



**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**

**ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**

**ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ**

**Εργαστήριο Στατικής & Αντισεισμικών Ερευνών**

**Συμβολή των Τοιχοπληρώσεων στην Ανελαστική Απόκριση  
Πολυώροφου Κτιρίου**

**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**ΜΕΤΑΛΛΙΝΟΣ ΝΙΚΟΛΑΟΣ**

Επιβλέπων: Κουμούσης Βλάσης Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Συνεπιβλέπων: Γκιμούσης Ηλίας Υ.Δ., ΜΔΕ, Πολιτικός Μηχανικός ΕΜΠ

Αθήνα, Νοέμβριος 2017

## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

There are a lot of buildings in our country designed and constructed before 1969, namely before the first basic change of the Earthquake Code of 1959, which essentially reflected the knowledge of the decade of 20'-30'. What is contributed to this was the absence of strong seismic events, such as those which follow in the coming decades that disclosed the weaknesses of the current regulations at that time. The result of the intense reconstruction that prevailed during that decade was the majority of buildings in Greece, especially in large urban centers, to be consisted of buildings of this type, which are seismic inadequate according to the new Earthquake codes that were made our current decade.

In order for an intervention to be successful and effective, a good knowledge of the expected behavior of the existing structure in a future strong earthquake is required. So, there are many contemporary Codes, such as American FEMA, KANEPE, EC etc., moving in this direction and aiming to designing and evaluating a structure according to a performance level.

The aim of this diploma thesis is the investigation of the behavior of a four-storey reinforced concrete building against seismic loads, the assessment of the actual strength it possesses, and the amount that the infill walls participate in rising its durability. It is a four-storey building constructed in 1960, dimensioned according to the Reinforced Code of 1954 and the Earthquake Code of 1959. The building is mainly composed of columns, with shear walls in both the x and y directions.

Firstly, the building was stressed by its own weight and a basic spectral analysis. The floors were assumed to behave as diaphragms. Furthermore, a seismic excitation was imposed by mixing a variety of old earthquakes that took place in Greece. These were applied to the building and the response was evaluated. The pushover analysis was carried out under conditions of constant gravity loads and monotonically increasing horizontal loads monitoring the displacement response of a particular node at the top 4<sup>th</sup> storey. The analysis software used was SAP2000.

After the completion of the above analysis, the infill walls were taken into account in the analysis of the multi-storey building. Every wall, depending on the space-frame ratio, was simulated with cross link sections, and a second pushover analysis was applied to the building.

In conclusion, the results of these two pushover analyses of the building with and without the infill walls were compared in order to understand their role in the

overall structural response. It became evident that up to damage control performance level the structure with the infill walls demonstrated significant increase in stiffness and strength, which though at higher performance levels tend to diminish approaching those of the bare skeleton structure.

## Περιεχόμενα

ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	2
ΠΡΟΛΟΓΟΣ .....	7
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....	9
1.1 Κανονιστικές Διατάξεις για την Κατασκευή κτιρίων προ του 1984.....	9
1.2 Εξέλιξη μεθόδων σχεδιασμού και σεισμικής αποτίμησης .....	10
1.3 Η Έννοια της πλαστιμότητας.....	10
1.4 Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας .....	14
1.5 Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος και μη-φέροντος οργανισμού .....	15
1.5.1 Άμεση χρήση μετά σεισμό (Immediate occupancy):.....	15
1.5.2 1Προστασία ζωής (Life safety):.....	16
1.5.3 Οιονεί κατάρρευση (Structural stability):.....	17
1.6 Συνδυασμένες στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής .....	17
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 ΓΕΝΙΚΑ ΓΙΑ ΤΙΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ.....	19
2.1 Γενικά .....	19
2.2 Είδη Τοιχοπληρώσεων .....	19
2.2.1 Υφιστάμενες και νέες άοπλες τοιχοπληρώσεις.....	20
2.2.2 Ενισχυμένες τοιχοπληρώσεις .....	20
2.2.3 Τοιχωματοποίηση Πλαισίου .....	21
2.2.4 Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων .....	23
2.3 Διαγράμματα Τάσεων-Παραμορφώσεων .....	24
2.4 Απομειώσεις αντοχής δυστένειας τοιχοπληρώσεων .....	26
2.4.1 Απομειώσεις λόγω αστοχίας εκτός επιπέδου (συντελεστής Φ) .....	26

2.4.2	Απομειώσεις λόγω ανοιγμάτων ( $R_1$ ) .....	27
2.4.3	Απομειώσεις λόγω βλαβών ( $R_4$ ) .....	28
2.4.4	Απομείωση λόγω στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων- Συντελεστής ασφαλείας $\gamma_m$ .....	29
2.4.5	Απομειωμένη μέση θλιπτική αντοχή τοιχοπλήρωσης .....	30
2.5	Συμπερίληψη τοιχοπληρώσεων στο υπολογιστικό μοντέλο .....	30
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ .....		33
3.1	Ο Φορέας .....	33
3.2	Παραδοχές –Δεδομένα .....	34
3.3	Φορτία.....	35
3.4	Παραδοχές αποτίμησης .....	35
3.5	Καθορισμός αντοχών .....	36
3.6	Στόχοι– Απαιτήσεις .....	36
3.7	Γεωμετρία Φορέα .....	36
3.7.1	Υποστυλώματα .....	36
3.7.2	Δοκοί.....	36
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΕΑ .....		39
4.1	Ανάλυση Με Ίδιο Βάρος Φορέα .....	39
4.2	Φασματική Ανάλυση.....	41
4.3	Καταπόνηση του φορέα σε Σεισμική Διέγερση.....	45
4.4	Ανελαστική ανάλυση.....	48
4.4.1	Διαδικασία Ανελαστικής Ανάλυσης – Μέθοδος Pushover .....	48
4.4.2	Μορφή φάσματος ανελαστικής ανάλυσης .....	51

4.4.3	Αποτελέσματα Μη γραμμικών αναλύσεων .....	52
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5	ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΜΕ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ.....	61
5.1	Τοιχοπληρώσεις στην υφιστάμενη κατασκευή .....	61
5.1.1	Κουφώματα Μεγάλου Ανοίγματος .....	61
5.1.2	Κουφώματα Μεσαίου Ανοίγματος.....	62
5.1.3	Κουφώματα με Πολύ Μικρά Κενά ή Τείχη.....	62
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ.....	73
6.1	Μέτρα Ενίσχυσης.....	73
6.1.1	Αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του .....	73
6.1.2	Αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης των μελών .....	73
6.1.3	Διόρθωση κρίσιμων ανεπαρκειών και μη- κανονικοτήτων .....	73
6.1.4	Μείωση των σεισμικών απαιτήσεων .....	74
6.2	Συγκρίσεις στην Υφιστάμενη Κατασκευή .....	74
6.3	Σύγκριση Συνολικής αντοχής της κατασκευής.....	75
6.4	Σύγκριση Δυσκαμψίας της Κατασκευής .....	75
6.5	Αλλαγές στις στάθμες επιτελεστικότητας .....	76
6.6	Σύγκριση Καταπονούμενων στοιχείων .....	76
6.7	Συμπεράσματα και σχόλια.....	83
Βιβλιογραφία.....		85

## ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Ένα από τα μεγαλύτερα προβλήματα στη χώρα μας είναι η έντονη σεισμική της δραστηριότητα που υπάρχει σε αυτή και κατ' επέκταση, ένα από τα κυριότερα προβλήματα των πολιτικών μηχανικών είναι η κατασκευή έργων, κυρίως κτιρίων, τα οποία θα αντέχουν στις σεισμικές αυτές φορτίσεις. Η παρατήρηση των βλαβών και των αστοχιών μετά από μεγάλους σεισμούς σε συνδυασμό με την ανάπτυξη της αντισεισμικής τεχνολογίας είχε ως αποτέλεσμα τη δημιουργία αυστηρότερων αντισεισμικών κανονισμών. Η εφαρμογή των κανονισμών αυτών οδηγεί σε ασφαλέστερες κατασκευές και ταυτόχρονα καθιστά ανεπαρκές και επισφαλές το μεγαλύτερο μέρος των υφιστάμενων κατασκευών

Στην Ελλάδα, η πλειονότητα των κτιρίων έχει κατασκευασθεί πριν το '85, με κανονισμούς που δεν συνάδουν με τις σύγχρονες προδιαγραφές αντισεισμικότητας που έχουν αναπτυχθεί και που ορίζουν σήμερα οι Ευρωκώδικες. Ειδικότερα, ένα ποσοστό περίπου των 30% των ελλαδικών κτιρίων είναι κατασκευασμένα πριν τον πρώτο αντισεισμικό σχεδιασμό του '59. Με τους κανονισμούς αυτούς μαζί με την ενσωμάτωση κάποιων επιπρόσθετων άρθρων του '85 έχει κατασκευαστεί ένα ποσοστό της τάξεως του 45%. Στις αρχές τις δεκαετίας του '90 αρχίζει πλέον η εφαρμογή των ΝΕΚΩΣ και ΝΕΑΚ, οι οποίοι είναι πιο κοντά στη σύγχρονη φιλοσοφία των κανονισμών, μέχρι που το 2000 τίθενται σε εφαρμογή και η σαφής βελτιωμένη τους έκδοση, ο ΕΚΩΣ[3] και ο ΕΑΚ[4].

Για την αποτίμηση της συμπεριφοράς των υφιστάμενων κτιρίων αρχικά συλλέγονται τα δεδομένα της κατασκευής (γεωμετρία, υλικά, αντοχές, κ.α.) τα οποία στη συνέχεια εισάγονται στα κατάλληλα λογισμικά ανελαστικών ελέγχων με σκοπό την εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του συνολικού φορέα καθώς και των επιμέρους στοιχείων. Στη συνέχεια λαμβάνεται απόφαση για την ενίσχυση ή μη του φορέα, με βάση την επιθυμητή συμπεριφορά της κατασκευής για το σεισμό σχεδιασμού, μέσω των σταθμών επιτελεστικότητας. Σε περίπτωση που κριθεί αναγκαία η ενίσχυση του φορέα μελετάται ο βέλτιστος τρόπος επίτευξης της με βάση ποικίλα τεχνικοοικονομικά κριτήρια. Η ενίσχυση μπορεί να περιλαμβάνει επεμβάσεις σε μεμονωμένα στοιχεία (π.χ. μανδύες) ή μια επέμβαση μεγαλύτερης κλίμακας( π.χ. προσθήκη νέων τοιχωμάτων, μεταλλικών δικτυωμάτων, σεισμική μόνωση).

Στην παρούσα διπλωματική εργασία γίνεται προσπάθεια διερεύνησης και αποτίμησης της συμπεριφοράς ενός κτιρίου με και χωρίς τοιχοπληρώσεις, προκειμένου να αναδειχτεί η αξία της συμμετοχής τους στην ανάλυση της

κατασκευής. Το κτίριο που μελετήθηκε είναι ένα παλιό τετραώροφο κτίριο στον Πειραιά της δεκαετίας του '70, δομημένο με τα υλικά και τις απαιτήσεις του αντισεισμικού κανονισμού του '59.

Αρχικά, πραγματοποιήθηκε προσομοίωση του κτιρίου μέσω του προγράμματος SAP και διεξήχθη εκτίμηση της υπάρχουσας κατάστασης του κτιρίου αφενός από τη σκοπιά της παρατήρησης της ανελαστικής απόκρισης της κατασκευής και αφετέρου μέσω ελέγχων αντοχής. Όσον αφορά την ελαστική ανάλυση, το κτίριο καταπονήθηκε από τα φορτία του ιδίου βάρους του σε συνδυασμό με κινητά της τάξεως του 30%. Παράλληλα, πραγματοποιήθηκε φασματική ανάλυση με φάσμα σύμφωνα με τα πρότυπα του ΕΚ8[1] και τέλος προσομοιάστηκε υφιστάμενη σεισμική διέγερση πραγματοποιημένη στον ελλαδικό χώρο με μορφή χρονοϊστορίας από την οποία και καταπονήθηκε η κατασκευή μας. Η ανελαστική ανάλυση πραγματοποιείται με την μέθοδο pushover και παρακολουθούνται βήμα-βήμα τα στοιχεία του φορέα που κινδυνεύουν να αστοχήσουν.

Επιπροσθέτως αφού ολοκληρώθηκαν οι παραπάνω αναλύσεις, τοποθετούνται στον φέρον οργανισμό οι τοιχοπληρώσεις οι οποίες βελτιώνουν σημαντικά την συμπεριφορά της κατασκευής. Η κατασκευή με τις τοιχοπληρώσεις, υπόκειται σε ανάλυση pushover, μέσω της οποίας εξετάζεται η σημασία της συμμετοχής των τοιχοπληρώσεων στην βελτίωση της κατασκευής.

Τέλος, αξιοποιώντας τα αποτελέσματα των αναλύσεων της κατασκευής με και χωρίς τοιχοπληρώσεις συγκρίνονται οι δύο αυτές μορφές της κατασκευής και προκύπτουν τα αντίστοιχα συμπεράσματα για την σπουδαιότητα των τοιχοπληρώσεων.



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

### 1.1 Κανονιστικές Διατάξεις για την Κατασκευή κτιρίων προ του 1984

Ο Αντισεισμικός σχεδιασμός εισήχθη σε όλους τους νομούς της Ελλάδας με τη θέσπιση του πρώτου Αντισεισμικού Κανονισμού το 1959 (Βασιλικό Διάταγμα της 19/26.2.1959). Προ του 1959 είχαν εφαρμοσθεί σε ορισμένες περιοχές της χώρας που είχαν πληγεί από σεισμούς, μια σειρά από αντισεισμικά μέτρα, τα οποία κωδικοποίησε ο Κανονισμός του 1959. Από την άλλη πλευρά η θέσπιση Αντισεισμικού Κανονισμού το 1959 δε σήμαινε ότι οι κατασκευές που σχεδιάστηκαν με αυτόν, ιδίως οι πολυώροφες από οπλισμένο σκυρόδεμα, διέθεταν σημαντική αντοχή σε σεισμό.

Και τούτο διότι ο αντισεισμικός αυτός Κανονισμός αντανάκλούσε γνώση της δεκαετίας του 1920-30 και αφορούσε περισσότερο μονώροφες κατασκευές παρά πολυκατοικίες. Η ανάλυση και ο έλεγχος για σεισμικά φορτία βασιζόνταν στο μοντέλο του μονώροφου (ανάλυση κατά (Α.Ρουσόπουλος, 1932) και αναφέρεται στον κανονισμό του 1959 με το όνομα «ακριβής ελληνική μέθοδος», εφαρμόσθηκε χωρίς επαρκή αιτιολόγηση και στα πολυώροφα κτίρια. Έτσι ο έλεγχος γινόταν για κάθε όροφο ξεχωριστά, με θεώρηση ελαστικής στήριξης για τα υποστυλώματα, χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η πλαισιακή λειτουργία και η συμμετοχή των δοκών στην ανάληψη σεισμικής έντασης.

Οι χαμηλοί σεισμικοί συντελεστές που είχαν υιοθετηθεί κατά περιοχές με βάση αυτόν τον κανονισμό, είχαν ως επακόλουθο τους οι σεισμικές δράσεις που λαμβάνονταν κατά την ανάλυση να είναι αρκετά μειωμένες έως ανύπαρκτες. Το γεγονός αυτό, σε συνδυασμό με την απουσία ισχυρής σεισμικής δραστηριότητας για μεγάλο χρονικό διάστημα, άρα τη μη συνειδητοποίηση του σεισμικού κινδύνου από τους μηχανικούς και τους πολίτες, είχε σαν αποτέλεσμα την ανέγερση πολλών κατασκευών, των οποίων ο αντισεισμικός σχεδιασμός ήταν ελλιπέστατος και πρακτικά είχε εκφυλιστεί σε ένα απλό έλεγχο περιμετρικών δοκών. Φυσικά και ο ποιοτικός έλεγχος ήταν πρακτικά ανύπαρκτος, γεγονός που είχε πρόσθετες δυσμενείς συνέπειες στη σεισμική αντοχή των κτιρίων της περιόδου εκείνης.

Για την διαστασιολόγηση του οπλισμένου σκυροδέματος παρέμενε σε ισχύ ο Κανονισμός του 1954 (Βασιλικό Διάταγμα της 18.2/26.7.1954) ο οποίος ήταν απλή μετάφραση του αντίστοιχου Γερμανικού του 1936 ( DIN 1045) και δεν περιλάμβανε

διατάξεις για την κατασκευαστική διαμόρφωση και λεπτομέρειες όπλισης μελών με στόχο την τοπική πλαστιμότητα.

Ο Κανονισμός αυτός δηλαδή ήταν προσανατολισμένος αποκλειστικά σχεδόν σε κατασκευές που καλούνται να αναλάβουν κυρίως κατακόρυφα φορτία. Η ίδια αντίληψη, αυτή της ανάληψης μόνο των κατακόρυφων φορτίων, κυριαρχούσε και στη μόρφωση του δομικού συστήματος.

Ως αποτέλεσμα τα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος πολύ σπάνια διέθεταν ένα σαφώς ορισμένο δομικό σύστημα ανάληψης των οριζόντιων δυνάμεων και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις.

## 1.2 Εξέλιξη μεθόδων σχεδιασμού και σεισμικής αποτίμησης

Η βασική ιδέα όλων των μεθόδων σεισμικού σχεδιασμού και αποτίμησης είναι η σύγκριση μεταξύ κάποιου μεγέθους «απαίτησης» το οποίο επιβάλλεται από τον σεισμό στην κατασκευή και του αντίστοιχου μεγέθους «ικανότητας» της κατασκευής να αντισταθεί. Οι παραδοσιακές μέθοδοι σχεδιασμού χαρακτηρίζουν την απαίτηση και την ικανότητα ως δυνάμεις, και συνήθως χρησιμοποιούν την τέμνουσα βάση. Κατά τους πρώτους Κανονισμούς θεωρείτο ότι οι σεισμικές επιταχύνσεις παράγουν δυνάμεις ανάλογες με την μάζα της κατασκευής. Αναγνωρίστηκε, επίσης, ότι ορισμένα κτίρια αυξάνουν το μέγεθος ικανότητας τους βάσει των χαρακτηριστικών του δομικού συστήματος και των υλικών του. Οι σύγχρονες μέθοδοι σχεδιασμού και αποτίμησης χρησιμοποιούν τις μετακινήσεις αντί για τις δυνάμεις, ως μεγέθη για την σύγκριση της απαίτησης και της ικανότητας μία κατασκευής. Αυτή η προσέγγιση, περιλαμβάνει την θεώρηση της πλαστιμότητας της κατασκευής. Η πλαστιμότητα σε όρους μετακινήσεων είναι μία σημαντική παράμετρος της ικανότητας της κατασκευής στο να αντιστέκεται στην σεισμική απαίτηση. Η ανελαστική ικανότητα της κατασκευής είναι ένα μέτρο της ικανότητας της στην απορρόφηση ενέργειας.

## 1.3 Η Έννοια της πλαστιμότητας

Ο όρος πλαστιμότητα χρησιμοποιείται για τον χαρακτηρισμό της ικανότητας μιας κατασκευής, μέλους κατασκευής ή υλικού, να υποστεί πλαστικές παραμορφώσεις σε μικρό ή μεγάλο βαθμό, χωρίς απώλεια ή μείωση της φέρουσας ικανότητας. Υλικά με μικρή ή μηδενική πλαστιμότητα είναι γνωστά σαν ψαθυρά υλικά (άοπλο σκυρόδεμα) ενώ υλικά με μεγάλη πλαστιμότητα είναι γνωστά σαν όλκιμα (χάλυβας).

Η σημασία της πλαστιμότητας για τις αντισεισμικές κατασκευές είναι μεγάλη διότι αποτελεί έναν από τους κύριους παράγοντες από τους οποίους θα εξαρτηθεί αν μια κατασκευή θα αποφύγει την κατάρρευση σε περίπτωση ενός ισχυρού σεισμού. Και τούτο γιατί οι σεισμικοί συντελεστές που καθορίζονται από του διάφορους κανονισμούς έχουν προσδιορισθεί με την προϋπόθεση πως ένα μέρος της σεισμικής ενέργειας θα εξουδετερωθεί σαν έργο πλαστικής παραμόρφωσης της κατασκευής, δηλαδή πως η κατασκευή θα μπει στην ανελαστική περιοχή.

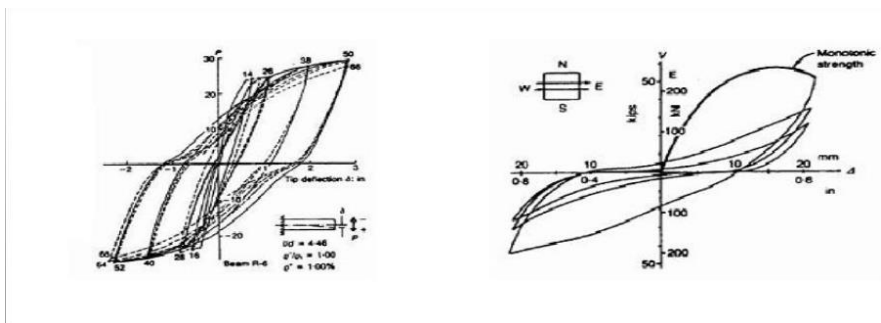
Έτσι αν μια κατασκευή δεν έχει πλαστιμότητα είναι άκρως επικίνδυνη, έστω και οι μέγιστες τάσεις από τα φορτία λειτουργίας και τα σεισμικά είναι αρκετά μικρότερα από τις επιτρεπόμενες τάσεις. Δηλαδή η ικανοποίηση της συνθήκης σε όλες τις διατομές μιας κατασκευής  $\sigma_{max} < \sigma_{επ}$ , όπου  $\sigma_{max}$  περιλαμβάνει και τάσεις από σεισμό, δεν επαρκεί για να εξασφαλίσει την ασφάλεια της κατασκευής ακόμα και για το σεισμό σχεδιασμού. Και τούτο διότι λόγω αβεβαιοτήτων στις μελλοντικές σεισμικές δράσεις και στις ιδιότητες των υλικών της κατασκευής κλπ. υπάρχει σημαντική πιθανότητα  $\sigma_{max} > \sigma_{επ}$  οπότε η υπέρβαση σημαίνει πρακτικά αστοχία (βλ. Εικόνα 1.1), αν δε υπάρχει πλαστιμότητα.



Εικόνα 1.1: Κατάρρευση κτιρίου λόγω σεισμικής διέγερσης

Η πλαστιμότητα μιας κατασκευής δεν είναι εύκολο να υπολογισθεί ή έστω να εκτιμηθεί, γιατί δεν υπάρχουν ευρέως καθιερωμένες μέθοδοι αντισεισμικού υπολογισμού ή αντισεισμικοί κανονισμοί στους οποίους υπεισέρχεται άμεσα σαν

ένα φυσικό μέγεθος. Η πλαστιμότητα σε επίπεδο κατασκευής εξασφαλίζεται μέσω της πλαστικής συμπεριφοράς των επιμέρους δομικών μελών των φερόντων στοιχείων από τα οποία εκείνη αποτελείται. Ένα δομικό μέλος λέμε ότι έχει πλαστική συμπεριφορά, όταν, για μεν μονοτονική ένταση παρατηρείται αύξηση των παραμορφώσεων χωρίς ουσιαστική μείωση της αντίστασης (αντοχής), για δε ανακυκλώνόμενη ένταση οι βρόγχοι υστέρησης δύναμης- παραμόρφωσης είναι περίπου σταθεροί σε πλάτος και σε μέγιστη δύναμη για σταθερό εύρος των κύκλων παραμόρφωσης. Αντιθέτως, σε ένα μέλος που δεν έχει πλαστική συμπεριφορά μετά από δύο ή τρεις κύκλους παρατηρείται απότομη πτώση της αντοχής και της δυσκαμψίας (βλ. Εικόνα 1.2)



Εικόνα 1.2: α) πλαστική συμπεριφορά, β) ψαθυρή συμπεριφορά

Ο δείκτης πλαστιμότητας μιας διατομής ( σε όρους καμπυλοτήτων) ορίζεται ως το ημίγειο της καμπυλότητας την στιγμή της αστοχίας προς την καμπυλότητα διαρροής

$$\mu = \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_u}{\left(\frac{1}{r}\right)_y} \quad (1.1)$$

Από μία προσεγγιστική αλλά πολύ εποπτικής έκφρασης για τον διαθέσιμο δείκτη πλαστιμότητας σε όρους καμπυλοτήτων (Θ.Π. Τάσιος 2009[15])

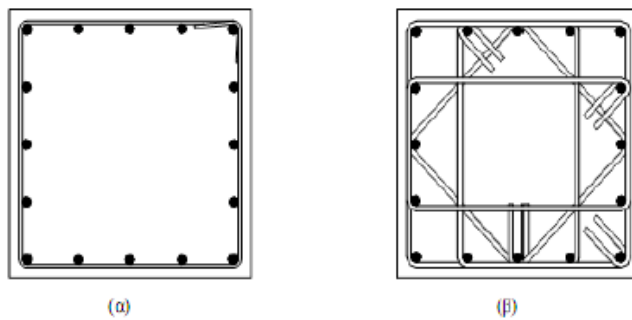
Η πλαστιμότητα αυξάνεται:

- a) μειούμενου του ορίου διαρροής του διαμήκους σπλισμού αυξανόμενης της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος μειούμενου του ανηγμένου αξονικού φορτίου στη διατομή το οποίο ορίζεται ως:

$$V = \frac{N}{A_c f_c} \quad (1.2)$$

- b) μειωμένου του ποσοστού εφελκόμενου οπλισμού,  $\rho$ , και αυξανόμενου του ποσοστού θλιβόμενου οπλισμού,  $\rho'$ . αυξανόμενης της παραμορφώσεως αστοχίας του σκυροδέματος.

Πρακτικά η πλαστική συμπεριφορά ενός μέλους (χαρακτηριστικό πάνω στο οποίο στηρίζονται όλοι οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί), εξασφαλίζεται μέσω της αύξησης της πλαστιμότητας των υλικών που συνθέτουν τη διατομή του, και συγκεκριμένα του σκυροδέματος, που είναι από τη φύση του ψαθυρό. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω κατάλληλων κατασκευαστικών λεπτομερειών όπλισης, και συγκεκριμένα μέσω του εγκάρσιου οπλισμού (συνδετήρες) των διατομών (βλ. Εικόνα 1.3α)



Εικόνα 1.3: α) Σχεδιασμός προ του 1984, β) Σύγχρονος αντισεισμικός σχεδιασμός

Σύγχρονα υποστυλώματα με κλειστούς και πυκνούς συνδετήρες (βλ. Εικόνα 1.3β) που σχηματίζουν μαζί με τις διαμήκειες ράβδους έναν κλωβό με αμετακίνητους κόμβους, αυξάνουν σημαντικά την αντοχή και πλαστιμότητα του σκυροδέματος, μέσω της εγκάρσιας περίσφιξης.

Η εικόνα αυτή δεν έχει καμία σχέση με την εικόνα που παρουσιάζουν τα υποστυλώματα κτιρίων παλαιού τύπου, όπου στη συνηθέστερη περίπτωση, τα τσέρκια δεν ξεπερνούσαν το Φ6/20 ή και ακόμη και Φ6/30. Ο ελάχιστος αυτός εγκάρσιος οπλισμός σε συνδυασμό με την ανεπαρκή αγκύρωσή του, έχει σαν αποτέλεσμα τη μειωμένη ικανότητα ανάπτυξης εγκάρσιων τάσεων περίσφιξης του σκυροδέματος, και συνεπώς οι αντίστοιχοι στύλοι έχουν εξαιρετικά μειωμένες διατμητικές αντοχές και ανύπαρκτη πλαστιμότητα. Δηλαδή, πρόκειται ουσιαστικά περί ψαθυρών στοιχείων.

#### 1.4 Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας (Performance- Based Design)[4] βασίζεται στην αρχή του καθορισμού αποδεκτού επιπέδου ζημιών (στάθμης επιτελεστικότητας) ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού, δηλαδή στον καθορισμό του επιδιωκόμενου στόχου σεισμικής ικανότητας. Με άλλα λόγια, η μέθοδος εξετάζει τον πραγματικό τρόπο που θα συμπεριφερθεί η κατασκευή σε διάφορα επίπεδα ισχύος της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού και το αντίστοιχο αναμενόμενο επίπεδο ζημιών. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται ένας βέλτιστος συνδυασμός ασφάλειας και οικονομίας.

Αντίθετα, η κλασική μεθοδολογία σχεδιασμού των παλαιότερων αντισεισμικών κατασκευών (μέθοδος δυνάμεων) εξέταζε μόνο τη συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι να αρχίσουν οι ζημιές (ελαστική απόκριση) και δεν έλεγχε με το τι συμβαίνει μετά. Το ελάχιστο επίπεδο ασφαλείας εξασφαλίζεται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς που χρησιμοποιείται στη μελέτη. Οι συντελεστές συμπεριφοράς έχουν καθοριστεί από τη γνώση που έχουμε αποκτήσει από προηγούμενους σεισμούς και την πειραματική και αναλυτική έρευνα που έχει διεξαχθεί, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η προστασία της ανθρώπινης ζωής και η αποφυγή κατάρρευσης. Σε πολλές περιπτώσεις όμως, ο σχεδιασμός- έλεγχος αυτός μπορεί να είναι επισφαλής, όπως π.χ. σε έντονα μη κανονικά κτίρια. Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου είναι η γνώση του τρόπου συμπεριφοράς της κατασκευής και πέραν της ελαστικής περιοχής, δηλαδή μετά την εμφάνιση των ζημιών έως την οιονεί κατάρρευση. Για τον λόγο αυτό, η μέθοδος εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μη- γραμμικές (ανελαστικές) αναλύσεις, είτε στατικές (ανάλυση pushover) είτε με δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας.

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ[5] θεσπίζει τρεις «στάθμες επιτελεστικότητας» υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού. Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού του φέροντος (Πίνακας 1.1) και του μη- φέροντος οργανισμού (Πίνακας 1.2) αποτελούν συνδυασμούς αφενός μιας στάθμης επιτελεστικότητας και αφετέρου μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά τη διάρκεια ζωής του κτιρίου» (σεισμός σχεδιασμού). Ο όρος «φέρων οργανισμός» χρησιμοποιείται εδώ με την κλασική του έννοια και αντιστοιχεί στο σύστημα ανάληψης κατακόρυφων φορτίων. Αναλόγως ο όρος «μη- φέρων οργανισμός» αντιστοιχεί στο σύστημα που δεν συμμετέχει στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων. Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού δεν είναι κατ' ανάγκη ίδιοι. Οι

στόχοι ανασχεδιασμού ενδέχεται να είναι υψηλότεροι από τους στόχους αποτίμησης.

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας Φέροντος οργανισμού		
	Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	Προστασία ζωής	Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Πίνακας 1.1: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού Φέροντος οργανισμού [KAN.ΕΠΕ,2010][5]

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας Φέροντος οργανισμού		
	Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	Προστασία ζωής	Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης
10%	α1	β1	γ1
50%	α2	β2	γ2

Πίνακας 1.2: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού Μη-Φέροντος οργανισμού [KAN.ΕΠΕ, 2010][5]

Η υιοθέτηση στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 50% οδηγεί εν γένει σε πιο συχνές πιο εκτεταμένες και πιο έντονες βλάβες έναντι ενός αντίστοιχου στόχου με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10%. Η πιθανότητα υπέρβασης 50% σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς 70 ετών ενώ η πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς 475 ετών.

## 1.5 Στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος και μη-φέροντος οργανισμού

Η ανίσωση ασφαλείας που εφαρμόζεται κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό

υφιστάμενων δομημάτων είναι:  $S_d < R_d$

### 1.5.1 Άμεση χρήση μετά σεισμό (Immediate occupancy):

Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό (στάθμη Α), το επίπεδο βλαβών είναι τέτοιο ώστε να αναμένεται ότι καμία λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά τον σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από σπάνιες δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Είναι ενδεχόμενο να παρουσιασθούν μερικές πολύ αραιές τριχοειδής ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα στον φέροντα οργανισμό. Έτσι κατά τον σχεδιασμό πρέπει να ελεγχθούν και να περιοριστούν οι παραμορφώσεις που αναμένονται από τον σεισμό, και να εξασφαλιστεί επαρκής

αντοχή σε όλα τα στοιχεία της κατασκευής ώστε να παραμείνουν στην ελαστική περιοχή.

Όσον αφορά στα μη- φέροντα στοιχεία (στάθμη α), επιτρέπονται μικρές μόνο βλάβες οι οποίες δεν επηρεάζουν τις βασικές λειτουργίες. Οι προσβάσεις και τα συστήματα ασφάλειας (πχ. Κλιμακοστάσια, πόρτες, ανελκυστήρες κλπ.) πρέπει να παραμείνουν σε λειτουργία.

Σε αυτή την στάθμη ο φέρων οργανισμός (και ο οργανισμός συμπληρώσεως ) αναμένεται να έχει οιονεί ελαστική συμπεριφορά και να μη αναπτύξει μετελαστικές παραμορφώσεις.

$$Q = m = 1(\div 1.5) \quad (1.3)$$

Για την περίπτωση ανελαστικής ανάλυσης και πλάστιμους τρόπους αστοχίας, ο έλεγχος γίνεται σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών, με:

$S_d$  το παραμορφωσιακό μέγεθος απ' την ανελαστική ανάλυση

$$R_d = \frac{\theta_y}{\gamma_{RD}} \quad (1.4)$$

### 1.5.2 1Προστασία ζωής (Life safety):

Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό (στάθμη Β), αναμένονται να εμφανιστούν βλάβες οι οποίες είναι επισκευάσιμες και δεν αποτελούν αιτία απώλειας της στατικής ευστάθειας της κατασκευής ή σοβαρού τραυματισμού ατόμων ή σημαντικών ζημιών σε αντικείμενα που βρίσκονται στην κατασκευή. Για να μπορεί να ξαναχρησιμοποιηθεί η κατασκευή μετά τον σεισμό απαιτείται να επισκευασθούν οι βλάβες.

Όσον αφορά τα μη- φέροντα στοιχεία (στάθμη β), αναμένονται βλάβες, οι οποίες όμως δεν αποτελούν κίνδυνο για άτομα εντός ή εκτός της κατασκευής λόγω πτώσης.

~~Αντικειμένων.~~ Σε αυτή την στάθμη όλα τα στοιχεία του φέροντος οργανισμού επιτρέπεται να αναπτύξουν σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις, αλλά τα πρωτεύοντα στοιχεία πρέπει να διαθέτουν σημαντικό περιθώριο ασφάλειας έναντι εξάντλησης της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας τους.

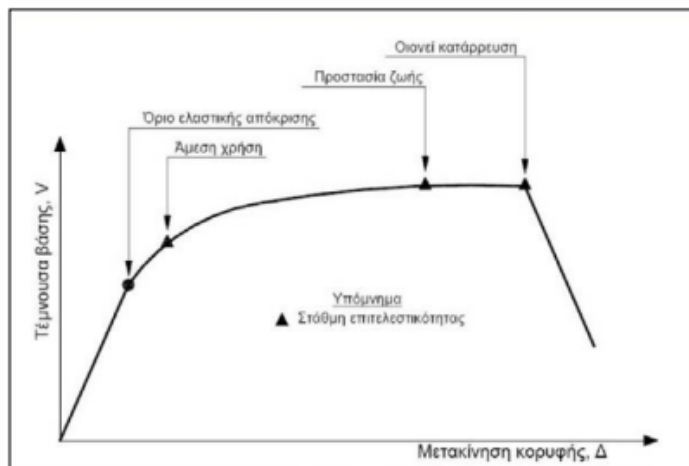


$$R_d = 0.5 \frac{(\theta_y + \theta_u)}{\gamma_{RD}} \quad (1.5)$$

### 1.5.3 Οιονεί κατάρρευση (Structural stability):

Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό (στάθμη Γ) αναμένονται να εμφανιστούν κατά τον σεισμό σχεδιασμού εκτεταμένες σοβαρές (μη- επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες χωρίς όμως να χάσει την ικανότητα να φέρει τα κατακόρυφα φορτία. Η οριζόντια δυσκαμψία και η ικανότητα αντίστασης σε οριζόντια φορτία έχουν μειωθεί σημαντικά με αποτέλεσμα η κατασκευή να μη διαθέτει άλλα περιθώρια ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης.

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



Εικόνα 1.4: Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας στην καμπύλη αντίστασης[9]

Για ψαθυρούς τρόπους αστοχίας και συμπεριφοράς, η γενική ανίσωση ασφαλείας ελέγχεται σε όρους εντατικών μεγεθών.

## 1.6 Συνδυασμένες στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής

Για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφισταμένων κτιρίων συνήθους σπουδαιότητας, είναι δυνατή η θεώρηση ενός από τους «στόχους αποτίμησης ή

ανασχεδιασμού» του Πίνακα 1.3, δηλαδή συνδυασμού ενός στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού του Φέροντος οργανισμού (Πίνακας 1.1) και ενός στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού του Μη- Φέροντος (Πίνακας 1.2). Γι' αυτά τα κτίρια, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ[5] συνιστά την υιοθέτηση συνδυασμένου στόχου «προστασίας ζωής» (Bi-βi) του Πίνακα 1.3 όπου i=1,2,3 ( i=1 δηλώνει σεισμό με περίοδο επανάληψης 225 χρόνια, i=2 δηλώνει σεισμό με περίοδο επανάληψης 473 χρόνια, i=3 δηλώνει σεισμό με περίοδο επανάληψης 2475 χρόνια).

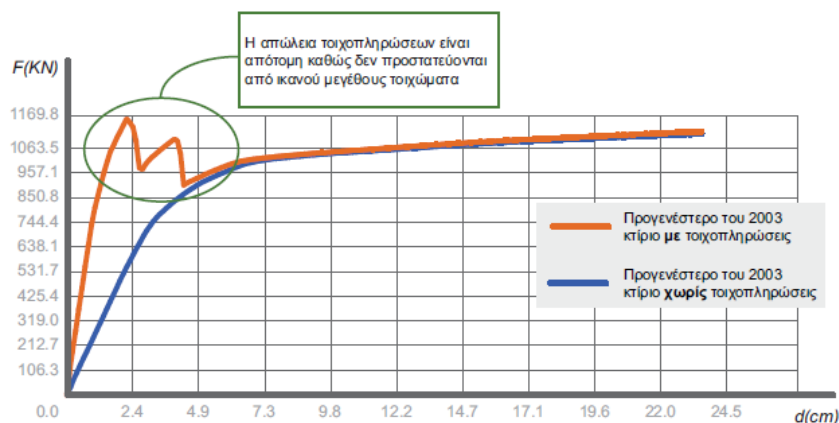
Στάθμη επιτελεσματικότητας Μη-Φέροντος οργανισμού	Στάθμη επιτελεσματικότητας Φέροντος οργανισμού		
	Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	Προστασία ζωής	Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης
Άμεση χρήση μετά τον σεισμό	Ai – ai	Bi – ai	Δεν επιτρέπεται
Προστασία ζωής	Ai – βi	Bi – βi	Γi – βi
Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης	Δεν επιτρέπεται	Bi – γi	Γi – γi

Πίνακας 1.3: Συνδυασμένοι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού κτιρίου i=1, 2,..

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 ΓΕΝΙΚΑ ΓΙΑ ΤΙΣ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ

### 2.1 Γενικά

Οι τοιχοπληρώσεις αν και εν γένει είναι μη δομικά μέλη, έχουν σημαντική επιρροή στην γενική αποτίμηση της κατασκευής όταν υπόκεινται σε πλευρικά φορτία, καθώς δεν συμμετέχουν στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων πλην του ιδίου βάρους τους. Ειδικότερα, αλληλεπιδρούν με τα περιβάλλοντα πλαίσια και συμβάλλουν στην αύξηση της πλευρικής συνολικής δυσκαμψίας και συνεπώς στην αύξηση της αντοχής της κατασκευής. Επισημαίνεται πως ο σωστός αντισεισμικός σχεδιασμός προϋποθέτει τα περιβάλλοντα πλαίσια να είναι ισχυρότερα των τοιχοπληρώσεων, ώστε η αστοχία τους να έπεται της αστοχίας των τοιχοπληρώσεων και συνεπώς η τελική αντοχή των δύο προσομοιωμάτων να είναι ίδια με και χωρίς αυτές. Παράλληλα, σε κτίρια κατασκευασμένα πριν του 2003, όπως το υφιστάμενο αυτό κτίριο, η επιρροή των τοιχοπληρώσεων είναι ακόμα πιο σημαντική αφού ήταν εκτεταμένη η χρήση μικρών τοιχωμάτων. Αντίθετα, τα ισχυρά τοιχώματα εξασφαλίζουν σημαντική αντοχή και μετά από την αστοχία των τοιχοπληρώσεων με αποτέλεσμα την εξασφάλιση της μέγιστης αντοχής της κατασκευής.



Εικόνα 2.1: Επιρροή τοιχοπληρώσεων σε τυπικό κτίριο[6]

### 2.2 Είδη Τοιχοπληρώσεων

Η τοιχοποιία είναι σύνθετο υλικό και τα στοιχεία από τα οποία αποτελείται είναι τα τοιχοσώματα και το συνδετικό κονίαμα. Ανάλογα με την κατασκευή και τις ανάγκες ενίσχυσης της οι τοιχοπληρώσεις διακρίνονται σε 2 κατηγορίες

### 2.2.1 Υφιστάμενες και νέες άοπλες τοιχοπληρώσεις

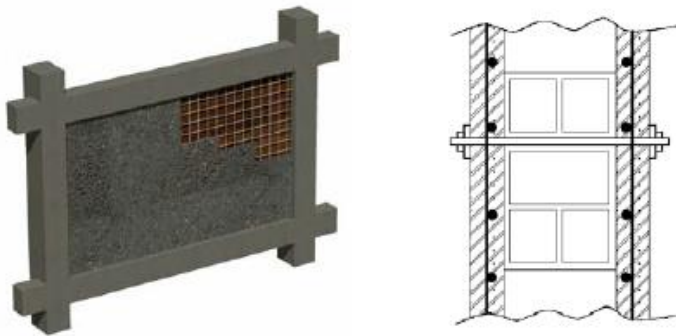
Αφορά τη συνήθη περίπτωση άοπλων τοιχοπληρώσεων, υφιστάμενων ή προστιθέμενων. Ενδέχεται να υπάρχουν οριζόντια σενάζ και ανοίγματα περιορισμένων διαστάσεων. (βλ. Εικόνα 2.2)



Εικόνα 2.2: Φάτνωμα άοπλης τοιχοπλήρωσης [βλ. (Fespa, 2013)]

### 2.2.2 Ενισχυμένες τοιχοπληρώσεις

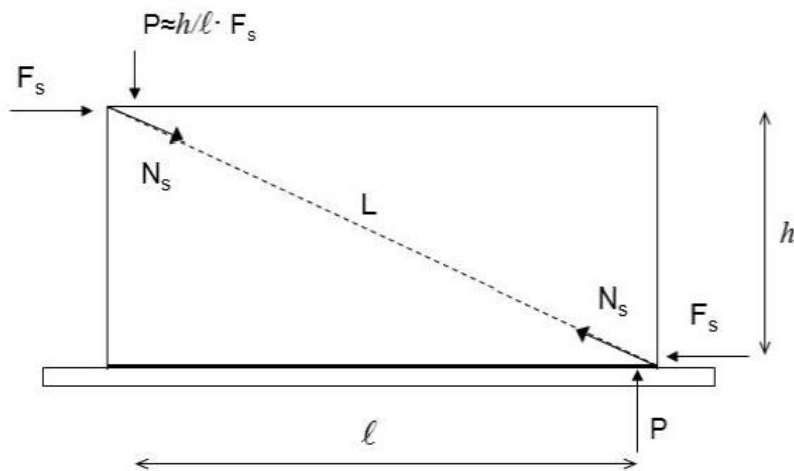
Πρόκειται για υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις, στις οποίες προστίθεται αμφοτερόπλευρος μανδύας σκυροδέματος με πλέγμα. Βασική προϋπόθεση αποτελεί η επαρκής στερέωση του μανδύα με την τοιχοποιία η οποία επιτυγχάνεται συνήθως μέσω διαμπερών συνδέσμων όπως φαίνεται και στην Εικόνα 2.3



Εικόνα 2.3: Φάτνωμα ενισχυμένης (ή σπλισμένης) τοιχοπλήρωσης και ενδεικτική τομή στην οποία παρουσιάζεται ο μανδύας και η σύνδεσή του με την τοιχοποιία[6]

### 2.2.3 Τοιχωματοποίηση Πλαισίου

Για την τοιχωματοποίηση φανωμάτων πλαισίων με έγχυτο ή και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §8.5.3[5], πρέπει να εξασφαλίζεται η επαρκής σύνδεση του τοιχώματος με το πλαίσιο. Αυτό επιτυγχάνεται π.χ. καθ' ύψος με την συνέχεια των οπλισμών στον ανώτερο όροφο ή την αγκύρωση τους στη δοκό και με την επιμήκυνση του νέου τοιχώματος οριζοντίως, ώστε να περιβάλλει τα εκατέρωθεν υποστηλώματα υπό μορφή ενίσχυσης αυτών. Συνίσταται η συνέχεια του εμφαντούμενου τοιχώματος και του μανδύα των υποστηλωμάτων καθ' όλο το ύψος της κατασκευής.



Εικόνα 2.4: Δυνάμεις που ασκούνται σε φάνωμα[6]

Θεωρείται διατμητική δύναμη  $F_s$ , η οποία ασκείται στο άνω άκρο του πλαισίου. Η δύναμη αυτή αναλαμβάνεται από το διαγώνιο θλιπτήρα  $N_s = \frac{L}{I} \cdot F_s$  και το υπόλοιπο από βλήτρα διατασσόμενα κατά την περίμετρο του φανώματος. Από τη σχέση  $N_R = \lambda \cdot f_c \cdot t_w \cdot b_w$  προσδιορίζεται η αντοχή του διαγώνιου θλιπτήρα, όπου  $N_R$  η απομένουσα αντίσταση του διαγώνιου θλιπτήρα μετά την κρίσιμη παραμόρφωση του  $\varepsilon_c = 2 \cdot 10^3$

$f_c$  η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος υπό εγκάρσιο εφελκυσμό ( $f_c = 0.6 f_c$ )

$t_w$  το πάχος του φανώματος

$b_w$  το ενεργό πάχος του διαγώνιου θλιπτήρα ( $b_w = 0.15L$ )  
 $\lambda = a$  συντελεστής απομένουσας απόκρισης του διαγώνιου θλιπτήρα μετά την υπέρβαση της κρίσιμης παραμόρφωσης του. Μπορεί να λαμβάνεται  $\alpha = 0.4$

Το υπόλοιπο μέρος της διατμητικής δύναμης αναλαμβάνεται από τα βλήτρα που διατάσσονται οριζόντια και κατακόρυφα τα οποία υπακούουν στους ακόλουθους ελέγχους αντοχής

Βλήτρα στη δοκό (οριζόντια)

$$F_{βλ.οριζ} = F_S - \frac{1}{L} N_R \leq \frac{1}{2} n_\delta F_{wd} \quad (2.1)$$

Βλήτρα στα υποστηλώματα (κατακόρυφα)

$$F_{βλ.κατ} = \frac{h}{L} F_{βλ.οριζ} \leq \frac{1}{2} n_u F_{wd} \quad (2.2)$$

Όπου

$n_\delta, n_u$  ο αριθμός των βλήτρων κατά μήκος της δοκού και κατά μήκος κάθε υποστηλώματος αντίστοιχα.

$F_{ud}$  η αντοχή βλήτρου συνεκτιμώντας την επιρροή της ανακύκλωσης της φόρτισης, υπολογιζόμενη με την αντοχή του ασθενέστερου από τα σκυροδέματα του πλαισίου και φατνώματος.

Παράλληλα σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ παράγραφο 8.2.1.3[5] διατάσσεται ένα ελάχιστο ποσοστό οπλισμού διεπιφάνειας  $\rho_\delta = \frac{A_{s\delta}}{A_{c\delta}}$

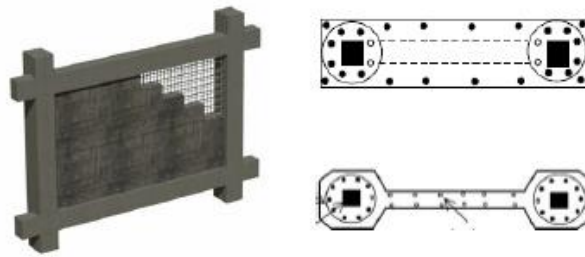
$$\rho_{\delta \min} = 0.20 f_{ctm} / f_{yk} > 0.12\% , \text{ όπου:}$$

$A_{s\delta}$  το εμβαδόν του εγκάρσιου οπλισμού

$A_{c\delta}$  το εμβαδόν της διεπιφάνειας και

$f_{ctm}$  η αντοχή του ισχυρότερου σκυροδέματος

Σε κάθε περίπτωση τα βλήτρα δεν πρέπει να μην υπερβαίνουν τα 3Φ16 ανά μέτρο της περιμέτρου.



Εικόνα 2.5: Τοιχωματοποίηση πλαισίου με σπλισμένο σκυρόδεμα και οριζόντιες τομές όπου παρουσιάζεται εμφάνιση πλάτους μεγαλύτερου ή μικρότερου από το πλάτος της δοκού[6]

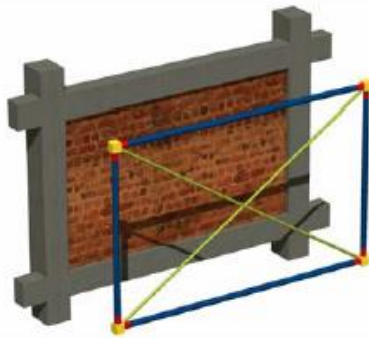
#### 2.2.4 Προσομοίωση τοιχοπληρώσεων

Οι τοιχοπληρώσεις δεν συμμετέχουν στην ανάληψη κατακόρυφων φορτίων (βαρύτητας), πλην του ιδίου βάρους τους. Υπό σεισμό, μπορούν να προσομοιωθούν:

Είτε ως διατμητικό φάτνωμα/ πέτασμα με τέσσερις κόμβους αρθρώσεις προς τους αντίστοιχους κόμβους του τοιχοπληρούμενου πλαισίου, όπου κάθε ράβδος (μία εφελκόμενη και μία θλιβόμενη) έχει μισή δυσθένια (Εικόνα 2.6).

Είτε ως μια ισοδύναμη αμφιαρθρωτή θλιβόμενη διαγώνια ράβδος, κατά την εκάστοτε φορά του σεισμού εντός του πλαισίου, με συγκεκριμένο πλάτος

Στην περίπτωση της θλιβόμενης ράβδου τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής υπολογίζονται ως εξής. Όσον αφορά το πάχος, λαμβάνεται ίσο με το συνολικό πάχος της τοιχοπλήρωσης και όχι με το πάχος του μανδύα, το οποίο δίνεται σε διαφορετική παράμετρο. Το πλάτος εκτιμάται με βάση την ισορροπία και το συμβιβαστό παραμορφώσεων –δυνάμεων από όπου προκύπτει  $\beta = 1.5L$ , όπου  $L = \sqrt{L^2 + H^2}$  σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.4.1.[5]



Εικόνα 2.6: Φυσικό μοντέλο και υπολογιστικό προσομοίωμα τοιχοπλήρωσης[6]

### 2.3 Διαγράμματα Τάσεων-Παραμορφώσεων

Η θλιπτική χαρακτηριστική αντοχή της άοπλης τοιχοπλήρωσης δίνεται από τη σχέση:

$$f_{wc,k} = k \cdot f_b^{0.7} \cdot f_m^{0.3} \quad (2.3)$$

όπου:

$k$  εμπειρικός συντελεστής, ο οποίος λαμβάνει υπόψη την ομάδα στην οποία κατατάσσονται τα τοιχοσώματα και το είδος του κονιάματος δομήσεως. Για συνήθη κονιάματα, ο συντελεστής παίρνει τιμές από 0.35 έως 0.55 MPa.

$f_b$  η θλιπτική αντοχή του τοιχοσώματος που παίρνει τιμές από 3.1 έως 5.5MPa

$f_m$  η θλιπτική αντοχή του κονιάματος που παίρνει τιμές από 1.53 έως 1.75MPa.

Από τη σχέση (2.7) προκύπτει ότι η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της άοπλης τοιχοπλήρωσης κυμαίνεται από 1.6 έως 2.6 MPa. Η μέση αντοχή της θλιβόμενης ράβδου υπολογίζεται από τη χαρακτηριστική αντοχή της τοιχοπλήρωσης με έναν πολλαπλασιαστικό συντελεστή  $\xi=1.25$ , ο οποίος λαμβάνει υπόψη τη μετατροπή της χαρακτηριστικής αντοχής σε μέση, τη δυσμενή υπό γωνία εφαρμογής του φορτίου και την ευμενή επιρροή της περίσφιξης που εξασφαλίζουν τα περιβάλλοντα δομικά στοιχεία.

Παράλληλα με τα μεγέθη αντοχής της τοιχοπλήρωσης δίνονται (KAN.ΕΠΕ §7.4.1)[5] και τα μεγέθη παραμόρφωσης:

Παραμόρφωση διαρροής:  $\varepsilon_y = 10^{-3} \div 1.5 \cdot 10^{-3}$



Παραμόρφωση αστοχίας:  $\varepsilon_u = 2.0 \cdot 10^{-3} \div 3.5 \cdot 10^{-3}$

Παραμόρφωση στάθμης επιτελεστικότητας σημαντικών βλαβών (SD):

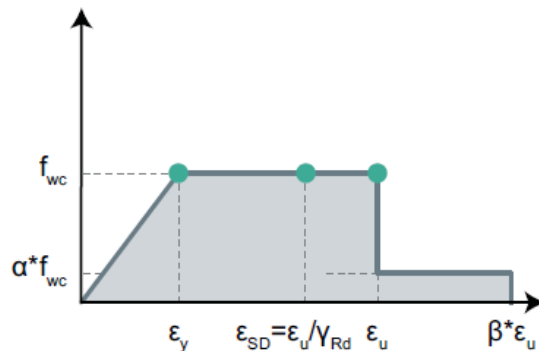
$$\varepsilon_{SD} = \frac{\varepsilon_u}{\gamma_{RD}}$$

Όπου (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §9.3.1)[5]:

$\gamma_{Rd} = 1.3$  για άοπλες τοιχοπληρώσεις υφιστάμενες ή νέες.

$\gamma_{Rd} = 1.2$  για ενισχυμένες τοιχοπληρώσεις ή τοιχωματοποίηση πλαισίων

Όσον αφορά τις ενισχυμένες τοιχοπληρώσεις επιτρέπεται να συνεκτιμηθεί η παραμένουσα αντοχή μετά την αστοχία ίση με το ένα τέταρτο της τάσης αστοχίας, δηλαδή ίση με  $f_{wc, res} = \alpha \cdot f_{wc}$  όπου  $\alpha = 0.25$ , η οποία και διατηρείται μέχρι η παραμόρφωση να γίνει ίση με  $\varepsilon_{max} = \beta \cdot \varepsilon_u$ , όπου  $\beta = 1.5$



Εικόνα 2.7: Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων τοιχοπλήρωσης και αντίστοιχες στάθμες επιτελεστικότητας. ( $\alpha = 0.25$ ,  $\beta = 1.5$ )

Είδος τοιχοπλήρωσης	Τιμή αντοχής που εισάγεται στο Fespa	Τιμή αντοχής που χρησιμοποιείται στον υπολογισμό της δύναμης της θλιβόμενης διαγωνίου
Υφιστάμενη	$(f_{wc,k})$	$(f_{wc,m} / \gamma_m)$
Νέα	$(f_{wc,k})$	$(f_{wc,k} / \gamma_m)$
Ενισχυμένη	$(f_{wc,k})$ για το υφιστάμενο μέρος	$(f_{wc,m} / \gamma_m)$ για το υφιστάμενο μέρος
	$(f_{ck})$ για το σκυρόδεμα	$(f_{ck})$ για το σκυρόδεμα
	$(f_{yk})$ για το χάλυβα	$(f_{yk})$ για το χάλυβα
Τοιχωματοποίηση πλαισίου	$(f_{ck})$ για το σκυρόδεμα	$(f_{ck})$ για το σκυρόδεμα
	$(f_{yk})$ για το χάλυβα	$(f_{yk})$ για το χάλυβα

Πίνακας 2.1: Είδη αντοχών ανάλογα με το είδος της τοιχοπλήρωσης

## 2.4 Απομειώσεις αντοχής δυστένειας τοιχοπληρώσεων

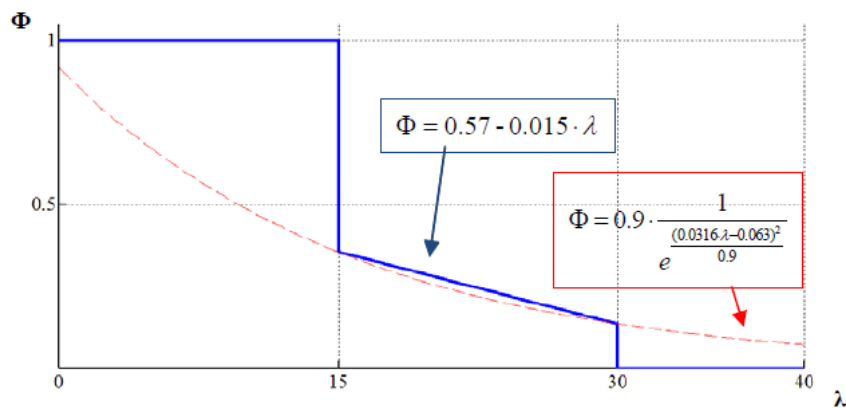
### 2.4.1 Απομειώσεις λόγω αστοχίας εκτός επιπέδου (συντελεστής $\Phi$ )

Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η πιθανή εκτός επιπέδου αστοχία της τοιχοπλήρωσης χρησιμοποιείται ο μειωτικός συντελεστής  $\Phi$ . Συνάρτηση της λυγηρότητας  $\lambda$ , η οποία ορίζεται ως το πηλίκο του μήκους προς πάχος τοιχοπλήρωσης  $L/t$ , υπολογίζεται ο συντελεστής  $\Phi$  ως εξής:

$$\Phi=1 \quad \text{για } \lambda \leq 15$$

$$\Phi = 0.9 \frac{1}{e^{\frac{(0.0316\lambda - 0.063)^2}{0.9}}} \approx 0.57 - 0.015\lambda \quad \text{για } 15 < \lambda \leq 30$$

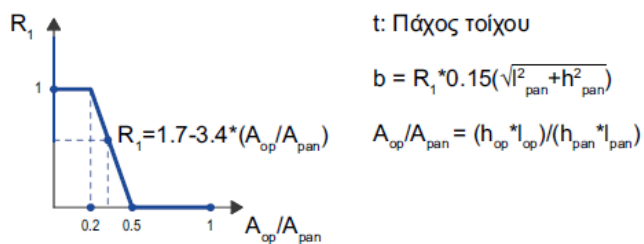
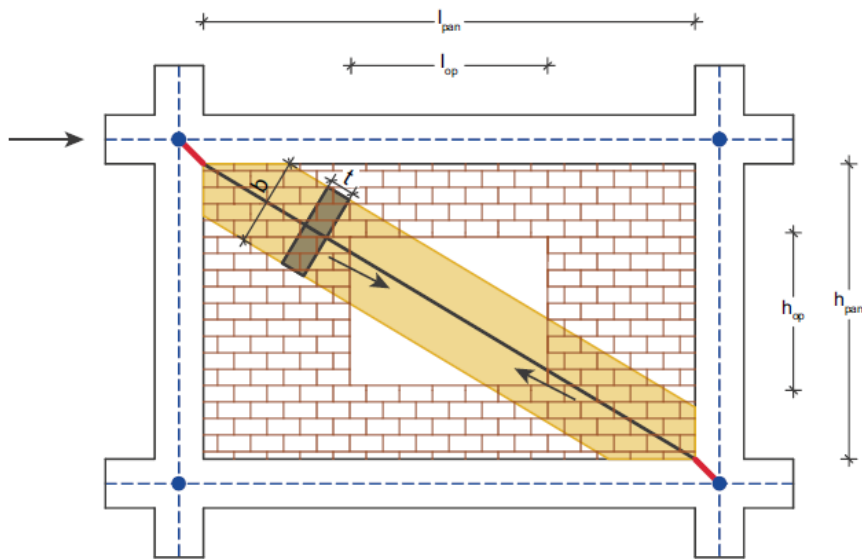
$$\Phi=0 \quad \text{για } \lambda > 30$$



Εικόνα 2.8: Διάγραμμα υπολογισμού μειωτικού συντελεστή  $\Phi$

#### 2.4.2 Απομειώσεις λόγω ανοιγμάτων ( $R_1$ )

Ειδικότερα, μέσω του συντελεστή  $R_1$  λαμβάνεται υπόψη η επιρροή των ανοιγμάτων του φατνώματος (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.4.1(δ))[5]. Αυτός εξαρτάται από το λόγο εμβαδού του ανοίγματος προς το συνολικό εμβαδόν του φατνώματος ( $\alpha = \frac{A_{open}}{A_{panel}}$ ) και δίνεται αναλυτικότερα από τις ακόλουθες σχέσεις



Εικόνα 2.9: Υπολογισμός μειωτικού συντελεστή  $R_1$

Έτσι προκύπτει ότι:

$$R_1 = 1.0 \quad R_1 = 1.0 \quad \text{για } \alpha \leq 0.2$$

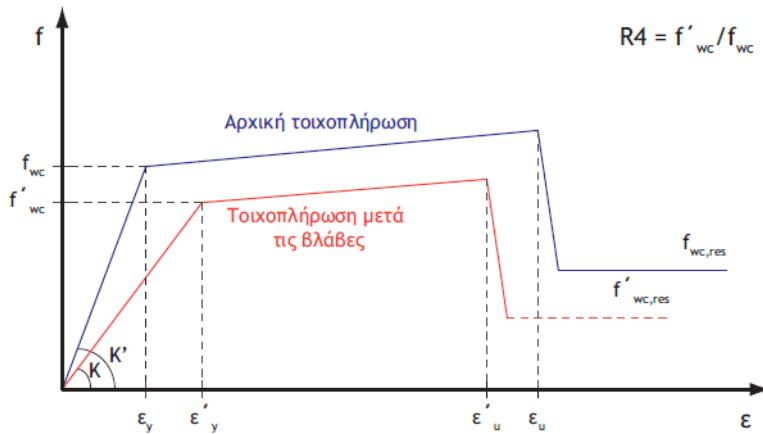
$$R_1 = 1.7 - 3.4\alpha \quad R_1 = 1.7 - 3.4\alpha \quad \text{για } 0.2 < \alpha \leq 0.5$$

$$R_1 = 0 \quad R_1 = 0 \quad \text{για } \alpha > 0.5$$

#### 2.4.3 Απομειώσεις λόγω βλαβών ( $R_4$ )

Ο συντελεστής  $R_4$  λαμβάνει υπ' όψιν του μειωτικούς συντελεστές  $r$  για βλαμμένες και άοπλες τοιχοπληρώσεις, σύμφωνα με τον πίνακα Π3 του παραρτήματος 7Δ του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ουσιαστικά ο συντελεστής αυτός ισούται με το συντελεστή  $r_R$  που αφορά

την απομείωση αντοχής  $f_{wc}$ . Ο συντελεστής  $r_k$  για την απομείωση δυσκαμψίας μπορεί να δοθεί έμμεσα τροποποιώντας την παραμόρφωση διαρροής  $\varepsilon_y$ .



Εικόνα 2.10: Διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων τοιχοπλήρωσης πριν και μετά τις βλάβες

#### 2.4.4 Απομείωση λόγω στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων- Συντελεστής ασφαλείας $\gamma_m$

Συγκεκριμένα η περιγραφή των στάθμεων αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.) τοιχοπληρώσεων και οι αντίστοιχοι συντελεστές παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα (ΚΑΝ.ΕΠΕ §3.7.3).

Επίπεδο γνώσης Σ.Α.Δ.	Περιγραφή	Συντ. Ασφαλείας $\gamma_m$
KL1- Ανεκτή γνώση	-	Δεν επιτρέπεται
KL2- Ικανοποιητική γνώση	Προσδιορισμός χαρακτηριστικών από ημιεμπειρικές σχέσεις με βάση τα επιμέρους δομικά στοιχεία της τοιχοπλήρωσης.	2.00
KL3- Υψηλή γνώση	Τα μηχανικά χαρακτηριστικά προκύπτουν από επιτόπου και εργαστηριακές δοκιμές.	2.50

Πίνακας 2.2: Σ.Α.Δ. στην περίπτωση τοιχοπληρώσεων και συντελεστές ασφαλείας υφιστάμενων τοιχοπληρώσεων

Όσον αφορά τα γεωμετρικά δεδομένα του δομήματος, η Σ.Α.Δ. εξαρτάται από την προέλευση του δεδομένου και διαφοροποιείται κατά περίπτωση, σύμφωνα με όσα αναφέρονται στον Πίνακα 2.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ

#### 2.4.5 Απομειωμένη μέση θλιπτική αντοχή τοιχοπλήρωσης

Αφού προσδιορίστηκαν οι επιμέρους μειωτικοί συντελεστές, η μέση θλιπτική αντοχή της τοιχοπλήρωσης προκύπτει ως εξής:

$$f_{wc} = \frac{R_i \cdot \Phi}{\gamma_m} f_{wc,k} \quad (2.4)$$

Καταλήγοντας, η μέση θλιπτική δύναμη αστοχίας της θλιβόμενης ράβδου προσομοίωσης υπολογίζεται ως:

$$F_{wc,red} = (b \cdot t \cdot f_{wc,red}) \cdot \xi \quad (2.5)$$

#### 2.5 Συμπερίληψη τοιχοπληρώσεων στο υπολογιστικό μοντέλο

Αξίζει να σημειωθεί πως η προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων γίνεται σύμφωνα με την παράγραφο 2.1.4.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και είναι εν γένει υποχρεωτική όταν αυτές έχουν δυσμενείς συνέπειες για τον φέροντα οργανισμό σε γενικό ή τοπικό επίπεδο

Εξαιρούνται (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.9.1):

1. Κτίρια που έχουν μελετηθεί και κατασκευασθεί σύμφωνα με τον ΕΑΚ[4] ή τον EC8[1].
2. Η πρόσθετη πλευρική δυσκαμψία λόγω τοιχοπληρώσεων δεν υπερβαίνει το ¼ της συνολικής πλευρικής δυσκαμψίας του φέροντος οργανισμού (ενός τουλάχιστον ορόφου).

Στην περίπτωση αυτή πρέπει να ελέγχεται πάντα το ότι αθέλητη, έστω, διάταξη τοιχοπληρώσεων δεν συνεπάγεται δυσμενή συμπεριφορά.

Κριτήρια δυσμενούς επιρροής (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.9.2):

1. Οι τοιχοποιίες δεν επιφέρουν αύξηση της σεισμικής τέμνουσας ενός τουλάχιστον πρωτεύοντος κατακόρυφου στοιχείου ή της σεισμικής μετακίνησης ενός ορόφου σε ποσοστό μεγαλύτερο του 15%, σε οποιαδήποτε στάθμη του κτιρίου.

2. Για τον έλεγχο αυτό μπορεί να εφαρμόζεται χωρίς προϋποθέσεις η ελαστική στατική ανάλυση (§5.5 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.)[5].





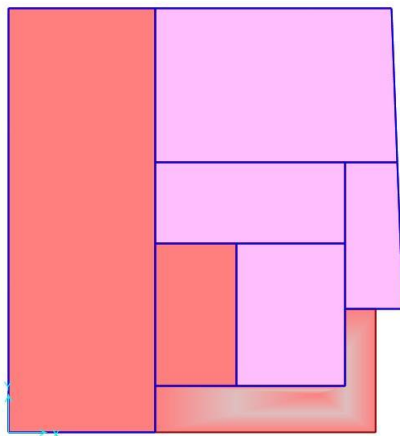
## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ



Εικόνα 3.1: Τρισδιάστατη(3D) απεικόνιση κτιρίου μέσω SAP

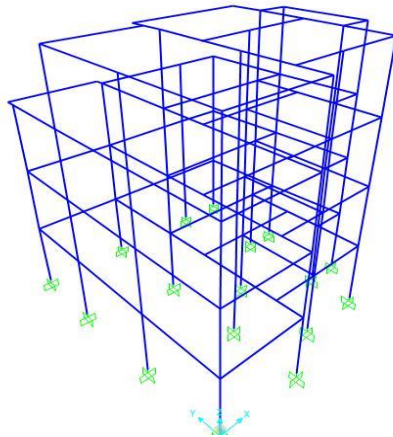
### 3.1 Ο Φορέας

Το υπό εξέταση κτίριο βρίσκεται στον Πειραιά και είναι μια κατασκευή του 1968. Η κάτοψη του κτιρίου είναι ορθογωνικής γεωμετρίας, με συνολικό μήκος 7.90μ και πλάτος 10.8μ και το εμβαδόν του ανέρχεται στα 85μ<sup>2</sup>. Είναι θεμελιωμένο σε βράχο σε σχεδόν οριζόντια κλίση.



Εικόνα 3.2: Κάτοψη τυπικού ορόφου με δοκούς και πλάκες

Το κτίριο αυτό ανέρχεται στα 9m και αναπτύσσεται σε 4 επίπεδα, το υπόγειο, το ισόγειο, Α' και Β' όροφο. Οι περιμετρικές τοιχοποιίες του κτιρίου έχουν πάχος 40cm και οι εσωτερικές τοιχοποιίες έχουν πάχος 30cm. Για την προσομοίωση του κτιρίου χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SAP. Κατασκευάστηκε ο κύριος φορέας της κατασκευής χωρίς τις πλάκες, οι οποίες υπολογίστηκαν ως φορτία στον φορέα, εξασφαλίζοντας παράλληλα τη διαφραγματική του λειτουργία.



Εικόνα 3.3: Φέρων Οργανισμός Κτιρίου

### 3.2 Παραδοχές - Δεδομένα

Παραδοχές υφιστάμενης Μελέτης

Κανονισμός Σκυροδέματος: Παλαιός ('54)

Αντισεισμικός κανονισμός: Παλαιός ('68)

Σεισμικότητα 2

Σεισμικός Συντελεστής  $\varepsilon = 0.08$

Ποιότητα σκυροδέματος B160

Ποιότητα χάλυβα οπλισμών StI

Επιτρεπόμενη τάση εδάφους  $16 \frac{tn}{m^2}$

Formatted: Greek

### 3.3 Φορτία

Τα φορτία της υφιστάμενης κατασκευής εισήχθησαν σύμφωνα με το τεύχος επίλυσης της μελέτης, προκειμένου να εξαχθούν οι σπλισμοί σύμφωνα με τους κανονισμούς του '54 και του '68. Μεταφέρονται στις δοκούς ως γραμμικά φορτία τα οποία δεν περιλαμβάνουν το ίδιο βάρος των δοκών αφού τα υλικά των δοκών περιέχουν το ίδιο βάρος τους τα οποία το πρόγραμμα SAP2000 αυτόματα υπολογίζει.

Για τον υπολογισμό των πλακών υπολογίζονται με τη μέθοδο της υποδιαίρεσης της επιφάνειας των ορθογωνικών πλακών σε τριγωνική και τραπεζοειδή. Τα φορτία κατανέμονται στις αντίστοιχες δοκούς ως ομοιόμορφα και η κατανομή τους γίνεται με βάση την επιφάνεια που αντιστοιχεί σε κάθε δοκό ανάλογα με τον τρόπο στήριξης τους. Τέλος εξασφαλίζεται η διαφραγματική λειτουργία του φορέα.

### 3.4 Παραδοχές αποτίμησης

Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (ΣΑΔ) σκυροδέματος και χάλυβα: ΚΙ2-κανονική (Ικανοποιητική)

Αντοχές Υφιστάμενων Υλικών

Μέση αντοχή σκυροδέματος  $f_{cm} = 12 \text{ Mpa}$

Μέση αντοχή Χάλυβα  $f_{ym} = 275 \text{ Mpa}$

Μέση αντοχή χάλυβα συνδετήρων  $f_{ywm} = 275 \text{ Mpa}$

Κατανομές Φόρτισης Ομοιόμορφη, Ιδιομορφική

Εγκάρσια Φόρτιση 30% (δηλαδή  $E_x + 30\% E_y$ )

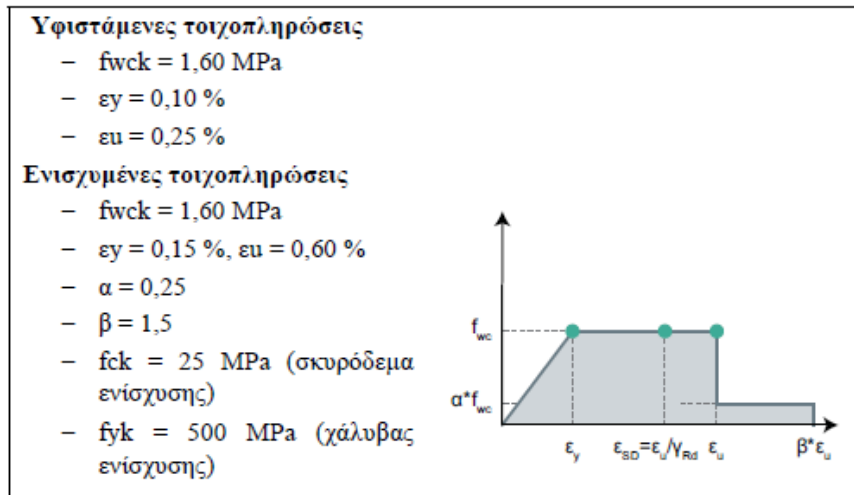
Τυχηματική Εκκεντρότητα Μόνο στην εγκάρσια διεύθυνση

Παραδοχές Τοιχοπληρώσεων

Επίπεδο γνώσης (ΣΑΔ) υφιστάμενων τοιχοπληρώσεων: ΚΙ2-Κανονική

(Ικανοποιητική)

### 3.5 Καθορισμός αντοχών



Πίνακας 3.1: Καθορισμός αντοχών

### 3.6 Στόχοι- Απαιτήσεις

Άμεση χρήση (DL ή A)	Πιθανότητα Υπέρβασης 50% σε 50 χρόνια
Προστασία Ζωής (SD ή B)	Πιθανότητα Υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια
Αποφυγή Κατάρρευσης (NC ή Γ:)	Πιθανότητα Υπέρβασης 5% σε 50 χρόνια

Όσον αφορά τον σκελετό της κατασκευής είναι απαραίτητη η επίτευξη των στόχων Α,Β,Γ ενώ για τις τοιχοπληρώσεις αρκούν οι Α,Β.

### 3.7 Γεωμετρία Φορέα

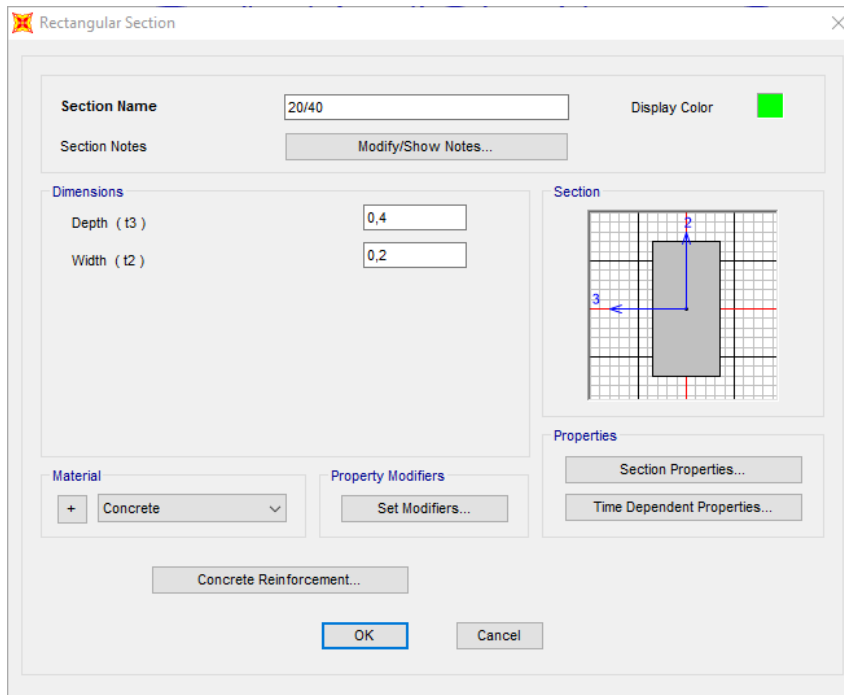
#### 3.7.1 Υποστηλώματα

Τα υποστηλώματα του κτιρίου αυτού είναι ορθογωνικής διατομής με διαστάσεις που ποικίλουν. Το ποσοστό του οπλισμού τους είναι 0,02 και επειδή στην μελέτη δεν γίνεται αναφορά για συνδετήρες στα υποστηλώματα θεωρούνται συνδετήρες διαμέτρου 6mm ανά 30 εκατοστά.

#### 3.7.2 Δοκοί

Οι διαστάσεις των δοκών του κτιρίου κυμαίνονται από 20x30 έως 20x60, ορθογωνικής διατομής. Παράλληλα, οι μισές ράβδοι εφελκόμενου οπλισμού των δοκών κάμπτονται προς τα άνω στις περιοχές των στηρίξεων και επιπλέον

τοποθετούνται πρόσθετα σίδερα άνω στις στηρίξεις. Όσοι δοκοί είναι διαστάσεων ~~20x60~~ 20x60 λαμβάνουν πρόσθετους οπλισμούς στο μέσον 2Φ12. Επιπροσθέτως, για τη διατμητική λειτουργία και την συνάφεια των δοκών τοποθετούνται συνδετήρες διαμέτρου 6 χιλιοστών ανά 20cm. Οι πλάκες έχουν πάχος 12cm και έχουν οπλισμό Φ7/18 έως Φ8/11



Εικόνα 3.4: Διαστάσεις δοκού και εισαγωγή του στο πρόγραμμα SAP

Το συνεργαζόμενο πλάτος των δοκών υπολογίζεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 παρ. 5.4.3.1 ως εξής:

Για κύριες σεισμικές δοκούς που εδράζονται σε εξωτερικά υποστυλώματα, το συνεργαζόμενο πλάτος πέλματος  $b_{eff}$  λαμβάνεται ίσο με το πλάτος του υποστυλώματος, εάν δεν υπάρχει εγκάρσια δοκός, ή ίσο με το πλάτος αυτό αυξημένο κατά  $2h_f$  σε κάθε πλευρά της δοκού, εάν υπάρχει εγκάρσια δοκός παρόμοιου ύψους.

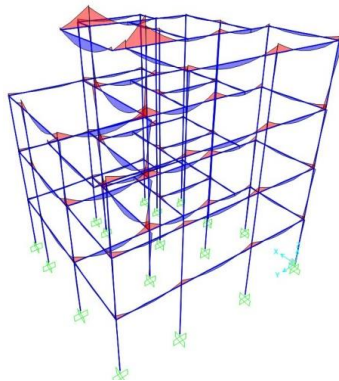


## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΕΑ

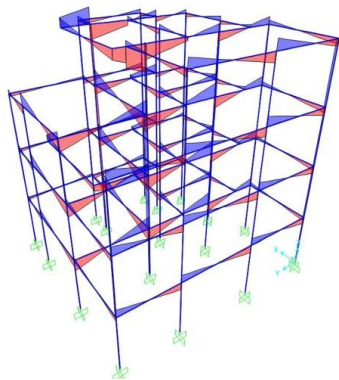
Αφού δημιουργήθηκε το προσομοίωμα της κατασκευής μας και εξασφαλίστηκε η διαφραγματική λειτουργία του φορέα, έλαβαν χώρα κάποιες αναλύσεις.

### 4.1 Ανάλυση Με Ίδιο Βάρος Φορέα

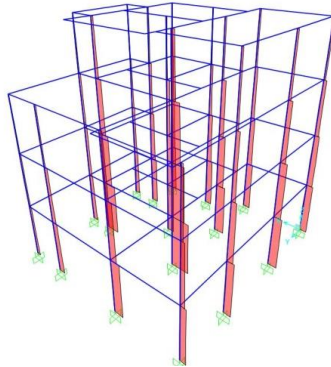
Αρχικά η κατασκευή μας καταπονήθηκε μόνο από τα φορτία του ίδιου βάρους της. Με την χρήση του προγράμματος, υπολογίστηκαν οι διάφορες καταπονήσεις της κατασκευής και λήφθηκαν τα αντίστοιχα διαγράμματα ΜΟΝ του φορέα.



Εικόνα 4.1: Διάγραμμα [M] Κατασκευής για φόρτιση Ι.Β.

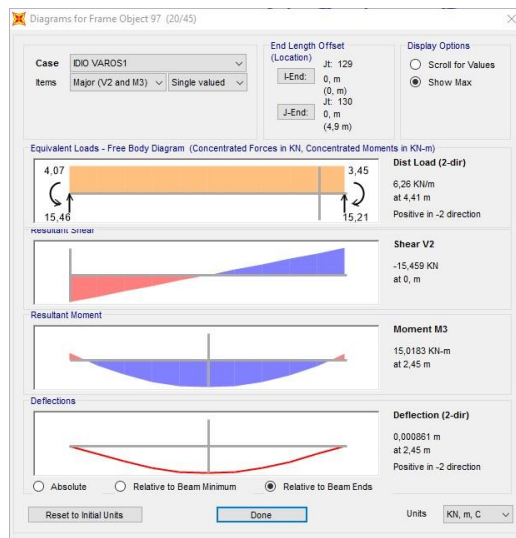


Εικόνα 4.2: Διάγραμμα [V] Κατασκευής για φόρτιση Ι.Β.



Εικόνα 4.3: Διάγραμμα [N] Κατασκευής για φόρτιση I.B.

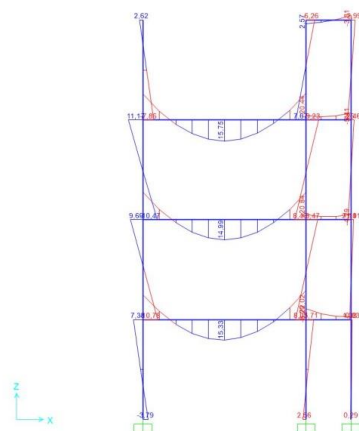
Ειδικότερα, μέγιστη αξονική καταπόνηση παρουσιάστηκε στο κεντρικό υποστύλωμα του κτιρίου, με τιμή  $N=-337.33\text{kN}$  Όσον αφορά την καμπτική ροπή  $M$ , η μέγιστη τιμή της παρουσιάστηκε στον πρόβολο του 4<sup>ου</sup> ορόφου με τιμή  $M=-38.94\text{kNm}$  και διατμητική δύναμη  $V=-39.47\text{kN}$  (βλ. Εικόνα 4.4).



Εικόνα 4.4: Διαγράμματα [M], [Q] προβόλου για φόρτιση I.B.

Επιπροσθέτως, μεγάλη καμπτική ροπή ανέπτυξαν και τα δοκάρια στην κεντρική περιοχή των επιπέδων με καμπτικές ροπές της τάξεως των  $20\text{kN}$  και διατμητικές δυνάμεις γύρω στα  $30\text{kN}$ (βλ. Εικόνα 4.5).



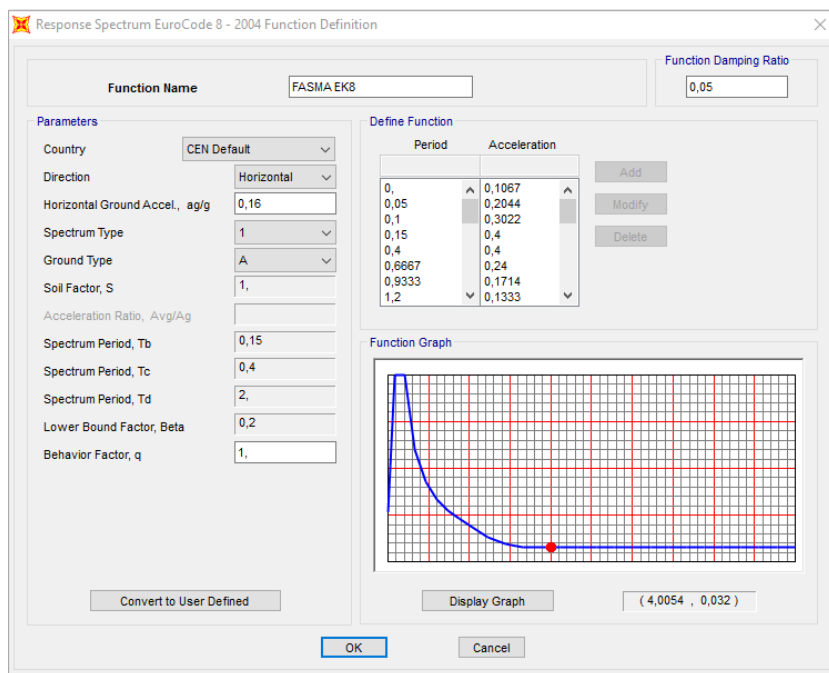


Εικόνα 4.5: Διάγραμμα [M] πλαισίου φορέα για φόρτιση I.B.

Οι μετακινήσεις οροφής του κτιρίου είναι της τάξεως των 0.5 χιλιοστών. Όπως είναι λογικό η κατασκευή μας δεν παρουσίασε κάποιο πρόβλημα στις αναλύσεις του ιδίου βάρους και συνεπώς ο φορέας μπορεί εύκολα να αναλάβει αυτά τα φορτία.

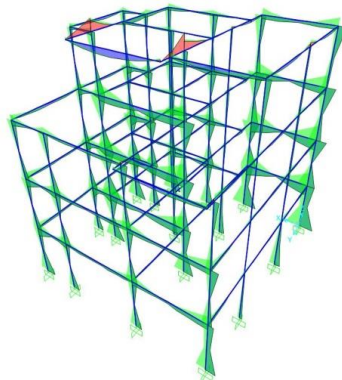
## 4.2 Φασματική Ανάλυση

Έπειτα πραγματοποιήθηκε φασματική ανάλυση, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8.

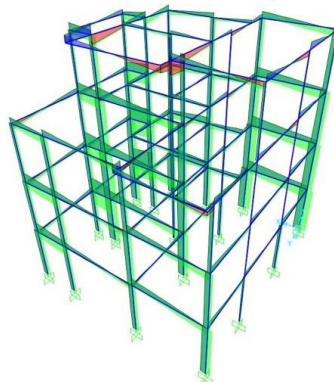


Εικόνα 4.6: Φάσμα κατά EK8 κατασκευής

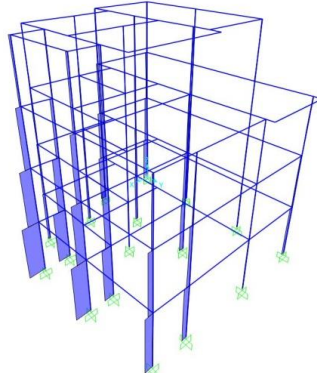
Αφού δημιουργήθηκε το αντίστοιχο φάσμα σύμφωνα με τα δεδομένα και τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8, έγινε συνδυασμός φόρτισης για ίδιο βάρος κατασκευής και φάσμα και προέκυψαν τα αντίστοιχα διαγράμματα ΜQΝ.



Εικόνα 4.7: Διάγραμμα [M] Κατασκευής για φόρτιση κατά ΕΚ8

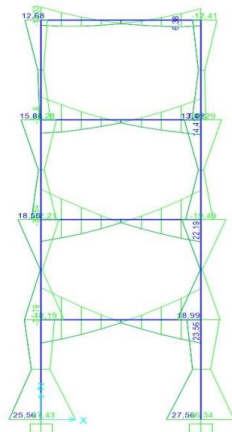


Εικόνα 4.8: Διάγραμμα [Q] Κατασκευής για φόρτιση κατά ΕΚ8



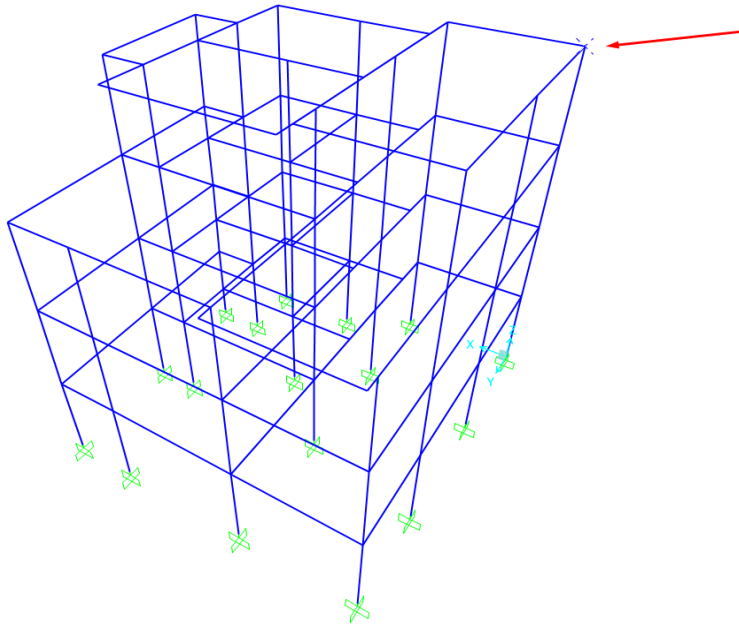
Εικόνα 4.9: Διάγραμμα [N] Κατασκευής για φόρτιση κατά EK8

Από την ανάλυση αυτή προέκυψε ότι κρισιμότερη διατομή βρίσκεται στο μέσο δοκαριού του 1<sup>ου</sup> ορόφου με  $M=-31.78\text{kNm}$ .



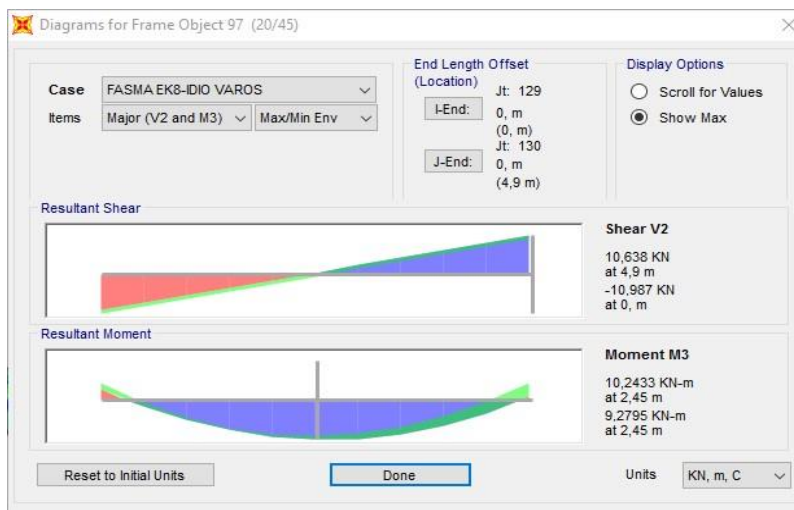
Εικόνα 4.10: Διάγραμμα [M] πλαισίου φορέα για φόρτιση κατά EK8

Παράλληλα, η αντίστοιχη μέγιστη διατμητική τάση βρίσκεται πάλι σε δοκάρι του 1<sup>ου</sup> ορόφου με τιμή  $V=-40.083\text{kN}$  και η μέγιστη αξονική σε υποσύλωμα του **ισογείου** **υπογείου** με τιμή  $N=-223.63\text{ kN}$ . Επιπλέον, η μέγιστη μετατόπιση στον φορέα παρατηρείται στο γωνιακό σημείο του ανωτάτου ορόφου και είναι 8 χιλιοστά.

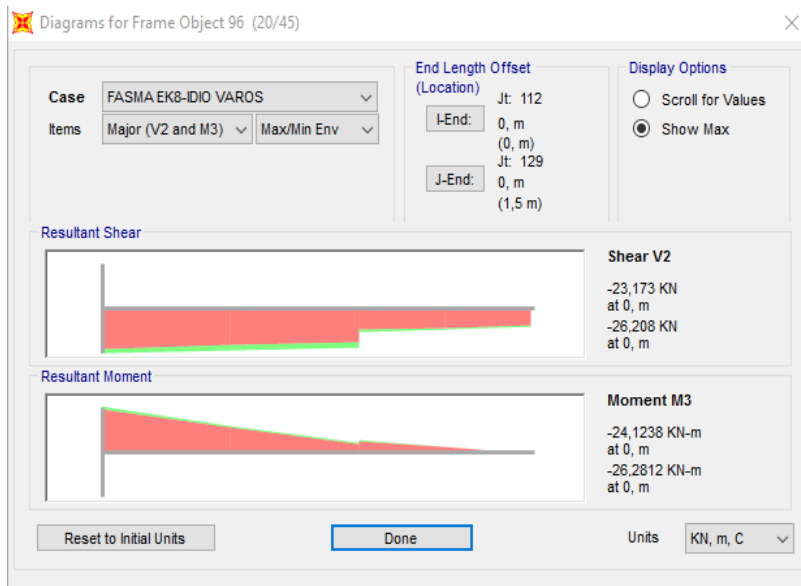


Εικόνα 4.11: Γωνιακό σημείο ανωτάτου ορόφου με μέγιστη μετατόπιση

Όπως είναι φανερό, η φασματική ανάλυση έχει διαφορετικά κρίσιμα σημεία από αυτά του ίδιου βάρους. Οι διατομές που στην προηγούμενη μας ανάλυση είχαν μέγιστες τιμές, τώρα καταπονούν αρκετά λιγότερο τον φορέα μας, συγκριτικά με τις κρίσιμες τιμές. Ειδικότερα, ο πρόβολος του 4<sup>ου</sup> ορόφου που προηγουμένως χρειάστηκε ιδιαίτερη προσοχή, τώρα αποτελεί πολύ μικρότερο πρόβλημα (βλ. Εικόνα 4.12, Εικόνα 4.13).



Εικόνα 4.12: Διαγράμματα [M], [Q] πρόσοψης προβόλου για φόρτιση κατά ΕΚ8



Εικόνα 4.13: Διαγράμματα [M], [Q] πλαϊνής όψης προβόλου για φόρτιση κατά EK8

### 4.3 Καταπόνηση του φορέα σε Σεισμική Διέγερση

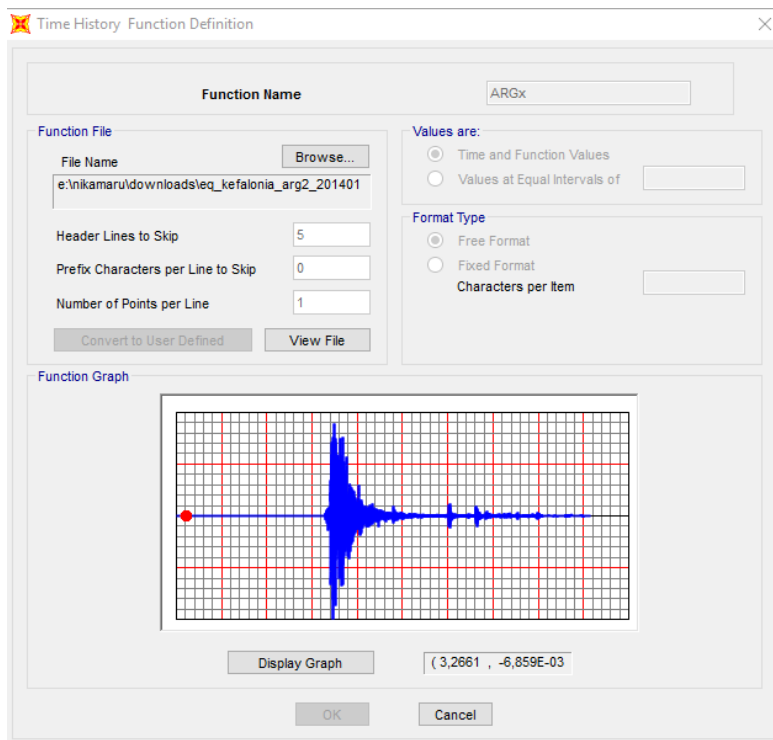
Με δεδομένο το φάσμα που προκύπτει για την κατασκευή μας από το προηγούμενο βήμα, ακολουθεί έλεγχος σε σεισμική διέγερση. Ειδικότερα, μέσω της ιστοσελίδας [PEER-ITSAK \(Ινστιτούτο Τεχνολογικής Σεισμολογίας και Αντισεισμικών Κατασκευών\)](#) δημιουργήθηκε ένας ιδεατός σεισμός, μέσω συγχώνευσης διαφόρων προσομοιάστηκαν στο SAP, διάφοροι σεισμοί που πραγματοποιήθηκαν στον ελλαδικό χώρο και ειδικότερα στην Κεφαλονιά το 2014. Για κάθε σεισμό τοποθετήθηκαν οι σεισμικές φορτίσεις που παρέχονται από την ιστοσελίδα οι οποίες καταπονούν την κατασκευή σε 3 διευθύνσεις. Η προσομοίωση έγινε μέσω της δυνατότητας του προγράμματος για σεισμική φόρτιση που παρέχει, καταπονήθηκε η κατασκευή και διεξήχθησαν τα αντίστοιχα αποτελέσματα.

Formatted: Greek

σεισμών που συνέβησαν παλαιότερα. Στην ίδια την ιστοσελίδα της εταιρείας αυτής επιλέχθηκαν διάφοροι σεισμοί που πραγματοποιήθηκαν σε ελληνικά εδάφη με τέτοιο τρόπο, έτσι ώστε το τελικό τους φάσμα της ανάμειξης τους να πλησιάζει αρκετά σε αυτό του EK8 που προκύπτει από την φασματική ανάλυση της κατασκευής μας.

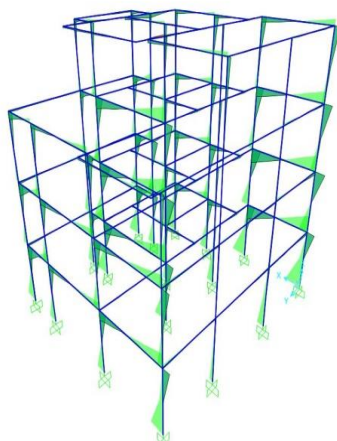
Έτσι, ο πλασματικός αυτός σεισμός, τοποθετήθηκε στο πρόγραμμα μέσω της δυνατότητας για σεισμική φόρτιση που μας παρέχει, καταπονήθηκε η κατασκευή μας και διεξήχθησαν τα αντίστοιχα αποτελέσματα.

Formatted: English (U.S.)

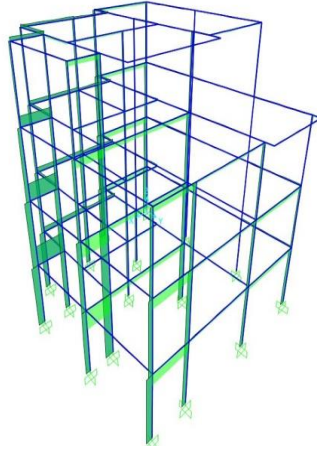


Εικόνα 4.14: Φάσμα σεισμικής φόρτισης κατασκευής από (PEERITSAK)

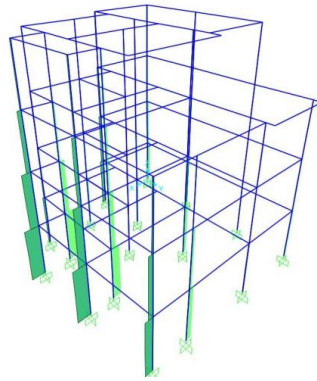
Formatted: Font: 11 pt, Greek



Εικόνα 4.15: Διάγραμμα [M] Κατασκευής για πλασματική σεισμική φόρτιση

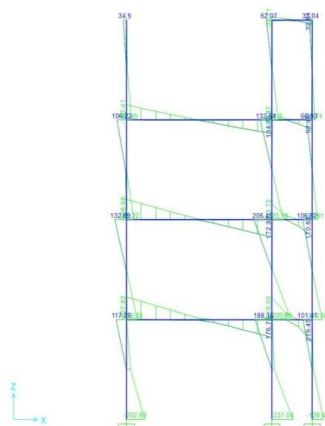


Εικόνα 4.16: Διάγραμμα Τέμνουσών Δυνάμεων [Q] της Κατασκευής για πλασματική σεισμική φόρτιση



Εικόνα 4.17: Διάγραμμα [N] Κατασκευής για πλασματική σεισμική φόρτιση

Εδώ, οι τιμές των αποτελεσμάτων είναι παρόμοιες με αυτές τις φασματικής ανάλυσης. Η μέγιστη καμπτική ροπή παρουσιάζεται στο ίδιο υποσύλωμα με την φασματική ανάλυση, αυτό δηλαδή του 1<sup>ου</sup> ορόφου, ωστόσο ενώ πριν είχε τιμή  $M = -31.78 \text{ kNm}$ , τώρα έχει την τιμή  $M = 18.75 \text{ kNm}$ . Η μέγιστη τέμνουσα της φόρτισης αυτής είναι πάλι σε δοκάρι 1<sup>ου</sup> ορόφου με τιμή  $V = 18.36 \text{ kN}$  και η μέγιστη τέμνουσα αξονική  $N = -130.756 \text{ kN}$ .



Εικόνα 4.18: Διάγραμμα [M] πλαισίου φορέα για σεισμική φόρτιση

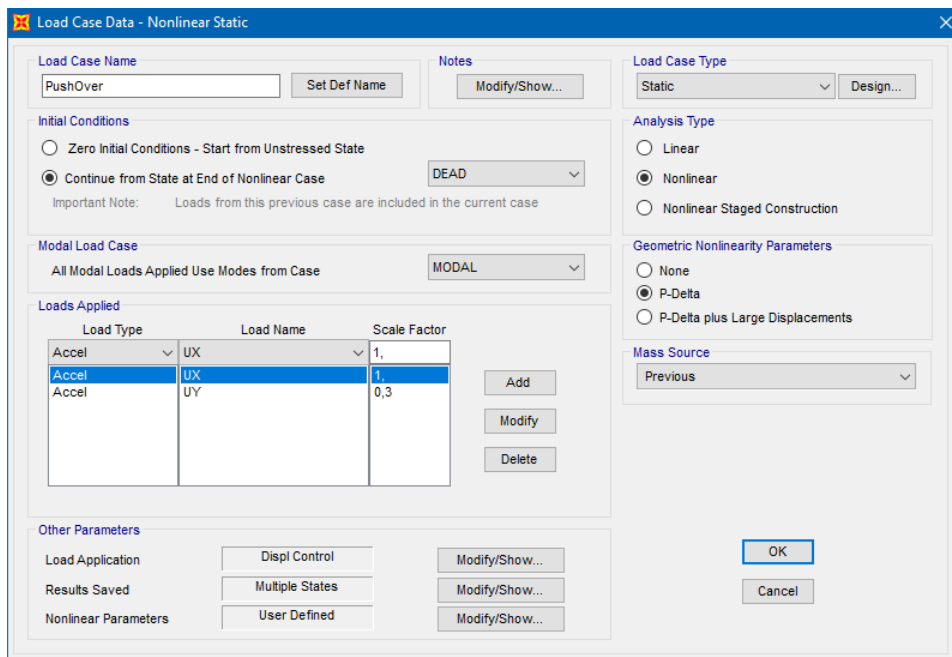
Καταλήγοντας, εκτός από τα παρόμοια εντατικά μεγέθη, η κατασκευή παρουσίασε και παρόμοιες μετατοπίσεις. Η μέγιστη μετατόπιση έφτασε τα 9 χιλιοστά, δηλαδή σχεδόν ίδια με αυτή των 8 χιλιοστών που έφτασε ο φορέας στην φασματική ανάλυση.

#### 4.4 Ανελαστική ανάλυση

##### 4.4.1 Διαδικασία Ανελαστικής Ανάλυσης - Μέθοδος Pushover

Αφού ολοκληρώθηκαν οι ελαστικές αναλύσεις του κτιρίου αυτού, σειρά πήρε η πλαστική ανάλυση. Σύμφωνα με τη μέθοδο *Pushover analysis* πραγματοποιείται ελαστοπλαστική ανάλυση με βάση την παραδοχή ότι οι σεισμικές δράσεις θα προκαλέσουν μια μέγιστη πιθανή μετακίνηση στον φορέα.





Εικόνα 4.19: Στοιχεία Μεθόδου Pushover

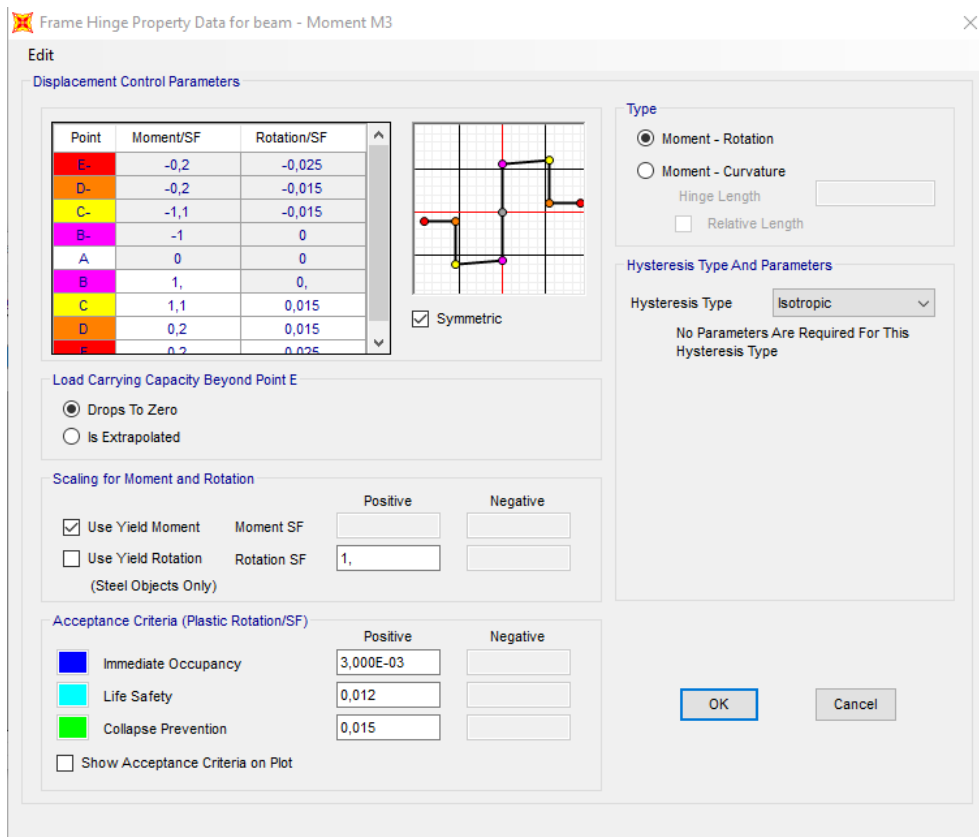
Για την μετακίνηση αυτή ελέγχονται οι παραμορφώσεις και οι αντοχές των μελών της κατασκευής και εντοπίζονται οι πιθανές βλάβες στο φέροντα οργανισμό. Η ελαστοπλαστική ανάλυση βασίζεται στην κλασική θεώρηση του σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στροφής. Κατά την ανάλυση αυτή επιβάλλονται στο κτήριο βαθμιαία αυξανόμενες πλευρικές μετατοπίσεις και προκύπτει η καμπύλη συμπεριφοράς που συσχετίζει την αναπτυσσόμενη τέμνουσα βάσης με τη μετακίνηση της οροφής του κτηρίου.

Με την εφαρμογή της μεθόδου ορίζουμε στα μέλη μας το νόμο παραμόρφωσης και το επίπεδο βλαβών που θα ακολουθήσουν. Στα υποστυλώματα και στις δοκούς ορίζουμε στα άκρα νόμο παραμόρφωσης ώστε να επηρεάζονται από την αξονική δύναμη και τη διαξονική κάμψη.

Η θεώρηση της συγκεντρωμένης ανελαστικότητας δέχεται ότι τα δομικά στοιχεία του φορέα παραμένουν ελαστικά σε όλο τους το μήκος εκτός των δύο ακραίων κρίσιμων περιοχών μηδενικού μήκους στις οποίες μπορούν να αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις. Κατά τη δημιουργία των πλαστικών αρθρώσεων, διαρροή επέρχεται ταυτοχρόνως σε όλα τα σημεία της διατομής μόλις τα εντατικά μεγέθη της διατομής ικανοποιήσουν το κριτήριο διαρροής (όπως η ροπή διαρροής ή το διάγραμμα αλληλεπίδρασης ροπής – αξονικής). Μετά τη διαρροή η συμπεριφορά

της διατομής καθορίζεται από τον μεταλαστικό της κλάδο, μπορεί να είναι είτε τελείως πλαστική ή να έχει μια μεταλαστική δυσκαμψία.

Κατά την ανάλυση λαμβάνονται υπόψη τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τον συνδυασμό του σεισμού, δηλαδή (G+ 0.3 Q). Παράλληλα, γίνεται έλεγχος σε όρους παραμορφώσεων για τα πλαστικά μέλη και σε όρους δυνάμεων για τις ψαθυρές αστοχίες. Έτσι τοποθετούνται πλαστικές αρθρώσεις σε κάθε άκρο των μελών για τον έλεγχο καμπτικών παραμορφώσεων ( $\theta$ ) όπως και δυνάμεων τέμνουσας. Επομένως τα υποστυλώματα στα άκρα έχουν πλαστικές αρθρώσεις  $M_{yy}$  και  $M_{zz}$  ενώ ο έλεγχος της τέμνουσας ( $V_z$  και  $V_y$ ) γίνεται στο μέσο τους για λόγους καλύτερης εποπτείας. Στις δοκούς τοποθετούνται στα άκρα οι πλαστικές αρθρώσεις  $M_{yy}$  και η τέμνουσα  $V_z$ .



Εικόνα 4.20: Hinge Properties των δοκών

#### 4.4.2 Μορφή φάσματος ανελαστικής ανάλυσης

Για τον προσδιορισμό της κατανομής των δυνάμεων με το προφίλ των τεμνουσών κάθε ορόφου χρησιμοποιήθηκε το φάσμα του ΕΚ8 μέρος 1 για επιτάχυνση εδάφους 0.24g, κατηγορία εδάφους Β και πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη.

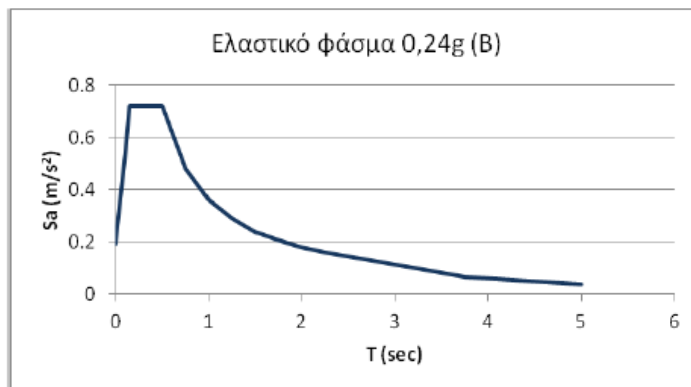
$$0 \leq T \leq T_B: S_g(T) = a_g \cdot S \left[ 1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 2,5 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$

Εδαφικός τύπος	$T_B$	$T_C$	$S$	$\alpha$	$\eta$
B	0,15	0,5	1,2	0,24g	1



Εικόνα 4.21: Ελαστικό φάσμα για εδαφική επιτάχυνση 0.24g, έδαφος Β

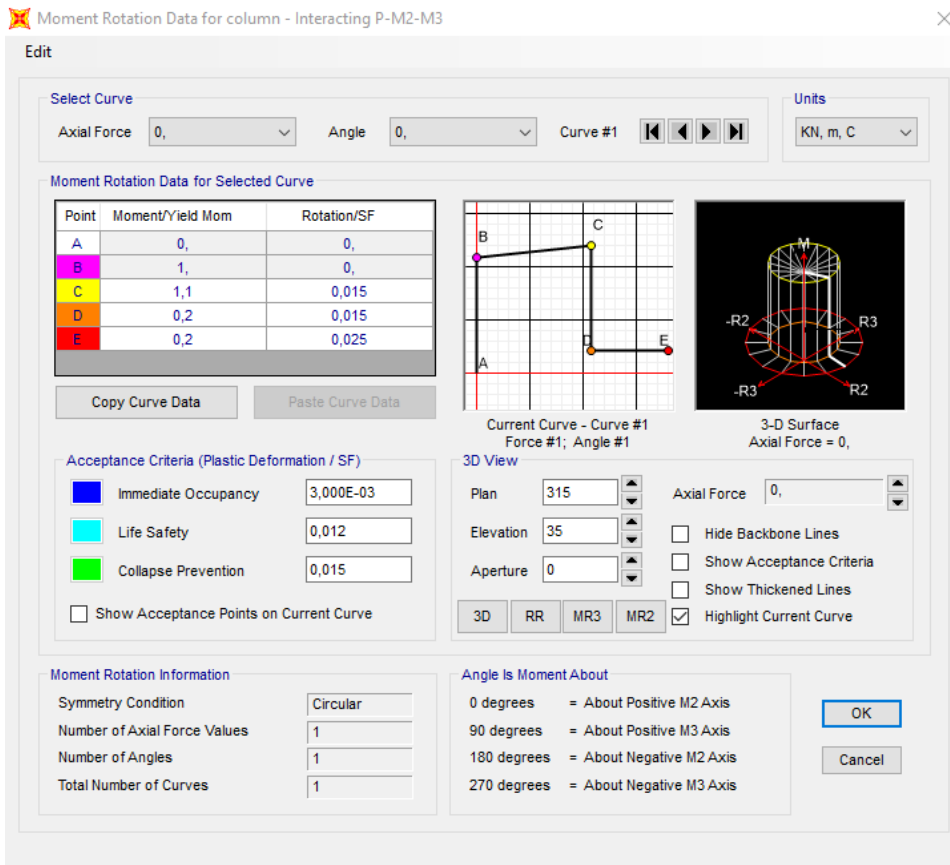
Η ανάλυση του κτιρίου κατά την αποτίμηση πραγματοποιείται μέσω μιας μέγιστης επιβαλλόμενης μετακίνησης σε κάποιο σημείο του υψηλότερου διαφράγματος του. Το προφίλ της μετακίνησης, αρχικά χωρίζεται σε ένα συγκεκριμένο αριθμό βημάτων βάσει των οποίων τελικά γίνεται η ανάλυση του φορέα. Σε κάθε βήμα, η κατασκευή πραγματοποιεί συγκεκριμένη μετακίνηση και για το κάθε βήμα υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στην κατασκευή για τη δεδομένη κατάσταση παραμόρφωσης. Επομένως, δίνεται μια μέγιστη μετακίνηση για τον φορέα και παρατηρείται η συμπεριφορά του, βήμα προς βήμα, μέχρι τη στιγμή της

κατάρρευσής του, η οποία πραγματοποιείται για μια μετακίνηση μικρότερη από αυτή που δόθηκε ως μέγιστη μετακίνηση. Αυτό γίνεται έτσι ώστε να αναλυθεί ο τρόπος συμπεριφοράς του κτιρίου όχι μόνο για μια συγκεκριμένη σεισμική καταπόνησής του, αλλά για να προσδιοριστεί η καμπύλη συμπεριφοράς του.

#### **4.4.3 Αποτελέσματα Μη γραμμικών αναλύσεων**

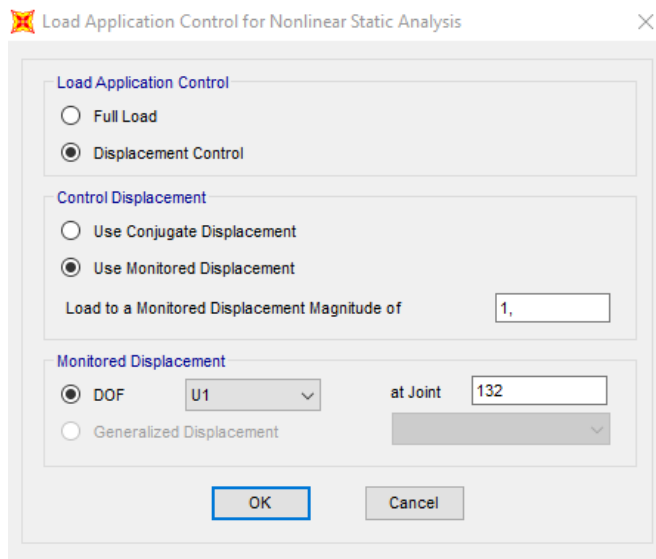
Αφού λοιπόν δημιουργήθηκε η ανελαστική φόρτιση Pushover στο πρόγραμμα (Εικόνα 4.19), η οποία θα έκανε όλη την παραπάνω διαδικασία που αναφέρθηκε, σειρά είχε η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στις άκρες κάθε μέλους, προκειμένου να μας δείξει το πρόγραμμα ποια μέλη κινδυνεύουν να αστοχήσουν άμεσα. Ειδικότερα, σχεδιάστηκαν 2 διαφορετικά μοντέλα, ένα για τις δοκούς και ένα για τα υποστηλώματα. Οι δοκοί, θεωρούμε ότι δεν καταπονούνται από αξονικές δυνάμεις, οπότε μας ενδιαφέρει η αντοχή τους σε καμπτική ροπή (βλ. Εικόνα 4.20). Αντιθέτως, τα υποστηλώματα καταπονούνται κυρίως από αξονικές, αλλά λόγω των φορτίων που ασκούνται, μας ενδιαφέρει ο συνδυασμός αξονικής δύναμης και καμπτικής ροπής (βλ. Εικόνα 4.22).

Έπειτα κατασκευάστηκε για καθένα από τα δύο αυτά μοντέλα το αντίστοιχο διάγραμμα M-φ που δηλώνουμε στο πρόγραμμα τα σημεία διαρροής και αστοχίας του κάθε μέλους και επιπλέον ορίζουμε τις στάθμες επιτελεστικότητας.



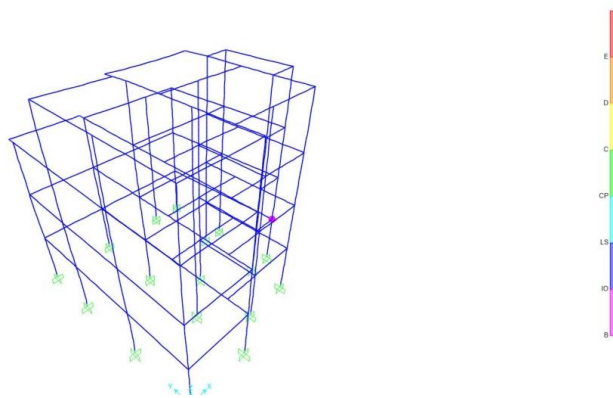
Εικόνα 4.22: Διάγραμμα M-φ υποστηλώματος και στάθμες επιτελεστικότητας

Η κατασκευή είναι έτοιμη για την ανάλυση. Μένει να δηλώσουμε στο πρόγραμμα ποιο σημείο του φορέα επιθυμούμε να χρησιμοποιήσουμε ως σημείο αναφοράς για την ανάλυση μας. Επιλέγεται ένα γωνιακό σημείο του ανωτάτου ορόφου και ζητάμε από το πρόγραμμα να σταματήσει τα βήματα της ανάλυσης όταν φτάσει την μετακίνηση του 1m (βλ. Εικόνα 4.23).



Εικόνα 4.23: Χαρακτηριστικά φόρτισης Pushover

Για μετατόπιση του στοιχείου που επιλέξαμε στα 12 χιλιοστά, ο φορέας μας εμφανίζει την πρώτη πλαστική άρθρωση σε γωνιακό υποστύλωμα του ισογείου.

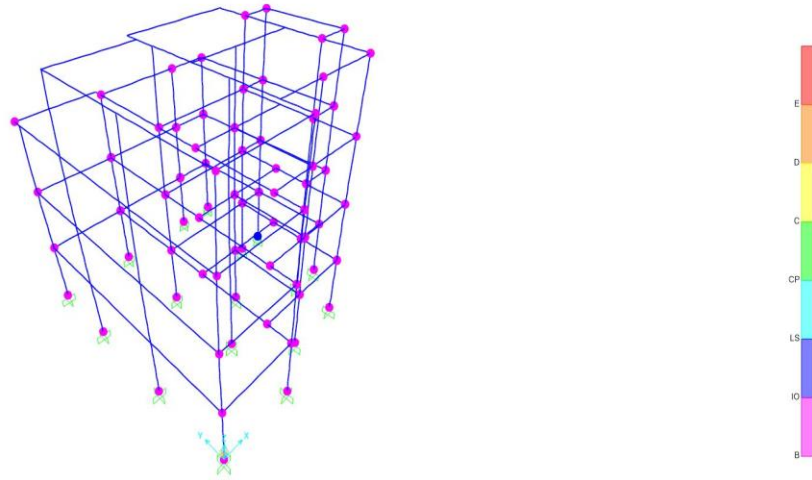


Εικόνα 4.24: Εμφάνιση 1<sup>ης</sup> πλαστικής άρθρωσης σε υποστύλωμα ισογείου

Η μέγιστη καμπτική ροπή που ασκείται στον φορέα είναι  $M=18.68\text{kNm}$  και καταπονεί το υποστύλωμα που μας απασχολούσε και στις γραμμικές φορτίσεις, αυτό δηλαδή του ισογείου.

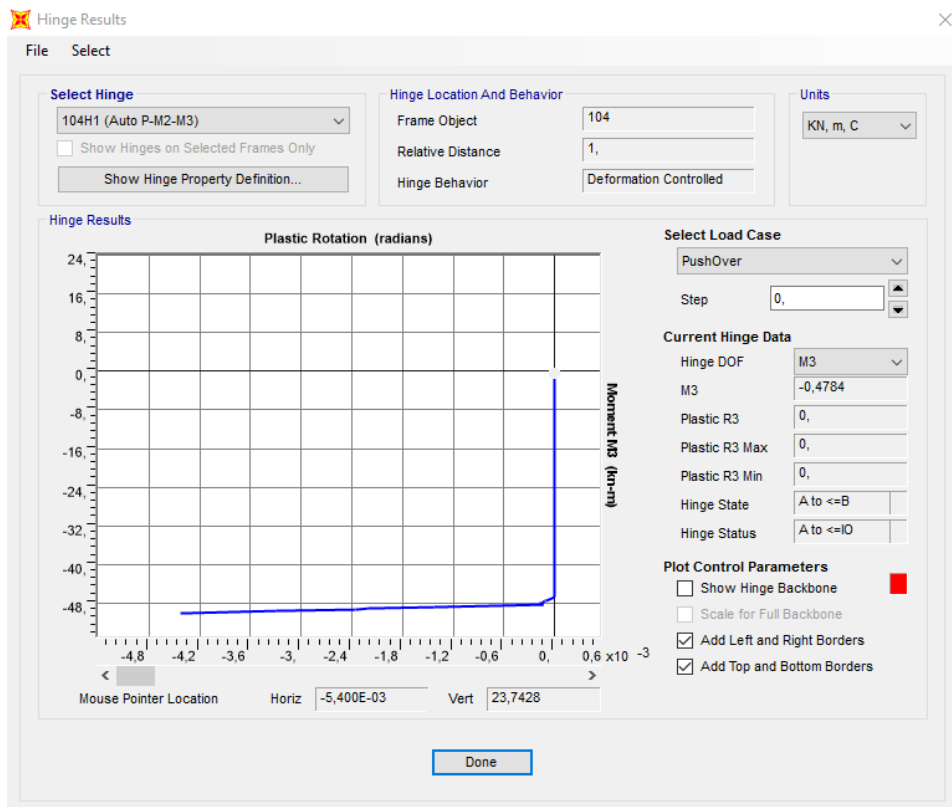
Για το τελευταίο βήμα της ανάλυσης, εκεί όπου πλέον η μετατόπιση που στο σημείο αναφοράς που έχουμε ορίσει έχει φτάσει τα 42 χιλιοστά, καθώς η κατασκευή δείχνει να δυσκολεύεται να ανταποκριθεί στην φόρτιση που της επιβάλλουμε με

αποτέλεσμα να δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις σχεδόν σε όλους τους κόμβους της και να σταματάει αυτόματα το πρόγραμμα την ανάλυση.



Εικόνα 4.25: Φορέας με πλαστικές αρθρώσεις

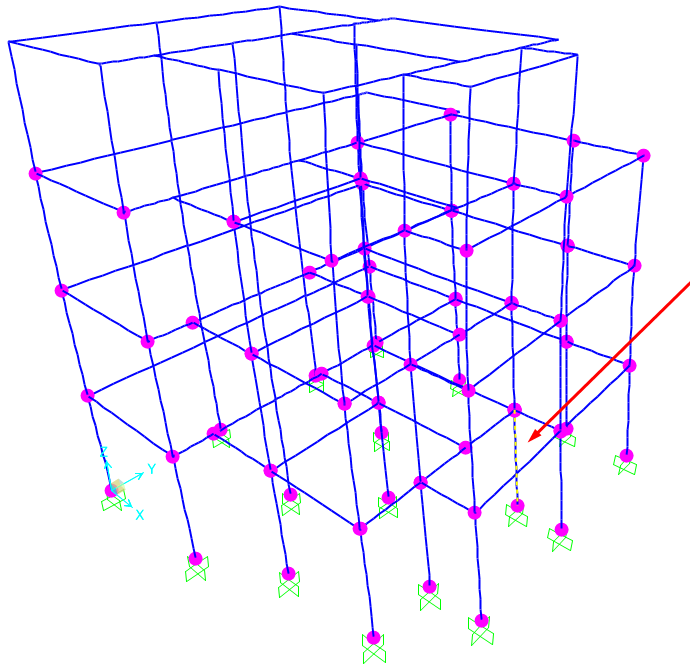
Το υποσύλωμα του ισογείου αναπτύσσει την μεγαλύτερη ροπή κάμψης με τιμή  $M=49.6\text{kNm}$ , το διάγραμμα ροπών του οποίου φαίνεται παρακάτω.



Εικόνα 4.26: Διάγραμμα Ροπής-Στροφής[M-θ] Υποστηλώματος Ισογείου

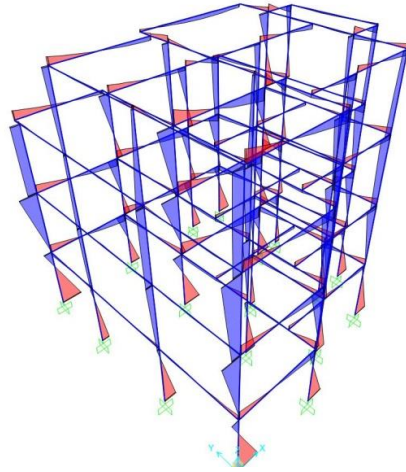
Παράλληλα, η μέγιστη αξονική δύναμη ασκείται στο γωνιακό υποστύλωμα του ισογείου με μέτρο 180kN.



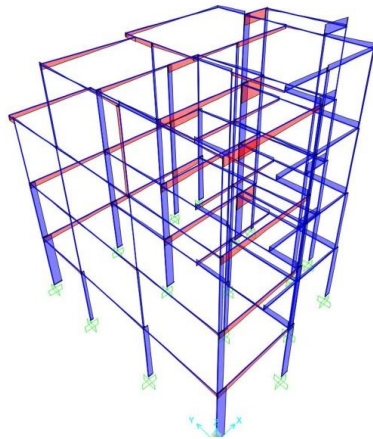


Εικόνα 4.27: Υποσύλωμα με μέγιστη αξονική καταπόνηση ( $N=180\text{kN}$ )

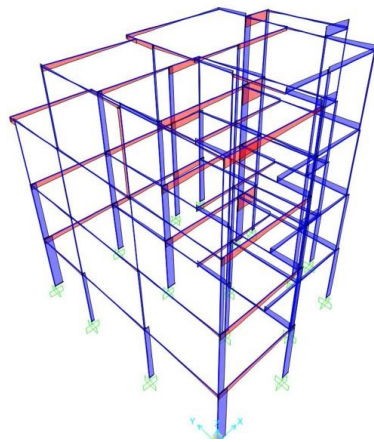
Τέλος, μέγιστη διατμητική τάση παρατηρείται σε δοκό στον 1<sup>ο</sup> όροφο της τάξεως των 48kN. Παρακάτω παρατίθενται τα διαγράμματα εσωτερικών δυνάμεων της κατασκευής, καθώς και το διάγραμμα Δύναμης-Μετατόπισης F-Δ που προκύπτει από την ανάλυση Pushover:



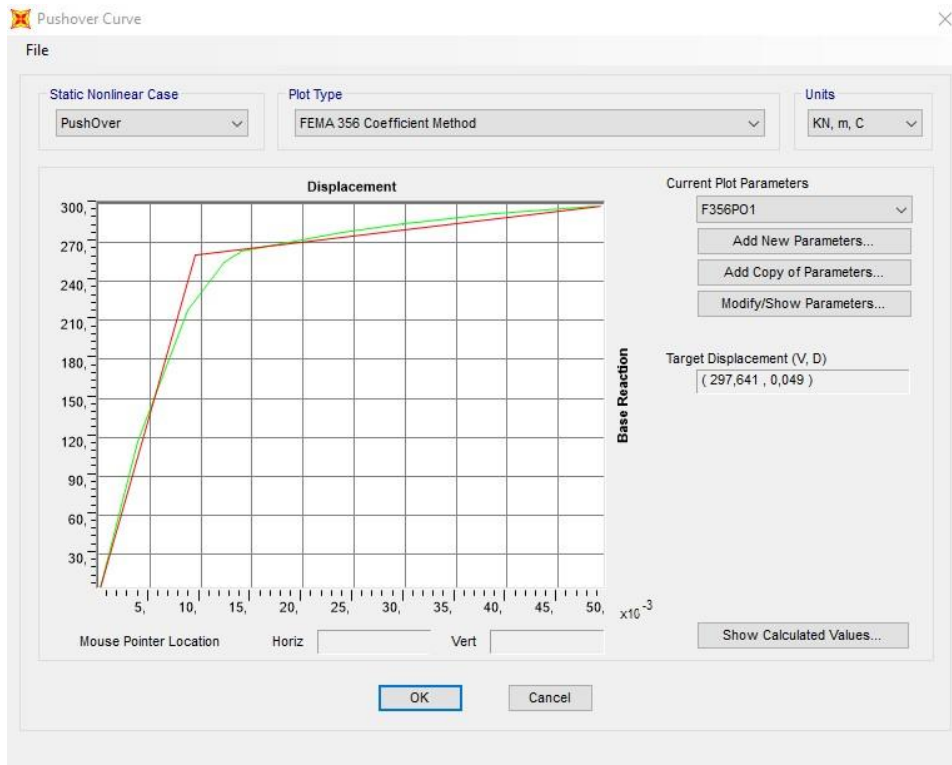
Εικόνα 4.28: Διάγραμμα [M] Κατασκευής για μέθοδο pushover



Εικόνα 4.29: Διάγραμμα [Q] Κατασκευής για μέθοδο pushover



Εικόνα 4.30: Διάγραμμα [N] Κατασκευής για μέθοδο pushover



Εικόνα 4.31: Διάγραμμα Δύναμης-Μετατόπισης F-Δ κατασκευής χωρίς τοιχοπληρώσεις



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΜΕ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΙΣ

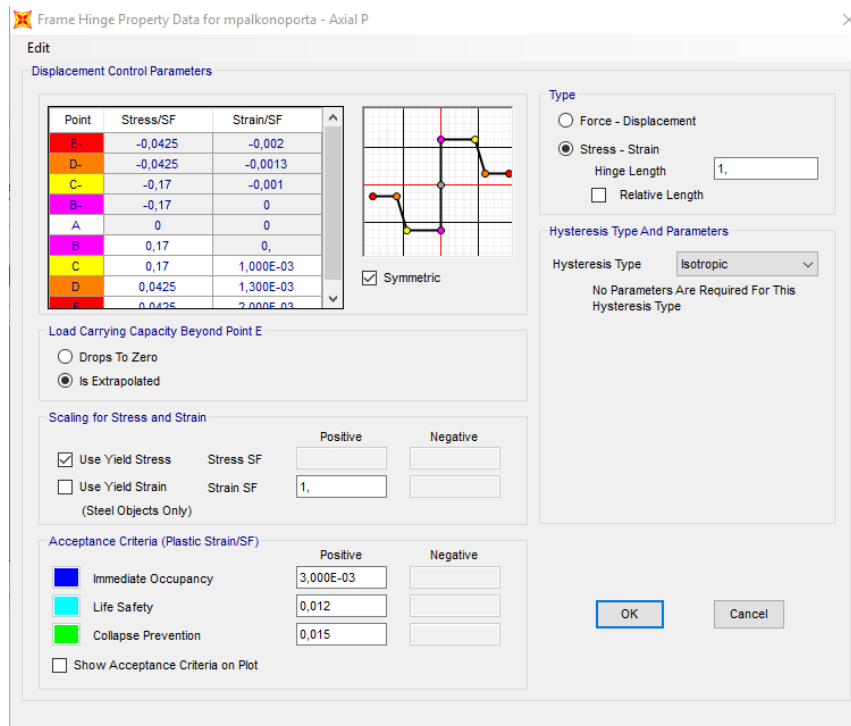
### 5.1 Τοιχοπληρώσεις στην υφιστάμενη κατασκευή

Οι τοιχοπληρώσεις την παρούσα φάση προσομοιώθηκαν με 2 χιαστί συνδέσμους, οι οποίες έχουν τέτοια δυσκαμψία που εξαρτάται από το αντίστοιχο άνοιγμα του κάθε τοίχου.

#### 5.1.1 ΦατνώμΚουφώματα Μεγάλου Ανοίγματος

Ειδικότερα, τα διάφορα ~~φατνώματα~~~~κουφώματα~~ της διατομής κατηγοριοποιήθηκαν σε 3 κατηγορίες. Η πρώτη κατηγορία είναι τα πολύ μεγάλα ~~κουφώματα~~~~φατνώματα~~, όπως μπαλκονόπορτες ( $R=0,2$ ), οι περιπτώσεις δηλαδή όπου δεν υπάρχει σχεδόν καθόλου τείχος. Μέσω του τύπου:  $f_{wc,red} = \frac{R_i \cdot \Phi}{\gamma_m} f_{wc,k}$  που αναφέρθηκε και

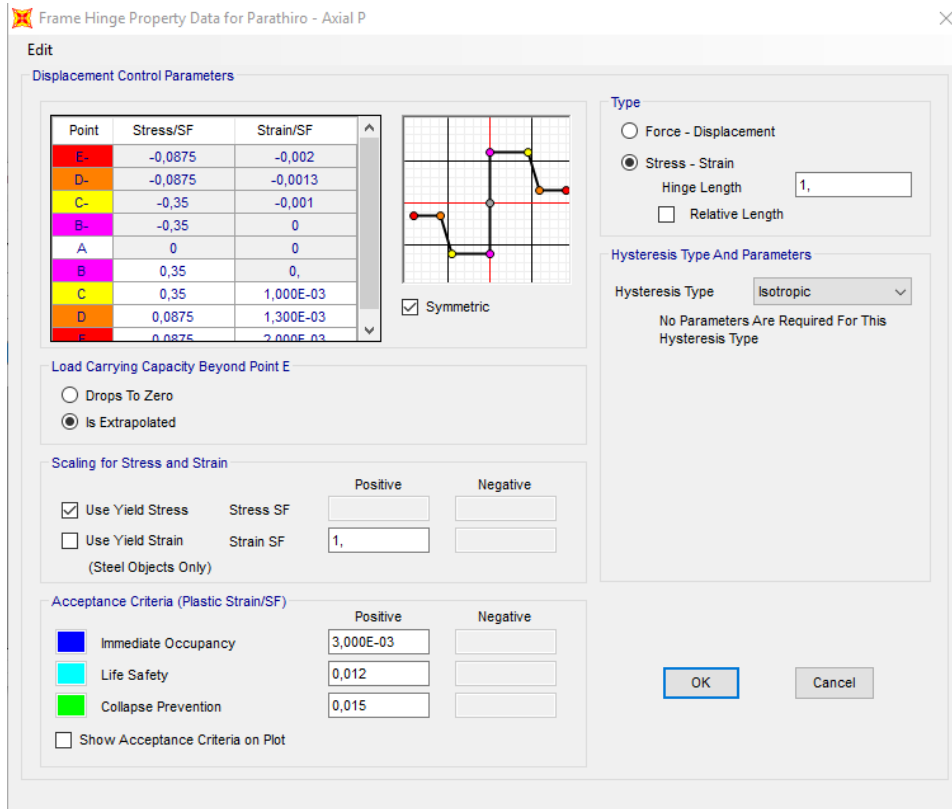
παραπάνω, δημιουργείται το διάγραμμα F-Δ της κατηγορίας αυτής των μικρών κουφωμάτων. Προκύπτει ότι η τάση διαρροή της τοιχοπλήρωσης για  $\Phi=1$ ,  $R=0.2$ ,  $\gamma_M=2$  και  $f_{wc,k}=1.215$  είναι  $f_{wc,red}=0.2\text{Μpa}$ . Το πρόγραμμα μας ζητάει την τιμή της διαρροής συναρτήση του  $f_{wc,k}$  και συνεπώς του δίνουμε την τιμή 0.17.



Εικόνα 5.1: Διάγραμμα F-Δ ~~κουφώματος~~~~φατνώματος~~ με μεγάλο άνοιγμα

### 5.1.2 Κουφώματα Μεσαίου Ανοίγματος

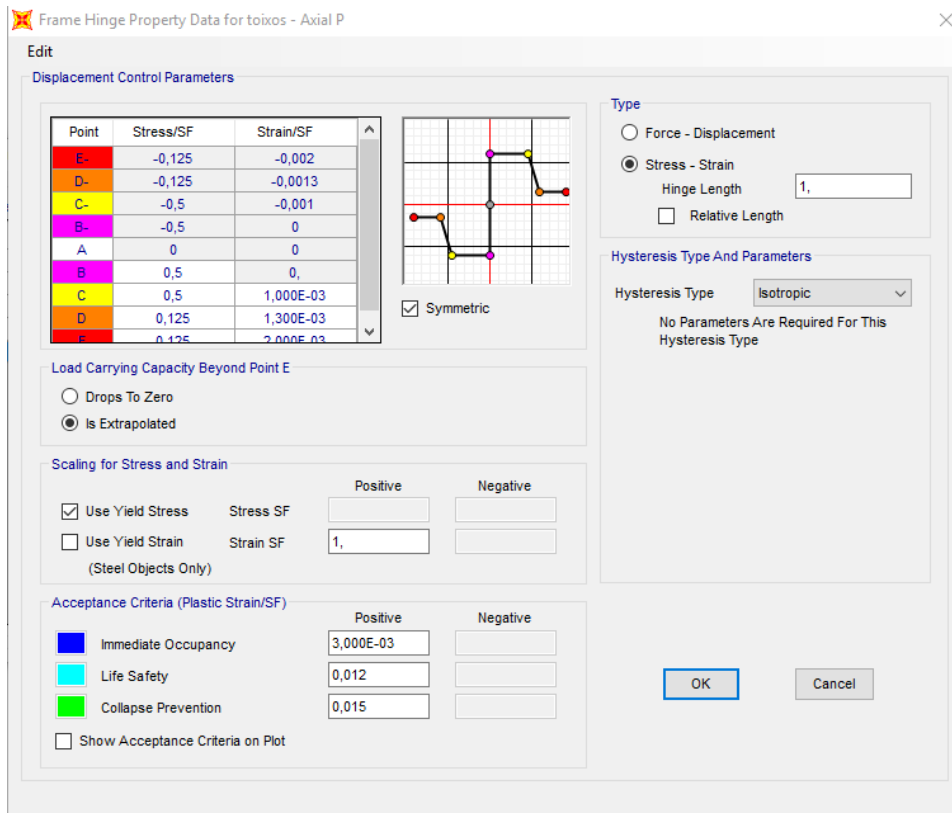
Επόμενη κατηγορία είναι το μεσαίο άνοιγμα, κουφώματα δηλαδή με ένα παράθυρο που καλύπτει περίπου το μισό της επιφάνειας του χώρου μεταξύ των υποστηλωμάτων και των δοκαριών. Αυτή η κατηγορία έχει  $R=0.7$  και προκύπτει τάση διαρροής  $f_{wc,red}=0.42\text{MPa}$ .



Εικόνα 5.2: Διάγραμμα F-Δ κουφώματος με μεγάλο άνοιγμα

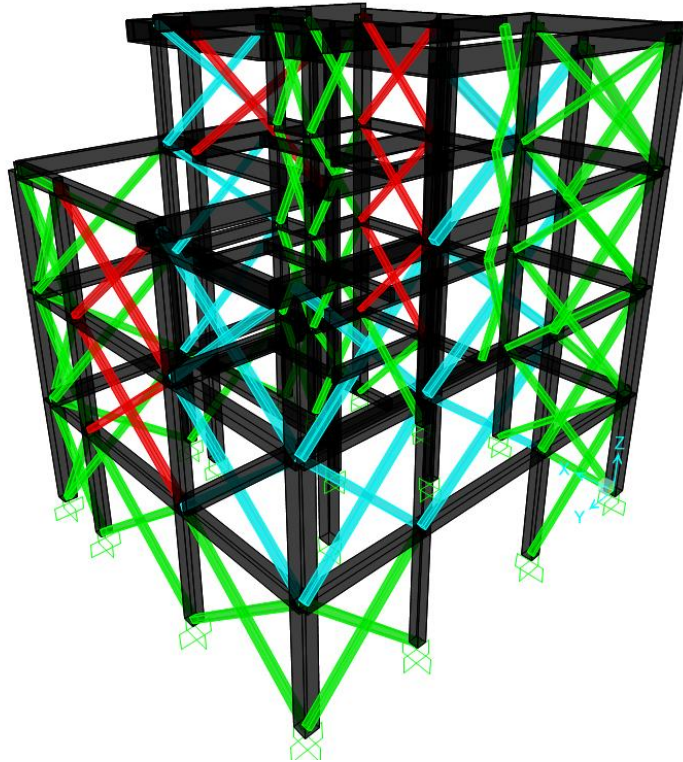
### 5.1.3 Κουφώματα με Πολύ Μικρά Κενά ή Τείχη

Η Τρίτη κατηγορία αφορά τείχους που δεν έχουν κάποιο κενό και η συνέχεια τους διατηρείται σταθερή. Αυτή η κατηγορία, έχει  $R=1$  και δίνει μια τάση διαρροής  $f_{wc,red}=0.6\text{MPa}$ .



Εικόνα 5.3: Διάγραμμα F-Δ κουφώματος με μεγάλο άνοιγμα

Αφού λοιπόν δημιουργήθηκαν οι 3 αυτές κατηγορίες, σειρά είχε η προσομοίωση τους στον φορέα. Τοποθετήθηκαν οι χιαστί σύνδεσμοι με την αντίστοιχη κατηγορία δυσκαμψίας ανάλογα με τον τοίχωμα που αντικαθιστούν και τοποθετήθηκαν οι πλαστικές αρθρώσεις το μέσο του κάθε συνδέσμου. Δημιουργήθηκε έτσι ο νέος ενισχυμένος φορέας.



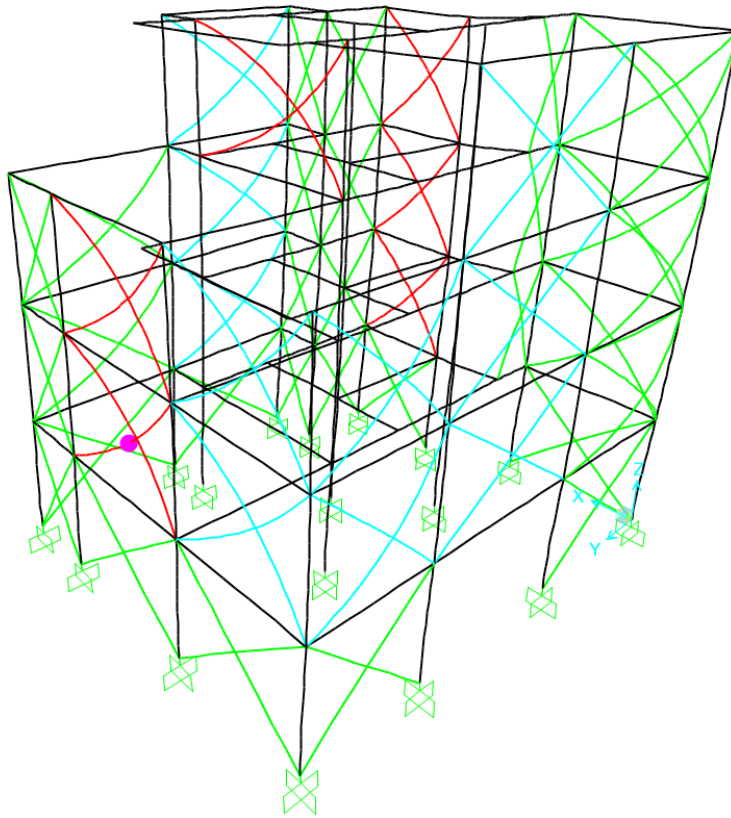
Εικόνα 5.4: Ενισχυμένος φορέας με χιαστί συνδέσμους

Με πράσινο παρουσιάζονται οι τοιχοπληρώσεις με πλήρη τοίχο, με κόκκινο οι μπαλκονόπορτες και με μπλε οι τοιχοπληρώσεις μεσαίου ανοίγματος.

Με τον φορέα αυτό ξεκινάμε και πάλι την ανελαστική ανάλυση. Εφαρμόζοντας την μέθοδο pushover όπως περιγράφηκε προηγουμένως καταπονούμε τον φορέα με διαδοχικές φορτίσεις ώσπου να φτάσει την επιθυμητή μετατόπιση που του έχουμε ορίσει.

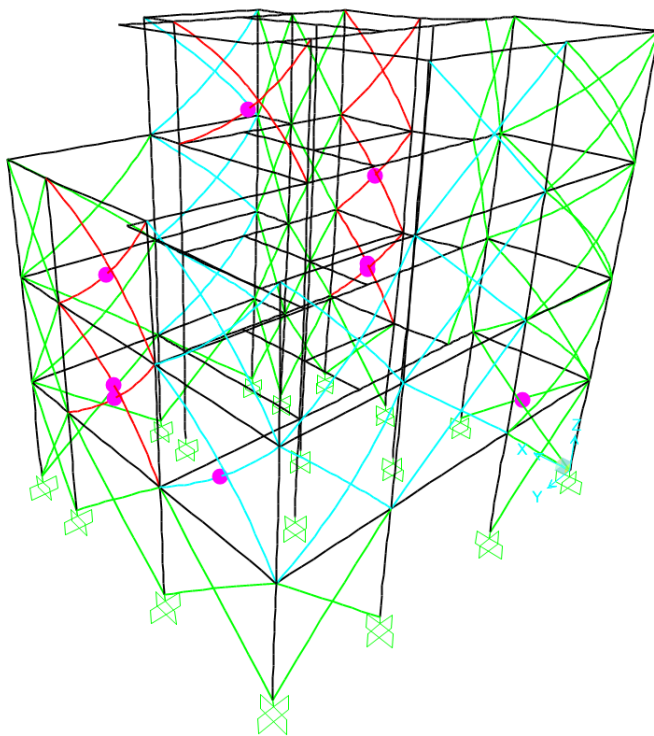
Στο πρώτο βήμα εμφανίζεται πλαστική άρθρωση στην τοιχοπλήρωση της μπαλκονόπορτας, πράγμα αναμενόμενο αφού η συγκεκριμένη τοιχοπλήρωση διαθέτει την μικρότερη αντοχή λόγω του μεγάλου ανοίγματος που απαιτείται για την ύπαρξη της μπαλκονόπορτας στο συγκεκριμένο τοίχο (βλ. Εικόνα 5.5). Η μέγιστη μετατόπιση του φορέα στο πρώτο βήμα είναι 0.3 χιλιοστά, εμφανώς μικρότερη από αυτή του καθαρού φορέα.





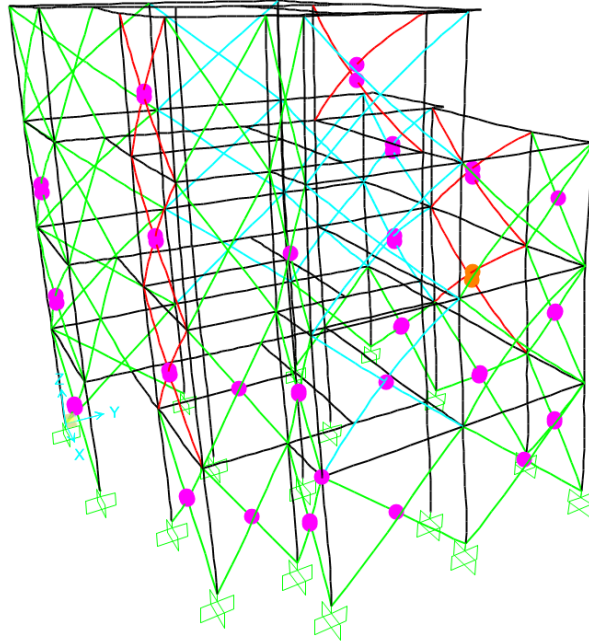
Εικόνα 5.5: Εμφάνιση πλαστικής άρθρωσης στον χιαστί σύνδεσμο της μπαλκονόπορτας

Στο δεύτερο βήμα οι τοιχοπληρώσεις αρχίζουν σιγά σιγά και σπάνε, συμμετέχοντας όλο και λιγότερο στην ανάληψη μέρος των φορτίων που ασκούνται στον φορέα. Οι μπαλκονόπορτες έχουν όλες αστοχήσει και επιπλέον εμφανίζεται πλαστική άρθρωση σε τοιχοπλήρωση παραθύρου και σε τοιχοπλήρωση τοίχου του ισογείου (βλ. Εικόνα 5.5). Ωστόσο ακόμα δεν έχει δημιουργηθεί καμία πλαστική άρθρωση σε μέλος του κυρίως φορέα, με την μετατόπιση να φτάνει τα 0.4 χιλιοστά.



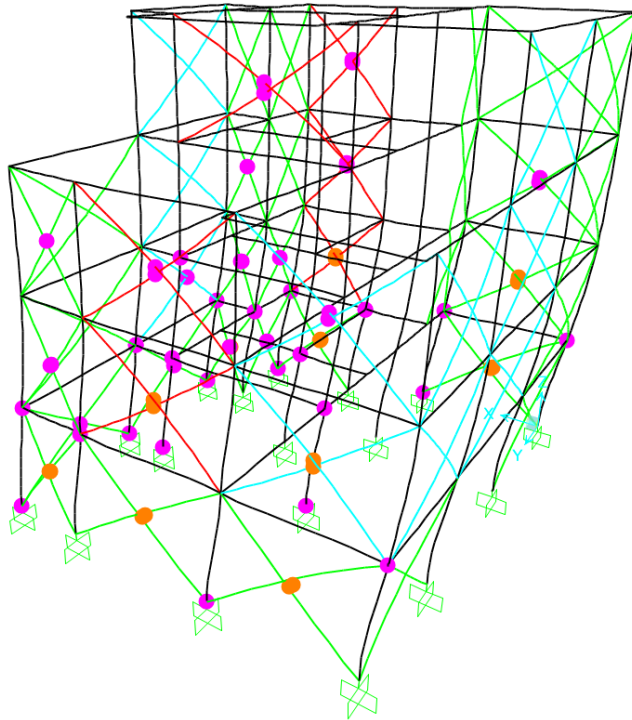
Εικόνα 5.6: Εμφάνιση περισσότερων πλαστικών αρθρώσεων (βήμα 2)

Όσο αυξάνουν τα βήματα αυξάνουν και οι “σπασμένες” τοιχοπληρώσεις. Στο 14<sup>ο</sup> βήμα έχουν διαρρεύσει πλέον οι περισσότερες από τις τοιχοπληρώσεις και εμφανίζεται στην ενισχυμένη κατασκευή η πρώτη πλαστική άρθρωση σε μέλος του κύριου φορέα, και συγκεκριμένα σε υποστύλωμα του ισογείου (βλ. Εικόνα 5.7). Η μετατόπιση στην οροφή έχει φτάσει τα 3.5mm.



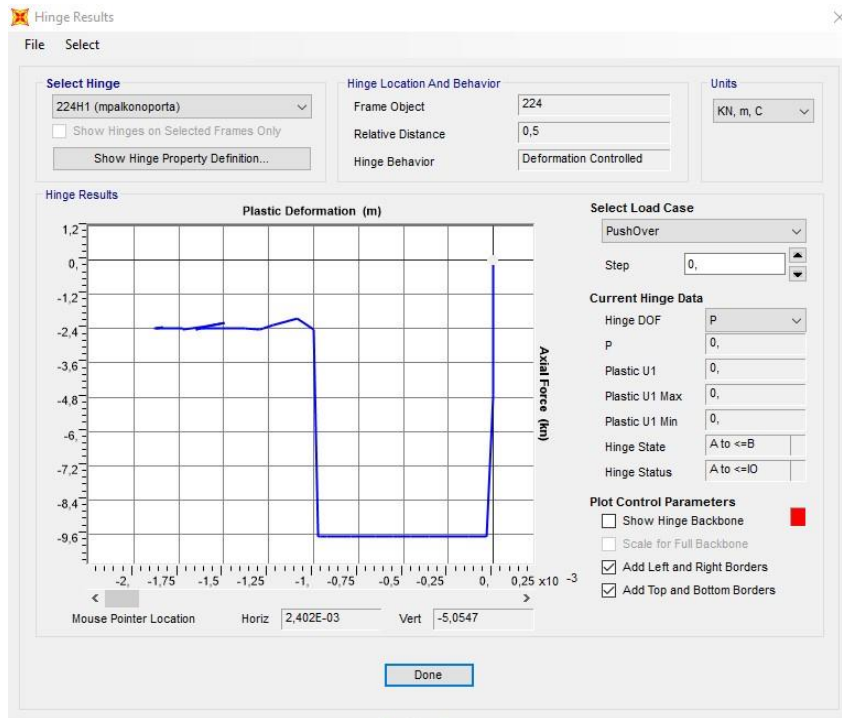
Εικόνα 5.7: Εμφάνιση πρώτης πλαστικής άρθρωσης στον κυρίως φορέα

Στο τελευταίο βήμα της μεθόδου Pushover έχουν πλέον αστοχήσει αρκετές από τις τοιχοπληρώσεις και έχουν διαρρεύσει πολλοί από τους κόμβους του κύριου φορέα (βλ. Εικόνα 5.8). Η κατασκευή κατά την ανάλυση έφτασε μέγιστη μετατόπιση στα τελευταία βήματα τα 6.6 χιλιοστά. Παράλληλα, ανέπτυξε καμπτική ροπή 28kNm σε υποσύλωμα της βάσης της καθώς και αξονική δύναμη της τάξεως των 130kN.

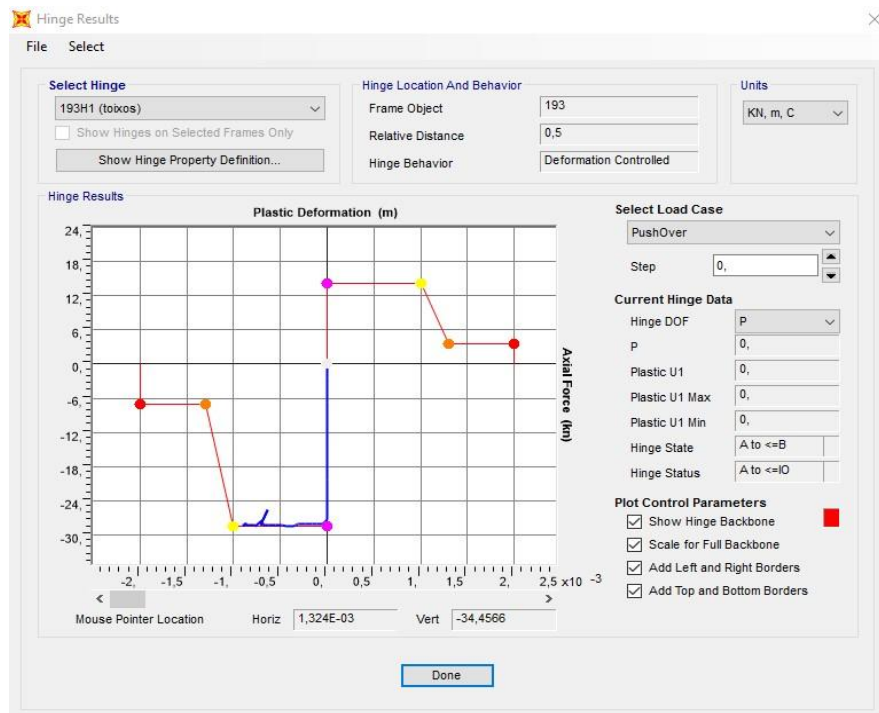


Εικόνα 5.8: Τελική παραμόρφωση φορέα και πλαστικές αρθρώσεις

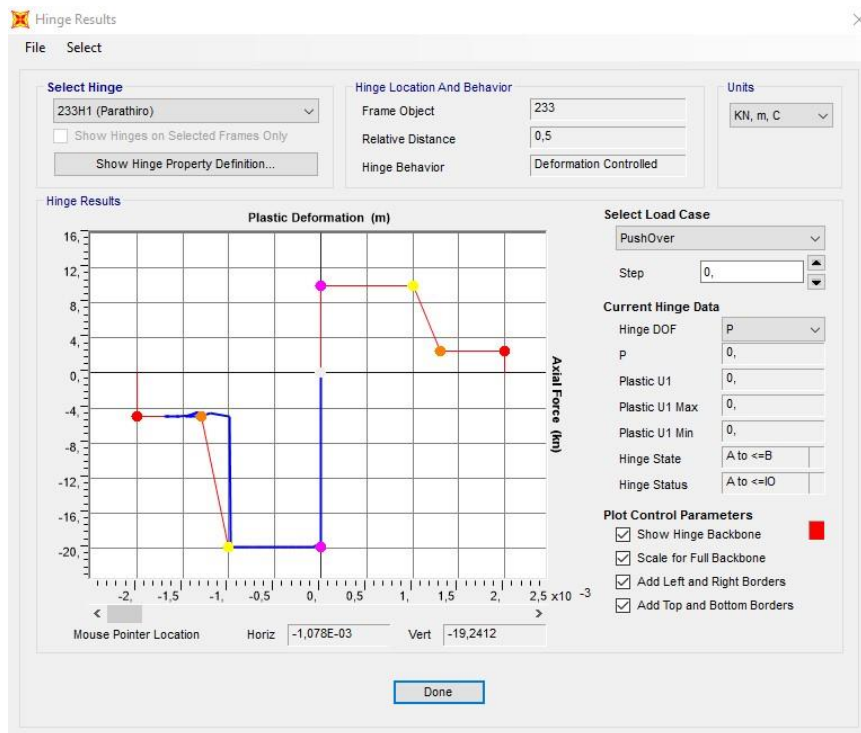
Το γεγονός ότι οι τοιχοπληρώσεις αστοχούν σημαίνει ότι συμμετείχαν στην δυσκαμψία της κατασκευής, αξιοποιώντας τον σκοπό για τον οποίο προστέθηκαν. Παρακάτω παρουσιάζονται τα διαγράμματα δύναμης-παραμόρφωσης μιας τοιχοπλήρωσης από κάθε κατηγορία.



Εικόνα 5.9: Διάγραμμα F-Δ τοιχοπλήρωσης (μαλκονόπορτα)

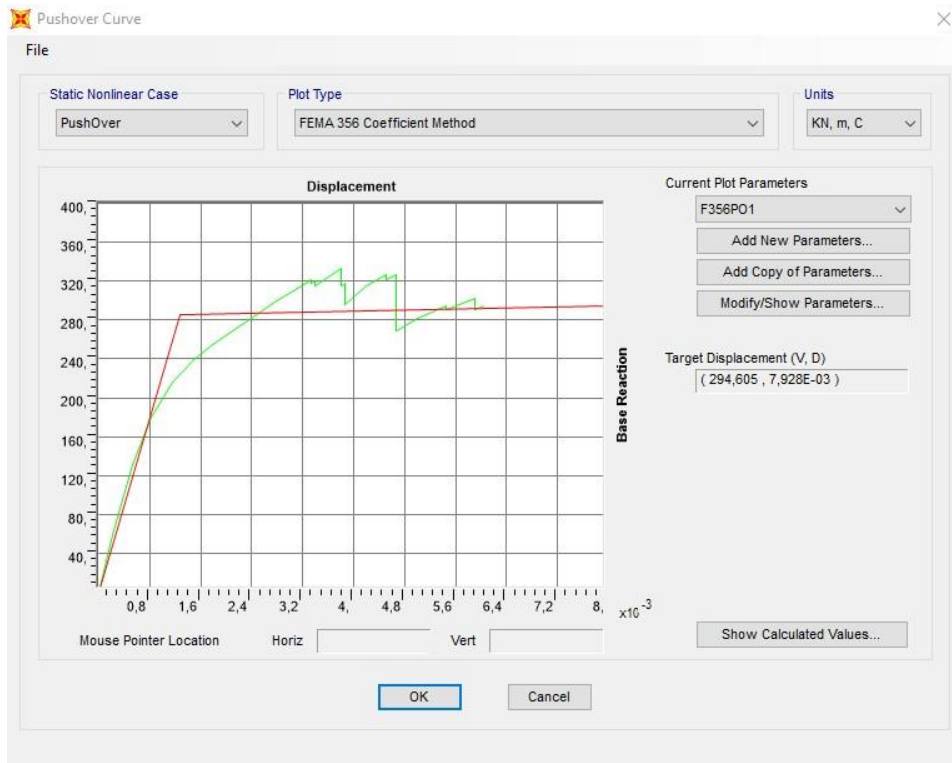


Εικόνα 5.10: Διάγραμμα F-Δ τοιχοπλήρωσης (τοίχος)



Εικόνα 5.11: Διάγραμμα F-Δ τοιχοπλήρωσης (παράθυρο)

Τέλος, επισυνάπτεται το τελικό διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων του κτιρίου, λαμβάνοντας υπόψιν τις τοιχοπληρώσεις. Όπως ήταν αναμενόμενο, οι τοιχοπληρώσεις προσφέρουν στην κατασκευή αντοχή ή οποία αυξομειώνεται ανάλογα με το χρόνο που σπάνε οι τοιχοπληρώσεις.



Εικόνα 5.12: Διάγραμμα Δύναμης-Μετατόπισης F-Δ κατασκευής με τοιχοπληρώσεις

Παρατηρείται ότι στην αρχή το διάγραμμα θυμίζει το κλασσικό διάγραμμα δύναμης μετατόπισης, που παρουσίασε το κτίριο μας χωρίς τις τοιχοπληρώσεις. Ωστόσο, όταν η μετατόπιση αγγίζει τα 4 χιλιοστά, η φέρουσα ικανότητα της κατασκευής αρχίζει και αυξομειώνεται, εμφανίζοντας έτσι δοντάκια στο διάγραμμα αυτό, δηλώνοντας πως οι τοιχοπληρώσεις συμμετείχαν στην ανάλυση και ολοκλήρωσαν τον σκοπό τους.



## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ**

### **6.1 Μέτρα Ενίσχυσης**

Με τον όρο ενίσχυση νοείται η διαδικασία επέμβασης σε ένα δόμημα με ή χωρίς βλάβες, η οποία αυξάνει τη φέρουσα ικανότητα ή πλαστιμότητα του στοιχείου ή φορέα σε στάθμη υψηλότερη από αυτήν του αρχικού σχεδιασμού. Τα κριτήρια επιλογής της δομητικής επέμβασης προκύπτουν με βάση τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την αποτίμηση του δομήματος καθώς και από τη φύση και την έκταση των βλαβών ή φθορών (όταν υπάρχουν), λαμβάνονται αποφάσεις επεμβάσεων με στόχο αφενός μεν την ικανοποίηση των βασικών απαιτήσεων του αντισεισμικού σχεδιασμού, αφετέρου δε την ελαχιστοποίηση του κόστους και την εξυπηρέτηση των κοινωνικών αναγκών. Τύποι επεμβάσεων παρουσιάζονται παρακάτω.

#### **6.1.1 Αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του**

Η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας επιτυγχάνεται εναλλακτικά με την επιλεκτική ή συνολική ενίσχυση των δομικών στοιχείων ή με προσθήκη νέων στοιχείων που αναλαμβάνουν μέρος ή το σύνολο των σεισμικών δράσεων (π.χ. τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα ή δικτυώματα από χάλυβα, τοιχοποιία πλήρωσης, διαζώματα από χάλυβα, ξύλο ή οπλισμένο σκυρόδεμα σε κτίρια από τοιχοποιία κ.λπ.). Στην περίπτωση αυτήν, ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στο σχεδιασμό της θεμελίωσης λόγω της αύξησης της μάζας του δομήματος αλλά και των σεισμικών φορτίων.

#### **6.1.2 Αύξηση της ικανότητας παραμόρφωσης των μελών**

Η αύξηση της μετελαστικής ικανότητας παραμόρφωσης επιτυγχάνεται με βελτίωση της περίσφιξης των υφιστάμενων μελών, π.χ. με εξωτερικούς συνδετήρες, χαλύβδινα ελάσματα, ινοπλισμένα πολυμερή κ.λπ.

#### **6.1.3 Διόρθωση κρίσιμων ανεπαρκειών και μη- κανονικοτήτων**

Η διόρθωση κρίσιμων ανεπαρκειών συνίσταται στην άρση εκείνων των χαρακτηριστικών που συνεπάγονται δυσμενή αντισεισμική συμπεριφορά. Ενδεικτικά αναφέρονται:

-Η τροποποίηση του δομητικού συστήματος (κατάργηση ορισμένων αρμών, κατάργηση ευαίσθητων δομικών στοιχείων, τροποποίηση προς μια πιο κανονική και πιο πλάστιμη μορφή)

-Προσθήκη ελαστικών συνδέσμων μεταξύ της ψαθυρής τοιχοποιίας και του περιβάλλοντος στοιχείου, όταν τούτο επιτρέπεται από την αντοχή της τοιχοποιίας

-Τοπική ή συνολική τροποποίηση δομικών στοιχείων που έχουν ή δεν έχουν πάθει βλάβες

-Πλήρης αντικατάσταση ανεπαρκών μελών ή μελών που έχουν πάθει εκτεταμένες βλάβες

-Ανακατανομή έντασης (π.χ. μέσω εξωτερικής προέντασης)

#### **6.1.4 Μείωση των σεισμικών απαιτήσεων**

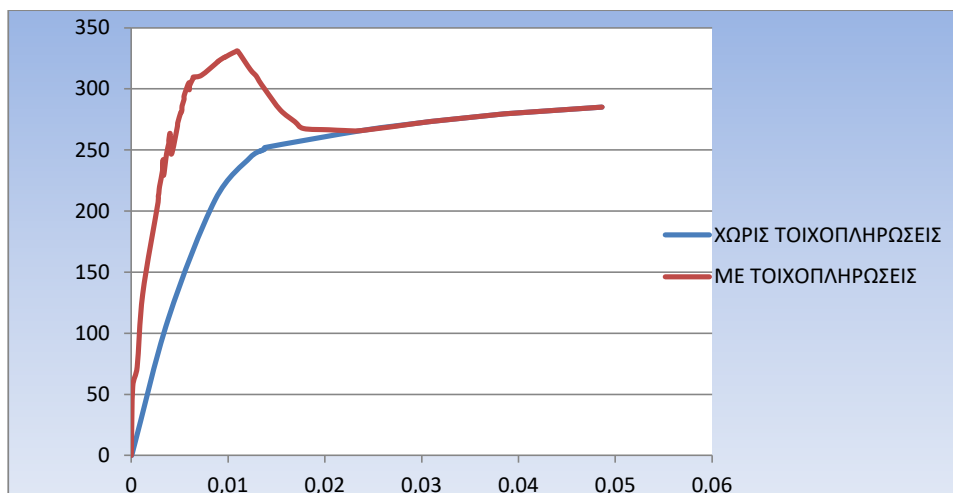
Η μείωση των σεισμικών απαιτήσεων επιτυγχάνεται με τη μείωση της μάζας του δομήματος, την τροποποίηση του δομητικού συστήματος με στόχο την ευεργετική αλλαγή της ιδιοπεριόδου του δομήματος (π.χ. μέσω συστημάτων σεισμικής μόνωσης ή κατανάλωσης σεισμικής ενέργειας), κ.λπ.

Στην προκειμένη περίπτωση, δεν θα ακολουθηθεί κάποια κλασική μέθοδος ενίσχυσης αλλά θα συνυπολογιστούν οι ήδη υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις της κατασκευής, στο υπολογιστικό μοντέλο. Μπορεί ο τρόπος αυτός να μην είναι τόσο διαδεδομένος, ωστόσο καθαρά φαίνεται πως επιτυγχάνει σπουδαία αποτελέσματα στην ενίσχυση του κτιρίου, αυξάνοντας τόσο την δυσκαμψία της κατασκευής, όσο και την αντοχή της και την πλαστιμότητα της.

Όπως είναι γνωστό, κατά τις αναλύσεις, η τοιχοποιία θεωρείται ότι δεν συμμετέχει στην δυσκαμψία της κατασκευής καθώς η δυσκαμψία που προσφέρει στην κατασκευή συγκριτικά με την συνολική της είναι πάρα πολύ μικρή και θεωρείται αμελητέα. Ωστόσο, τα αποτελέσματα που διεξήχθησαν δείχνουν το αντίθετο

## **6.2 Συγκρίσεις στην Υφιστάμενη Κατασκευή**

Αφού λοιπόν έγιναν οι δύο αυτές αναλύσεις για την κατασκευή που αφορούν την συμμετοχή ή όχι των τοιχοπληρώσεων στην ανάλυση της κατασκευής, διεξήχθησαν τα αντίστοιχα αποτελέσματα. Παρατηρείται πως η συμμετοχή τους στην ανάληψη των φορτίων προκαλεί μεταβολές στο διάγραμμα δύναμης- μετατόπισης (βλ. Εικόνα 6.1)



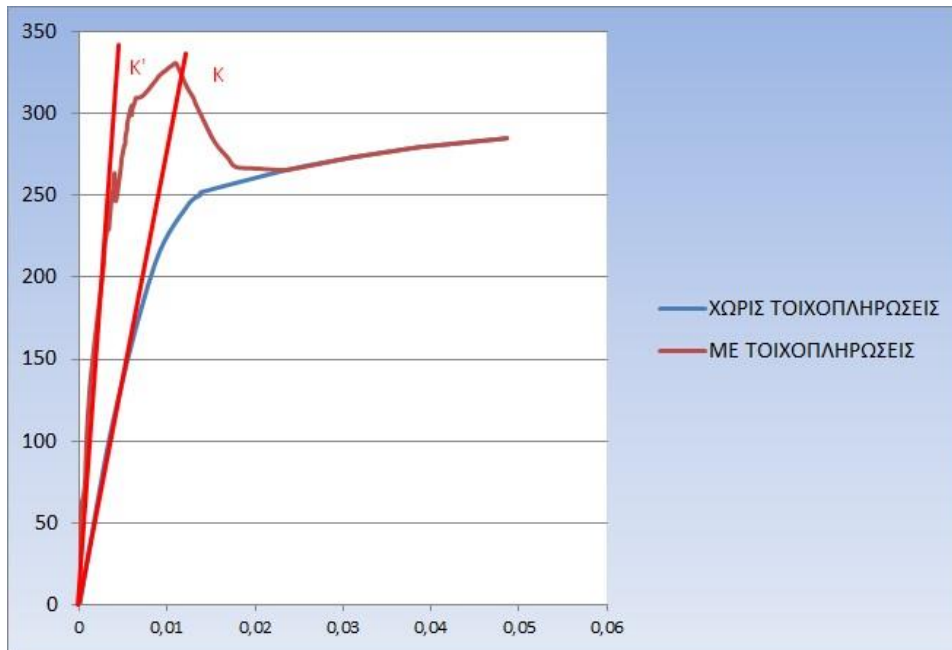
Εικόνα 6.1: Κοινό διάγραμμα F-Δ για κατασκευή με και χωρίς τοιχοπληρώσεις ενισχύσεις

### 6.3 Σύγκριση Συνολικής αντοχής της κατασκευής

Όπως είναι φανερό και από το διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης (βλ. Εικόνα 6.1) η μέγιστη δύναμη που παρουσιάζει η κατασκευή μας με τις τοιχοπληρώσεις είναι γύρω στα 330kN σε αντίθεση με την αντίστοιχη των 280kN που έχει χωρίς τις τοιχοπληρώσεις. Η δύναμη αυτή προσδίδει στην κατασκευή αισθητά μεγαλύτερη τάση διαρροής, η οποία με περαιτέρω αύξηση της μετατόπισης αρχίζει πάλι και συγκλίνει με αυτή του κυρίως φορέα. Το γεγονός αυτό φανερώνει την πλήρη αστοχία των τοιχοπληρώσεων και επισημαίνει πως πλέον δεν συμμετέχουν στην ανάληψη δυνάμεων και ο φορέας λειτουργεί από εκεί και πέρα σαν να μην έχει τοιχοπληρώσεις.

### 6.4 Σύγκριση Δυσκαμψίας της Κατασκευής

Η συμμετοχή των τοιχοπληρώσεων στην ανάληψη φορτίων της κατασκευής, πέρα από την αύξηση της αντοχής της, συμβάλλει και στην αύξηση της δυσκαμψίας της και κατ' επέκταση της σεισμικής δύναμης που αντέχει το κτίριο. Ειδικότερα, η μεγαλύτερη κλίση του διαγράμματος (Εικόνα 6.2) με τις τοιχοπληρώσεις συγκριτικά με το αντίστοιχο διάγραμμα χωρίς αυτές, δηλώνει την αυξημένη δυσκαμψία που διαθέτει η κατασκευή με τις τοιχοπληρώσεις σε σχέση με την δυσκαμψία της χωρίς αυτές.



Εικόνα 6.2: Κοινό διάγραμμα F-Δ με σύγκριση κλίσης αύξοντα κλάδου

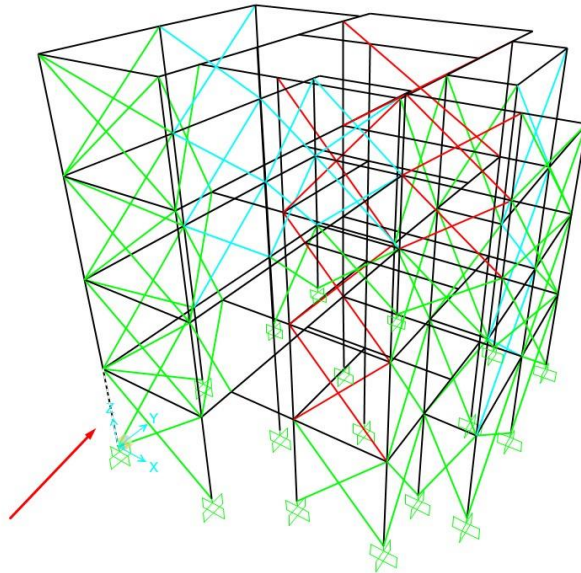
### 6.5 Αλλαγές στις στάθμες επιτελεστικότητας

Η αλλαγή του διαγράμματος δύναμης- μετατόπισης λόγω της συμμετοχής των τοιχοπληρώσεων στην ανάληψη των φορτίων της κατασκευής προκαλεί μεταβολές και στις στάθμες επιτελεστικότητας που έχουν οριστεί. Ειδικότερα η στάθμη επιτελεστικότητας της άμεσης χρήσης (Immediate occupancy) παρουσιάζει εμφανώς αυξημένη τιμή της τάξεως των 40-50kNm-60kNm μεγαλύτερη από την αντίστοιχη χωρίς τις τοιχοπληρώσεις. Και αυτό γιατί η στάθμη αυτή βρίσκεται πολύ κοντά στο όριο διαρροής της κατασκευής το οποίο έχει αυξηθεί σημαντικά λόγω της παρουσίας των τοιχοπληρώσεων. Ωστόσο, για τις στάθμες επιτελεστικότητας Προστασία ζωής (Life safety) και Οιονεί Κατάρρευση (Structural Stability) δεν παρατηρείται καμία απολύτως αλλαγή στην τιμή τους, καθώς οι τοιχοπληρώσεις έχουν σπάσει και έχουν αφήσει τον φορέα να συνεχίσει μόνος τους να αναλαμβάνει τα φορτία που ασκούνται.

### 6.6 Σύγκριση Καταπονούμενων στοιχείων

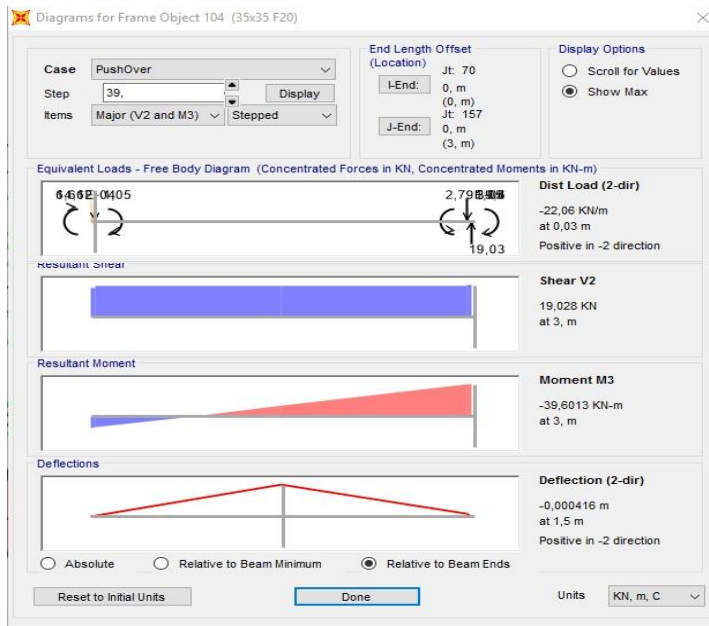
Ιδιαίτερη σημασία αξίζει να δοθεί στην διαφορά μεταξύ των εντατικών μεγεθών των δύο αυτών κατασκευών. Τα υποστυλώματα του ισογείου δείχνουν να αποτελούν κρίσιμα στοιχεία και στις δύο φορτίσεις, με διαφορές ωστόσο στην τάξη

μεγέθους των τάσεων τους. Ειδικότερα, κρίσιμο στοιχείο και των δύο φορτίσεων αναδεικνύεται ένα γωνιακό υποστύλωμα του ισογείου (Εικόνα 6.3).

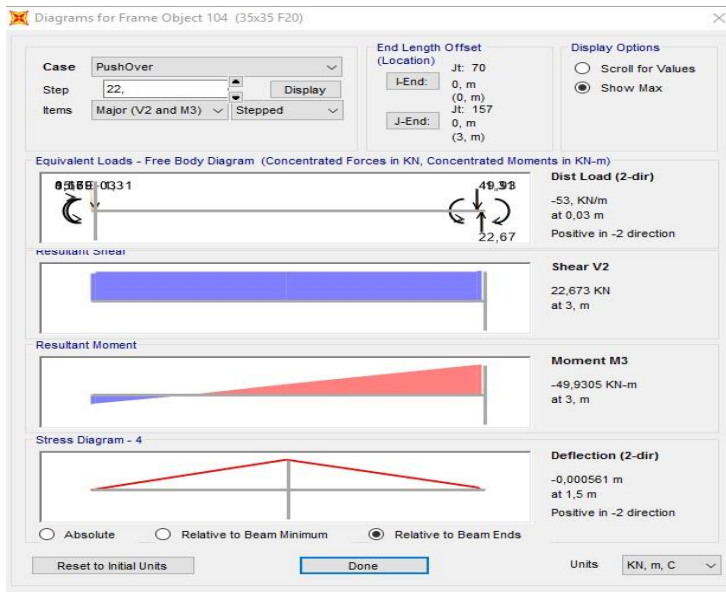


Εικόνα 6.3: Κρισιμότερο γωνιακό υποστύλωμα ισογείου

Σύμφωνα με την ανάλυση pushover, στην κατασκευή χωρίς τις τοιχοπληρώσεις το υποστύλωμα αυτό αποκτά καμπτική ροπή  $M=45.3739,60\text{kNm}$  (Εικόνα 6.5). Η αντίστοιχη ροπή στην κατασκευή με τις τοιχοπληρώσεις φτάνει τα  $39.6045,37\text{kNm}$  (Εικόνα 6.4). Παράλληλα, όσον αφορά την αξονική καταπόνηση του κρίσιμου αυτού υποστυλώματος, στην κατασκευή χωρίς τις τοιχοπληρώσεις παρουσίασε την τιμή των  $106.77\text{kN}$ , ενώ με αυτές η αντίστοιχη τιμή ήταν  $85.49\text{kN}$ .



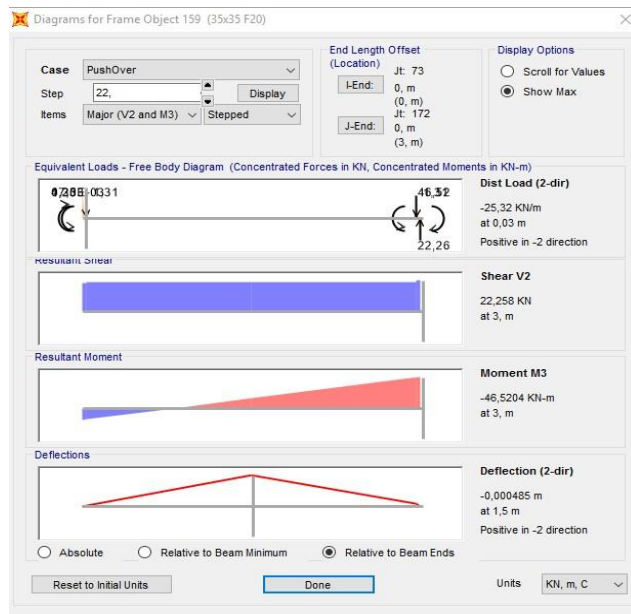
Εικόνα 6.4: Καμπτική ροπή και Διατμητική Δύναμη κρίσιμου Υποστυλώματος με τοιχοπληρώσεις



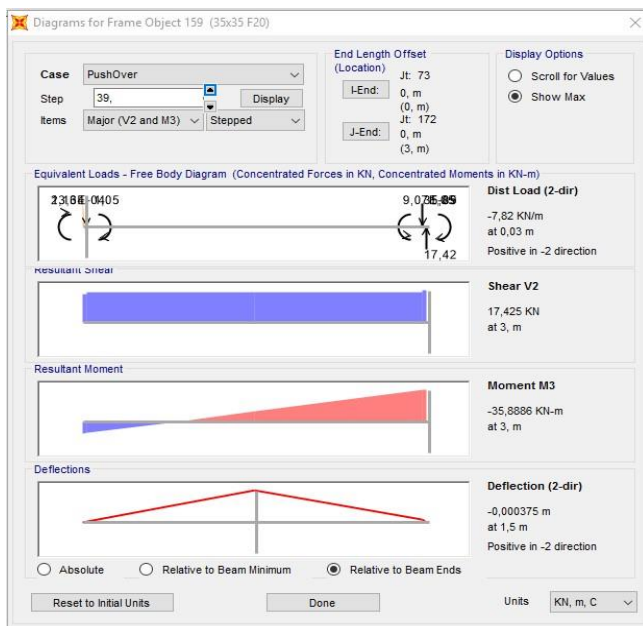
Εικόνα 6.5: Καμπτική ροπή και Διατμητική Δύναμη κρίσιμου Υποστυλώματος χωρίς τοιχοπληρώσεις

Όπως είναι εμφανές, η διαφορά της μέγιστης τιμής της καμπτικής ροπής μεταξύ των δύο κατασκευών αγγίζει τα 10kNm. Παράλληλα, όσον αφορά τα υπόλοιπα υποστυλώματα του ισογείου, τα οποία βρισκόνταν σε εξίσου κρίσιμη κατάσταση και

στις δύο κατασκευές, παρατηρείται εξίσου μια αντίστοιχη διαφορά στις τιμές των ροπών τους. Υποστυλωμα του ισογείου στην κατασκευή χωρίς τις τοιχοπληρώσεις παρουσιάζει καμπτική ροπή  $M=46.52\text{kNm}$ (Εικόνα 6.6), σε αντίθεση με την κατασκευή με τις τοιχοπληρώσεις όπου η αντίστοιχη ροπή φτάνει τα  $35.8\text{kNm}$  (βλ. Εικόνα 6.7). Η αξονική δύναμη του συγκεκριμένου υποστυλώματος χωρίς τις τοιχοπληρώσεις είναι  $N=71.13\text{kN}$  ενώ με αυτές φτάνει  $N=-33.29\text{kN}$ .



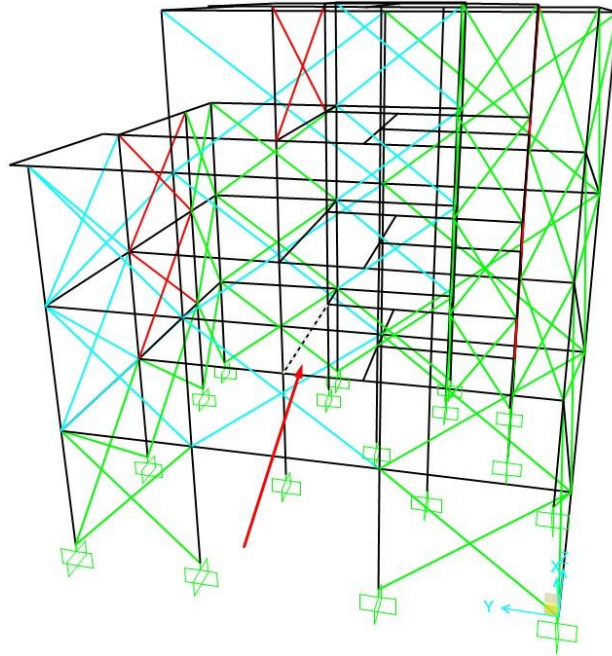
Εικόνα 6.6: Καμπτική ροπή και Διατμητική Δύναμη Υποστυλώματος χωρίς τοιχοπληρώσεις



Εικόνα 6.7: Καμπτική ροπή και Διατμητική Δύναμη Υποστυλώματος με τοιχοπληρώσεις

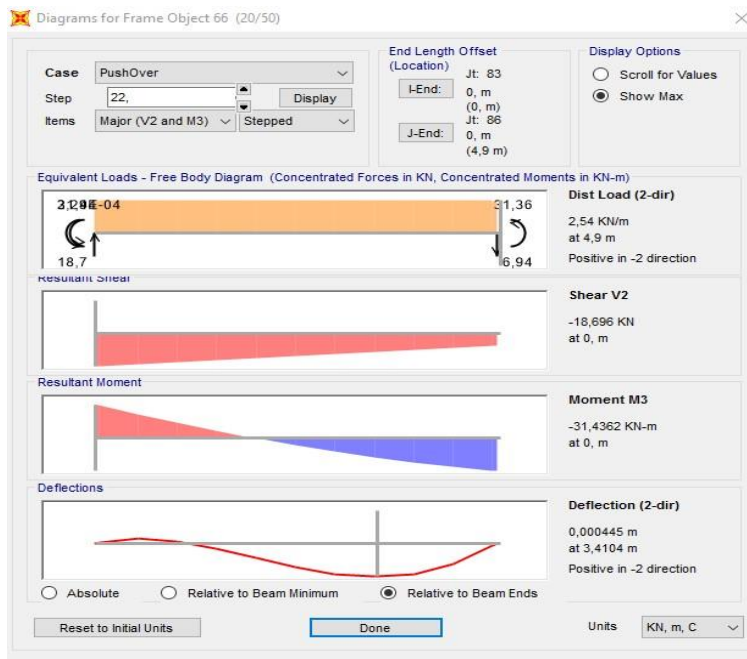
Όσον αφορά τις δοκούς, δεν παρουσίασαν τόσο μεγάλες τιμές όσο τα υποστυλώματα, ωστόσο αξίζει να αναφερθούν προκειμένου να γίνει αντιληπτή η τάξη μεγέθους της διαφοράς των δύο αυτών διαφορετικών κατασκευών. Η κρίσιμη δοκός της κατασκευής αυτής, βρίσκεται στο μέσο του 1<sup>ου</sup> ορόφου (Εικόνα 6.8)



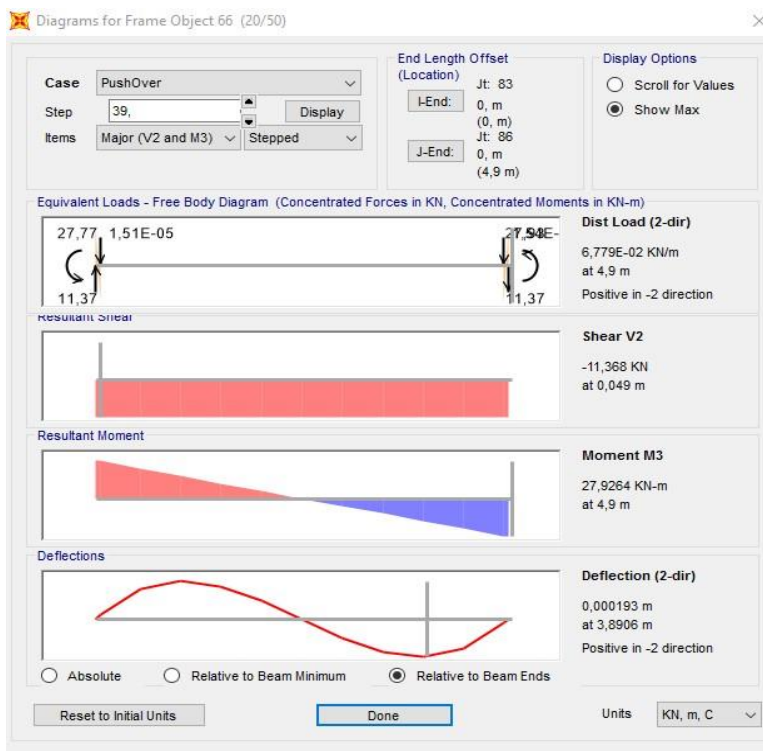


Εικόνα 6.8: Κρίσιμη Δοκός 1<sup>ου</sup> ορόφου

Η δοκός αυτή παρουσιάζει στην κατασκευή χωρίς τις τοιχοπληρώσεις μέγιστη καμπτική ροπή  $M=31.44\text{kNm}$  και αντίστοιχη διατμητική δύναμη  $V=18.9\text{kN}$  (βλ. Εικόνα 6.9). Παράλληλα, το ίδιο δοκάρι στην κατασκευή με τις τοιχοπληρώσεις έχει καμπτική ροπή  $M=27.93\text{kNm}$  και διατμητική δύναμη  $V=11.37\text{kN}$  (βλ. Εικόνα 6.10)



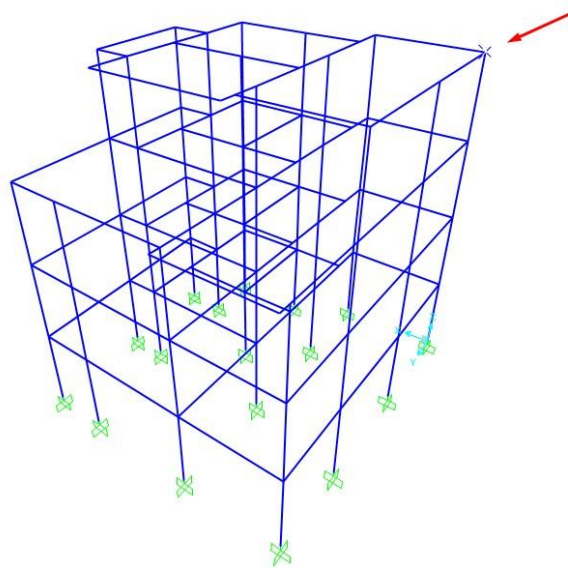
Εικόνα 6.9: Καμπτική ροπή και Διατμητική Δύναμη Δοκού χωρίς τοιχοπληρώσεις



Εικόνα 6.10: Καμπτική ροπή και Διατμητική Δύναμη Δοκού με τοιχοπληρώσεις

Παρατηρείται λοιπόν μια διαφορά και στα εντατικά μεγέθη των δοκών, η οποία φτάνει την τάξη των 3kNm για την καμπτική ροπή και των 7-8kN για την διατμητική δύναμη και στα 20-30kN στις αξονικές δυνάμεις.

Πέρα όμως από τα εντατικά μεγέθη των διάφορων στοιχείων αξίζει να επισημανθεί και η διαφορά της κατασκευής με τις τοιχοπληρώσεις και αυτής χωρίς αυτές και σε επίπεδο μετατοπίσεων. Ειδικότερα, σε έλεγχο ενός κόμβου στο ανώτατο επίπεδο της πολυκατοικίας (βλ. Εικόνα 6.11) παρουσιάστηκε για την κατασκευή χωρίς τις τοιχοπληρώσεις μετατόπιση που φτάνει τα 50 χιλιοστά.



Εικόνα 6.11: Ελεγχόμενος κόμβος σε όρους μετατόπισης ανωτάτου ορόφου

Η μετατόπιση αυτή στην κατασκευή με τις τοιχοπληρώσεις είναι εμφανέστατα μικρότερη, φτάνοντας τα 5 χιλιοστά, το 20% δηλαδή περίπου της μετατόπισης του κτιρίου χωρίς τις τοιχοπληρώσεις

## 6.7 Συμπεράσματα και σχόλια

Οι τοιχοπληρώσεις προσδίδουν στην κατασκευή μια στιβαρότητα, η οποία της αυξάνει το όριο διαρροής της, επιτρέποντάς την έτσι να αντέχει σε μεγαλύτερες και ισχυρότερες φορτίσεις. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα την αυξημένη δυσκαμψία που παρουσιάζει η κατασκευή και την ανάπτυξη μικρότερων εντατικών μεγεθών στα διάφορα μέλη της. Ωστόσο, πέρα από τις μεγαλύτερες αντοχές της κατασκευής που προσφέρουν οι τοιχοπληρώσεις, μειώνουν και την συνολική μετατόπιση της κατασκευής. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα η κατασκευή να αναπτύσσει μικρότερες

μετατοπίσεις φορτίσεις που δεν ξεπερνούν το όριο διαρροής της κατασκευής καθιστώντας την έτσι και καλύτερη σαν έργο και δημιουργώντας ευνοϊκότερες συνθήκες για την ψυχολογία του χρήστη.

Αξίζει να επισημανθεί πως οι τοιχοπληρώσεις μπορούν να θεωρηθούν ως ένα φθηνό μέτρο ενίσχυσης της κατασκευής. Προκειμένου όμως να γίνει αυτό και να μπορούν να ληφθούν υπ' όψιν στο υπολογιστικό μοντέλο θα πρέπει να είναι καλά εντοιχισμένες και να έχει γίνει με ιδιαίτερη προσοχή και συνέπεια η τοποθέτησή τους.

## Βιβλιογραφία

- [1] EC8 [EN 1998-1:2004] Αντισεισμικός Σχεδιασμός Μέρος 1 «Γενικοί Κανόνες, Σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια».
- [2] EC8 [1992-1-1:2004] «Σχεδιασμός φορέων από σκυρόδεμα» Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια.
- [3] ΕΚΩΣ 2000,Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος
- [4] ΕΑΚ 2000Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός
- [5] Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) , Φεβ. 2009
- [6] Fespa 15 « Αποτίμηση στατικής επάρκειας υφιστάμενης Κατασκευής σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.2013 λαμβάνοντας υπ' όψιν την επιρροή των τοιχοπληρώσεων»
- [7] ΟΑΣΠ,(2005)Συστάσεις για προσεισμικές και μετασεισμικές επεμβάσεις σε κτίρια.
- [8] Δρίτσος Σ.(2002), Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, Πανεπιστήμιο Πατρών.
- [9] Ψυχάρης Ιωάννης (2011), "Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας".
- [10] Β.Δ. [18-2-1954] «Κανονισμός δια την Μελέτην και Εκτέλεσιν Οικοδομικών Έργων εξ Οπλισμένου Σκυροδέματος», Αθήνα 1954
- [11] FEMA 356 «Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings» November 2000, Washington D.C.
- [12] ATC-40 «Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Vol.1» November 1996, California.
- [13] COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON «Fastening for Seismic Retrofitting».
- [14] Σπυράκος Κ. «Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία», εκδόσεις ΤΕΕ, Αθήνα 2004.
- [15] Τάσιος Θ. «Θεωρία Σχεδιασμού Επισκευών και Ενισχύσεων» 2009
- [16] ΦΑΡΔΗΣ Μ. «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος» Σημειώσεις μεταπτυχιακού μαθήματος, Πάτρα 2005
- [17] Τάσιος Θ., «Η Μηχανική της Τοιχοποιίας», Έκδοση Ε.Μ.Π., Αθήνα 1986
- [18] Cardoso R., «Seismic vulnerability of old masonry structures- application to a "Pombalino" building», Master of Science Thesis in Structural Engineering, Instituto Superior Tecnico, October 2002
- [19] Tassios T.P. 2004, «Rehabilitation of three-leaf masonry. In evoluzione nella sperimentazione per le contruzioni», Seminario Internazionale, 26 Sept-3 Oct., Centro Internazionale di Aggiornamento Sperimentale – Scientifico (CIAS)

Formatted: Indent: Left: 0 cm, Hanging: 1,27 cm

Formatted: Highlight

Formatted: Greek

Formatted: Highlight