



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ
ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

*Ένρωστία Μεταλλικών Κατασκευών
Μελέτη συμπεριφοράς σε περίπτωση απώλειας
υποστυλώματος σε τρομοκρατική επίθεση*

Πανούση Μαρία

Επιβλέπων: Βάγιας Ιωάννης, Καθηγητής ΕΜΠ

ΕΜΚ ΜΕ 2017/16

ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ, 2017

Ευχαριστίες

Με την εκπλήρωση των μεταπτυχιακών μου σπουδών νιώθω την ανάγκη να ευχαριστήσω τους ανθρώπους που με στήριξαν και συνέβαλαν ουσιαστικά στην προσπάθειά μου να φέρω εις πέρας την παρούσα εργασία.

Κατ' αρχήν, θα ήθελα να εκφράσω την αμέριστη ευγνωμοσύνη μου στον επιβλέποντα της παρούσας εργασίας κ. Βάγια Ιωάννη, Καθηγητή της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Θέλω να τον ευχαριστήσω θερμά για την πρόθυμη και πολύτιμη βοήθεια που μου παρείχε, την ηθική υποστήριξη και την επιστημονική καθοδήγησή του, καθώς επίσης και για την απaráμιλλη διάθεσή που επέδειξε και τον πολύτιμο χρόνο που διέθεσε για τη διεκπεραίωση αυτής της εργασίας. Πρόκειται για ένα ξεχωριστό άνθρωπο και επιστήμονα που θα αποτελέσει για μένα πρότυπο στη μετέπειτα ζωή μου.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Παύλο Θανόπουλο , Λέκτορα της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών , ο οποίος ήταν πάντα πρόθυμος να με καθοδηγήσει και να μου προσφέρει την πολύτιμη βοήθεια του, τόσο στις προπτυχιακές σπουδές όσο και στις μεταπτυχιακές σπουδές μου.

Περίληψη

Ευρωστία είναι η ικανότητα της κατασκευής να αντέχει γεγονότα όπως η πυρκαγιά, οι εκρήξεις, οι συνέπειες ανθρώπινου λάθους, χωρίς να καταστραφεί σε βαθμό δυσανάλογο ως προς την αρχική αιτία. Σήμερα, η ευρωστία των κατασκευών, της οποίας η συστηματική μελέτη ξεκίνησε όταν το 1968 συνέβη μία έκρηξη αερίου, σε ένα γωνιακό διαμέρισμα στον 18ο όροφο της πολυκατοικίας Ronan Point στην Αγγλία, αποτελεί θέμα ενδιαφέροντος των μηχανικών, ενώ οι ολοένα αυξανόμενες τρομοκρατικές επιθέσεις έρχονται να προστεθούν στις ήδη υπάρχουσες απαιτήσεις ευρωστίας.

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη της ευρωστίας των μεταλλικών κατασκευών σε περίπτωση τρομοκρατικής επίθεσης. Αρχικά πραγματοποιείται η ανάλυση και η διαστασιολόγηση, η οποία βασίζεται στους Ευρωκώδικες EN 1990, 1991, 1993 και τα Ελληνικά Εθνικά Προσαρτήματα και ο αντισεισμικός σχεδιασμός του κτιρίου πραγματοποιείται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 (EC8). Στη συνέχεια εξετάζεται η δυνατότητα ευρωστίας της κατασκευής σε περίπτωση έκρηξης λόγω τρομοκρατικής επίθεσης, η προσομοίωση της οποίας γίνεται με τη συνηθέστερη μέθοδο, όπως ήδη αναφέρθηκε παραπάνω, της απώλειας υποστυλώματος (lost column analysis). Το βασικό πλεονέκτημα της μεθόδου αποτελεί το γεγονός ότι δεν απαιτείται ο υπολογισμός της δύναμης, που προκαλείται από την έκρηξη, μια διαδικασία που θα ήταν πολύ δύσκολη. Αντίθετα εξετάζεται μόνο το αποτέλεσμα αυτής της δύναμης, η επίπτωση της στην κατασκευή, η οποία θεωρούμε ότι είναι η απώλεια ενός ή περισσότερων υποστυλωμάτων. Με τη μέθοδο απώλειας υποστυλώματος ο φορέας δεν εξασφαλίζεται μόνο σε περίπτωση έκρηξης, αλλά εξοπλίζεται με τις βασικότερες αρχές ευρωστίας. Εφόσον έχει τη δυνατότητα να ανακατανείμει τα φορτία που προκαλούνται από την απώλεια ενός υποστυλώματος, σημαίνει ότι διαθέτει εναλλακτικούς δρόμους φόρτισης, ώστε να αντέξει και άλλες αντίστοιχες περιπτώσεις. Πραγματοποιούνται στατικές και δυναμικές αναλύσεις σε μοντέλο 2 και 3 διαστάσεων, γραμμικές και μη γραμμικές, ώστε να προσδιοριστούν τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα της κάθε ανάλυσης και η καταλληλότερη προσέγγιση για τον έλεγχο και τη διαστασιολόγηση της κατασκευής.

Abstract

Robustness is the ability of a structure to resist cases such as fire, explosions or any consequence of human errors, without being destructed in a degree disproportionate to the cause. Nowadays, structural robustness, the study of which started in 1968 when a gas explosion took place in a flat on the 18th of the Ronan Point Building in UK, is a topic of major interest for engineers, while the more frequent terrorist attacks increase the need of structural robustness.

The purpose of this thesis is to study the robustness of a steel structure in the case of a terrorist attack. The analysis as well as the element sizing was in accordance with the Eurocodes (EN 1990, EN 1991, EN 1993) and the Greek Annexes of Eurocode 8. A lost column analysis was performed in order to ascertain the robustness of structure under the case of a terrorist attack. The major advantage of this method is that it does not take into consideration the force caused by the explosion, the calculation of which, would be a very complex procedure. As a result, the analysis takes into account the effect of that force, which is the loss of one or more vertical elements. By using this lost column analysis method, the structure does not only have the ability to resist a force caused by an explosion, but also to remain robust, while the structure has the ability to redistribute the forces through alternative load paths in order to maintain structural integrity.

Static and dynamic analyses have been performed using two and three dimensional models, linear and non-linear, in order to determine the advantages and disadvantages of each method, as well as to find the most effective approach for the sizing of structural elements.

Περιεχόμενα

1. Ευρωστία Κατασκευών	3
1.1 Γενικά	3
1.2 Ευρωστία και προοδευτική κατάρρευση.....	6
1.3 Εξασφάλιση ευρωστίας σε περίπτωση έκρηξης	6
1.4 Μέθοδοι ανάλυσης – Alternative load path.....	8
1.5 Διατάξεις Ευρωκώδικα EN 1991-1-7.....	9
1.6 Αντικείμενο διπλωματικής εργασίας	12
2. Μελέτη συμπεριφοράς μεταλλικού πλαισίου	13
2.1 Περιγραφή μεταλλικού πλαισίου	13
2.2 Δράσεις επί της κατασκευής – Συνδυασμοί δράσεων.....	13
2.3 Υλικά Κατασκευής	22
2.4 Διαστασιολόγηση μεταλλικού πλαισίου	24
2.5 Έλεγχος πλαισίου σε απώλεια εσωτερικού υποστυλώματος πλαισίου– Γραμμική Δυναμική και Μη γραμμική Δυναμική Ανάλυση.....	29
2.6 Έλεγχος πλαισίου σε απώλεια εσωτερικού υποστυλώματος – Γραμμική Στατική και Μη γραμμική στατική ανάλυση.....	38
2.7 Σύγκριση αναλύσεων πλαισίου για απώλεια εσωτερικού υποστυλώματος – Συμπεράσματα	46
2.8 Έλεγχος πλαισίου σε απώλεια εξωτερικού υποστυλώματος – Γραμμική Δυναμική και Μη γραμμική Δυναμική Ανάλυση	47
2.9 Έλεγχος πλαισίου σε απώλεια εξωτερικού υποστυλώματος – Γραμμική Στατική και Μη γραμμική στατική ανάλυση.....	55
2.10 Σύγκριση αναλύσεων πλαισίου για απώλεια εξωτερικού υποστυλώματος – Συμπεράσματα	62
3. Μελέτη συμπεριφοράς μεταλλικού κτιρίου	65
3.1 Περιγραφή μεταλλικού κτιρίου.....	65
3.2 Διαστασιολόγηση μεταλλικού κτιρίου.....	66

3.3 Έλεγχος κτιρίου σε απώλεια εσωτερικού υποστυλώματος εσωτερικού πλαισίου – Γραμμική Δυναμική και Μη γραμμική δυναμική ανάλυση	70
3.4 Έλεγχος πλαισίου σε απώλεια εσωτερικού υποστυλώματος εσωτερικού πλαισίου – Γραμμική Στατική και Μη γραμμική στατική ανάλυση	78
3.5 Σύγκριση αναλύσεων κτιρίου για απώλεια εσωτερικού υποστυλώματος – Συμπεράσματα	83
3.6 Έλεγχος κτιρίου σε απώλεια εσωτερικού υποστυλώματος εξωτερικού πλαισίου- Γραμμική Δυναμική και Μη γραμμική δυναμική ανάλυση	85
3.7 Έλεγχος πλαισίου σε απώλεια εσωτερικού υποστυλώματος εξωτερικού πλαισίου – Γραμμική Στατική και Μη γραμμική στατική ανάλυση	91
3.8 Σύγκριση αναλύσεων κτιρίου για απώλεια εσωτερικού υποστυλώματος εξωτερικού πλαισίου- Συμπεράσματα	96
3.9 Έλεγχος κτιρίου σε απώλεια εξωτερικού υποστυλώματος εξωτερικού πλαισίου- Γραμμική Δυναμική και Μη γραμμική δυναμική ανάλυση	98
3.10 Έλεγχος πλαισίου σε απώλεια εξωτερικού υποστυλώματος εξωτερικού πλαισίου – Γραμμική Στατική και Μη γραμμική στατική ανάλυση	104
3.11 Σύγκριση αναλύσεων κτιρίου για απώλεια εξωτερικού υποστυλώματος εξωτερικού πλαισίου- Συμπεράσματα	110
4. Συμπεράσματα	113
5. Βιβλιογραφία.....	115

Ευρωστία Κατασκευών

1.1 Γενικά

Ο σχεδιασμός μιας φέρουσας κατασκευής , καθώς και η κατασκευή και η συντήρηση της καθόλη τη σκοπούμενη περίοδο ζωής της , με εύλογο οικονομικό κόστος και για τον απαιτούμενο βαθμό αξιοπιστίας πρέπει να γίνονται με τρόπο που να εξασφαλίζονται οι ακόλουθες τέσσερις βασικές απαιτήσεις : **αντίσταση (resistance)**, **λειτουργικότητα (servicibility)**, **ανθεκτικότητα στη διάρκεια του χρόνου (durability)**, **ευρωστία (robustness)** . Οι απαιτήσεις αυτές αποτελούν τις συνιστώσες της **αξιοπιστίας (reliability)** της φέρουσας κατασκευής.

Οι προαναφερθείσες βασικές απαιτήσεις μπορούν να συνοψισθούν ως εξής :

Μια κατασκευή θα πρέπει να σχεδιάζεται, κατασκευάζεται και συντηρείται σε όλη τη διάρκεια της σκοπούμενης ζωής της ώστε:

- Να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις και τις επιδράσεις , οι οποίες είναι πιθανόν να εμφανισθούν κατά τη διάρκεια ζωής και χρήσης της και να παραμένει κατάλληλη για τη σκοπούμενη χρήση
- Να διαθέτει επαρκή αντίσταση , λειτουργικότητα και ανθεκτικότητα
- Σε περίπτωση πυρκαγιάς η αντίσταση της θα πρέπει να είναι επαρκής για την απαιτούμενη χρονικά περίοδο
- Να μην υποστεί βλάβες εξαιτίας συμβάντων όπως λόγου χάριν έκρηξη, πρόσκρουση και συνέπειες ανθρώπινων σφαλμάτων , σε βαθμό δυσανάλογο ως προς το αρχικό συμβάν

Ευρωστία (robustness) είναι η ικανότητα της κατασκευής να αντέχει γεγονότα όπως η πυρκαγιά, οι εκρήξεις, οι συνέπειες ανθρώπινου λάθους, χωρίς να καταστραφεί σε βαθμό δυσανάλογο ως προς την αρχική αιτία , όπως ορίζεται στο EN 1991-1-7 του Ευρωκώδικα για τυχηματικές δράσεις , στον οποίο και παρατίθενται διάφορα μέτρα που αποσκοπούν στην εξασφάλιση της ευρωστίας , δηλαδή στην εν δυνάμει αποφυγή βλάβης δυσανάλογα μεγάλης του αίτιου που την προκάλεσε. Συγκεκριμένα :

- Αποφυγή, εξάλειψη ή μείωση των ασυνήθιστων και επικίνδυνων φαινομένων στα οποία μπορεί να εκτεθεί ο φορέας

Κατάλληλα μέτρα στην περίπτωση αυτή μπορεί να είναι λόγου χάριν: τοποθέτηση στηθαίων ασφαλείας για την προστασία των στύλων ενός κτιρίου (ή μιας γέφυρας) , αποφυγή σωληνώσεων φυσικού αερίου

στο εσωτερικό ενός κτιρίου (ή μιας γέφυρας κιβωτοειδούς διατομής), η μείωση των συνεπειών ανθρώπινων σφαλμάτων χάρη στην εφαρμογή συστήματος διασφάλισης ποιότητας.

- ο Επιλογή μιας μορφής της φέρουσας κατασκευής , η οποία να επιδεικνύει χαμηλή ευαισθησία στα εν λόγω ασυνήθιστα και επικίνδυνα φαινόμενα (υπερστατικότητα, πλαστιμότητα, ανακατανομή)

Κατάλληλα μέτρα στην περίπτωση αυτή μπορεί να είναι λόγου χάριν: ο σχεδιασμός της φέρουσας κατασκευής έτσι ώστε να ανθίσταται ικανοποιητικά στα ονομαστικά φορτία , η διασφάλιση της συνέχειας της φέρουσας κατασκευής, να μορφώνονται και να ελέγχονται κατάλληλα οι απολήξεις , οι διασταυρώσεις και οι συνδέσεις των τοίχων μεταξύ τους και με άλλα στοιχεία , να εξετάζεται για κάθε μεμονωμένο φέρον στοιχείο , αν μετά τυχόν αφαίρεση του , εξακολουθεί να διασφαλίζεται ικανοποιητικά η μεταβίβαση των φορτιών στις στηρίξεις και τη θεμελίωση.

- ο Επιλογή μιας μορφής της φέρουσας κατασκευής και ενός δομοστατικού σχεδιασμού , που θα επιδεικνύουν επαρκή αντοχή στην τυχηματική αφαίρεση ενός μεμονωμένου μέλους ή ενός περιορισμένου μέρους του φορέα , καθώς και στην εμφάνιση τοπικής αποδεκτής βλάβης

Στην περίπτωση αυτή μπορεί να είναι να εξετάζεται για κάθε μεμονωμένο φέρον στοιχείο , αν μετά τυχόν αστοχία του, επέρχεται ολική ή μερική(πέραν ενός αποδεκτού ορίου) κατάρρευση . Σε θετική περίπτωση τα συγκεκριμένα φέροντα στοιχεία να σχεδιάζονται και να διαστασιολογούνται ως "στοιχεία κλειδιά".

- ο Αποφυγή, ει δυνατόν , φερόντων συστημάτων τα οποία μπορούν να καταρρεύσουν χωρίς προειδοποίηση.

Στην περίπτωση αυτή μπορεί να αποφεύγεται ο σχεδιασμός , τουλάχιστον των στοιχείων-κλειδιών , να οδηγεί σε ψαθυρές μορφές αστοχίας χωρίς προειδοποίηση.

- ο Σύνδεση των φερόντων δομικών μελών μεταξύ τους

Δημιουργείται έτσι αλληλεξάρτηση μεταξύ των μελών , τα οποία αντιστέκονται ομαδικά , ώστε να παρέχουν επαρκή αντοχή στις διάφορες φορτίσεις. Ωστόσο , η περίπτωση αυτή συνοχής των μελών εγκυμονεί τον κίνδυνο όταν ένα μέλος αστοχήσει να συμπαρασύρει και άλλα μέλη , προκαλώντας μια γενικευμένη αστοχία . Γι' αυτό πρέπει η σύνδεση των φερόντων στοιχείων να συνδυάζεται με άλλες μεθόδους , όπως για παράδειγμα αρμούς διαστολής, εναλλακτικούς δρόμους μεταφοράς φορτίων.

Οι απαιτήσεις μας από μια εύρωστη κατασκευή διαφέρουν ανάλογα από τον σκοπό τον οποίο εξυπηρετεί. Ορισμένες κατασκευές ,όπως τα νοσοκομεία , πρέπει να συνεχίσουν τη λειτουργία τους με μικρές φθορές ανεξάρτητα από τις συνθήκες. Σε άλλα κατασκευαστικά συστήματα , όπως κτίρια γραφείων , μπορούμε να δεχτούμε την προσωρινή διακοπή της λειτουργίας τους λόγω βλαβών, οι οποίες όμως είναι επιδιορθώσιμες και ανάλογες του αίτιου που τις προκάλεσε , δεδομένου ότι προσφέρουν μια ασφαλή διέξοδο στους

χρήστες. Τέλος, υπάρχουν περιπτώσεις κατασκευών, όπως είναι τα στηθαία ασφαλείας κατα μήκος των οδών, οι οποίες έχουν σχεδιαστεί για να υποστούν σοβαρές βλάβες, οι οποίες όμως δεν εμποδίζουν τη λειτουργία τους και επομένως οι κατασκευές αυτές μπορούν να συνεχίσουν παρά τις ζημιές την εκπλήρωση των καθηκόντων τους.

Σήμερα, η ευρωστία των κατασκευών, της οποίας η συστηματική μελέτη ξεκίνησε όταν το 1968 συνέβη μία έκρηξη αερίου, σε ένα γωνιακό διαμέρισμα στον 18ο όροφο της πολυκατοικίας Ronan Point στην Αγγλία (Εικόνα 1.1), αποτελεί θέμα ενδιαφέροντος των μηχανικών, ενώ οι ολοένα αυξανόμενες τρομοκρατικές επιθέσεις έρχονται να προστεθούν στις ήδη υπάρχουσες απαιτήσεις ευρωστίας. Μια μικρής έκτασης έκρηξη λόγω διαρροής γκαζιού τον Μάιο του 1968 προκάλεσε μετάθεση των προκατασκευασμένων πάνελ των εξωτερικών τοίχων κοντά στην γωνία του κτιρίου στον 18ο όροφο. Η απώλεια της στήριξης αυτή είχε σαν αποτέλεσμα την κατάρρευση των ανώτερων ορόφων. Η πτώση των υπό κατάρρευση ορόφων στο επίπεδο 18 προκάλεσε την δεύτερη φάση της κατάρρευσης, μια αλυσιδωτή αντίδραση διαδοχικών καταρρεύσεων ορόφων μέχρι το ισόγειο του κτιρίου. Το τελικό αποτέλεσμα ήταν η κατάρρευση των ακραίων πλαισίων σε όλο το ύψος του κτιρίου και ο τραυματισμός 21 ένοικων του κτιρίου, 4 εκ των οποίων, θανάσιμα. Εν τέλει, το κτίριο Ronan Point κατέρρευσε εξαιτίας έλλειψης υπερστατικότητας και εναλλακτικών διαδρομών φόρτισης



Εικόνα 1.1 : Προοδευτική κατάρρευση της πολυκατοικίας Ronan Point λόγω έκρηξης φυσικού αερίου.

1.2 Ευρωστία και προοδευτική κατάρρευση

Η προοδευτική κατάρρευση είναι το φαινόμενο που η ευρωστία εξ ορισμού προσπαθεί να εξαλείψει. Αποτελεί την πιο συχνή και επικινδύνη μορφή αστοχίας, αποτέλεσμα της οποίας η τελική βλάβη στην κατασκευή είναι δυσανάλογη του αίτιου που την προκάλεσε. Η προοδευτική κατάρρευση ξεκινά από μια τοπική βλάβη, την οποία η κατασκευή δε μπορεί να απορροφήσει και ένα ένα τα μέλη αστοχούν παρασέρνοντας και άλλα στοιχεία είτε άμεσα λόγω μεγάλης συνοχής είτε έμμεσα λόγω του φορτίου που παύουν να αναρτούν. Οι λόγοι που μπορούν να προκαλέσουν μια προοδευτική κατάρρευση είναι πολλοί, εκ των οποίων μπορούμε να αναφέρουμε έκρηξη, πυρκαγιά, πρόσκρουση οχήματος, πλοίου ή τρένου, αστοχία συνδέσεων.

Παράδειγμα προοδευτικής κατάρρευσης, γνωστό σε όλους μας, αποτελεί η κατάρρευση των δίδυμων πύργων στις ΗΠΑ, όπου στην πραγματικότητα μια μερική αστοχία προκάλεσε την ολοκληρωτική κατάρρευση των κτιρίων.

Προκειμένου να αντιμετωπιστεί η προοδευτική κατάρρευση, είναι απαραίτητο να εντοπίσουμε το δυσμενέστερο σενάριο τοπικής αστοχίας, ώστε να μπορέσουμε να το σταματήσουμε. Η απάντηση στο πρόβλημα της προοδευτικής κατάρρευσης βρίσκεται στο βασικό στόχο της ευρωστίας, ο οποίος είναι να περιοριστεί η έκταση της βλάβης.

1.3 Εξασφάλιση ευρωστίας σε περίπτωση έκρηξης

Τα τελευταία χρόνια έχουν σημειωθεί πολλαπλές τρομοκρατικές επιθέσεις σε κτίρια μεγάλης σπουδαιότητας. Το γεγονός αυτό έχει οδηγήσει σε μία σημαντική έρευνα όσον αφορά την αντίδραση των κατασκευών σε περίπτωση έκρηξης. Κύριο στόχο αποτελούν τα υποστυλώματα του ισογείου, ιδιαίτερα τα περιμετρικά τα οποία έχουν ευκολότερη πρόσβαση, και η ενδεχόμενη αστοχία τους μπορεί να προκαλέσει και προοδευτική κατάρρευση.

Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί το Murrah Building στην Οκλαχόμα των Ηνωμένων Πολιτειών (Εικόνα 1.2). Το εν λόγω κτίριο λειτουργούσε ως κτίριο γραφείων για την ομοσπονδιακή κυβέρνηση. Το πρωί της 19ης Απριλίου 1995 η έκρηξη ενός φορτηγού με 1800 kg TNT είχε σαν αποτέλεσμα την κατάρρευση σχεδόν του μισού κτιρίου και τον θάνατο 168 ανθρώπων. Η επίθεση σε αυτό το κτίριο παραμένει η δεύτερη πιο καταστροφική τρομοκρατική επίθεση σε αμερικανικό έδαφος, μετά από αυτή τους Δίδυμους Πύργους, το 2001. Άμεσο αποτέλεσμα της έκρηξης ήταν η απώλεια ενός υποστυλώματος του ισογείου, η οποία στη συνέχεια οδήγησε σε αστοχία δύο ακόμη υποστυλωμάτων λόγω της ανικανότητας του φορέα να φέρει τα μόνιμα φορτία σε περίπτωση απώλειας ενός υποστυλώματος. Σημειώνεται ότι η απώλεια των τριών υποστυλωμάτων, καθώς και μικρού τμήματος των πλακών, σαν άμεση συνέπεια της έκρηξης, προκάλεσε μικρό μόνο μέρος των συνολικών βλαβών. Το μεγαλύτερο μέρος

των βλαβών ωφείλετο στην σταδιακή κατάρρευση που προκλήθηκε από την απώλεια των υποστυλωμάτων. Η έκθεση της FEMA αναφέρει ότι στην περίπτωση που το κτίριο είχε σχεδιαστεί με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας, υπήρχε μικρή πιθανότητα το υποστύλωμα να μην αστοχήσει, ενώ η επιφάνεια του κτιρίου που θα κατέρρεε, θα μειωνόταν από 50 έως 80%.



Εικόνα 1.2: Το Murrah Building μετά την επίθεση.

Τα φορτία που παράγονται από μία έκρηξη είναι πολύ μεγαλύτερα από τις φορτίσεις σχεδιασμού ενός συνηθισμένου κτιρίου, γι' αυτό τις περισσότερες φορές μετά από μία έκρηξη, όχι απαραίτητα τρομοκρατική, δημιουργούνται τοπικές βλάβες. Έναν απλό τρόπο για να προσομοιώσουμε ένα τέτοιο σενάριο αποτελεί η αφαίρεση των στοιχείων που κρίνουμε ότι θα χάσουν την αντοχή τους κατά την έκρηξη, που δεν απαιτεί περαιτέρω μελέτη των φορτίων της έκρηξης τα οποία μας είναι άγνωστα.

Στην περίπτωση των εκρήξεων επομένως οδηγούμαστε στην στραγική **εναλλακτικού δρόμου φόρτισης (alternative load path method)**. Όταν μία ομάδα στοιχείων χαθεί τα υπόλοιπα πρέπει να επωμιστούν τα φορτία που αναλογούσαν στην ομάδα που χάθηκε, με ανακατανομή της έντασης στην φέρουσα κατασκευή.

Όσον αφορά τις εκρήξεις των τρομοκρατικών επιθέσεων πέρα από τη βασική αρχή του εναλλακτικού δρόμου φόρτισης (alternative load path method) σε περίπτωση απώλειας μέλους, υπάρχουν και κάποιες απλές τεχνικές, οι οποίες όμως μπορούν να αποδειχθούν ζωτικής σημασίας για την προστασία της κατασκευής. Μία τέτοια τεχνική είναι να κάνουμε τα δομικά στοιχεία όσο πιο απρόσιτα γίνεται. Στην περίπτωση του Murrah Building, αν δεν επιτρεπόταν η στάθμευση και η κίνηση οχημάτων στην περιοχή

δεν θα ήταν εύκολο να πλησιάσουν οι τρομοκράτες , τουλάχιστον τόσο μεγάλη ποσότητα εκρηκτικών. Γενικά τα κρίσιμα στοιχεία μιας κατασκευής πρέπει να είναι κρυφά και να προστατεύονται , ενώ χρήσιμη είναι επίσης η ύπαρξη δευτερευόντων στοιχείων που φαίνονται ως πρωτεύοντα. Τέλος, πολύ μεγάλης σημασίας κρίνεται ο αντισεισμικός σχεδιασμός της κατασκευής, λόγω της επαρκούς πλαστιμότητας και της δυνατότητας ανακατανομής των δυνάμεων που προσφέρει στην κατασκευή. Όπως χαρακτηριστικά αναφέρθηκε στην περίπτωση του Murrah Building στην περίπτωση που το κτίριο είχε σχεδιαστεί με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας, υπήρχε μεγάλη πιθανότητα να έχει αποφευχθεί η προοδευτική κατάρρευση και να είχε περιοριστεί σε κάποια τοπική αστοχία.

1.4 Μέθοδοι ανάλυσης – Alternative load path

Έχουν αναπτυχθεί μέθοδοι ανάλυσης , έμμεσοι και άμεσοι, για να παρέχουμε ευρωστία σε μία κατασκευή. Οι έμμεσοι μέθοδοι εξασφαλίζουν την αντοχή σε σταδιακή κατάρρευση μέσω ελάχιστων επιπέδων αντοχής, συνέχειας και πλαστιμότητας ή συνολικής ακεραιότητας της κατασκευής, ακολουθώντας δηλαδή τις κανονιστικές διατάξεις και γι' αυτό δεν χρήζουν ιδιαίτερης διερεύνησης . Οι δε άμεσοι μέθοδοι λειτουργούν ως μια σαφής προσέγγιση του ζητήματος κάνοντας χρήση μιας εκ των εξής δύο τεχνικών: (α) της μεθόδου των εναλλακτικών διαδρομών φόρτισης (alternative path method) και (β) της μεθόδου της αντοχής σε συγκεκριμένο φορτίο (specific load resistance). Η πρώτη τεχνική παρέχει στην κατασκευή μία εναλλακτική διαδρομή φόρτισης για την περίπτωση μιας τοπικής αστοχίας, ώστε η βλάβη να απορροφηθεί και η κατάρρευση να αποφευχθεί. Η τοπική αστοχία αυτή θεωρείται ότι συμβαίνει ανεξαρτήτως αιτίας. Η δεύτερη τεχνική στοχεύει στην εξασφάλιση ικανής αντοχής ώστε να μην υπάρξει τοπική αστοχία λόγω ενός συγκεκριμένου ασυνήθιστου φορτίου. Όπως ήδη αναφέρθηκε η περίπτωση εκρήξεων χρησιμοποιείται η μέθοδος εναλλακτικών δρόμων φόρτισης (alternative load method).

Η παραπάνω μέθοδος ασχολείται με τη διαδρομή που θα ακολουθήσει το φορτίο σε περίπτωση κατάρρευσης ενός βασικού δομικού στοιχείου, για παράδειγμα σε περίπτωση απομάκρυνσης ενός υποστυλώματος του ισόγειου. Από την κατασκευή δεν απαιτείται βέβαια να συμπεριφερθεί ελαστικά με την αφαίρεση κάποιου στοιχείου της, δεχόμεστε ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων και ανελαστικών παραμορφώσεων. Η συγκεκριμένη μέθοδος μας επιτρέπει να καλύψουμε ένα πολύ μεγάλο εύρος ασυνήθιστων φορτιών με μικρό κόστος, ενώ ταυτόχρονα προωθεί την δημιουργία κατασκευών με μεγάλη συνοχή μεταξύ των μελών και πλαστιμότητα, γεγονός που την καθιστά σύμφωνη με πολλούς αντισεισμικούς κανονισμούς σε όλο τον κόσμο .

1.5 Διατάξεις Ευρωκώδικα EN 1991-1-7

Συγκεκριμένη αναφορά στις τυχηματικές δράσεις γίνεται στον Ευρωκώδικα 1 – Μέρος 7, στο οποίο υπάρχουν προβλέψεις (στρατηγικές σχεδιασμού και κανόνες) σχετικά με το σχεδιασμό κτιρίων έναντι αναγνωρίσιμων ή μη τυχηματικών δράσεων.

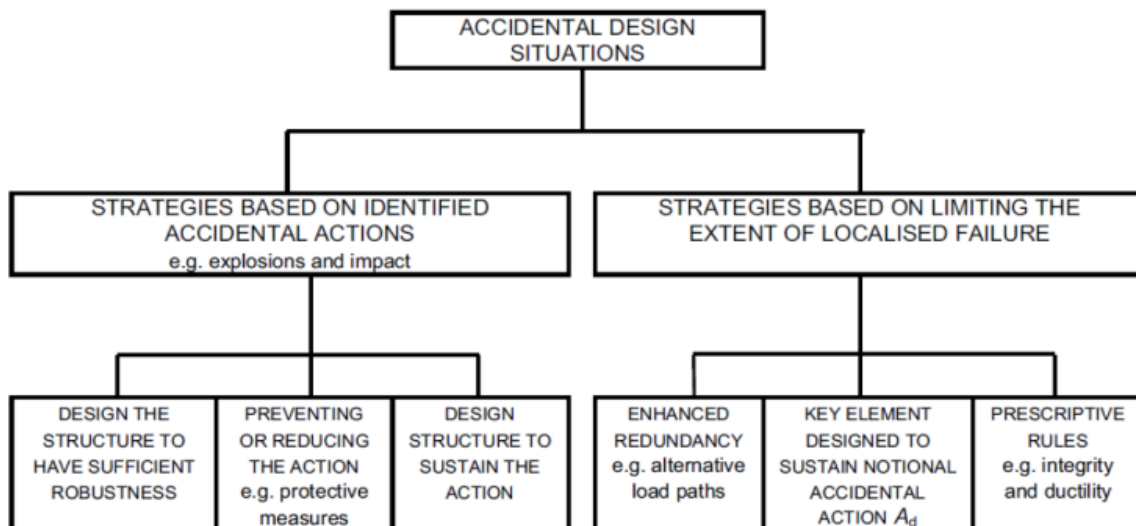
Ωστόσο, όπως ρητά αναφέρεται στον κανονισμό, «ο EN 1991-1-7 δεν ασχολείται συγκεκριμένα με τυχηματικές δράσεις που οφείλονται σε εξωτερικές εκρήξεις, πολεμικές δραστηριότητες, τρομοκρατικές ενέργειες ή την εναπομένουσα ευστάθεια κατασκευών που έχουν υποστεί βλάβες από σεισμό, πυρκαγιά, κλπ». Επομένως, ο σχεδιασμός μιας κατασκευής για αποφυγή σταδιακής κατάρρευσης ακολουθεί την διαδικασία των μη αναγνωρίσιμων τυχηματικών δράσεων. Οι στρατηγικές για τον σχεδιασμό έναντι τυχηματικών δράσεων κατά τον EN 1991-1-7 συνοψίζονται στο Σχήμα (1.3), όπου και περιγράφεται ότι αν δεν επιλεγεί η προσέγγιση της μείωσης του κινδύνου ή της έντασης της τυχηματικής δράσης με προληπτικά μέτρα, τότε είτε θα ακολουθηθεί η μέθοδος της εναλλακτικής διαδρομής του φορτίου για βελτίωση της υπερστατικότητας, είτε θα χρησιμοποιηθούν διαφορετικές διατάξεις του κανονισμού, με σκοπό την βελτίωση της πλαστιμότητας και της συνολικής ακεραιότητας της κατασκευής.

Στον EN 1990 ορίζονται τρεις κατηγορίες συνεπειών, από τις οποίες εξαρτάται η επιλογή της στρατηγικής σχεδιασμού έναντι τυχηματικών δράσεων:

- **CC1:** λίγες συνέπειες αστοχίας
- **CC2:** ενδιάμεσες συνέπειες αστοχίας
- **CC3:** σημαντικές συνέπειες αστοχίας

Ο EN 1991 ορίζει τις μεθόδους που ακολουθούνται για κάθε μία από τις παραπάνω κατηγορίες:

- CC1: Δεν υπάρχουν συγκεκριμένες μέθοδοι και διατάξεις, παρά μόνο η απαίτηση για ικανοποίηση μερικών κανόνων στην κατεύθυνση της βελτίωσης της ευστάθειας και της δομικής ακεραιότητας από άλλους Ευρωκώδικες (EN 1990 ως 1999).
- CC2: Βάσει συνθηκών, μπορεί να γίνει απλοποιημένη ανάλυση με στατικό ισοδύναμο της τυχηματικής δράσης, διαφορετικά ακολουθούνται ορισμένες καθοδηγητικές διατάξεις και λεπτομέρειες όπλισης.
- CC3: Γίνεται εις βάθος μελέτη της συγκεκριμένης τυχηματικής δράσης, ώστε να διαπιστωθεί το επίπεδο αξιοπιστίας της κατασκευής και το εύρος των απαιτούμενων αναλύσεων. Είναι πιθανό να απαιτηθεί ανάλυση κινδύνου και εξειδικευμένη (μη γραμμική δυναμική) ανάλυση της κατασκευής.



Σχήμα 1.3: Στρατηγικές για σχεδιασμό σε τυχηματικές δράσεις κατά EN 1991-1-7

Η κατηγοριοποίηση των κατασκευών ανάλογα με την κατηγορία συνεπειών, σύμφωνα με το Παράρτημα Α του EN 1991-1-7 έχει ως εξής:

- CC1: Χαμηλής πληρότητας κτίρια κατοικιών που δεν ξεπερνούν τους 4 ορόφους, κτίρια αγροτικής χρήσης, κτίρια που σπάνια χρησιμοποιούνται, κ.λ.π.
- CC2a (χαμηλού κινδύνου): 5ώροφα κτίρια κατοικιών και ξενοδοχείων, κτίρια γραφείων που δεν ξεπερνούν τους 4 ορόφους, κ.λ.π.
- CC2b (υψηλού κινδύνου): ξενοδοχεία, κτίρια διαμερισμάτων, γραφείων και άλλων τύπων έως 15 ορόφων, κ.λ.π.
- CC3: Όλα τα κτίρια που περιγράφονται στις κατηγορίες CC2a και CC2b αλλά δεν πληρούν τα κριτήρια ορόφων, όλα τα κτίρια που χρησιμοποιούνται από μεγάλο αριθμό ανθρώπων, στάδια για πάνω από 5000 θεατές, κτίρια που περιέχουν επικίνδυνες ουσίες, κ.λ.π.

Με βάση τα παραπάνω, προτείνονται οι παρακάτω προσεγγίσεις σχεδιασμού:

- CC1: Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, δεν απαιτείται συγκεκριμένη διαδικασία σχεδιασμού, πέραν της ικανοποίησης των διατάξεων που αναφέρονται σε άλλους Ευρωκώδικες.
- CC2a: Οι πρόσθετες διαδικασίες περιλαμβάνουν την εξασφάλιση οριζόντιων ελκυστήρων.
- CC2b: Απαιτούνται οριζόντιοι και κατακόρυφοι ελκυστήρες. Επιπλέον, απαιτείται κατάλληλη ανάλυση υπό το σενάριο της αφαίρεσης κάθε ενός από τα υποστυλώματα, τις δοκούς που υποστηρίζουν υποστυλώματα και τα τοιχεία, ώστε να διαπιστωθεί ότι η απώλεια τους δεν θα οδηγήσει σε τοπική αστοχία μεγαλύτερη της επιτρεπόμενης ή ολική κατάρρευση. Στην περίπτωση

που η αφαίρεση ενός μέλους έχει σαν αποτέλεσμα την υπέρβαση των επιτρεπόμενων ορίων αστοχίας, τότε το εν λόγω μέλος πρέπει είτε να επαναδιαστασιολογηθεί, είτε να διαστασιολογηθεί σαν βασικό μέλος.

- CC3: Πρέπει να διενεργηθεί συστηματική εκτίμηση του κινδύνου του κτιρίου, λαμβάνοντας υπ' όψιν τόσο τους προβλέψιμους όσο και τους απρόβλεπτους κινδύνους σύμφωνα με το Παράρτημα Β του EN 1991-1-7. Σύμφωνα με το Παράρτημα Α του EN 1991-1-7 που περιέχει διατάξεις και μεθόδους για σχεδιασμό κατασκευών ώστε να υποστηρίξουν ένα εύρος τοπικών βλαβών από μια απροσδιόριστη αιτία χωρίς κίνδυνο σταδιακής κατάρρευσης, τα φορτία σχεδιασμού ορίζονται σύμφωνα με τον παρακάτω συνδυασμό δράσεων που περιλαμβάνει τις τυχηματικές δράσεις παράλληλα με τα μόνιμα και κινητά φορτία:

$$\sum_{j \geq k} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

όπου:

G – το μόνιμο φορτίο,

P – σχετική αντιπροσωπευτική τιμή της προέντασης,

A_d – η τυχηματική δράση σχεδιασμού,

Q – το μεταβλητό φορτίο (κινητό, χιονιού ή ανέμου),

ψ₁ και ψ₂ – συντελεστές σχετικοί με τις μεταβαλλόμενες δράσεις.

Η τυχηματική δράση A_d αντιμετωπίζεται ως σαφής ατυχηματική δράση A_d για την περίπτωση πυρκαγιάς ή κρουστικού φορτίου, διαφορετικά αναφέρεται στην κατάσταση μετά την τυχηματική δράση, οπότε και παίρνει την τιμή μηδέν. Οι τιμές των συντελεστών ψ₁ και ψ₂ δίνονται στον Πίνακα Α1.1 του Παραρτήματος Α του EN 1990. Η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης επιλέγεται κατά περίπτωση, ενώ για την περίπτωση οιονεί στατικών αναλύσεων, τα δυναμικά φαινόμενα λαμβάνονται υπ' όψιν μέσω ενός ισοδύναμου δυναμικού αυξητικού συντελεστή στα φορτία σχεδιασμού, η τιμή, όμως, του οποίου, δεν διευκρινίζεται από τον κανονισμό.

1.6 Αντικείμενο διπλωματικής εργασίας

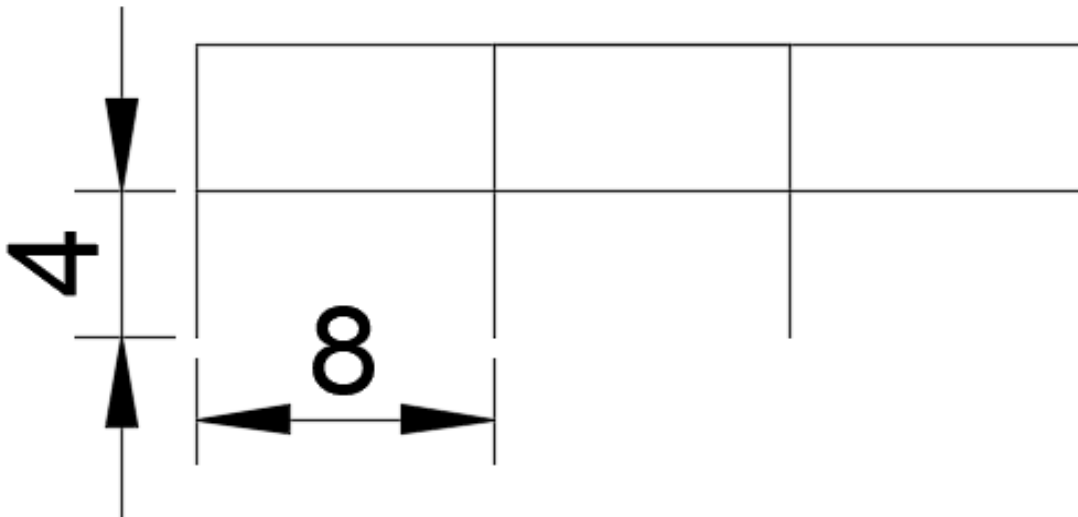
Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη της ευρωστίας των μεταλλικών κατασκευών σε περίπτωση τρομοκρατικής επίθεσης. Αρχικά πραγματοποιείται η ανάλυση και η διαστασιολόγηση, η οποία βασίζεται στους Ευρωκώδικες EN 1990, 1991, 1993 και τα Ελληνικά Εθνικά Προσαρτήματα και ο αντισεισμικός σχεδιασμός του κτιρίου πραγματοποιείται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 (EC8). Στη συνέχεια εξετάζεται η δυνατότητα ευρωστίας της κατασκευής σε περίπτωση έκρηξης λόγω τρομοκρατικής επίθεσης, η προσομοίωση της οποίας γίνεται με τη συνηθέστερη μέθοδο, όπως ήδη αναφέρθηκε παραπάνω, της απώλειας υποστυλώματος (lost column analysis). Το βασικό πλεονέκτημα της μεθόδου αποτελεί το γεγονός ότι δεν απαιτείται ο υπολογισμός της δύναμης, που προκαλείται από την έκρηξη, μια διαδικασία που θα ήταν πολύ δύσκολη. Αντίθετα εξετάζεται μόνο το αποτέλεσμα αυτής της δύναμης, η επίπτωση της στην κατασκευή, η οποία θεωρούμε ότι είναι η απώλεια ενός ή περισσότερων υποστυλωμάτων. Με τη μέθοδο απώλειας υποστυλώματος ο φορέας δεν εξασφαλίζεται μόνο σε περίπτωση έκρηξης, αλλά εξοπλίζεται με τις βασικότερες αρχές ευρωστίας. Εφόσον έχει τη δυνατότητα να ανακατανείμει τα φορτία που προκαλούνται από την απώλεια ενός υποστυλώματος, σημαίνει ότι διαθέτει εναλλακτικούς δρόμους φόρτισης, ώστε να αντέξει και άλλες αντίστοιχες περιπτώσεις. Πραγματοποιούνται στατικές και δυναμικές αναλύσεις σε μοντέλο 2 και 3 διαστάσεων, γραμμικές και μη γραμμικές, ώστε να προσδιοριστούν τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα της κάθε ανάλυσης και η καταλληλότερη ανάλυση για τον έλεγχο και τη διαστασιολόγηση μιας μεταλλικής κατασκευής.

Μελέτη συμπεριφοράς μεταλλικού πλαισίου

2.1 Περιγραφή μεταλλικού πλαισίου

Για να γίνει κατανοητή η συμπεριφορά μιας μεταλλικής κατασκευής σε περίπτωση απώλειας υποστυλώματος, αρχικά γίνεται μελέτη της συμπεριφοράς μεταλλικού πλαισίου. Το πλαίσιο που εξετάζεται είναι δύο ορόφων, 4m έκαστος, και 2 ανοιγμάτων των 8 m.

Στο Σχήμα 2.1 που ακολουθεί φαίνεται η διάταξη του μεταλλικού πλαισίου.



Σχήμα 2.1: Διάταξη μεταλλικού πλαισίου

2.2 Δράσεις επί της κατασκευής – Συνδυασμοί δράσεων

2.2.1 Εισαγωγή

Οι δράσεις επί των κατασκευών, προκειμένου να προσδιορισθούν τα αποτελέσματά τους (εντατικά και παραμορφωσιακά), ορίζονται από κανονιστικές διατάξεις, στις οποίες περιγράφεται τόσο η ποσοτική όσο και η ποιοτική τους διάσταση. Ανάλογα με τη χρήση, τη θέση αλλά και τη μορφή του έργου προσδιορίζονται οι δράσεις (φορτία) βάση των οποίων θα γίνει η ανάλυση του φορέα, με σκοπό τον προσδιορισμό των δυσμενέστερων εντατικών μεγεθών των μελών του.

Οι τυπικές δράσεις καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 1 ο οποίος παρέχει για κάθε χώρα ιδιαίτερες πληροφορίες (π.χ. για τον άνεμο, το χιόνι κλπ) βάσει των επιμέρους συνθηκών. Γίνεται διαχωρισμός των δράσεων βάση τις διακυμάνσεις τους στον χρόνο στις εξής κατηγορίες:

- Μόνιμες δράσεις (G), ίδιο βάρος φορέα, σταθερός εξοπλισμός, επιστρώσεις, έμμεσες δράσεις από συστολή ξήρανσης και διαφορικές καθιζήσεις.
- Μεταβλητές δράσεις(Q), επιβαλλόμενα φορτία στα πατώματα, πίεςεις ανέμου, φορτία χιονιού και φορτία από γερανογέφυρες.
- Σεισμικές Δράσεις (E)
- Τυχηματικές δράσεις (A), εκρήξεις, πρόσκρουση οχήματος, πυρκαγιά.

Επιπρόσθετα οι δράσεις μπορούν να κατηγοριοποιηθούν βάση:

1. Την προέλευση τους (άμεσες και έμμεσες)
2. Την χωρική τους μεταβολή (σταθερές ή ελεύθερες)
3. Την φύση του και/ή την απόκριση της κατασκευής (στατικές ή δυναμικές)

Στην παρούσα εργασία όσον αφορά τις τυπικές δράσεις χρησιμοποιήθηκαν οι Ευρωπαϊκοί Κανονισμοί, σύμφωνα με το πρότυπο EN 1991.Ωστόσο λόγω της φύσης του συστήματος κατασκευής που μελετάται ήταν απαραίτητο να ληφθούν υπ'όψιν και ειδικές δράσεις που καταπονούν τις δομικές μονάδες. Οι δράσεις που ασκούνται στο υπό μελέτη σύστημα κατά την ανάλυση του φορέα είναι οι εξής:

1. Μόνιμες Δράσεις
 - Ίδιο βάρος φέροντος οργανισμού
 - Πρόσθετο φορτίο επικάλυψης δαπέδων
 - Πρόσθετο φορτίο επικάλυψης στέγης
2. Μεταβλητές Δράσεις
 - Κινητό φορτίο ορόφων
 - Άνεμος
 - Χιόνι
 - Σεισμικές δράσεις

2.2.2 Μόνιμες δράσεις

Μόνιμες χαρακτηρίζονται οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Αυτά είναι τα ίδια βάρη των φερόντων στοιχείων, επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων, τοίχοι πληρώσεως, ψευδοροφές, επικαλύψεις και επενδύσεις, υδραυλικά και ηλεκτρικά δίκτυα, κλιματιστικά συστήματα. Περιπτώσεις όπου προβλέπονται μελλοντικές τροποποιήσεις στις μόνιμες δράσεις θα πρέπει να λαμβάνονται υπ' όψη στην μελέτη.

Οι μόνιμες δράσεις που ασκούνται στην κατασκευή είναι:

- Ίδια βάρη φερόντων στοιχείων, τα οποία υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα ανάλυσης (SAP), για χάλυβα με ίδιο βάρος 78.5 KN/m^3 .
- Ίδιο βάρος πλάκας σκυροδέματος πάχους $0,12\text{m}$ $3,00 \text{ kN/m}^2$
- Πρόσθετα μόνιμα(επικαλύψεις, ψευδοροφές, εσωτερικά χωρίσματα) $1,00 \text{ kN/m}^2$

2.2.3 Μεταβλητές δράσεις

1. Κινητά φορτία ορόφων

Περιλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, αποθηκευμένα αγαθά, οχήματα κλπ. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους γι' αυτό προσδιορίζονται στατιστικά. Οι τιμές τους δίνονται από τους κανονισμούς.

Οι μεταβλητές δράσεις πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στον φορέα και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους. Επειδή όμως η πιθανότητα ταυτόχρονης φόρτισης όλου του φορέα με μεταβλητές δράσεις είναι μικρή, προβλέπονται κάποιοι συντελεστές απομείωσης. Ανάλογα με την χρήση των κτιρίων γίνεται μία κατηγοριοποίηση βάσει του **Πίνακα 2.2** καθώς τα επιβαλλόμενα φορτία ανά κατηγορία χρήσης φαίνονται στον **Πίνακα 2.3**.

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κτίρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A,B, και D1))	C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής. C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα, Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς. C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτίρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών. C4: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές C5: Χώροι επιρρεπείς σε μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα

Πίνακας 2.2 Κατηγορίες Χρήσης

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία Α και Κατηγορία Β		
- Δάπεδα	2	2
- Σκάλες	3,5	2
- Μπαλκόνια	5	3
Κατηγορία C		
- C1	3	3
- C2	5	4
- C3	5	4
- C4	5	4
- C5	7,5	4,5
Κατηγορία D		
- D1	5	4
- D2	5	4

Πίνακας 2.3: Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα, εξώστες και σκάλες κτιρίων, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του EN1991

Στην παρούσα εργασία η μεταλλική κατασκευή μελετήθηκε για επιβαλλόμενα φορτία Κατηγορίας Β, και επομένως λήφθηκε κινητό φορτίο $q=2 \text{ kN/m}^2$.

2.2.4 Σεισμικές Δράσεις

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, σε όλες τις σεισμικές ζώνες στην Ελλάδα εφαρμόζεται οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης Τύπου Ι. Ωστόσο, για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στην μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται "φάσμα σχεδιασμού". Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q . Παρακάτω, παρατίθεται αναλυτικά ο υπολογισμός των βασικών συνιστωσών του φάσματος σχεδιασμού, όπως ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 8.

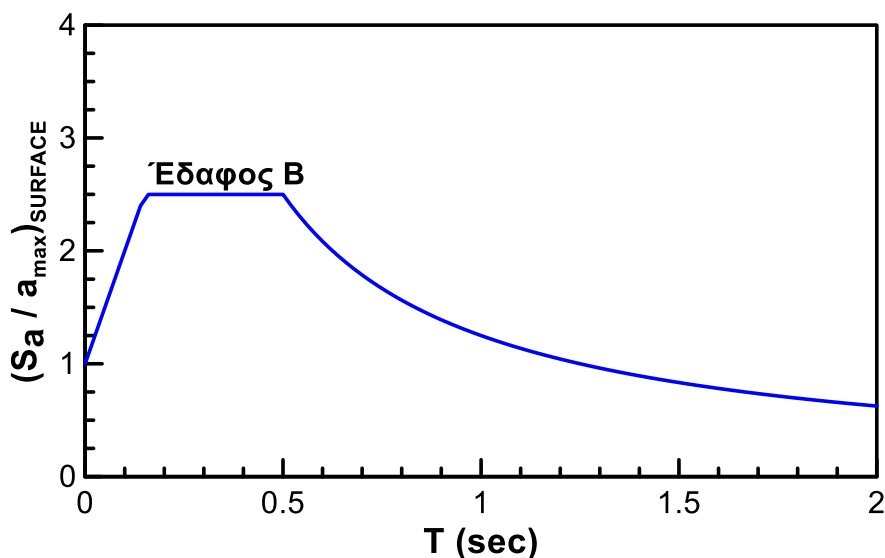
Υπολογισμός εδαφικής επιτάχυνσης a_{gR}

Σύμφωνα με το Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN1998, η Ελλάδα υποδιαιρείται από τις εθνικές αρχές σε τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας, σε κάθε μια από τις οποίες αντιστοιχεί μία τιμή εδαφικής επιτάχυνσης a_{gR} . Για τη σεισμική φόρτιση του κτιρίου επιλέχθηκε σεισμική Ζώνη κατηγορίας II οπότε $PGA = 0.24g$. Ο συντελεστής σπουδαιότητας θεωρήθηκε ίσος $\gamma_I = 1.0$.

Υπολογισμός χαρακτηριστικών περιόδων και συντελεστή εδάφους

Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας, θεωρήθηκε κατηγορία εδάφους B, που αντιστοιχεί 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. Πρόκειται για σύνηθες έδαφος με σχετικά καλή μηχανική συμπεριφορά. Για αυτή την κατηγορία εδάφους, προκύπτουν οι χαρακτηριστικές περίοδοι και ο συντελεστής εδάφους: $TB = 0.15sec$, $TC = 0.50sec$, $TD = 2.50sec$, $S=1.20$

Στο **Σχήμα 2.4** παρουσιάζεται το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού για έδαφος κατηγορίας B και είναι κανονικοποιημένο με τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση:



Σχήμα 2.4 : Ελαστικό Φάσμα Σχεδιασμού.

Υπολογισμός συντελεστή συμπεριφοράς q

Σε αντίστοιχο πίνακα του EN1998-1:2003, ορίζονται οι ανώτατες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q κανονικών σε όψη συστημάτων από χάλυβα, ανάλογα με το στατικό σύστημα και την κατηγορία πλαστιμότητας. Το παραπάνω φάσμα διαιρεμένο με το συντελεστή συμπεριφοράς εισάγεται στη μια διεύθυνση με συντελεστή 1.0 και στην άλλη με συντελεστή 0.30 ανάλογα με την κύρια διεύθυνση του σεισμού.

2.2.5 Συνδυασμοί Δράσεων

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέρα των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Διακρίνονται στις παρακάτω δύο κατηγορίες :

- ο Οριακές καταστάσεις αστοχίας (Ultimate Limit States – ULS, πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κ.ά.), που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματος του. Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας, σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων, την ασφάλεια του φορέα και την προστασία των περιεχομένων, αφορούν δε τις παρακάτω καταστάσεις. Απώλεια ισορροπίας του φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του. Αστοχία λόγω μεγάλων παραμορφώσεων (στροφών ή μετακινήσεων) με μετατροπή του φορέα σε μηχανισμό.
- ο Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (Serviceability Limit States-SLS, μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κτλ) που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν παρατηρούνται πλέον οι καθορισμένες απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού. Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αφορούν τις λειτουργικές απαιτήσεις του φορέα ή των επιμέρους δομικών μελών του υπο συνθήκες συνήθους χρήσης, προκειμένου να διασφαλιστεί η άνεση των χρηστών, η αίσθηση ασφάλειας αλλά και η εξωτερική εμφάνιση της κατασκευής (ρωγμές, παραμορφώσεις).

Οι καταστάσεις αυτές (ULS και SLS) προσεγγίζονται με προσαύξηση των φορτίων λειτουργίας του φορέα μέσω των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας. Τα προκύπτοντα φορτία ονομάζονται φορτία ή δράσεις σχεδιασμού και χρησιμοποιούνται υπό μορφή συνδυασμών για το σχεδιασμό του φορέα. Ο σχεδιασμός θα πρέπει να βασίζεται στη χρήση κατάλληλων, για τη συγκεκριμένη οριακή κατάσταση, προσομοιωμάτων του φορέα και της φόρτισης και πρέπει να ελέγχεται ότι δεν υπάρχει υπέρβαση σε καμία οριακή κατάσταση. Οι καταστάσεις σχεδιασμού του φορέα για τις οποίες γίνεται έλεγχος σε σχέση με τις προαναφερθείσες οριακές καταστάσεις είναι καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια, οι οποίες αναφέρονται σε συνθήκες κανονικής χρήσης.

Συνδυασμοί δράσεων:

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίστηκαν οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων που επενεργούν επ' αυτής, όπως παρουσιάστηκαν στο παραπάνω κεφάλαιο. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για

καθεμία από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα. Είναι προφανές ότι οι δράσεις που υπεισέρχονται στους συνδυασμούς, επενεργούν και εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

- Οριακή κατάσταση αστοχίας για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές δράσεις.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Οριακή κατάσταση αστοχίας για καταστάσεις σεισμικής διέγερσης.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{ed,k,1} + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Οριακή κατάσταση αστοχίας για τυχηματικές δράσεις.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{ed} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

όπου "+" σημαίνει "επαλληλία με":

$G_{k,j}$ χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων

$Q_{k,1}$ χαρακτηριστική τιμή επικρατέστερης μεταβλητής δράσης

$Q_{k,i}$ χαρακτηριστική τιμή λοιπών μεταβλητών δράσεων i

P χαρακτηριστική τιμή προέντασης

A_{ed} τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης/Τυχηματικής δράσης

$\gamma_{G,j}$ επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j

$\gamma_{Q,i}$ επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i

γ_P επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση

$\psi_{j,i}$ συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων (σύμφωνα με το Ευρωπαϊκό πρότυπο EN 1990)

Οι τιμές του γ που προτείνονται για τους ελέγχους είναι οι ακόλουθες:

$\gamma_{G,j} = 1.35$ όπου είναι δυσμενής και 1.00 όπου είναι ευνοϊκή

$\gamma_{Q,i} = 1.50$ όπου είναι δυσμενής και 0 όπου είναι ευνοϊκή

$\gamma_{Q,i} = 1.50$ όπου είναι δυσμενής και 0 όπου είναι ευνοϊκή

Ο βασικός έλεγχος μιας οριακής κατάστασης αστοχίας ή υπερβολικής παραμόρφωση μιας διατομής, ενός στοιχείου ή μιας σύνδεσης πραγματοποιείται με την ανίσωση :

$$E_d \leq R_d$$

όπου

Ed: η τιμή του σχεδιασμού του αποτελέσματος των δράσεων, π.χ. Εντατικό μέγεθος (N, M, V) ή ένα διάνυσμα που εκφράζει διάφορα εντατικά μεγέθη

Rd: η τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντοχής

- ο Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (χαρακτηριστικός συνδυασμός):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{j \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Όπου θα ελέγχεται ότι:

$$E_d \leq C_d$$

Cd: η οριακή τιμή σχεδιασμού του συναφούς κριτηρίου λειτουργικότητας

Ed: η τιμή του σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων, οι οποίες καθορίζονται στα πλαίσια του κριτηρίου λειτουργικότητας και η οποία προσδιορίζεται βάσει του σχετικού συνδυασμού.

Οι τιμές των συντελεστών ψ_i σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ_i κατά τον EC1			
Δράση	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Μεταβλητά φορτία σε κτίρια ⁽¹⁾			
Κατηγορία A: κατοικίες	[0,7]	[0,5]	[0,3]
Κατηγορία B: γραφεία	[0,7]	[0,5]	[0,3]
Κατηγορία C: επιφάνειες συνάθροισης (σχολεία, εστιατόρια, εκκλησίες, θέατρα, κινηματογράφοι κλπ.)	[0,7]	[0,7]	[0,6]
Κατηγορία D: καταστήματα			
Κατηγορία E: αποθηκευτικοί χώροι	[0,7] [1,0]	[0,7] [0,9]	[0,6] [0,8]
Φορτία κυκλοφορίας οχημάτων σε κτίρια			
Κατηγορία F: βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	[0,7]	[0,7]	[0,6]
Κατηγορία G: $30\text{kN} \leq$ βάρος οχημάτων $\leq 160\text{kN}$	[0,7]	[0,5]	[0,3]
Κατηγορία H: στέγες	[0]	[0]	[0]
Φορτία χιονιού σε κτίρια	[0,6] ⁽²⁾	[0,2] ⁽²⁾	[0] ⁽²⁾
Φορτία ανέμου σε κτίρια	[0,6] ⁽²⁾	[0,5] ⁽²⁾	[0] ⁽²⁾
Θερμοκρασία σε κτίρια (εκτός φωτιάς) ⁽³⁾	[0,6] ⁽²⁾	[0,5] ⁽²⁾	[0] ⁽²⁾
(1) Για συνδυασμούς επιβεβλημένων φορτίων σε πολυώροφα κτίρια βλ. EC1:Μέρος 2-1 (2) Ενδέχεται να απαιτούνται τροποποιήσεις για διαφορετικές γεωγραφικές περιοχές (3) Βλ. EC1:Μέρος 2-5			

Πίνακας 2.5 : Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ_i κατά τον EC1

2.3 Υλικά Κατασκευής

Δομικός Χάλυβας

Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε σε όλα τα δομικά στοιχεία της κατασκευής είναι κατηγορίας S355 και οι ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής f_y και της εφελκυστικής αντοχής f_u για εν θερμώ ελατούς χάλυβες δίνονται στα Ευρωπαϊκά Πρότυπα EN 10025-2 και EN 1993-1-1. Τα χαρακτηριστικά του χάλυβα που χρησιμοποιήσαμε παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.6

Ποιότητα κατά EN 1993-1-1	Ονομαστικό Πάχος στοιχείου t (mm)			
	$t \leq 40\text{mm}$		$40\text{mm} \leq t \leq 80\text{mm}$	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
S355	355	510	355	470

Πίνακας 2.6 : Ονομαστική τιμή ορίου διαρροής f_y και ορίου θραύσης f_u κατά EN 1993-1-1.

Οι τιμές σχεδιασμού για τους κύριους συντελεστές υλικού των δομικών χαλύβων, οι οποίοι χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς είναι οι εξής:

Μέτρο ελαστικότητας	$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
Μέτρο διάτμησης	$G \approx 8077 \text{ N/mm}^2$
Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή	$\nu = 0.3$
Συντελεστής θερμικής διαστολής	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ ανά } ^\circ\text{C}$
Ειδικό βάρος	$\gamma_\alpha = 78,5 \text{ kN/m}^3$
Τάση σχεδιασμού	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_M, \gamma_M = 1,0$

Οπλισμένο Σκυρόδεμα

Η κατηγορία του σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκε για τις πλάκες του κτιρίου γραφείων είναι C25/30 του οποίου οι τιμές σχεδιασμού σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος είναι:

Επιβατικό μέτρο ελαστικότητας	$E_{cm} \approx 3047 \text{ N/mm}^2$
Λόγος Poisson	
Ελαστική περιοχή	$\nu = 0,2$
Ρηγμάτωση σκυροδέματος	$\nu = 0$
Συντελεστής θερμικής διαστολής	$\alpha = 10^{-5} \text{ ανά } ^\circ\text{C}$
Ειδικό βάρος	$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^2$
Τάση σχεδιασμού	$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_M, \gamma_M = 1.5$

Κατηγορία σκυροδέματος	f_{ck}	$f_{ck,cube}$	f_{ctm}	$f_{ctk,0.05}$	$f_{ctk,0.95}$
C25/30	25	30	2,60	1,80	3,30

Πίνακας 2.7: Ονομαστικές τιμές θλιπτικών και εφελκυστικών αντοχών σκυροδέματος.

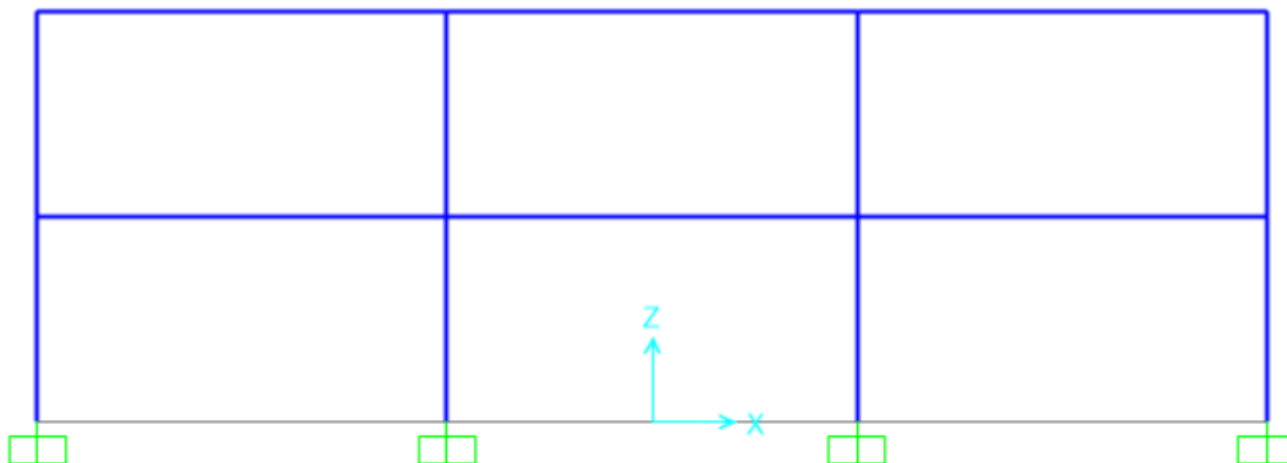
Κατά τον υπολογισμό της αντοχής σχεδιασμού του σκυροδέματος πολλαπλασιάζουμε την f_{cd} με 0.85 οποίο είναι ο συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τη μείωση της θλιπτικής αντοχής οφειλόμενης στη μακροχρόνια και επαναλαμβανόμενη δράση των φορτίων.

2.4 Διαστασιολόγηση μεταλλικού πλαισίου

1. Εισαγωγή

Η προσομοίωση του πλαισίου πραγματοποιήθηκε στο λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων SAP 2000.

Το πλαίσιο θεωρείται πακτωμένο στη βάση του.



Σχήμα 2.8: Προσομοίωση μεταλλικού πλαισίου στο λογισμικό SAP 2000

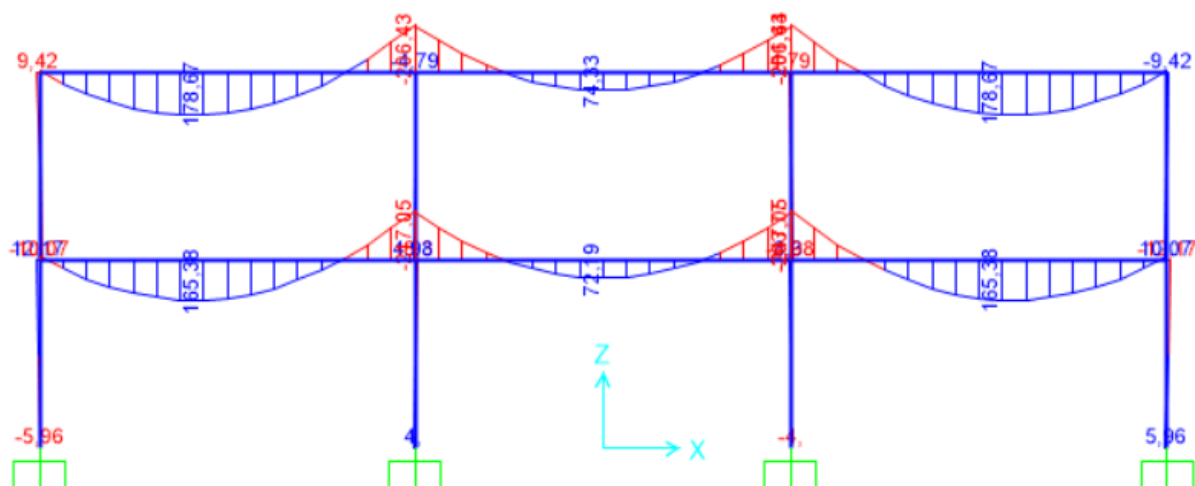
Συνοψίζοντας τα φορτία που εφαρμόζονται στο πλαίσιο είναι :

- Ίδιο βάρος χάλυβα $78,5\text{kN/m}^3$
- Ίδιο βάρος πλάκας σκυροδέματος και πρόσθετα μόνιμα 4 kN/m^2
- Κινητό φορτίο για χώρους γραφείων 2 kN/m^2

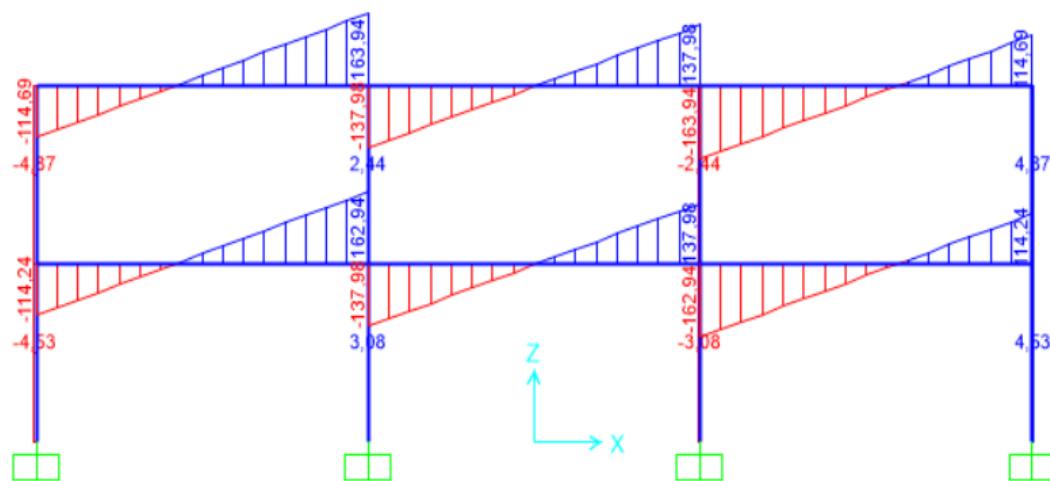
Θεωρείται πλάτος επιρροής πλαισίου 4m , επομένως τελικά εφαρμόζονται μόνιμα 16 kN/m^2 και κινητά 8 kN/m^2 .

2. Ανάλυση πλαισίου σε Ο.Κ.Α και διαστασιολόγηση

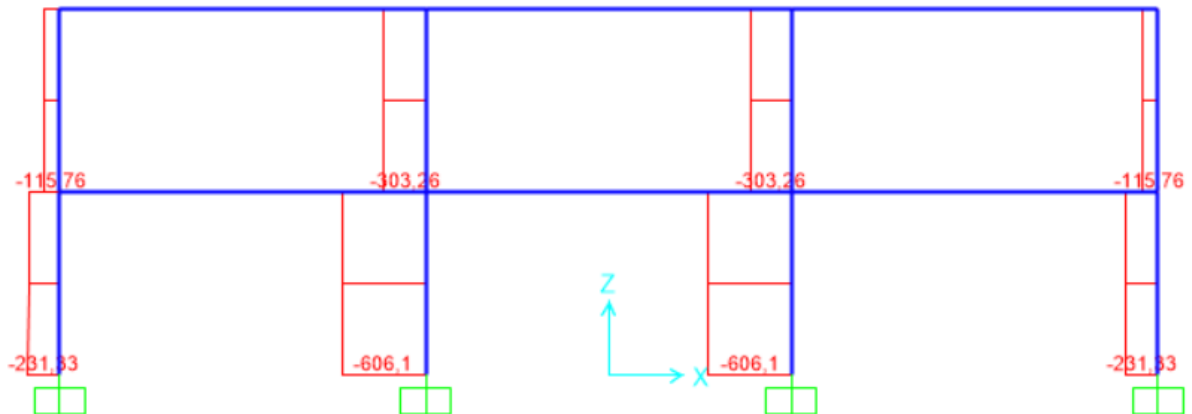
Πραγματοποιείται ανάλυση του πλαισίου σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας , υπο τον συνδυασμό $1,35G+1,5Q$. Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των εντατικών μεγεθών, όπως υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα SAP 2000.



Σχήμα 2.9: Διαγράμματα ροπών κάμψης μεταλλικού πλαισίου σε Ο.Κ.Α.

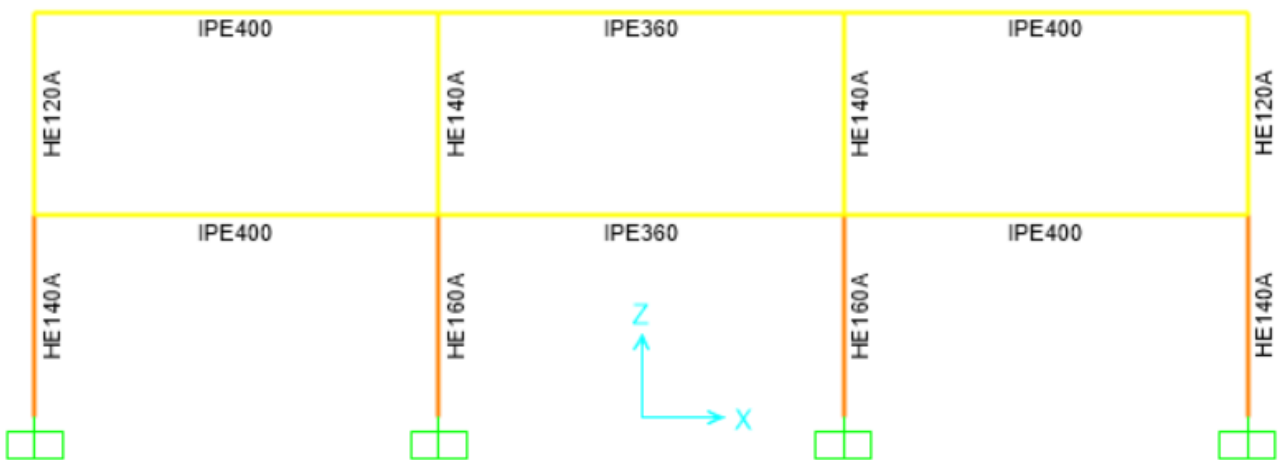


Σχήμα 2.10: Διαγράμματα τεμνουσών δυναμείων μεταλλικού πλαισίου σε Ο.Κ.Α.



Σχήμα 2.11: Διαγράμματα αξονικών δυναμέων μεταλλικού πλαισίου σε Ο.Κ.Α.

Βάσει του αυτόματου υπολογισμού διατομών του προγράμματος έγινε πρώτη διαστασιολόγηση του μεταλλικού πλαισίου με κριτήριο την αντοχή σε Ο.Κ.Α. Οι αρχικές διατομές παρουσιάζονται παρακάτω.



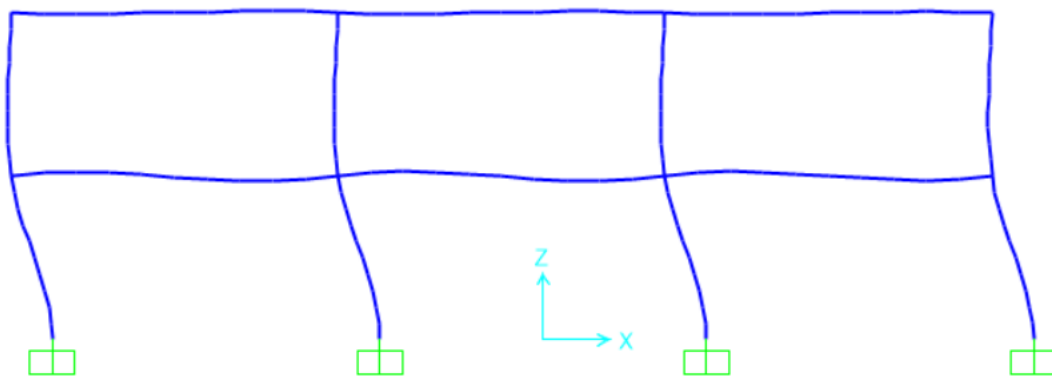
Σχήμα 2.12: Διατομές μεταλλικού πλαισίου από αυτόματο υπολογισμό SAP 2000.

3. Έλεγχος πλαισίου σε Ο.Κ.Α.

Πραγματοποιείται έλεγχος του πλαισίου σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας, υπο τον συνδυασμό $1,00G+1,0Q$. Το μέγιστο βέλος, που προέκυψε από την ανάλυση είναι $0,0018m=0,18\text{ cm} < L/250 = 3,2\text{cm}$.

4. Ιδιομορφική ανάλυση πλαισίου

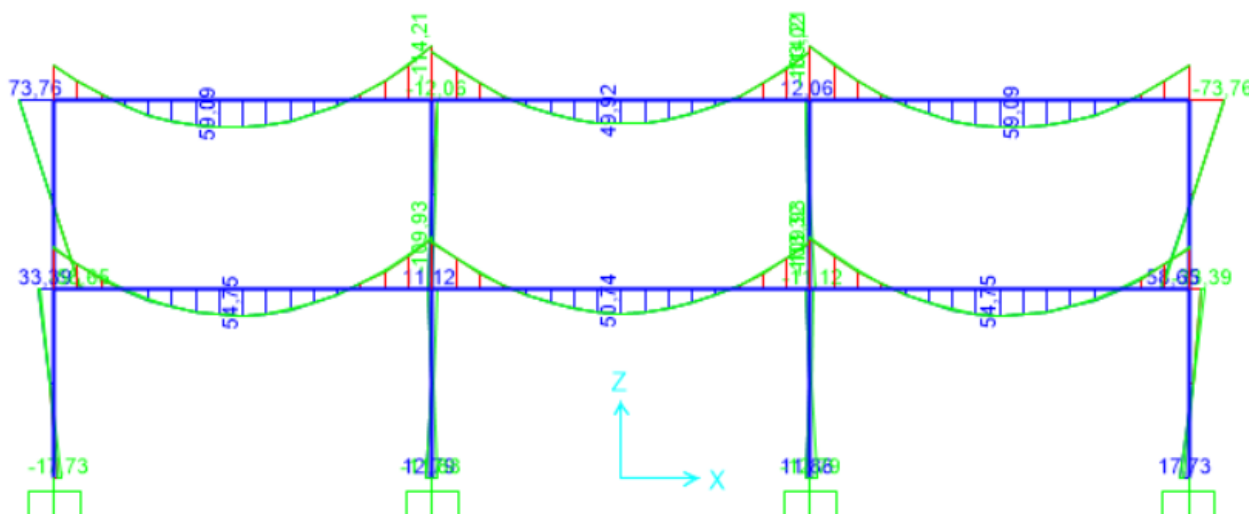
Πραγματοποιήθηκε ιδιομορφική ανάλυση του πλαισίου , από όπου προέκυψαν οι ιδιομορφές του κτιρίου. Η θεμελιώδης ιδιομορφή , η οποία συγκεντρώνει πάνω από 90% της μάζας , είναι αυτή κατά X με ιδιοπερίοδο $T_1=0,29\text{sec}$ και παρουσιάζεται παρακάτω.



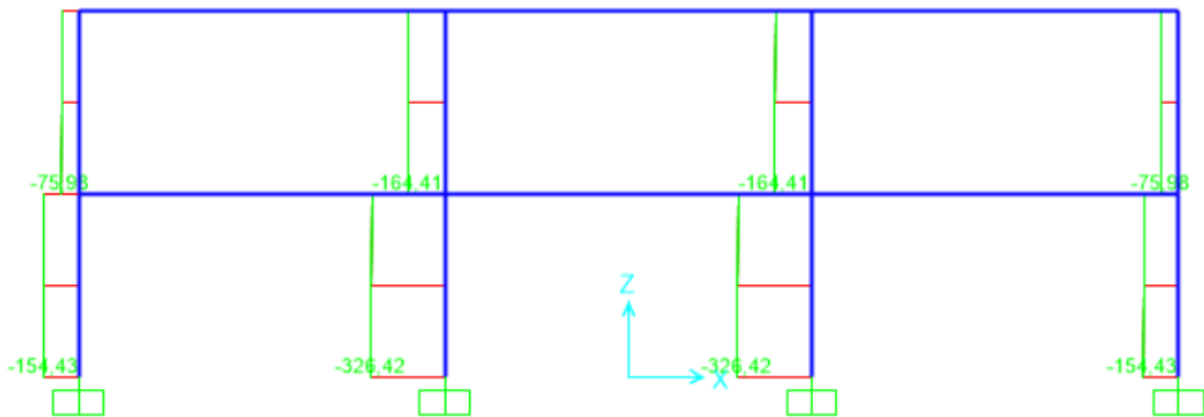
Σχήμα 2.13 : Πρώτη ιδιομορφή πλαισίου με $T_1=0,29\text{ sec}$.

5. Έλεγχος πλαισίου σε σεισμό

Όπως ήδη έχει αναφερθεί θεωρείται έδαφος B , εδαφική επιτάχυνση $a_{gr}=0,24g$, απόσβεση $\zeta=2\%$ όπως ορίζεται για μεταλλικές κατασκευές και συντελεστή συμπεριφοράς $q = 4$ για πλαίσιο μεσαίας πλαστιμότητας. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης για σεισμό στη διεύθυνση X , υπό τον συνδυασμό $G+0,3Q+E$, παρουσιάζονται παρακάτω .

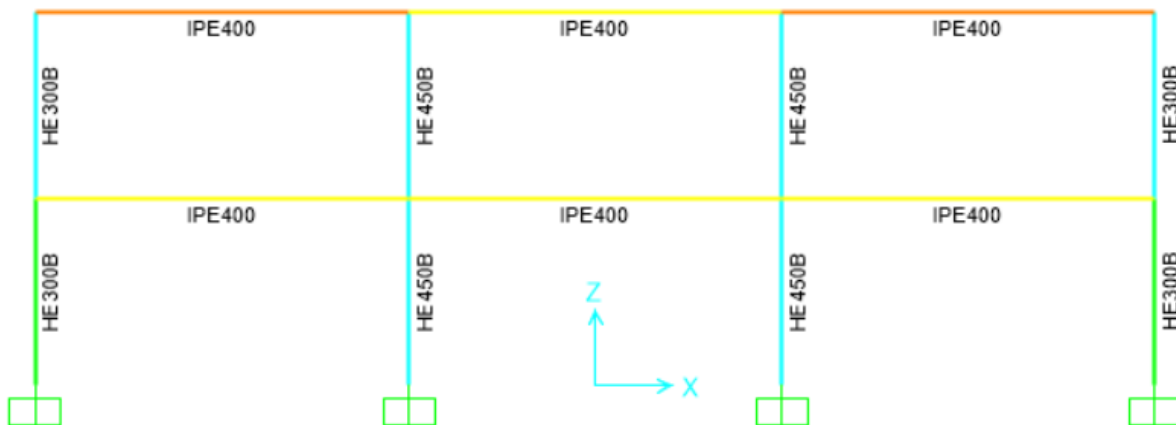


Σχήμα 2.14: Διαγράμματα ροπών κάμψης μεταλλικού πλαισίου υπό τον συνδυασμό $G+0,3Q+E$



Σχήμα 2.15: Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων μεταλλικού πλαισίου υπό τον συνδυασμό $G+0,3Q+E$

Μετά την ανάλυση σε σεισμό και τον αντισεισμικό σχεδιασμό του πλαισίου ροπής, πραγματοποιήθηκε η τελική επιλογή των διατομών του πλαισίου, η οποία φαίνεται παρακάτω.



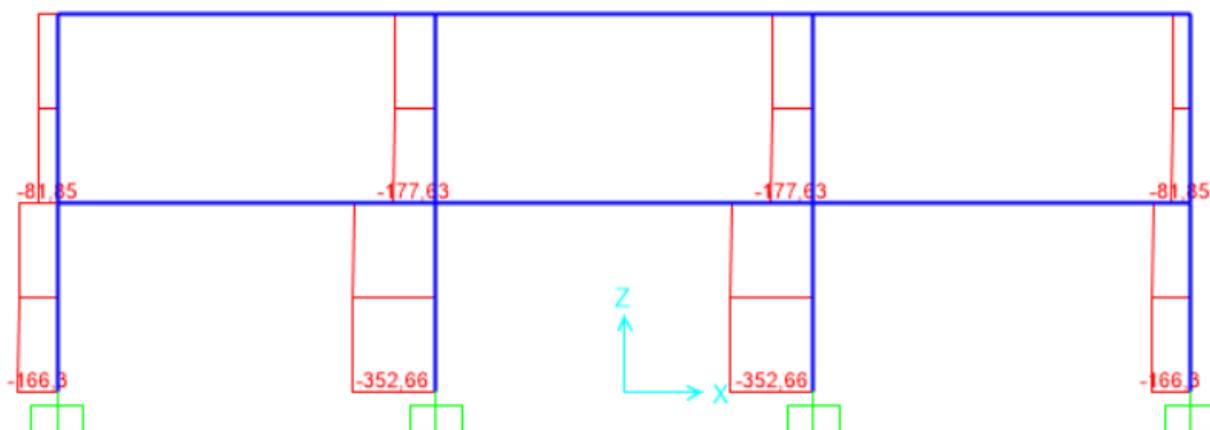
Σχήμα 2.16 : Τελική επιλογή διατομών πλαισίου

2.5 Έλεγχος πλαισίου σε απώλεια εσωτερικού υποστυλώματος πλαισίου– Γραμμική Δυναμική και Μη γραμμική Δυναμική Ανάλυση

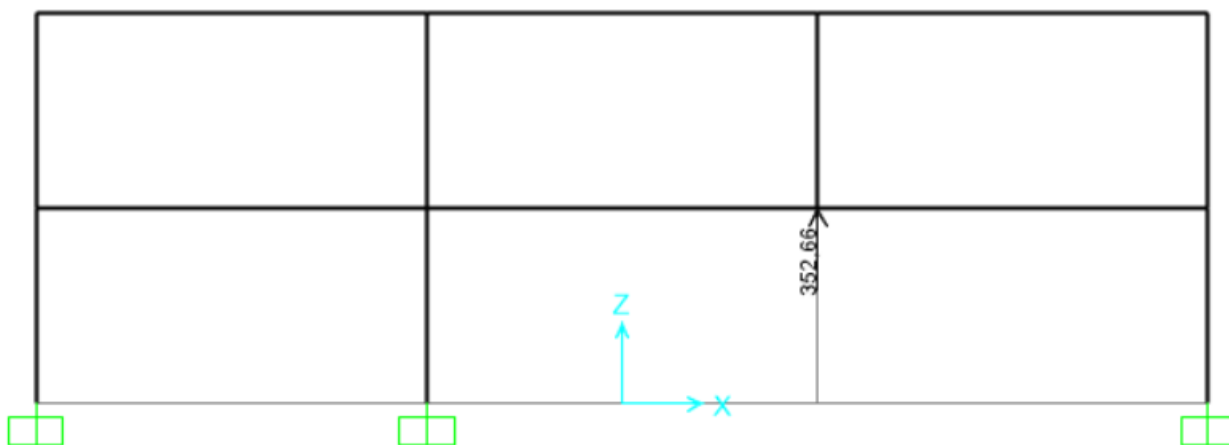
1. Προσομοίωση απώλειας υποστυλώματος

Για τη μελέτη συμπεριφοράς του πλαισίου σε περίπτωση έκρηξης σε τρομοκρατική επίθεση θεωρείται απώλεια υποστυλώματος.

Για την ανάλυση του πλαισίου θεωρείται αρχικά ότι τα φορτία κατακόρυφα ($G+0,5Q$), σύμφωνα με τον συνδυασμό δράσεων για τυχηματική φόρτιση, εφαρμόζονται στατικά στην κατασκευή και γίνεται στη συνέχεια στατική ανάλυση του πλαισίου. Με αυτόν τον τρόπο υπολογίζεται η αξονική δύναμη του υποστυλώματος.



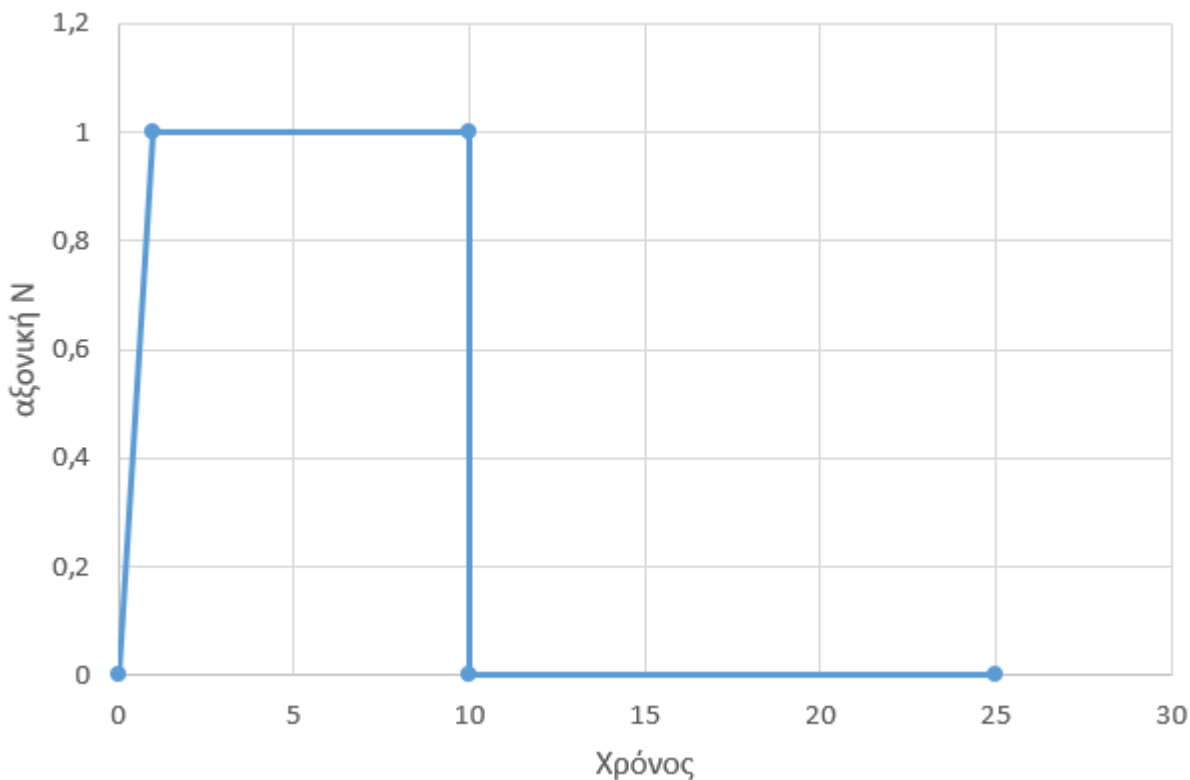
Σχήμα 2.17: Διαγράμμα αξονικών δυνάμεων μεταλλικού πλαισίου υπό τον συνδυασμό $G+0,5 Q$



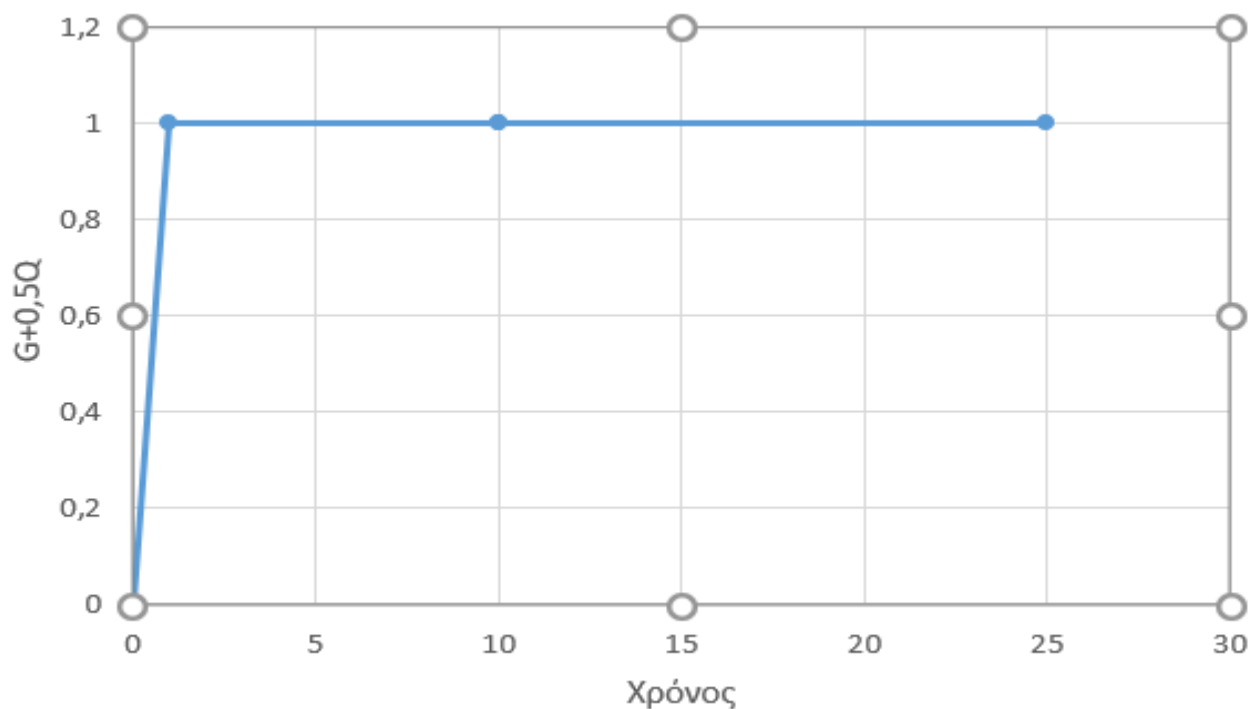
Σχήμα 2.18: Αντικατάσταση υποστυλώματος με την αξονική του

Στη συνέχεια αφαιρείται το υποστυλώμα , που μας ενδιαφέρει , και εφαρμόζονται στατικά τα φορτία $(G+0,5Q)$ και N , με χρονιστορίες ως ακολούθως : Τα φορτία , τόσο τα κατακόρυφα $(G+0,5Q)$ και η αξονική του υποστυλώματος N , εφαρμόζονται σε χρονικό διάστημα 1sec στην κατασκευή και στη συνέχεια παραμένουν αμετάβλητα για 9 sec, ώστε η κατασκευή να φτάσει μια στατική κατάσταση , η οποία αντιπροσωπεύει την κατάσταση της κατασκευής πριν την απώλεια του υποστυλώματος.

Τέλος, στα 10,01 sec μηδενίζεται η αξονική αντίδραση N , ώστε να προσομοιώσει την αιφνίδια απώλεια του υποστυλώματος. Η ταχύτητα με την οποία αφαιρείται ένα μέλος της κατασκευής σε μια δυναμική ανάλυση έχει αξιοσημείωτη επίδραση στην απόκριση της κατασκευής. Αυτός είναι και ο λόγος , που το χρονικό διάστημα είναι τόσο μικρό, μόλις 0,01sec.



Σχήμα 2.19: Χρονιστορία εφαρμογής αξονικής δύναμης N



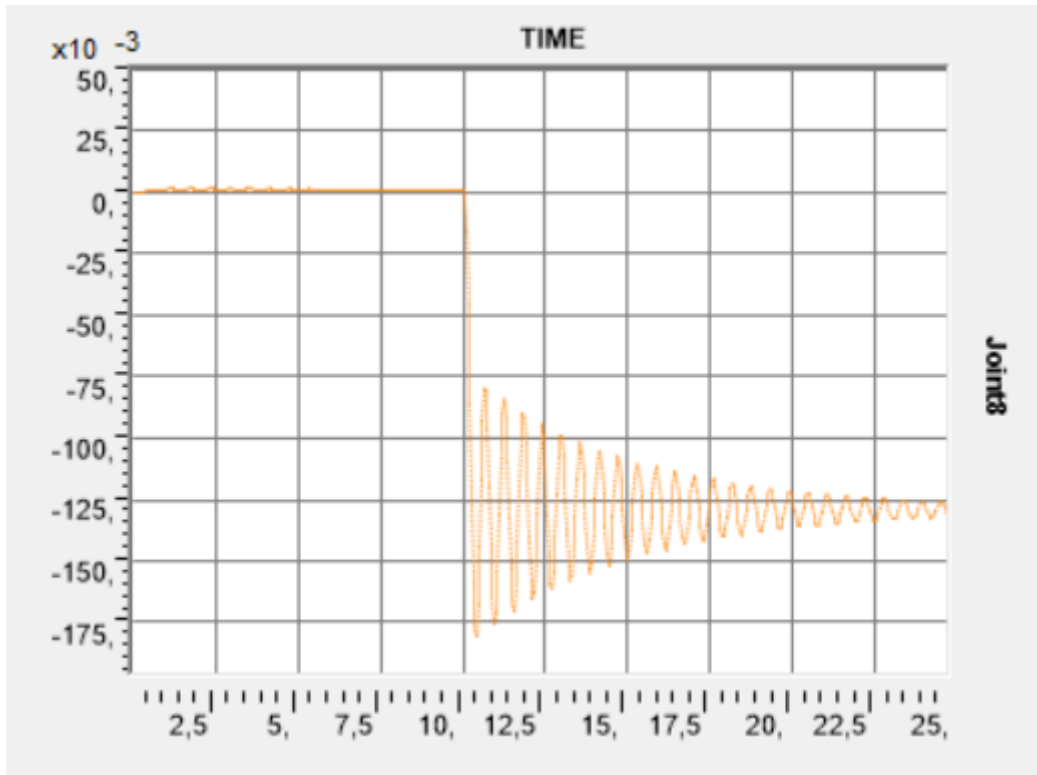
Σχήμα 2.20: Χρονοιστορία εφαρμογής κατακόρυφων φορτίων $G+0,5Q$

Ορίζονται ως θέσεις πιθανών πλαστικών αρθρώσεων τα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων, στις θέσεις 0,01 και 0,99 του μήκους κάθε στοιχείου, ενώ για τις ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων χρησιμοποιείται η ιδιότητα του λογισμικού για αυτόματο προσδιορισμό των χαρακτηριστικών τους.

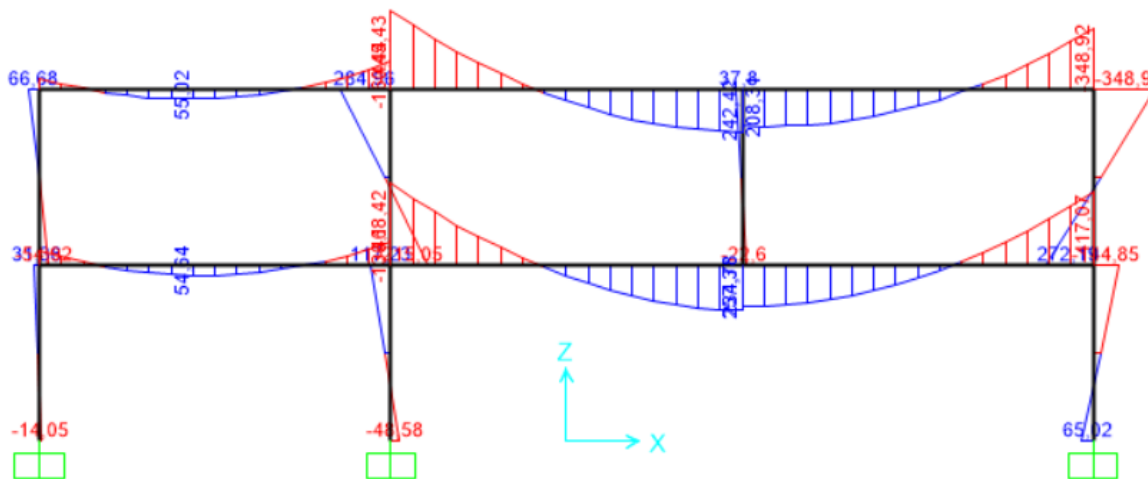
Για την ανελαστική συμπεριφορά των δοκών επιλέγεται πλαστική άρθρωση τύπου M3, καθώς κρίσιμη θεωρείται η αστοχία λόγω κάμψης περί τον τοπικό άξονα 3, ενώ για τα υποστυλώματα επιλέγεται πλαστική άρθρωση τύπου P-M2-M3, καθώς θεωρείται κρίσιμη η αστοχία λόγω αλληλεπίδρασης αξονικής δύναμης και διαξονικής κάμψης περί τους τοπικούς άξονες 2 και 3.

2. Μη γραμμική δυναμική ανάλυση

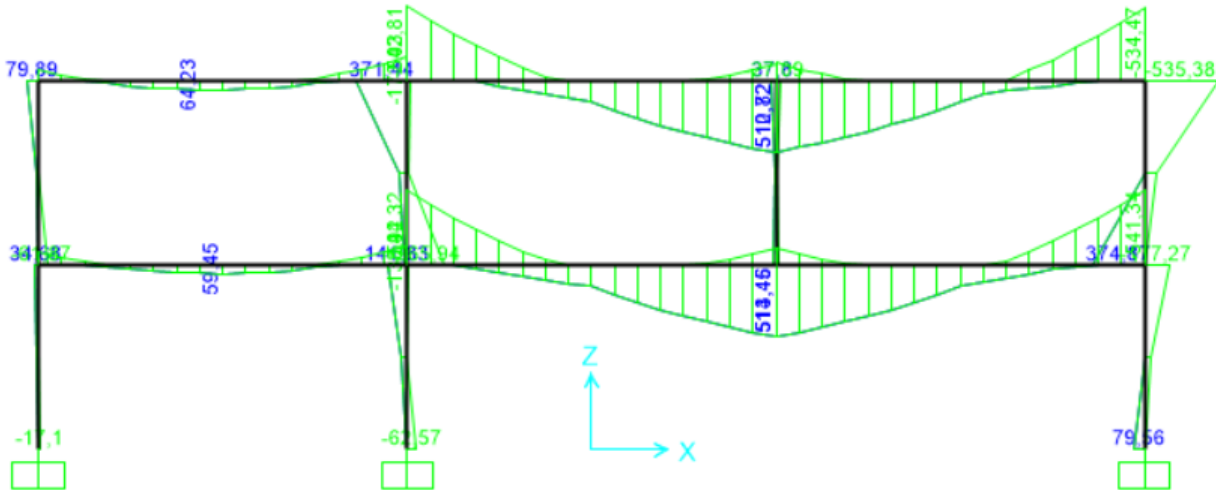
Στη συνέχεια πραγματοποιείται μη γραμμική δυναμική ανάλυση, η οποία λαμβάνει υπόψιν τόσο τα φαινόμενα P- δ όσο και τις μεγάλες μετατοπίσεις (Non linear analysis, P-delta plus Large Displacements), τα αποτελέσματα της οποίας παρουσιάζονται παρακάτω.



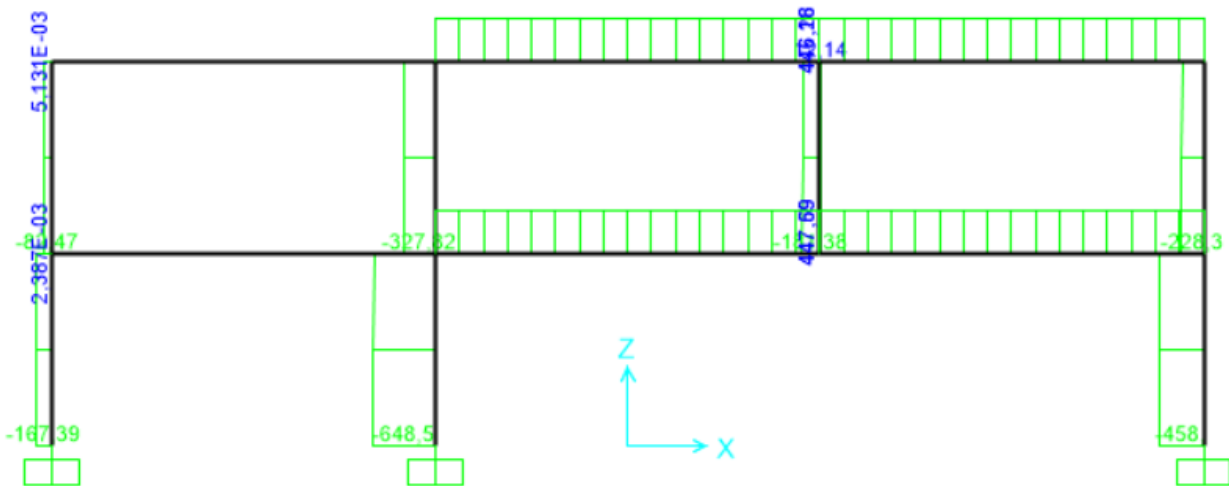
Σχήμα 2.21: Κατακόρυφη μετακίνηση του κόμβου 8 (απώλεια υποστυλώματος) συναρτήσει του χρόνου



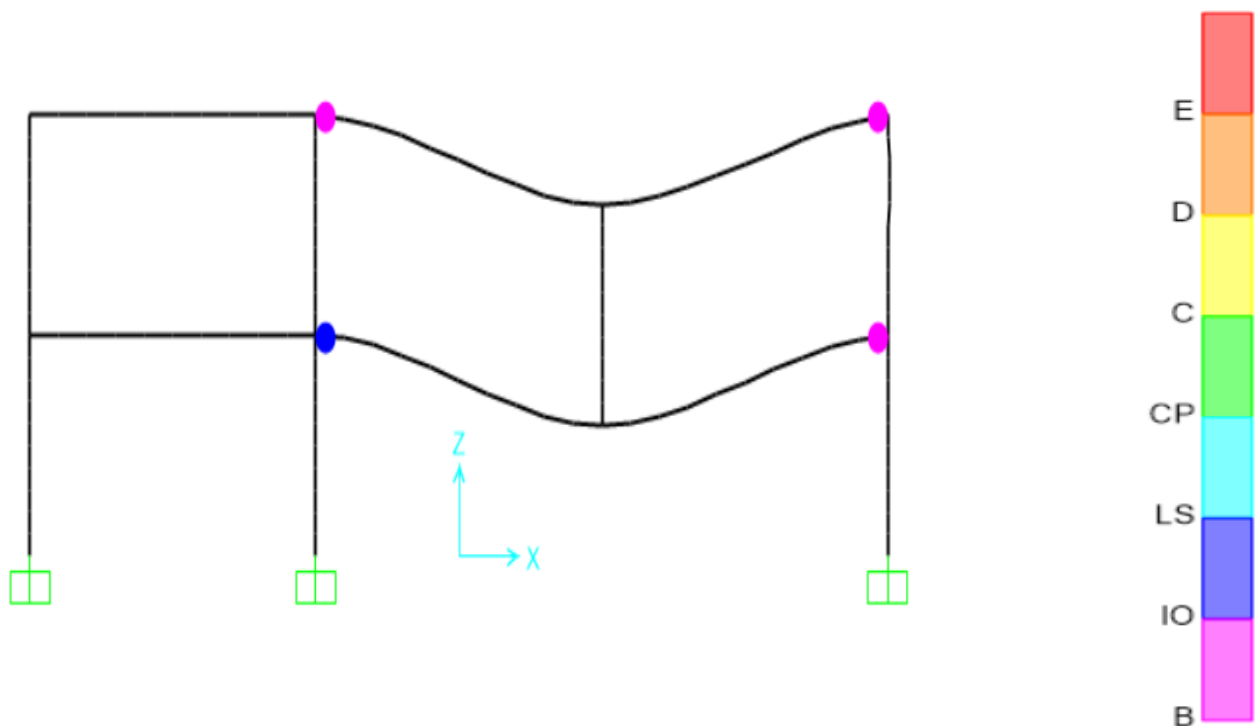
Σχήμα 2.22: Διαγράμματα ροπών κάμψης πλαισίου κατά τη χρονική στιγμή $t=10,1\text{sec}$



Σχήμα 2.23: Περιβάλλουσα ροπών κάμψης πλαισίου κατά την διάρκεια της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης



Σχήμα 2.24: Περιβάλλουσα αξονικών δυνάμεων πλαισίου κατά την διάρκεια της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης



Σχήμα 2.25: Παραμορφωσιακή κατάσταση του πλαισίου κατά τη στιγμή της απώλειας του υποστυλώματος

Η μέγιστη μετακίνηση , η οποία εμφανίζεται κατά τη διάρκεια της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης , είναι 18cm , ενώ στα 25sec η μετακίνηση αυτή σταθεροποιείται στα 13cm . Παρατηρείται η εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών , οι οποίες όμως είναι εντός των αποδεκτών ορίων , καθώς καμία δεν φτάνει τη στάθμη επιτελεστικότητας LS- Προστασία Ζωής, παρα μόνο τη στάθμη άμεση χρήση IO.

Στη συνέχεια συνεχίζεται η ανάλυση του πλαισίου , αυξάνοντας κάθε φορά τα φορτία σύμφωνα με τον συνδυασμό :

$$LF(DL+0,5LL),$$

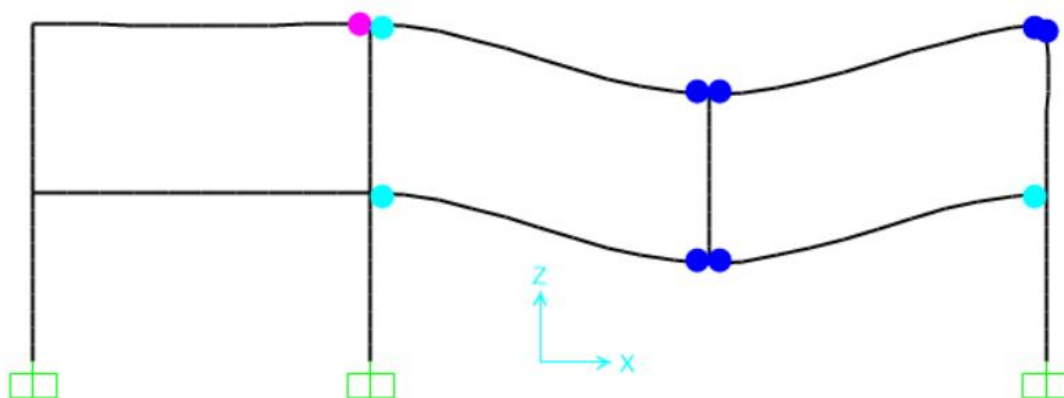
Όπου

LF: Load Factor – συντελεστής αύξησης των φορτίων

DL: Dead Load – μόνιμα φορτία

LL: Live Load – κινητά φορτία

Η ανάλυση συνεχίζεται, μέχρις ότου να εμφανιστεί μία τουλάχιστον πλαστική άρθρωση η οποία φτάνει τη στάθμη LS- Προστασία Ζωής , γεγονός το οποίο συμβαίνει για Load Factor = 4,8 οπότε η ανάλυση τερματίζεται.

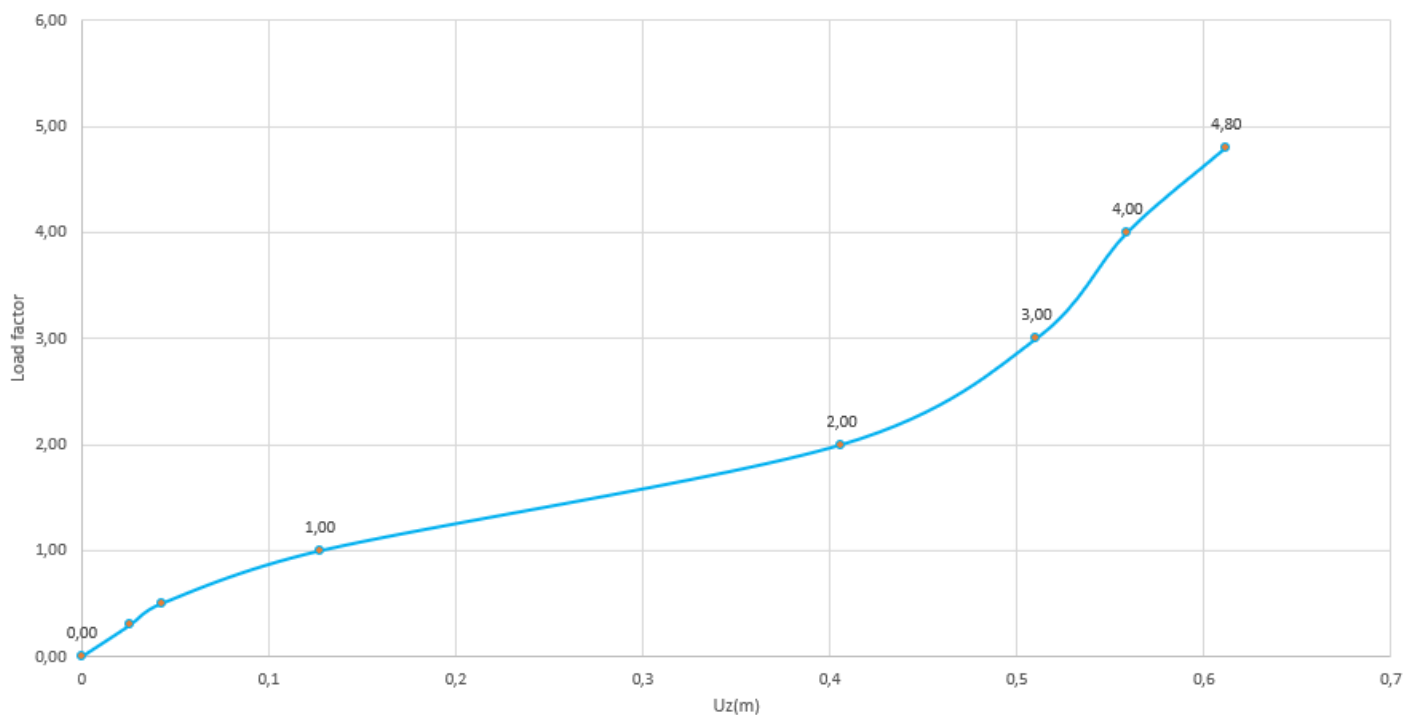


Σχήμα 2.26: Παραμορφωσιακή κατάσταση του πλαισίου με Load Factor =4,8

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων μέχρι το Load Factor=4,8 συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα :

Load factor	$U_{z,max}$ (m)	$U_{z,25sec}$ (m)
0,00	0	0
1,00	0,1803	0,1273
2,00	0,4858	0,4062
3,00	0,6585	0,5104
4,00	0,7786	0,5590
4,80	0,8303	0,6119

Πίνακας 2.27: Αποτελέσματα Μη Γραμμικής Δυναμικής Ανάλυσης πλαισίου έως τη στάθμη προστασία ζωής

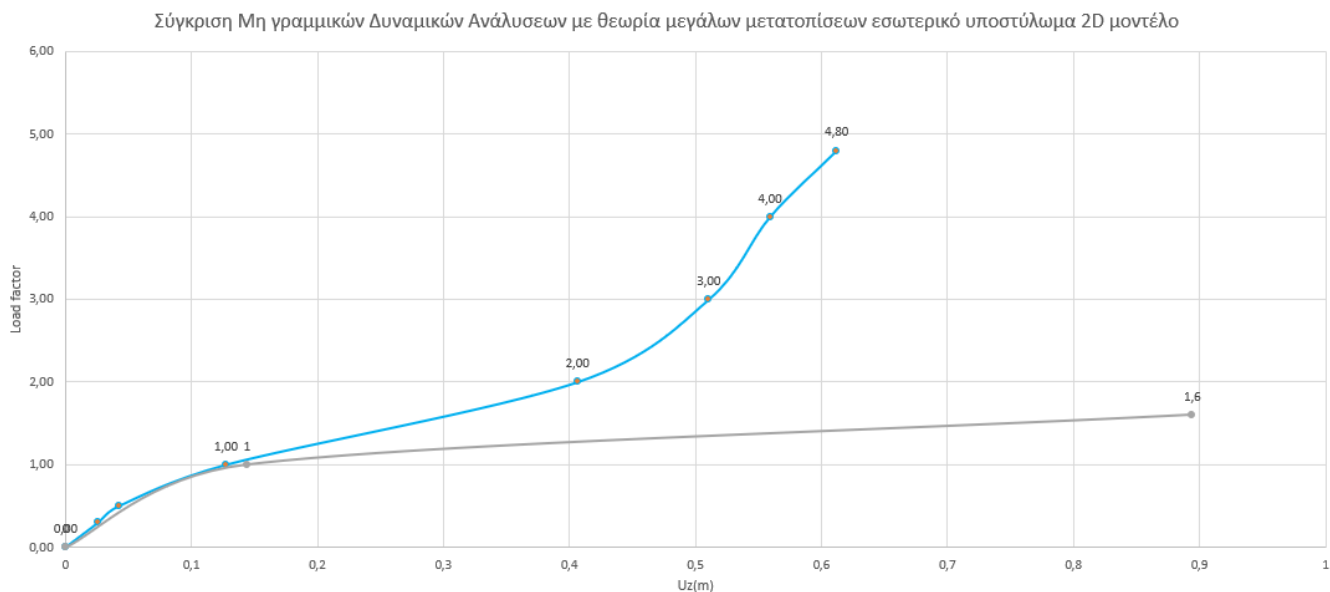


Σχήμα 2.28: Διάγραμμα Load Factor - μετατόπισης U_{25sec}

Για λόγους πληρότητας πραγματοποιήθηκε μη γραμμική δυναμική ανάλυση , η οποία δε λαμβάνει υπόψιν τις μεγάλες μετατοπίσεις και τα αποτελέσματα παρατίθενται παρακάτω.

Load factor	U_{max} (m)	U_{25sec} (m)
0,00	0	0
1,00	0,1918	0,1440
1,60	0,9159	0,8942

Πίνακας 2.29: Αποτελέσματα μη γραμμικής ανάλυσης πλαισίου χωρίς θεωρία μεγάλων μετατοπίσεων έως τη στάθμη προστασία ζωής



Σχήμα 2.30: Σύγκριση Μη γραμμικών Δυναμικών Αναλύσεων με θεωρία μεγάλων μετατοπίσεων και χωρίς

Παρατηρούμε ότι για Load Factor =1 οι μετατοπίσεις είναι παρόμοιες για τις δύο αναλύσεις, ωστόσο για Load Factor μόλις 1,6 στην μη γραμμική ανάλυση χωρίς τη θεωρία μεγάλων μετατοπίσεων το πλαίσιο έχει φτάσει τη στάθμη Προστασία Ζωής και η μετατόπιση U_z είναι 89cm.

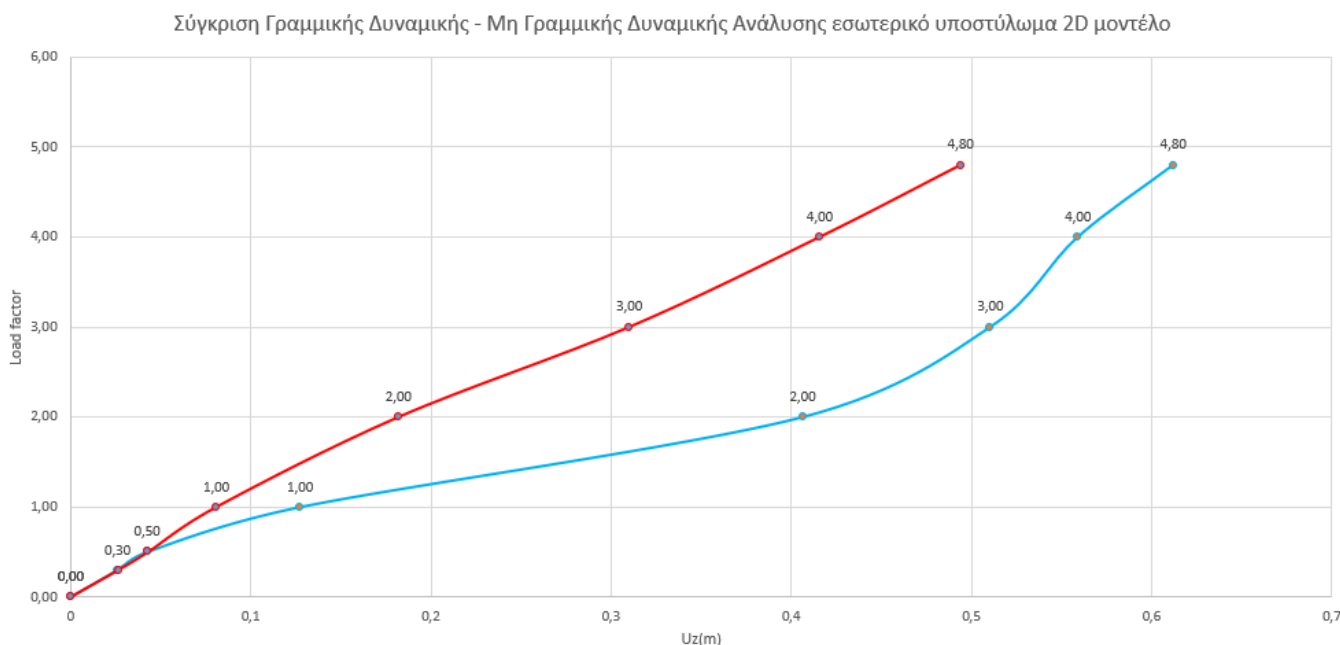
3. Γραμμική Δυναμική Ανάλυση

Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε ελαστική δυναμική ανάλυση του πλαισίου, ακολουθώντας την ίδια μεθοδολογία ως προς την χρονοιστορία των φορτίσεων. Τα αποτελέσματα της γραμμικής δυναμικής ανάλυσης παρατίθενται παρακάτω.

Load factor	$U_{z,max,linear}(m)$	$U_{z,25sec-linear}(m)$
0	0	0
0,30	0,0505	0,0265
0,50	0,0850	0,0430
1,00	0,1682	0,0808
2,00	0,3393	0,1819
3,00	0,5141	0,3100
4,00	0,6881	0,4157
4,80	0,7738	0,4939

Πίνακας 2.31: Αποτελέσματα ελαστικής δυναμικής ανάλυσης πλαισίου

Αξιοσημείωτο είναι ότι για Load Factor μόλις 0,3 , ο συντελεστής εκμετάλλευσης των διατομών ξεπερνά το 1. Επομένως , δεν ενδείκνυται η χρήση της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης για διαστασιολόγηση στη συγκεκριμένη περίπτωση, καθώς θα οδηγήσει σε υπερβολικά μεγάλες διατομές , ενώ με τη χρήση της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης διαπιστώνουμε ότι οι διατομές που έχουν προκύψει από τη διαστασιολόγηση σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 , ικανοποιούν τον έλεγχο εφόσον το πλαίσιο για Load Factor = 1 φτάνει στην στάθμη Άμεση Χρήση. Τέλος, υπάρχει και σημαντική απόκλιση των δύο αναλύσεων όσον αφορά τις μετακινήσεις . Για παράδειγμα για Load Factor =1 στη μη γραμμική ανάλυση έχουμε μετατόπιση 12cm , ενώ στη γραμμική μόλις 8cm και για Load Factor =4,8, 50cm και 61 αντίστοιχα.



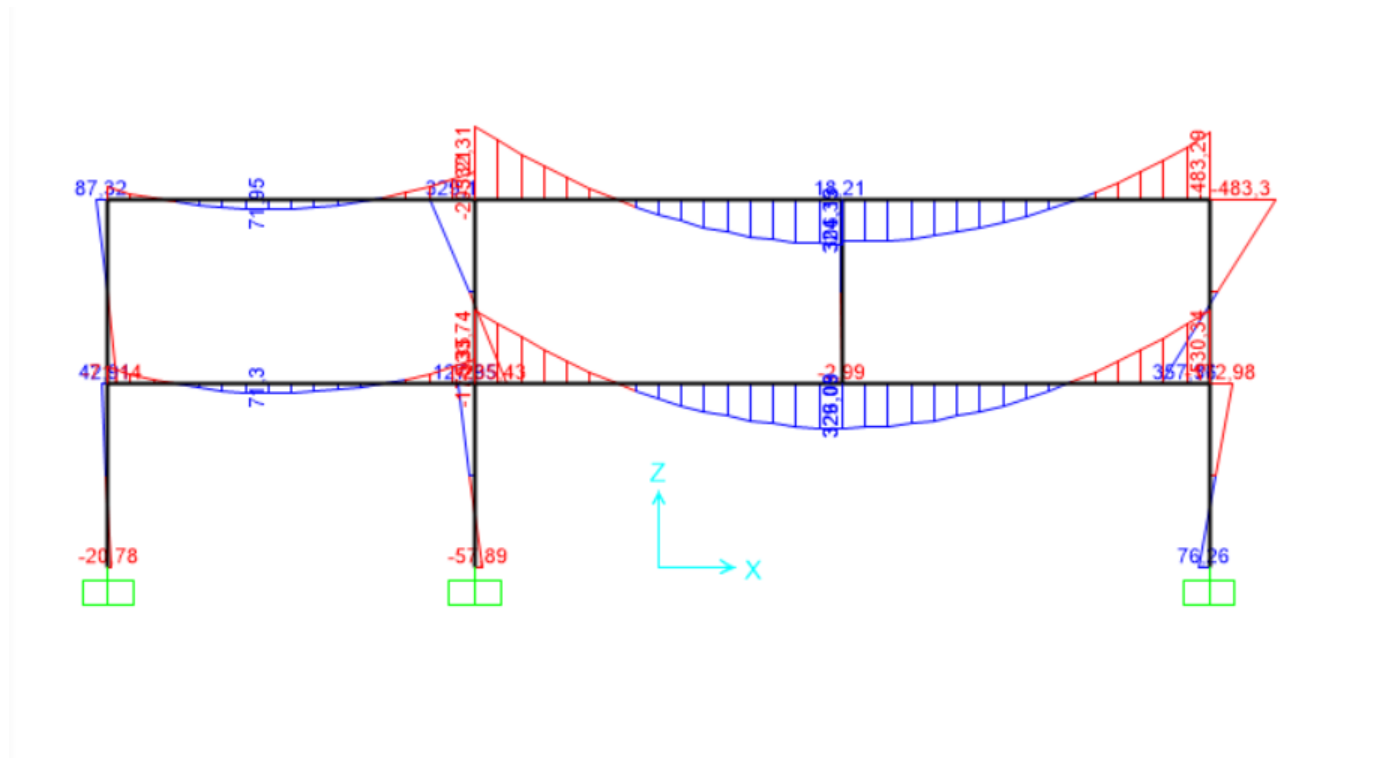
Σχήμα 2.32: Σύγκριση Γραμμικής Δυναμικής – Μη γραμμικής Δυναμικής Ανάλυσης πλαισίου

2.6 Έλεγχος πλαισίου σε απώλεια εσωτερικού υποστυλώματος – Γραμμική Στατική και Μη γραμμική στατική ανάλυση

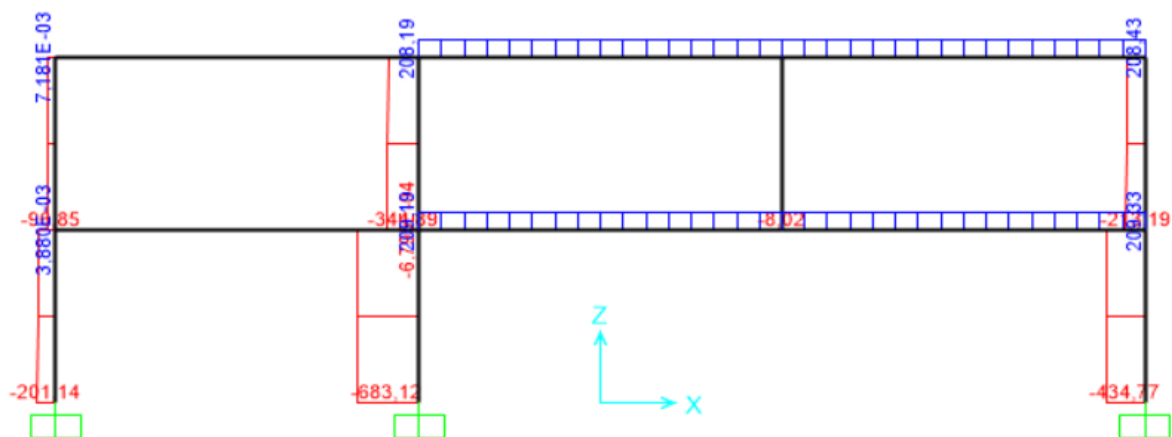
1. Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση

Στη συνέχεια πραγματοποιείται μη γραμμική στατική ανάλυση του πλαισίου, η οποία λαμβάνει υπόψιν τόσο τα φαινόμενα P-δ όσο και τις μεγάλες μετατοπίσεις (Non linear analysis, P-delta plus Large Displacements) .

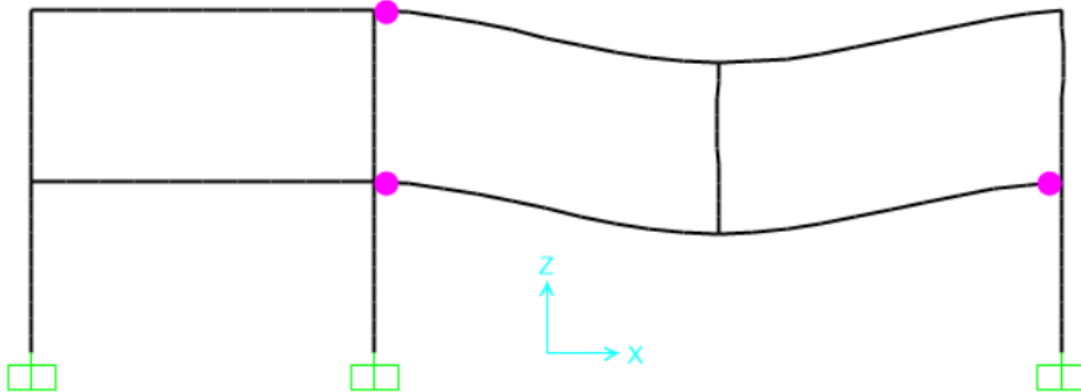
Τα αποτελέσματα της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης παρουσιάζονται παρακάτω :



Σχήμα 2.33: Διάγραμμα ροπών κάμψης πλαισίου μετά την απώλεια του υποστυλώματος - Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση



Σχήμα 2.34: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων πλαισίου μετά την απώλεια του υποστυλώματος - Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση



Σχήμα 2.35: Παραμορφωσιακή κατάσταση πλαισίου μετά την απώλεια του υποστυλώματος - Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση

Η μετακίνηση στον κόμβο του πλαισίου, όπου χάνεται το υποστύλωμα, είναι 9cm, μικρότερη από την μέση μετακίνηση της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης, η οποία έφτανε τα 12cm, ενώ τα εντατικά μεγέθη είναι εμφανώς μειωμένα. Τέλος, παρατηρείται η εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών, εκ των οποίων όμως καμία δεν ξεπερνά τη στάθμη επιτελεστικότητας άμεση χρήση ΙΟ, σε αντίθεση με τη γραμμική ανάλυση, όπου η αντίστοιχη στάθμη είχε ξεπεραστεί.

Στη συνέχεια συνεχίζεται η ανάλυση του πλαισίου, αυξάνοντας κάθε φορά τα φορτία σύμφωνα με τον συνδυασμό :

$$LF(DL+0,5LL),$$

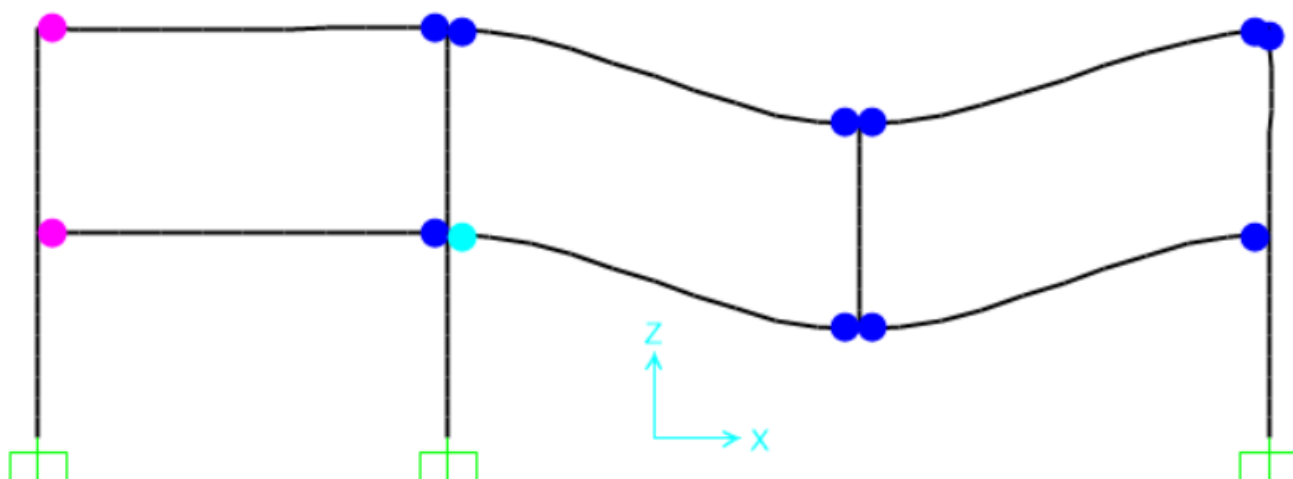
Όπου

LF: Load Factor – συντελεστής αύξησης των φορτίων

DL: Dead Load – μόνιμα φορτία

LL: Live Load – κινητά φορτία

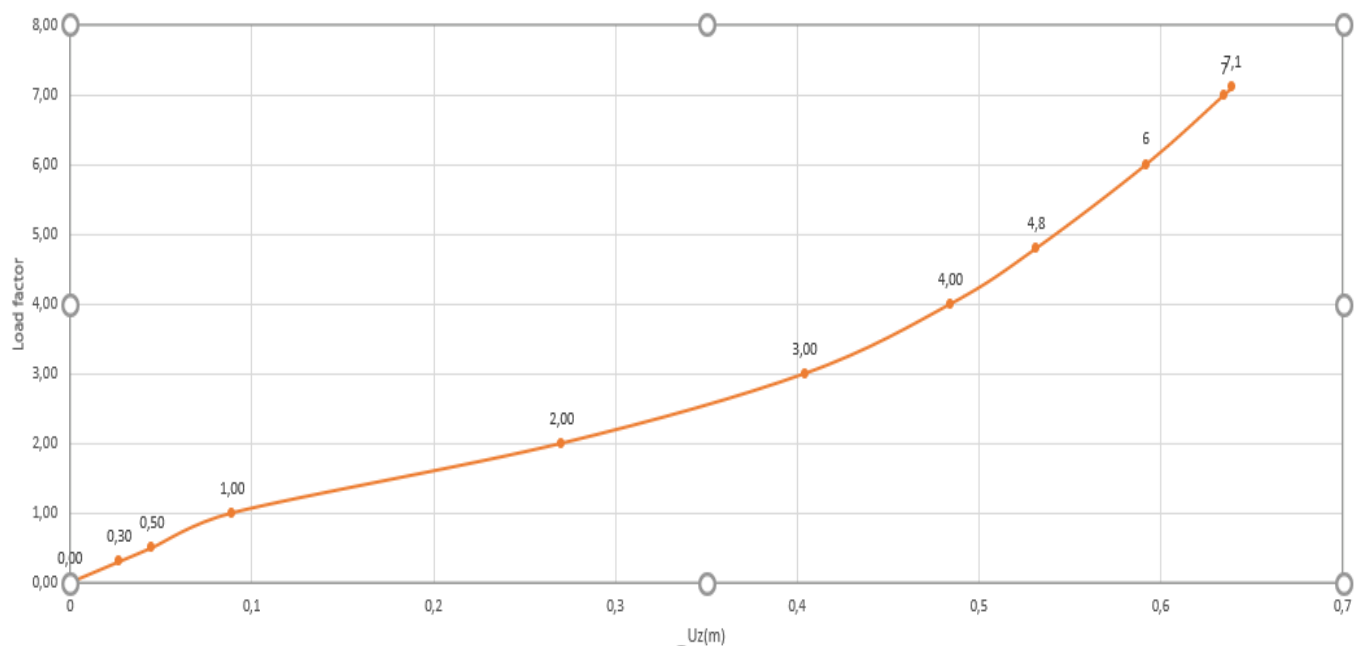
Η ανάλυση συνεχίζεται, μέχρις ότου να εμφανιστεί μία τουλάχιστον πλαστική άρθρωση η οποία φτάνει τη στάθμη LS- Προστασία Ζωής, γεγονός το οποίο συμβαίνει για Load Factor = 7,1 οπότε η ανάλυση τερματίζεται.



Σχήμα 2.36: Παραμορφωσιακή κατάσταση πλαισίου για Load Factor = 7,1

Load factor	Uz(m)
0,00	0
0,30	0,0271
0,50	0,0451
1,00	0,0892
2,00	0,2705
3,00	0,4041
4,00	0,4843
4,80	0,5315
6,00	0,5918
7,00	0,6348
7,10	0,6394

Πίνακας 2.37: Αποτελέσματα Μη Γραμμικής Στατικής Ανάλυσης πλαισίου έως τη στάθμη προστασία ζωής

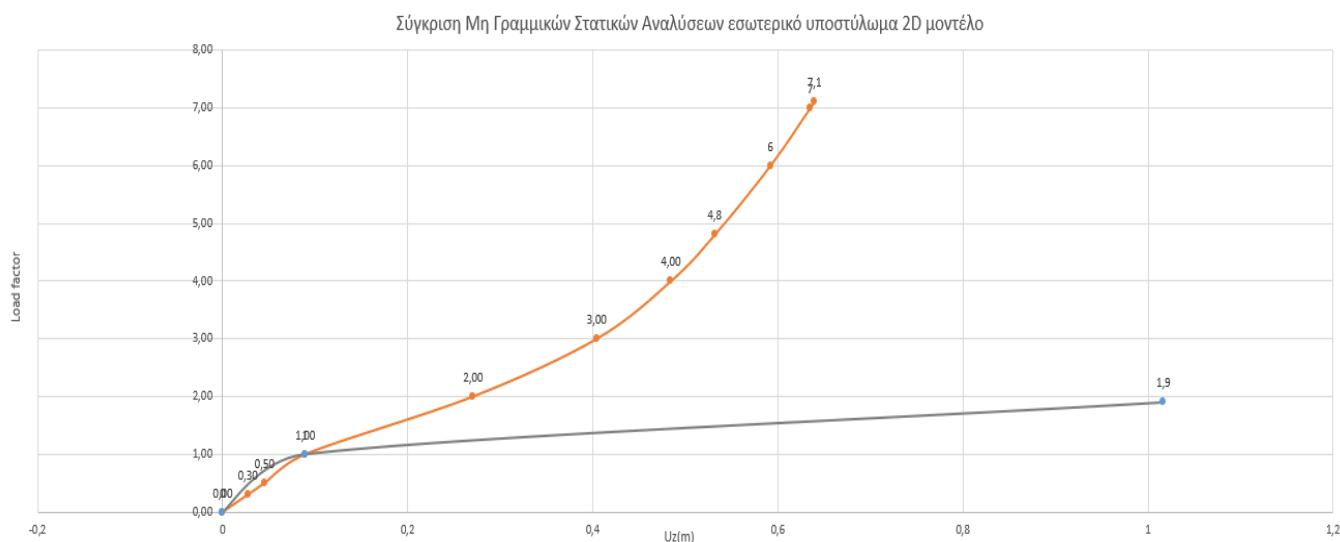


Σχήμα 2.38: Διάγραμμα Load Factor - μετατόπισης U_z

Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε μη γραμμική στατική ανάλυση, η οποία δε λαμβάνει υπόψιν τις μεγάλες μετατοπίσεις και τα αποτελέσματα παρατίθενται παρακάτω.

Load factor	U (m)
0	0
1,00	0,0889
1,90	1,0165

Πίνακας 2.39: Αποτελέσματα μη γραμμικής ανάλυσης πλαισίου χωρίς θεωρία μεγάλων μετατοπίσεων έως τη στάθμη προστασία ζωής



Σχήμα 2.40: Σύγκριση Μη γραμμικών Στατικών Αναλύσεων με θεωρία μεγάλων μετατοπίσεων και χωρίς

Παρατηρούμε ότι για Load Factor =1 οι μετατοπίσεις είναι ίσες για τις δύο αναλύσεις, ωστόσο για Load Factor μόλις 1,9 στην μη γραμμική ανάλυση χωρίς τη θεωρία μεγάλων μετατοπίσεων το πλαίσιο έχει φτάσει τη στάθμη Προστασία Ζωής και η μετατόπιση U_z είναι 1m.

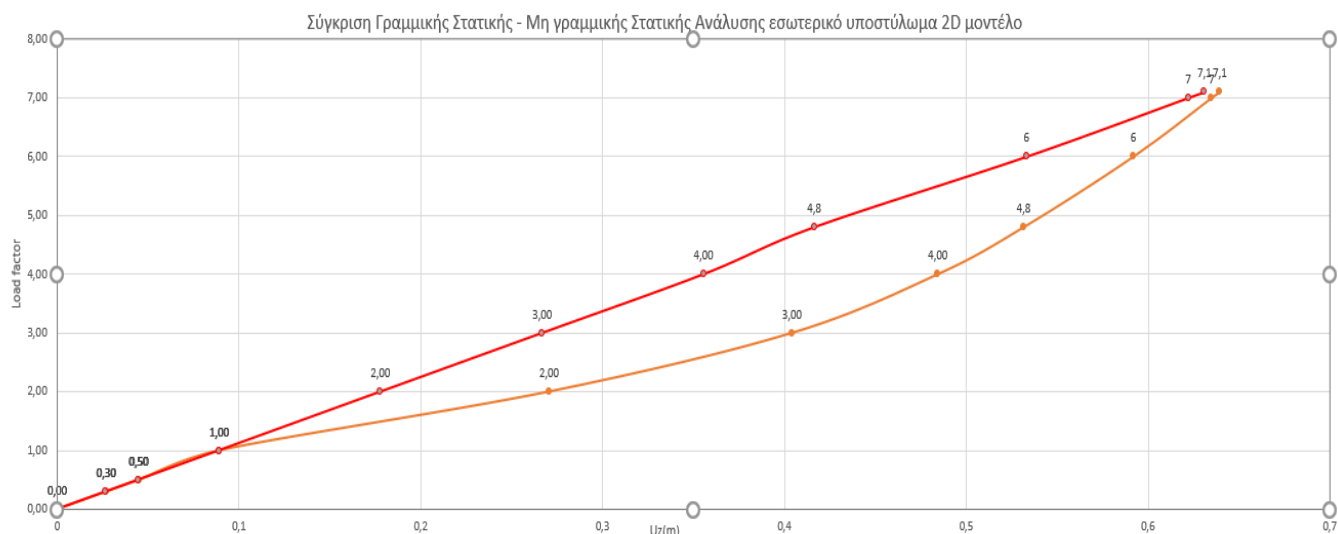
2. Γραμμική στατική ανάλυση

Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε γραμμική στατική ανάλυση του πλαισίου και τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρατίθενται παρακάτω:

Load factor	U(linear)
0,00	0
0,30	0,0267
0,50	0,0445
1,00	0,0889
2,00	0,1777
3,00	0,2667
4,00	0,3554
4,80	0,4163
6,00	0,5331
7,00	0,6220
7,10	0,6309

Πίνακας 2.41: Αποτελέσματα γραμμικής στατικής ανάλυσης πλαισίου

Παρατηρούμε ότι για Load Factor μόλις 0,5, ο συντελεστής εκμετάλλευσης των διατομών ξεπερνά το 1. Επομένως, όπως και στην αντίστοιχη περίπτωση της δυναμικής ανάλυσης δεν ενδείκνυται η χρησιμοποίηση της γραμμικής ανάλυσης, καθώς θα οδηγήσει σε υπερβολικά μεγάλες διατομές. Τέλος, παρατηρούμε ότι για Load Factor =1 οι μετακινήσεις είναι ίσες, καθώς αυξάνεται ο συντελεστής οι μετακινήσεις παρουσιάζουν απόκλιση, ενώ στη συνέχεια για Load Factor = 7,1 οι μετακινήσεις τείνουν να εξισωθούν εκ νέου.



Σχήμα 2.42: Σύγκριση Γραμμικής Στατικής – Μη γραμμικής Στατικής Ανάλυσης πλαισίου

3. Γραμμική και Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση με Συντελεστή Δυναμικής Προσαύξησης

Τέλος, πραγματοποιήθηκε μη γραμμική στατική ανάλυση χρησιμοποιώντας τον Συντελεστή Δυναμικής Προσαύξησης (Dynamic Increase Factor), ώστε να ληφθεί υπόψιν η δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής στη μη γραμμική στατική ανάλυση. Χρησιμοποιήθηκε η τιμή $DIF = 2$, όπως προτείνει η οδηγία GSA 2003 Guidelines για μελέτη συμπεριφοράς μεταλλικών κατασκευών σε απώλεια υποστυλώματος για μη γραμμική στατική ανάλυση. Επομένως, η φόρτιση προκύπτει ως ακολούθως:

$$DIF \times LF(DL + 0,5LL),$$

Όπου

DIF: Dynamic Increase Factor – Συντελεστής Δυναμικής Προσαύξησης

LF: Load Factor – Συντελεστής αύξησης των φορτίων

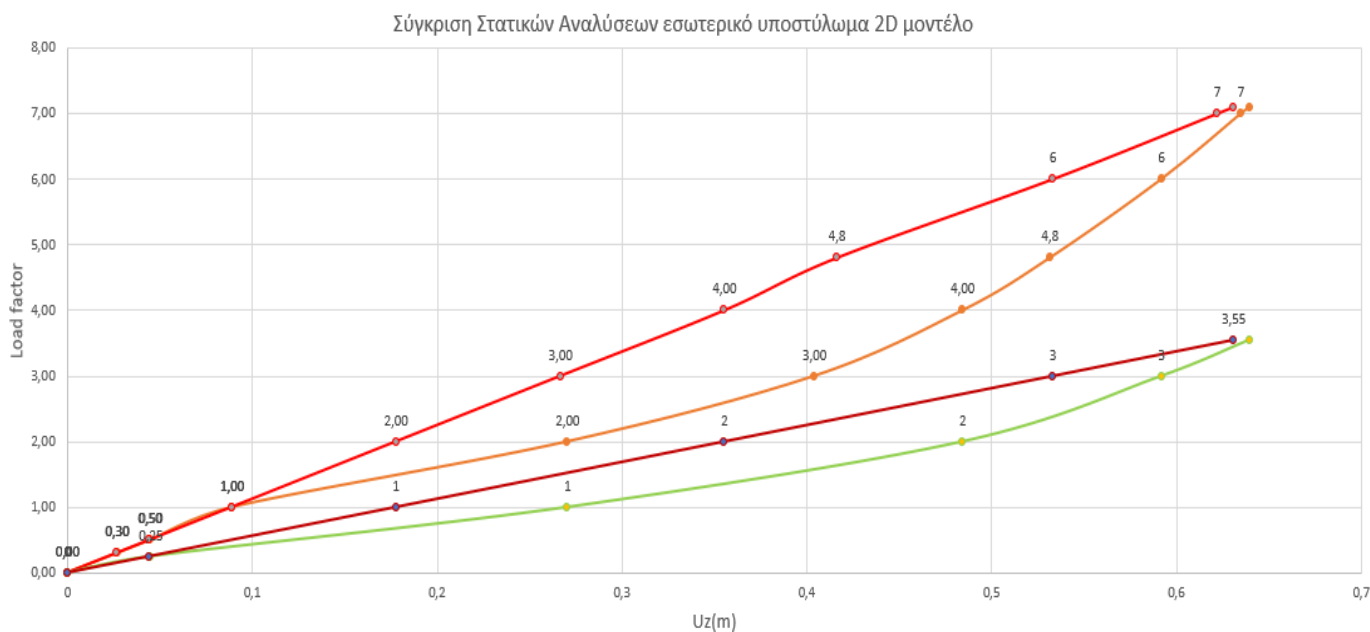
DL: Dead Load – Μόνιμα φορτία

LL: Live Load – Κινητά φορτία

Η ανάλυση συνεχίζεται, μέχρις ότου να εμφανιστεί μία τουλάχιστον πλαστική άρθρωση η οποία φτάνει τη στάθμη LS- Προστασία Ζωής, γεγονός το οποίο συμβαίνει για Load Factor = 3,55 οπότε η ανάλυση τερματίζεται.

Load factor	Uz,nonlinearanalysis(m)	Uz,linear analysis(m)
0	0	0
0,25	0,0451	0,0445
1,00	0,2705	0,1777
2,00	0,4843	0,3554
3,00	0,5918	0,5331
3,55	0,6394	0,6309

Πίνακας 2.43: Σύγκριση Γραμμικής Στατικής – Μη γραμμικής Στατικής Ανάλυσης πλαισίου με DIF = 2

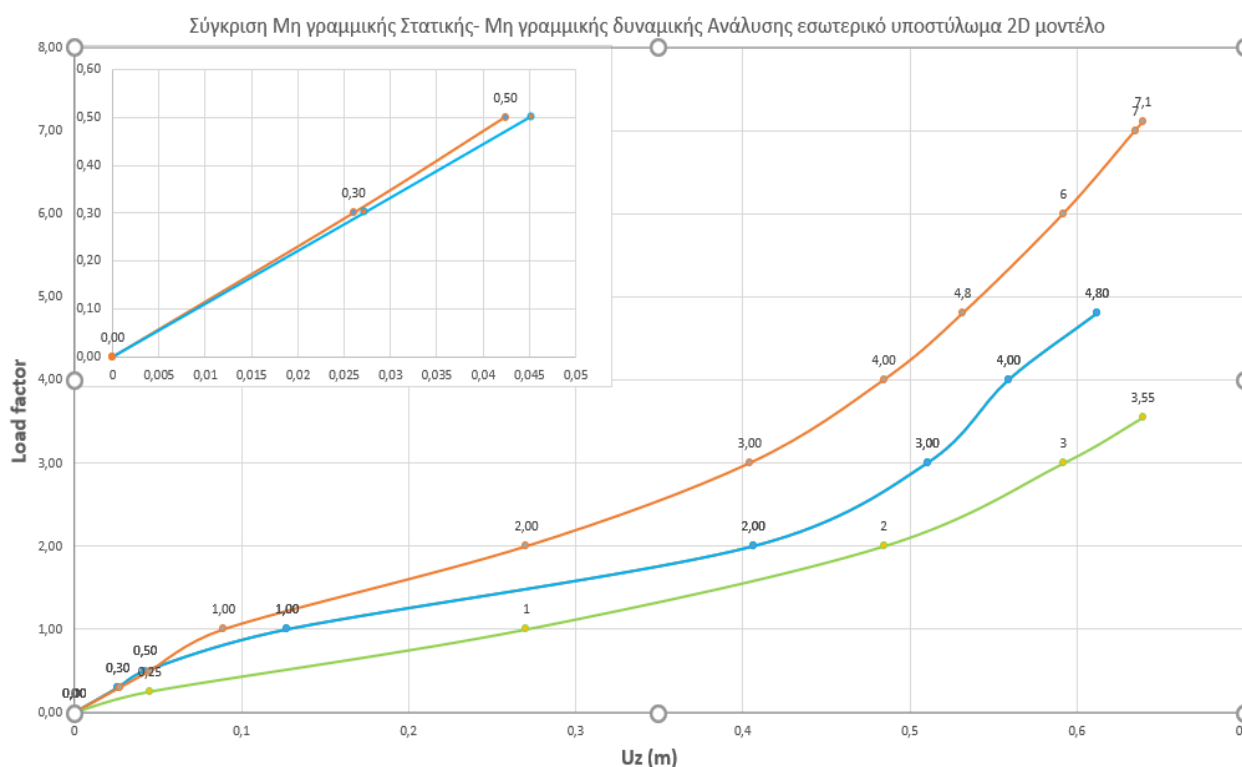


Σχήμα 2.44: Σύγκριση Στατικών Αναλύσεων πλαισίου

2.7 Σύγκριση αναλύσεων πλαισίου για απώλεια εσωτερικού υποστύλωματος – Συμπεράσματα

Μετά την ολοκλήρωση των παραπάνω αναλύσεων μπορούμε να καταλήξουμε στα ακόλουθα συμπεράσματα:

- Οι γραμμικές αναλύσεις δεν ενδείκνυνται για έλεγχο και διαστασιολόγηση του πλαισίου, καθώς τόσο στην γραμμική δυναμική όσο και στη γραμμική στατική ανάλυση οι διατομές ξεπερνούν την αντοχή τους για μόλις 0,3 και 0,5 του φορτίου αντίστοιχα.
- Οι μετακινήσεις γραμμικής και μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης διαφέρουν σημαντικά με τις μετακινήσεις τις δεύτερης να είναι εμφανώς αυξημένες.
- Στη στατική ανάλυση οι μετακινήσεις γραμμικής και μη γραμμικής ανάλυσης είναι ίσες μέχρι Load Factor = 1 , στη συνέχεια παρουσιάζουν απόκλιση , ενώ συγκλίνουν και τείνουν να εξισωθούν ξανά καθώς το πλαίσιο πλησιάζει τη στάθμη Προστασία Ζωής.
- Η μη γραμμική ανάλυση χωρίς χρησιμοποίηση θεωρίας μεγάλων μετατοπίσεων δίνει σημαντικά μικρότερη αντοχή του πλαισίου σε σχέση με τη γραμμική ανάλυση με θεωρία μεγάλων μετατοπίσεων.
- Επομένως , καταλληλότερη θεωρείται η χρήση μη γραμμικών αναλύσεων με θεωρία μεγάλων μετατοπίσεων , οι οποίες παρουσιάζονται παρακάτω.



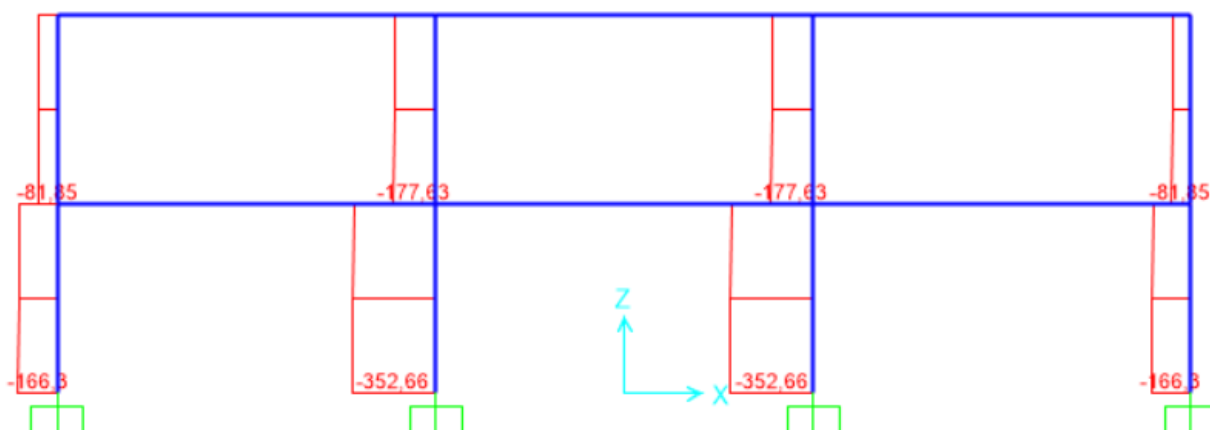
Σχήμα 2.45: Σύγκριση Μη Γραμμικής Στατικής -Μη γραμμικής Δυναμικής Ανάλυσης πλαισίου [46]

- Η μη γραμμική στατική ανάλυση χωρίς δυναμικό συντελεστή προσαύξησης φτάνει έως Load Factor 7,1 , ενώ η μη γραμμική δυναμική μόλις 4,8.
- Από τη μη γραμμική στατική ανάλυση χωρίς χρήση δυναμικού συντελεστή προσαύξησης και την μη γραμμική δυναμική προκύπτει συντελεστής $DIF=7,1/4,8=1,48 < DIF= 2$. Επομένως , ο συντελεστής 2 οδηγεί σε συντηρητικά αποτελέσματα.
- Επομένως , καταλληλότερη στην περίπτωση απώλειας εσωτερικού υποστυλώματος πλαισίου θεωρείται η μη γραμμική δυναμική ανάλυση με θεωρία μεγάλων μετατοπίσεων , χωρίς όμως να απορρίπτεται η χρήση μη γραμμικής στατικής ανάλυσης με $DIF=2$. Σε κάθε περίπτωση το να μη ληφθεί υπόψιν το δυναμικό φαινόμενο οδηγεί σε λανθασμένα αποτελέσματα.

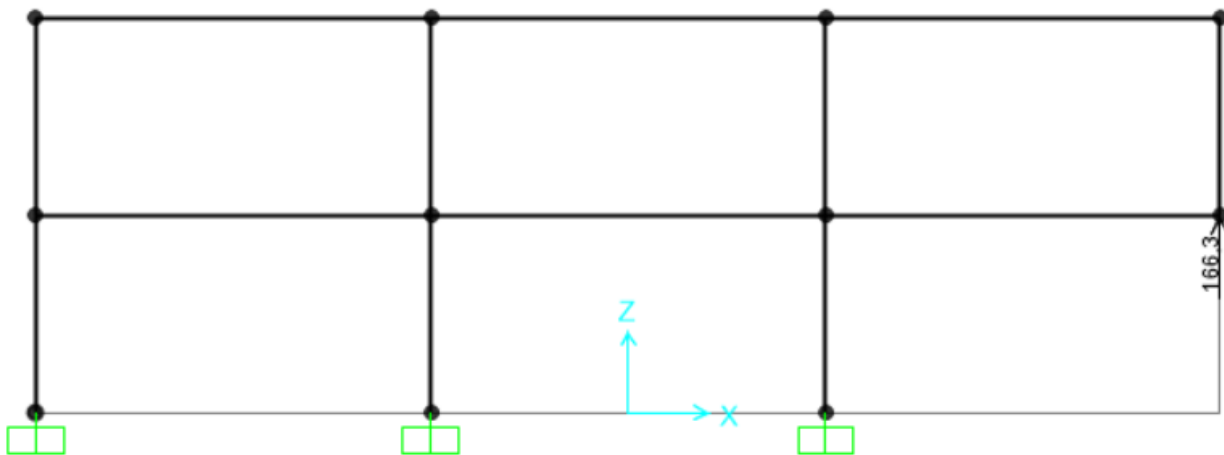
2.8 Έλεγχος πλαισίου σε απώλεια εξωτερικού υποστυλώματος – Γραμμική Δυναμική και Μη γραμμική Δυναμική Ανάλυση

1. Προσομοίωση απώλειας υποστυλώματος

Για την ανάλυση του πλαισίου θεωρείται αρχικά ότι τα φορτία κατακόρυφα ($G+0,5Q$), σύμφωνα με τον συνδυασμό δράσεων για τυχαματική φόρτιση, εφαρμόζονται στατικά στην κατασκευή και γίνεται στη συνέχεια στατική ανάλυση του πλαισίου. Με αυτόν τον τρόπο υπολογίζεται η αξονική δύναμη του υποστυλώματος.



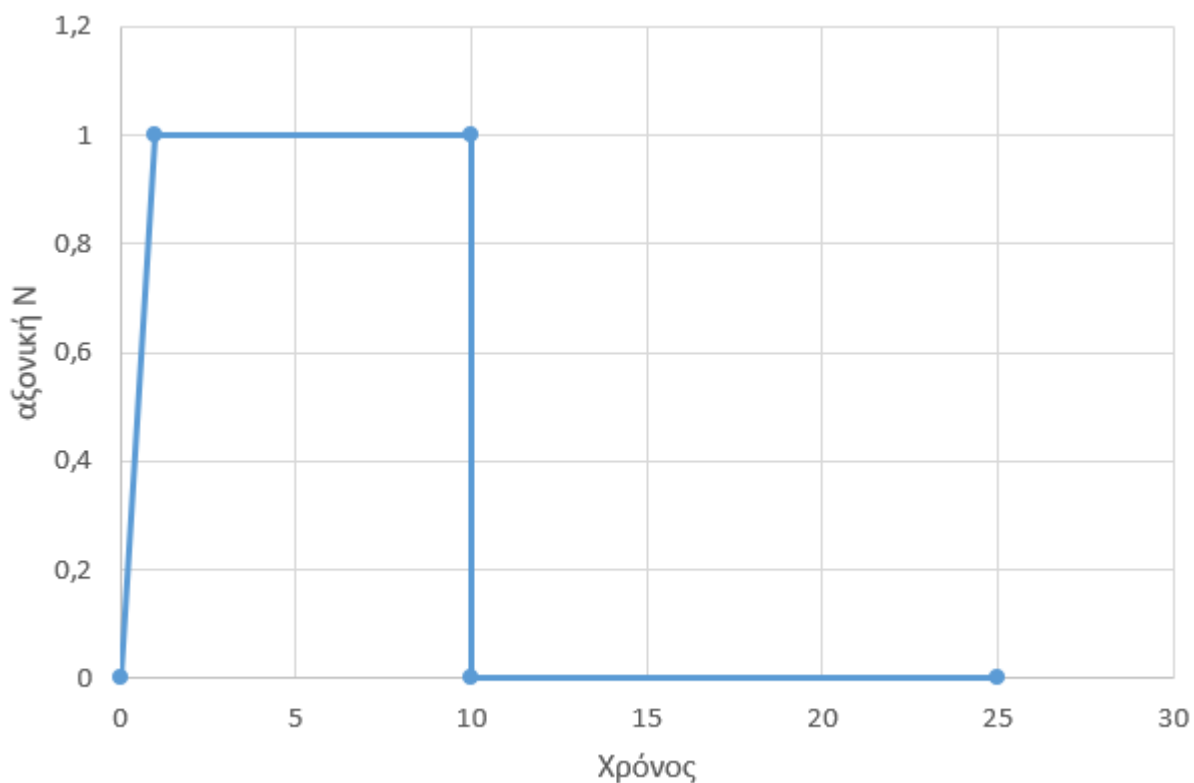
Σχήμα 2.46: Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων μεταλλικού πλαισίου υπό τον συνδυασμό $G+0,5 Q$



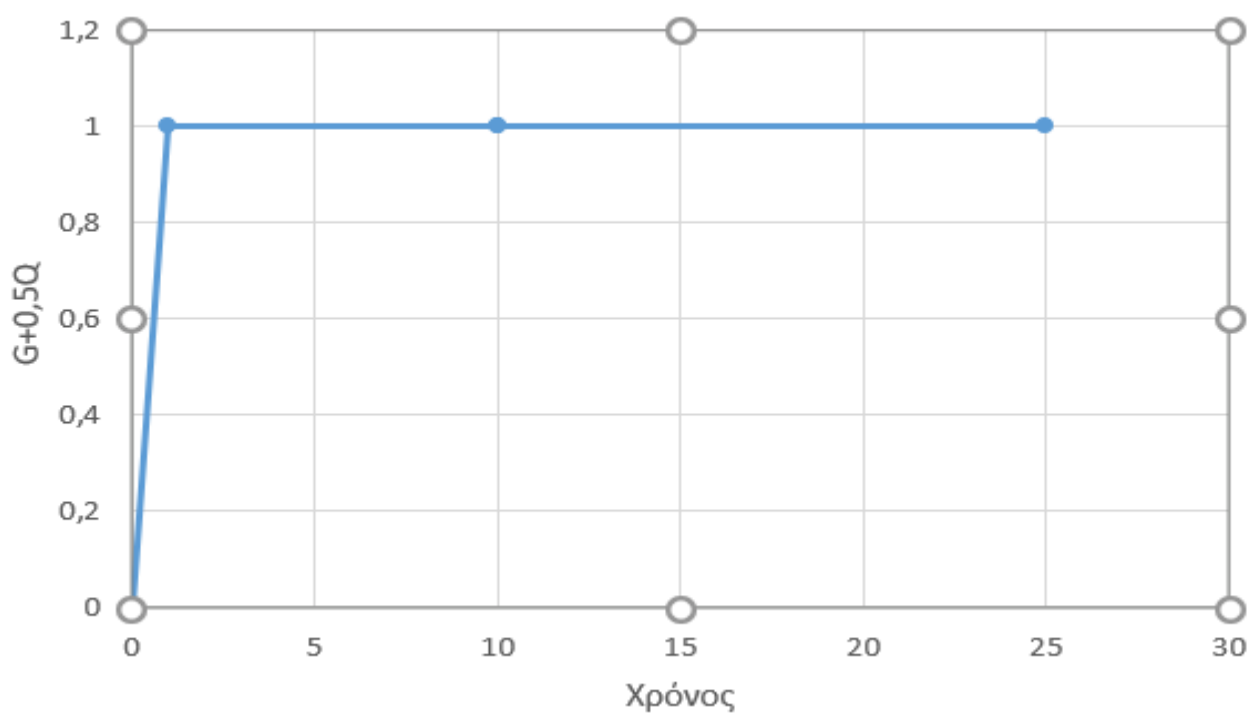
Σχήμα 2.47: Αντικατάσταση υποστυλώματος με την αξονική του

Στη συνέχεια αφαιρείται σε αυτήν την περίπτωση το εξωτερικό υποστυλόμετρο και εφαρμόζονται στατικά τα φορτία $(G+0,5Q)$ και N , με χρονοιστορίες ως ακολούθως: Τα φορτία, τόσο τα κατακόρυφα $(G+0,5Q)$ και η αξονική του υποστυλώματος N , εφαρμόζονται σε χρονικό διάστημα 1sec στην κατασκευή και στη συνέχεια παραμένουν αμετάβλητα για 9 sec, ώστε η κατασκευή να φτάσει μια στατική κατάσταση, η οποία αντιπροσωπεύει την κατάσταση της κατασκευής πριν την απώλεια του υποστυλώματος.

Τέλος, στα 10,01 sec μηδενίζεται η αξονική αντίδραση N , ώστε να προσομοιώσει την αιφνίδια απώλεια του υποστυλώματος. Η ταχύτητα με την οποία αφαιρείται ένα μέλος της κατασκευής σε μια δυναμική ανάλυση έχει αξιοσημείωτη επίδραση στην απόκριση της κατασκευής. Αυτός είναι και ο λόγος, που το χρονικό διάστημα είναι τόσο μικρό, μόλις 0,01sec.



Σχήμα 2.48: Χρονοιστορία εφαρμογής αξονικής δύναμης N



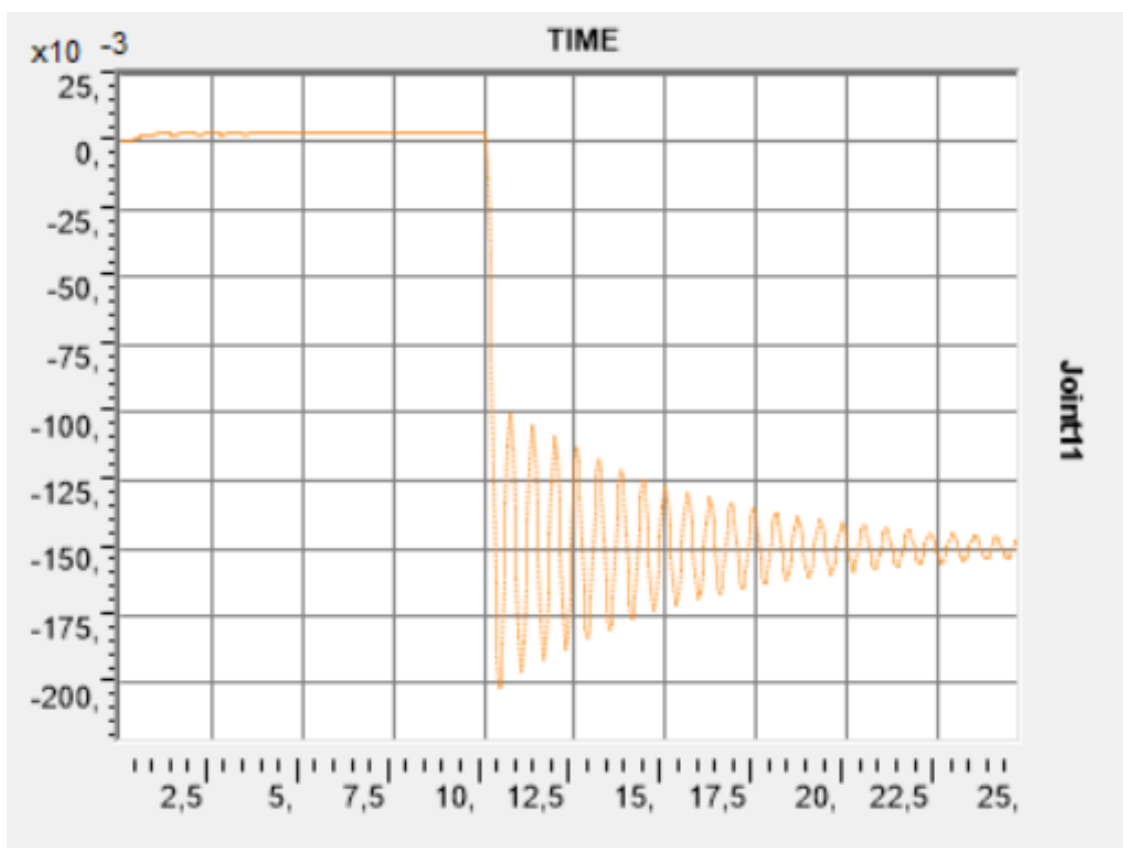
Σχήμα 2.49: Χρονοιστορία εφαρμογής κατακόρυφων φορτίων G+0,5Q

Ορίζονται ως θέσεις πιθανών πλαστικών αρθρώσεων τα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων, στις θέσεις 0,01 και 0,99 του μήκους κάθε στοιχείου, ενώ για τις ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων χρησιμοποιείται η ιδιότητα του λογισμικού για αυτόματο προσδιορισμό των χαρακτηριστικών τους.

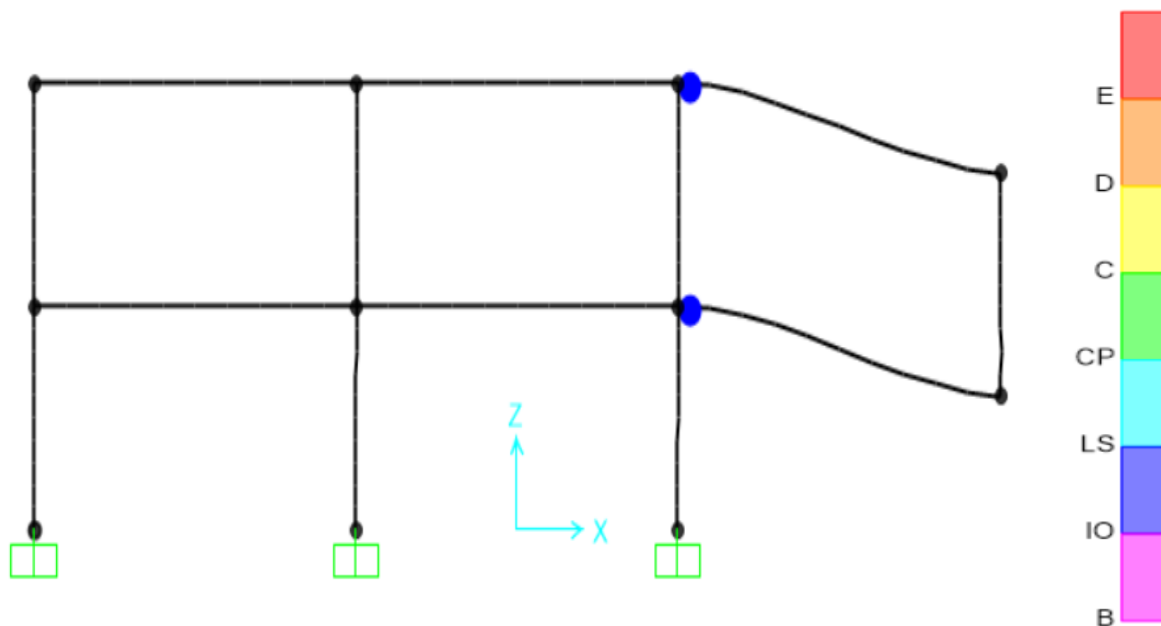
Για την ανελαστική συμπεριφορά των δοκών επιλέγεται πλαστική άρθρωση τύπου M3 , καθώς κρίσιμη θεωρείται η αστοχία λόγω κάμψης περί τον τοπικό άξονα 3 , ενώ για τα υποστυλώματα επιλέγεται πλαστική άρθρωση τύπου P-M2-M3, καθώς θεωρείται κρίσιμη η αστοχία λόγω αλληλεπίδρασης αξονικής δύναμης και διαξονικής κάμψης περί τους τοπικούς άξονες 2 και 3.

2. Μη γραμμική δυναμική ανάλυση

Στη συνέχεια πραγματοποιείται μη γραμμική δυναμική ανάλυση , η οποία λαμβάνει υπόψιν τόσο τα φαινόμενα P-δ όσο και τις μεγάλες μετατοπίσεις (Non linear analysis, P-delta plus Large Displacements) , τα αποτελέσματα της οποίας παρουσιάζονται παρακάτω.



Σχήμα 2.50: Κατακόρυφη μετακίνηση του κόμβου 11 (απώλεια υποστυλώματος) συναρτήσει του χρόνου



Σχήμα 2.51: Παραμορφωσιακή κατάσταση του πλαισίου κατά τη στιγμή της απώλειας του υποστυλώματος

Η μέγιστη μετακίνηση, η οποία εμφανίζεται κατά τη διάρκεια της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης, είναι 20cm, ενώ στα 25sec η μετακίνηση αυτή σταθεροποιείται στα 15cm. Παρατηρείται η εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών, οι οποίες όμως είναι εντός των αποδεκτών ορίων, καθώς καμία δεν φτάνει τη στάθμη επιτελεστικότητας LS- Προστασία Ζωής, παρα μόνο τη στάθμη άμεση χρήση IO.

Στη συνέχεια συνεχίζεται η ανάλυση του πλαισίου, αυξάνοντας κάθε φορά τα φορτία σύμφωνα με τον συνδυασμό :

$$LF(DL+0,5LL),$$

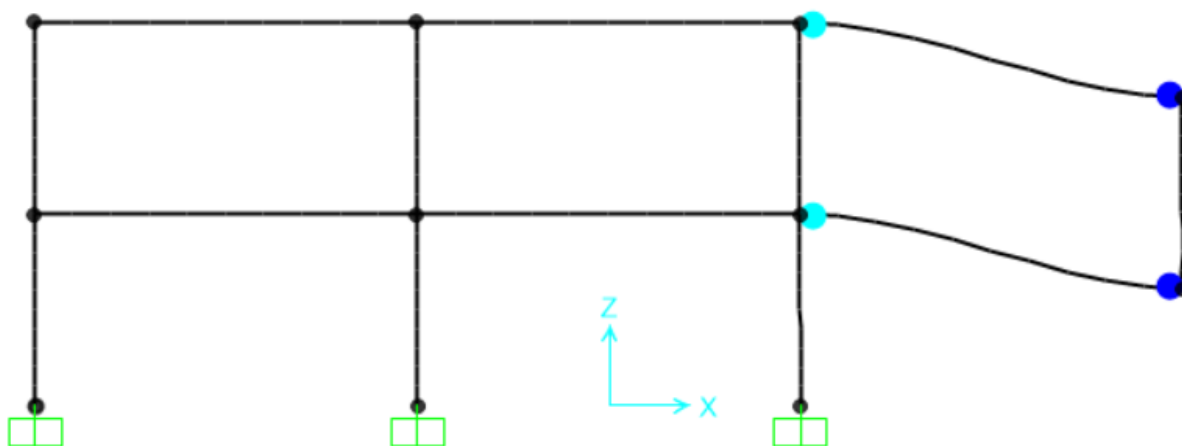
Όπου

LF: Load Factor – συντελεστής αύξησης των φορτίων

DL: Dead Load – μόνιμα φορτία

LL: Live Load – κινητά φορτία

Η ανάλυση συνεχίζεται, μέχρις ότου να εμφανιστεί μία τουλάχιστον πλαστική άρθρωση η οποία φτάνει τη στάθμη LS- Προστασία Ζωής, γεγονός το οποίο συμβαίνει για Load Factor = 4,0 οπότε η ανάλυση τερματίζεται.

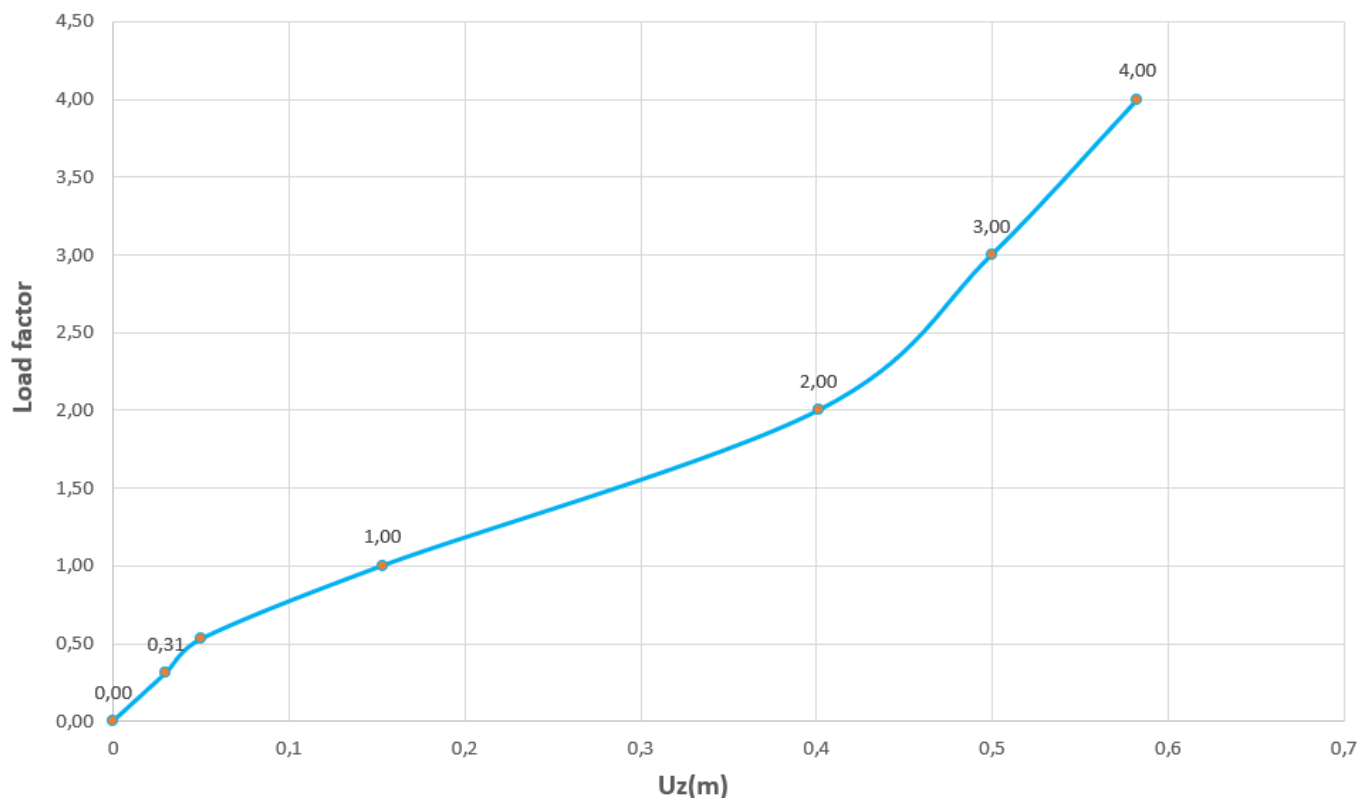


Σχήμα 2.52: Παραμορφωσιακή κατάσταση του πλαισίου με Load Factor =4,0

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων μέχρι Load Factor = 4 συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα :

Load factor	$U_{z,max}$ (m)	$U_{z,25sec}$ (m)
0,00	0	0
0,31	0,0535	0,0300
0,53	0,0938	0,0503
1,00	0,2019	0,1531
2,00	0,4972	0,4011
3,00	0,6686	0,4996
4,00	0,7869	0,5826

Πίνακας 2.53: Αποτελέσματα Μη Γραμμικής Δυναμικής Ανάλυσης πλαισίου έως τη στάθμη προστασία ζωής

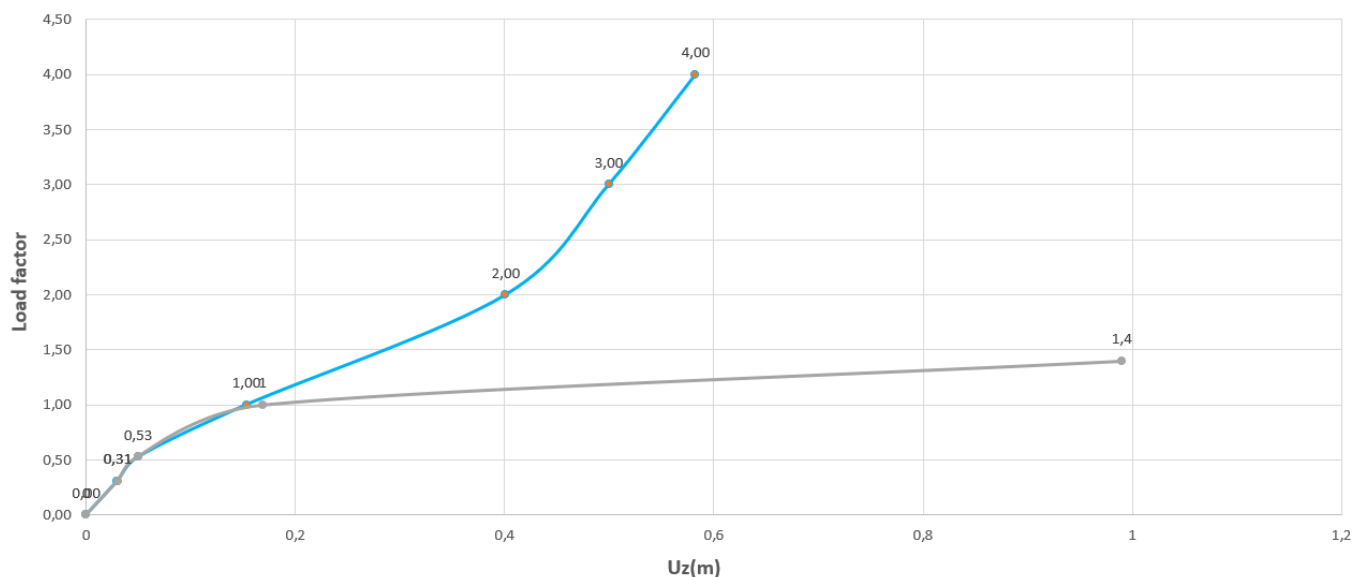


Σχήμα 2.54: Διάγραμμα Load Factor - μετατόπισης U_{25sec}

Για λόγους πληρότητας πραγματοποιήθηκε μη γραμμική δυναμική ανάλυση , η οποία δε λαμβάνει υπόψιν τις μεγάλες μετατοπίσεις και τα αποτελέσματα παρατίθενται παρακάτω.

Load factor	U_{max} (m)	U_{25sec} (m)
0	0	0
1,00	0,2211	0,1686
1,40	1,0200	0,9900

Πίνακας 2.55: Αποτελέσματα μη γραμμικής ανάλυσης πλαισίου χωρίς θεωρία μεγάλων μετατοπίσεων έως τη στάθμη προστασία ζωής



Σχήμα 2.56: Σύγκριση Μη γραμμικών Δυναμικών Αναλύσεων με θεωρία μεγάλων μετατοπίσεων και χωρίς

Παρατηρούμε ότι για Load Factor =1 η μετατόπιση είναι 9cm , ωστόσο για Load Factor μόλις 1,4 στην μη γραμμική ανάλυση χωρίς τη θεωρία μεγάλων μετατοπίσεων το πλαίσιο έχει φτάσει τη στάθμη Προστασία Ζωής και η μετατόπιση Uz είναι 99cm.

3. Γραμμική Δυναμική Ανάλυση

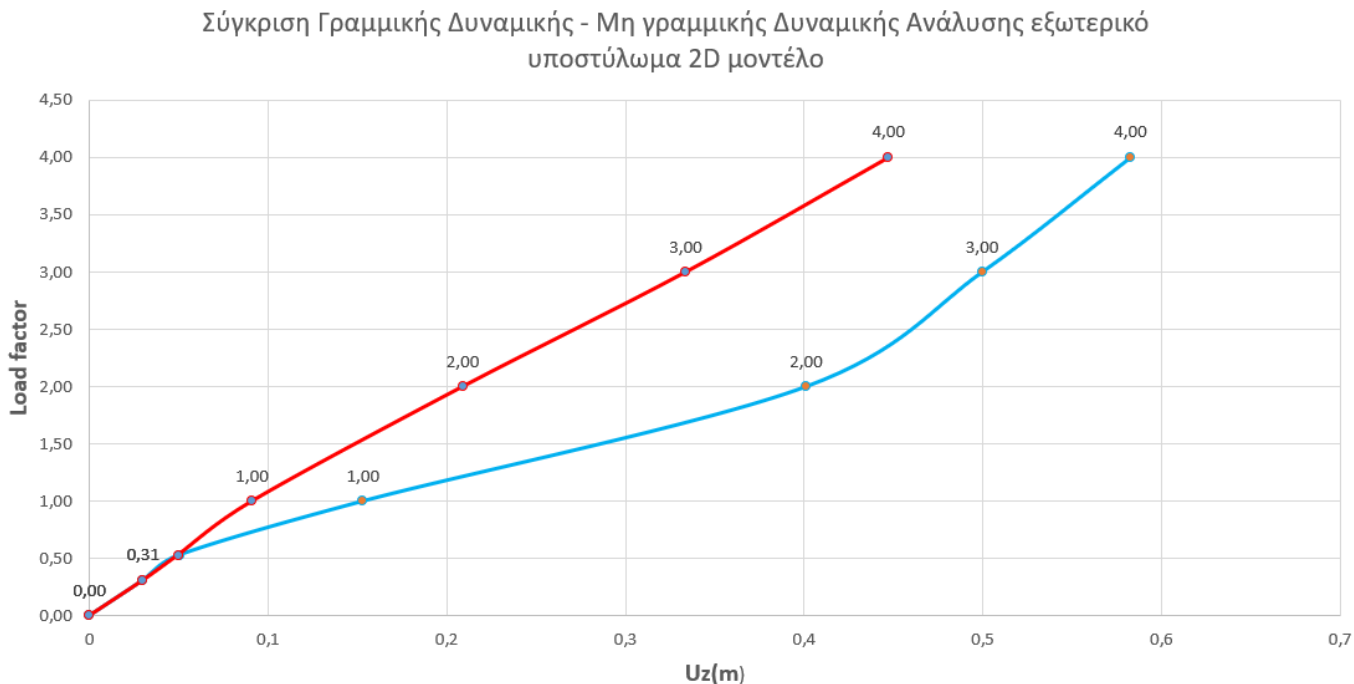
Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε ελαστική δυναμική ανάλυση του πλαισίου, ακολουθώντας την ίδια μεθοδολογία ως προς την χρονοιστορία των φορτίσεων. Τα αποτελέσματα της γραμμικής δυναμικής ανάλυσης παρατίθενται παρακάτω.

Load factor	Uz,max,linear(m)	Uz,25sec,linear(m)
0,00	0	0
0,31	0,0537	0,0300
0,53	0,0951	0,0496
1,00	0,1816	0,0910
2,00	0,3725	0,2089
3,00	0,5619	0,3337
4,00	0,7516	0,4472

Πίνακας 2.57: Αποτελέσματα ελαστικής δυναμικής ανάλυσης πλαισίου

Αντίστοιχα και με την περίπτωση της απώλειας του εσωτερικού υποστρώματος, παρατηρούμε ότι για Load Factor μόλις 0,31 , ο συντελεστής εκμετάλλευσης των διατομών ξεπερνά το 1. Τέλος, υπάρχει και σημαντική απόκλιση των δύο αναλύσεων όσον αφορά τις μετακινήσεις . Για παράδειγμα για Load Factor

=1 στη μη γραμμική ανάλυση έχουμε μετατόπιση 12cm , ενώ στη γραμμική μόλις 8cm και για Load Factor =4,8 , οι μετακινήσεις 50cm και 61 αντίστοιχα.



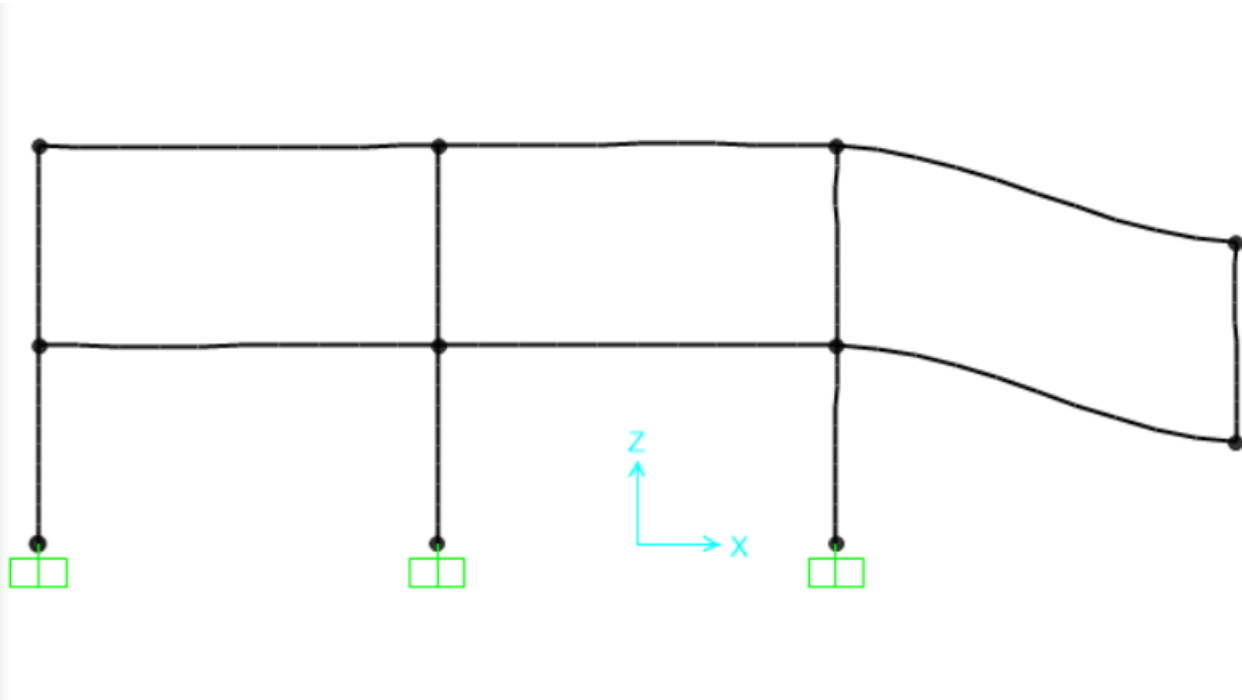
Σχήμα 2.58: Σύγκριση Γραμμικής Δυναμικής – Μη γραμμικής Δυναμικής Ανάλυσης πλαισίου

2.9 Έλεγχος πλαισίου σε απώλεια εξωτερικού υποστυλώματος – Γραμμική Στατική και Μη γραμμική στατική ανάλυση

1. Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση

Στη συνέχεια πραγματοποιείται μη γραμμική στατική ανάλυση του πλαισίου, η οποία λαμβάνει υπόψιν τόσο τα φαινόμενα P-δ όσο και τις μεγάλες μετατοπίσεις (Non linear analysis, P-delta plus Large Displacements) .

Τα αποτελέσματα της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης παρουσιάζονται παρακάτω :



Σχήμα 2.59: Παραμορφωσιακή κατάσταση πλαισίου μετά την απώλεια του υποστυλώματος - Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση

Η μετακίνηση στον κόμβο του πλαισίου , όπου χάνεται το υποστύλωμα , είναι 9cm, ενώ η αντίστοιχη μετατόπιση της μη γραμμικής δυναμικής 15cm και δεν παρατηρείται η εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών.

Στη συνέχεια συνεχίζεται η ανάλυση του πλαισίου , αυξάνοντας κάθε φορά τα φορτία σύμφωνα με τον συνδυασμό :

$$LF(DL+0,5LL),$$

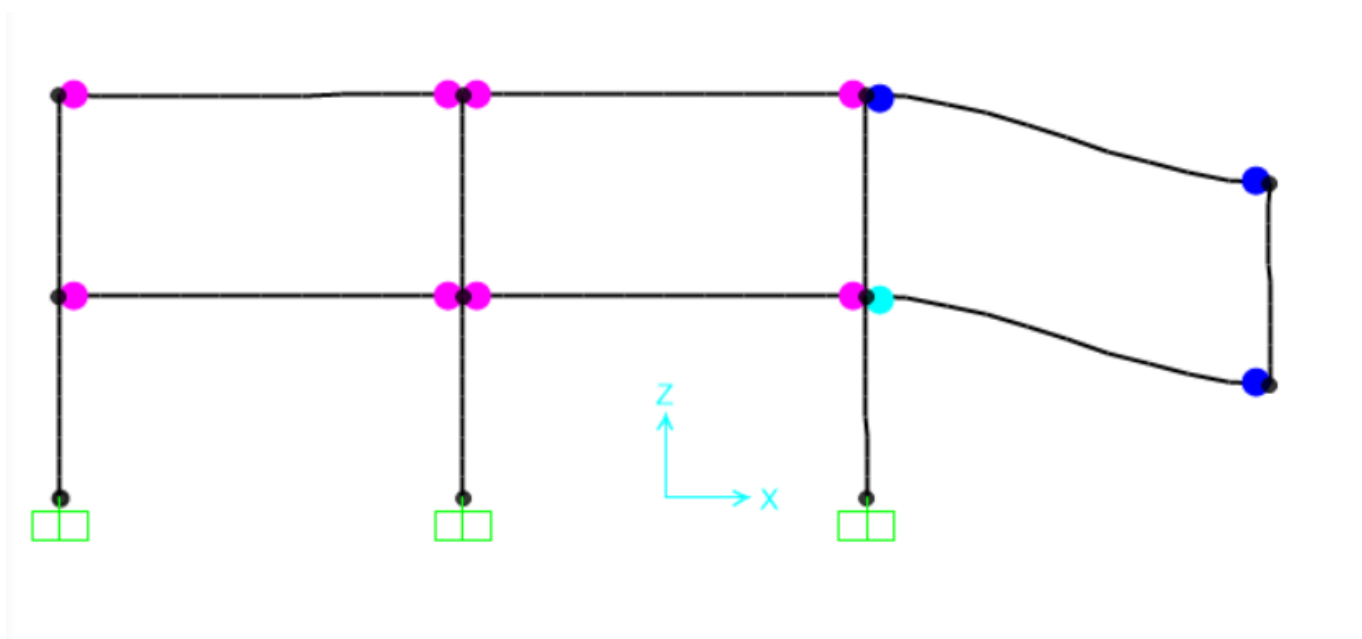
Όπου

LF: Load Factor – συντελεστής αύξησης των φορτίων

DL: Dead Load – μόνιμα φορτία

LL: Live Load – κινητά φορτία

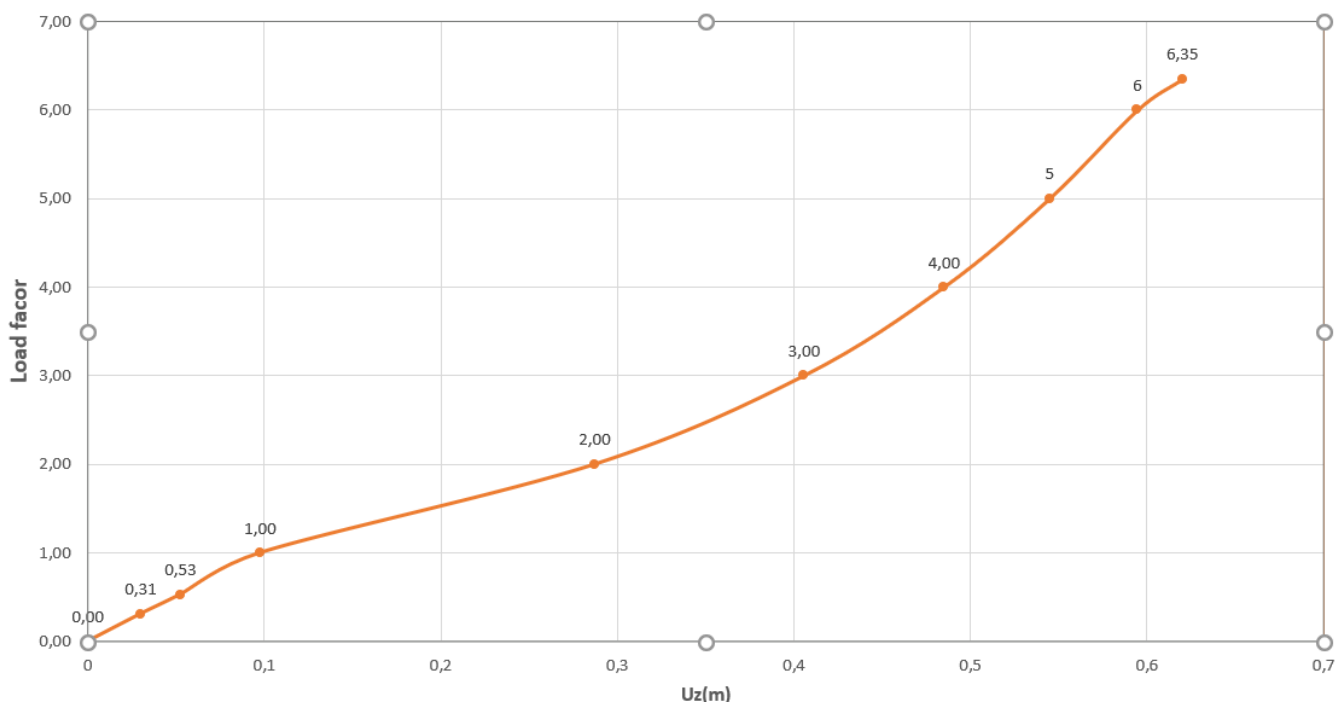
Η ανάλυση συνεχίζεται, μέχρις ότου να εμφανιστεί μία τουλάχιστον πλαστική άρθρωση η οποία φτάνει τη στάθμη LS- Προστασία Ζωής , γεγονός το οποίο συμβαίνει για Load Factor = 6,35 οπότε η ανάλυση τερματίζεται.



Σχήμα 2.60: Παραμορφωσιακή κατάσταση πλαισίου για Load Factor = 6,35

Load factor	Uz(m)
0,00	0
0,31	0,0300
0,53	0,0525
1,00	0,0976
2,00	0,2871
3,00	0,4057
4,00	0,4850
5,00	0,5448
6,00	0,5945
6,35	0,6200

Πίνακας 2.61: Αποτελέσματα Μη Γραμμικής Στατικής Ανάλυσης πλαισίου έως τη στάθμη προστασία ζώης

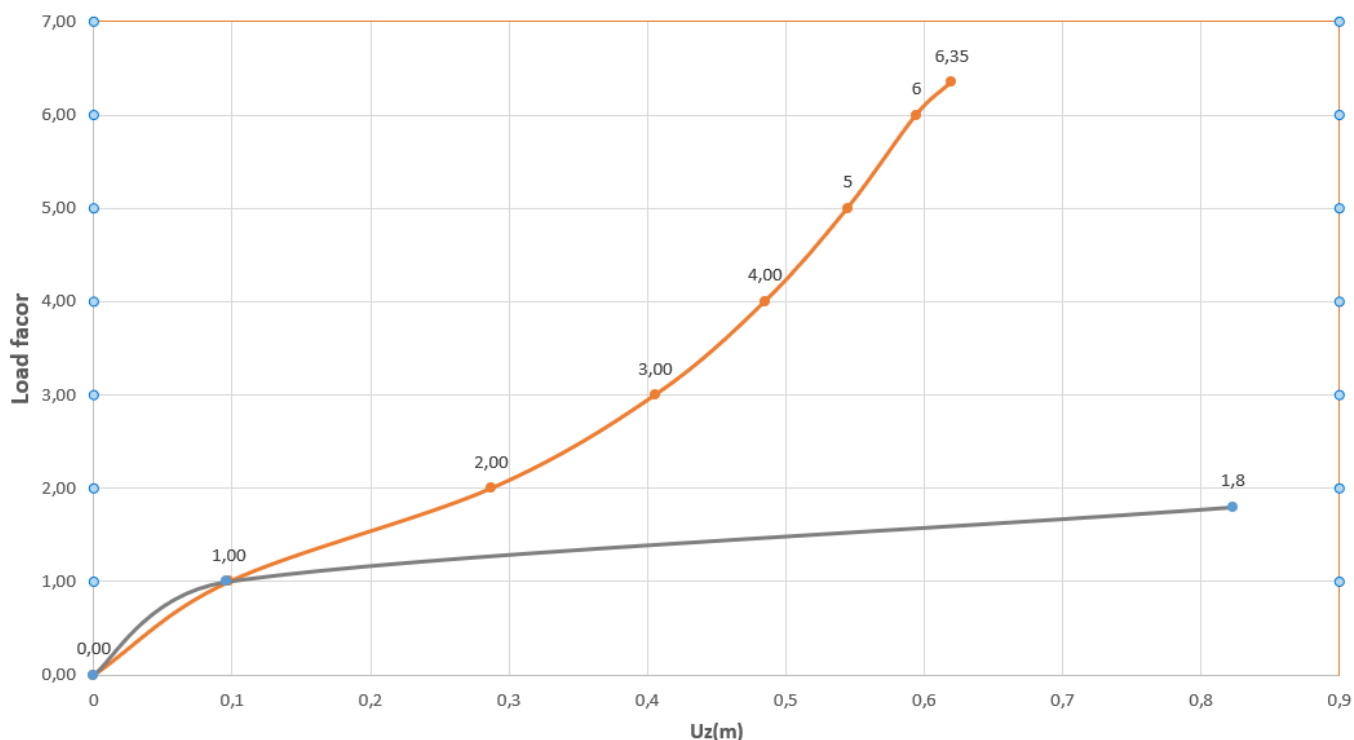


Σχήμα 2.62: Διάγραμμα Load Factor - μετατόπισης U_z

Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε μη γραμμική στατική ανάλυση , η οποία δε λαμβάνει υπόψιν τις μεγάλες μετατοπίσεις και τα αποτελέσματα παρατίθενται παρακάτω.

Load factor	U (m)
0	0
1,00	0,0959
1,80	0,8230

Πίνακας 2.63: Αποτελέσματα μη γραμμικής ανάλυσης πλαισίου χωρίς θεωρία μεγάλων μετατοπίσεων έως τη στάθμη προστασία ζωής



Σχήμα 2.64: Σύγκριση Μη γραμμικών Στατικών Αναλύσεων με θεωρία μεγάλων μετατοπίσεων και χωρίς

Παρατηρούμε ότι για Load Factor =1 οι μετατοπίσεις είναι ίσες για τις δύο αναλύσεις, ωστόσο για Load Factor μόλις 1,8 στην μη γραμμική ανάλυση χωρίς τη θεωρία μεγάλων μετατοπίσεων το πλαίσιο έχει φτάσει τη στάθμη Προστασία Ζωής και η μετατόπιση Uz είναι 82cm.

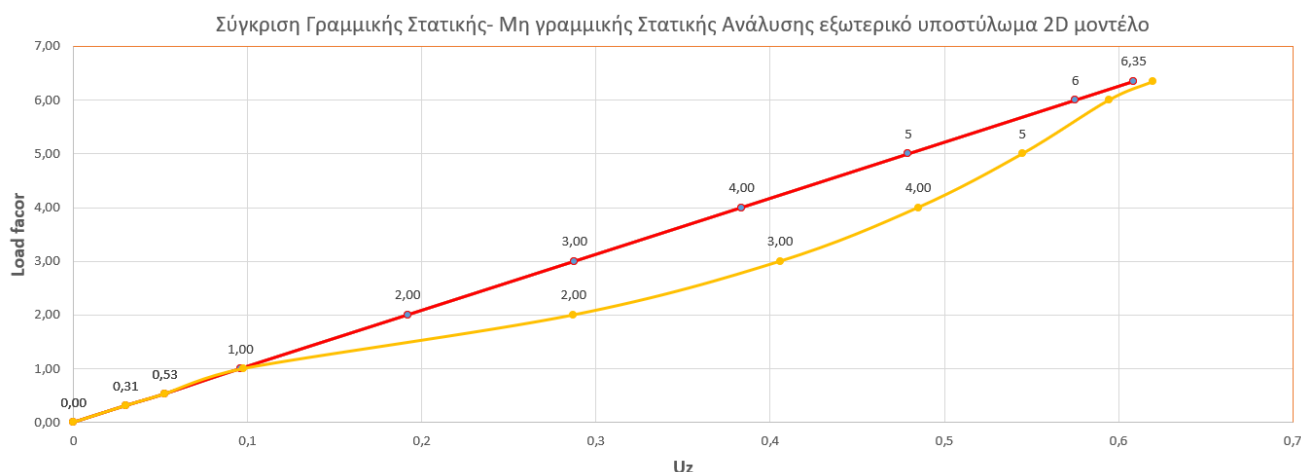
2. Γραμμική στατική ανάλυση

Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε γραμμική στατική ανάλυση του πλαισίου και τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρατίθενται παραρακάτω:

Load factor	Uz,linear(m)
0,00	0
0,31	0,0300
0,53	0,0525
1,00	0,0959
2,00	0,1918
3,00	0,2877
4,00	0,3836
5,00	0,4793
6,00	0,5752
6,35	0,6087

Πίνακας 2.65: Αποτελέσματα ελαστικής στατικής ανάλυσης πλαισίου

Παρατηρούμε ότι για Load Factor μόλις 0,53 , ο συντελεστής εκμετάλλευσης των διατομών ξεπερνά το 1. Επομένως , όπως και στην αντίστοιχη περίπτωση της δυναμικής ανάλυσης δεν ενδείκνυται η χρησιμοποίηση της γραμμικής ανάλυσης, καθώς θα οδηγήσει σε υπερβολικά μεγάλες διατομές . Τέλος, παρατηρούμε ότι για Load Factor =1 οι μετακινήσεις είναι ίσες, καθώς αυξάνεται ο συντελεστής οι μετακινήσεις παρουσιάζουν απόκλιση, ενώ στη συνέχεια για Load Factor = 6,35 οι μετακινήσεις τείνουν να εξισωθούν εκ νέου.



Σχήμα 2.66: Σύγκριση Γραμμικής Στατικής – Μη γραμμικής Στατικής Ανάλυσης πλαισίου

3. Γραμμική και Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση με Συντελεστή Δυναμικής Προσαύξησης

Τέλος, πραγματοποιήθηκε μη γραμμική στατική ανάλυση χρησιμοποιώντας τον Συντελεστή Δυναμικής Προσαύξησης (Dynamic Increase Factor), ώστε να ληφθεί υπόψιν η δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής στη μη γραμμική στατική ανάλυση. Χρησιμοποιήθηκε η τιμή DIF =2 , όπως προτείνει η οδηγία GSA 2003 Guidelines για μελέτη συμπεριφοράς μεταλλικών κατασκευών σε απώλεια υποστυλώματος για μη γραμμική στατική ανάλυση. Επομένως , η φόρτιση προκύπτει ως ακολούθως:

$$DIF \times LF(DL + 0,5LL),$$

Όπου

DIF: Dynamic Increase Factor – Συντελεστής Δυναμικής Προσαύξησης

LF: Load Factor – Συντελεστής αύξησης των φορτίων

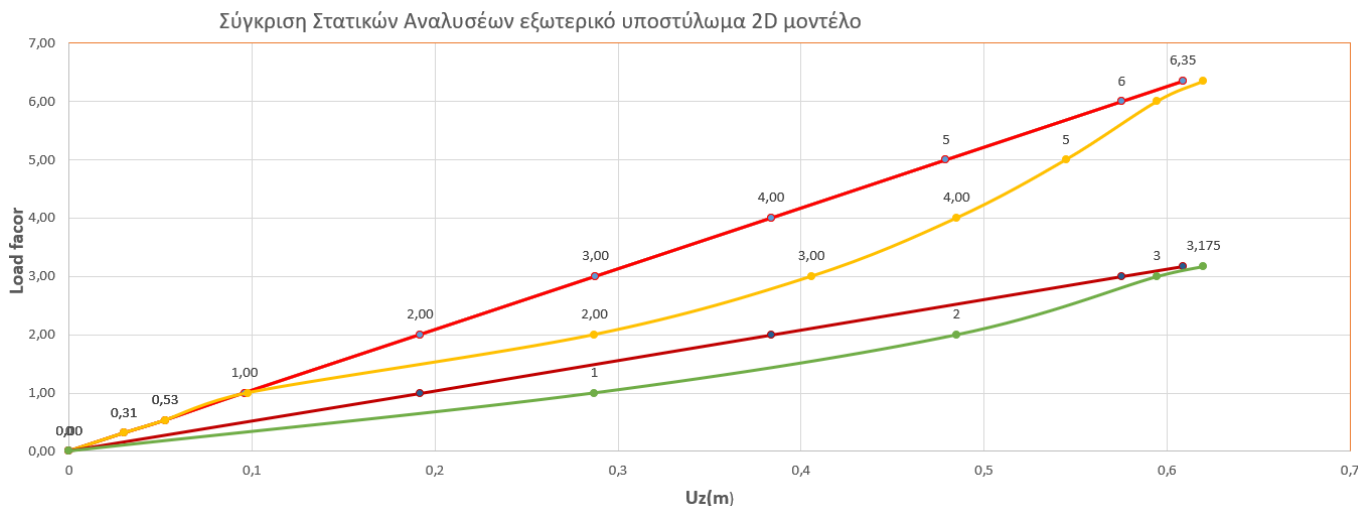
DL: Dead Load – Μόνιμα φορτία

LL: Live Load – Κινητά φορτία

Η ανάλυση συνεχίζεται, μέχρις ότου να εμφανιστεί μία τουλάχιστον πλαστική άρθρωση η οποία φτάνει τη στάθμη LS- Προστασία Ζωής , γεγονός το οποίο συμβαίνει για Load Factor = 3,55 οπότε η ανάλυση τερματίζεται.

Load factor	Uz,nonlinearanalysis(m)	Uz,linear analysis(m)
0	0	0
1,00	0,2871	0,1918
2,00	0,4850	0,3836
3,00	0,5945	0,5752
3,175	0,6200	0,6087

Πίνακας 2.67: Σύγκριση Γραμμικής Στατικής – Μη γραμμικής Στατικής Ανάλυσης πλαισίου με DIF = 2

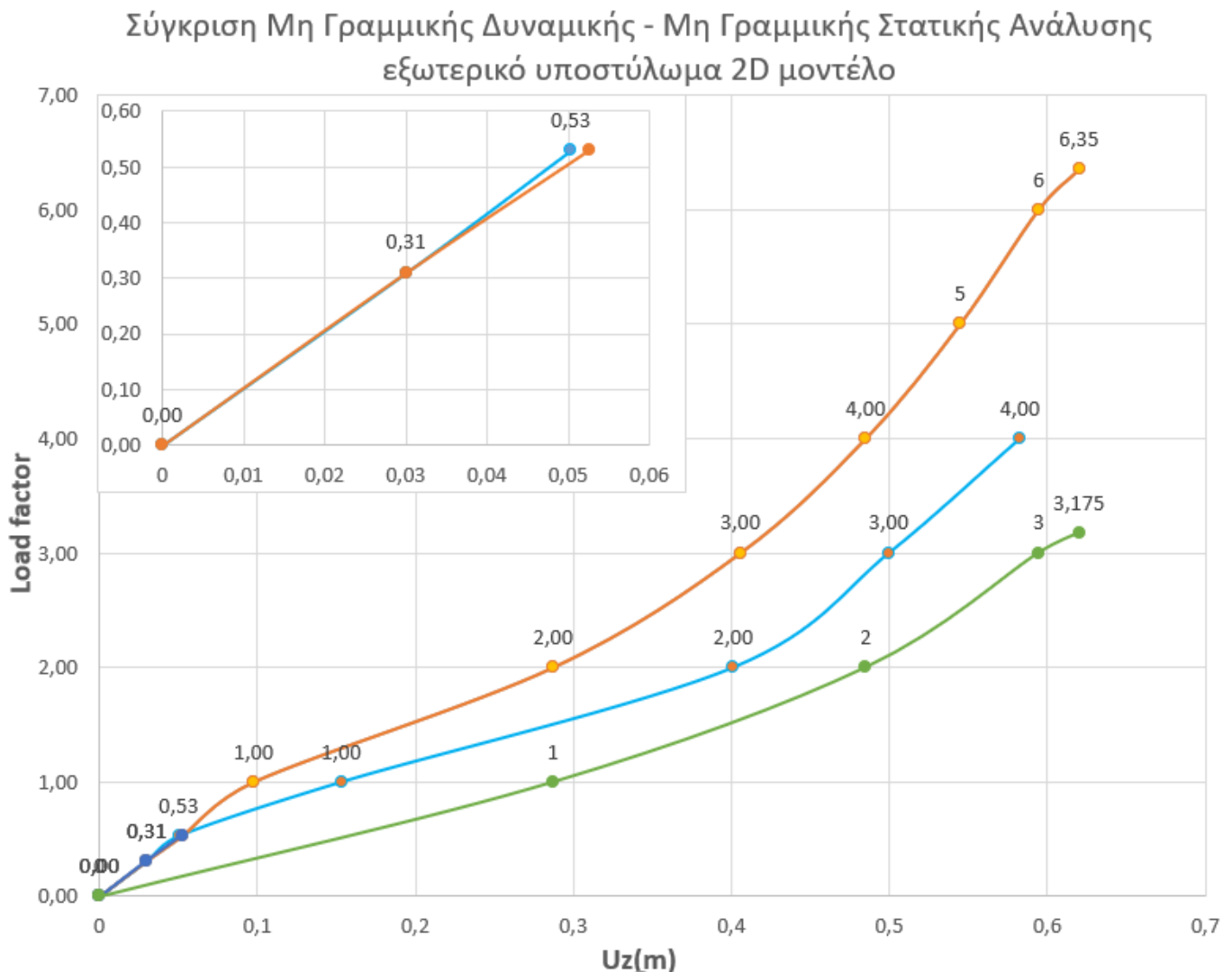


Σχήμα 2.68: Σύγκριση Στατικών Αναλύσεων πλαισίου

2.10 Σύγκριση αναλύσεων πλαισίου για απώλεια εξωτερικού υποστυλώματος – Συμπεράσματα

Μετά την ολοκλήρωση των παραπάνω αναλύσεων μπορούμε να καταλήξουμε στα ακόλουθα συμπεράσματα:

- Η απώλεια εξωτερικού υποστυλώματος είναι δυσμενέστερη , καθώς η κατασκευή φτάνει σε Load Factor 4 , ενώ ο αντίστοιχος συντελεστής για απώλεια εσωτερικού υποστυλώματος ήταν 4,8.
- Οι γραμμικές αναλύσεις δεν ενδείκνυνται για έλεγχο και διαστασιολόγηση του πλαισίου, καθώς τόσο στην γραμμική δυναμική όσο και στη γραμμική στατική ανάλυση οι διατομές ξεπερνούν την αντοχή τους για μόλις 0,31 και 0,53 του φορτίου αντίστοιχα.
- Οι μετακινήσεις γραμμικής και μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης διαφέρουν σημαντικά με τις μετακινήσεις τις δεύτερης να είναι εμφανώς αυξημένες.
- Στη στατική ανάλυση οι μετακινήσεις γραμμικής και μη γραμμικής ανάλυσης είναι ίσες μέχρι Load Factor = 1 , στη συνέχεια παρουσιάζουν απόκλιση , ενώ συγκλίνουν και τείνουν να εξισωθούν ξανά καθώς το πλαίσιο πλησιάζει τη στάθμη Προστασία Ζωής.
- Η μη γραμμική ανάλυση χωρίς χρησιμοποίηση θεωρίας μεγάλων μετατοπίσεων δίνει σημαντικά μικρότερη αντοχή του πλαισίου σε σχέση με τη γραμμική ανάλυση με θεωρία μεγάλων μετατοπίσεων.
- Επομένως , καταλληλότερη θεωρείται η χρήση μη γραμμικών αναλύσεων με θεωρία μεγάλων μετατοπίσεων , οι οποίες παρουσιάζονται παρακάτω.



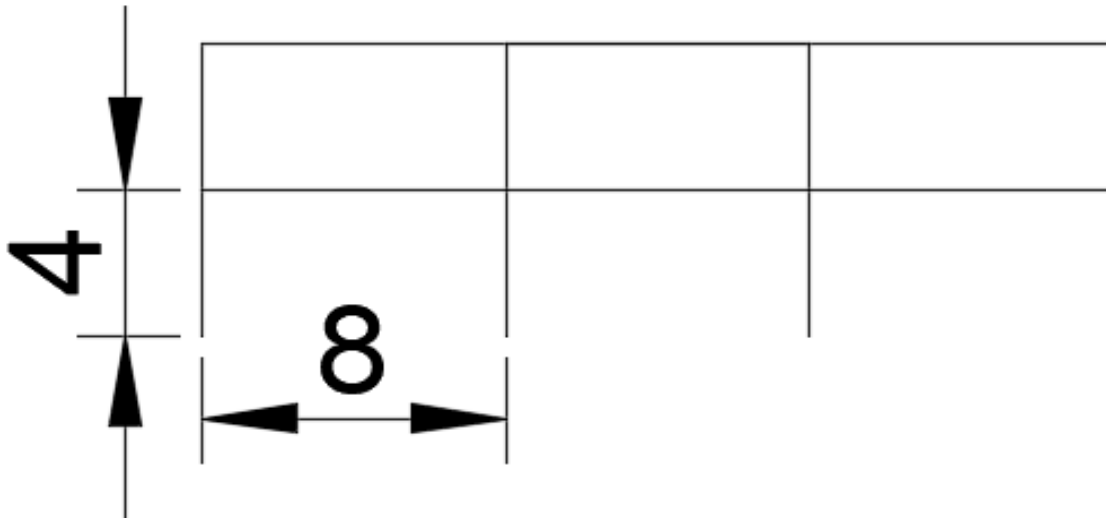
Σχήμα 2.69: Σύγκριση Μη Γραμμικής Στατικής - Μη γραμμικής Δυναμικής Ανάλυσης πλαισίου

- Η μη γραμμική στατική ανάλυση χωρίς δυναμικό συντελεστή προσαύξησης φτάνει έως Load Factor 6,35 , ενώ η μη γραμμική δυναμική μόλις 4,0.
- Από τη μη γραμμική στατική ανάλυση χωρίς χρήση δυναμικού συντελεστή προσαύξησης και την μη γραμμική δυναμική προκύπτει συντελεστής $DIF=6,35/4,0=1,59 < DIF= 2$. Επομένως , ο συντελεστής 2 οδηγεί σε συντηρητικά αποτελέσματα, αλλά είναι απαραίτητο να ληφθεί υπόψιν σε μια στατική λύση.
- Επομένως , καταλληλότερη στην περίπτωση απώλειας εσωτερικού υποστυλώματος πλαισίου θεωρείται η μη γραμμική δυναμική ανάλυση με θεωρία μεγάλων μετατοπίσεων , χωρίς όμως να απορρίπτεται η χρήση μη γραμμικής στατικής ανάλυσης με $DIF=2$.

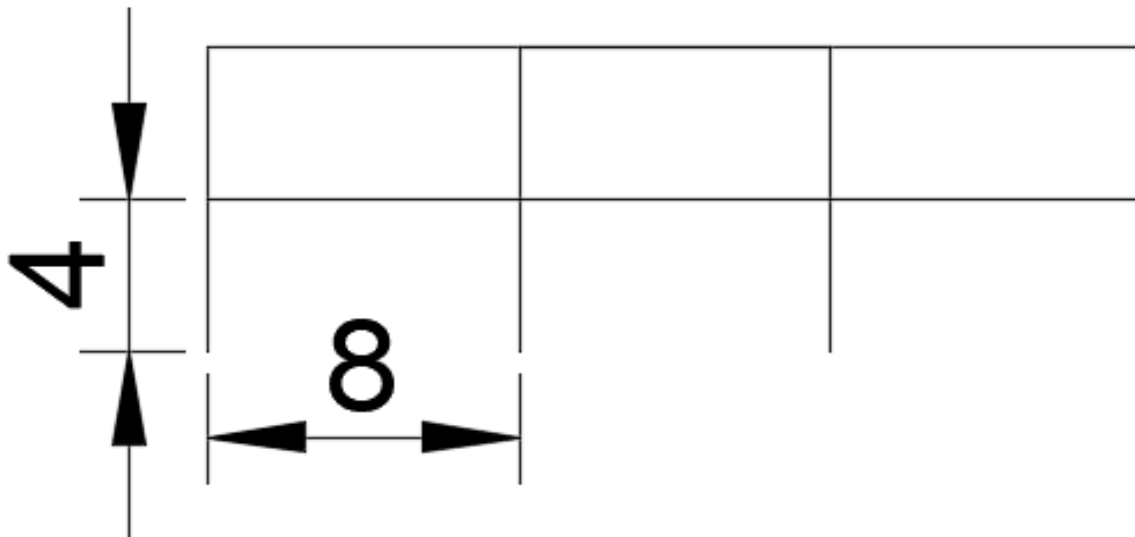
Μελέτη συμπεριφοράς μεταλλικού κτιρίου

3.1 Περιγραφή μεταλλικού κτιρίου

Το κτίριο που εξετάζεται είναι δύο ορόφων , 4m έκαστος, και 3 ανοιγμάτων των 8 m.



Σχήμα 3.1α: Διάταξη μεταλλικού κτιρίου κατά X



Σχήμα 3.1β: Διάταξη μεταλλικού κτιρίου κατά Y

Στο κτίριο εφαρμόζονται τα ακόλουθα φορτία :

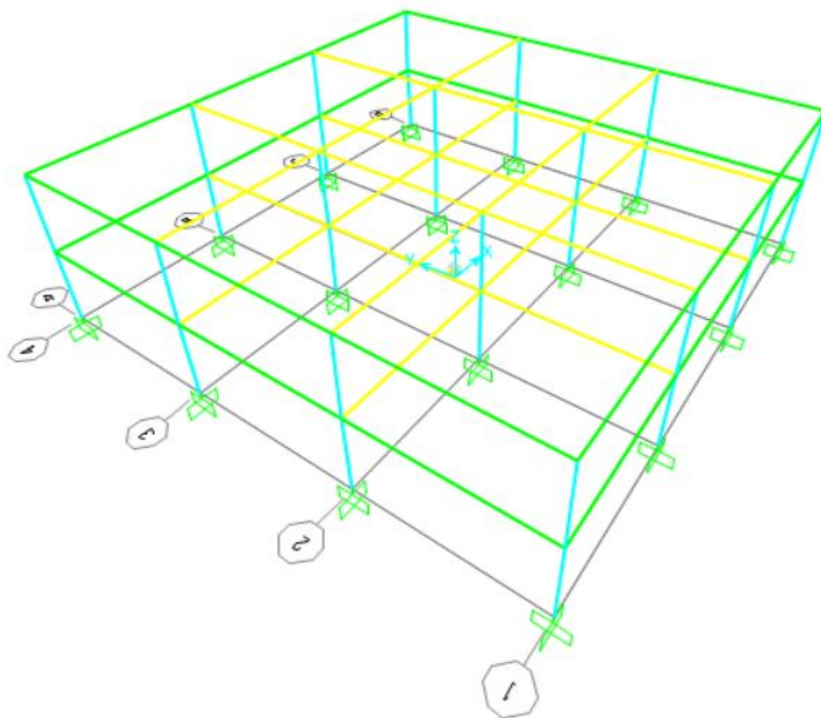
- Ίδιο βάρος χάλυβα $78,5\text{kN/m}^3$
- Ίδιο βάρος πλάκας και πρόσθετα μόνιμα 4 kN/m^2
- Κινητό φορτίο για χώρους γραφείων 2 kN/m^2

3.2 Διαστασιολόγηση μεταλλικού κτιρίου

3.2.1 Εισαγωγή

Η προσομοίωση του πλαισίου πραγματοποιήθηκε στο λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων SAP 2000.

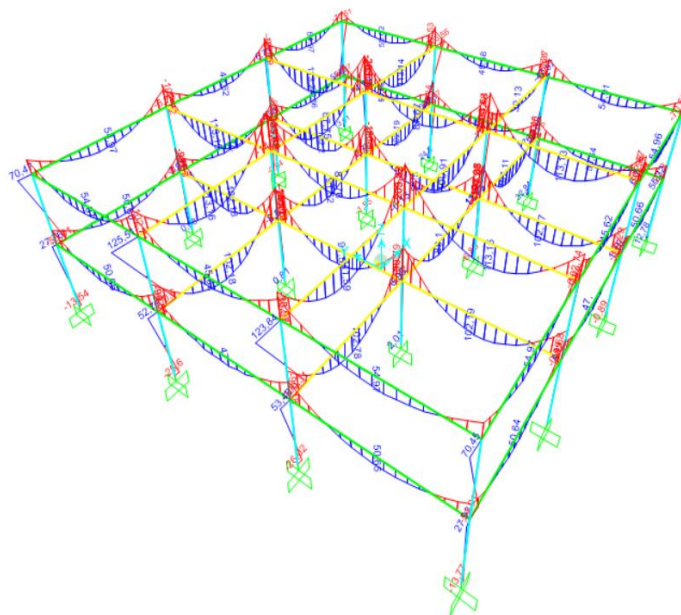
Το κτίριο θεωρείται πακτωμένο στη βάση του, ενώ εξασφαλίζεται πλαστική λειτουργία κατά X και κατά Y.



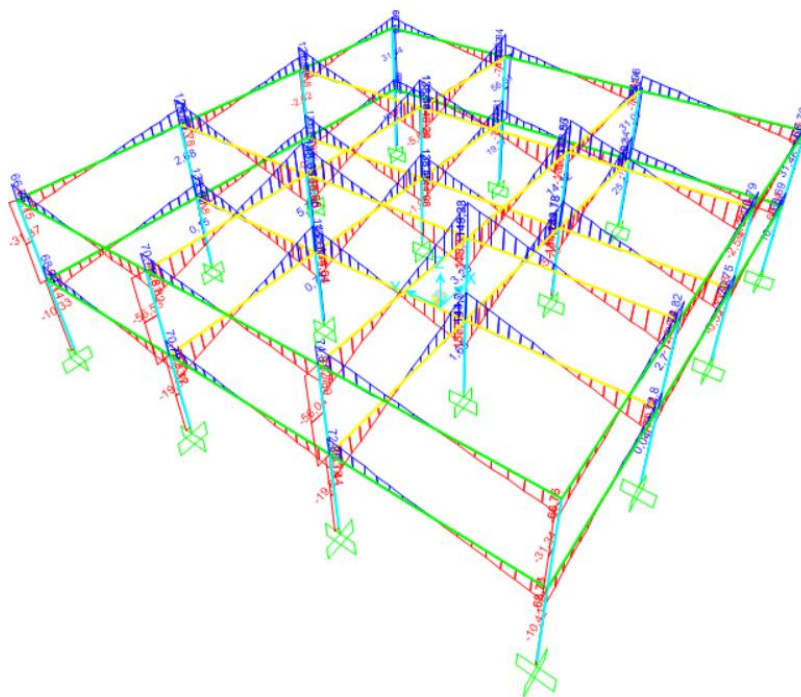
Σχήμα 3.2: Προσομοίωση μεταλλικού κτιρίου στο λογισμικό SAP 2000

3.2.2 Ανάλυση κτιρίου σε Ο.Κ.Α και διαστασιολόγηση

Πραγματοποιείται ανάλυση του μεταλλικού κτιρίου σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας , υπο τον συνδυασμό $1,35G+1,5Q$. Παρουσιάζονται τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών, όπως υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα SAP 2000.



Σχήμα 3.3: Διαγράμματα ροπών κάμψης μεταλλικού κτιρίου σε Ο.ΚΑ.



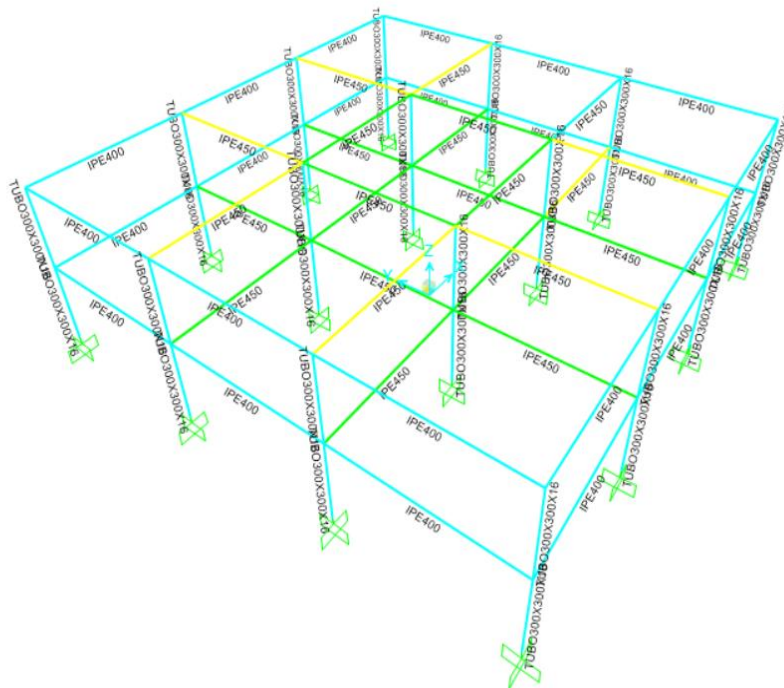
Σχήμα 3.4: Διαγράμματα τεμνουσών δυναμέων μεταλλικού κτιρίου σε Ο.ΚΑ.

- $G+0,3Q-Ey-0,3Ex$
- $G+0,3Q+Ex-0,3Ey$
- $G+0,3Q+Ey-0,3Ex$
- $G+0,3Q-Ex+0,3Ey$
- $G+0,3Q-Ey +0,3Ex$

Μετά την ανάλυση των σεισμικών συνδυασμών και τον αντισεισμικό σχεδιασμό του κτιρίου , πραγματοποιήθηκε η τελική επιλογή των διατομών του πλαισίου, η οποία φαίνεται παρακάτω.

Περιμετρικές δοκοί : IPE 400 και εσωτερικές δοκοί: IPE 450

Υποστυλώματα : κοίλη τετραγωνική διατομή TUBO 300X300X16

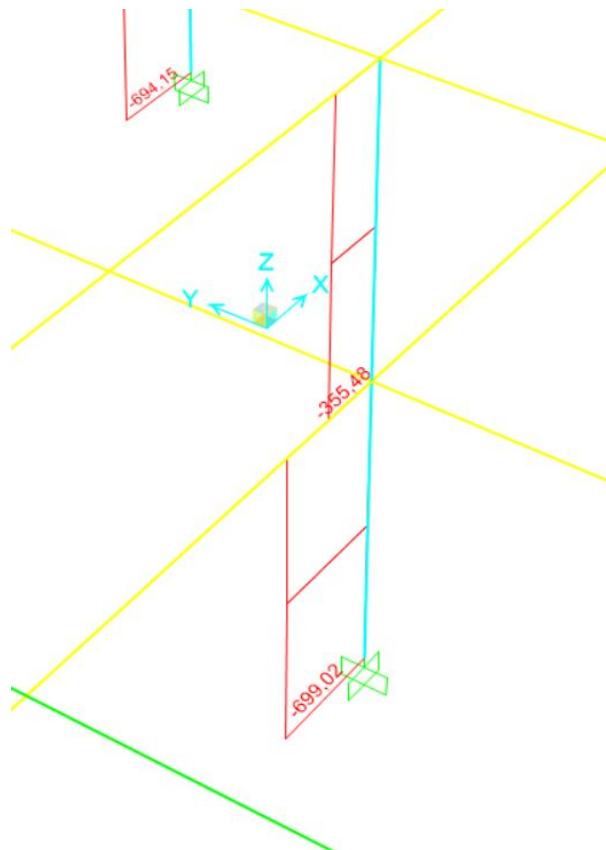


Σχήμα 3.6 : Τελική επιλογή διατομών κτιρίου

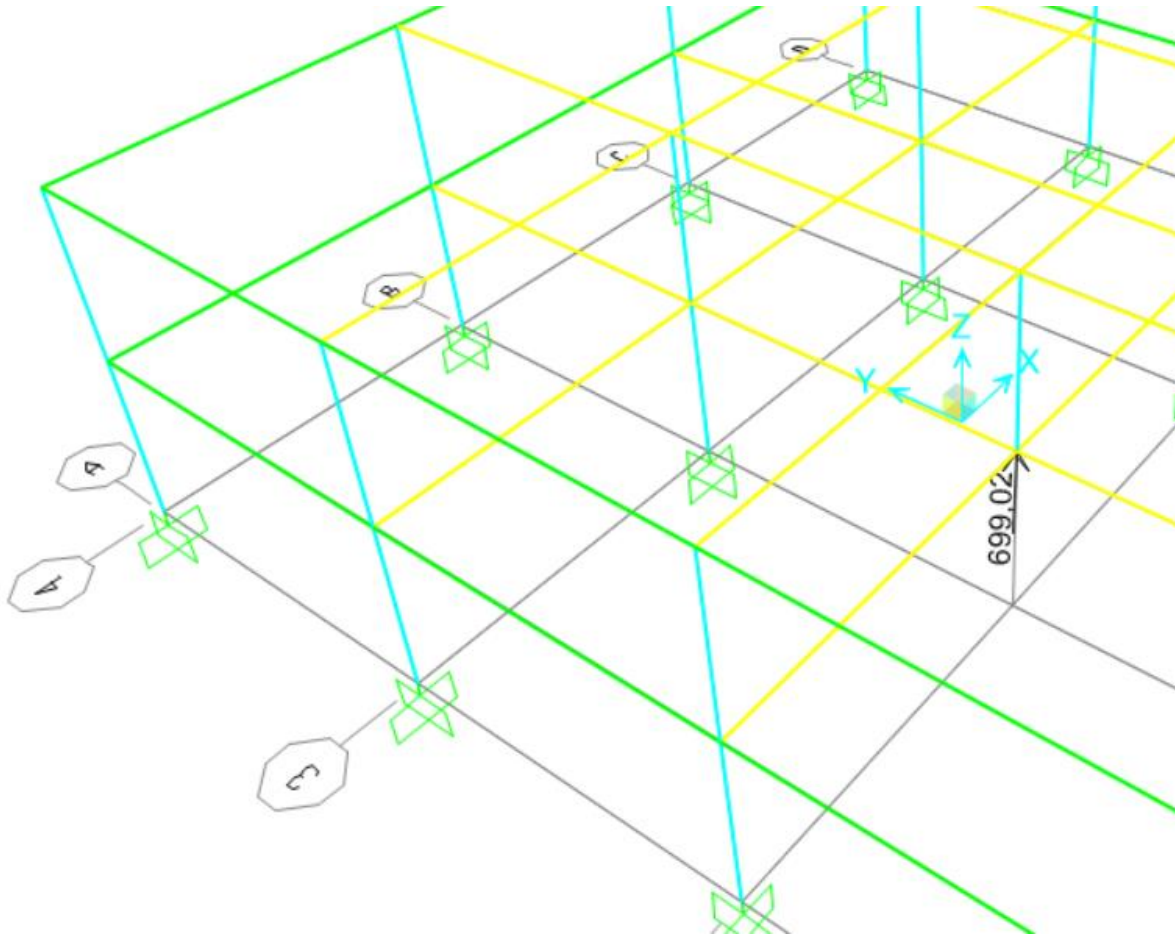
3.3 Έλεγχος κτιρίου σε απώλεια εσωτερικού υποστυλώματος εσωτερικού πλαισίου – Γραμμική Δυναμική και Μη γραμμική δυναμική ανάλυση

1. Μη Γραμμική Δυναμική Ανάλυση

Για τη μελέτη συμπεριφοράς του κτιρίου σε περίπτωση έκρηξης από τρομοκρατική επίθεση θεωρείται απώλεια υποστυλώματος και ακολουθείται η αντίστοιχη διαδικασία , που ακολουθήθηκε για τη μελέτη της συμπεριφοράς του μεταλλικού πλαισίου.



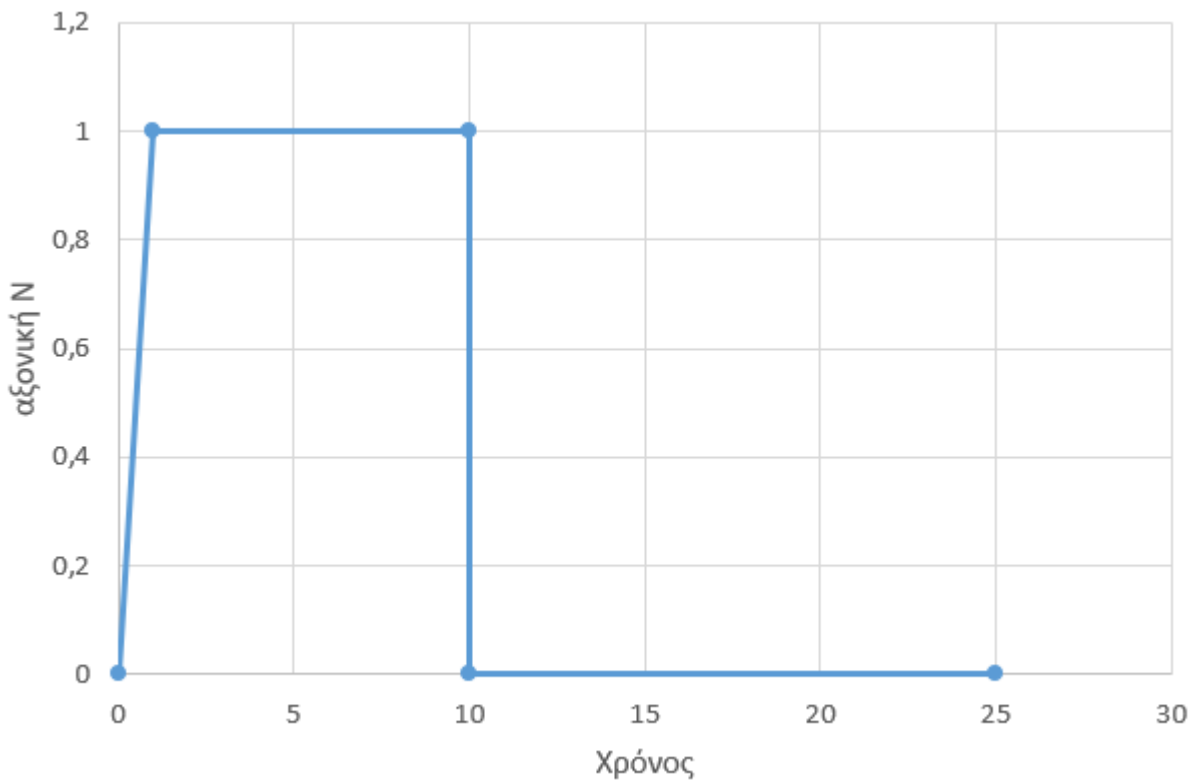
Σχήμα 3.7: Διαγράμμα αξονικών δυνάμεων υποστυλώματος που θα χαθεί υπό τον συνδυασμό G+0,5 Q



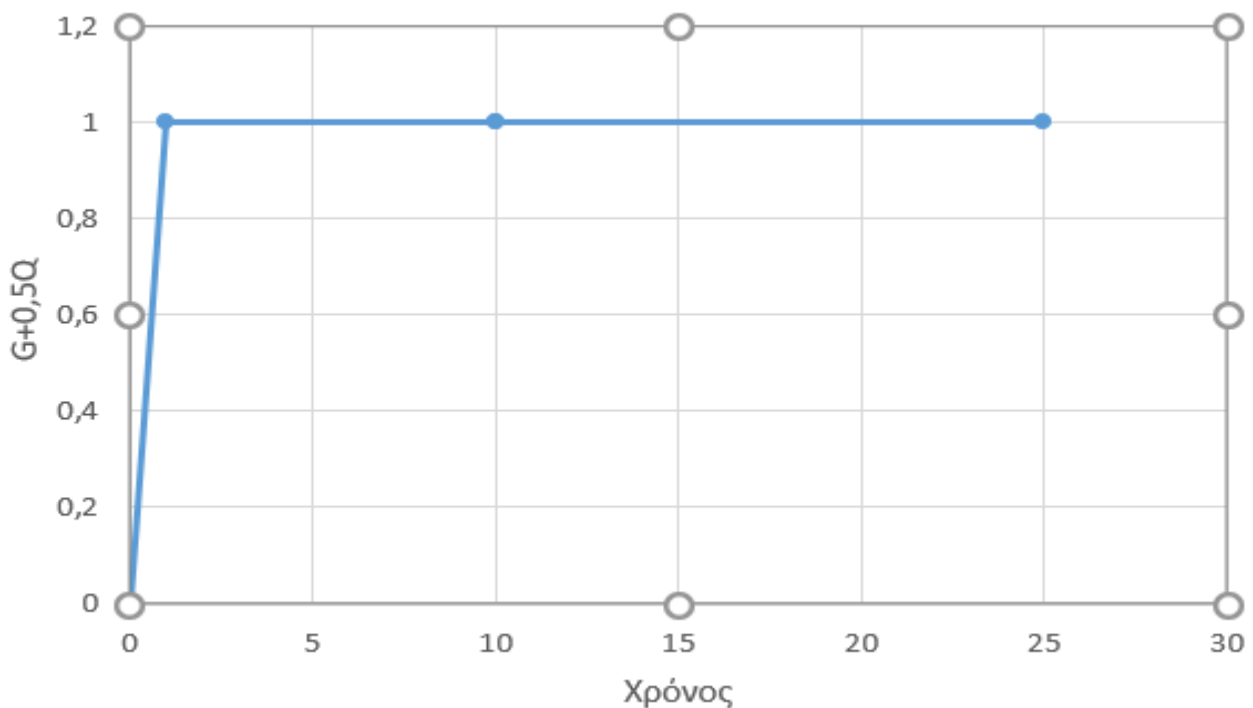
Σχήμα 3.8: Αντικατάσταση υποστυλώματος με την αξονική του

Στη συνέχεια , όπως και προηγουμένως , αφαιρείται το υποστύλωμα , που μας ενδιαφέρει , και εφαρμόζονται στατικά τα φορτία $(G+0,5Q)$ και N , με χρονιστορίες ως ακολούθως : Τα φορτία , τόσο τα κατακόρυφα $(G+0,5Q)$ και η αξονική του υποστυλώματος N , εφαρμόζονται σε χρονικό διάστημα 1sec στην κατασκευή και στη συνέχεια παραμένουν αμετάβλητα για 9 sec, ώστε η κατασκευή να φτάσει μια στατική κατάσταση , η οποία αντιπροσωπεύει την κατάσταση της κατασκευής πριν την απώλεια του υποστυλώματος.

Τέλος, στα 10,01 sec μηδενίζεται η αξονική αντίδραση του υποστυλώματος , ώστε να προσομοιώσει την αιφνίδια απώλεια του υποστυλώματος. Η ταχύτητα με την οποία αφαιρείται ένα μέλος της κατασκευής σε μια δυναμική ανάλυση έχει αξιοσημείωτη επίδραση στην απόκριση της κατασκευής. Αυτός είναι και ο λόγος , που το χρονικό διάστημα είναι τόσο μικρό, μόλις 0,01sec.



Σχήμα 3.9: Χρονοιστορία εφαρμογής αξονικής δύναμης N

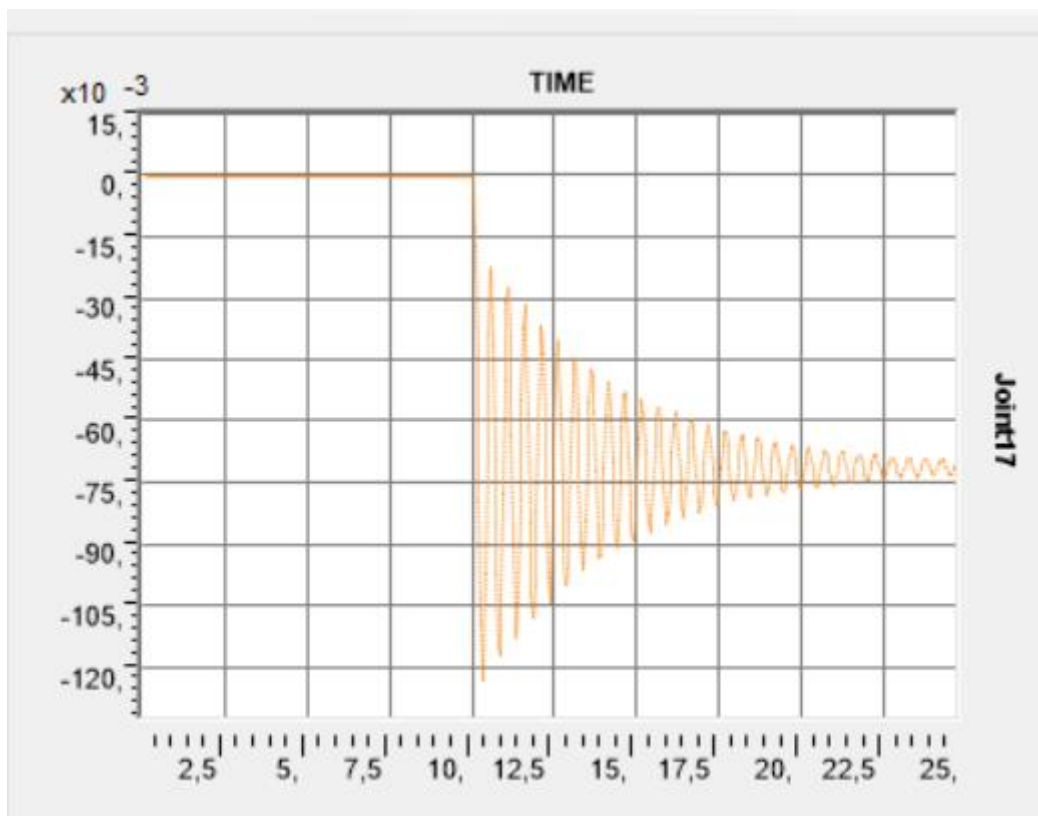


Σχήμα 3.10: Χρονοιστορία εφαρμογής κατακόρυφων φορτίων G+0,5Q

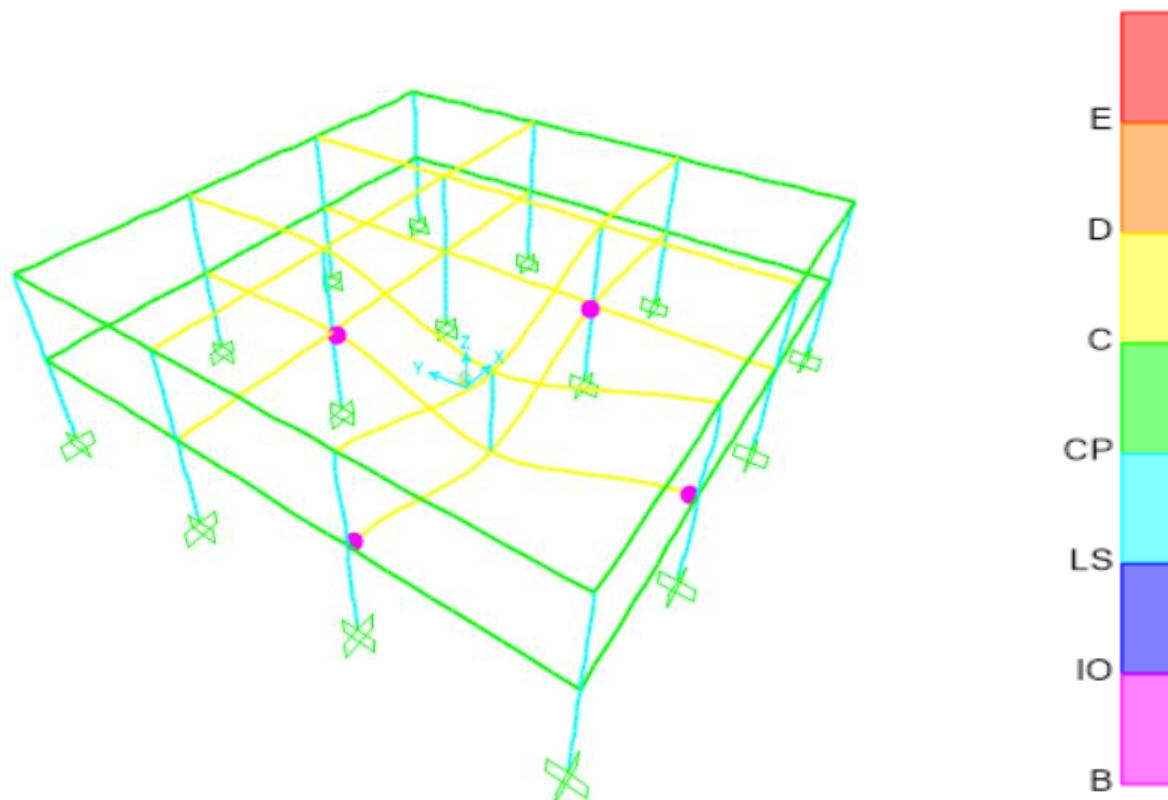
Ορίζονται ως θέσεις πιθανών πλαστικών αρθρώσεων τα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων, στις θέσεις 0,01 και 0,99 του μήκους κάθε στοιχείου, ενώ οι χρησιμοποιείται η ιδιότητα του λογισμικού για αυτόματο προσδιορισμό των χαρακτηριστικών των πλαστικών αρθρώσεων.

Για την ανελαστική συμπεριφορά των δοκών επιλέγεται πλαστική άρθρωση τύπου M3 , καθώς κρίσιμη θεωρείται η αστοχία λόγω κάμψης περί τον τοπικό άξονα 3 , ενώ για τα υποστυλώματα επιλέγεται πλαστική άρθρωση τύπου P-M2-M3, καθώς θεωρείται κρίσιμη η αστοχία λόγω αλληλεπίδρασης αξονικής δύναμης και διαξονικής κάμψης περί τους τοπικούς άξονες 2 και 3.

Στη συνέχεια πραγματοποιείται μη γραμμική δυναμική ανάλυση , η οποία λαμβάνει υπόψιν τόσο τα φαινόμενα P-δ όσο και τις μεγάλες μετατοπίσεις (Non linear analysis, P-delta plus Large Displacements) , τα αποτελέσματα της οποίας παρουσιάζονται παρακάτω.



Σχήμα 3.11: Κατακόρυφη μετακίνηση του κόμβου 17 (απώλεια υποστυλώματος) συναρτήσει του χρόνου



Σχήμα 3.12: Παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου κατά τη στιγμή της απώλειας του υποστυλώματος

Η μέγιστη μετακίνηση , η οποία εμφανίζεται κατά τη διάρκεια της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης , είναι 12cm , ενώ στα 25sec η μετακίνηση αυτή σταθεροποιείται στα 7 cm . Παρατηρείται η εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών , οι οποίες όμως είναι εντός των αποδεκτών ορίων , καθώς καμία δεν ξεπερνά τη στάθμη επιτελεστικότητας άμεση χρήση IO.

Στη συνέχεια συνεχίζεται η ανάλυση του κτιρίου , αυξάνοντας κάθε φορά τα φορτία σύμφωνα με τον συνδυασμό :

$$LF(DL+0,5LL),$$

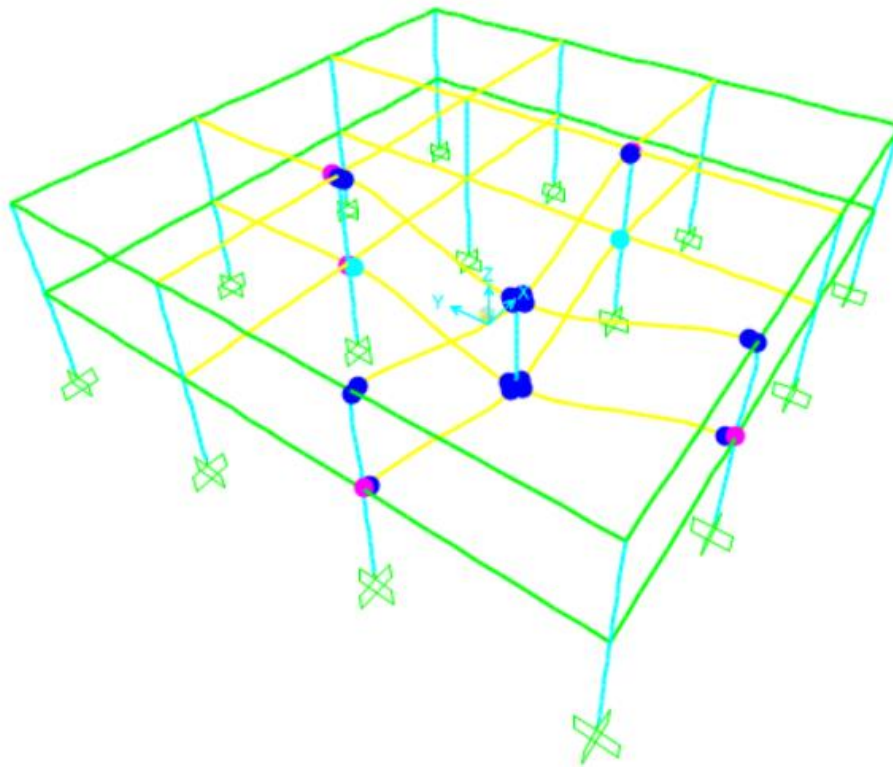
Όπου

LF: Load Factor – συντελεστής αύξησης των φορτίων

DL: Dead Load – μόνιμα φορτία

LL: Live Load – κινητά φορτία

Η ανάλυση συνεχίζεται, μέχρις ότου να εμφανιστεί μία τουλάχιστον πλαστική άρθρωση η οποία φτάνει τη στάθμη LS- Προστασία Ζωής , γεγονός το οποίο συμβαίνει για Load Factor = 4,8 οπότε η ανάλυση τερματίζεται.

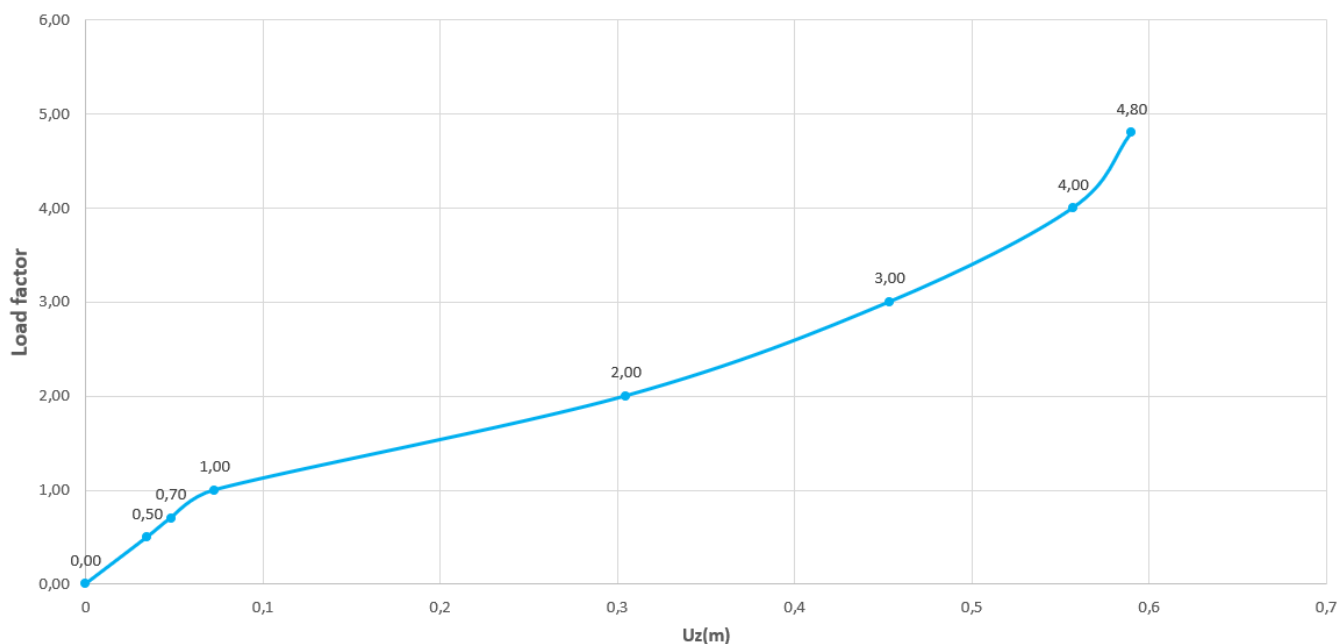


Σχήμα 3.13: Παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου με Load Factor =4,8

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων μέχρι το Load Factor=4,8 συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα :

Load factor	$U_{z,max}$ (m)	$U_{z,25sec}$ (m)
0,00	0	0
0,50	0,0621	0,0348
0,70	0,0867	0,0481
1,00	0,1236	0,0728
2,00	0,3594	0,3049
3,00	0,5592	0,4537
4,00	0,6884	0,5573
4,80	0,7678	0,5903

Πίνακας 3.14 Αποτελέσματα Μη Γραμμικής Δυναμικής Ανάλυσης κτιρίου έως τη στάθμη προστασία ζωής

Σχήμα 3.15: Διάγραμμα Load Factor - μετατόπισης U_{25sec}

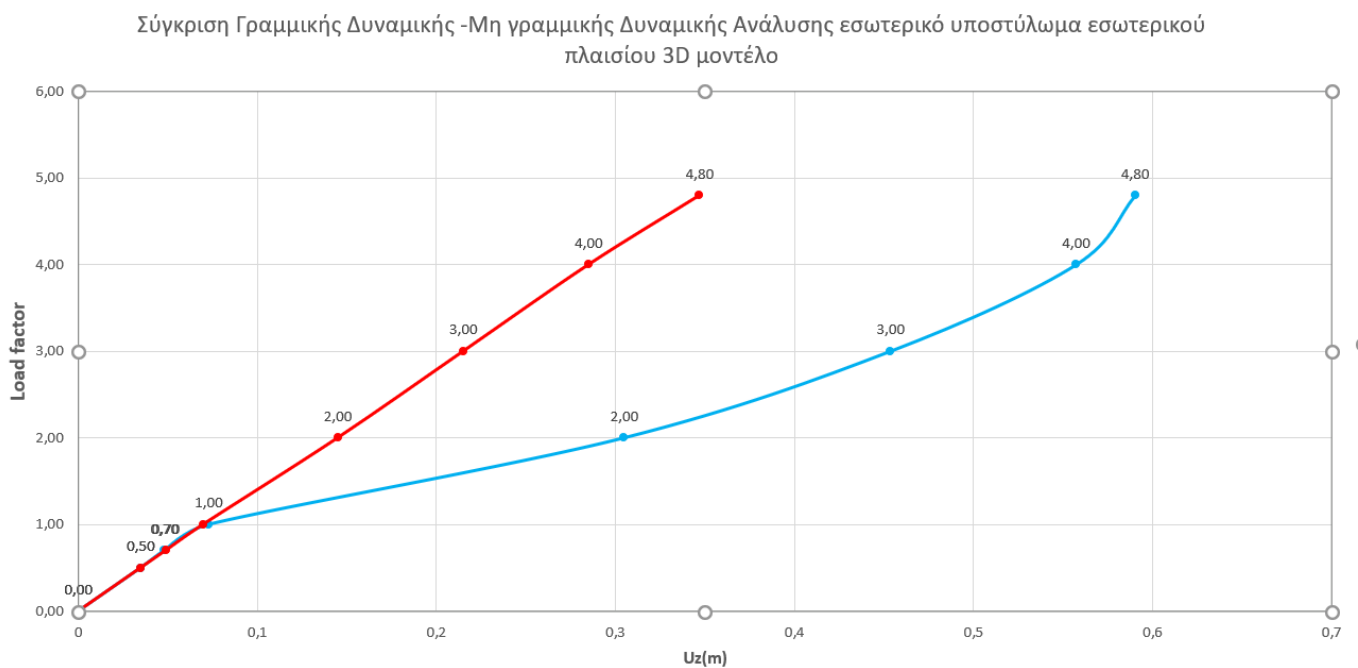
2. Γραμμική Δυναμική Ανάλυση

Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε ελαστική δυναμική ανάλυση του κτιρίου, ακολουθώντας την ίδια μεθοδολογία ως προς την χρονοιστορία των φορτίσεων. Τα αποτελέσματα της γραμμικής δυναμικής ανάλυσης παρατίθενται παρακάτω.

Load factor	$U_{z,max,linear}(m)$	$U_{z,25sec-linear}(m)$
0,00	0	0
0,50	0,0623	0,0348
0,70	0,0872	0,0488
1,00	0,1246	0,0697
2,00	0,2544	0,1449
3,00	0,3860	0,2150
4,00	0,5158	0,2850
4,80	0,6204	0,3470

Πίνακας 3.16: Αποτελέσματα ελαστικής δυναμικής ανάλυσης κτιρίου

Στην γραμμική δυναμική ανάλυση για Load Factor 0,5 , ο συντελεστής εκμετάλλευσης των διατομών ξεπερνά το 1. Επομένως , όπως και στις αντίστοιχες αναλύσεις του πλαισίου, δεν ενδείκνυται η χρήση της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης για διαστασιολόγηση, καθώς θα οδηγήσει σε υπερβολικά μεγάλες διατομές. Τέλος, για Load Factor=1 οι μετατοπίσεις είναι σχεδόν ίσες , ενώ όσο αυξάνεται ο συντελεστής υπάρχει σημαντική απόκλιση των δύο αναλύσεων .

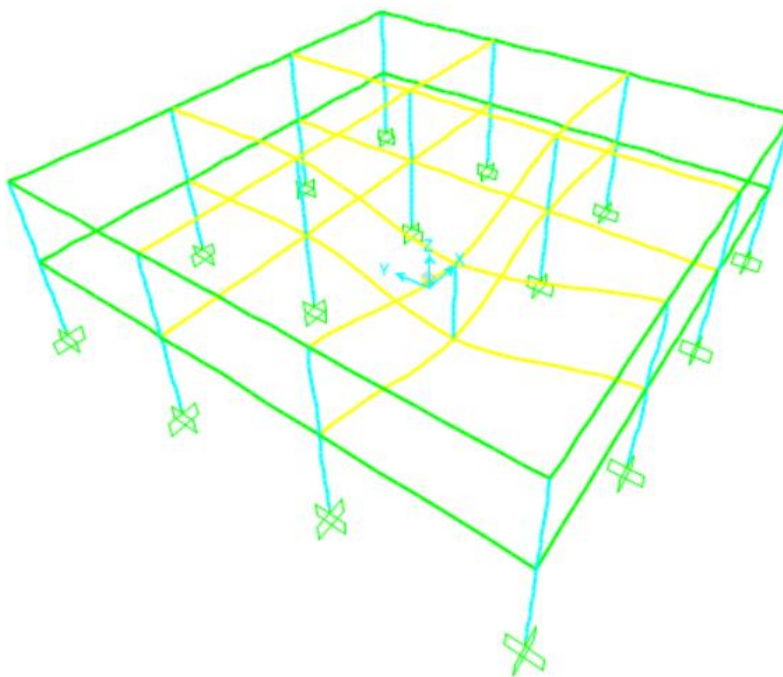


Σχήμα 3.17: Σύγκριση Γραμμικής Δυναμικής – Μη γραμμικής Δυναμικής Ανάλυσης κτιρίου

3.4 Έλεγχος πλαισίου σε απώλεια εσωτερικού υποστυλώματος εσωτερικού πλαισίου – Γραμμική Στατική και Μη γραμμική στατική ανάλυση

1. Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση

Στη συνέχεια πραγματοποιείται μη γραμμική στατική ανάλυση του κτιρίου, η οποία λαμβάνει υπόψιν τόσο τα φαινόμενα P-δ όσο και τις μεγάλες μετατοπίσεις (Non linear analysis, P-delta plus Large Displacements) και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται παρακάτω:



Σχήμα 3.18: Παραμορφωσιακή κατάσταση κτιρίου μετά την απώλεια του υποστυλώματος - Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση

Η μετακίνηση στον κόμβο του κτιρίου, όπου χάνεται το υποστυλώμα, είναι 7cm, σχεδόν ίση με τη μέση μετακίνηση της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης. Ωστόσο, δεν παρατηρείται η εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών, σε αντίθεση με τη γραμμική ανάλυση.

Στη συνέχεια συνεχίζεται η ανάλυση του κτιρίου, αυξάνοντας κάθε φορά τα φορτία σύμφωνα με τον συνδυασμό :

$$LF(DL+0,5LL),$$

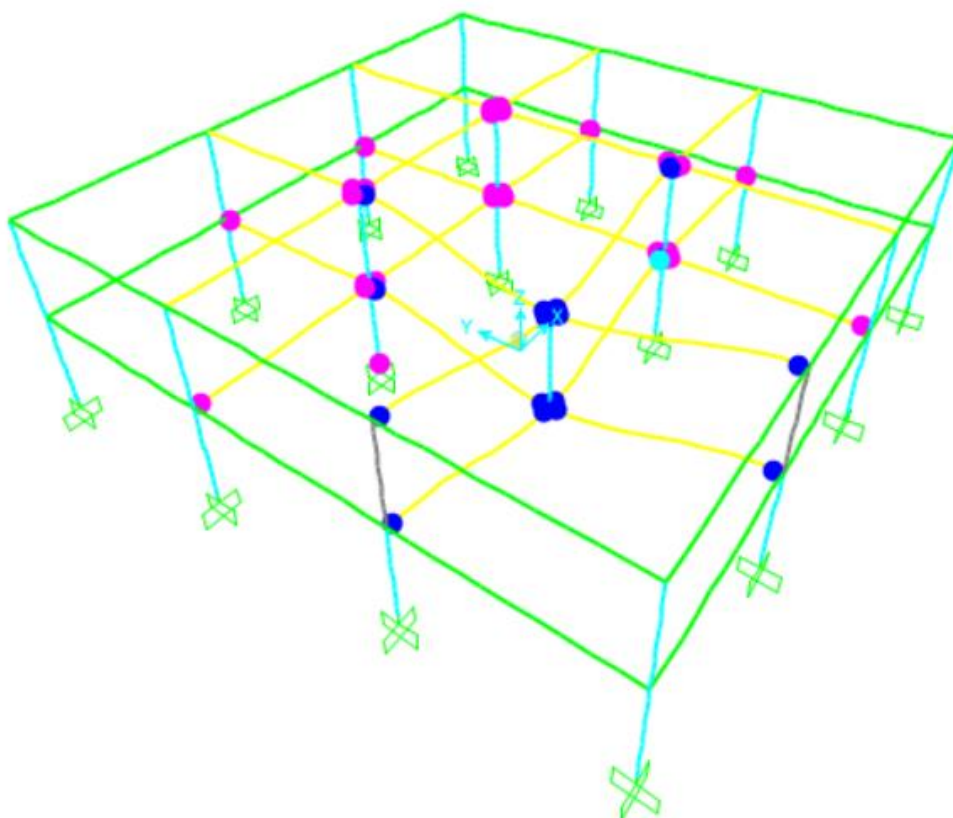
Όπου

LF: Load Factor – συντελεστής αύξησης των φορτίων

DL: Dead Load – μόνιμα φορτία

LL: Live Load – κινητά φορτία

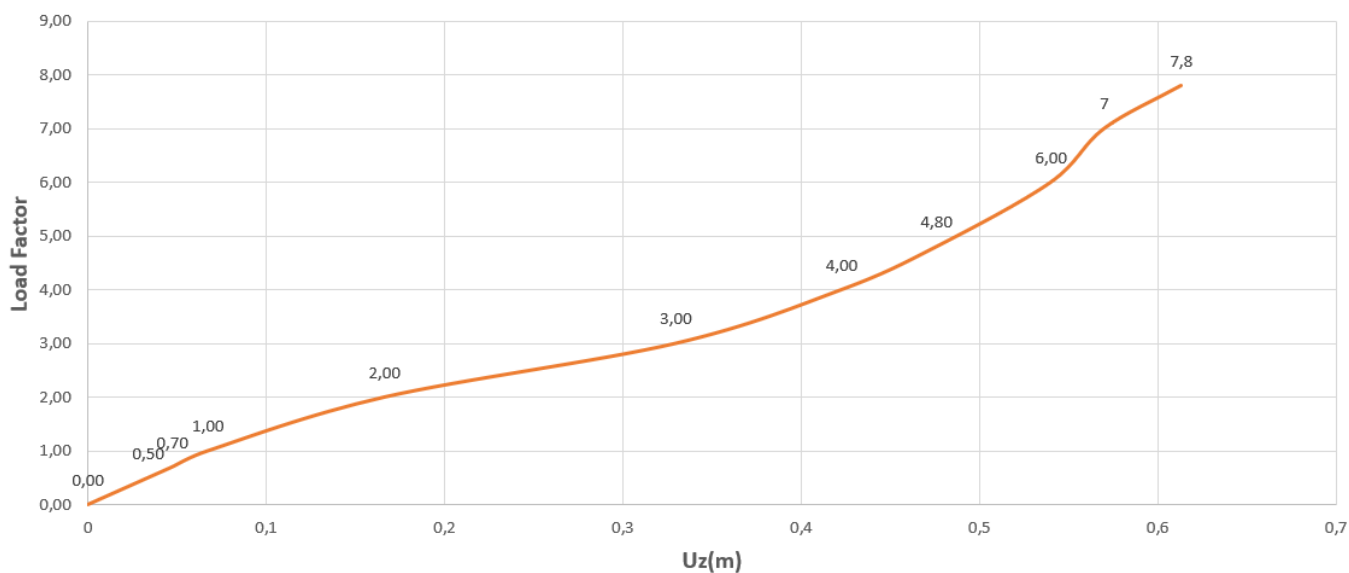
Η ανάλυση συνεχίζεται, μέχρις ότου να εμφανιστεί μία τουλάχιστον πλαστική άρθρωση η οποία φτάνει τη στάθμη LS- Προστασία Ζωής, γεγονός το οποίο συμβαίνει για Load Factor = 7,8 οπότε η ανάλυση τερματίζεται.



Σχήμα 3.19: Παραμορφωσιακή κατάσταση κτιρίου για Load Factor = 7,8

Load factor	Uz(m)
0,00	0
0,50	0,0338
0,70	0,0473
1,00	0,0673
2,00	0,1663
3,00	0,3297
4,00	0,4227
4,80	0,4759
6,00	0,5401
7,00	0,5700
7,80	0,6132

Πίνακας 3.20: Αποτελέσματα Μη Γραμμικής Στατικής Ανάλυσης κτιρίου έως τη στάθμη προστασία ζώης



Σχήμα 3.21: Διάγραμμα Load Factor - μετατόπισης Uz

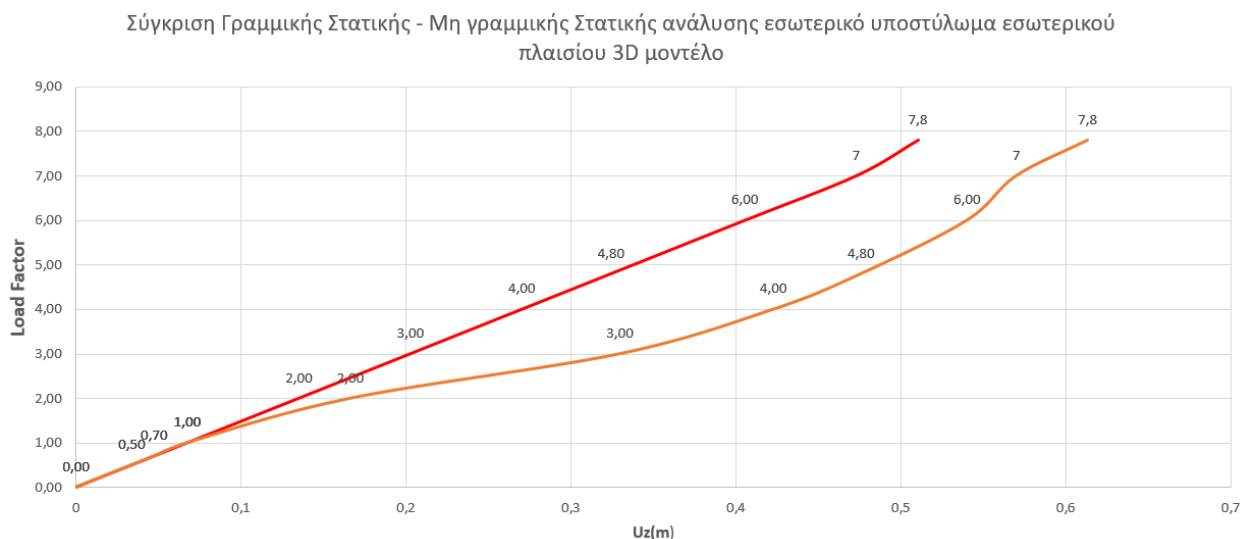
2. Γραμμική στατική ανάλυση

Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε γραμμική στατική ανάλυση του κτιρίου και τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρατίθενται παρακάτω:

Load factor	U(linear)
0,00	0
0,50	0,0338
0,70	0,0473
1,00	0,0676
2,00	0,1351
3,00	0,2027
4,00	0,2702
4,80	0,3243
6,00	0,4054
7,00	0,4729
7,80	0,5103

Πίνακας 3.22: Αποτελέσματα γραμμικής στατικής ανάλυσης κτιρίου

Στην γραμμική δυναμική ανάλυση για Load Factor 0,7 , ο συντελεστής εκμετάλλευσης των διατομών ξεπερνά το 1. Στην αντίστοιχη γραμμική στατική συμπεριφορά πλαισίου σε απώλεια εσωτερικού υποστύλωματος είχε προκύψει Load Factor = 0,5, δηλαδή 1,4 φορές μικρότερο σε σχέση με το κτίριο. Τέλος, για Load Factor=1 οι μετατοπίσεις είναι σχεδόν ίσες , ενώ όσο αυξάνεται ο συντελεστής υπάρχει σημαντική απόκλιση των δύο αναλύσεων .



Σχήμα 3.23: Σύγκριση Γραμμικής Στατικής – Μη γραμμικής Στατικής Ανάλυσης κτιρίου

3. Γραμμική και Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση με Συντελεστή Δυναμικής Προσαύξησης

Τέλος, πραγματοποιήθηκε μη γραμμική στατική ανάλυση του κτιρίου χρησιμοποιώντας τον Συντελεστή Δυναμικής Προσαύξησης (Dynamic Increase Factor), ώστε να ληφθεί υπόψη η δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής στη μη γραμμική στατική ανάλυση. Χρησιμοποιήθηκε η τιμή $DIF=2$, όπως προτείνει η οδηγία GSA 2003 Guidelines για μελέτη συμπεριφοράς μεταλλικών κατασκευών σε απώλεια υποστρώματος για μη γραμμική στατική ανάλυση. Επομένως, η φόρτιση προκύπτει ως ακολούθως:

$$DIF \times LF(DL+0,5LL),$$

Όπου

DIF: Dynamic Increase Factor – Συντελεστής Δυναμικής Προσαύξησης

LF: Load Factor – Συντελεστής αύξησης των φορτίων

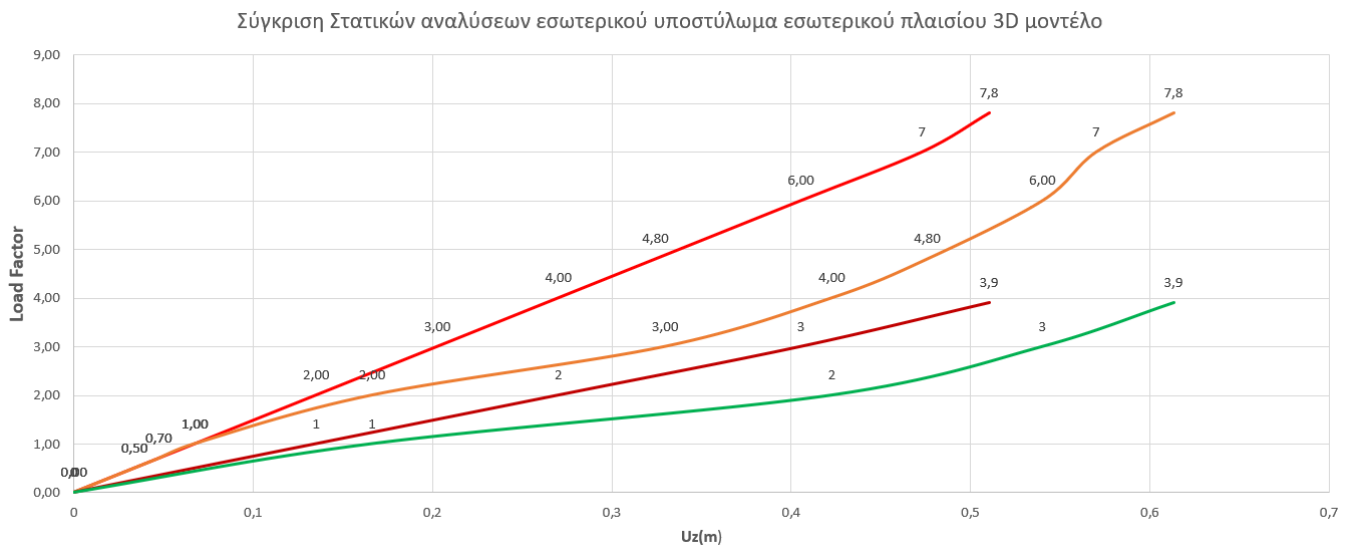
DL: Dead Load – Μόνιμα φορτία

LL: Live Load – Κινητά φορτία

Η ανάλυση συνεχίζεται, μέχρις ότου να εμφανιστεί μία τουλάχιστον πλαστική άρθρωση η οποία φτάνει τη στάθμη LS- Προστασία Ζωής, γεγονός το οποίο συμβαίνει για Load Factor = 3,55 οπότε η ανάλυση τερματίζεται.

Load factor	Uz,nonlinearanalysis(m)	Uz,linear analysis(m)
0	0	0
1,00	0,1663	0,1351
2,00	0,4227	0,2702
3,00	0,5401	0,4054
3,90	0,6132	0,5103

Πίνακας 3.24: Σύγκριση Γραμμικής Στατικής – Μη γραμμικής Στατικής Ανάλυσης κτιρίου με $DIF = 2$

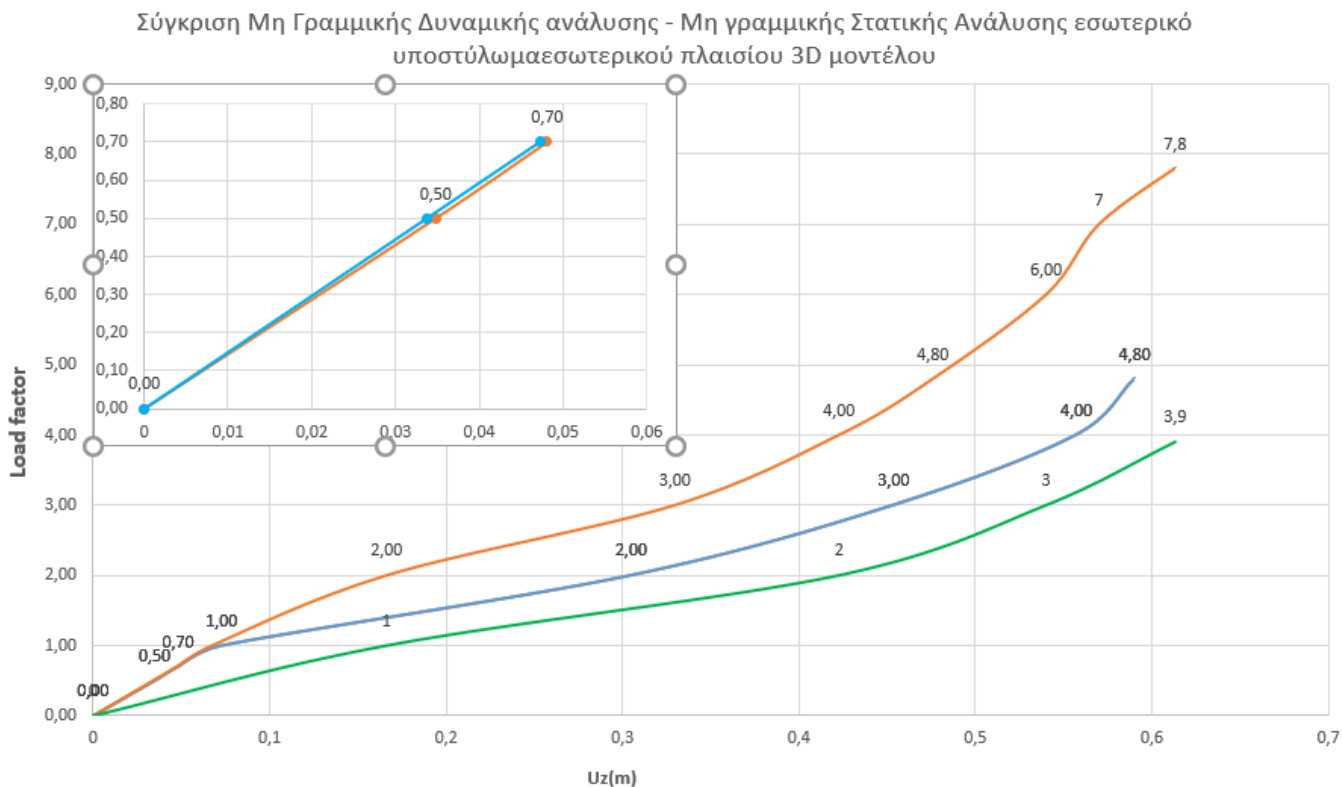


Σχήμα 3.25: Σύγκριση Στατικών Αναλύσεων κτιρίου

3.5 Σύγκριση αναλύσεων κτιρίου για απώλεια εσωτερικού υποστυλώματος – Συμπεράσματα

Μετά την ολοκλήρωση των παραπάνω αναλύσεων μπορούμε να καταλήξουμε στα ακόλουθα συμπεράσματα:

- Οι γραμμικές αναλύσεις δεν ενδείκνυνται για έλεγχο και διαστασιολόγηση του πλαισίου, καθώς τόσο στην γραμμική δυναμική όσο και στη γραμμική στατική ανάλυση οι διατομές ξεπερνούν την αντοχή τους για μόλις 0,5 και 0,7 του φορτίου αντίστοιχα.
- Οι μετακινήσεις γραμμικής και μη γραμμικής ανάλυσης, δυναμικής και στατικής, διαφέρουν σημαντικά με τις μετακινήσεις των μη γραμμικών αναλύσεων να είναι εμφανώς αυξημένες.
- Επομένως , καταλληλότερη θεωρείται η χρήση μη γραμμικών αναλύσεων με θεωρία μεγάλων μετατοπίσεων , οι οποίες παρουσιάζονται παρακάτω.



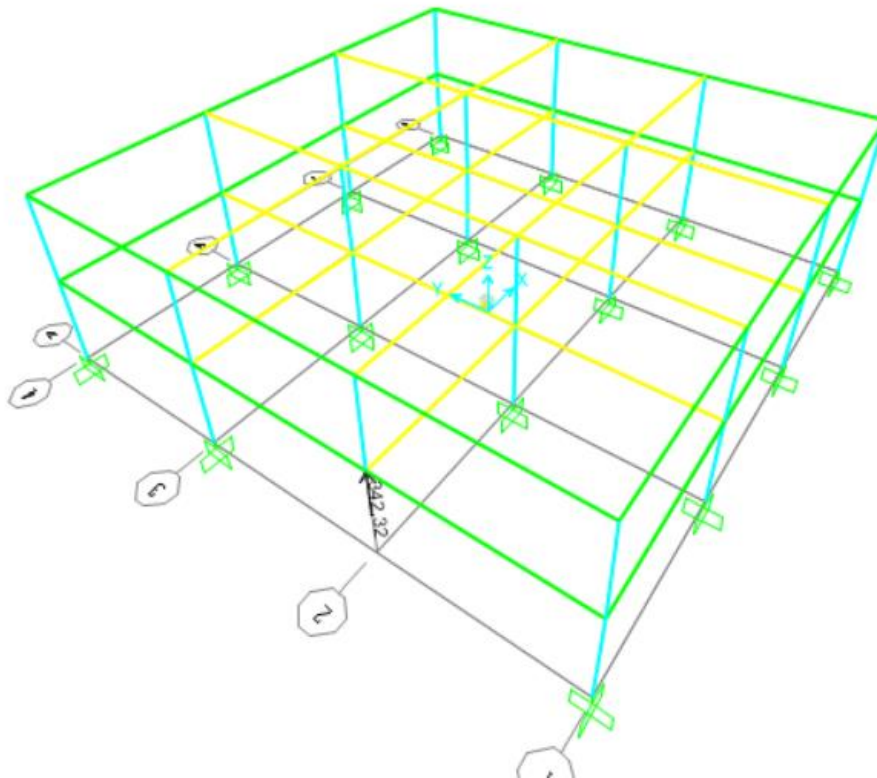
Σχήμα 3.26: Σύγκριση Μη Γραμμικής Στατικής -Μη γραμμικής Δυναμικής Ανάλυσης κτιρίου

- Η μη γραμμική στατική ανάλυση χωρίς δυναμικό συντελεστή προσαύξησης φτάνει έως Load Factor 7,8 , ενώ η μη γραμμική δυναμική μόλις 4,8.
- Από τη μη γραμμική στατική ανάλυση χωρίς χρήση δυναμικού συντελεστή προσαύξησης και την μη γραμμική δυναμική προκύπτει συντελεστής $DIF=7,8/4,8=1,625 < DIF= 2$. Επομένως , ο συντελεστής 2 οδηγεί σε συντηρητικά αποτελέσματα, αλλά η χρησιμοποίησή του είναι απαραίτητη.
- Επομένως , καταλληλότερη στην περίπτωση απώλειας εσωτερικού υποστυλώματος κτιρίου θεωρείται η μη γραμμική δυναμική ανάλυση με θεωρία μεγάλων μετατοπίσεων , χωρίς όμως να απορρίπτεται η χρήση μη γραμμικής στατικής ανάλυσης με $DIF=2$.

3.6 Έλεγχος κτιρίου σε απώλεια εσωτερικού υποστυλώματος εξωτερικού πλαισίου– Γραμμική Δυναμική και Μη γραμμική δυναμική ανάλυση

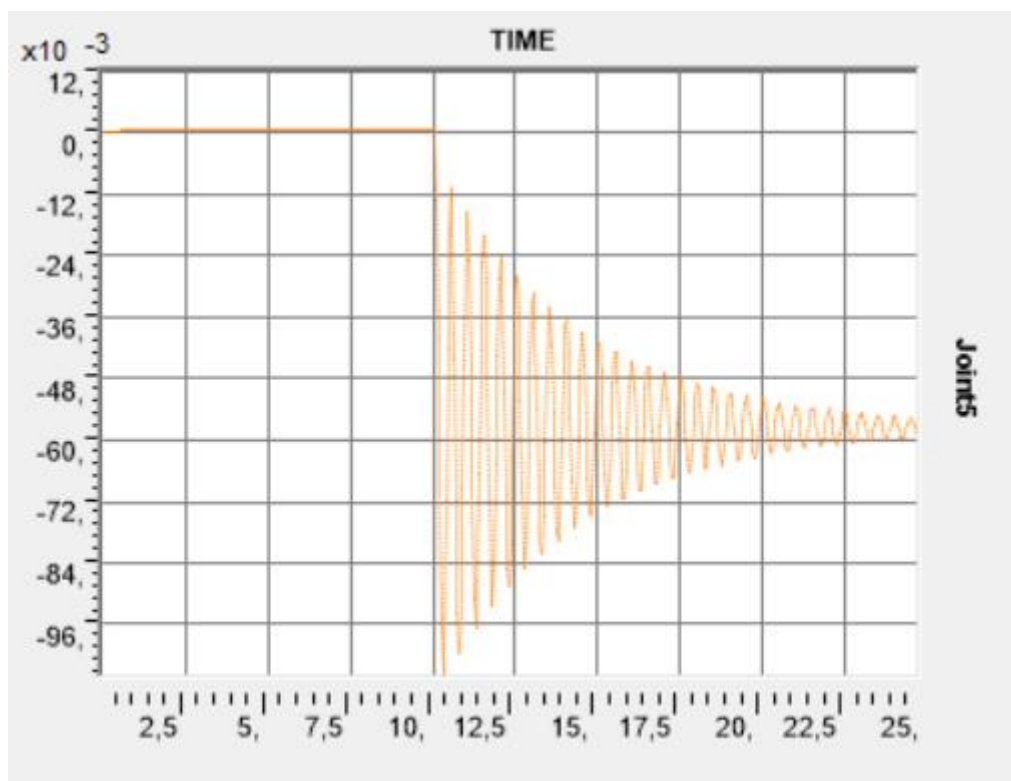
1. Μη Γραμμική Δυναμική Ανάλυση

Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε μελέτη της συμπεριφοράς του κτιρίου σε απώλεια εσωτερικού υποστυλώματος εξωτερικού πλαισίου ακολουθώντας την ίδια διαδικασία. Υπολογίστηκαν τα εντατικά μεγέθη του υποστυλώματος και αντικαταστάθηκε με την αξονική του.

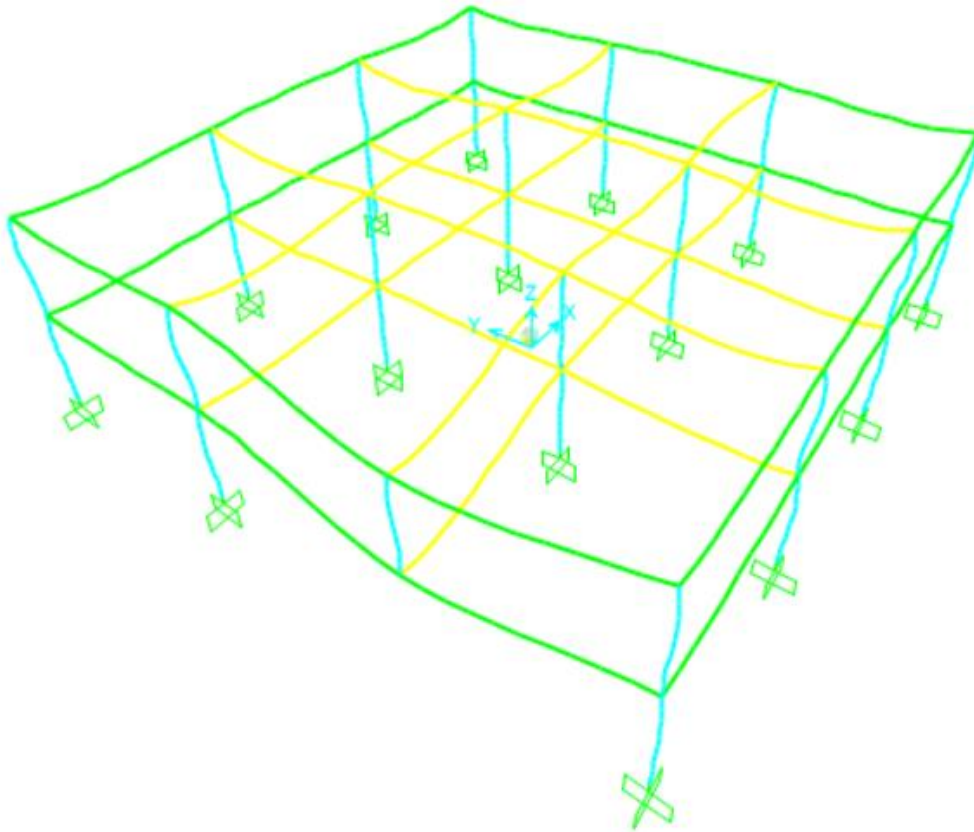


Σχήμα 3.27: Αντικατάσταση υποστυλώματος με την αξονική του

Στη συνέχεια πραγματοποιείται μη γραμμική δυναμική ανάλυση , η οποία λαμβάνει υπόψιν τόσο τα φαινόμενα P-δ όσο και τις μεγάλες μετατοπίσεις (Non linear analysis, P-delta plus Large Displacements) , τα αποτελέσματα της οποίας παρουσιάζονται παρακάτω.



Σχήμα 3.28: Κατακόρυφη μετακίνηση του κόμβου 5 (απώλεια υποστυλώματος) συναρτήσει του χρόνου



Σχήμα 3.28: Παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου κατά τη στιγμή της απώλειας του υποστυλώματος

Η μέγιστη μετακίνηση , η οποία εμφανίζεται κατά τη διάρκεια της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης , είναι 11cm , ενώ στα 25sec η μετακίνηση αυτή σταθεροποιείται στα 6 cm , ενώ δεν παρατηρείται η εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών .

Στη συνέχεια συνεχίζεται η ανάλυση του κτιρίου , αυξάνοντας κάθε φορά τα φορτία σύμφωνα με τον συνδυασμό :

$$LF(DL+0,5LL),$$

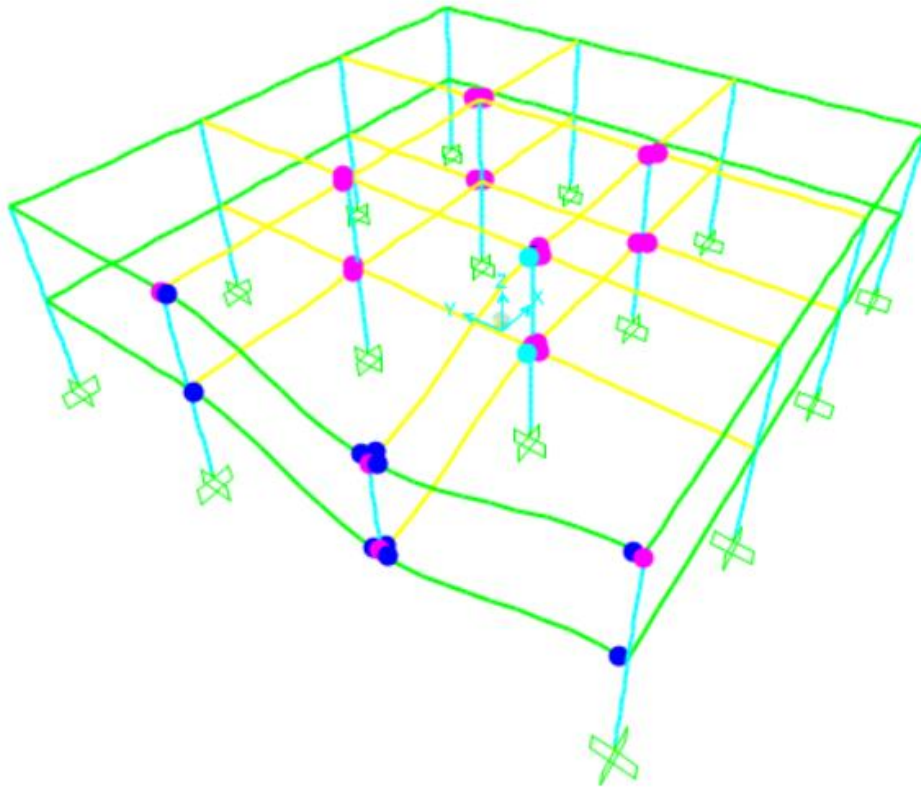
Όπου

LF: Load Factor – συντελεστής αύξησης των φορτίων

DL: Dead Load – μόνιμα φορτία

LL: Live Load – κινητά φορτία

Η ανάλυση συνεχίζεται, μέχρις ότου να εμφανιστεί μία τουλάχιστον πλαστική άρθρωση η οποία φτάνει τη στάθμη LS- Προστασία Ζωής , γεγονός το οποίο συμβαίνει για Load Factor = 6 οπότε η ανάλυση τερματίζεται.



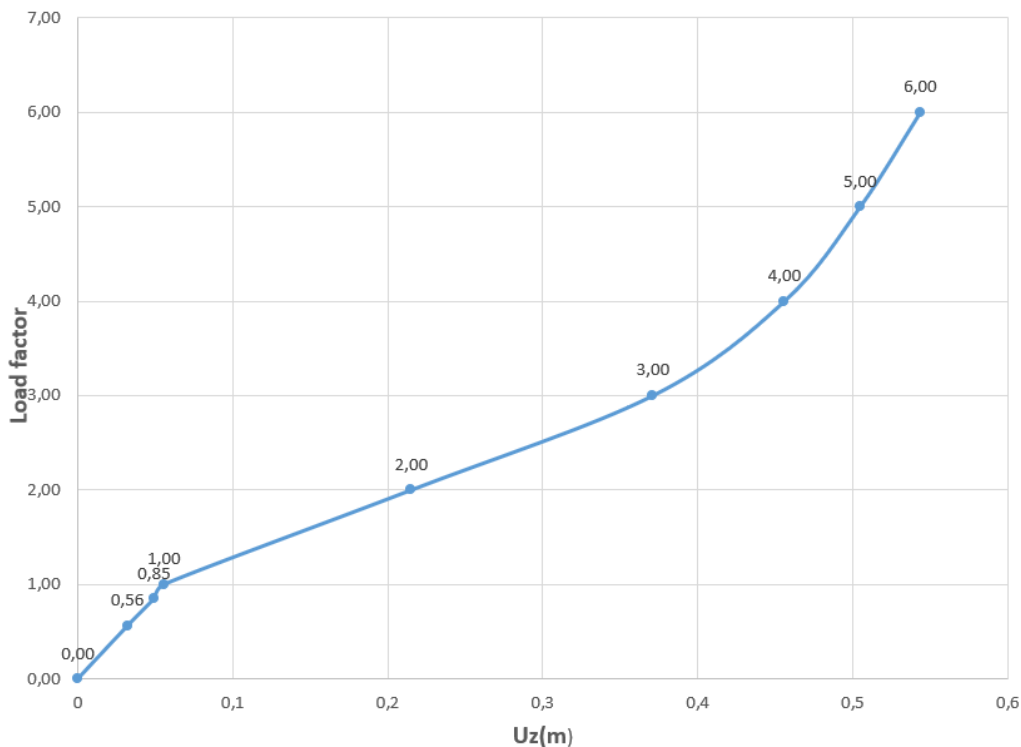
Σχήμα 3.29: Παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου με Load Factor =6

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων μέχρι το Load Factor=6,00 συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα :

Load factor	$U_{z,max}$ (m)	$U_{z,25sec}$ (m)
0,00	0	0
0,56	0,0585	0,0320
0,85	0,0891	0,0492
1,00	0,1069	0,0556
2,00	0,2656	0,2152
3,00	0,4602	0,3711
4,00	0,5879	0,4559
5,00	0,6847	0,5047
6,00	0,7590	0,5435

Πίνακας 3.30 Αποτελέσματα Μη Γραμμικής Δυναμικής Ανάλυσης κτιρίου έως τη στάθμη προστασία

ζωής



Σχήμα 3.31: Διάγραμμα Load Factor - μετατόπισης U_{25sec}

2. Γραμμική Δυναμική Ανάλυση

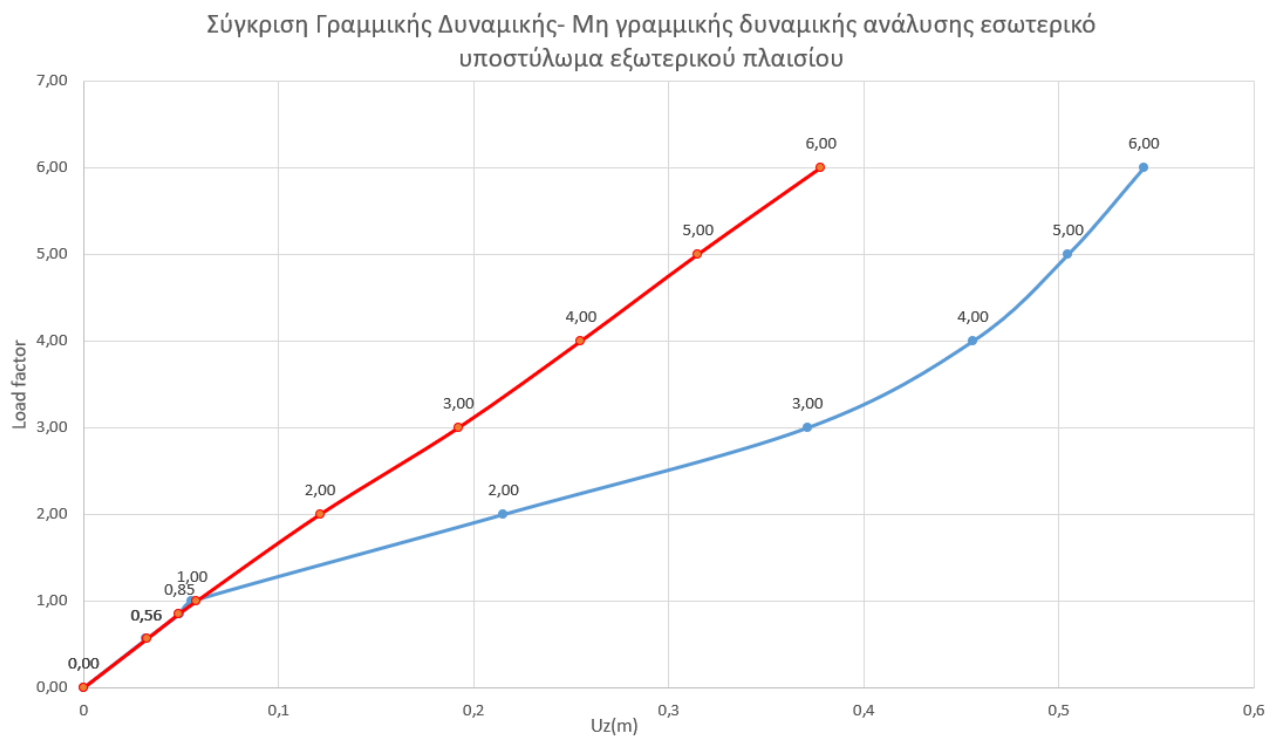
Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε ελαστική δυναμική ανάλυση του κτιρίου, ακολουθώντας την ίδια μεθοδολογία ως προς την χρονιοστορία των φορτίσεων. Τα αποτελέσματα της γραμμικής δυναμικής ανάλυσης παρατίθενται παρακάτω.

Load factor	Uz,max,linear(m)	Uz,25sec- linear(m)
0,00	0	0
0,56	0,0585	0,0323
0,85	0,0898	0,0487
1,00	0,1082	0,0579
2,00	0,2209	0,1212
3,00	0,3316	0,1922
4,00	0,4469	0,2550
5,00	0,5588	0,3150
6,00	0,6706	0,3780

Πίνακας 3.32: Αποτελέσματα ελαστικής δυναμικής ανάλυσης κτιρίου

Στην γραμμική δυναμική ανάλυση για Load Factor 0,56 , ο συντελεστής εκμετάλλευσης των διατομών ξεπερνά το 1. Επομένως , όπως και στις προηγούμενες αναλύσεις, δεν ενδείκνυται η χρήση της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης για διαστασιολόγηση, καθώς θα οδηγήσει σε υπερβολικά μεγάλες διατομές. Τέλος,

για Load Factor=1 οι μετατοπίσεις είναι σχεδόν ίσες , ενώ όσο αυξάνεται ο συντελεστής υπάρχει σημαντική απόκλιση των δύο αναλύσεων .

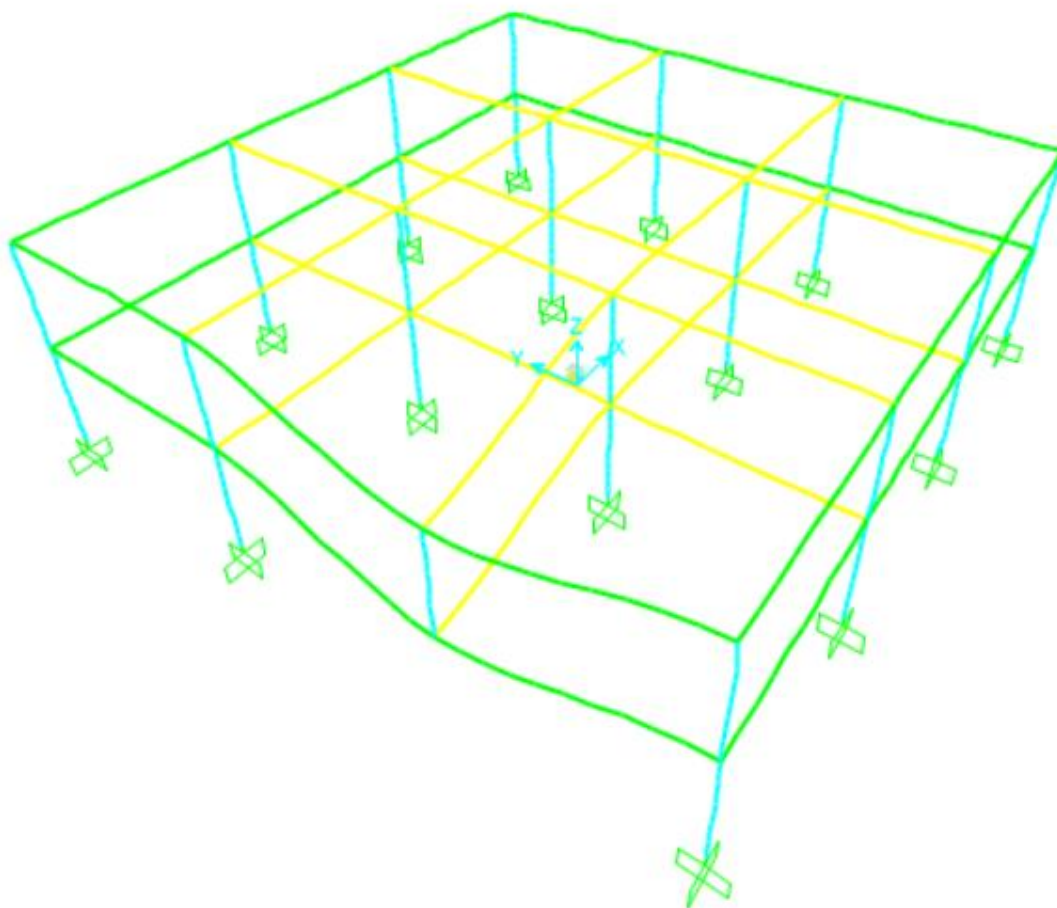


Σχήμα 3.32: Σύγκριση Γραμμικής Δυναμικής – Μη γραμμικής Δυναμικής Ανάλυσης κτιρίου

3.7 Έλεγχος πλαισίου σε απώλεια εσωτερικού υποστυλώματος εξωτερικού πλαισίου – Γραμμική Στατική και Μη γραμμική στατική ανάλυση

1. Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση

Στη συνέχεια πραγματοποιείται μη γραμμική στατική ανάλυση του κτιρίου, η οποία λαμβάνει υπόψιν τόσο τα φαινόμενα P-δ όσο και τις μεγάλες μετατοπίσεις (Non linear analysis, P-delta plus Large Displacements) και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται παρακάτω:



Σχήμα 3.33: Παραμορφωσιακή κατάσταση κτιρίου μετά την απώλεια του υποστυλώματος - Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση

Η μετακίνηση στον κόμβο του κτιρίου , όπου χάνεται το υποστυλώμα , είναι 6cm , ίση με τη μέση μετακίνηση της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης. Επίσης , δεν παρατηρείται η εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών , όπως και στη δυναμική ανάλυση.

Στη συνέχεια συνεχίζεται η ανάλυση του κτιρίου, αυξάνοντας κάθε φορά τα φορτία σύμφωνα με τον συνδυασμό :

$$LF(DL+0,5LL),$$

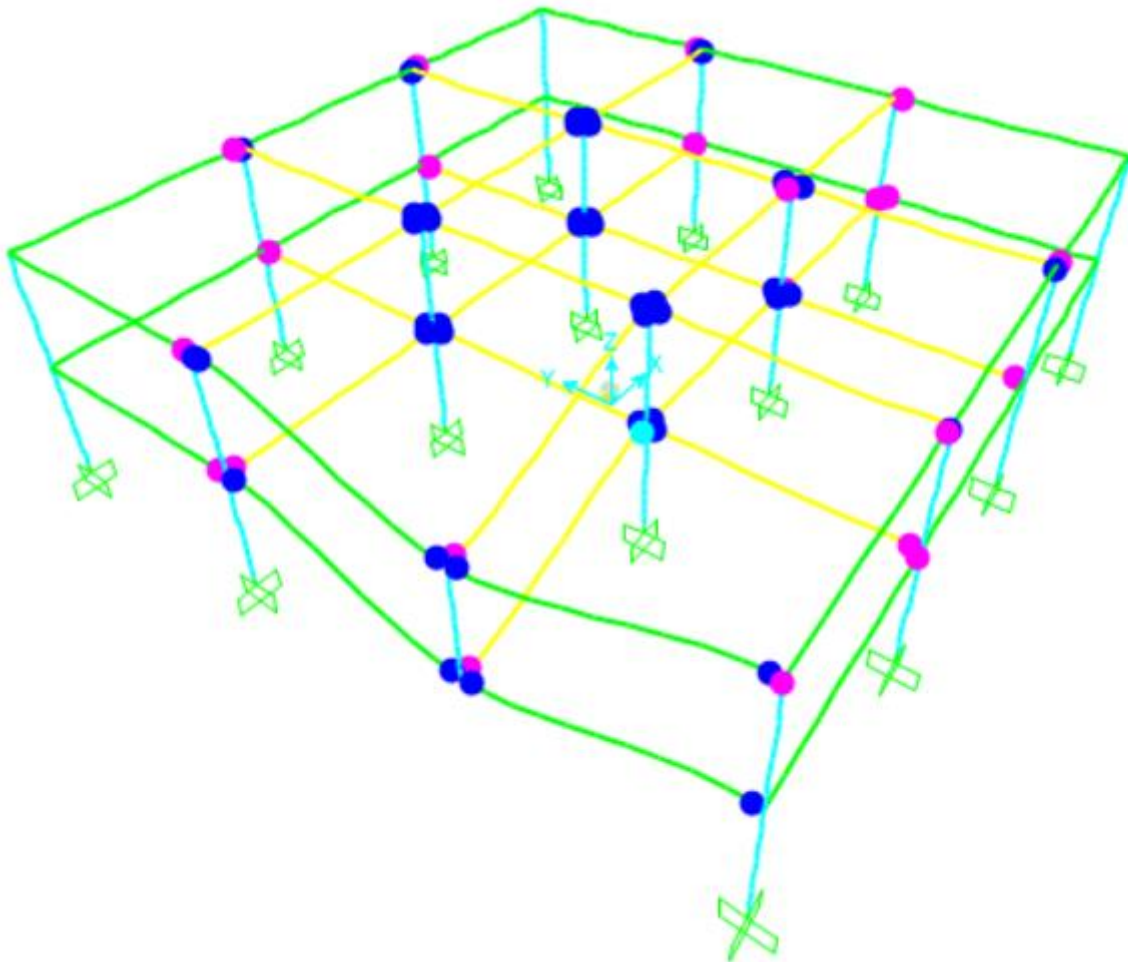
Όπου

LF: Load Factor – συντελεστής αύξησης των φορτίων

DL: Dead Load – μόνιμα φορτία

LL: Live Load – κινητά φορτία

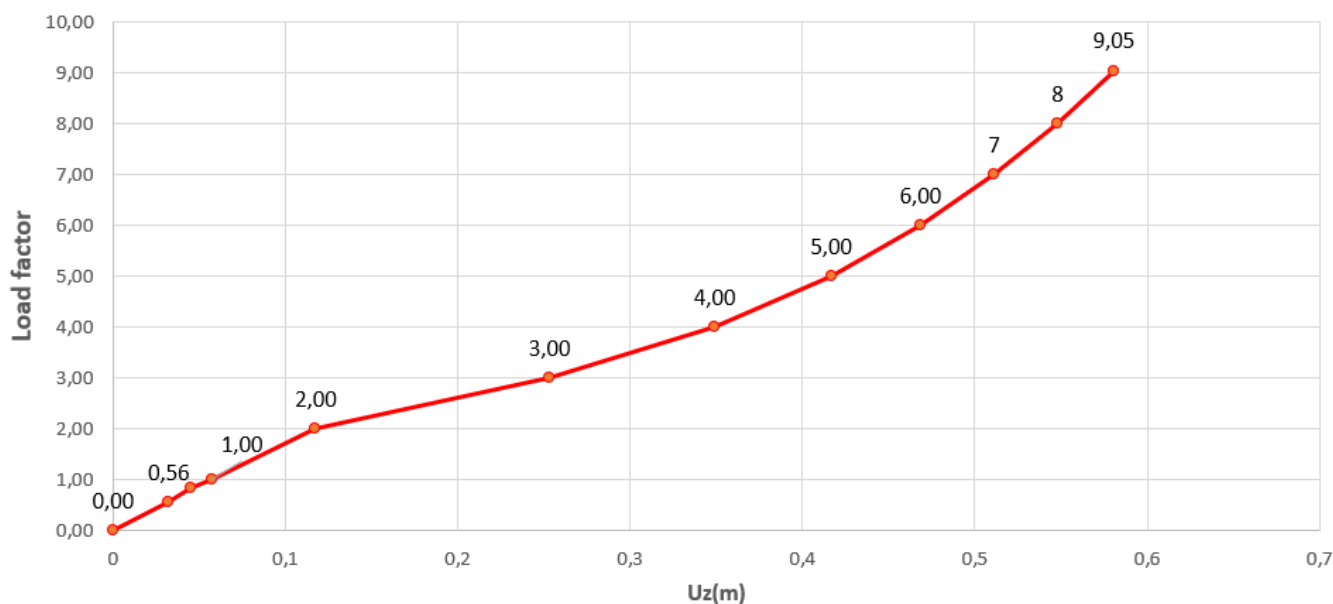
Η ανάλυση συνεχίζεται, μέχρις ότου να εμφανιστεί μία τουλάχιστον πλαστική άρθρωση η οποία φτάνει τη στάθμη LS- Προστασία Ζωής, γεγονός το οποίο συμβαίνει για Load Factor = 9,05 οπότε η ανάλυση τερματίζεται.



Σχήμα 3.34: Παραμορφωσιακή κατάσταση κτιρίου για Load Factor = 9,05

Load factor	Uz(m)
0,00	0
0,56	0,0323
0,85	0,0452
1,00	0,0574
2,00	0,1176
3,00	0,2532
4,00	0,3490
5,00	0,4166
6,00	0,4684
7,00	0,5112
8,00	0,5479
9,05	0,5806

Πίνακας 3.35: Αποτελέσματα Μη Γραμμικής Στατικής Ανάλυσης κτιρίου έως τη στάθμη προστασία ζωής



Σχήμα 3.36: Διάγραμμα Load Factor - μετατόπισης Uz

2. Γραμμική στατική ανάλυση

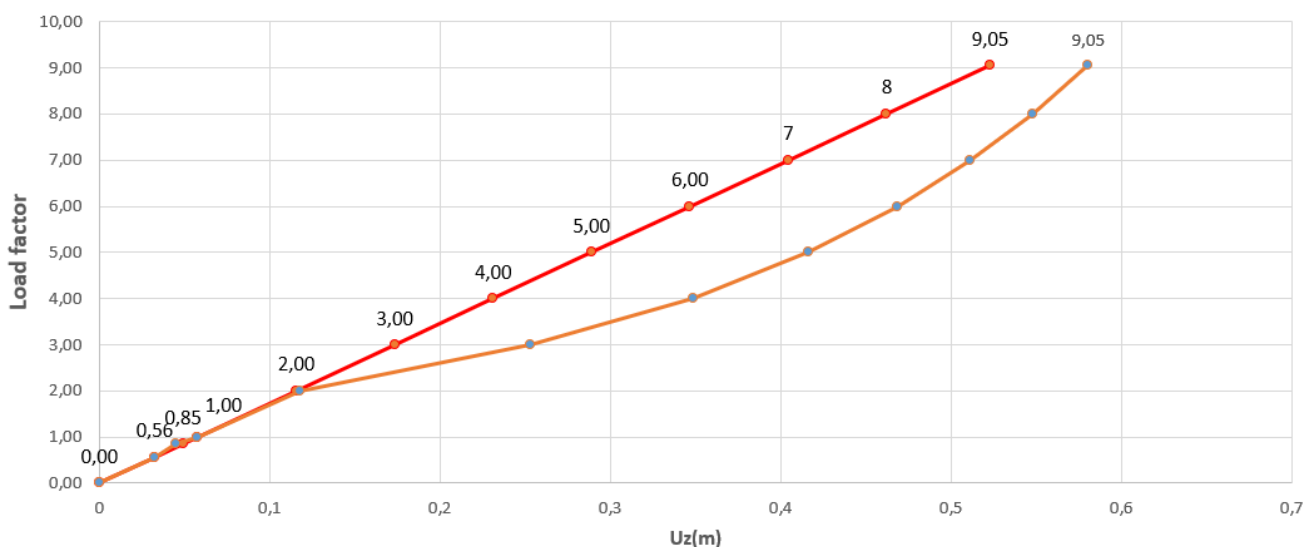
Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε γραμμική στατική ανάλυση του κτιρίου και τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρατίθενται παραρακάτω:

Load factor	U(linear)
0,00	0
0,56	0,0324
0,85	0,0491
1,00	0,0578
2,00	0,1156
3,00	0,1734
4,00	0,2312
5,00	0,2889
6,00	0,3467
7,00	0,4045
8,00	0,4623
9,05	0,5230

Πίνακας 3.37: Αποτελέσματα γραμμικής στατικής ανάλυσης κτιρίου

Στην γραμμική δυναμική ανάλυση για Load Factor 0,85 , ο συντελεστής εκμετάλλευσης των διατομών ξεπερνά το 1. Τέλος, έως Load Factor=2 οι μετατοπίσεις είναι σχεδόν ίσες , ενώ όσο αυξάνεται ο συντελεστής υπάρχει απόκλιση των δύο αναλύσεων , αλλά μικρότερη σε σχέση με τις προηγούμενες αναλύσεις.

Σύγκριση Γραμμικής Στατικής - Μη γραμμική στατικής ανάλυσης εσωτερικό υποστύλωμα εξωτερικού πλαισίου 3D μοντέλο



Σχήμα 3.38: Σύγκριση Γραμμικής Στατικής – Μη γραμμικής Στατικής Ανάλυσης κτιρίου

3. Γραμμική και Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση με Συντελεστή Δυναμικής Προσαύξησης

Τέλος, πραγματοποιήθηκε μη γραμμική στατική ανάλυση του κτιρίου χρησιμοποιώντας τον Συντελεστή Δυναμικής Προσαύξησης (Dynamic Increase Factor), ώστε να ληφθεί υπόψιν η δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής στη μη γραμμική στατική ανάλυση. Χρησιμοποιήθηκε η τιμή $DIF=2$, όπως προτείνει η οδηγία GSA 2003 Guidelines για μελέτη συμπεριφοράς μεταλλικών κατασκευών σε απώλεια υποστρώματος για μη γραμμική στατική ανάλυση. Επομένως, η φόρτιση προκύπτει ως ακολούθως:

$$DIF \times LF(DL+0,5LL),$$

Όπου

DIF: Dynamic Increase Factor – Συντελεστής Δυναμικής Προσαύξησης

LF: Load Factor – Συντελεστής αύξησης των φορτίων

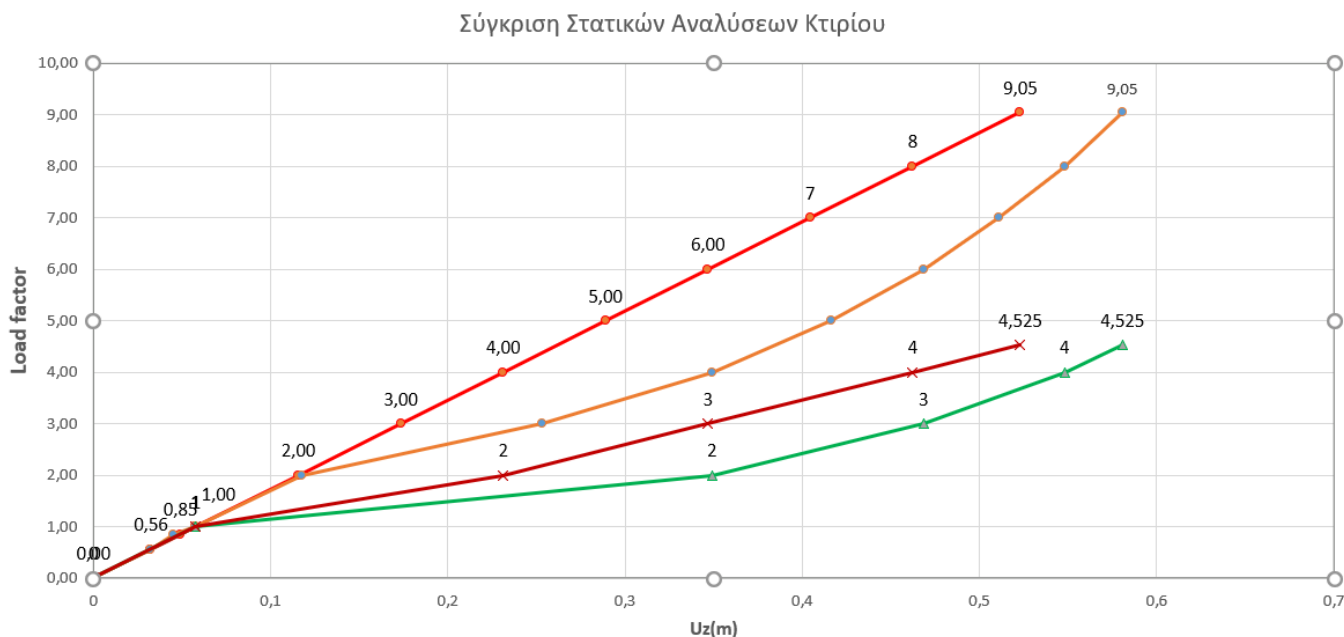
DL: Dead Load – Μόνιμα φορτία

LL: Live Load – Κινητά φορτία

Η ανάλυση συνεχίζεται, μέχρις ότου να εμφανιστεί μία τουλάχιστον πλαστική άρθρωση η οποία φτάνει τη στάθμη LS- Προστασία Ζωής, γεγονός το οποίο συμβαίνει για Load Factor = 3,55 οπότε η ανάλυση τερματίζεται.

Load factor	Uz,nonlinearanalysis(m)	Uz,linear analysis(m)
0	0	0
1,00	0,0574	0,0578
2,00	0,3490	0,2312
3,00	0,4684	0,3467
4,00	0,5479	0,4623
4,525	0,5806	0,5230

Πίνακας 3.39: Σύγκριση Γραμμικής Στατικής – Μη γραμμικής Στατικής Ανάλυσης κτιρίου με $DIF = 2$



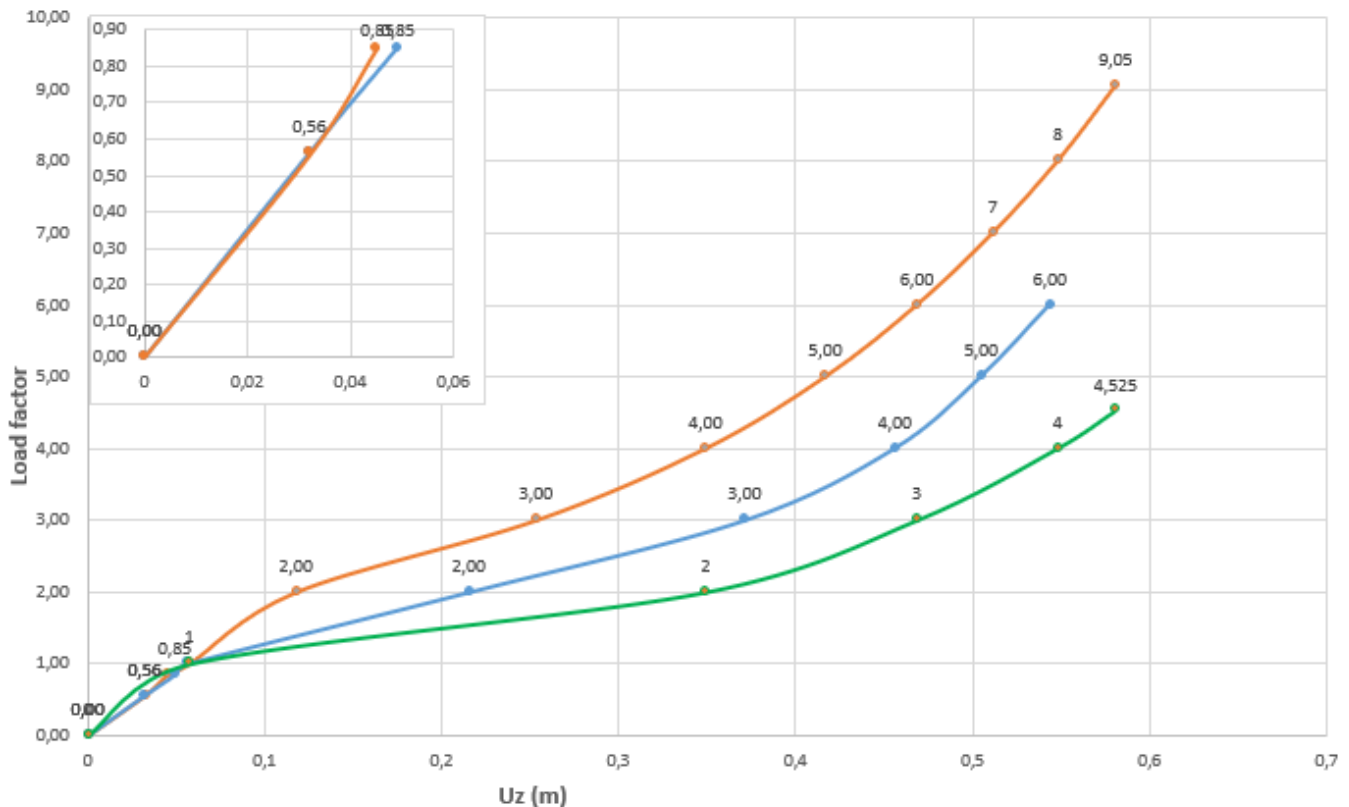
Σχήμα 3.40: Σύγκριση Στατικών Αναλύσεων κτιρίου

3.8 Σύγκριση αναλύσεων κτιρίου για απώλεια εσωτερικού υποστυλώματος εξωτερικού πλαισίου– Συμπεράσματα

Μετά την ολοκλήρωση των παραπάνω αναλύσεων μπορούμε να καταλήξουμε στα ακόλουθα συμπεράσματα:

- Οι γραμμικές αναλύσεις δεν ενδείκνυνται για έλεγχο και διαστασιολόγηση του πλαισίου, καθώς τόσο στην γραμμική δυναμική όσο και στη γραμμική στατική ανάλυση οι διατομές ξεπερνούν την αντοχή τους για μόλις 0,5 και 0,85 του φορτίου αντίστοιχα.
- Οι μετακινήσεις γραμμικής και μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης, διαφέρουν σημαντικά με τις μετακινήσεις τις δεύτερης να είναι εμφανώς αυξημένες, ενώ δεν συμβαίνει το ίδιο και στη στατική ανάλυση στην οποία γραμμική και μη γραμμική ανάλυση παρουσιάζουν μεγαλύτερη σύγκλιση.
- Επομένως , καταλληλότερη θεωρείται και πάλι η χρήση μη γραμμικών αναλύσεων με θεωρία μεγάλων μετατοπίσεων , οι οποίες παρουσιάζονται παρακάτω.

Σύγκριση Μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης - Μη γραμμικής στατικής ανάλυσης
εσωτερικό υποστυλώμα εξωτερικού πλαισίου 3D μοντέλου



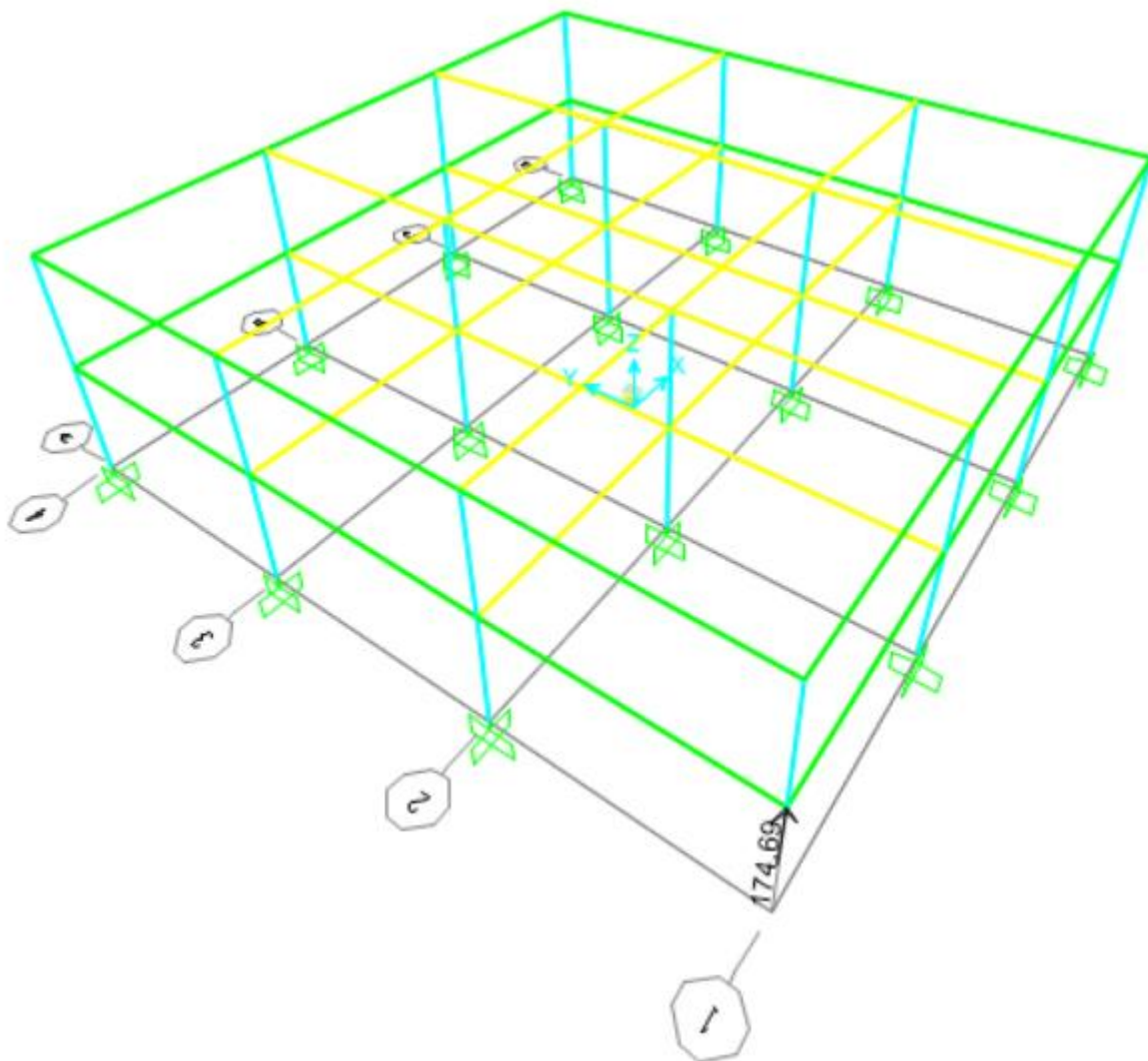
Σχήμα 3.41: Σύγκριση Μη Γραμμικής Στατικής -Μη γραμμικής Δυναμικής Ανάλυσης κτιρίου

- Η μη γραμμική στατική ανάλυση χωρίς δυναμικό συντελεστή προσαύξησης φτάνει έως Load Factor 9,05 , ενώ η μη γραμμική δυναμική 6.
- Από τη μη γραμμική στατική ανάλυση χωρίς χρήση δυναμικού συντελεστή προσαύξησης και την μη γραμμική δυναμική προκύπτει συντελεστής $DIF=9,05/6,0 = 1,50 < DIF= 2$. Επομένως , ο συντελεστής 2 οδηγεί σε συντηρητικά αποτελέσματα.
- Επομένως , καταλληλότερη στην περίπτωση απώλειας εσωτερικού υποστυλώματος εξωτερικού πλαισίου κτιρίου θεωρείται η μη γραμμική δυναμική ανάλυση με θεωρία μεγάλων μετατοπίσεων , χωρίς όμως να απορρίπτεται η χρήση μη γραμμικής στατικής ανάλυσης με $DIF=2$.
- Τέλος , η συμπεριφορά μοιάζει ευμενέστερη σε σχέση με την απώλεια εσωτερικού υποστυλώματος εσωτερικού πλαισίου , ωστόσο αυτό όμως προκύπτει καθώς τα εξωτερικά πλαίσια της κατασκευής λαμβάνουν τα μισά φορτία, λόγω μισού πλάτους επιρροής. Επομένως ,η απώλεια ενός εσωτερικού υποστυλώματος δημιουργεί πολύ μεγαλύτερη ανάγκη για ανακατανομή φορτίου και επιπλέον δημιουργεί πολύ μεγάλα ανοίγματα στην κατασκευή , αν σκεφτεί κανείς ότι προκύπτουν $256m^2$ χωρίς εσωτερικό υποστυλώμα.

3.9 Έλεγχος κτιρίου σε απώλεια εξωτερικού υποστυλώματος εξωτερικού πλαισίου– Γραμμική Δυναμική και Μη γραμμική δυναμική ανάλυση

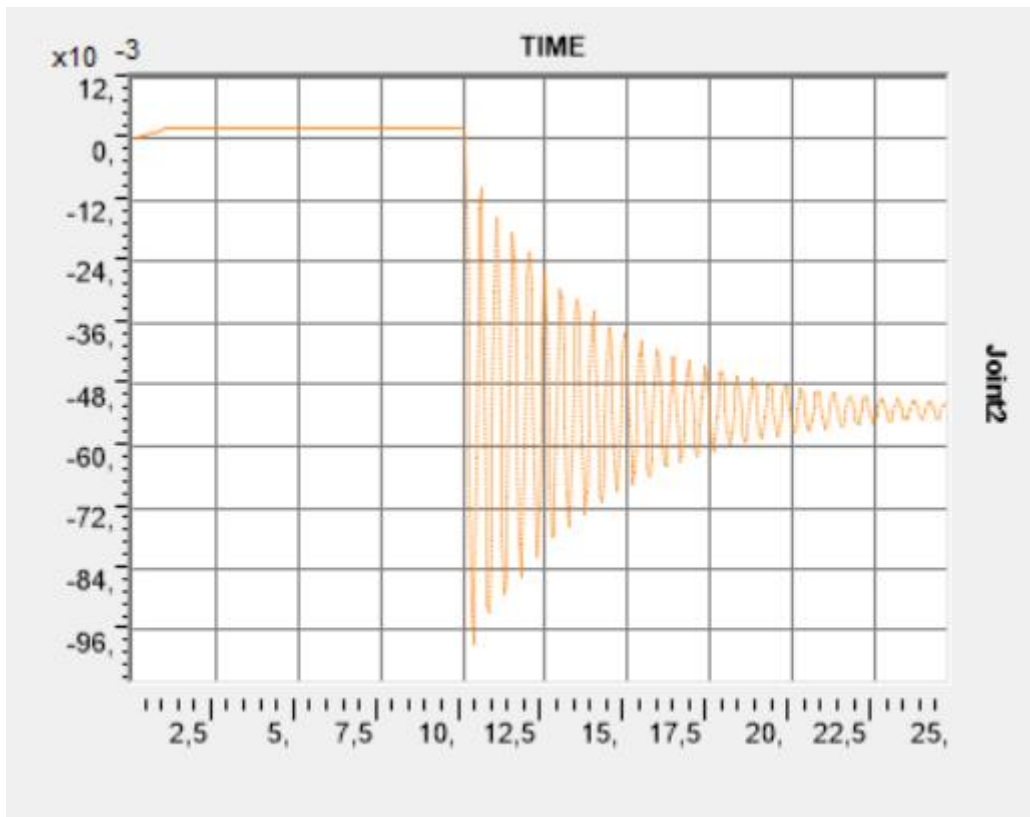
1. Μη Γραμμική Δυναμική Ανάλυση

Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε μελέτη της συμπεριφοράς του κτιρίου σε απώλεια εξωτερικού υποστυλώματος εξωτερικού πλαισίου ακολουθώντας την ίδια διαδικασία. Υπολογίστηκαν τα εντατικά μεγέθη του υποστυλώματος και αντικαταστάθηκε με την αξονική του.

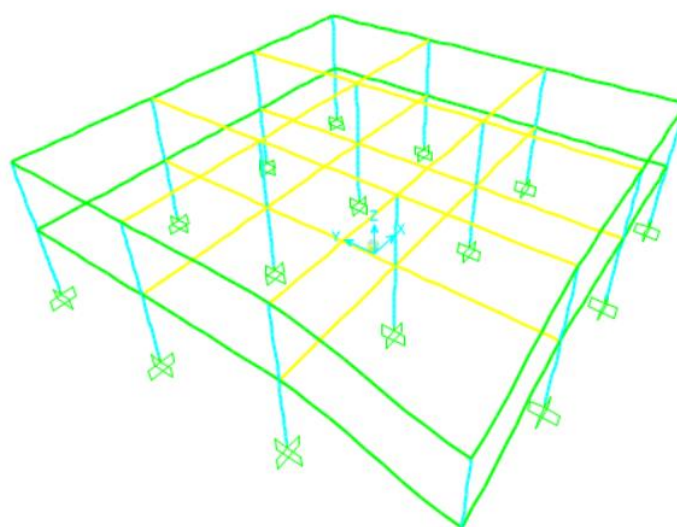


Σχήμα 3.42: Αντικατάσταση υποστυλώματος με την αξονική του

Στη συνέχεια πραγματοποιείται μη γραμμική δυναμική ανάλυση , η οποία λαμβάνει υπόψιν τόσο τα φαινόμενα P-δ όσο και τις μεγάλες μετατοπίσεις (Non linear analysis, P-delta plus Large Displacements) , τα αποτελέσματα της οποίας παρουσιάζονται παρακάτω.



Σχήμα 3.43: Κατακόρυφη μετακίνηση του κόμβου 2 (απώλεια υποστυλώματος) συναρτήσει του χρόνου

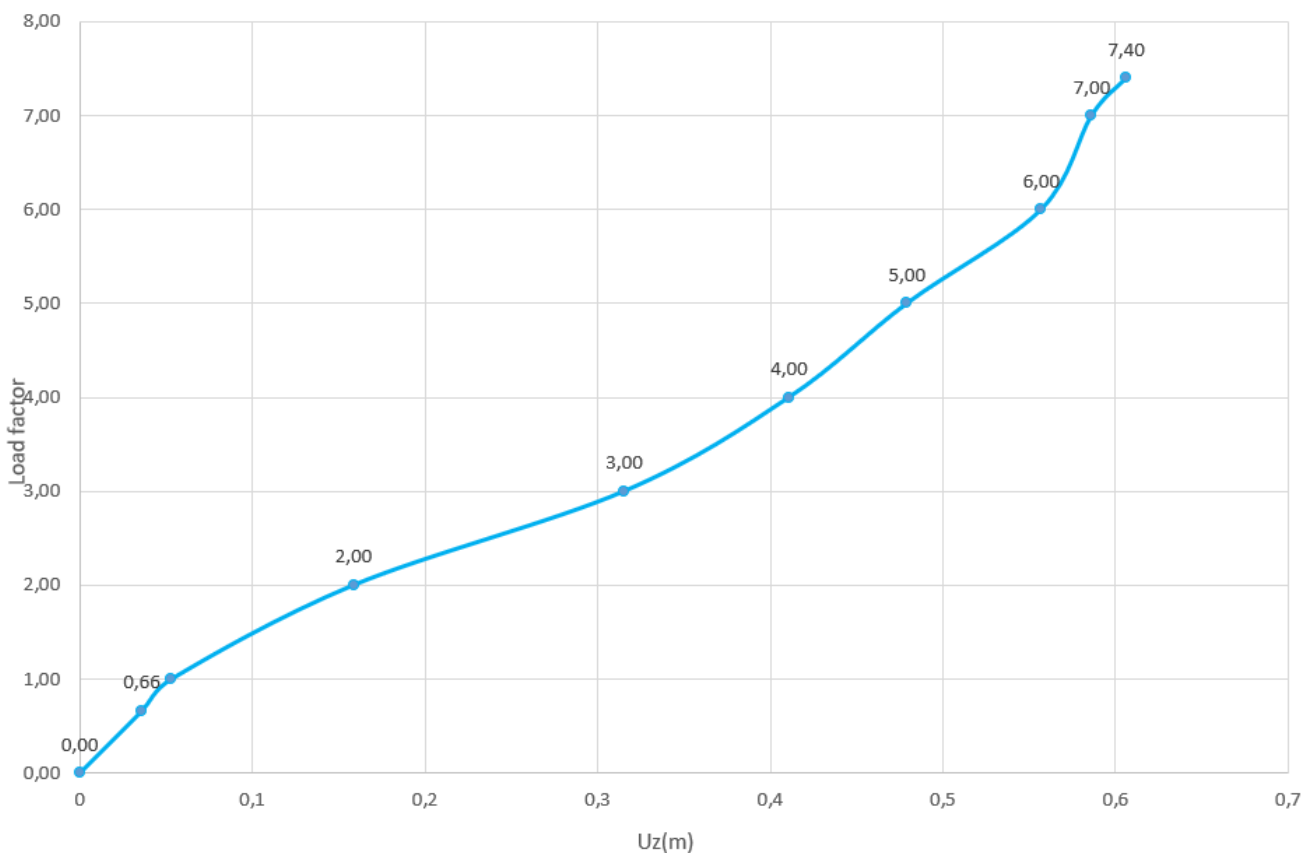


Σχήμα 3.44: Παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου κατά τη στιγμή της απώλειας του υποστυλώματος

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων μέχρι το Load Factor=7,40 συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα :

Load factor	$U_{z,max}$ (m)	$U_{z,25sec}$ (m)
0,00	0	0
0,66	0,0657	0,0359
1,00	0,099	0,0531
2,00	0,2214	0,1586
3,00	0,3914	0,3154
4,00	0,5187	0,4109
5,00	0,612	0,4792
6,00	0,6898	0,557
7,00	0,7544	0,5862
7,40	0,7711	0,6062

Πίνακας 3.46 Αποτελέσματα Μη Γραμμικής Δυναμικής Ανάλυσης κτιρίου έως τη στάθμη προστασία ζωής



Σχήμα 3.47: Διάγραμμα Load Factor - μετατόπισης U_{25sec}

2. Γραμμική Δυναμική Ανάλυση

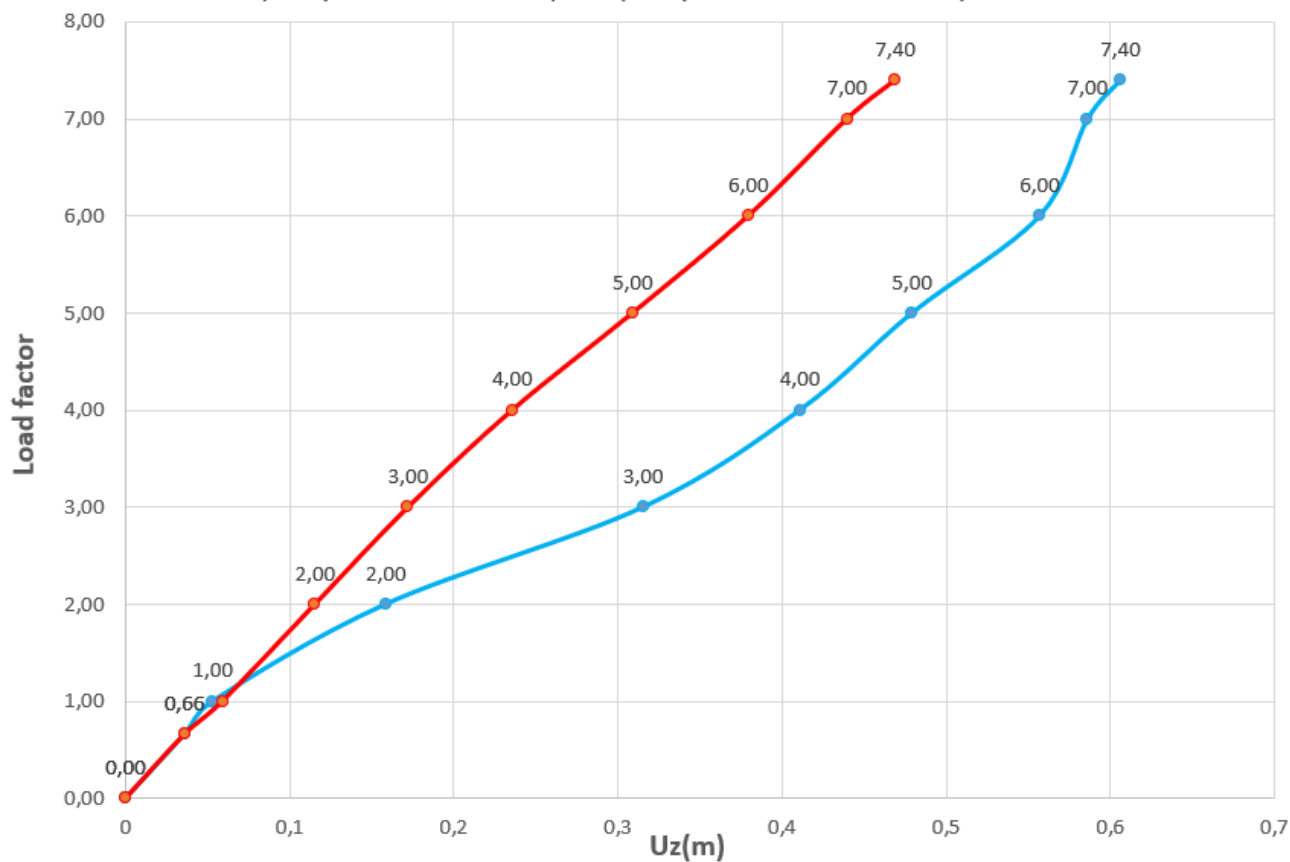
Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε γραμμική δυναμική ανάλυση του κτιρίου και ακολουθούν τα αποτελέσματα της :

Load factor	Uz,max,linear(m)	Uz,25sec- linear(m)
0,00	0	0
0,66	0,0657	0,036
1,00	0,1003	0,059
2,00	0,2054	0,1155
3,00	0,3095	0,1722
4,00	0,4112	0,2357
5,00	0,5187	0,309
6,00	0,6242	0,3795
7,00	0,7288	0,4396
7,40	0,7562	0,469

Πίνακας 3.48: Αποτελέσματα ελαστικής δυναμικής ανάλυσης κτιρίου

Στην γραμμική δυναμική ανάλυση για Load Factor 0,66 , ο συντελεστής εκμετάλλευσης των διατομών ξεπερνά το 1. Επομένως , όπως και στις προηγούμενες αναλύσεις, δεν ενδείκνυται η χρήση της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης για διαστασιολόγηση, καθώς θα οδηγήσει σε μεγάλες διατομές, ωστόσο δεν είναι τόσο δυσμενής όπως στις ανίστοιχη δυναμική ανάλυση πλαισίου. Η γραμμική δυναμική συμπεριφορά πλαισίου σε απώλεια εξωτερικού υποστυλώματος είχε δώσει Load Factor = 0,31, δηλαδή 2,13 φορές μικρότερο σε σχέση με το κτίριο. Τέλος, για Load Factor=1 οι μετατοπίσεις είναι σχεδόν ίσες , ενώ όσο αυξάνεται ο συντελεστής υπάρχει σημαντική απόκλιση των δύο αναλύσεων .

Σύγκριση Γραμμικής Δυναμικής- Μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης
εξωτερικό υποστύλωμα εξωτερικού πλαισίου 3D μοντέλου

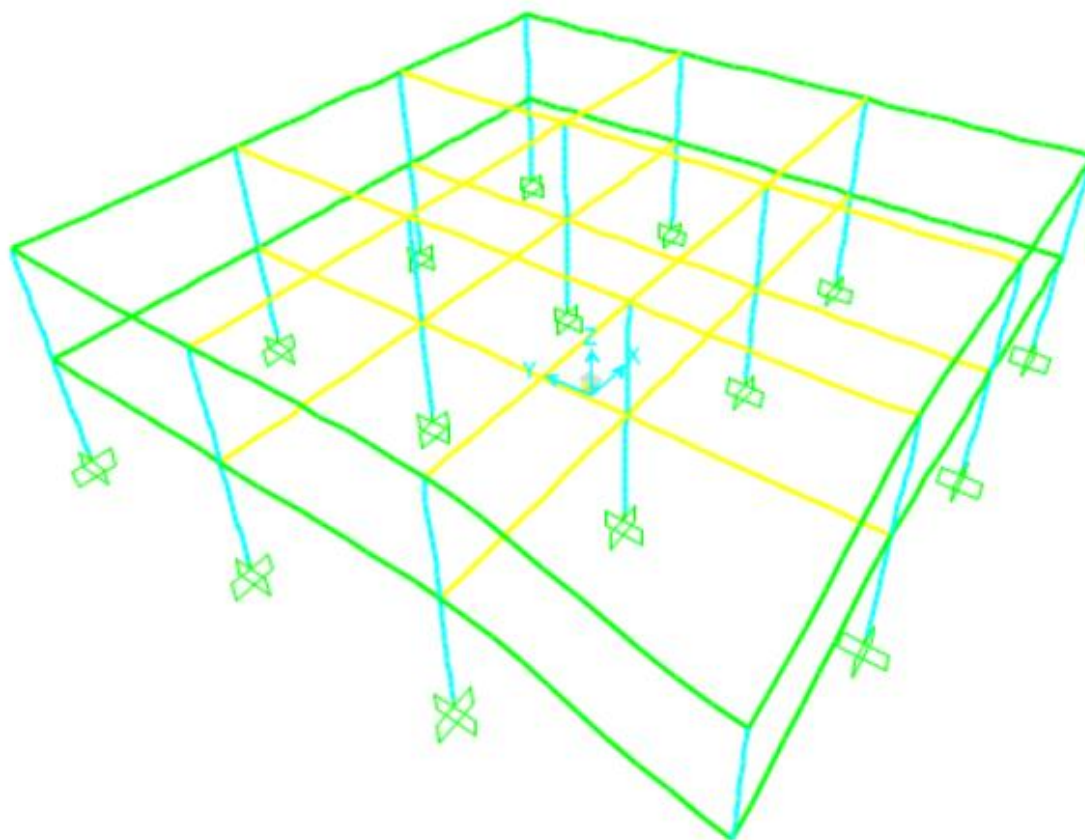


Σχήμα 3.49: Σύγκριση Γραμμικής Δυναμικής – Μη γραμμικής Δυναμικής Ανάλυσης κτιρίου

3.10 Έλεγχος πλαισίου σε απώλεια εξωτερικού υποστυλώματος εξωτερικού πλαισίου – Γραμμική Στατική και Μη γραμμική στατική ανάλυση

1. Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση

Στη συνέχεια πραγματοποιείται μη γραμμική στατική ανάλυση του κτιρίου, η οποία λαμβάνει υπόψιν τόσο τα φαινόμενα P-δ όσο και τις μεγάλες μετατοπίσεις (Non linear analysis, P-delta plus Large Displacements) και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται παρακάτω:



Σχήμα 3.50: Παραμορφωσιακή κατάσταση κτιρίου μετά την απώλεια του υποστυλώματος - Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση

Η μετακίνηση στον κόμβο του κτιρίου , όπου χάνεται το υποστυλώμα , είναι 5cm , ίση με τη μέση μετακίνηση της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης. Επίσης , δεν παρατηρείται η εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών , όπως και στη δυναμική ανάλυση.

Στη συνέχεια συνεχίζεται η ανάλυση του κτιρίου, αυξάνοντας κάθε φορά τα φορτία σύμφωνα με τον συνδυασμό:

$$LF(DL+0,5LL),$$

Όπου

LF: Load Factor – συντελεστής αύξησης των φορτίων

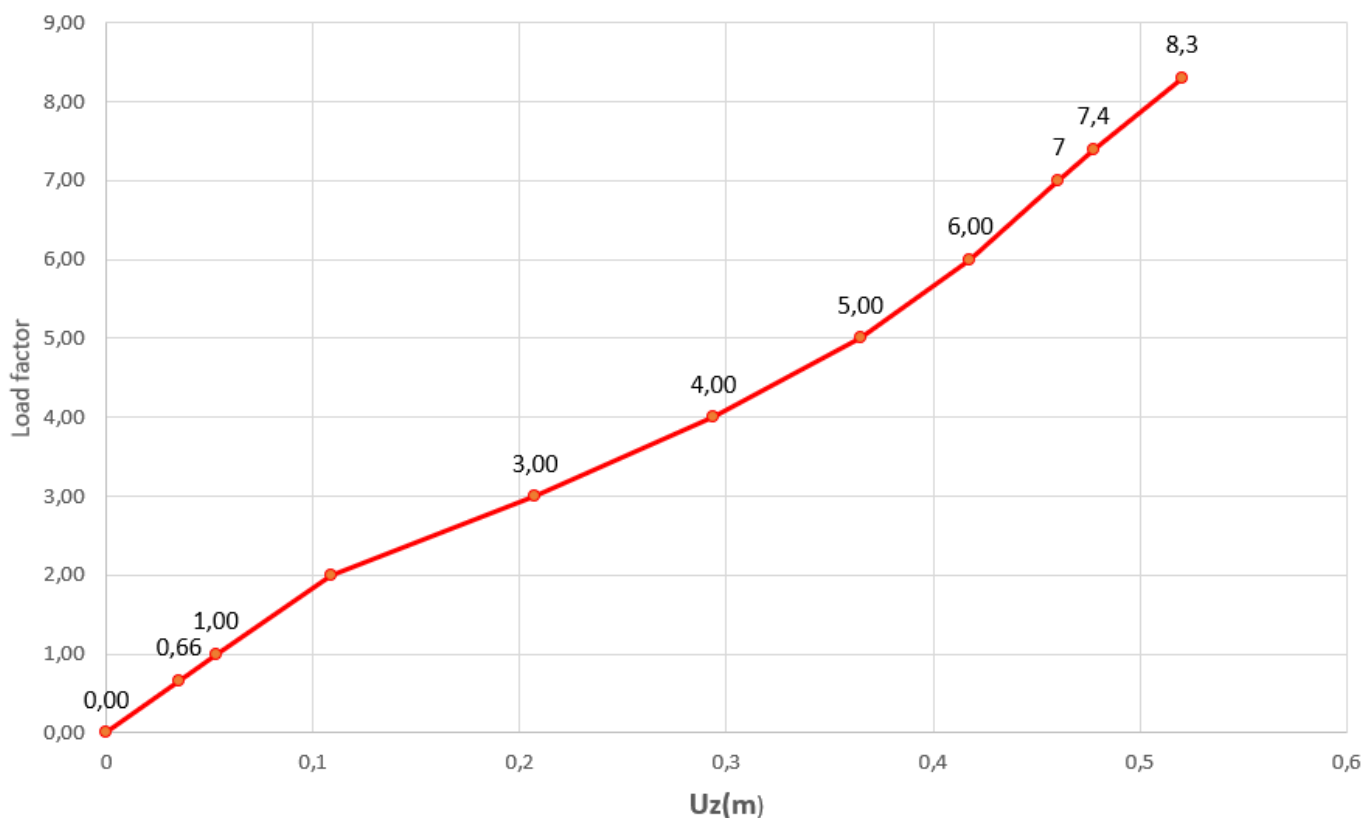
DL: Dead Load – μόνιμα φορτία

LL: Live Load – κινητά φορτία

Η ανάλυση συνεχίζεται, μέχρις ότου να εμφανιστεί μία τουλάχιστον πλαστική άρθρωση η οποία φτάνει τη στάθμη LS- Προστασία Ζωής , γεγονός το οποίο συμβαίνει για Load Factor = 8,3 οπότε η ανάλυση τερματίζεται.

Load factor	Uz(m)
0,00	0
0,66	0,0351
1,00	0,0529
2,00	0,1086
3,00	0,2074
4,00	0,2937
5,00	0,3648
6,00	0,4180
7,00	0,4608
7,40	0,4775
8,30	0,5204

Πίνακας 3.52: Αποτελέσματα Μη Γραμμικής Στατικής Ανάλυσης κτιρίου έως τη στάθμη προστασία ζωής



Σχήμα 3.53: Διάγραμμα Load Factor - μετατόπισης Uz

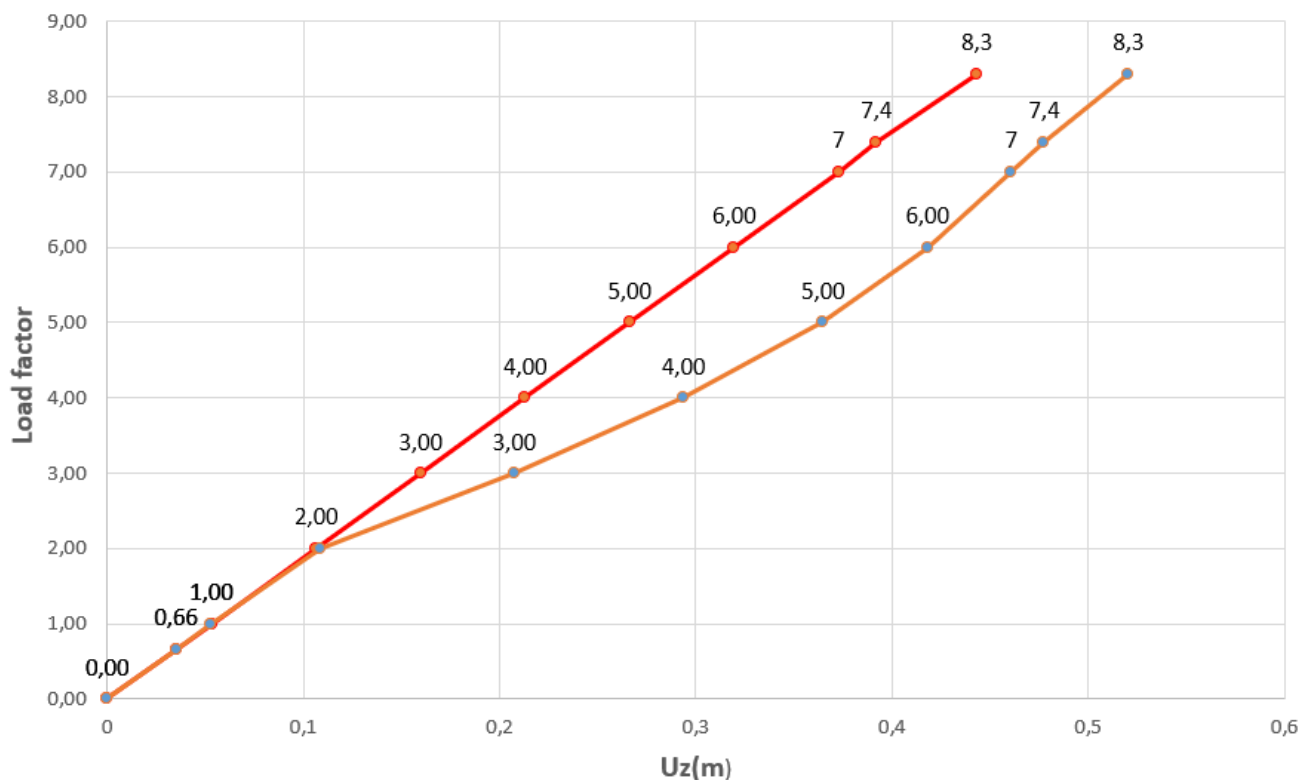
2. Γραμμική στατική ανάλυση

Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε γραμμική στατική ανάλυση του κτιρίου και τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρατίθενται παραρακάτω:

Load factor	U(linear)
0,00	0
0,66	0,0350
1,00	0,0532
2,00	0,1065
3,00	0,1597
4,00	0,2130
5,00	0,2662
6,00	0,3195
7,00	0,3727
7,40	0,3920
8,30	0,4432

Πίνακας 3.54: Αποτελέσματα γραμμικής στατικής ανάλυσης κτιρίου

Στην γραμμική δυναμική ανάλυση για Load Factor 1,00 , ο συντελεστής εκμετάλλευσης των διατομών ξεπερνά το 1. Επομένως, είναι η μόνη περίπτωση , η οποία θα έδινε ικανοποιητικά αποτελέσματα για διαστασιολόγηση. Τέλος, έως Load Factor=2 οι μετατοπίσεις είναι σχεδόν ίσες , ενώ όσο αυξάνεται ο συντελεστής υπάρχει απόκλιση των δύο αναλύσεων , αλλά μικρότερη σε σχέση με τις αναλύσεις τόσο του πλαισίου όσο και του εσωτερικού υποστυλώματος εσωτερικού πλαισίου στο κτίριο.



Σχήμα 3.55: Σύγκριση Γραμμικής Στατικής – Μη γραμμικής Στατικής Ανάλυσης κτιρίου

3. Γραμμική και Μη Γραμμική Στατική Ανάλυση με Συντελεστή Δυναμικής Προσαύξησης

Τέλος, πραγματοποιήθηκε μη γραμμική στατική ανάλυση του κτιρίου χρησιμοποιώντας τον Συντελεστή Δυναμικής Προσαύξησης (Dynamic Increase Factor), ώστε να ληφθεί υπόψιν η δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής στη μη γραμμική στατική ανάλυση. Χρησιμοποιήθηκε η τιμή $DIF=2$, όπως προτείνει η οδηγία GSA 2003 Guidelines για μελέτη συμπεριφοράς μεταλλικών κατασκευών σε απώλεια υποστρώματος για μη γραμμική στατική ανάλυση. Επομένως, η φόρτιση προκύπτει ως ακολούθως:

$$DIF \times LF(DL + 0,5LL),$$

Όπου

DIF: Dynamic Increase Factor – Συντελεστής Δυναμικής Προσαύξησης

LF: Load Factor – Συντελεστής αύξησης των φορτίων

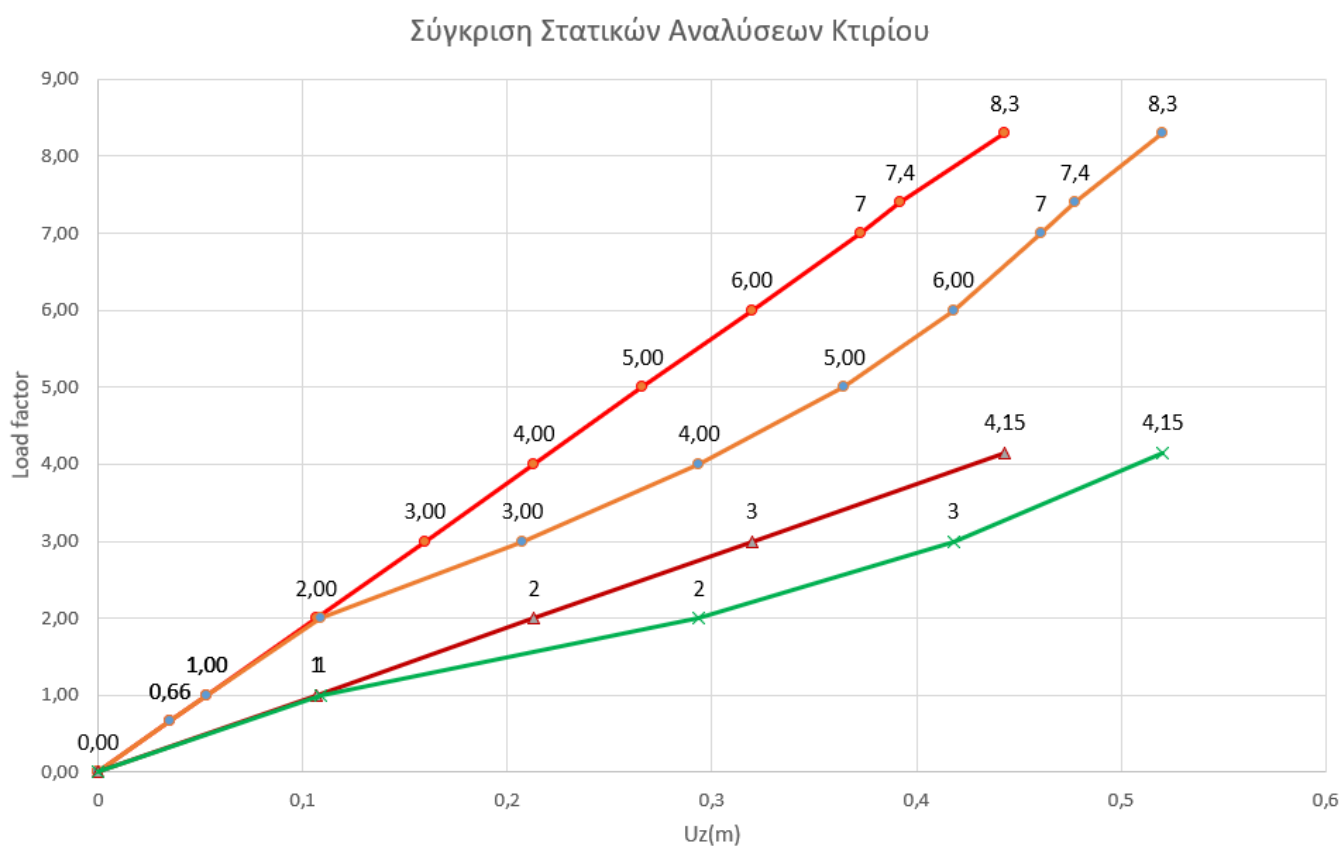
DL: Dead Load – Μόνιμα φορτία

LL: Live Load – Κινητά φορτία

Η ανάλυση συνεχίζεται, μέχρις ότου να εμφανιστεί μία τουλάχιστον πλαστική άρθρωση η οποία φτάνει τη στάθμη LS- Προστασία Ζωής , γεγονός το οποίο συμβαίνει για Load Factor = 3,55 οπότε η ανάλυση τερματίζεται.

Load factor	Uz,nonlinearanalysis(m)	Uz,linear analysis(m)
0	0	0
1	0,1086	0,1065
2	0,2937	0,2130
3	0,4180	0,3195
4,15	0,5204	0,4432

Πίνακας 3.56: Σύγκριση Γραμμικής Στατικής – Μη γραμμικής Στατικής Ανάλυσης κτιρίου με DIF = 2



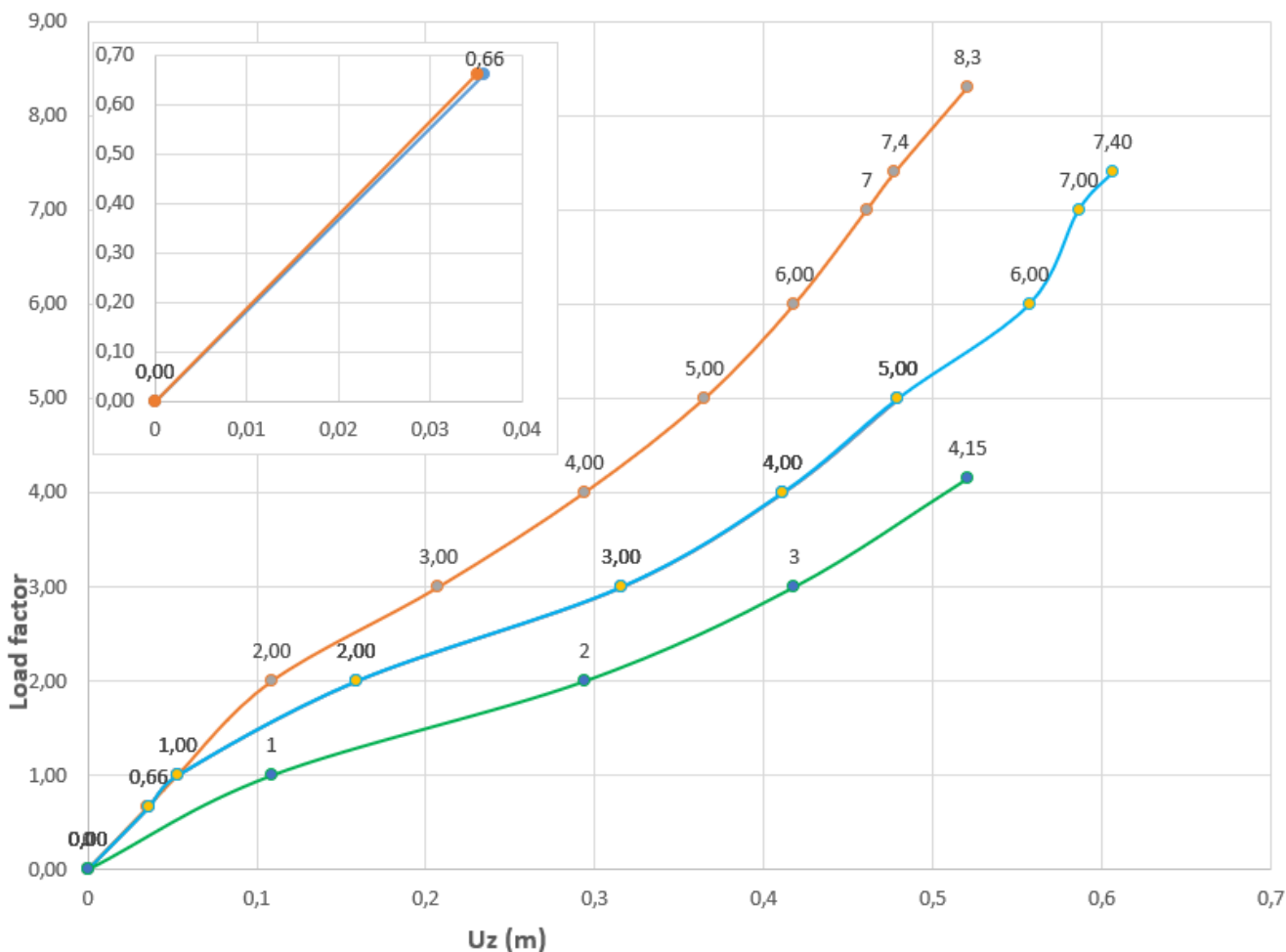
Σχήμα 3.57: Σύγκριση Στατικών Αναλύσεων κτιρίου

3.11 Σύγκριση αναλύσεων κτιρίου για απώλεια εξωτερικού υποστυλώματος εξωτερικού πλαισίου– Συμπεράσματα

Μετά την ολοκλήρωση των παραπάνω αναλύσεων μπορούμε να καταλήξουμε στα ακόλουθα συμπεράσματα:

- Η μη γραμμική δυναμική ανάλυση και σε αυτήν την περίπτωση δεν ενδείκνυται για διαστασιολόγηση , σε αντίθεση με τη μη γραμμική στατική ανάλυση.
- Οι μετακινήσεις γραμμικής και μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης, διαφέρουν σημαντικά με τις μετακινήσεις τις δεύτερης να είναι εμφανώς αυξημένες, ενώ δεν συμβαίνει το ίδιο και στη στατική ανάλυση στην οποία γραμμική και μη γραμμική ανάλυση παρουσιάζουν μεγαλύτερη σύγκλιση.
- Επομένως , καταλληλότερη θεωρείται και πάλι η χρήση μη γραμμικών αναλύσεων με θεωρία μεγάλων μετατοπίσεων , οι οποίες παρουσιάζονται παρακάτω.

Σύγκριση Μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης - Μη γραμμικής στατικής ανάλυσης εξωτερικό υποστύλωμα εξωτερικού πλαισίου 3D μοντέλου



Σχήμα 3.58: Σύγκριση Μη Γραμμικής Στατικής -Μη γραμμικής Δυναμικής Ανάλυσης κτιρίου

- Η μη γραμμική στατική ανάλυση χωρίς δυναμικό συντελεστή προσαύξησης φτάνει έως Load Factor 8,30 , ενώ η μη γραμμική δυναμική 6.
- Από τη μη γραμμική στατική ανάλυση χωρίς χρήση δυναμικού συντελεστή προσαύξησης και την μη γραμμική δυναμική προκύπτει συντελεστής $DIF=8,30/7,4=1,12 < DIF= 2$. Επομένως , ο συντελεστής 2 οδηγεί σε συντηρητικά αποτελέσματα, περισσότερο από τις προηγούμενες περιπτώσεις , καθώς σε αυτή την περίπτωση έχουμε τη μη μικρότερη επίδραση της δυναμικής συμπεριφοράς.
- Επομένως , καταλληλότερη στην περίπτωση απώλειας εξωτερικού υποστυλώματος εξωτερικού πλαισίου κτιρίου θεωρείται η μη γραμμική δυναμική ανάλυση με θεωρία μεγάλων μετατοπίσεων , χωρίς όμως να απορρίπτεται η χρήση μη γραμμικής στατικής ανάλυσης με ένα μικρότερο συντελεστή δυναμικής προσαύξησης.
- Η συμπεριφορά μοιάζει ευμενέστερη σε σχέση με την περίπτωση εσωτερικού υποστυλώματος . Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι η απώλεια ενός εσωτερικού υποστυλώματος δημιουργεί πολύ μεγαλύτερη ανάγκη για ανακατανομή φορτίου και επιπλέον δημιουργεί πολύ μεγάλα ανοίγματα στην κατασκευή , αν σκεφτεί κανείς ότι προκύπτουν $256m^2$ χωρίς εσωτερικό υποστυλώμα. Στην εν λόγω περίπτωση έχουμε επίσης πολύ μικρότερη συνεισφορά του δυναμικού φαινομένου, αυτό οδηγεί σε μεγάλο Load Factor , που έχει ως αποτέλεσμα τη δυσμενέστερη μορφή αστοχίας , καθώς η στάθμη προστασία ζωής ξεπερνιέται στη βάση των υποστυλωμάτων.

Συμπεράσματα

Μετά την ολοκλήρωση των αναλύσεων μπορούμε να εξάγουμε τα ακόλουθα γενικά συμπεράσματα:

- Η απώλεια ενός υποστυλώματος σε μια κατασκευή αποτελεί σε κάθε περίπτωση δυναμικό φαινόμενο, επομένως η δυναμική συμπεριφορά δε μπορεί να αγνοηθεί. Πρέπει να ληφθεί υπόψη είτε πραγματοποιώντας δυναμική ανάλυση είτε χρησιμοποιώντας συντελεστή δυναμικής προσαύξησης.
- Οι τιμές του δυναμικού συντελεστή προσαύξησης ποικίλουν ανάλογα με την περίπτωση και εξαρτώνται από τη θέση του υποστυλώματος στην κατασκευή, τις διαστάσεις της, των αριθμό των ανοιγμάτων και των ορόφων της και αποτελεί αντικείμενο διερεύνησης. Υπάρχει πάντα η δυνατότητα για θεώρηση του συντελεστή δυναμικής προσαύξησης με τιμή 2, όπως προτείνει η US General Services Administration for Progressive Collapse 2003 οδηγία. Η τιμή 2 οδηγεί σε ένα βαθμό σε συντηρητικά αποτελέσματα, ωστόσο καλύπτει όλες τις περιπτώσεις για εφαρμογή στατικής ανάλυσης.
- Οι ελαστικές δυναμικές και στατικές αναλύσεις, παρουσιάζουν μικρότερες μετακινήσεις σε σύγκριση με τις αντίστοιχες μη γραμμικές, ενώ ταυτόχρονα δίνουν δυσμενή αποτελέσματα για έλεγχο και διαστασιολόγηση της κατασκευής. Εφόσον δεν επιτρέπουν ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων και ανελαστικών παραμορφώσεων, η μόνη προσέγγιση που μπορεί να γίνει είναι αυτή του συντελεστή εκμετάλλευσης της κατασκευής. Η τιμή του 1 του συντελεστή εκμετάλλευσης ξεπερνιέται για τιμές μικρότερες του Load Factor 1, σε κάποιες και σε μικρότερο του 0,5, που σημαίνει διπλάσιες διατομές.
- Καταλληλότερη με βάση τα αποτελέσματα των αναλύσεων στην περίπτωση απώλειας υποστυλώματος μια μεταλλικής κατασκευής θεωρείται η μη γραμμική δυναμική ανάλυση με θεωρία μεγάλων μετατοπίσεων, χωρίς όμως να απορρίπτεται η χρήση μη γραμμικής στατικής ανάλυσης με ένα μικρότερο συντελεστή δυναμικής προσαύξησης.
- Αντικείμενο προς περαιτέρω διερεύνηση είναι η μελέτη της απώλειας υποστυλώματος ως δυναμικό φαινόμενο σε μια πολυώροφη κατασκευή.



1. Ευρωκώδικας παράρτημα 1, παράρτημα 3 και παράρτημα 8
2. Τρέζος Κ., Μαλακάτας Ν., (2011). EN1990: Βάσεις Σχεδιασμού των Φερούσών Κατασκευών, EN1991: Δράσεις επί των Κατασκευών
3. Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι, Ιωαννίδης Γ, (2005). Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα. Εκδόσεις Κλειδάριθμός.
4. Vayas, I., Dowling, P., Harding, J. and Bjorhovde, R. (1997). Special issue on structural steel research in Greece. Oxford: Elsevier.
5. US. General Services Administration for Progressive Collapse Guideline, 2003
6. Dynamic Increase Factor for Pushdown Analysis of Seismically Designed Steel Moment-resisting Frames, Massimiliano Ferraioli, International Journal of Steel Structures
7. Robustness of steel structures – Alternative load path method, J.-F. Démonceau and J.-P. Jaspart, European Erasmus Mundus Master Course, Sustainable Constructions under Natural Hazards and Catastrophic Events
8. Robustness of steel structures: Consideration of couplings in a 3D structure , Sergii Kulik, European Erasmus Mundus Master Course, Sustainable Constructions under Natural Hazards and Catastrophic Events
9. Recent investigations on the behavior of buildings after the loss of a column, J.-F. Démonceau and J.-P. Jaspart, European Erasmus Mundus Master Course, Sustainable Constructions under Natural Hazards and Catastrophic Events
10. Alternate Path Method in Progressive Collapse Analysis: Variation of Dynamic and Nonlinear Load Increase Factors, A. McKay, K. Marchand, M. Diaz, Practice periodical on structural design and construction, American Society of Civil Engineers, November 2012