματα ακολουθούν δύο ακόμα εικόνες από το πρόγραμμα Fespa.



Εικόνα 4.37. ADRS διάγραμμα με διατμητική αστοχία για κατεύθυνση φόρτισης κατά +X.



Εικόνα 4.38.ADRS διάγραμμα με διατμητική αστοχία για κατεύθυνση φόρτισης κατά -X.

Παρατηρούμε ότι στην πρώτη εικόνα η πορτοκαλί κατακόρυφη γραμμή που παρουσιάζει την διατμητική αστοχία κάποιου μέλους εμφανίζεται πολύ αργότερα κατά την διάρκεια της φόρτισης αφού έχει αστοχήσει κάποιο μέλος πρώτα καμπτικά. Στη δεύτερη εικόνα που είναι και η δυσμενέστερη συμπεριφορά του κτιρίου ως προς την διατμητική αστοχία για όλες τις φορτίσεις που πραγματοποιήθηκαν βλέπουμε ότι η διατμητική αστοχία εμφανίζεται ακριβώς στο όριο επιτελεστικότητας "Οιονεί κατάρρευση" δηλαδή εκεί που συναντάμε και την καμπτική αστοχία κάτι που δείχνει ότι έχουμε πολύ καλύτερη συμπεριφορά σε σχέση με τις φορτίσεις που έγιναν στον προηγούμενο φορέα ο οποίος δεν είχε ενισχυθεί με ινοπλισμένα πολυμερή και η διατμητική αστοχία παρουσιαζόταν σε κάποιες φορτίσεις πριν ακόμα κάποιο μέλος αστοχήσει καμπτικά. Τέλος η μέγιστη τέμνουσα βάσης που παρουσιάζεται στο σύνολο των αποτελεσμάτων αυξήθηκε αρκετά και είναι $F_b=9830$ kN.

Από τα παραπάνω αποτελέσματα μπορούμε να πούμε ότι ο στόχος μας να μην υπερβεί κανένα μέλος κανένα όριο επιτελεστικότητας έχει επιτευχθεί. Επίσης πετύχαμε την αποφυγή ψαθυρής αστοχίας λόγω τεμνουσών με την ενίσχυση των υποστλωμάτων με ινοπλισμένα πολυμερή. Χαρακτηριστικό του κτιρίου είναι το ότι βρίσκεται σε σεισμική ζώνη Z2 και με την ενίσχυση που έγινε μπορεί να αναλάβει τα μελλοντικά σεισμικά φορτία που θα του επιβληθούν με ασφάλεια των ατόμων που στεγάζονται σε αυτό. Αυτός λοιπόν είναι ο τρόπος ενίσχυσης που θα επιλέξουμε σαν λύση.

4.5. Έλεγχος στατικής κανονικότητας του ενισχυμένου κτιρίου

Αφού ενισχύσαμε το κτίριο με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας HEB και ινοπλισμένα πολυμερή περιμένουμε ότι το κτίριο αφού γίνει έλεγχος στρεπτικής δυσκαμψίας ορόφων από το πρόγραμμα Fespa θα είναι στρεπτικά δύσκαμπτο σε αντίθεση με το μη ενισχυμένο κτίριο που αφού έγινε ο έλεγχος χαρακτηρίστηκε ως στρεπτικά εύκαμπτο. Στην παρακάτω εικόνα βλέπουμε τα αποτελέσματα που πήραμε.

Κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη - EC8-1 §4.2.3.2

Έλεγχος στρεπτικής δυσκαμψίας ορόφων - EC8-1 §5.2.2.1(4)P { $r > l_s$ }

Επίπεδο [/]	Υψόμετρο οροφής [m]	rI [m]	>	l _s [m]	rII [m]	>	l _s [m]
4	10,40	12,04	>	8,47	11,96	>	8,47
3	7,20	12,04	>	8,78	11,96	>	8,78
2:nv	4,00	12,04	>	8,78	11,96	>	8,78
1	0,00	12,04	>	8,36	11,96	>	8,36

■ Το δόμημα είναι στρεπτικά δύσκαμπτο.

Έλεγχος περιορισμού στατικής εκκεντρότητας - EC8-1 §4.2.3.2(6) { $0.30*r > |eo|$ }

Επίπεδο [/]	Υψόμετρο οροφής [m]	0.30*rI [m]	>	eoI [m]	0.30*rII [m]	>	eoII [m]
4	10,40	3,61	>	0,18	3,59	>	0,14
3	7,20	3,61	>	0,22	3,59	>	0,15
2:nv	4,00	3,61	>	0,23	3,59	>	0,15
1	0,00	3,61	>	0,11	3,59	>	0,13

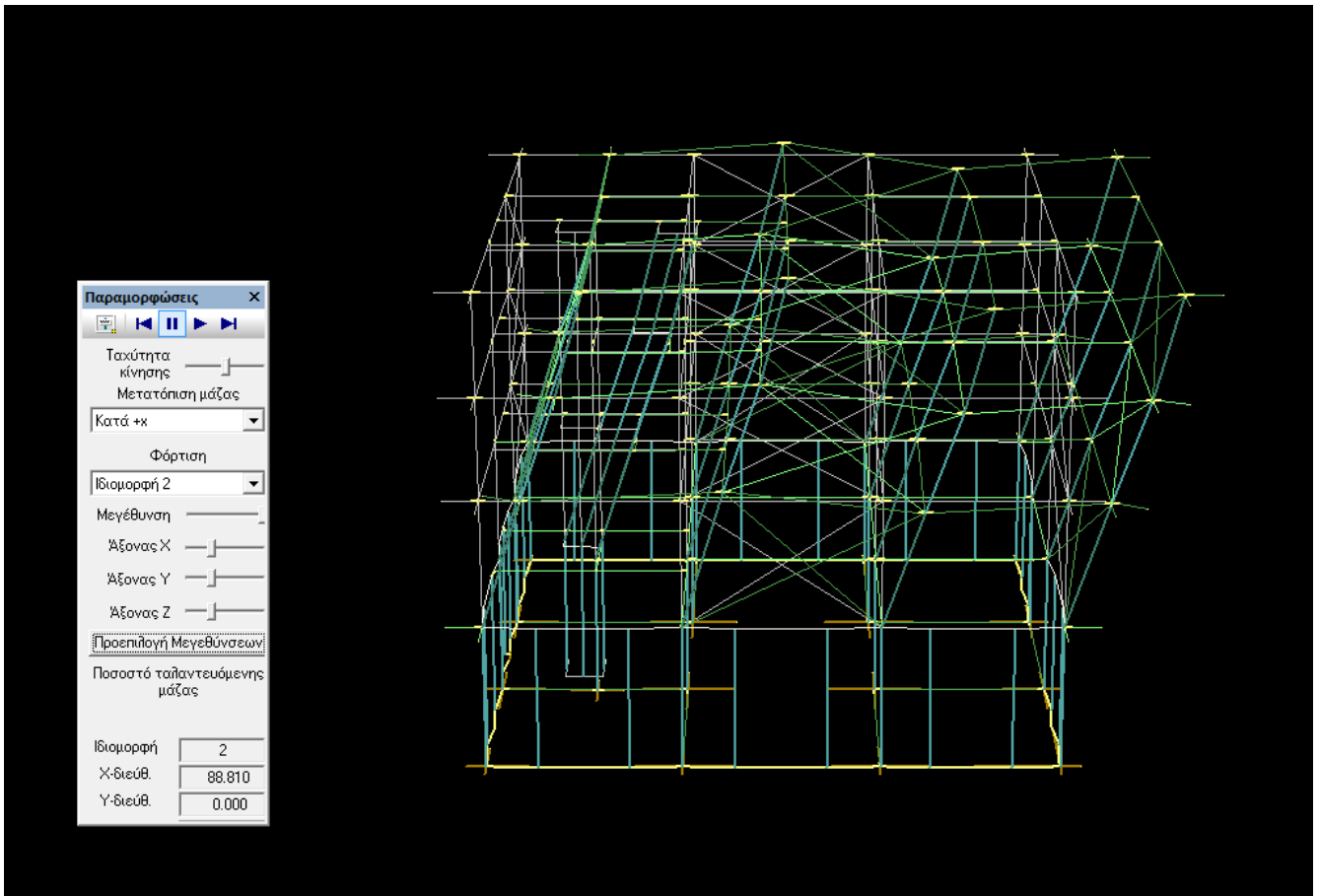
■ Το δόμημα ενδεχομένως είναι κανονικό σε κάτοψη**.

Εικόνα 4.39. Αποτελέσματα κριτηρίων κανονικότητας σε κάτοψη όπως παρουσιάζονται στο πρόγραμμα Fespa.

Επιβεβαιώνουμε λοιπόν ότι το κτίριο είναι πλέον στρεπτικά δύσκαμπτο.

4.6. Ιδιομορφές και ιδιοπερίοδος ενισχυμένου κτιρίου

Στο ενισχυμένο κτίριο με κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας διατομής HEB και ινοπλισμένα πολυμερή η πρώτη (1^η) ιδιομορφή είναι μεταφορική κατά Z και συγκεντρώνει το 87,87% ιδιομορφικής μάζας, ενώ η δεύτερη (2^η) ιδιομορφή είναι μεταφορική κατά X και συγκεντρώνει το 88,81% της ιδιομορφικής μάζας. Η ιδιοπερίοδοι του κτιρίου είναι T₁=0,3008sec και T₂=0,2969sec για την 1^η και 2^η ιδιομορφή αντίστοιχα. Παρατηρούμε ότι το κτίριο με βάση τα στοιχεία αυτά και την εικόνα που μας δίνει το πρόγραμμα Fespa πλέον δεν παρουσιάζει την ίδια στρεπτική μετακίνηση που παρουσίαζε όταν δεν είχε ενισχυθεί αλλά πολύ μικρότερη κάτι που μας ικανοποιεί για την συμπεριφορά του κτιρίου. Ακολουθεί η εικόνα του κτιρίου από το πρόγραμμα Fespa που δείχνει την μετακίνηση του κτιρίου με βάση την δεύτερη (2^η) ιδιομορφή.



Εικόνα 4.40. Μετακίνηση του ενισχυμένου κτιρίου με βάση την 2^η ιδιομορφή.

5. Διαστασιολόγηση μεταλλικών στοιχείων

5.1. Έλεγχοι επάρκειας μελών

Αντοχή διατομής HEB280 σε εφελκυσμό

Από τους πίνακες των προτύπων διατομών η διατομή HEB280, ποιότητας S235, έχει τα εξής γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά:

$$\begin{aligned}
 G &= 103 \text{ kg/m} \\
 A &= 131,40 \text{ cm}^2 \\
 b &= 280 \text{ mm} \\
 h &= 280 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_w &= 10,5 \text{ mm} \\
 t_f &= 18,00 \text{ mm} \\
 d &= 196 \text{ mm} \\
 I_y &= 19270,0 \text{ cm}^4 \\
 i_y &= 12,11 \text{ cm} \\
 I_z &= 6595 \text{ cm}^4 \\
 i_z &= 7,09 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Αντοχή διατομής:

$$N_{pl,Rd} = \frac{AF_y}{\gamma_{M0}} = 3087,9 \text{ kN}$$

Η μέγιστη αξονική εφελκυστική δύναμη που αναπτύσσεται στις διατομές HEB280 είναι $\max N_{Ed} = 433,40 \text{ kN}$ άρα οι διατομές αφού $N_{pl,Rd} > \max N_{Ed}$ επαρκούν σε εφελκυσμό.

Αντοχή διατομής HEB260 σε εφελκυσμό

Από τους πίνακες των προτύπων διατομών η διατομή HEB260, ποιότητας S235, έχει τα εξής γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά:

$$\begin{aligned}
 G &= 93,0 \text{ kg/m} \\
 A &= 118,40 \text{ cm}^2 \\
 b &= 260 \text{ mm} \\
 h &= 260 \text{ mm} \\
 t_w &= 10,0 \text{ mm} \\
 t_f &= 17,50 \text{ mm} \\
 d &= 177 \text{ mm} \\
 I_y &= 14920,0 \text{ cm}^4 \\
 i_y &= 11,22 \text{ cm} \\
 I_z &= 5135 \text{ cm}^4 \\
 i_z &= 6,58 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Αντοχή διατομής:

$$N_{pl,Rd} = \frac{AF_y}{\gamma_{M0}} = 2782,4 \text{ kN}$$

Η μέγιστη αξονική εφελκυστική δύναμη που αναπτύσσεται στις διατομές HEB260 είναι $\max N_{Ed}=331,13$ kN άρα οι διατομές αφού $N_{pl,Rd} > \max N_{Ed}$ επαρκούν σε εφελκυσμό.

Αντοχή διατομής HEB240 σε εφελκυσμό

Από τους πίνακες των προτύπων διατομών η διατομή HEB240, ποιότητας S235, έχει τα εξής γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά:

$$\begin{aligned}G &= 83,2 \text{ kg/m} \\A &= 106,00 \text{ cm}^2 \\b &= 240 \text{ mm} \\h &= 240 \text{ mm} \\t_w &= 10,0 \text{ mm} \\t_f &= 17,00 \text{ mm} \\d &= 164 \text{ mm} \\I_y &= 11260,0 \text{ cm}^4 \\i_y &= 10,31 \text{ cm} \\I_z &= 3923 \text{ cm}^4 \\i_z &= 6,08 \text{ cm}\end{aligned}$$

Αντοχή διατομής:

$$N_{pl,Rd} = \frac{AF_y}{\gamma_{M0}} = 2491,0 \text{ kN}$$

Η μέγιστη αξονική εφελκυστική δύναμη που αναπτύσσεται στις διατομές HEB240 είναι $\max N_{Ed} = 169,14$ kN άρα οι διατομές αφού $N_{pl,Rd} > \max N_{Ed}$ επαρκούν σε εφελκυσμό.

Αντοχή διατομής HEB280 σε θλίψη

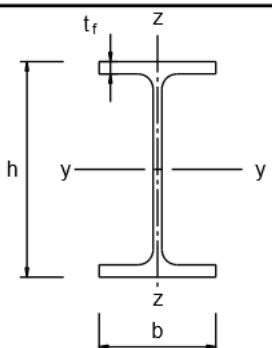
Κατηγορία διατομής

Από τους πίνακες των προτύπων διατομών η διατομή HEB280, ποιότητας S235 σε καθαρή θλίψη είναι κατηγορίας 1.

Καμπύλη λυγισμού

Από τον πίνακα 5.1 για πρότυπη διατομή διπλού ταυ και για χάλυβα S235 έχουμε:
 $h/b=280/280=1<1,2$ και $t_f=18,0\text{mm}<100\text{ mm}$

Άρα η καμπύλη λυγισμού είναι η b περί τον άξονα y-y και η c περί τον άξονα z-z.
 Ακολουθεί ο πίνακας επιλογής καμπύλης λυγισμού.

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού		
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460	
	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40\text{ mm}$	y-y z-z	a a ₀	
		$40\text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y z-z	b c	
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100\text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a
		$t_f > 100\text{ mm}$	y-y z-z	d d	a c

Πίνακας 5.1.Επιλογή καμπύλης λυγισμού

Μήκος λυγισμού

Το μήκος των δοκών είναι $L=7,21\text{m}$ και το μήκος λυγισμού αφού οι δοκοί συνδέονται μεταξύ τους στο μέσο του μήκους τους και παρεμποδίζεται η κίνηση προς οποιαδήποτε κατεύθυνση είναι:
 $L_{cr,y}=3,605\text{m}$ και $L_{cr,z}=3,605\text{m}$.

Λυγηρότητες

Η ανηγμένη λυγηρότητα ως προς τον άξονα y-y δίνεται ως εξής:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y \lambda_1} = 0,32$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα ως προς τον άξονα z-z δίνεται ως εξής:

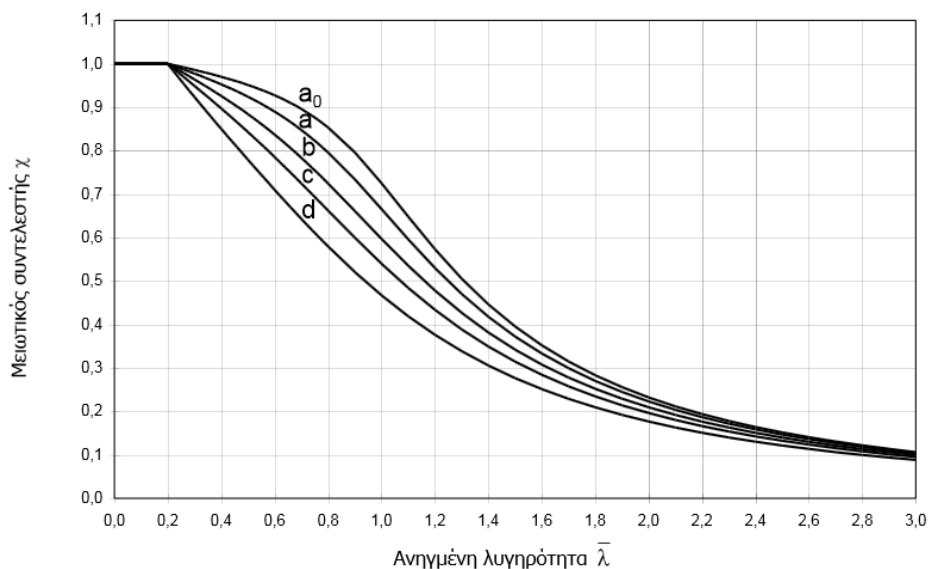
$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z \lambda_1} = 0,54$$

όπου

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,87$$

Μειωτικοί συντελεστές χ

Οι μειωτικοί συντελεστές χ_y , και χ_z περί τον τοπικό άξονα y και z αντίστοιχα υπολογίζεται από το παρακάτω σχήμα 5.1 σύμφωνα με τις καμπύλες λυγισμού και με τις λυγηρότητες $\bar{\lambda}_y$ και $\bar{\lambda}_z$.



Σχήμα 5.1. Καμπύλες λυγισμού

Έτσι για ανηγμένη λυγηρότητα κατά τον άξονα y, $\bar{\lambda}_y = 0,32$ ο συντελεστής χ_y για καμπύλη λυγισμού b είναι ίσος με $\chi_y = 0,96$ ενώ για ανηγμένη λυγηρότητα κατά τον άξονα z, $\bar{\lambda}_z = 0,54$ ο συντελεστής χ_z για καμπύλη λυγισμού c είναι ίσος με $\chi_z = 0,81$.

$$\chi = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,96; 0,81) = 0,81$$

Αντοχή θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A F_y}{\gamma_{M1}} = 2501,2 \text{ kN}$$

Η μέγιστη αξονική θλιπτική δύναμη που αναπτύσσεται στις διατομές HEB280 είναι $\max N_{Ed} = 623,18$ kN άρα οι διατομές αφού $N_{b,Rd} > \max N_{Ed}$ επαρκούν σε θλίψη.

Αντοχή διατομής HEB260 σε θλίψη

Κατηγορία διατομής

Από τους πίνακες των προτύπων διατομών η διατομή ΗΕΒ260, ποιότητας S235 σε καθαρή θλίψη είναι κατηγορίας 1.

Καμπύλη λυγισμού

Από τον πίνακα 5.1 (δίνεται παραπάνω) για πρότυπη διατομή διπλού ταυ και για χάλυβα S235 έχουμε:

$$h/b=260/260=1 < 1,2 \quad \text{και} \quad t_f=17,5\text{mm} < 100 \text{ mm}$$

Άρα η καμπύλη λυγισμού είναι η b περί τον άξονα y-y και η c περί τον άξονα z-z.

Μήκος λυγισμού

Το μήκος των δοκών είναι $L=6,80\text{m}$ και το μήκος λυγισμού αφού οι δοκοί συνδέονται μεταξύ τους στο μέσο του μήκους τους και παρεμποδίζεται η κίνηση προς οποιαδήποτε κατεύθυνση είναι: $L_{cr,y}=3,40\text{m}$ και $L_{cr,z}=3,40\text{m}$.

Λυγηρότητες

Η ανηγμένη λυγηρότητα ως προς τον άξονα y-y δίνεται ως εξής:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y \lambda_1} = 0,32$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα ως προς τον άξονα z-z δίνεται ως εξής:

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z \lambda_1} = 0,55$$

όπου

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,87$$

Μειωτικοί συντελεστές χ

Οι μειωτικοί συντελεστές χ_y , και χ_z περί τον τοπικό άξονα y και z αντίστοιχα υπολογίζεται από το σχήμα 5.1 (δίνεται παραπάνω) σύμφωνα με τις καμπύλες λυγισμού και με τις λυγηρότητες $\bar{\lambda}_y$ και $\bar{\lambda}_z$.

Έτσι για ανηγμένη λυγηρότητα κατά τον άξονα y, $\bar{\lambda}_y=0,32$ ο συντελεστής χ_y για καμπύλη λυγισμού b είναι ίσος με $\chi_y=0,96$ ενώ για ανηγμένη λυγηρότητα κατά τον άξονα z, $\bar{\lambda}_z=0,54$ ο συντελεστής χ_z για καμπύλη λυγισμού c είναι ίσος με $\chi_z=0,80$.

$$\chi = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,96; 0,80) = 0,80$$

Αντοχή θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A F_y}{\gamma_{M1}} = 2225,9 \text{ kN}$$

Η μέγιστη αξονική θλιπτική δύναμη που αναπτύσσεται στις διατομές HEB260 είναι $\max N_{Ed} = 398,65$ kN άρα οι διατομές αφού $N_{b,Rd} > \max N_{Ed}$ επαρκούν σε θλίψη.

Αντοχή διατομής HEB240 σε θλίψη

Κατηγορία διατομής

Από τους πίνακες των προτύπων διατομών η διατομή HEB240, ποιότητας S235 σε καθαρή θλίψη είναι κατηγορίας 1.

Καμπύλη λυγισμού

Από τον πίνακα 5.1 (δίνεται παραπάνω) για πρότυπη διατομή διπλού ταν και για χάλυβα S235 έχουμε:

$$h/b = 240/240 = 1 < 1,2 \quad \text{και} \quad t_f = 17,0 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Άρα η καμπύλη λυγισμού είναι η b περί τον άξονα y-y και η c περί τον άξονα z-z.

Μήκος λυγισμού

Το μήκος των δοκών είναι $L = 6,80 \text{ m}$ και το μήκος λυγισμού αφού οι δοκοί συνδέονται μεταξύ τους στο μέσο του μήκους τους και παρεμποδίζεται η κίνηση προς οποιαδήποτε κατεύθυνση είναι: $L_{cr,y} = 3,40 \text{ m}$ και $L_{cr,z} = 3,40 \text{ m}$.

Λυγηρότητες

Η ανηγμένη λυγηρότητα ως προς τον άξονα y-y δίνεται ως εξής:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y \lambda_1} = 0,35$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα ως προς τον άξονα z-z δίνεται ως εξής:

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z \lambda_1} = 0,60$$

όπου

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,87$$

Μειωτικοί συντελεστές χ

Οι μειωτικοί συντελεστές χ_y , και χ_z περί τον τοπικό άξονα y και z αντίστοιχα υπολογίζεται από το σχήμα 5.1 (δίνεται παραπάνω) σύμφωνα με τις καμπύλες λυγισμού και με τις λυγηρότητες $\bar{\lambda}_y$ και $\bar{\lambda}_z$.

Έτσι για ανηγμένη λυγηρότητα κατά τον άξονα y , $\bar{\lambda}_y=0,35$ ο συντελεστής χ_y για καμπύλη λυγισμού b είναι ίσος με $\chi_y=0,94$ ενώ για ανηγμένη λυγηρότητα κατά τον άξονα z , $\bar{\lambda}_z=0,60$ ο συντελεστής χ_z για καμπύλη λυγισμού c είναι ίσος με $\chi_z=0,78$.

$$\chi = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,94; 0,78) = 0,78$$

Αντοχή θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A F_y}{\gamma_{M1}} = 1943 \text{ kN}$$

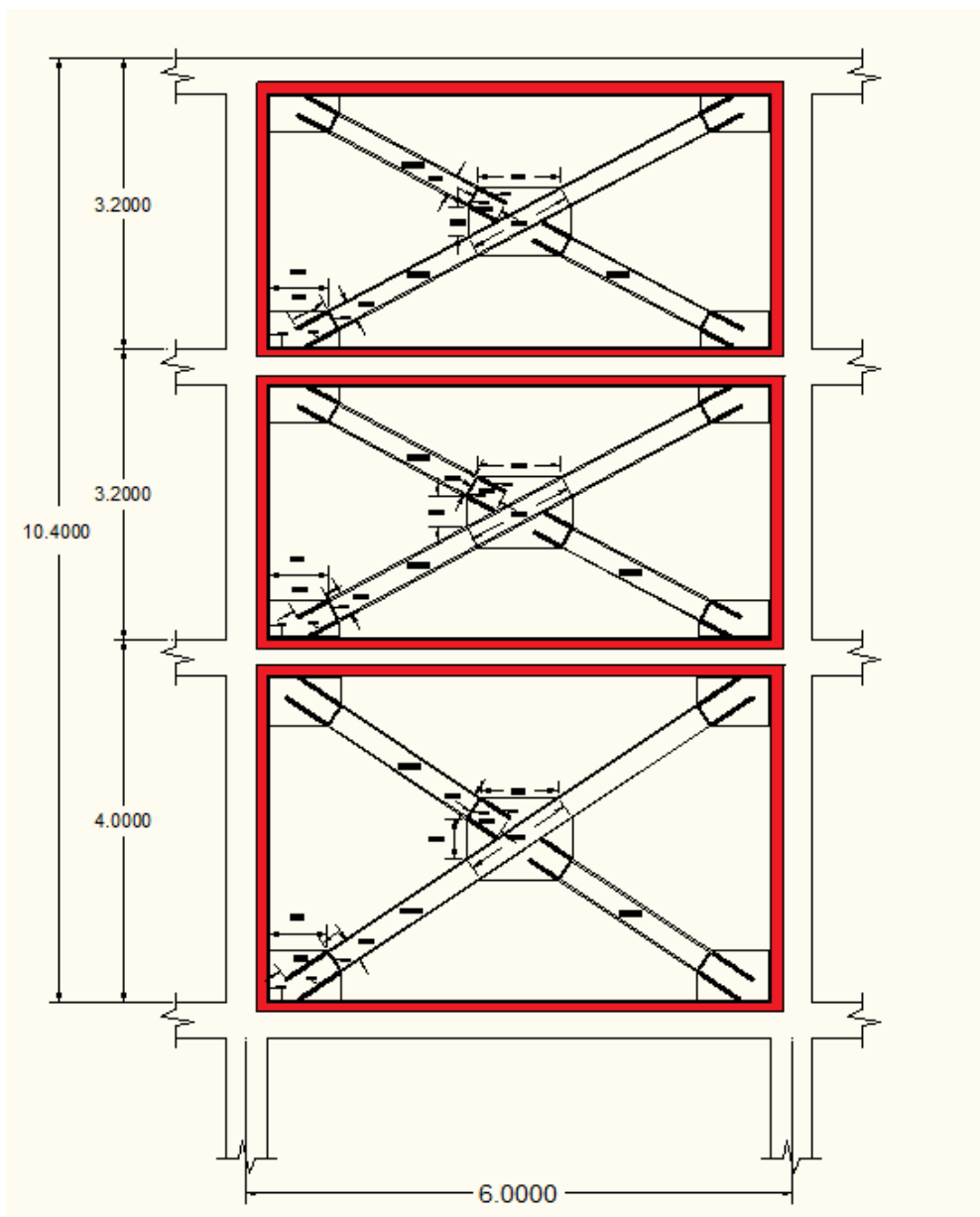
Η μέγιστη αξονική θλιπτική δύναμη που αναπτύσσεται στις διατομές HEB260 είναι $\max N_{Ed} = 199,44$ kN άρα οι διατομές αφού $N_{b,Rd} > \max N_{Ed}$ επαρκούν σε θλίψη.

5.2. Έλεγχος και σκαριφήματα συνδέσεων

5.2.1. Σκαριφήματα συνδέσεων

Αγκύρωση στο σκυρόδεμα

Επιλέξαμε να συνδέσουμε τις δοκούς HEB με λεπίδες οι οποίες με την σειρά τους στα άκρα συνδέονται με το σκυρόδεμα μέσω διατομών UPN400 που έχουν αγκυρωθεί κατάλληλα. Επειδή για να αγκυρωθεί μια λεπίδα στο σκυρόδεμα χρειαζόταν μεγάλο μήκος της στο οποίο θα τοποθετούνταν πολλά χημικά αγκύρια επιλέξαμε να βάλουμε διατομές UPN περιμετρικά στα φατνώματα σε όλο το μήκος των δοκών και των υποστυλωμάτων. Έτσι οι λεπίδες σύνδεσης των δοκών θα μπορούσαν να συνδεθούν τηρώντας τους κανονισμούς και με ασφάλεια πάνω στις διατομές UPN οι οποίες με την σειρά τους έχουν αγκυρωθεί στα υποστυλώματα και στις δοκούς. Ακολουθεί η χαρακτηριστική εικόνα 5.1 που παρουσιάζει με κόκκινο χρώμα την τοποθέτηση των διατομών UPN και την γεωμετρία των φατνωμάτων.



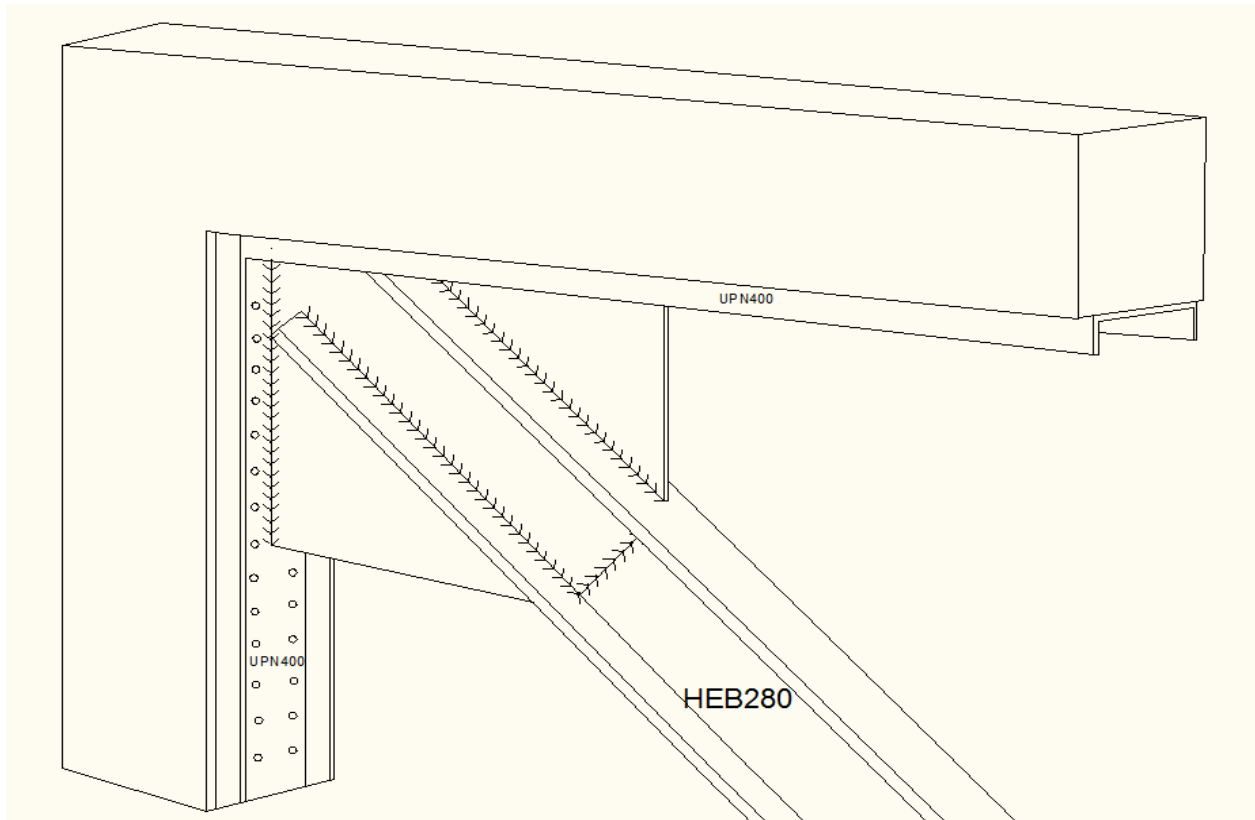
Εικόνα 5.1. Τυπική διάταξη πλαισίων διατομής UPN σε θέσεις κατακόρυφων διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας

Οι διατομές UPN αγκυρώνονται με ειδικά χημικά αγκύρια HIT-HY200 (Hilti) τα οποία έχουν διάμετρο 20mm, δηλαδή κοχλίες M20. Κάθε κοχλίας έχει διατμητική αντοχή ίση με $V_{Racc} = 41,7$ kN και διατρέχουν όλο το μήκος των δοκών (74 κοχλίες) και των υποστυλωμάτων (50 κοχλίες) για καλύτερη αγκύρωση.

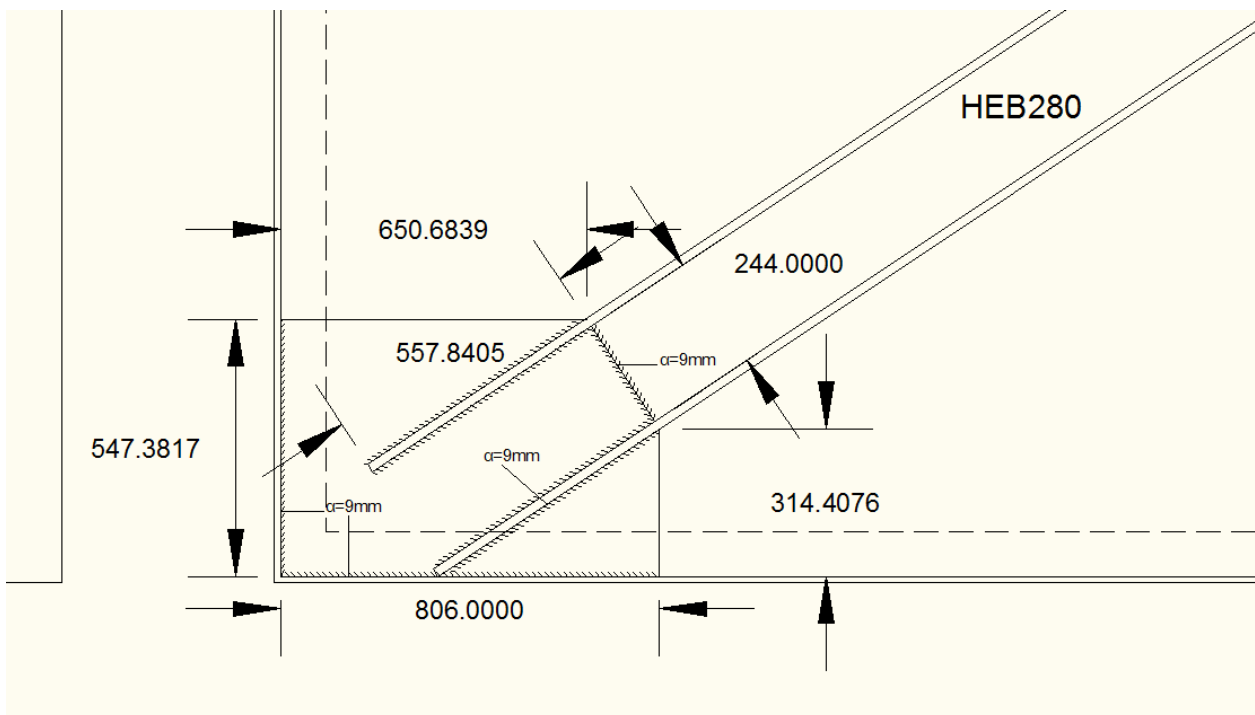
Λεπίδα σύνδεσης δοκών HEB με UPN

Για την σύνδεση των δοκών HEB με τις UPN επιλέξαμε λεπίδες πάχους 25mm και ποιότητας S235 οι οποίες συνδέονται με τις μεταλλικές διατομές με την μέθοδο της συγκόλλησης. Για να καταφέρουμε να γίνει σύνδεση με μία μόνο λεπίδα αφαιρέσαμε τον κορμό τις δοκού HEB καθώς και τμήμα των πελμάτων ακριβώς στη μέση τους ώστε να μπορέσει να περάσει η λεπίδα σύνδεσης και

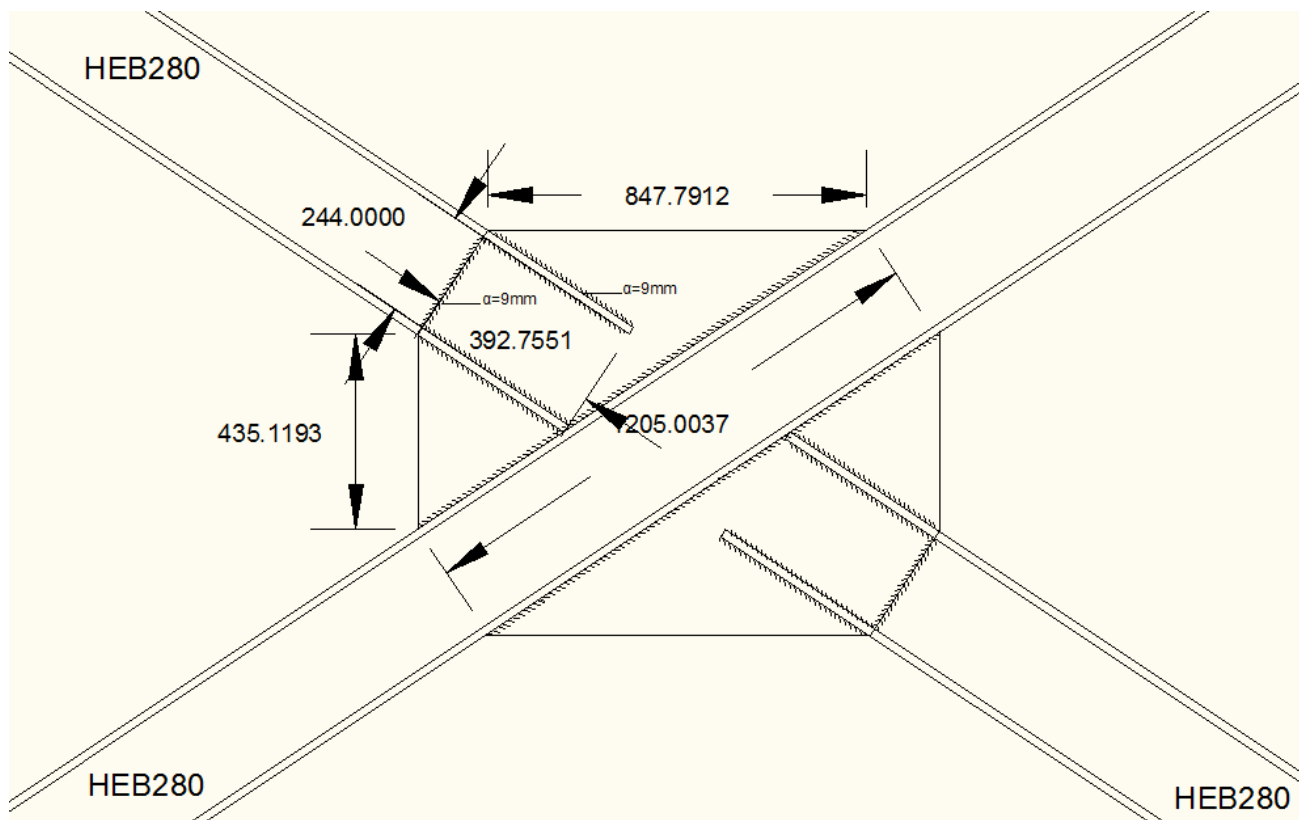
να συγκολληθεί σε κατάλληλο μήκος. Οι συγκολλήσεις στα πέλματα είναι εξωραφές ενώ στον κορμό γίνεται εσωραφή με πλήρης συγκόλληση. Στις επόμενες εικόνες θα παρουσιαστεί ο τρόπος σύνδεσης.



Εικόνα 5.2. Τρισδιάστατη λεπτομέρεια σύνδεσης



Εικόνα 5.3. Όψη λεπτομέρειας σύνδεσης στο άκρο



Εικόνα 5.4. Όψη λεπτομέρειας σύνδεσης στο μέσο

Στην εικόνα 5.4 παρουσιάζεται η σύνδεση στο μέσο των διατομών HEB όπου γίνεται ξεκάθαρο ότι η μια διατομή HEB θα είναι ενιαία (η διατομή που ξεκινά από κάτω αριστερά και τελειώνει πάνω δεξιά) ενώ η άλλη χωρίζεται σε 2 διατομές οι οποίες συνδέονται με δύο λεπίδες ξεχωριστά στο μέσο με την ενιαία.

5.2.2. Έλεγχος συνδέσεων

Για συνδέσεις συγκολλητές με εξωραφές πρέπει να ικανοποιείται η εξής σχέση σύμφωνα με τον ΟΑΣΠ (ΕΑΚ 2000) :

$$R_d > 1.2 R_{fy} \quad (5.1)$$

όπου R_d η οριακή αντοχή της σύνδεσης και R_{fy} η αντοχή διαρροής του πλάστιμου μέλους.

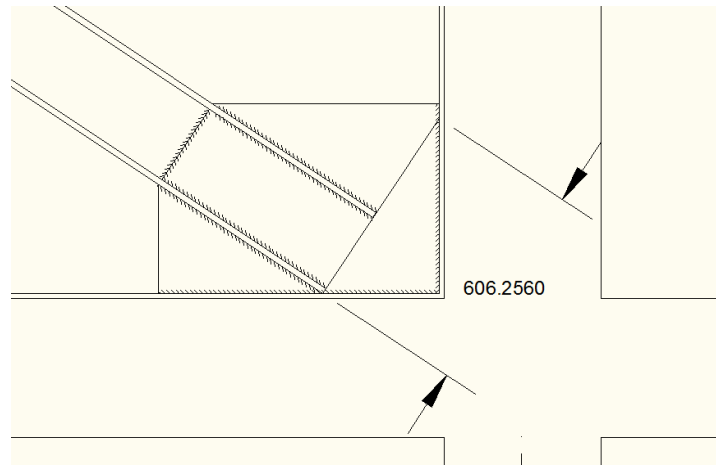
Αντοχή λεπίδας

Για να ικανοποιείται ο έλεγχος της λεπίδα πρέπει στο σημείο που σταματά η διατομή HEB να

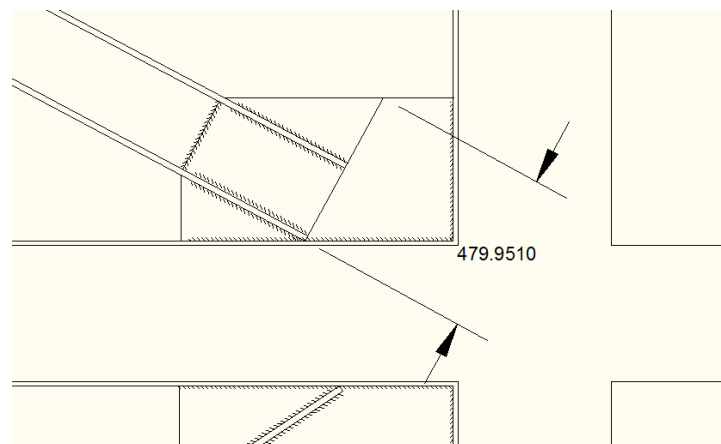
υπάρχει λεπίδα με αντίστοιχο εμβαδόν με την διατομή ΗΕΒ. Επιλέξαμε λεπίδες με πάχος 25mm οπότε πρέπει:

$$A_{\text{HEB}}=2,5\text{cm} \times L$$

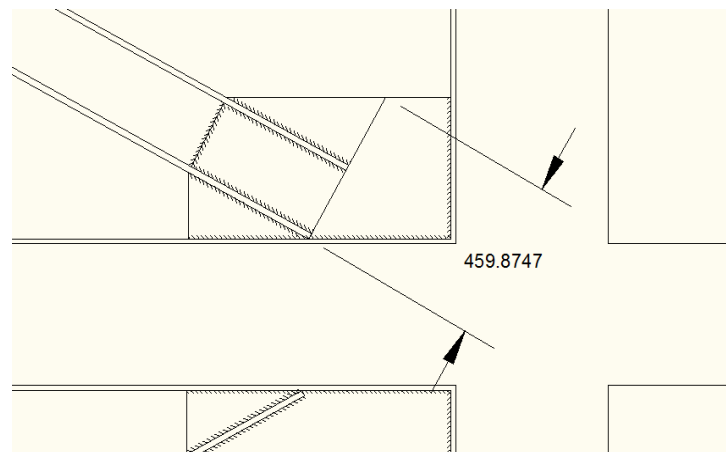
Άρα χρειαζόμαστε μήκος τουλάχιστον $L=52,56\text{cm}$ για τις ΗΕΒ280, $L=47,36\text{cm}$ για τις ΗΕΒ260 και $L=42,4\text{cm}$ για τις ΗΕΒ240. Στις εικόνες φαίνεται ότι ικανοποιούμε τα κριτήρια.



Εικόνα 5.5. Τοποθετημένο μήκος για ΗΕΒ280



Εικόνα 5.6. Τοποθετημένο μήκος για ΗΕΒ260



Εικόνα 5.7. Τοποθετημένο μήκος για ΗΕΒ240

Αντοχή συγκολλήσεων

Όλες οι συγκολλήσεις έχουν πάχος 9mm.. Όλοι οι έλεγχοι που έγιναν για τις HEB280,HEB260 και HEB240 δεν παρουσίασαν κανένα πρόβλημα και τα μήκη που επιλέξαμε επαρκούν.

Για HEB280 στην συγκόλληση λεπίδας με τις διατομές UPN στο άκρο έχουμε:

-στην οριζόντια διεύθυνση

$$R_d > 1.2 R_{fy}$$

$$l_1 > 0,80m$$

το $l_1 = 0,8060m$ άρα επαρκεί (εικόνα 5.3).

-στην κάθετη διεύθυνση

$$R_d > 1.2 R_{fy}$$

$$l_2 > 0,54m$$

το $l_1 = 0,5474m$ άρα επαρκεί (εικόνα 5.3).

Για HEB280 στην συγκόλληση λεπίδας με τις διατομές HEB στο άκρο έχουμε:

$$R_d > 1.2 R_{fy}$$

$$l_1 > 0,38m$$

το $l_1 = 0,5578m$ άρα επαρκεί (εικόνα 5.3).

Για HEB280 στην συγκόλληση λεπίδας με τις διατομές HEB στο μέσο έχουμε:

$$R_d > 1.2 R_{fy}$$

$$l_1 > 0,99m$$

το $l_1 = 1,2050 m$ άρα επαρκεί (εικόνα 5.4).

Για HEB260 στην συγκόλληση λεπίδας με τις διατομές UPN στο άκρο έχουμε:

-στην οριζόντια διεύθυνση

$$R_d > 1.2 R_{fy}$$

$$l_1 > 0,77m$$

το $l_1 = 0,7760m$ άρα επαρκεί.

-στην κάθετη διεύθυνση

$$R_d > 1.2 R_{fy}$$

$$l_2 > 0,40m$$

το $l_1 = 0,4094m$ άρα επαρκεί.

Για HEB260 στην συγκόλληση λεπίδας με τις διατομές HEB στο άκρο έχουμε:

$$R_d > 1.2 R_{fy}$$

$$l_1 > 0,34m$$

το $l_1 = 0,3839m$ άρα επαρκεί.

Για HEB260 στην συγκόλληση λεπίδας με τις διατομές HEB στο μέσο έχουμε:

$$R_d > 1.2 R_{fy}$$

$$l_1 > 0,89m$$

το $l_1 = 1,1852m$ άρα επαρκεί.

Για HEB240 στην συγκόλληση λεπίδας με τις διατομές UPN στο άκρο έχουμε:

-στην οριζόντια διεύθυνση

$$R_d > 1.2 R_{fy}$$

$$l_1 > 0,71m$$

το $l_1 = 0,7712m$ άρα επαρκεί.

-στην κάθετη διεύθυνση

$$R_d > 1.2 R_{fy}$$

$$l_2 > 0,375m$$

το $l_1 = 0,4006m$ άρα επαρκεί.

Για HEB240 στην συγκόλληση λεπίδας με τις διατομές HEB στο άκρο έχουμε:

$$R_d > 1.2 R_{fy}$$

$$l_1 > 0,31m$$

το $l_1 = 0,4025m$ άρα επαρκεί.

Για HEB240 στην συγκόλληση λεπίδας με τις διατομές HEB στο μέσο έχουμε:

$$R_d > 1.2 R_{fy}$$

$$l_1 > 0,80m$$

το $l_1 = 1,15m$ άρα επαρκεί.

Στον κορμό όλων των διατομών HEB δεν έγινε έλεγχος αφού έγινε πλήρης εσωραφή και δεν χρειάζεται έλεγχος.

6.Αποτίμηση με το λογισμικό Seismostruct

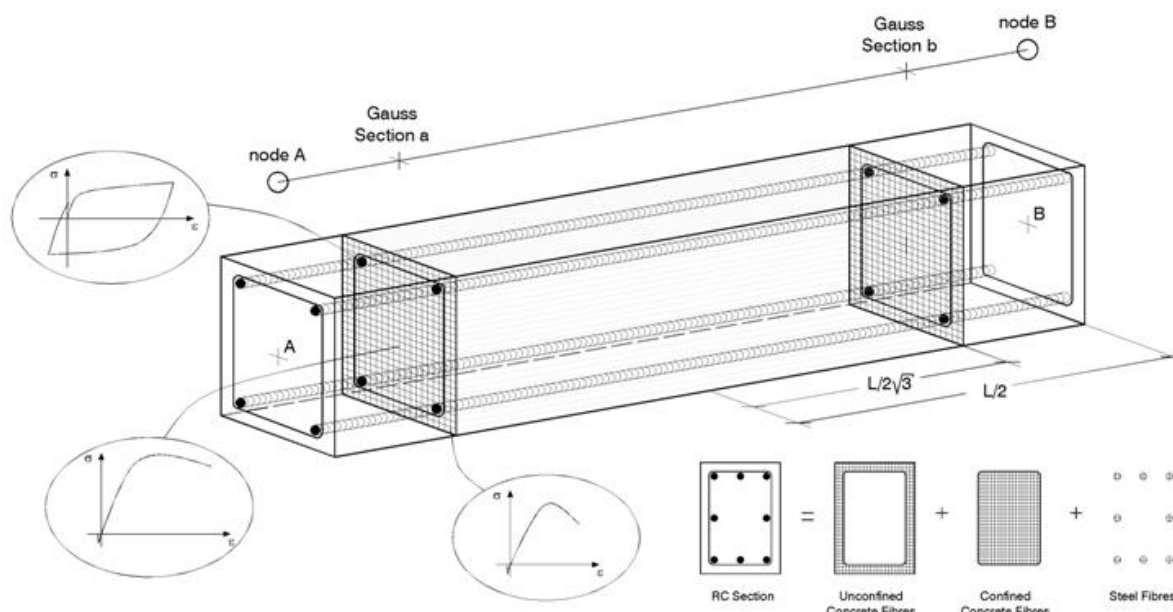
6.1.Γενικά για το λογισμικό Seismostruct

Γεωμετρία

Όλα τα δομικά μέλη, τοιχώματα, υποστυλώματα και δοκοί, προσομοιώθηκαν χρησιμοποιώντας γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία δοκού-υποστυλώματος.

Τύπος πεπερασμένων στοιχείων

Τα πεπερασμένα στοιχεία δοκού-υποστυλώματος που χρησιμοποιούνται, έχουν τη δυνατότητα προσομοίωσης μελών χωρικών πλαισίων λαμβάνοντας υπόψη τη μη-γραμμική συμπεριφορά των υλικών. Αυτά είναι στοιχεία κατανεμημένης πλαστικότητας, όπου η ανελαστική συμπεριφορά αναπαρίσταται σε επίπεδο διατομής με την αναπαράσταση της μέσω ινών. Κάθε ίνα ακολουθεί μια μονοδιάστατη σχέση τάσεων παραμορφώσεων, η εντατική και παραμορφωσιακή κατάσταση σε επίπεδο διατομής προκύπτει από την ολοκλήρωση των μη-γραμμικών τάσεων-παραμορφώσεων του συνόλου των ινών στις οποίες είχε διαιρεθεί η διατομή.



Εικόνα 6.1. Αναπαράσταση συμπεριφοράς διατομής μέσω ινών

Αυτή η αναπαράσταση υποθέτει πως η κλασσική θεωρία δοκού (θεωρία Bernoulli) ισχύει ακόμα και κατά την ανελαστική απόκριση στοιχείων δοκού. Συγκεκριμένα:

- Οι διατομές παραμένουν επίπεδες μετά την κάμψη της δοκού, επομένως οι παραμορφώσεις μεταβάλλονται γραμμικά καθ' ύψος της διατομής. Οι διατμητικές παραμορφώσεις αγνοούνται.
- Υποθέτουμε πλήρη συνάφεια μεταξύ χάλυβα-σκυροδέματος
- Οι καταστατικοί νόμοι των υλικών παραμένουν ανεξάρτητοι μεταξύ τους και αναπαριστούν μονοδιάστατη εφελκυστική-θλιπτική φόρτιση.

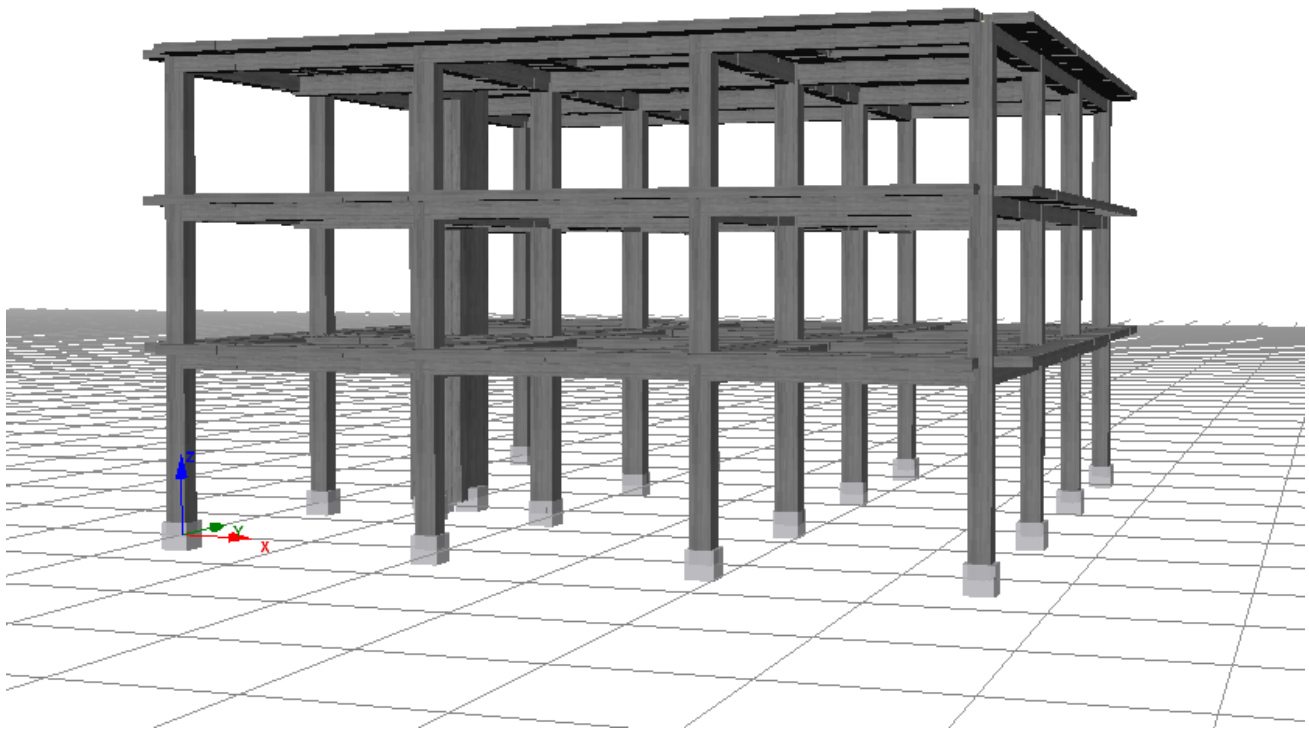
Στο Seismostruct, τα γραμμικά στοιχεία κατανεμημένης πλαστικότητας μπορούν να χρησιμοποιηθούν μέσω δύο διαφορετικών τύπων πεπερασμένων στοιχείων, της κλασσικής προσέγγισης με βάση τις μετακινήσεις (displacement-based elements, DB), και της πιο πρόσφατης αναπαράστασης με βάση τις δυνάμεις (force-based elements, FB). Εν προκειμένω, χρησιμοποιούμε force-based πεπερασμένα στοιχεία, καθώς επιτρέπουν την ακριβή αναπαράσταση της συμπεριφοράς του μέλους

χωρίς την ανάγκη διακριτοποίησης (κάθε δομικό μέλος αντιστοιχεί σε ένα γραμμικό πεπερασμένο στοιχείο δοκού στο προσομοίωμα).

6.2. Εφαρμογή της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης και σύγκριση λογισμικών

6.2.1. Στατικό προσομοίωμα του κτιρίου

Το κτίριο στο οποίο θα γίνει η εφαρμογή της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης είναι το αρχικό, μη-ενισχυμένο κτίριο. Το προσομοίωμα του κτιρίου όπως εμφανίζεται στο λογισμικό Seismostruct παρουσιάζεται στην παρακάτω εικόνα 6.1.



Εικόνα 6.2. Τρισδιάστατη απεικόνιση του κτιρίου στο λογισμικό Seismostruct

6.2.2. Χαρακτηριστικά της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης που θα εφαρμοστεί

Στο λογισμικό Seismostruct θα εφαρμόσουμε τη στατική μη-γραμμική ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης κατά τον άξονα X και κατά τον άξονα Y. Στις φορτίσεις αυτές δεν υπάρχει εγκάρσια φόρτιση δηλαδή ο συντελεστής συνδυασμού εγκάρσιας φόρτισης είναι 0% και δεν υπάρχει τυχαμική εκκεντρότητα γιατί το λογισμικό δεν διαθέτει τέτοια ικανότητα.

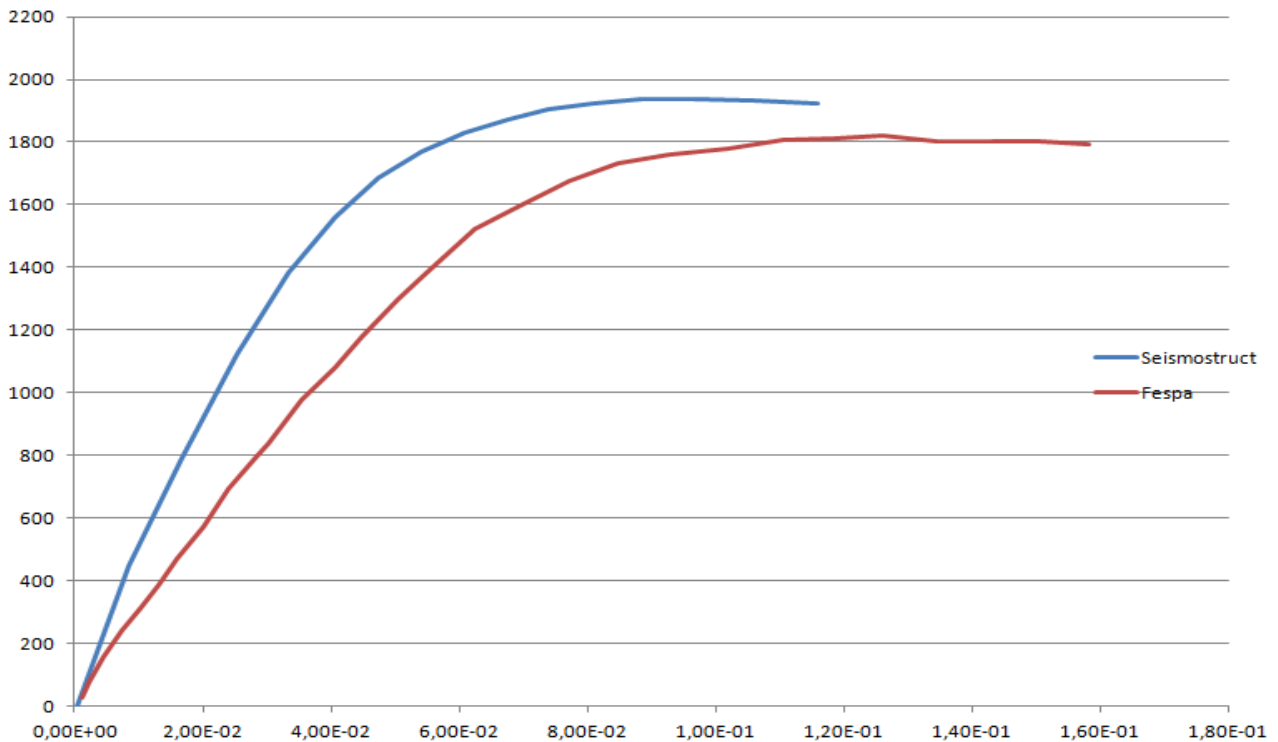
6.2.3.Αποτελέσματα της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης και σύγκριση λογισμικών

Στόχος της εφαρμογής της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης σε αυτό το σημείο είναι να μπορέσουμε να δούμε τι ικανότητα έχει το αρχικό κτίριο να αναλάβει δυνάμεις δηλαδή να παραχθεί το διάγραμμα ικανότητας του κτιρίου. Το διάγραμμα ικανότητας είναι αρκετά σημαντικό για την αποτίμηση του κτιρίου καθώς είναι η βάση για την διαδικασία αυτή. Μια λανθασμένη εκτίμηση της ικανότητας του κτιρίου μπορεί να οδηγήσει και σε λάθος εκτιμήσεις ως προς την ενίσχυση του κτιρίου δηλαδή μπορεί να δώσει τελικά αποτελέσματα που απέχουν αρκετά από την πραγματικότητα και το κτίριο, είτε να ενισχυθεί με μεγάλες επεμβάσεις αντιοικονομικές που πιθανότατα δεν χρειάζονται, είτε να ενισχυθεί ανεπαρκώς και έτσι να υπάρχει πρόβλημα ως προς την ασφάλεια του.

Με βάση τα παραπάνω αποφασίσαμε να εφαρμόσουμε μια στατική μη-γραμμική ανάλυση στο λογισμικό Seismostruct, από αυτή να πάρουμε τα διαγράμματα ικανότητας του κτιρίου για φόρτιση κατά X και κατά Y και στη συνέχεια να τα συγκρίνουμε με τα αντίστοιχα διαγράμματα ικανότητας που παράγει το λογισμικό Fespa. Έτσι θα μπορούμε να γνωρίζουμε αν οι αναλύσεις που έγιναν με το λογισμικό Fespa δεν έχουν γίνει σε λάθος βάση. Ακολουθούν τα σχήματα 6.1 και 6.2 που δείχνουν τα διαγράμματα ικανότητας.



Σχήμα 6.1. Διάγραμματα ικανότητας (P-δ) λογισμικών Fespa και Seismostruct για φόρτιση κατά X



Σχήμα 6.2. Διάγραμματα ικανότητας (P-δ) λογισμικών Fespa και Seismostruct για φόρτιση κατά Y

Για φόρτιση κατά X από το σχήμα 6.1 βλέπουμε ότι οι καμπύλες ικανότητας σχεδόν ταυτίζονται. Οι μέγιστες τέμνουσες βάσεις κυμαίνονται περίπου στα 1700 kN με μία διαφορά της τάξης μόνο των 70 kN ενώ φαίνεται ότι τα κτίρια και στα δύο λογισμικά έχουν περίπου την ίδια δυσκαμψία.

Για φόρτιση κατά Y από το σχήμα 6.2 έχουμε μία διαφορετική εικόνα. Οι μέγιστες τέμνουσες βάσεις κυμαίνονται περίπου στα 1880 kN με μία διαφορά της τάξης των 110 kN κάτι όμως που δεν δείχνει ότι υπάρχει μεγάλη διαφορά στα δύο προσομοιώματα. Διαφορά υπάρχει ως προς τη δυσκαμψία των δύο προσομοιωμάτων αφού βλέπουμε ότι το λογισμικό Seismostruct μας δίνει μια πιο δύσκαμπτη εικόνα του κτιρίου σε αντίθεση με το λογισμικό Fespa. Αυτό οφείλεται πιθανότατα στις διαφορές που μπορεί να υπάρχουν στα προσομοιώματα καθώς δεν είναι δυνατόν να σχεδιαστούν ακριβώς ίδια λόγω διαφορετικότητας των λογισμικών αλλά και στις συνολικότερες διαφορές στον τρόπο που λειτουργούν τα λογισμικά.

Παρόλο που για φόρτιση κατά Y έχουμε μια διαφορά στις δυσκαμψίες, η συνολικότερη εικόνα και από τις δύο διευθύνσεις φόρτισης είναι ικανοποιητική σε μεγάλο βαθμό αφού δεν παρουσιάζονται μεγάλες διαφορές και έτσι εξασφαλίζουμε ότι δεν υπάρχουν βασικά λάθη τα οποία θα παρουσιάζονταν στα διαγράμματα ικανότητας και θα οδηγούσαν σε λάθος εκτιμήσεις.

7. Συμπεράσματα

Στόχος της παρούσας διπλωματικής εργασίας ήταν η αποτίμηση του κτιρίου και σε περίπτωση υπέρβασης των ορίων επιτελεστικότητας η ενίσχυσή του έτσι ώστε το κτίριο να μην ξεπερνά κανένα από αυτά. Σαν λύση ενίσχυσης χρησιμοποιήθηκαν σε επιλεγμένα φατνώματα διαγώνιοι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Η λύση αυτή έγινε με την λογική να γίνουν όσο λιγότερες επεμβάσεις στο κτίριο αλλά παράλληλα να αυξηθεί η συνολική του δυσκαμψία και να βελτιωθεί η σεισμική του ικανότητα. Μια τέτοια λύση θα βοηθούσε το κτίριο ώστε τα αδύναμα μέλη του να μην παραλαμβάνουν τόσο μεγάλα φορτία που θα μπορούσαν να οδηγήσουν στην αστοχία τους.

Οι διατομές για τους διαγώνιους κατακόρυφους συνδέσμους που χρησιμοποιήσαμε σαν μια πρώτη λύση ήταν κοίλες τετραγωνικές. Όμως παρόλο ότι αυτές βελτίωσαν την σεισμική ικανότητα του κτιρίου δεν κατάφεραν να την βελτιώσουν τόσο ώστε να μην ξεπερνιούνται όλα τα όρια επιτελεστικότητας. Ακόμα και όταν έγινε πρόσθετη ενίσχυση στα υποστυλώματα των φατνωμάτων που τοποθετήθηκαν οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα το κτίριο ξεπερνούσε το όριο επιτελεστικότητας "Περιορισμός Βλαβών" κάτι που δεν ήταν αποδεκτό αφού ο στόχος ήταν να μην υπάρχει υπέρβαση σε κανένα από τα όρια επιτελεστικότητας.

Η επόμενη λύση που έπρεπε να εξετάσουμε αναγκαστικά ήταν στην ίδια λογική αλλά με αύξηση των διατομών των διαγώνιων κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας και έτσι τοποθετήσαμε διατομές πλατύπελμες με αρκετά μεγαλύτερο εμβαδόν από τις αντίστοιχες κοίλες διατομές. Με τις διατομές αυτές πετύχαμε να μην υπερβεί το κτίριο κανένα όριο επιτελεστικότητας και σε συνδυασμό με την πρόσθετη διατημητική ενίσχυση με FRP που χρειάζονταν τα υποστυλώματα των φατνωμάτων το κτίριο δεν παρουσίαζε κανένα πρόβλημα. Ο λόγος επιλογής μεγαλύτερων πλατύπελμων διατομών και όχι κοίλων έγινε επίσης και για εξοικονόμηση χώρου ώστε να γίνει αν είναι δυνατόν η αποκατάσταση του τοίχου στα συγκεκριμένα φατνώματα χωρίς αρχιτεκτονικές τροποποιήσεις στο υπάρχον κτίριο.

Οι μεταλλικές διατομές που τοποθετήσαμε είναι αρκετά μεγάλες επιλέχθηκαν όμως για να μην γίνει μια γενικευμένη επέμβαση στα περισσότερα μέλη του φορέα π.χ. με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα στη πλειοψηφία των υποστυλωμάτων και των δοκών ή με ινοπλισμένα πολυμερή.

Επίσης σημαντικό είναι εδώ να σημειωθεί ότι υπάρχει και η λογική ότι σε παλιά κτίρια όπως αυτό που εξετάζουμε στην παρούσα διπλωματική εργασία η υπέρβαση του ορίου επιτελεστικότητας "Περιορισμός Βλαβών" είναι επιτρεπτή. Αυτή η λογική διαφέρει από τον στόχο που είχε η εργασία, αλλά σε ένα υποτιθέμενο σενάριο που θα έπρεπε να την ακολουθήσουμε (π.χ. λόγω μειωμένων οικονομικών πόρων) η πρώτη λύση που δώσαμε με τις διατομές SHS θα ήταν ικανοποιητική.

Η αποκατάσταση των τοίχων στα φατνώματα στα οποία έγιναν επεμβάσεις μπορεί να γίνει μέσω ξηράς δόμησης (τσιμεντοσανίδες) στην εξωτερική επιφάνεια σε συνδυασμό με δρομική οπτοπλινθοδομή στην εσωτερική πλευρά του κτιρίου.

Τέλος όσο αφορά το οικονομικό κόστος μια επέμβασης σαν αυτή που επιλέξαμε πιθανότατα είναι οικονομικότερη από μια επέμβαση για παράδειγμα με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, όχι σαν κόστος υλικών (σε αυτόν τον τομέα είναι μάλλον ακριβότερα τα μεταλλικά στοιχεία) αλλά συνολικότερα στο τι θα κοστίζει στο ιδιοκτήτη ολόκληρο το έργο από την αρχή μέχρι την περάτωσή του και μέχρι το κτίριο να μπορέσει να ξαναγίνει κατοικήσιμο.

8.Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα-Με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ)-(2013). «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) 1^η αναθεώρηση».
3. Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ)-(2000). « Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ)».
4. Π.Ι. Γιαννόπουλος (2003). «Πλαστιμότητα κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα». Συνέ- Συνέδριο σκυροδέματος, Κως .
5. Ψυχάρης Γ.Ν., (2015). «Σημειώσης για το μάθημα του 9^{ου} εξαμήνου Αντισεισμική Τεχνολογία 2». Αθήνα.
6. Fespa 10 (2013). «Το επίσημο εγχειρίδιο αναφοράς». Αθήνα.
7. Θ.Αντωνόπουλος (2008) . «Σεσμική συμπεριφορά παλαιών κτιρίων με pilotis και πρακτικές προ- προτάσεις βελτίωσής της». Διατριβή μεταπτυχιακού διπλώματος ειδίκευσης, Πανεπιστήμιο Πατρών.
8. Ιστοσελίδα: <https://www.hilti.com/greece>
9. European Committee for Standardization (CEN)-(1998). «Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance-Part3:Strengthening and Repair of Buildings». Brussels.
10. European Committee for Standardization (CEN)-(1998). «Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance-Part1:General rules, seismic actions and rules for buildings». Brussels.
11. SeismoSoft (2002). « Manual and program description of the program SeismoStruct »