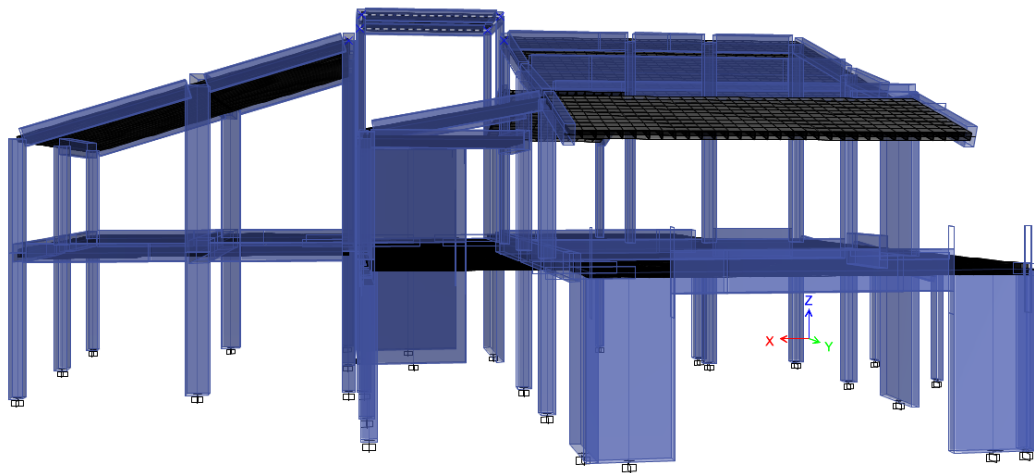




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΔΙΩΡΟΦΗΣ ΚΑΤΟΙΚΙΑΣ ΑΠΟ ΩΣ



Μεταπτυχιακή Εργασία

Καραμπίνα Μαριάνθη

Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας, Καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, Φεβρουάριος 2021

ΕΜΚ ΜΕ 2021/4

Καραμπίνα Μ. (2021).
Αποτίμηση σεισμική επάρκειας διώροφης κατοικίας απο ΩΣ
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2021/04
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Karampina M. (2011).
Evaluation of seismic adequacy of a reinforced concrete, two-storey residential building
Diploma Thesis ΕΜΚ ΜΕ 2011/04
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Περιεχόμενα

Περίληψη	5
Ευχαριστίες	7
1 Εισαγωγή.....	29
1.1 Ανασχεδιασμός υφιστάμενων κατασκευών	29
1.2 Σκοπός και αρχές αποτίμησης.....	29
2 Σεισμική αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών.....	30
2.1 Αντισεισμικός Σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας	30
3 Μη γραμμική στατική ανάλυση (Push-Over)	37
3.1 Προϋποθέσεις εφαρμογής	37
3.2 Προσομοίωση.....	38
3.3 Φορτία	38
3.4 Καθορισμός κόμβου ελέγχου	39
3.5 Καμπύλη ικανότητας.....	39
3.6 Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης.....	20
3.7 Έλεγχος στοχευόμενης ικανότητας.....	22
4 Περιγραφή και Προσομοίωση υφιστάμενης κατασκευής.....	23
4.1 Περιγραφή υφιστάμενης κατασκευής	25
4.2 Προσομοίωση υφιστάμενης κατασκευής.....	27
4.3 Υλικά.....	28
4.4 Απομείωση δυσκαμψίας για τα δομικά στοιχεία	31
4.5 Φορτία	31
5 Αναλύσεις για την αποτίμηση της κατασκευής	34
5.1 Ελαστική στατική ανάλυση υπό το βασικό συνδυασμό της ΟΚΑ.....	34
5.2 Ιδιομορφική ανάλυση.....	35
5.3 Μη γραμμική στατική ανάλυση κατασκευής.....	39
5.3.4 Συγκρίσεις αποτελεσμάτων	39
6 Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας και ενίσχυση της κατασκευής για σεισμική εδαφική επιτάχυνση 0,36g.....	53
6.1 Εισαγωγή.....	53
6.2 Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας.....	57
6.3 Ενισχύσεις.....	60
7 Διερεύνηση της επιρροής των τοιχοπληρώσεων στην συνολική απόκριση της κατασκευής.	63
7.1 Εισαγωγή.....	63
7.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ.....	64
7.3 Ελαστική Ανάλυση	70
7.4 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	71
8 Συμπεράσματα	72
Βιβλιογραφία.....	73

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΜΕ 2021/04

Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας διώροφης κατοικίας από ΩΣ

Καραμπίνα Μ. (Επιβλέπων: Βάγιας Ι.)

Περίληψη

Η αποτίμηση και η ενίσχυση γίνεται με βάση τον ΚΑΝΕΠΕ, τους Ευρωκώδικες, αλλά και τους αμερικάνικους κανονισμούς ATC-40 και FEMA 356.

Συγκεκριμένα στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται μια εισαγωγική αναφορά στους στόχους, τα κριτήρια και τις αρχές της αποτίμησης και του ανασχεδιασμού. Ένώ στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται θεωρητική αναφορά στη μέθοδο αποτίμησης με στάθμες επιτελεστικότητας.

Στο τρίτο κεφάλαιο περιγράφονται αναλυτικά η ιδιομορφική ανάλυση και η στατική ανελαστική υπερωθητική ανάλυση (pushover) .

Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζεται το κτίριο και η διαδικασία προσομοίωσης της κατασκευής στο στατικό πρόγραμμα ETABS 18.

Στο πέμπτο και έκτο κεφάλαιο αναφέρονται οι ελαστικές και ανελαστικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν πριν και μετά την ενίσχυση αντίστοιχα.

Στο έβδομο κεφάλαιο μελετάται η επιρροή της τοιχοποιίας πλήρωσης στην συνολική απόκριση της κατασκευής.

Τέλος, στο όγδοο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που προκύπτουν από τις παραπάνω αναλύσεις

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES
DIPLOMA THESIS
EMK ΔE 2021/04

**Evaluation of seismic adequacy of a reinforced concrete
residential building**

Karampina M. (supervised by Vayas I.)

Abstract

The evaluation and the reinforcement is based on KANEPE, Eurocodes, ATC-40 and FEMA 356.

Specifically in the first chapter there is an introductory reference to the objectives, criteria and principles of evaluation and redesign. In the second chapter, there is a theoretical reference to the evaluation method with performance points.

The third chapter describes the method of nonlinear static analysis, the performance points, as well as the way to find the targeted movement with the ATC-40 method.

The fourth chapter presents the building and the construction simulation process in the program ETABS 18.

In the fifth and sixth chapters is performed the linear and nonlinear analyzes before and after reinforcement respectively.

In the seventh chapter is studied the influence of the masonry filling on the overall response of the construction.

Finally, the eighth chapter presents the conclusions that emerge from the above analyzes

Ευχαριστίες

Τελειώνοντας τη διπλωματική μου εργασία θα ήθελα να ευχαριστήσω τα άτομα που με οποιοδήποτε τρόπο συνέβαλαν στην ολοκλήρωσή της.

Αρχικά, θα ήθελα να εκφράσω τις ευχαριστίες μου στον επιβλέποντα καθηγητή μου, κ. Ιωάννη Βάγια, για την επιστημονική καθοδήγηση του, και το χρόνο που αφιέρωσε στην επίλυση των αποριών μου καθόλο το διάστημα.

Παράλληλα, οφείλω ένα μεγάλο ευχαριστώ στην οικογένεια μου για την ενθάρρυνση και την ουσιαστική υποστήριξη όλα αυτά τα χρόνια.

Τέλος, ευχαριστώ τους φίλους μου για την συμπαράσταση, τη βοήθεια και την κατανόηση που έδειξαν.

Μαριάνθη Καραμπίνα

Αθήνα, Φεβρουάριος 2021

1 Εισαγωγή

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η αποτίμηση της σεισμικής επάρκειας και η ενίσχυση ενός υφιστάμενου δομήματος, το οποίο αποτελείται από δύο στατικούς ανεξάρτητα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα, μεταξύ των οποίων παρεμβάλεται αρμός διαστολής, καθώς και η διερεύνηση της επιρροής της τοιχοποιίας πλήρωσης στην συνολική απόκριση της κατασκευής.

1.1 Ανασχεδιασμός υφιστάμενων κατασκευών

Ο ανασχεδιασμός των υφιστάμενων κτιρίων είναι μια πολύπλοκη διαδικασία, που ακολουθεί κατά κύριο λόγο τα εξής βήματα:

1. τεκμηρίωση της υφιστάμενης κατασκευής
2. αποτίμηση της επάρκειας της
3. λήψη απόφασης για ανασχεδιασμό
4. επιλογή και σχεδιασμό της βέλτιστης επέμβασης
5. υλοποίηση της επέμβασης.

1.2 Σκοπός και αρχές αποτίμησης

Σκοπός της αποτίμησης ενός υφιστάμενου δομήματος είναι η εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητάς του και ο έλεγχος ικανοποίησης των ελαχίστων υποχρεωτικών απαιτήσεων που επιβάλλονται από τους ισχύοντες κανονισμούς.

Η αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών ακολουθεί τα εξής βήματα:

1. Συλλογή στοιχείων (έρευνα του ιστορικού της κατασκευής, των υλικών και των πιθανών βλαβών με βάση τα οποία καθορίζεται και η στάθμη αξιοπιστίας που θα χρησιμοποιηθεί)
2. Ανάλυση
3. Έλεγχος οριακών καταστάσεων.

και βασίζεται στις ακόλουθες αρχές:

1. Όταν ο υφιστάμενος φέρων οργανισμός προβλέπεται να συμμετάσχει στην διαμόρφωση του ανασχεδιαζόμενου φορέα για την ανάληψη μόνον κατακόρυφων φορτίων, η αποτίμηση του μπορεί να γίνεται με βάση απλές, πάντως συντηρητικές, μεθόδους.

2. Όταν, αντίθετα, ο υφιστάμενος φέρων οργανισμός προβλέπεται να συμμετάσχει στην διαμόρφωση του ανασχεδιαζόμενου φορέα για την ανάληψη τόσο κατακόρυφων όσο και σεισμικών φορτίων, πρέπει να γίνεται αποτίμησή του με βάση τις παρακάτω αρχές:

i. Η αποτίμηση γίνεται με αναλυτικές μεθόδους, όπως ειδικότερα ορίζεται στο Κεφ. 5 του ΚΑΝΕΠΕ. Ειδικώς στα δομήματα για τα οποία διατίθεται εγκεκριμένη μελέτη (η οποία έχει εφαρμοστεί) και τα οποία δεν παρουσιάζουν βλάβες, η αποτίμηση μπορεί να γίνει βάσει των περιεχομένων της εγκεκριμένης μελέτης.

ii. Τα προσομοιώματα που θα χρησιμοποιηθούν για την αποτίμηση μπορεί να αντιπροσωπεύουν το σύνολο του δομήματος ή επί μέρους στοιχεία. Είναι δυνατόν να

χρησιμοποιούνται διαφορετικά προσομοιώματα, ανάλογα με το είδος των επιβαλλόμενων δράσεων. Γενικώς, το είδος των προσομοιωμάτων πρέπει να καθορίζεται ανάλογα με τις μεθόδους υπολογισμού που θα εφαρμοστούν.

iii. Η ακρίβεια των χρησιμοποιούμενων μεθόδων συνιστάται να είναι συμβατή με την ακρίβεια των δεδομένων.

iv. Η χρήση εμπειρικών - αναλυτικών ή αμιγώς εμπειρικών μεθόδων επιτρέπεται μόνον στις περιπτώσεις που καλύπτονται από σχετικές ειδικές διατάξεις εκδιδόμενες από την Δημόσια Αρχή.

v. Στις περιπτώσεις δομημάτων που ήδη παρουσιάζουν βλάβες ή φθορές, η εφαρμοζόμενη μέθοδος αποτίμησης οφείλει να μπορεί να ερμηνεύσει κατά αδρομερή προσέγγιση τόσο την μορφή όσο και την θέση των ουσιοδών αυτών βλαβών. Σε δομήματα μεγάλης σημασίας, στα οποία έχουν διαπιστωθεί βλάβες, ενδέχεται να απαιτηθούν παραμετρικές αναλύσεις προκειμένου να επιτευχθεί η ερμηνεία των βλαβών κατά μορφή και θέση.

vi. Για την ανάλυση, τον έλεγχο των οριακών καταστάσεων, την επαλήθευση του επιλεγέντος δείκτη συμπεριφοράς, τον έλεγχο των επιβαλλόμενων μετακινήσεων και τους τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας, έχουν κατά αναλογία εφαρμογή οι διατάξεις των Παραγράφων 2.4.3 ως 2.4.5 του ΚΑΝΕΠΕ. Ειδικώς για τις τοιχοπληρώσεις ισχύει η Παράγραφος 2.1.4.2.

vii. Σε πολλές περιπτώσεις ενδέχεται να είναι χρήσιμη ή/και αναγκαία μια ταχεία εκτίμηση της απώλειας της φέρουσας ικανότητας ενός δομήματος που έχει υποστεί βλάβες ή φθορές. Η εκτίμηση αυτή μπορεί να γίνεται ανάλογα με την ένταση και έκταση των βλαβών σύμφωνα με δόκιμες (ακριβείς ή προσεγγιστικές) μεθόδους (Παράγραφος 5.3 και Παράρτημα 7Δ, ΚΑΝΕΠΕ).

2 Σεισμική αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών

2.1 Αντισεισμικός Σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας (Performance-Based Design) 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. 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 σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών (μέθοδος των δυνάμεων) εξετάζει μόνον τη συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι να αρχίσουν οι ζημιές (ελαστική απόκριση) και δεν ασχολείται με το τι συμβαίνει μετά. Το

ελάχιστο απαιτούμενο επίπεδο ασφάλειας και ο περιορισμός των βλαβών επιτυγχάνεται χρησιμοποιώντας κατάλληλη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς. Σε πολλές περιπτώσεις όμως, ο σχεδιασμός αυτός μπορεί να είναι επισφαλής, όπως π.χ. σε έντονα μη κανονικά κτίρια.

Η μεθοδολογία των σταθμών επιτελεστικότητας εφαρμόζεται κυρίως για τον έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών και αποτελεί τον βασικό κορμό των κανονισμών επεμβάσεων (π.χ. Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3, Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων – ΚΑΝ.ΕΠΕ., FEMA 356, ATC-40 κλπ.).

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 το λόγο αυτό, η μέθοδος εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μη-γραμμικές (ανελαστικές) αναλύσεις, είτε στατικές (αναλύσεις pushover) είτε δυναμικές (αναλύσεις χρονοϊστορίας).

2.1.1 Στάθμες επιτελεστικότητας

Για την εξυπηρέτηση ευρύτερων κοινωνικών και οικονομικών αναγκών, θεσπίζονται διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας (στοχευόμενες συμπεριφορές) υπό δεδομένους αντίστοιχους σεισμούς σχεδιασμού.

Όλοι οι κανονισμοί ορίζουν, με μικρές διαφορές, τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας για το φέροντα οργανισμό και τα μη-φέροντα στοιχεία, ανάλογα με το επίπεδο βλαβών.

Άμεση χρήση μετά το σεισμό (Immediate Occupancy)

Όσον αφορά στο *φέροντα οργανισμό*, στη στάθμη αυτή (η οποία συμβολίζεται με A) το επίπεδο βλαβών είναι τέτοιο ώστε καμία λειτουργία να μη διακόπτεται κατά τη διάρκεια του σεισμού ή μετά από αυτόν, εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι επιτρέπονται μόνο μερικές αραιές τριχοειδείς ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα, οι οποίες δεν επηρεάζουν την ικανότητα της κατασκευής να φέρει τα κατακόρυφα και τα οριζόντια φορτία, στον ίδιο βαθμό όπως και πριν το σεισμό. Επίσης, ο κίνδυνος τραυματισμού ατόμων από τις βλάβες είναι πρακτικά αμελητέος.

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

Σημειώνεται ότι στον ΕΚ8-3, ως πρώτη στάθμη επιτελεστικότητας ορίζεται η *Οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών (DL – Limit state of damage limitation)*, η οποία δεν είναι ίδια με τη στάθμη *Άμεση χρήση*, αλλά αναφέρεται σε λίγο μεγαλύτερες βλάβες. Για το σχεδιασμό συνήθων κατασκευών, η στάθμη *Άμεση χρήση* συνδυάζεται με σεισμική διέγερση με περίοδο επανάληψης 72 χρόνια (50% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια) ενώ η στάθμη *Περιορισμού βλαβών* με σεισμική διέγερση με περίοδο επανάληψης 225 χρόνια (20% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια).

Προστασία Ζωής (Life Safety)

Όσον αφορά στο *φέροντα οργανισμό*, στη στάθμη αυτή (η οποία συμβολίζεται με Β) αναμένεται να εμφανιστούν βλάβες οι οποίες είναι επισκευάσιμες και δεν αποτελούν αιτία απώλειας της στατικής ευστάθειας της κατασκευής ή σοβαρού τραυματισμού ατόμων (μικροί τραυματισμοί, οι οποίοι όμως δεν αποτελούν κίνδυνο απώλειας ζωής, μπορούν να συμβούν) ή σημαντικών ζημιών σε αντικείμενα που βρίσκονται στην κατασκευή. Για την επαναχρησιμοποίηση της κατασκευής μετά το σεισμό απαιτείται να επισκευαστούν οι βλάβες.

Όσον αφορά στα *μη-φέροντα στοιχεία*, στη στάθμη αυτή (η οποία συμβολίζεται με β) αναμένονται βλάβες, οι οποίες όμως δεν αποτελούν κίνδυνο για άτομα εντός ή εκτός της κατασκευής, είτε λόγω πτώσης αντικειμένων είτε λόγω δευτερογενών αιτιών, όπως διαφυγή τοξικών ουσιών, αστοχία συστημάτων υψηλής πίεσης, κίνδυνος πρόκλησης πυρκαγιάς, κλπ.

Η στάθμη αυτή στον ΕΚ8 – 3 αναφέρεται ως *Οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών (SD – Limit state of significant damage)*.

Αποφυγή κατάρρευσης (Collapse Prevention)

Όσον αφορά στο *φέροντα οργανισμό*, στη στάθμη αυτή (η οποία συμβολίζεται με Γ) αναμένεται να εμφανιστούν εκτεταμένες, μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα βλάβες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα κατακόρυφα φορτία, αλλά η οριζόντια δυσκαμψία και η ικανότητα αντίστασης σε οριζόντια φορτία έχουν μειωθεί σημαντικά, με αποτέλεσμα η κατασκευή να μη διαθέτει άλλα περιθώρια ασφάλειας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης. Γι' αυτό υπάρχει κίνδυνος κατάρρευσης σε μετασεισμούς. Ο κίνδυνος σοβαρού τραυματισμού ατόμων από πτώσεις στοιχείων της κατασκευής είναι μεγάλος, εντός και εκτός αυτής. Για τη επαναχρησιμοποίηση της κατασκευής μετά το σεισμό *απαιτούνται εκτεταμένες επιδιορθώσεις*, ενώ είναι πιθανόν να μην είναι τεχνικά ή οικονομικά δυνατή η επισκευή της.

Όσον αφορά στα *μη-φέροντα στοιχεία*, στη στάθμη αυτή (η οποία συμβολίζεται με 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 καλά στερεωμένα, ώστε να μην υπάρχει κίνδυνος πτώσης τους σε χώρους συνάθροισης κοινού.

Η στάθμη αυτή στον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 αναφέρεται με το ίδιο όνομα, δηλαδή ως *Οριακή κατάσταση οιονεί κατάρρευσης (NC – Limit state of near collapse)*.

Η στάθμη επιτελεστικότητας της κατασκευής ορίζεται από το συνδυασμό μιας στάθμης επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού και μιας στάθμης επιτελεστικότητας των μη-φερόντων στοιχείων.

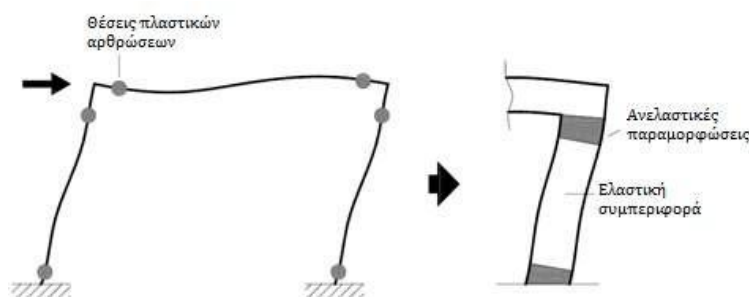
2.2.2 Η έννοια της πλαστικής άρθρωσης

Κατά την αποτίμηση μίας υφιστάμενης κατασκευής είναι σκόπιμο να λαμβάνεται υπόψη η πλαστιμότητα που διαθέτει, ώστε να προκύψουν ακριβή συμπεράσματα για την ικανότητά της. Ιδιαίτερα κατά την εφαρμογή ανελαστικών αναλύσεων απαιτείται να προσομοιωθεί η συμπεριφορά των δομικών μελών με όσο το δυνατόν μεγαλύτερη ακρίβεια σε όλο το φάσμα της απόκρισής τους.

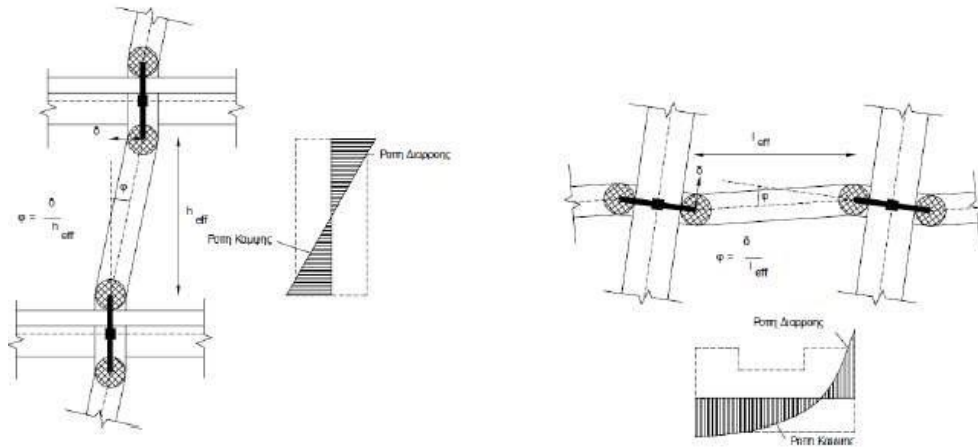
Η επαρκής πλαστιμότητα μίας κατασκευής είναι ο λόγος που τα μέλη της μετά τη διαρροή τους, μπορούν να αναπτύσσουν ανελαστικές παραμορφώσεις χωρίς να απομειώνεται η αντοχή τους. Η πλάστιμη συμπεριφορά επιτρέπει μεγάλες ανελαστικές παραμορφώσεις, χωρίς πτώση της αντοχής, και ταυτόχρονα ικανότητα απορρόφησης και έκλυσης της σεισμικής ενέργειας μέσα από σταθερού πλάτους βρόχους υστέρησης.

Οι ανελαστικές παραμορφώσεις αναπτύσσονται στα μέλη μίας κατασκευής όταν αυτά διαρρεύσουν. Η εμφάνιση των διαρροών συνδέεται με την αντοχή των μελών και την σχέση της με την αντίστοιχη ένταση σε διάφορες θέσεις κατά μήκος του μέλους. Όταν η ένταση σε μία διατομή ενός μέλους ξεπεράσει την αντοχή της τότε το μέλος διαρρέει. Δεδομένου ότι η κατανομή των εντατικών μεγεθών στα μέλη μίας κατασκευής που καταπονείται από τα κατακόρυφα φορτία της και τη δράση του σεισμού είναι γνωστή, είναι δυνατόν να εντοπιστούν οι θέσεις όπου αναμένεται να αναπτυχθούν ανελαστικές παραμορφώσεις. Οι θέσεις αυτές, συνήθως, εντοπίζονται στα άκρα των δοκών, στην κορυφή και τη βάση των υποστυλωμάτων, καθώς και σε περιοχές μεγάλου συγκεντρωμένου φορτίου. Τα παραπάνω αποτυπώνονται και στο σχεδιασμό νέων κατασκευών με την ύπαρξη κρίσιμων περιοχών σε δοκούς και υποστύλωματα, οι οποίες εκτείνονται σε συγκεκριμένες αποστάσεις από τα άκρα των μελών και για τις οποίες λαμβάνονται αυξημένα μέτρα, ώστε να αντιμετωπιστούν οι αντίστοιχα αυξημένες απαιτήσεις παραμόρφωσης τους σε ακραίες περιπτώσεις σεισμικής έντασης.

Κατά την επιβολή μίας αυξανόμενης έντασης σε μία κατασκευή, τα μέλη της σταδιακά διαρρέουν, δηλαδή μεγαλώνουν τα τμήματα στα άκρα του μέλους που επιτρέπουν ανελαστική συμπεριφορά. Επομένως τα μέλη μίας κατασκευής υπό σεισμική φόρτιση αναμένεται να αναπτύξουν ανελαστικές παραμορφώσεις σε περιοχές πεπερασμένου μήκους, οι οποίες αναφέρονται ως πλαστικές αρθρώσεις. Το υπόλοιπο τμήμα κάθε μέλους εξακολουθεί να συμπεριφέρεται ελαστικά (βλ. Σχήμα 3.2). Κατά το σχηματισμό των πλαστικών αρθρώσεων συντελείται ανακατανομή της έντασης στην κατασκευή, έτσι το φορτίο που μπορεί να αντισταθεί μία πλάστιμη κατασκευή αυξάνεται.

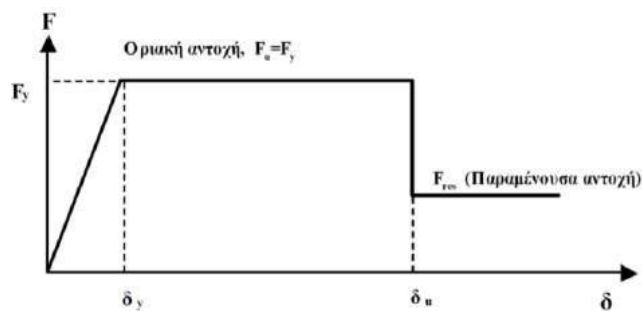


Σχήμα 3.2 Θέσεις πλαστικών αρθρώσεων σε πλαίσιο



Σχήμα 3.3 Πλαστικές αρθρώσεις και διαγράμματα ροπών

Για την εισαγωγή των πλαστικών αρθρώσεων στο προσομοίωμα, εντοπίζονται οι πιθανές θέσεις τους, γνωρίζοντας ότι εκτείνονται σε πεπερασμένο μήκος του δομικού στοιχείου. Η κατανομημένη πλαστικότητα προσομοιώνεται με τη χρήση ενός στροφικού ελατηρίου, το οποίο βρίσκεται στο μέσον της πλαστικής άρθρωσης. Οι ιδιότητές του προκύπτουν από διαγράμματα έντασης – παραμόρφωσης, τα οποία καθορίζονται είτε από το λογισμικό ανάλυσης, είτε από το χρήστη. (βλ. Σχήμα 3.4) Η μορφή του διαγράμματος είναι τέτοια, ώστε να προσεγγίζει κατά το δυνατόν την περιβάλλουσα των βρόχων υστέρησης κατά την επιβολή ανακυκλιζόμενης έντασης στο υπόψιν μέλος. Τελικώς υιοθετείται ένα πολυγραμμικό διάγραμμα, με αρχικό ελαστικό κλάδο που εκτείνεται για μέλη σκυροδέματος μέχρι τη θεωρητική διαρροή της κρίσιμης διατομής και στη συνέχεια έναν ευθύγραμμο κλάδο που εκφράζει την ανελαστική απόκριση και εκτείνεται μέχρι τη θεωρητική αστοχία του μέλους.

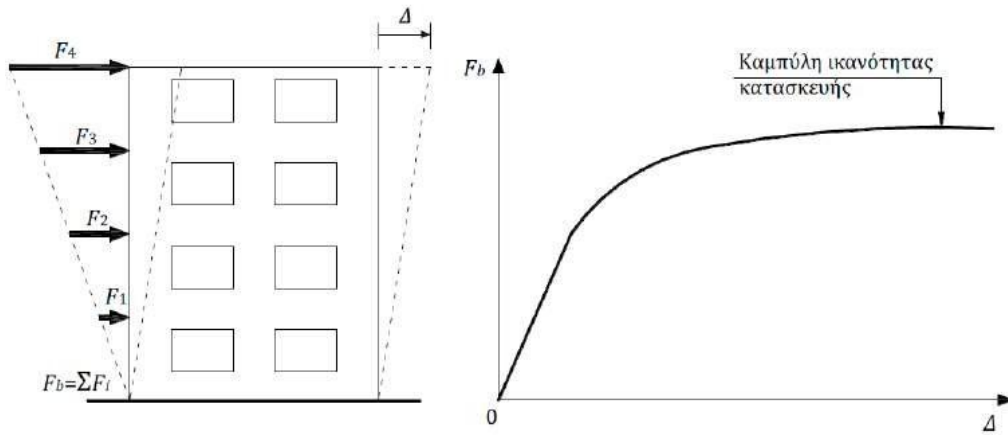


Σχήμα 3.4 Διάγραμμα έντασης – παραμόρφωσης

2.2.3 Καμπύλη ικανότητας (capacity curve)

Ο καθορισμός των διάφορων σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται πάνω στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής. Η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας γίνεται με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης ενός σημείου αναφοράς (σε κτίρια συνήθως χρησιμοποιείται η μετακίνηση Δ του ΚΜ του ανώτερου ορόφου) για διάφορες τιμές του συνολικού οριζόντιου φορτίου $\square\square$ (δηλαδή της τέμνουσας βάσης) και για δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους (βλ. Σχήμα 3.5). Ως κατανομή

των φορτίων καθ' ύψος μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τριγωνική κατανομή, η ομοιόμορφη κατανομή, η πρώτη ιδιομορφή, ή ακόμη και περισσότερο πολύπλοκες κατανομές που βασίζονται στις μετακινήσεις των ορόφων λαμβάνοντας υπόψη και τη συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών. Για την κατασκευή αυτής της καμπύλης γίνονται πολλές στατικές επιλύσεις με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμός της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα (μεθοδολογία pushover), λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρέυσει σε προηγούμενα βήματα.



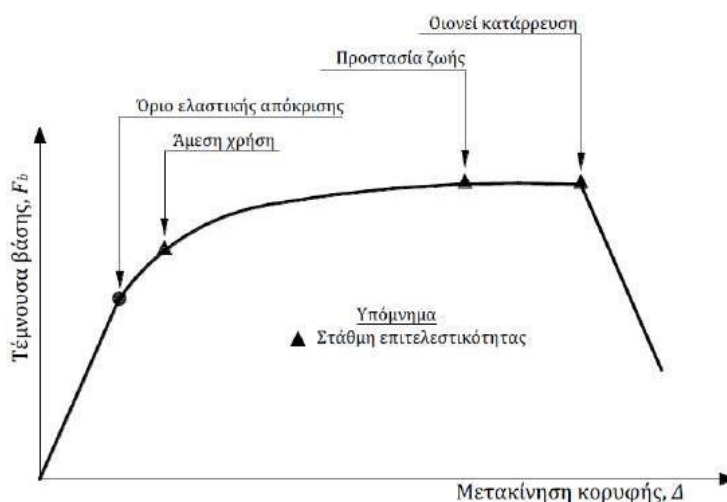
Σχήμα 3.5 Κατασκευή καμπύλης ικανότητας πολυώροφου κτιρίου

2.2.4 Στάθμες επιτελεστικότητας διατομής

Πάνω στην καμπύλη $F - \delta$ του δομικού στοιχείου ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας με βάση τις αντίστοιχες ανεκτές παραμορφώσεις. Στο Σχήμα 3.8 το σημείο Ε αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας *προστασία ζωής*. Ο ορισμός των σημείων επιτελεστικότητας Ε δίνεται στους διάφορους κανονισμούς ανάλογα με το είδος του στοιχείου (υποστυλώματα, δοκοί, κλπ), τον τρόπο αστοχίας (δηλαδή εάν η συμπεριφορά είναι πλαστική ή ψαθυρή) και την κατηγοριοποίηση του στοιχείου σε *πρωτεύον* ή *δευτερεύον*.

2.2.5 Στάθμες επιτελεστικότητας κατασκευής

Αφού καθοριστούν οι καμπύλες $F - \delta$ που περιγράφουν τη συμπεριφορά των στοιχείων της κατασκευής και οι στάθμες επιτελεστικότητας κάθε στοιχείου πάνω στην αντίστοιχη καμπύλη, στη συνέχεια μπορεί να κατασκευαστεί η καμπύλη ικανότητας όλης της κατασκευής και να τοποθετηθούν πάνω σε αυτή τα σημεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας συνολικά για την κατασκευή, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.9.



Σχήμα 3.9 Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας

Πρέπει να σημειωθεί ότι ο καθορισμός των σημείων επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας, δηλαδή των μετακινήσεων κορυφής Δ που αντιστοιχούν στα αντίστοιχα επίπεδα βλαβών, δεν είναι προφανής και συνήθως απαιτεί καλή κρίση μηχανικού. Αυτό συμβαίνει γιατί μία στάθμη επιτελεστικότητας της κατασκευής ως σύνολο δεν προκύπτει αναγκαστικά από τη μετακίνηση κορυφής που αντιστοιχεί στη στιγμή που το πρώτο στοιχείο της κατασκευής φτάνει στην αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας. Επειδή η κατασκευή αποτελείται από πολλά στοιχεία, είναι πιθανόν ένα μικρό ποσοστό των στοιχείων να έχει περάσει κάποια στάθμη επιτελεστικότητας, αλλά η κατασκευή ως σύνολο να βρίσκεται ακόμη κάτω από την αντίστοιχη στάθμη. Επομένως, ο μηχανικός θα πρέπει να αξιολογήσει τη σημασία που έχει στη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής η εμφάνιση βλαβών σε κάθε μέλος. Σε αυτό το πνεύμα γίνεται από τον ΕΚ8-1 ο διαχωρισμός των στοιχείων σε *πρωτεύοντα* ή *κύρια* και *δευτερεύοντα*, ώστε να βοηθηθεί ο μηχανικός σε τέτοιου είδους κρίσεις και αποφάσεις.

Για κάθε επίπεδο επιτελεστικότητας, οι επιτρεπόμενες παραμορφώσεις και οι αναμενόμενες βλάβες που αντιστοιχούν στα δευτερεύοντα στοιχεία είναι μεγαλύτερες από αυτές των πρωτευόντων. Έτσι, ο μηχανικός έχει τη δυνατότητα να ορίσει κάποια μέλη της

κατασκευής στα οποία έχει υπερβληθεί η επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας ως δευτερεύοντα, μετατοπίζοντας έτσι το αντίστοιχο σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής προς τα δεξιά, δηλαδή, αυξάνοντας τα επιτρεπτά επίπεδα παραμόρφωσης. Μετά τον διαχωρισμό των στοιχείων σε πρωτεύοντα και δευτερεύοντα, μπορούν να οριστούν οι στάθμες επιτελεστικότητας της κατασκευής, π.χ. ως τα σημεία πάνω στην καμπύλη ικανότητας που το πρώτο πρωτεύον στοιχείο φθάνει στην αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας.

3 Μη γραμμική στατική ανάλυση (Push-Over)

Ο προσδιορισμός της ανελαστικής απόκρισης ενός κτιρίου μέσω της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης ακολουθεί τέσσερα βασικά βήματα:

1. Κατασκευή καμπύλης ικανότητας
2. Κατασκευή φάσματος ικανότητας ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος
3. Προσδιορισμός απόκρισης ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος
4. Προσδιορισμός απόκρισης κτιρίου.

3.1 Προϋποθέσεις εφαρμογής

Η μη γραμμική στατική ανάλυση συνίσταται να εφαρμόζεται όταν διασφαλίζεται τουλάχιστον επίπεδο γνώσης: *Κανονική Γνώση*.

Εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική. Για τον έλεγχο της προϋπόθεσης αυτής απαιτείται μια αρχική δυναμική ελαστική ανάλυση όπου θα συνεκτιμώνται οι ιδιομορφές οι οποίες συνεισφέρουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Κατόπιν θα γίνεται δεύτερη δυναμική ελαστική ανάλυση με βάση μόνο την πρώτη ιδιομορφή (σε κάθε διεύθυνση). Η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών θεωρείται ότι είναι σημαντική όταν η τέμνουσα σε κάθε όροφο που προκύπτει από την πρώτη ανάλυση υπερβαίνει το 130% εκείνης από τη δεύτερη ανάλυση. Για τις πιο πάνω δυναμικές αναλύσεις γίνεται χρήση του ελαστικού φάσματος του ΕΚ8 – 1. Σύμφωνα με [15] §3.3.1, η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική (η θεμελιώδης ιδιομορφή είναι δεσπόζουσα) για κτίρια με θεμελιώδεις ιδιοπεριόδους έως 1 sec.

Όταν η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, επιτρέπεται να εφαρμόζεται η στατική ανελαστική ανάλυση, υπό τον όρο ότι θα εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση. Στην περίπτωση αυτή, διεξάγονται όλοι οι έλεγχοι και με τις δύο μεθόδους, ενώ επιτρέπεται μια αύξηση κατά 25 % των τιμών των παραμέτρων που υπεισέρχονται στα κριτήρια ελέγχου και των δύο μεθόδων.

3.2 Προσομοίωση

Συμπληρωματικά των όσων αναφέρονται στην §3.8.2 μπορούν να σημειωθούν τα παρακάτω.

Στη στατική ανελαστική ανάλυση το προσομοίωμα του κτιρίου πρέπει να συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου δύναμης – παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων. Η σχέση έντασης – παραμόρφωσης κάθε στοιχείου θα συμπεριλαμβάνεται στο προσομοίωμα, μέσω πλήρων καμπυλών μονότονης φόρτισης μέχρι αστοχίας, οι οποίες θα περιλαμβάνουν τη φάση εξασθένησης της αντίστασης του πλάστιμου στοιχείου, καθώς και την παραμένουσα αντίστασή του.

Κτίρια, τα οποία δεν ικανοποιούν τα κριτήρια κανονικότητας πρέπει να μελετώνται χρησιμοποιώντας χωρικό προσομοίωμα. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§ 5.4.9), σε κτίρια χωρίς έντονη ασυμμετρία σε κάτοψη επιτρέπεται να εκτελούνται δύο ανεξάρτητες αναλύσεις με οριζόντια φορτία που εφαρμόζονται σε μία μόνον διεύθυνση. Σε αυτήν την περίπτωση η στοχευόμενη μετακίνηση πρέπει να επαυξάνεται κατά 30%.

3.3 Φορτία

Τα κατακόρυφα φορτία των στοιχείων πρέπει να συμπεριλαμβάνονται στην ανάλυση, ώστε να συνδυάζονται με τα οριζόντια φορτία, σύμφωνα με τον σεισμικό συνδυασμό του ΕΚ8. Τα οριζόντια φορτία, στα οποία υποβάλλεται το προσομοίωμα της κατασκευής, κατανέμονται κατά τρόπο ανάλογο προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού και αυξάνονται μονότονα, μέχρις ότου κάποιο δομικό στοιχείο δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Εφαρμόζονται σε δύο αντίθετες διευθύνσεις με θετικό και αρνητικό πρόσημο και ο έλεγχος γίνεται για τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη, που προκύπτουν σε κάθε στοιχείο.

3.3.1 Κατανομή σεισμικών φορτίων καθ' ύψος

Τα οριζόντια σεισμικά φορτία εφαρμόζονται στατικά στο προσομοίωμα στις θέσεις των μαζών, δηλαδή στη στάθμη κάθε διαφράγματος (πλάκα ορόφου), σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών δυνάμεων του σεισμού.

Η κατανομή των οριζόντιων πλευρικών φορτίων μεταβάλλεται συνεχώς κατά τη διάρκεια ενός ισχυρού σεισμού, καθώς τμήματα του φορέα διαρρέουν και η δυσκαμψία τους αλλάζει. Οι ακραίες τιμές της κατανομής εξαρτώνται από το βαθμό ανελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Επομένως, για όλες τις αναλύσεις απαιτείται η εφαρμογή δύο, τουλάχιστον, διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών φορτίων, ώστε να περικλείουν το εύρος των δράσεων που είναι πιθανό να συμβούν κατά τη διάρκεια της πραγματικής δυναμικής συμπεριφοράς της κατασκευής και να λαμβάνεται υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων, λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών.

Σύμφωνα με τον ΕΚ8 – 1, μπορούν να εφαρμοστούν οι εξής κατανομές:

- “ομοιόμορφη” κατανομή, βασισμένη σε οριζόντια φορτία ανάλογα ως προς τη μάζα κάθε ορόφου ανεξάρτητα από τη στάθμη του (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης)
- “ιδιομορφική” κατανομή, ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά με την κατανομή οριζοντίων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση, όπως προκύπτει από ελαστική

ανάλυση.

3.4 Καθορισμός κόμβου ελέγχου

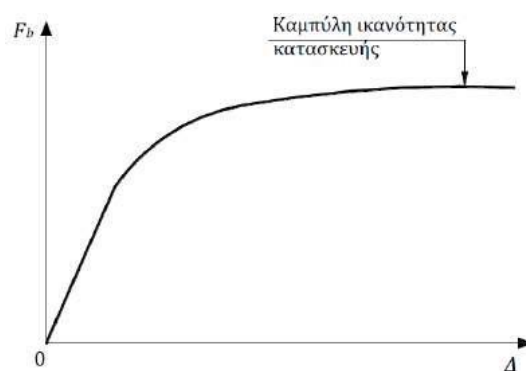
Ο κόμβος ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης λαμβάνεται εν γένει στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Για κτίρια με σοφίτες ή μικρούς οικίσκους στο δώμα, ο κόμβος ελέγχου πρέπει να λαμβάνεται στην οροφή του πλήρους υποκείμενου ορόφου.

3.5 Καμπύλη ικανότητας

Η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής υπολογίζεται από τη διαδικασία που περιγράφεται παραπάνω, και η τυπική μορφή της δίνεται στο Σχήμα 5.1. Η συνεχώς ελαττούμενη κλίση αναπαριστά την προοδευτική μείωση της δυσκαμψίας της κατασκευής, η οποία οφείλεται στην αυξανόμενη πλευρική μετακίνηση, την προοδευτική διαρροή των στοιχείων του φέροντος οργανισμού και τις βλάβες που σημειώνονται στο φορέα.

Σύμφωνα με τον ΕΚ8 – 1 η χάραξη της καμπύλης ικανότητας πρέπει να γίνεται για τιμές της μετακίνησης ελέγχου, που κυμαίνονται από μηδέν έως το 150%, κατ' ελάχιστον, της στοχευόμενης μετακίνησης. Αυτό γίνεται αφενός για να είναι η διγραμμική καμπύλη, που θα χρησιμοποιηθεί για τους ελέγχους αντιπροσωπευτική της διαθέσιμης ικανότητας της κατασκευής και αφετέρου για να διασφαλιστεί η αριθμητική ευστάθεια της μεθόδου ανάλυσης στη στάθμη της μετακίνησης ελέγχου.

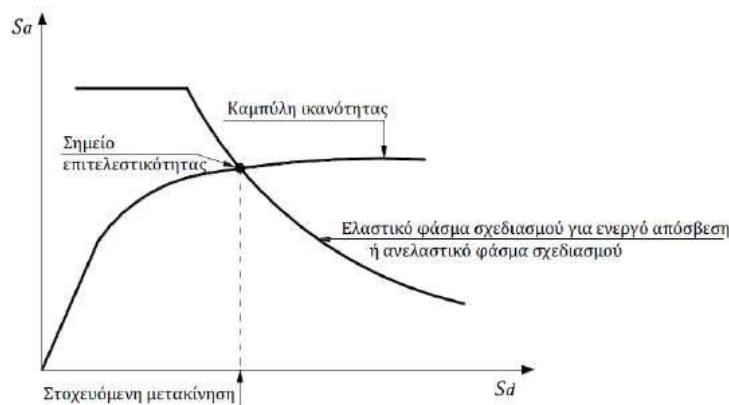
Στην πρακτική εφαρμογή της μεθόδου αρκεί η χάραξη μέχρι ένα σημείο που αντιστοιχεί σε μετακίνηση μεγαλύτερη π.χ. κατά 50% από τη στοχευόμενη. Ωστόσο, συνίσταται να χαράσσεται η «πλήρης» καμπύλη αντίστασης, δηλαδή μέχρι τη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε ουσιώδη πτώση της αντοχής του φορέα, ώστε πέραν της μέγιστης φέρουσας ικανότητας της κατασκευής να μπορεί να γίνει και μία εκτίμηση της διαθέσιμης πλαστιμότητας μετακινήσεων .



Σχήμα 5.1 Τυπική καμπύλη ικανότητας

3.6 Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης

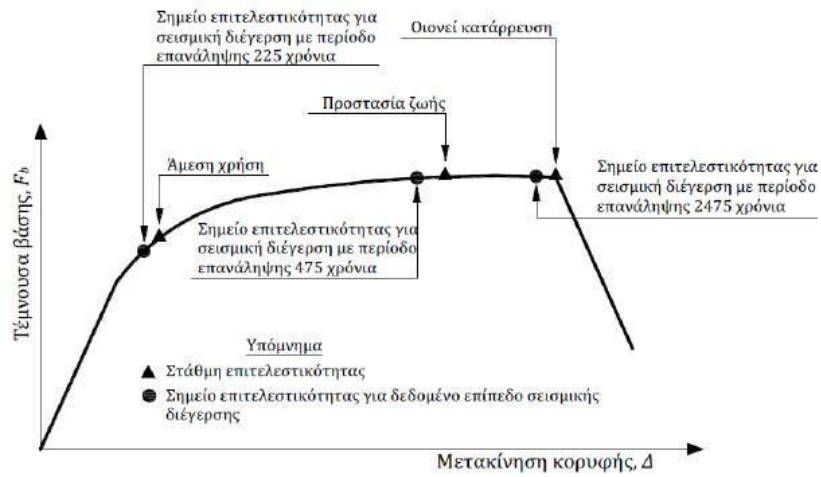
Η γενική φιλοσοφία υπολογισμού που ακολουθείται είναι ότι για τη στοχευόμενη μετακίνηση η ικανότητα της κατασκευής να παραλαμβάνει σεισμικά φορτία (capacity) πρέπει να είναι ίδια με την αντίστοιχη απαίτηση σύμφωνα με το φάσμα σχεδιασμού (demand). Δηλαδή, το σημείο επιτελεστικότητας προκύπτει ως το σημείο τομής του φάσματος ικανότητας της κατασκευής (το φάσμα ικανότητας προκύπτει από μετατροπή της καμπύλης ικανότητας σε μορφή ADRS) και του ανελαστικού φάσματος (επίσης σε μορφή ADRS) για την αντίστοιχη πλαστιμότητα ή του ελαστικού φάσματος για την ενεργό απόσβεση (Σχήμα 5.2).



Σχήμα 5.2 Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

3.7 Έλεγχος στοχευόμενης ικανότητας

Για να ελεγχθεί εάν μία κατασκευή ικανοποιεί κάποια στάθμη επιτελεστικότητας πρέπει να εξεταστεί εάν, για το σεισμό σχεδιασμού με την αντίστοιχη περίοδο επανάληψης, η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (στοχευόμενη μετακίνηση – *target displacement*) αντιστοιχεί σε σημείο επιτελεστικότητας (*performance point*) πάνω στην καμπύλη ικανότητας που βρίσκεται πριν την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας. Διαπιστώνεται έτσι εάν έχει υπερβληθεί ή όχι κάποιος στόχος σεισμικής ικανότητας.



Σχήμα 5.9 Σύγκριση σημείου επιτελεσματικότητας για το σεισμό σχεδιασμού και της αντίστοιχης στάθμης επιτελεσματικότητας

Για τη στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε κάποια στάθμη σεισμικής δόνησης, μπορεί να ελεγχθεί σε ποιο σημείο της δικής του καμπύλης $F - \delta$ βρίσκεται κάθε στοιχείο. Στοιχεία, στα οποία υπάρχει υπέρβαση της επιθυμητής στάθμης επιτελεσματικότητας, πρέπει να ενισχυθούν και η όλη διαδικασία να επαναληφθεί.

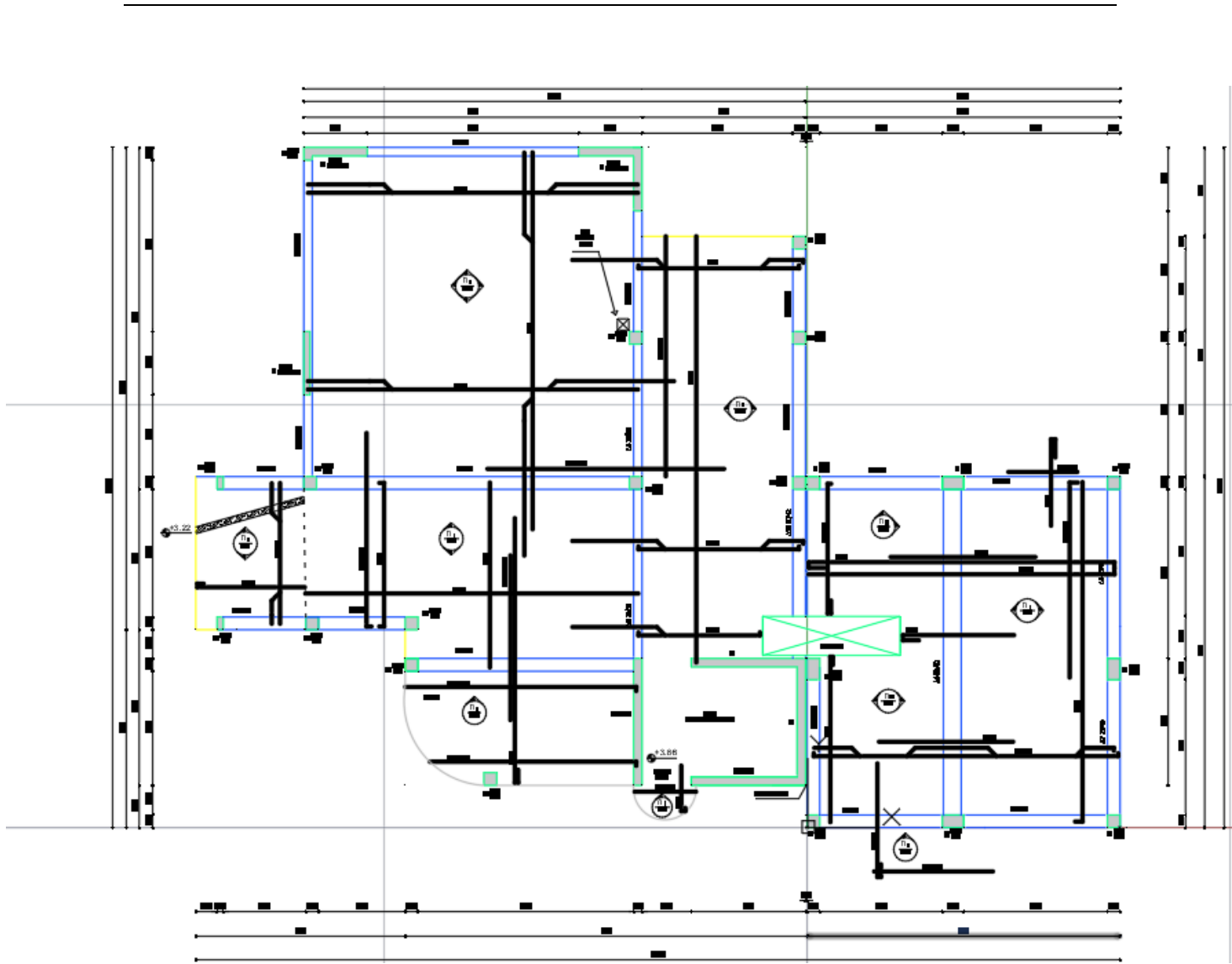
4 Περιγραφή και Προσομοίωση υφιστάμενης κατασκευής

4.1 Περιγραφή υφιστάμενης κατασκευής

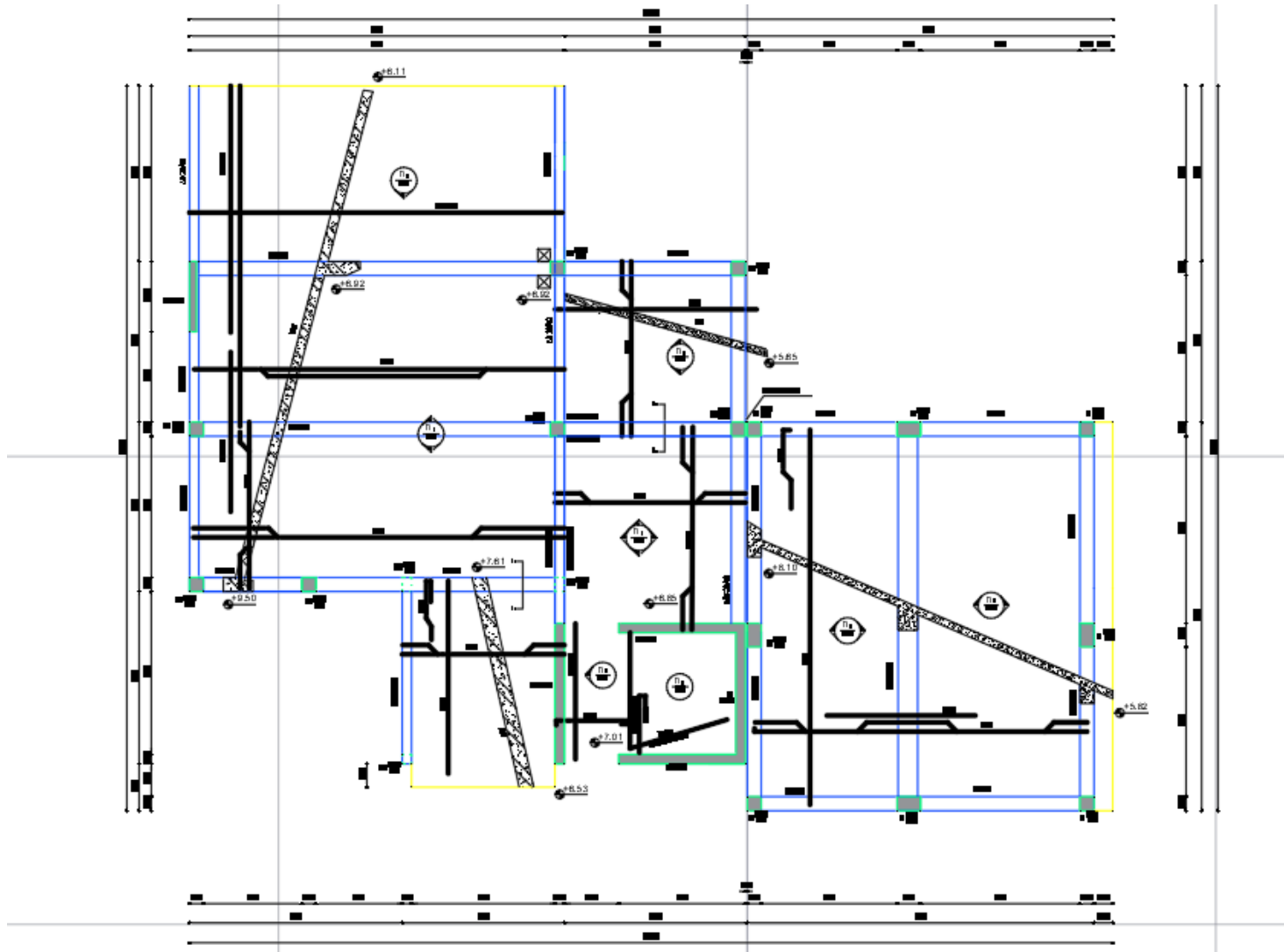
Η υπό μελέτη κατασκευή είναι ένα υφιστάμενο διώροφο κτίριο κατοικίας από οπλισμένο σκυρόδεμα, που αποτελείται από δυο στατικώς ανεξάρτητα κτίρια, τα οποία χωρίζονται μεταξύ τους με αρμό διαστολής.

Η κατασκευή μελετήθηκε το 1985, συνεπώς η στατική μελέτη έγινε σύμφωνα με τον ισχύοντα Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος του 1954 (Κ.Ω.Σ 1954) και τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959, όπως τροποποιήθηκε το 1984. Το δόμημα δεν έχει υποστεί παρεμβάσεις ή αλλαγές κατά το παρελθόν και βρίσκεται στην περιοχή του Διόνυσου Αττικής.

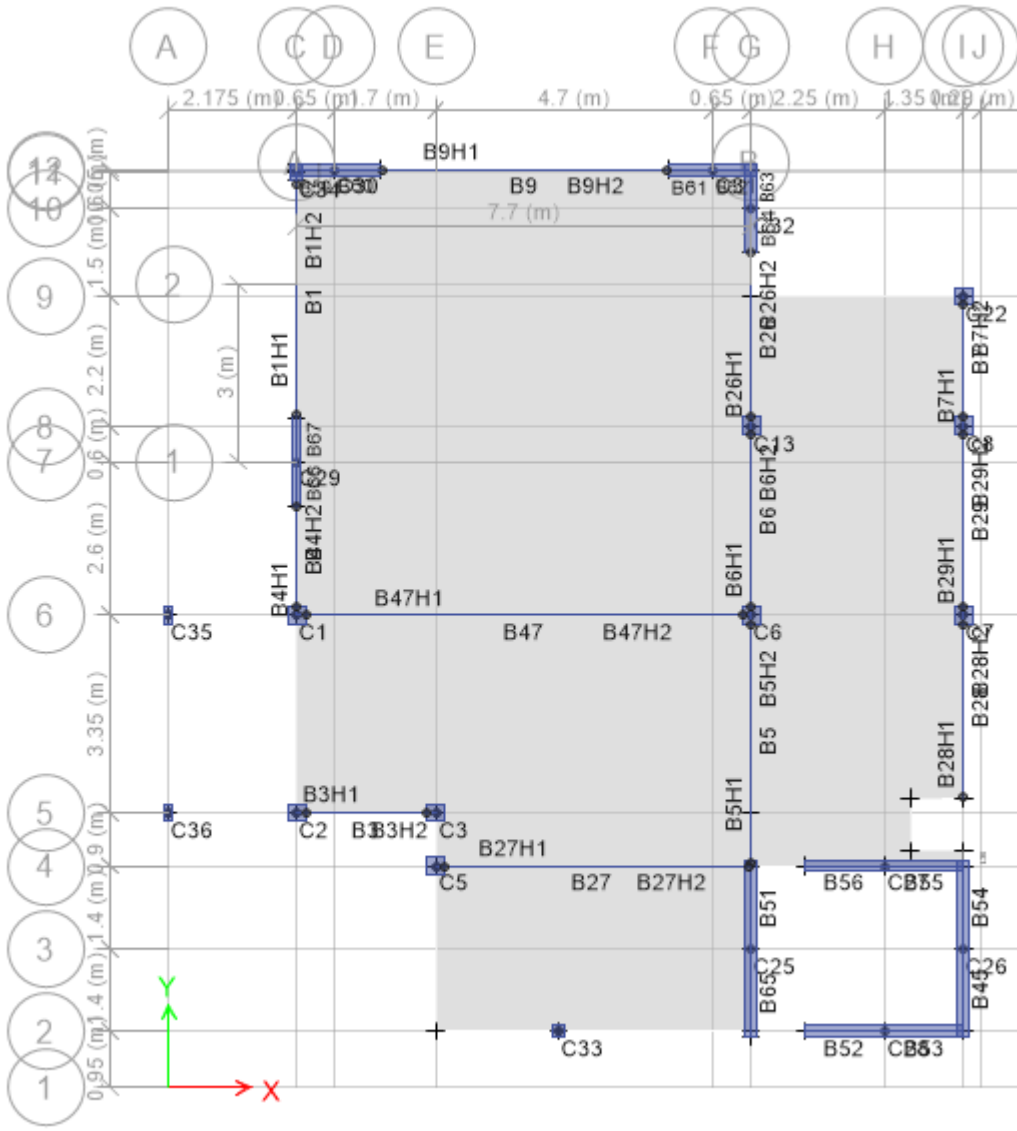
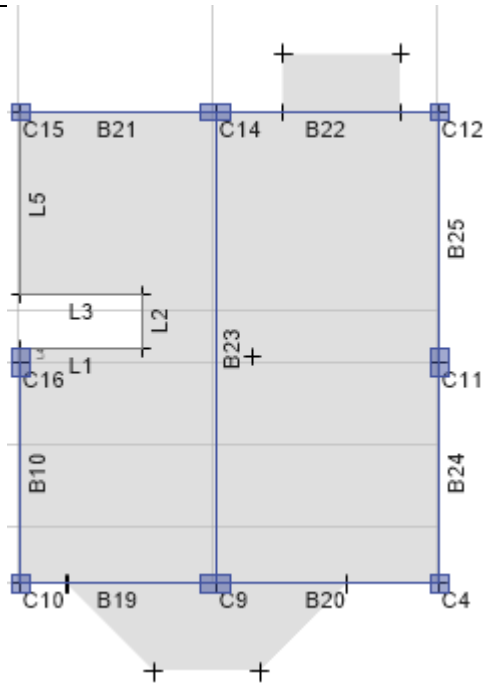
Στα ακόλουθα σχήματα φαίνονται οι ξυλότυποι της κατασκευής. Από εδώ και στο εξής όταν γίνεται αναφορά στο κτίριο αριστερά, θα αναφέρεται ως κτίριο Α, ενώ το κτίριο δεξιά, ως κτίριο Β.



Σχήμα 4 .1 Ευλότυπος οροφής ισογείου



Σχήμα 4.2 Ευλότυπος οροφής ορόφου



4.2 Προσομοίωση υφιστάμενης κατασκευής

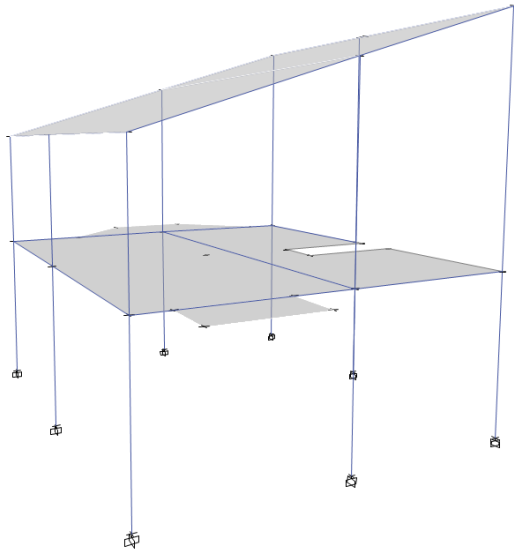
Η προσομοίωση της κατασκευής έγινε με το λογισμικό ETABS 18. Επιλέγεται η μόρφωση ενός χωρικού προσομοιώματος, το οποίο αποτελείται από γραμμικά και επιφανειακά στοιχεία. Οι δοκοί, τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα προσομοιώνονται με γραμμικά – ραβδωτά στοιχεία πλαισίου έξι βαθμών ελευθερίας (frame elements). Για τα τοιχώματα ειδικά η προσομοίωση γίνεται με γραμμικό στοιχείο πλαισίου στο κέντρο βάρους του τοιχώματος, με διατομή τις διαστάσεις του τοιχώματος και δεξιά και αριστερά άκαμπτο μέλος μέχρι και την παρειά του. Οι πλάκες προσομοιώνονται με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία κελύφους, συγκεκριμένα με τετρακομβικά στοιχεία κελύφους με έξι βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο (shell elements), έτσι ώστε να λαμβάνεται υπόψη το ίδιο βάρος τους και να κατανέμουν τα επιφανειακά φορτία στις δοκούς.

Στα προσομοιώματα της αποτίμησης και του ανασχεδιασμού αγνοήθηκε η συμμετοχή των τοιχοπληρώσεων στη δυσκαμψία της κατασκευής, και επιβλήθηκαν τα φορτία της με το κατάλληλο επιφανειακό φορτίο. Ωστόσο, για την μελέτη της επιρροής των τοιχοπληρώσεων στην δυσκαμψία και στην γενικότερη απόκριση του κτιρίου, δημιουργήθηκε προσομοίωμα, στο οποίο η τοιχοπλήρωση προσομοιώνεται με τη μέθοδο του διαγώνιου θλιπτήρα. Τα αποτελέσματα της επιρροής παρουσιάζονται σε επόμενο κεφάλαιο.

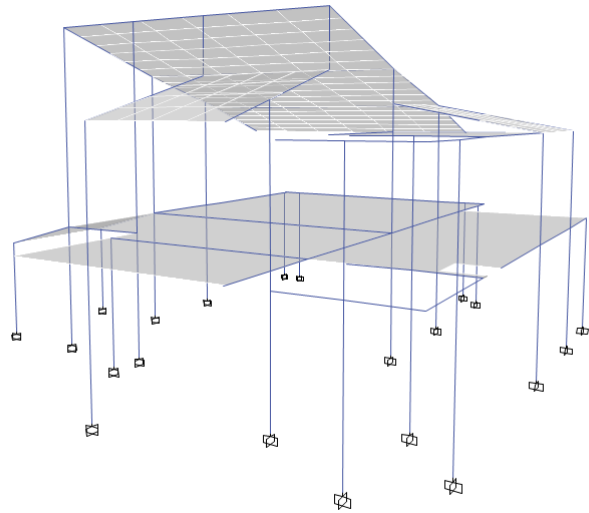
Η απόληξη του κλιμακοστασίου δε προσομοιώθηκε, αλλά μεταφέρθηκαν τα φορτία και η μάζα των δομικών στοιχείων στα τοιχώματα του κλιμακοστασίου στα οποία και εδράζεται.

Στο κτίριο Β υπάρχει υπόγειο το οποίο αποτελείται από περιμετρικά τοιχεία μεγάλου μεγέθους, άρα θεωρείται ότι επιτυγχάνεται το απαραμόρφωτο της στάθμης του ισόγειου. Για το κτίριο Α, δεν υπάρχει καμία ανισοσταθμία στη θεμελίωση και πραγματοποιείται στο ίδιο ύψος με αυτή του κτιρίου Β. Για αυτό επιλέγεται να μην γίνει προσομοίωση του υπογείου και να χρησιμοποιηθούν πακτώσεις για την στήριξη του προσομοιώματος της ανωδομής στο έδαφος.

Να σημειωθεί ότι η σκάλα που φαίνεται στις κατόψεις μεταξύ του κτιρίου Α και Β, είναι μεταλλική, και δε συμμετέχει στον φέροντα οργανισμό των κτιρίων.



Σχήμα 4.5 Τρισδιάστατη απεικόνιση προσομοιώματος κτιρίου Β



Σχήμα 4.6 Τρισδιάστατη απεικόνιση προσομοιώματος κτιρίου Α

4.3 Υλικά

Για την αποτίμηση της συμπεριφοράς των κατασκευών δε χρησιμοποιούνται οι χαρακτηριστικές τιμές αντοχής των υλικών, αλλά οι μέσες, ως μία εκτίμηση της πραγματικής αντοχής των υλικών.

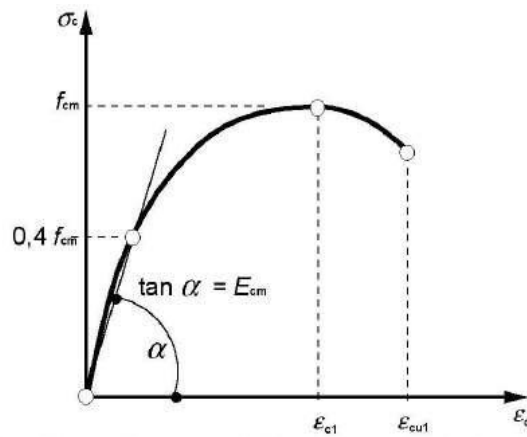
Στον υπό μελέτη φορέα δεν έχει επιτελεστεί κάποια επί τόπου επιθεώρηση, διατίθενται όμως τα αρχικά λεπτομερή κατασκευαστικά σχέδια από τα οποία προσδιορίζονται οι γεωμετρικές ιδιότητες του δομικού φορέα, η ποσότητα και η διαμόρφωση λεπτομερειών οπλισμού και οι μηχανικές ιδιότητες των υλικών. Για το λόγο αυτό θεωρούμε στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων ικανοποιητική.

4.3.1 Σκυρόδεμα

Για την κατασκευή του κτιρίου χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα ποιότητας B160 (αντοχή κυβικού δοκιμίου 16 MPa, Β.Δ. 1954), το οποίο αντιστοιχεί στην κατηγορία C12/15 του Ευρωκώδικα 2, με τα παρακάτω χαρακτηριστικά (ΕΚ2 – 1.1, § 3.1.3):

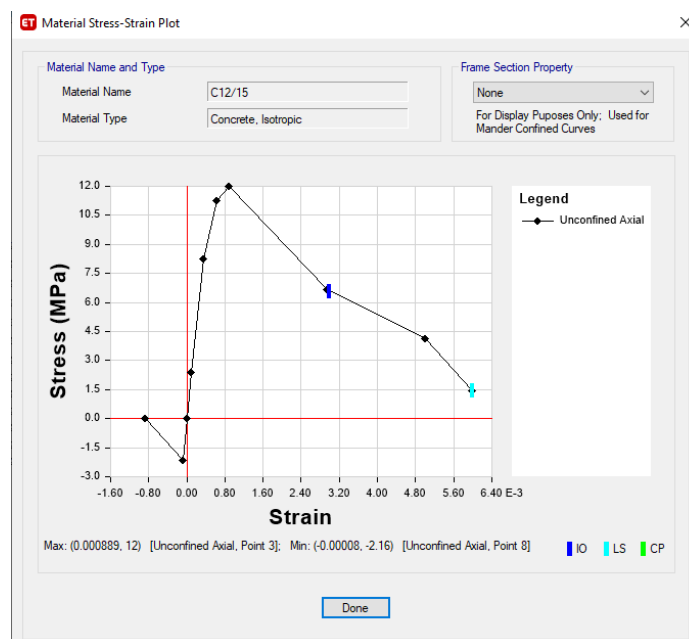
- Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή κυλίνδρου: $f_{ck}=12$ MPa
- Μέση θλιπτική αντοχή: $f_{cm}=20$ MPa ($=f_{ck}+8$)
- Αντιπροσωπευτική αντοχή για σεισμική αποτίμηση: $f_{cm}/1,2=16,67$ MPa

Στο Σχήμα 4.7 δίνεται το διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων του σκυροδέματος σύμφωνα με το μοντέλο που προτείνει ο ΕΚ2.



Σχήμα 4.7 Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων σκυροδέματος (ΕΚ2)

Και στο σχήμα 4.8 δίνεται το διάγραμμα τάσεων- παραμορφώσεων όπως αυτό προκύπτει από το λογισμικό του Etabs με βάση τα δεδομένα που εισάγαμε.



Σχήμα 4.8 Διάγραμμα τάσεων - παραμορφώσεων σκυροδέματος (Mander)

4.3.2 Χάλυβας Οπλισμού

Για τον οπλισμό της κατασκευής χρησιμοποιήθηκε χάλυβας οπλισμού ποιότητας ST III με τα παρακάτω χαρακτηριστικά (Β.Δ. 1954):

- Χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής: $f_{yk} = 420 \text{ MPa}$
- Χαρακτηριστική τιμή εφελκυστικής αντοχής: $f_{tk} = 500 \text{ MPa}$

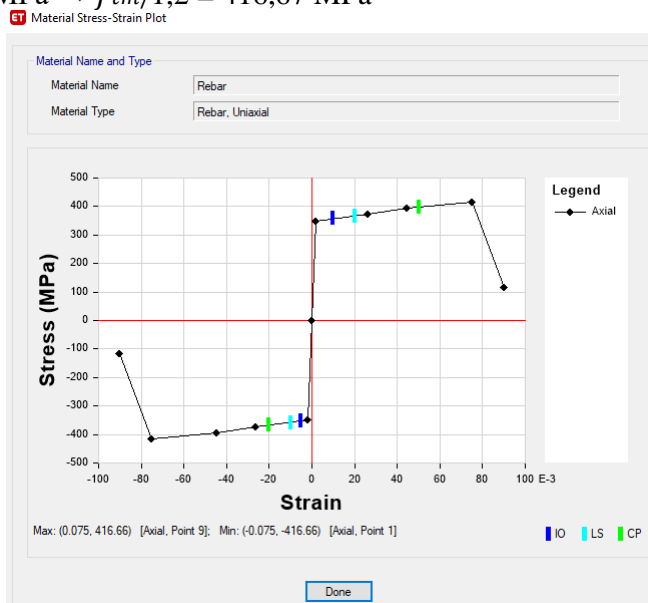
Π Ι Ν Α Κ Ι

Κατηγορία	Ε Ν Δ Ε Ι Ξ Ε Ι Σ	Διάμετρος mm	Ελάχιστον όριον διαρροής Kg/cm ²	Αντοχή εις εφελκυσμόν Kg/cm ²	Ελάχιστη μήκυν- σις επίμηκους προτύπου δοκαμίου %
1	2	3	4	5	6
I	Κοινός Χάλυψ I		2200	3400-5000	18
II ^a	Χάλυψ II (φυσικώς σκληρός μέχρι τούδε «χάλυψ ύψηλης αντοχής»)	≤ 18	3600	5000-6200	20
		> 18	3400		
II ^b	Ειδικός χάλυψ II (κατεργασμένος εν ψυχρῶ)	≤ 18	3600	} ≥ 5000	14
		> 18	3400		
III ^a	Χάλυψ III (φυσικώς σκληρός)	≤ 18	4200	} ≥ 5000	18
		> 18	4000		
III ^b	Ειδικός Χάλυψ III (κατεργασμένος εν ψυχρῶ) Μόνον υπό ειδικήν μορφήν	≤ 18	4200	} ≥ 5000	8
		> 18	4000		
IV ^a	Χάλυψ IV (φυσικώς σκληρός)		5000	-	16
IV ^b	Ειδικός χάλυψ IV (κατεργασμένος εν ψυχρῶ δικτυωτός όπλι- σμός μετά άμετατόπιστων κόμβων ώς π. χ. δικτυωτά έλάσματα).		5000	-	8

Σχήμα 4.9. Μηχανικά χαρακτηριστικά χαλύβων οπλισμού σύμφωνα με Β.Δ. 1954

Συντηρητικά, λαμβάνεται η μέση τιμή αντοχής ίση με τη χαρακτηριστική:

- $f_{ym} = f_{yk} = 420 \text{ MPa} \rightarrow f_{ym}/1,2 = 350 \text{ MPa}$
- $f_{tm} = f_{tk} = 500 \text{ MPa} \rightarrow f_{tm}/1,2 = 416,67 \text{ MPa}$



Σχήμα 4.9 Διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων χάλυβα οπλισμού (Simple)

4.4 Απομείωση δυσκαμψίας για τα δομικά στοιχεία

Σε φορείς από οπλισμένο σκυρόδεμα για τον υπολογισμό των δυσκαμψιών των δομικών στοιχείων πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ότι μέρος της διατομής τους ρηγματώνεται και δεν λειτουργεί, καθώς και ότι συνυπάρχουν φαινόμενα διάτμησης και εξόλκευσης οπλισμών. Για το λόγο αυτό, οι κανονισμοί προτείνουν την απομείωση των δυσκαμψιών των στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Συγκεκριμένα, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ η απομείωση για τα δομικά στοιχεία στην ελαστικές ανάλυσεις γίνεται με βάση των παρακάτω πίνακα :

A/a	Δομικό στοιχείο	Δυσκαμψία
1.1	Υποστώλωμα εσωτερικό	$0,8*(E_c I_g)$
1.2	Υποστώλωμα περιμετρικό	$0,6*(E_c I_g)$
2.1	Τοίχωμα, μή - ρηγματωμένο	$0,7*(E_c I_g)$
2.2	Τοίχωμα, ρηγματωμένο (1)	$0,5*(E_c I_g)$
3	Δοκός (2)	$0,4*(E_c I_g)$

Πίνακας 4.1 Απομείωση δυσκαμψίας για ρηγματωμένες διατομές

Η στρεπτική δυσκαμψία όλων των στοιχείων (εφόσον δεν αγνοείται) μπορεί να λαμβάνεται ίση με το 10% της γεωμετρικής τιμής. Η δυστένεια ΕΑ δεν απομειώνεται σε κανένα δομικό στοιχείο, δεδομένου ότι τα μεν κατακόρυφα στοιχεία βρίσκονται γενικώς υπό μόνιμη θλίψη λόγω των φορτίων βαρύτητας, οι δε δοκοί είναι ενσωματωμένες στις θεωρούμενες ως απαραμόρφωτες εντός του επιπέδου τους πλάκες (διαφραγματική λειτουργία).

4.5 Φορτία

Με βάση των Ευρωκώδικα τα φορτία τα οποία επιβάλλονται στους φορείς είναι τα εξής:

- Μόνιμα (G): ίδιο βάρος φορέα, επικαλύψεις, τοίχοι πληρώσεως

Ίδιο βάρος σκυροδέματος: $\gamma_c=25\text{KN/m}^3$

Ίδιο βάρος χάλυβα: $\gamma_s= 78,5\text{KN/m}^3$

Λοιπά μόνιμα: $G_{\text{plus}}=4\text{KN/m}^2$

Επικάλυψη δαπέδων – εξωστών= 2KN/m^2

Λοιπά μόνιμα στέγης(μη βατής): $G_{\text{plus}}=1,3 \text{ KN/m}^2$

- Κινητά (Q): επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα (ωφέλιμα), φορτία χιονιού.

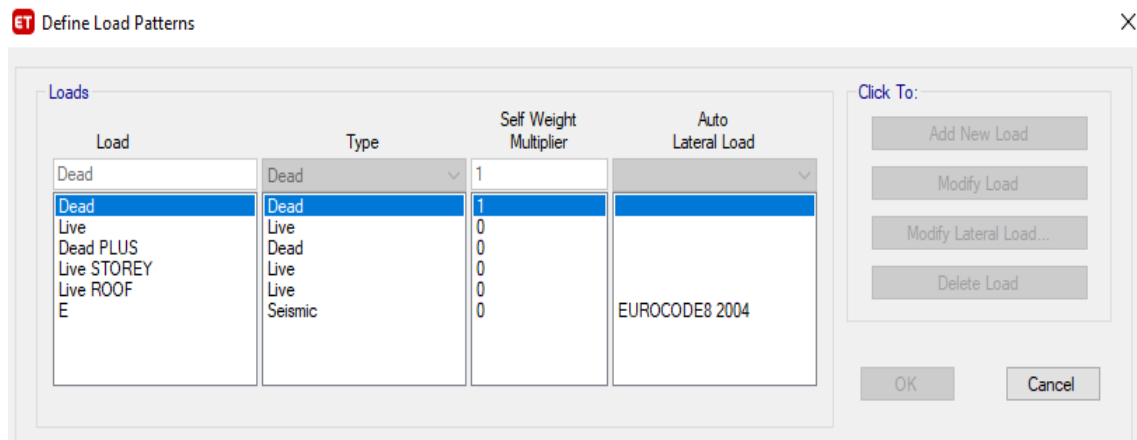
Κινητά φορτία δαπέδων: $Q= 2\text{KN/m}^2$

Κινητά εξωστών: $Q=5\text{KN/m}^2$

Κινητά φορτία στέγης(μη βατής) με χιόνι: $Q=0,83 \text{ KN/m}^2$

Τα λοιπά μόνιμα και τα κινητά επιβάλλονται ως επιφανειακά φορτία στις πλάκες, ενώ

τα ίδια βάρη λαμβάνονται αυτόματα από το πρόγραμμα, επιλέγοντας συντελεστή ένα για τα μόνιμα φορτία.



Σχήμα 4.10 Εισαγωγή φορτίων στο λογισμικό

- Σεισμικά (E)

Το υπό μελέτη κτίριο βρίσκεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1 (Διόνυσος), θεμελιώνεται σε έδαφος κατηγορίας C ($\sigma_{EP}=196$ kPa) και ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας II (κατοικία). Επομένως το φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ8 (τύπου 1) για τις δύο οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης ορίζεται για τα παρακάτω χαρακτηριστικά:

- Εδαφική επιτάχυνση αναφοράς: $agR=0,16$ g
- Συντελεστής σπουδαιότητας: $\gamma I=1,00$
- Ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης (οπλισμένο σκυρόδεμα): $\zeta=5\%$
- Συντελεστής εδάφους: $S=1,15$
- Περίοδος στην αρχή της περιοχής σταθερής φασματικής επιτάχυνσης: $TB=0,2$ s
- Περίοδος στο τέλος της περιοχής σταθερής φασματικής επιτάχυνσης: $TC=0,6$ s
- Περίοδος στην αρχή της περιοχής σταθερής φασματικής μετακίνησης: $TD=2,5$ s

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q προσδιορίζεται από τον Πίνακα Σ4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., εφόσον πρόκειται για υφιστάμενο κτίριο. Θεωρώντας ως δυσμενέστερη περίπτωση τη “Δυσμενή παρουσία τοιχοπληρώσεων” και με τα δεδομένα ότι το κτίριο μελετήθηκε το 1985 και δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία, λαμβάνεται $q'=1,7$. Ο στόχος σεισμικής ικανότητας της κατασκευής είναι η στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής (Σημαντικές Βλάβες) οπότε $q/q'=1,0$. Επομένως:

- Συντελεστής συμπεριφοράς: $q=1,7$

Function Name: Function Damping Ratio:

Parameters:

- Country: Other
- Direction: Horizontal
- Ground Acceleration, ag/g:
- Spectrum Type: 1
- Ground Type: B
- Soil Factor, S:
- Acceleration Ratio, Avg/Ag:
- Spectrum Period, Tb: sec
- Spectrum Period, Tc: sec
- Spectrum Period, Td: sec
- Lower Bound Factor, Beta:
- Behavior Factor, q:

Function Graph:

Function Points:

Period	Acceleration
0	0.1227
0.0667	0.172
0.1333	0.2213
0.2	0.2706
0.6	0.2706
0.9167	0.1771
1.2333	0.1316
1.55	0.1047
1.8667	0.087
2.1833	0.0744

Plot Options:

- Linear X - Linear Y
- Linear X - Log Y
- Log X - Linear Y
- Log X - Log Y

Buttons:

Σχήμα 4.12 Εισαγωγή χαρακτηριστικών φάσματος σχεδιασμού για $q=1.7$

5 Αναλύσεις για την αποτίμηση της κατασκευής

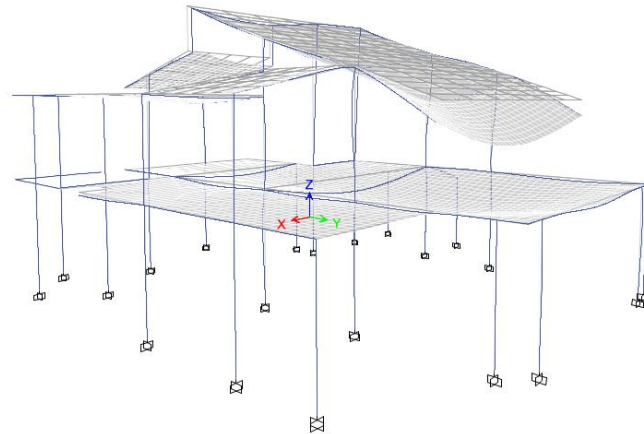
5.1 Ελαστική στατική ανάλυση υπό το βασικό συνδυασμό της ΟΚΑ

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό λόγω σεισμού, δεν ελέγχονται θέματα λειτουργικότητας για τα δομικά στοιχεία τα οποία δεν παρουσιάζουν σχετικά προβλήματα. Για ενδεχόμενα νέα δομικά στοιχεία ή και για τα υπάρχοντα μετά τις επεμβάσεις πρέπει να τηρούνται οι σύγχρονες αντιλήψεις και κανονιστικές διατάξεις για τη λειτουργικότητα (π.χ. περιορισμός παραμορφώσεων και ρηγματώσεων). Έτσι, για τον έλεγχο της επάρκειας του υπό μελέτη κτιρίου τα φορτία επιβάλλονται στο φορέα με το βασικό στατικό συνδυασμό και με το σεισμικό συνδυασμό για την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.

Προκειμένου να μελετηθεί η συμπεριφορά του κτιρίου και να διαπιστωθεί η επάρκειά του υπό τη δράση μόνο των κατακόρυφων φορτίων, εκτελείται στατική ελαστική ανάλυση για το βασικό συνδυασμό της ΟΚΑ (1,35G + 1,5Q).

ΚΤΙΡΙΟ Α

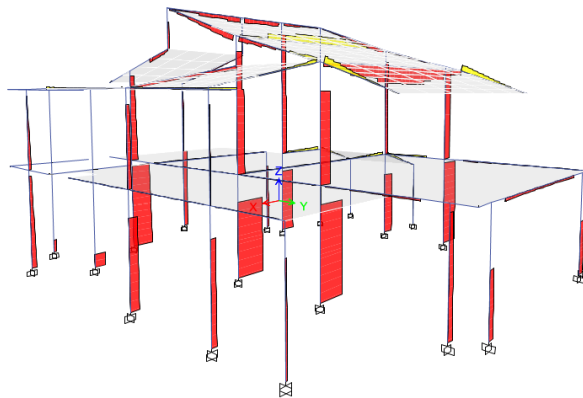
Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζεται η παραμορφωμένη εικόνα του φορέα υπό τον συνδυασμό 1.35G+ 1.5Q, όπως αυτή προέκυψε από το πρόγραμμα ETABS.



Σχήμα 5.1 Παραμορφωμένος φορέας υπό το βασικό συνδυασμό της ΟΚΑ (1,35G+1,5Q)

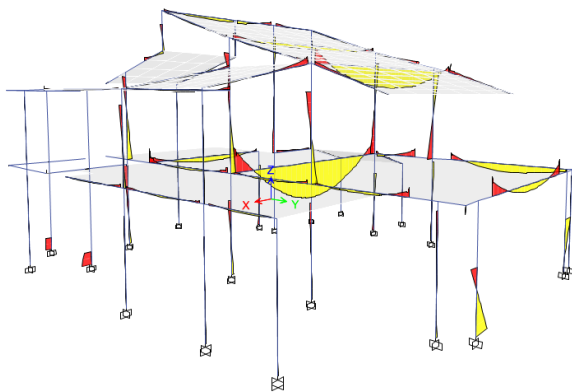
- **Εντατικά μεγέθη φορέα**

3-D View Axial Force Diagram (1.35G+1.5Q) [kN]



Σχήμα 5.2 [N] (1,35G + 1,5Q) και το

3-D View Moment 3-3 Diagram (1.35G+1.5Q) [kN-m]

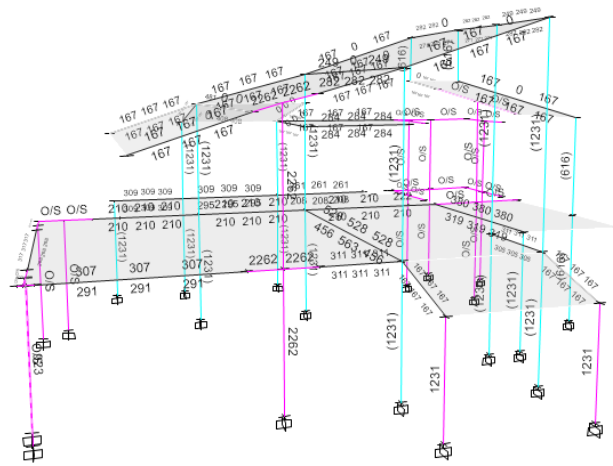


Σχήμα 5.3 [M3-3] (1,35G+ 1,5Q) και το δυσμενέστερο καταπονούμενο μέλος της κατασκευής

- Έλεγχος επάρκειας φορέα

Ο έλεγχος γίνεται σύμφωνα με τον ΕΚ2 από το λογισμικό.

Διαπιστώνουμε ότι όλα τα μέλη του φορέα επαρκούν για τον συνδιασμό της ΟΚΑ



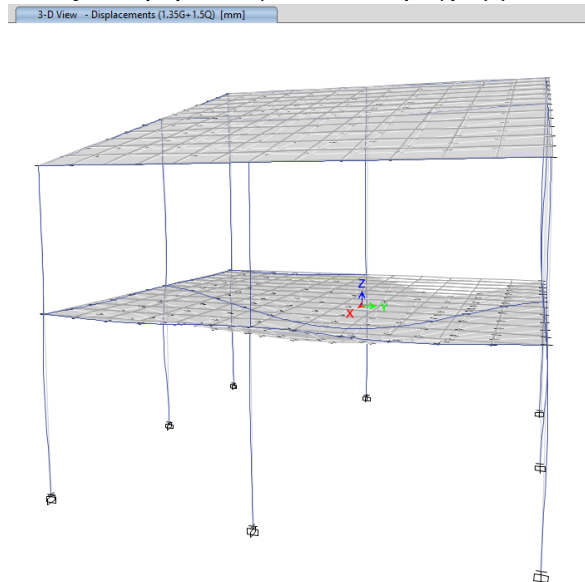
Διαπιστώνουμε ότι όλα τα μέλη του φορέα επαρκούν για τον συνδυασμό της ΟΚΑ

- Παραμορφωσιακή κατάσταση φορέα για ΟΚΑ

ΚΤΙΠΙΟ Β

Οι μεγαλύτερες παραμορφώσεις παρουσιάζονται όπως ήταν αναμενόμενο στο μεσαίο πλαίσιο της διεύθυνσης ψ. Η μεσαία δοκός του ισογείου έχει βέλος $\delta=14\text{mm}$, ενώ του ορόφου $\delta=4\text{mm}$.

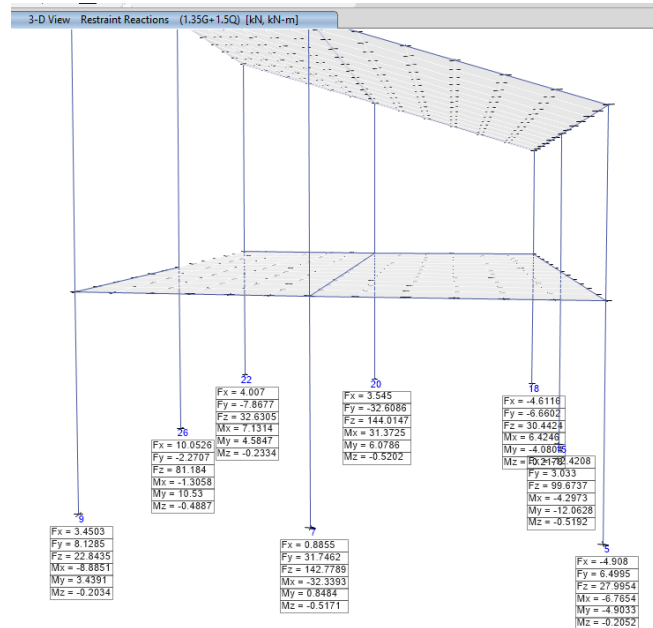
Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζεται η παραμορφωμένη εικόνα του φορέα υπό τον συνδυασμό 1.35G+ 1.5Q, όπως αυτή προέκυψε από το πρόγραμμα ETABS.



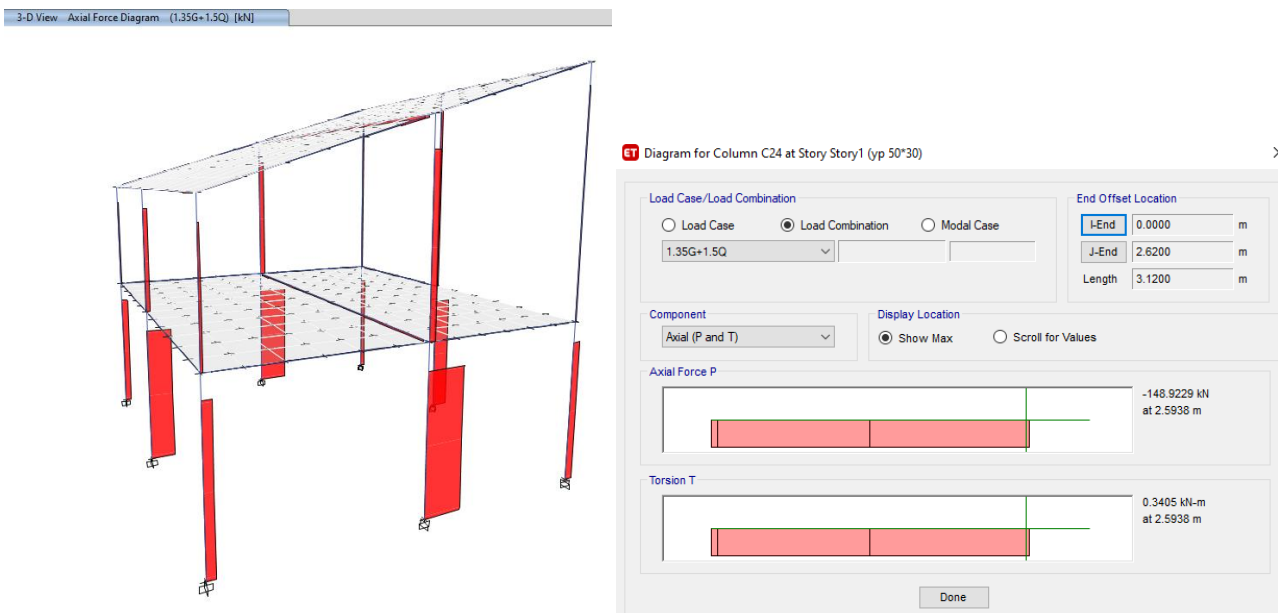
Σχήμα 5.5 Παραμορφωμένος φορέας υπό το βασικό συνδυασμό της ΟΚΑ (1,35G+1,5Q)

• Εντατικά μεγέθη φορέα

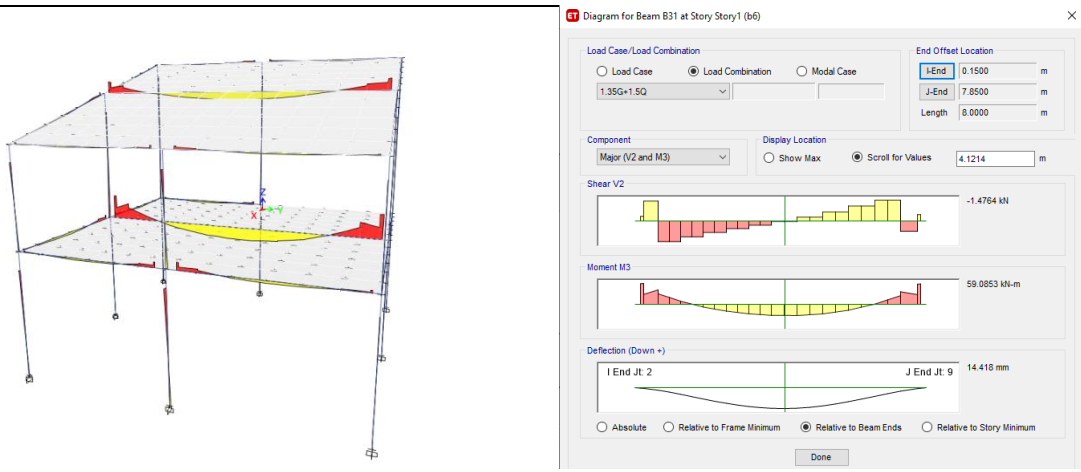
Από την ανάλυση του κτιρίου υπό το βασικό στατικό συνδυασμό προέκυψαν οι αντιδράσεις στις στηρίξεις και τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών που δίνονται στα Σχήματα 8.4 – 8.78.7. Οι αντιδράσεις αναφέρονται στους καθολικούς άξονες συντεταγμένων, ενώ τα εντατικά μεγέθη στους τοπικούς άξονες των στοιχείων.



Σχήμα 5.6 Αντιδράσεις στηρίξεων υπό το βασικό στατικό συνδυασμό της ΟΚΑ



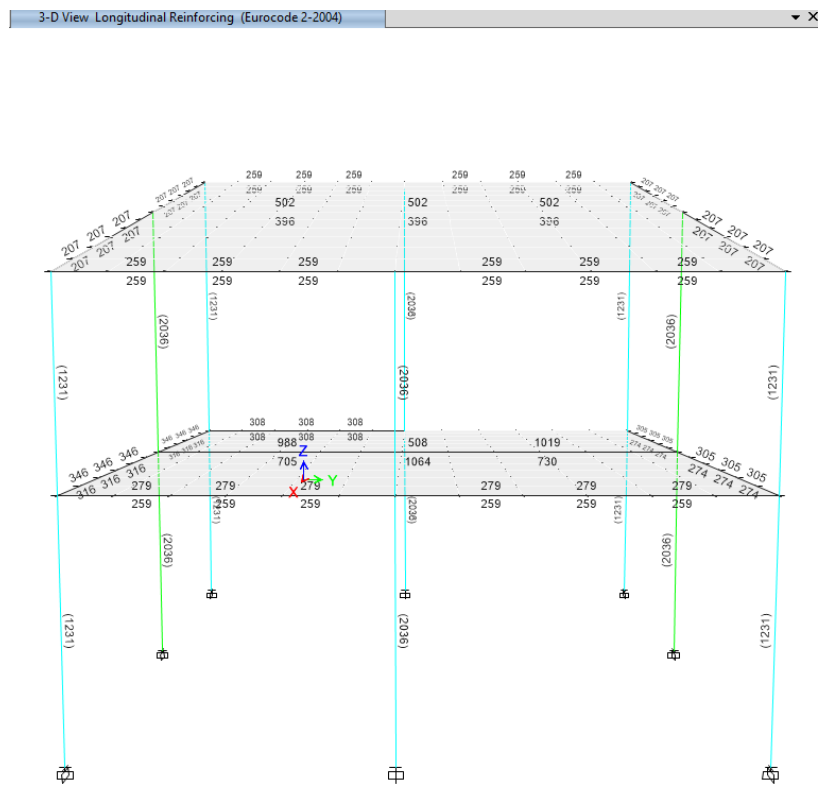
Σχήμα 5.7 [N] (1,35G + 1,5Q) και το δυσμενέστερο καταπονούμενο μέλος της κατασκευής



Σχήμα 5.8 [M3-3] (1,35G+ 1,5Q) και το δυσμενέστερο καταπονούμενο μέλος της κατασκευής

- Έλεγχος επάρκειας φορέα

Ο έλεγχος γίνεται σύμφωνα με τον ΕΚ2 από το λογισμικό.



Σχήμα 5.9 Ποσοστά εκμετάλλευσης μελών του φορέα

Διαπιστώνουμε ότι όλα τα μέλη του φορέα επαρκούν για τον συνδιασμό της ΟΚΑ. Ενώ παρατηρούμε ότι τα πλεόν καταπονημένα μέλη είναι αυτά του μεσαίου πλαισίου της y διεύθυνσης, όπως διαπιστώθηκε και από τα εντατικά μεγέθη.

5.2 Ιδιομορφική ανάλυση

Εκτελείται ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής, από την οποία υπολογίζονται οι ιδιοπερίοδοι και οι ιδιομορφές της, καθώς και το ποσοστό της συνολικής μάζας που ενεργοποιείται σε κάθε ιδιομορφή. Έτσι, γίνεται μία εκτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής (μεταφορική / στρεπτική) και της επίδρασης των ανώτερων ιδιομορφών σε αυτήν και προσδιορίζεται ο αριθμός των σημαντικών ιδιομορφών που πρέπει να ληφθούν υπόψη στην ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης (δυναμική φασματική ανάλυση).

Για την πραγματοποίηση της ιδιομορφικής ανάλυσης πρέπει να καθοριστεί η μάζα, την οποία θα λάβει υπόψη του το λογισμικό, ώστε να κατασκευαστεί το μητρώο μάζας της κατασκευής. Η συνολική μάζα ταλάντωσης προκύπτει, από τον συνδυασμό των κατακόρυφων φορτίων $G + 0.3Q$.

Mass Source Data

Mass Source Name: MsSrc1

Mass Source

- Element Self Mass
- Additional Mass
- Specified Load Patterns
- Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:

This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:

This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
Live STOREY	0.3
Dead	1
Dead PLUS	1
Live STOREY	0.3

Buttons: Add, Modify, Delete

Mass Options

- Include Lateral Mass
- Include Vertical Mass
- Lump Lateral Mass at Story Levels

Buttons: OK, Cancel

Σχήμα 5.10 Εισαγωγή της μάζας στο λογισμικό

ΚΤΙΠΙΟ Β

Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης δίνονται παρακάτω. Τα κριτήρια του ΕΚ8 ως προς τον απαιτούμενο αριθμό των ιδιομορφών, που πρέπει να ληφθούν υπόψη στην ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης ικανοποιούνται στις δέκα πρώτες ιδιομορφές. Συγκεκριμένα, στη διεύθυνση X το ποσοστό της δρώσας ιδιομορφικής μάζας ξεπερνά το 90% στην 4η ιδιομορφή, ενώ στη διεύθυνση Y στην 5η ιδιομορφή. Για λόγους μεγαλύτερης ακρίβειας, όμως, και για να ληφθούν υπόψη όλες οι ιδιομορφές με ενεργό ιδιομορφική μάζα μεγαλύτερη του 5% της συνολικής μάζας της κατασκευής, επιλέγεται να χρησιμοποιηθούν και οι δέκα πρώτες ιδιομορφές.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
Modal	1	0.498	0.0332	0.7751	0	0.0332	0.7751	0	0.1986
Modal	2	0.48	0.8009	0.0348	0	0.8341	0.81	0	0.0075
Modal	3	0.319	0.0007	0.0805	0	0.8348	0.8905	0	0.0258
Modal	4	0.17	0.1645	0.0003	0	0.9993	0.8907	0	0.0018
Modal	5	0.163	0.0006	0.1012	0	0.9998	0.992	0	0.6264
Modal	6	0.103	9.464E-06	0.0079	0	0.9999	0.9999	0	0.1023
Modal	7	0.042	2.676E-05	0	0	0.9999	0.9999	0	1.582E-05
Modal	8	0.038	8.237E-07	0	0	0.9999	0.9999	0	4.225E-05
Modal	9	0.031	0	0	0	0.9999	0.9999	0	0.0018
Modal	10	0.03	0	0	0	0.9999	0.9999	0	0.0025

Σχήμα 5.11 Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά ενεργών ιδιομορφικών μαζών

Παρατηρείται ότι, η πρώτη ιδιομορφή ($T_1 = 0,498s$) είναι μεταφορική κατά Y, η δεύτερη ιδιομορφή ($T_2 = 0,48 s$) είναι μεταφορική κατά X και η τρίτη ιδιομορφή ($T_3 = 0,319 s$) είναι στρεπτική. Εφόσον το κτίριο έχει τη μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο στη διεύθυνση Y, είναι πιο εύκαμπτο σε αυτήν τη διεύθυνση, συνεπώς αναμένεται να εμφανιστούν μεγαλύτερες μετακινήσεις κατά τη διεύθυνση Y και να είναι η κρίσιμη διεύθυνση κατά τον έλεγχο της επάρκειας του κτιρίου. Για το κτίριο A αντίστοιχα έχουμε $T_1 = 0,29$ (μεταφορική τα X), $T_2 = 0,2$ (μεταφορική κατα Y), $T_3 = 0,126$ (στρεπτική)

5.2.1 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Η δυναμική ανάλυση της κατασκευής πραγματοποιείται με τη μέθοδο της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης του ΕΚ8. Οι σεισμικές δυνάμεις προσδιορίζονται από το φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ8 για συντελεστή συμπεριφοράς $q = 1,7$. Σκοπός της ανάλυσης είναι να γίνει μία πρώτη εκτίμηση της επάρκειας του φορέα υπό τη δράση των σεισμικών δυνάμεων και να βρεθούν τα πλέον καταπονούμενα μέλη του. Παρακάτω, θα υπολογιστεί ο διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς q της κατασκευής, μέσω της ανάλυσης pushover και θα γίνει η τελική αποτίμηση της σεισμικής επάρκειάς της.

- **Φαινόμενα 2^{ης} τάξης (P-Δ)**

Ελέγχεται η επιρροή φαινομένων 2^{ης} τάξης, προκειμένου να διαπιστωθεί εάν χρειάζεται να ληφθούν υπόψη στην ανάλυση, επαυξάνοντας κατάλληλα τις σεισμικές δράσεις. Η ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού από το πρόγραμμα γίνεται για τον συνδιασμο G+0.3Q και τα αποτελέσματα της φαίνονται στα παρακάτω σχήματα.

ET Buckling Factors

File	Edit	Format-Filter-Sort	Select	Options
Units: As Noted		Hidden Columns: No		Sort: None
Filter: None				
	Case	Mode	Scale Factor	
▶	bruckling-seis...	1	69.652	
	bruckling-seis...	2	79.312	
	bruckling-seis...	3	96.874	
	bruckling-seis...	4	136.141	
	bruckling-seis...	5	143.764	
	bruckling-seis...	6	146.83	

Σχήμα 5.12 Συντελεστές λυγισμού όπως προκύπτουν από το λογισμικό.

Για τον υπολογισμό του συντελεστή θ λαμβάνεται υπόψη ο συντελεστής λυγισμού της ιδιομορφής, η οποία προκαλεί καθολικό λυγισμό στο φορέα για πρώτη φορά. Όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα, καθολικός λυγισμός στο κτίριο εμφανίζεται για πρώτη φορά στην 1^η ιδιομορφή λυγισμού. Άρα ο συντελεστής θ υπολογίζεται από το συντελεστή της 1^{ης} ιδιομορφής λυγισμού.

Οι συντελεστές λυγισμού έχουν προκύψει από τις ελαστικές μετακινήσεις του κτιρίου. Όμως, ο έλεγχος επιρροών 2^{ης} τάξης γίνεται για το σεισμικό συνδυασμό, στον οποίο τα σεισμικά φορτία έχουν υπολογιστεί με συντελεστή συμπεριφοράς $q=1.7$

$$\text{Άρα } \theta = 1,7/69,65 = 0,024 < 0,1$$

Επομένως, επιρροές 2^{ης} τάξης δεν χρειάζεται να ληφθούν υπόψη και τυχόν αύξηση των εντατικών μεγεθών, ή οποιαδήποτε άλλη αλλαγή της συμπεριφοράς του κτιρίου, λόγω παραμορφωμένης γεωμετρίας μπορεί να αμεληθεί.

- **Εντατικά μεγέθη φορέα και παραμόρφωση φορέα για τον κόμβο ελέγχου**

Στον Πίνακα 5.1 δίνεται η τέμνουσα βάσης του κτιρίου και η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου της οροφής (στο κεντρο βάρους του ψηλότερου σημείου) σε κάθε διεύθυνση και για τους δύο σεισμικούς συνδυασμούς.

Πίνακας 5.1 Τέμνουσα βάσης – Μετακίνηση κορυφής (κτίριο B)

Σεισμικός συνδυασμός	Τέμνουσα βάσης (kN)		Μετακίνηση κορυφής (mm)	
	V_x	V_y	Δx	Δy
$G+0,3 Q+Ex+0,3 Ey$	187	30	22	11
$G+0,3 Q+ Ey+0,3 Ex$	70	200	9	27

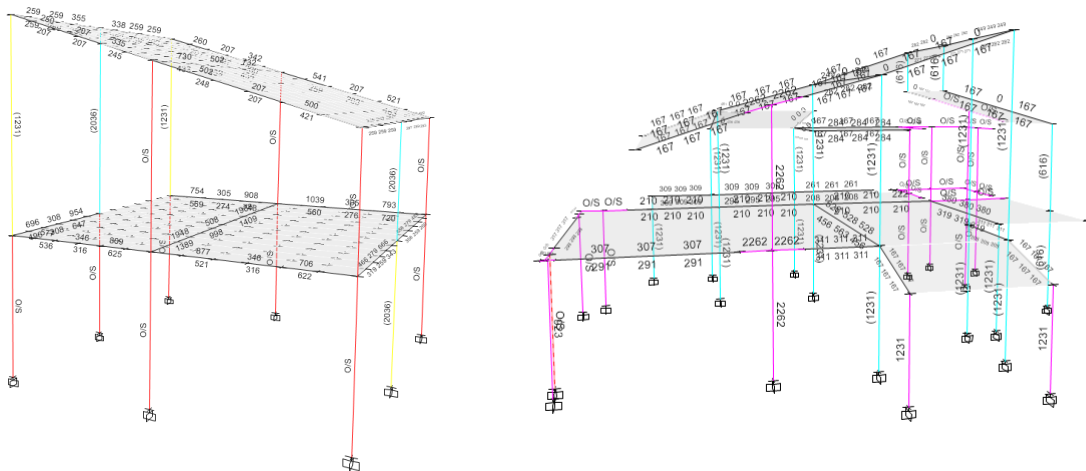
Προκειμένου να ληφθούν τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη όλων των δυνατών σεισμικών συνδυασμών, με τα οποία θα γίνει ο έλεγχος επάρκειας του κτιρίου, οι δύο σεισμικοί συνδυασμοί, που έχουν εισαχθεί στο λογισμικό συνδυάζονται με την εντολή *Envelope*, ώστε να υπολογιστούν οι περιβάλλουσες των μέγιστων εντατικών μεγεθών. Για τον συνδυασμό αυτός γίνεται ο έλεγχος επάρκειας του κτιρίου.

Όπως προκύπτει και από τα εντατικά μεγέθη η διεύθυνση y είναι η δυσμενέστερη για το σεισμό.

- Έλεγχος επάρκειας φορέα

Η επάρκεια του φορέα ελέγχεται από το λογισμικό, σύμφωνα με τον ΕΚ2 και τον ΕΚ8, με βάση τα μέγιστα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από τους σεισμικούς συνδυασμούς. Όπως βλέπουμε για την ελαστική ανάλυση και για $q=1.7$ τα υποστηλώματα του ισογείου και του ορόφου για το δυσμενέστερο πλαίσιο της y διεύθυνσης δεν επαρκούν. Στη συνέχεια, θα πραγματοποιηθεί ανελαστική ανάλυση (pushover), έτσι να υπολογιστεί ο πραγματικός συντελεστής του κτιρίου και με βάση αυτόν θα γίνει ο τελικός έλεγχος της σεισμικής του επάρκειας. Οσον αφορά το κτίριο Α παρατηρείται ότι και για το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού η φέρουσα ικανότητα του επαρκεί.

3-D View Longitudinal Reinforcing (Eurocode 2-2004)



Σχήμα 5.13 Δείκτες ανεπάρκειας μελών υπό το σεισμικό συνδυασμό

5.2.2 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης για το ελαστικό φάσμα απόκρισης του ΕΚ8 ($q=1$)

Προκειμένου να είναι δυνατή η σύγκριση μεταξύ των μετακινήσεων, όπως προκύπτουν από την ελαστική και την ανελαστική ανάλυση του κτιρίου, το κτίριο αναλύεται επιπροσθέτως με ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, για σεισμικά φορτία που προσδιορίζονται από το ελαστικό φάσμα απόκρισης του ΕΚ8 και επιβάλλονται σε μία μόνο διεύθυνση κάθε φορά.

Η ανάλυση εκτελείται για τους σεισμικούς συνδυασμούς $G + 0,3Q + E_x$ και $G + 0,3Q + E_y$ και υπολογίζεται η τέμνουσα βάσης και η μετακίνηση της κορυφής του

κτιρίου στον κόμβο ελέγχου , όπως ορίστηκε παραπάνω.

Πίνακας 5.2 Τέμνουσα – βάσης μετακίνηση κορυφής ($q=1$)

Σεισμικός συνδυασμός	Τέμνουσα βάσης (kN)	Μετακίνηση κορυφής (mm)
	V	Δ
$G + 0,3Q + E_x$	189	36
$G + 0,3Q + E_y$	212	43

Από τη σύγκριση της απόκρισης του κτιρίου κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις του διαπιστώνεται (όπως και από την ιδιομορφική ανάλυση) ότι το κτίριο διαθέτει μικρότερη δυσκαμψία κατά τη διεύθυνση Y. Επομένως κατά την ανελαστική ανάλυση και τον έλεγχο σε όρους παραμορφώσεων, αναμένεται κρίσιμη διεύθυνση να είναι η Y.

5.3 Μη γραμμική στατική ανάλυση κατασκευής

Στο παρόν κεφάλαιο μελετάται η συμπεριφορά της κατασκευής με τη μέθοδο της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης, προκειμένου να εξεταστεί η ανελαστική απόκρισή της. Οι προϋποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου καλύπτονται, εφόσον η αποτίμηση γίνεται για ΣΑΔ ικανοποιητική και επιπλέον η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών μπορεί να θεωρηθεί ότι δεν είναι σημαντική. Η θεώρηση αυτή γίνεται, καθώς η θεμελιώδης ιδιομορφή σε κάθε διεύθυνση έχει ιδιοπερίοδο με τιμή μικρότερη από 1 s ($T_1 = 0,498$ s και $T_2 = 0,48$ s) και ενεργοποιεί μεγάλο ποσοστό (περίπου το 80%) της συνολικής μάζας.

Οι αναλύσεις pushover εκτελούνται για τις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου (x και y), με τα οριζόντια σεισμικά φορτία να επιβάλλονται κατά μία διεύθυνση κάθε φορά και να εφαρμόζονται με δύο διαφορετικές καθ' ύψος κατανομές, την ομοιόμορφη κατανομή και την κατανομή σύμφωνα με την πρώτη, σε κάθε διεύθυνση, ιδιομορφή.

Για κάθε ανάλυση χαράσσεται η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου, προσδιορίζεται το σημείο επιτελεστικότητας, και υπολογίζεται η διαθέσιμη πλαστιμότητα, ο λόγος υπεραντοχής και ο συντελεστής συμπεριφοράς. Τέλος, ελέγχεται η επάρκεια του κτιρίου με βάση την στοχευόμενη μετακίνηση για στάθμη επιτελεστικότητας Προστασία Ζωής.

5.3.1 Πλαστικές αρθρώσεις

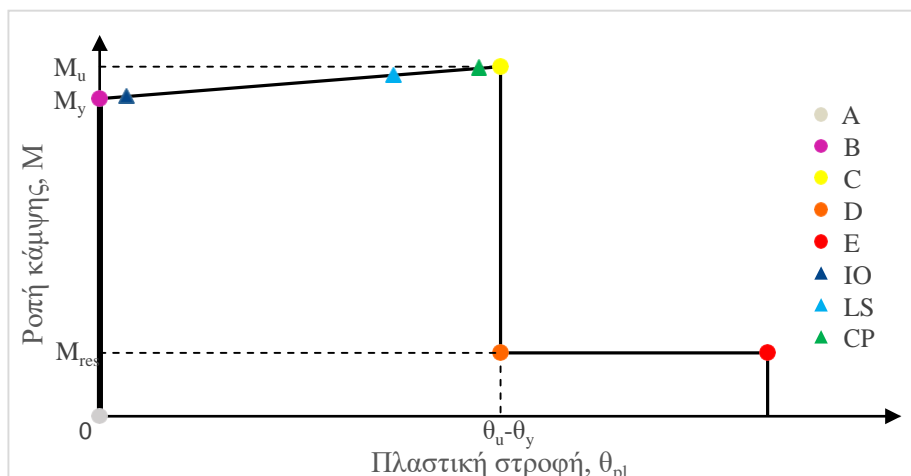
Οι κατασκευές έχουν την ικανότητα να απορροφούν μέρος της σεισμικής ενέργειας μέσω ανελαστικών παραμορφώσεων, με τον σχηματισμό δηλαδή, πλαστικών αρθρώσεων σε ορισμένες περιοχές των μελών τους.

Το πρώτο βήμα για την εφαρμογή της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης στο λογισμικό είναι ο καθορισμός των πιθανών θέσεων σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα μέλη της κατασκευής. Οι θέσεις αυτές ορίζονται στα σημεία, στα οποία αναπτύσσονται οι μέγιστες ροπές, δηλαδή στα άκρα όλων των δοκών και των υποστυλωμάτων, όπου γίνεται η θεώρηση συγκεντρωμένης πλαστικότητας.

Σε κάθε διατομή, όπου αναμένεται να σχηματιστεί πλαστική άρθρωση πρέπει να

καθοριστεί ο νόμος που διέπει την ανελαστική συμπεριφορά της, ο οποίος περιγράφεται μέσω ενός διαγράμματος έντασης – παραμόρφωσης ($F - \delta$). Εφόσον πρόκειται για στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος, όπου οι καμπτικές και οι διατμητικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν, ως καταλληλότερο εντατικό μέγεθος F επιλέγεται η ροπή κάμψης M , ενώ ως καταλληλότερο μέγεθος παραμόρφωσης δ επιλέγεται η γωνία στροφής χορδής θ στο άκρο του στοιχείου. Επιπλέον, πρέπει να υπολογιστούν και να σημειωθούν πάνω στο διάγραμμα $M - \theta$ τα σημεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας.

Η χαρακτηριστική μορφή του διαγράμματος $M - \theta$, μέσω του οποίου προσδιορίζονται οι ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων στο λογισμικό δίνεται στο Σχήμα 9.1.



Σχήμα 5.14 Χαρακτηριστική μορφή διαγράμματος $M - \theta$

Τα σημεία του διαγράμματος $M - \theta$ είναι τα εξής:

- A η αρχή των αξόνων
- B το σημείο διαρροής. Η στροφή είναι μηδενική εφόσον το διάγραμμα απεικονίζει μόνο τις πλαστικές στροφές.
- C το σημείο που αντιπροσωπεύει τη μέγιστη αντοχή
- D το σημείο που αντιπροσωπεύει την απομένουσα αντοχή μετά την στροφή αστοχίας
- E το σημείο στο οποίο επέρχεται η πλήρης αστοχία (απώλεια ικανότητας παραλαβής κατακόρυφων φορτίων)
- IO η στάθμη επιτελεστικότητας *Άμεση Χρήση*
- LS η στάθμη επιτελεστικότητας *Προστασία Ζωής*
- CP η στάθμη επιτελεστικότητας *Αποφυγή Κατάρρευσης*

Το λογισμικό παρέχει τη δυνατότητα αυτόματου υπολογισμού των χαρακτηριστικών κάθε πλαστικής άρθρωσης, βάσει των στοιχείων της διατομής (διαστάσεις, οπλισμός, υλικά), όπως αυτά έχουν εισαχθεί κατά την προσομοίωση της διατομής στο Section Designer, υιοθετώντας τα πρότυπα της ASCE 41-13

5.3.2 Αρχικές συνθήκες – Κατανομή πλευρικών φορτίων καθ' ύψος

Η επιβολή των φορτίων για την εκτέλεση της ανάλυσης pushover περιλαμβάνει δύο φάσεις. Κατά την πρώτη φάση ορίζεται ένα στατικό μη γραμμικό *Load Case*, όπου τα κατακόρυφα φορτία (μόνιμα και κινητά) συνδυάζονται με τον οιονεί μόνιμο συνδυασμό $G + 0,3Q$ και επιβάλλονται στον φορέα. Ο φορέας αναλύεται με μη γραμμική στατική ανάλυση υπό μηδενικές αρχικές συνθήκες, προκειμένου, πριν την επιβολή των οριζόντιων φορτίων, να βρίσκεται σε μία κατάσταση έντασης και παραμόρφωσης υπό τη δράση μόνο των κατακόρυφων φορτίων του. Η πρώτη φάση αποτελεί το σημείο εκκίνησης (*Initial Conditions*) των αναλύσεων πλευρικής ώθησης, που θα ακολουθήσουν.

Η δεύτερη φάση φόρτισης αρχίζει από το τέλος της πρώτης και περιλαμβάνει τη σταδιακή εξώθηση της κατασκευής, δηλαδή τη μονοτονικά αυξανόμενη επιβολή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων.

Για την σταδιακή εξώθηση της κατασκευής τα οριζόντια φορτία επιβάλλονται κατά τις διευθύνσεις x και y με θετικό και αρνητικό πρόσημο. Για κάθε διεύθυνση χρησιμοποιούνται δύο κατανομές καθ' ύψος των οριζόντιων φορτίων, η ομοιόμορφη και η ιδιομορφική.

Επομένως, για την ανάλυση του κτιρίου ορίζονται οκτώ διαφορετικά *Load Cases*, που περιγράφουν τις παραπάνω κατανομές και τα οποία δίνονται στον Πίνακα 5.1.

Πίνακας 5.3 Επιβαλλόμενες κατανομές οριζόντιων φορτίων

		Κατεύθυνση			
		X	-X	Y	-Y
Κατανομή	Ομοιόμορφη	<i>UNIFORM_X</i>	<i>UNIFORM_-X</i>	<i>UNIFORM_Y</i>	<i>UNIFORM_-Y</i>
	Ιδιομορφική	<i>MODAL_X</i>	<i>MODAL_-X</i>	<i>MODAL_Y</i>	<i>MODAL_-Y</i>

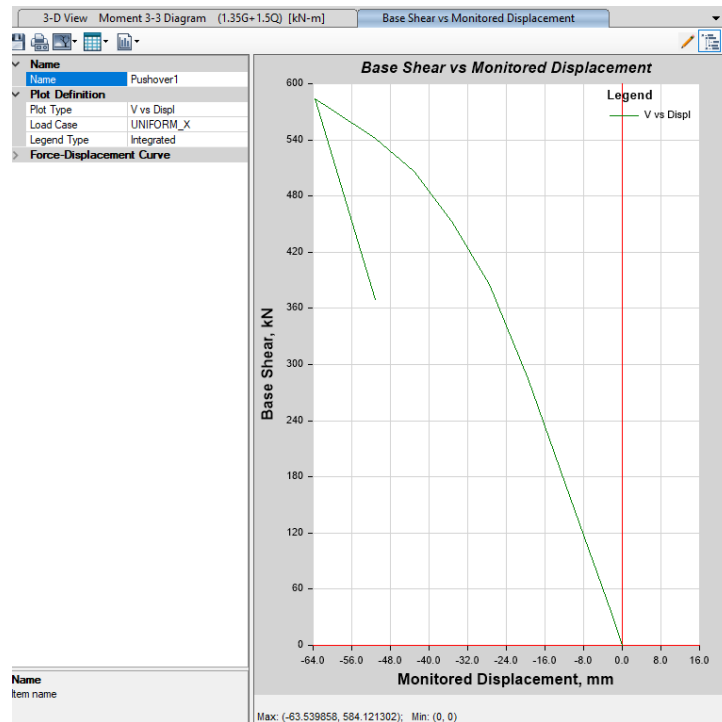
Για τη μελέτη του υπό εξέταση κτιρίου επιλέγεται η ανάλυση με έλεγχο των παραμορφώσεων και ως κόμβος ελέγχου ορίζεται το ψηλότερο σημείο στο κέντρο βάρους της κατασκευής

5.3.3 Αποτελέσματα αναλύσεων

Παρακάτω, παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα των μη γραμμικών στατικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν με το λογισμικό. Παρατίθενται για κάθε ανάλυση η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου, το φάσμα ικανότητας του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος σε μορφή ADRS, το σημείο επιτελεστικότητας και η παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου στο σημείο αυτό. Τέλος, γίνεται αποτίμηση της ικανότητας του κτιρίου για κάθε περίπτωση φόρτισης. Δίνονται αναλυτικά τα αποτελέσματα για ομοιόμορφη κατανομή κατά x , ενώ για τις υπόλοιπες φορτίσεις παρουσιάζονται κατευθείαν τα σημεία επιτελεστικότητας.

▪ *UNIFORM_X*

Για ομοιόμορφη κατανομή των οριζόντιων φορτίων κατά την κατεύθυνση *X* η ανάλυση pushover έδωσε τα παρακάτω αποτελέσματα.



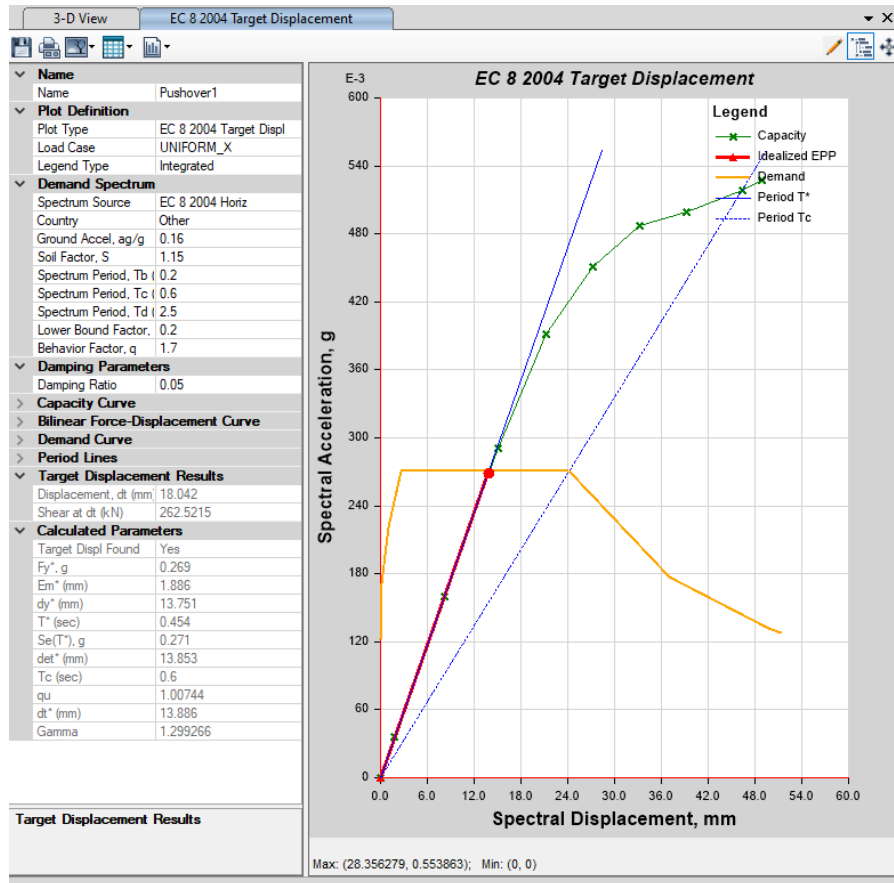
Σχήμα 5.15 Καμπύλη ικανότητας για την κατανομή *UNIFORM_X*

παρατηρείται ότι πριν την κατάρρευση το κτίριο μπορεί να αναπτύξει μέγιστη τέμνουσα βάσης ίση με $V=584$ kN και μέγιστη μετακίνηση κορυφής ίση με $D = 64$ mm.

Ακόμα παρατηρείται ότι στο πρόγραμμα υπήρχε πρόβλημα σύγκλισης, καθώς μετά την μέγιστη μετακίνηση, η ανάλυση δεν αποθήκευε βήματα, αλλά αυξάνονταν τα null steps. Στην προκειμένη περίπτωση δείχνει μαθητικό πρόβλημα, καθώς η αύξηση των null steps οφείλετε είτε σε μαθηματικό πρόβλημα, είτε σε μεγάλες αστοχίες, κάτι που στην δική μας περίπτωση δε συμβαίνει. Παρόλα αυτά οι τιμές της μέγιστης μετακίνησης ελέγχισαν και το λογισμικό sap2000, και είχαν μικρές αποκλίσεις.

Το λογισμικό etabs για την εύρεση του performance point (σημείο επιτελεστικότητας), δίνει τη δυνατότητα αυτόματης σύνδεσης με τον φάσμα του ευρωκώδικα 8, χωρίς να χρειαστεί να ενταχθούν οι παράμετροι με βάση τη μέθοδο ATC-40, αλλά εισάγοντας κατευθειαν τα χαρακτηριστικά του φάσματος σχεδιασμού βάση ευρωκώδικα.

Παρακάτω παρουσιάζεται αναλυτικά η εύρεση του σημείο επιτελεστικότητας για την ομοιόμορφη φόρτιση κατα χ φόρτιση, καθώς και η παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα για το σημείο αυτό.



Σχήμα 5.16 Σημείο επιτελεστικότητας για την κατανομή *UNIFORM_X*

Το σημείο επιτελεστικότητας αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης $V = 485,409$ kN και σε μετακίνηση κορυφής (στοχευόμενη μετακίνηση) $D = 13,84$ mm.

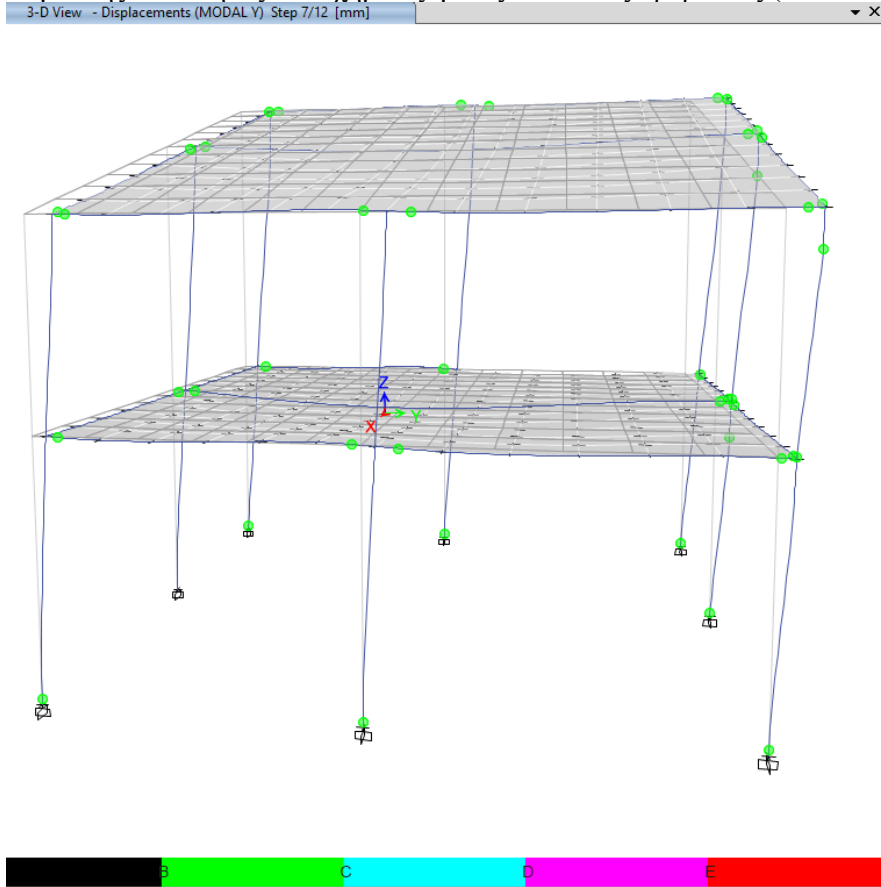
Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, όταν η ανάλυση εκτελείται κατά μόνο μία διεύθυνση η στοχευόμενη μετακίνηση πρέπει να αυξάνεται κατά 30%. Επομένως, η στοχευόμενη μετακίνηση για την οποία θα γίνει ο έλεγχος του κτιρίου είναι $\Delta = 23,45$ mm.

φαίνεται ότι η στοχευόμενη μετακίνηση βρίσκεται μεταξύ των βημάτων 3 και 4. Στο βήμα 4 έχουν σχηματισθεί συνολικά 36 πλαστικές αρθρώσεις στο φορέα, από τις οποίες καμία δεν έχει υπερβεί τη στάθμη επιτελεστικότητας *Άμεση Χρήση*. Η παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα στο βήμα 4 δίνεται.

ET Base Shear vs Monitored Displacement

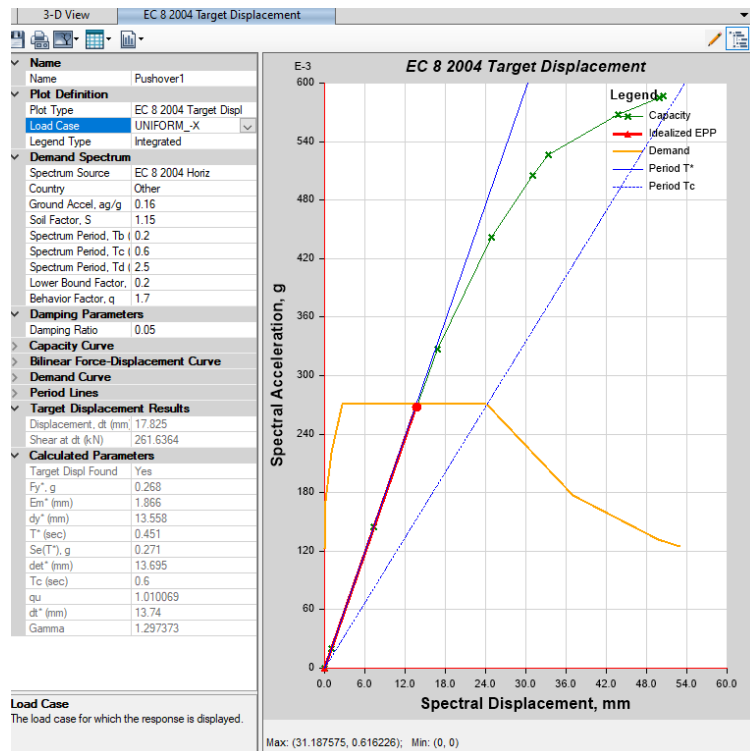
Step	Monitored Displ mm	Base Force kN	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A+O	O+LS	LS+CP	>CP	Total
0	0	0	48	18	0	0	0	66	0	0	0	66
1	-2.36	36.0562	47	19	0	0	0	66	0	0	0	66
2	-10.638	157.0542	37	29	0	0	0	66	0	0	0	66
3	-19.594	284.6287	36	30	0	0	0	66	0	0	0	66
4	-27.556	386.0489	30	36	0	0	0	66	0	0	0	66
5	-35.318	453.4269	27	39	0	0	0	66	0	0	0	66
6	-43.088	506.2631	22	44	0	0	0	64	2	0	0	66
7	-51.034	541.5376	17	49	0	0	0	59	7	0	0	66
8	-60.327	573.0641	14	52	0	0	0	57	7	0	2	66
9	-63.54	584.1213	12	53	1	0	0	55	6	3	2	66
10	-51.159	369.5558	12	53	1	0	0	55	6	3	2	66

Σχήμα Σημεία καμπύλης ικανότητας και σχηματιζόμενες πλαστικές αρθρώσεις (UNIFORM_X)



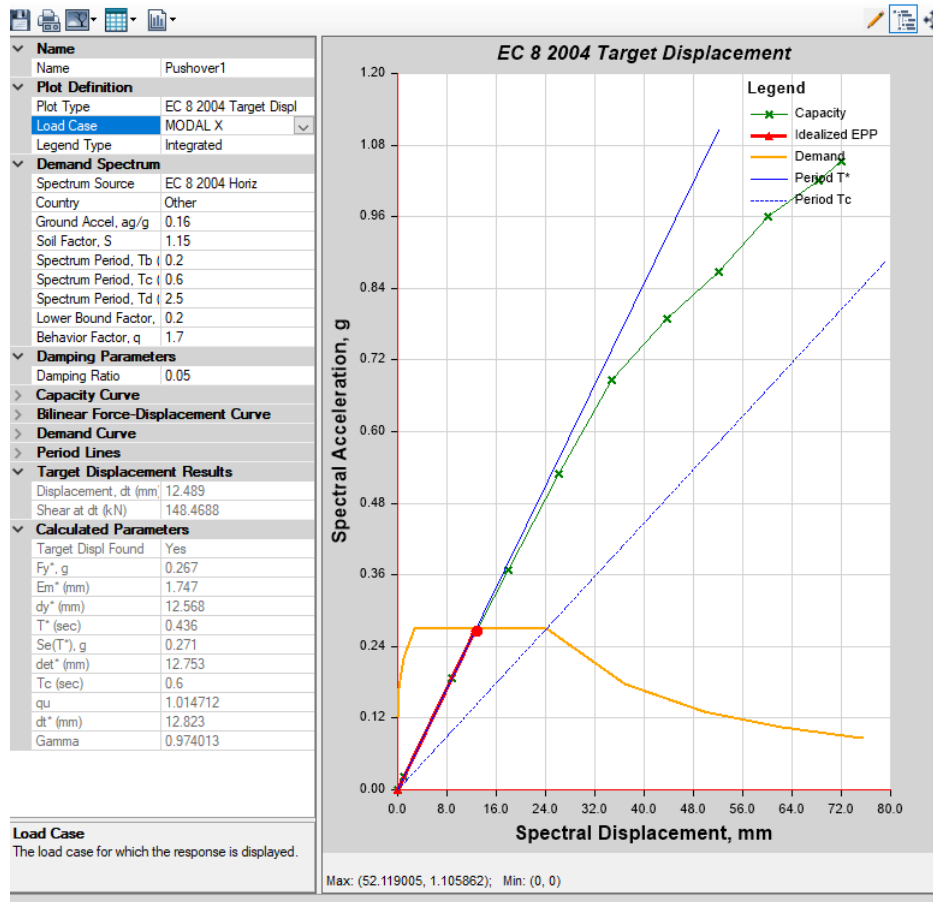
Σχήμα 5.17 Παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου κατά τη στοχευόμενη μετακίνηση (UNIFORM_X)

▪ UNIFORM_X



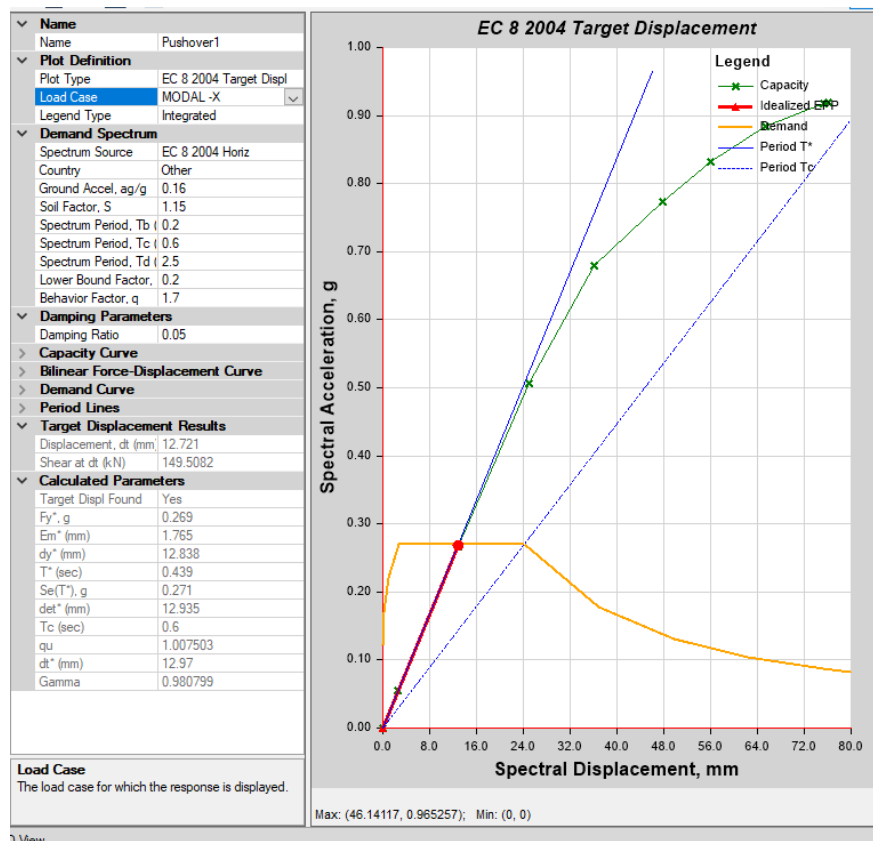
Σχήμα 5.18 Σημείο επιτελεστικότητας για την κατανομή UNIFORM_X

- MODAL_X



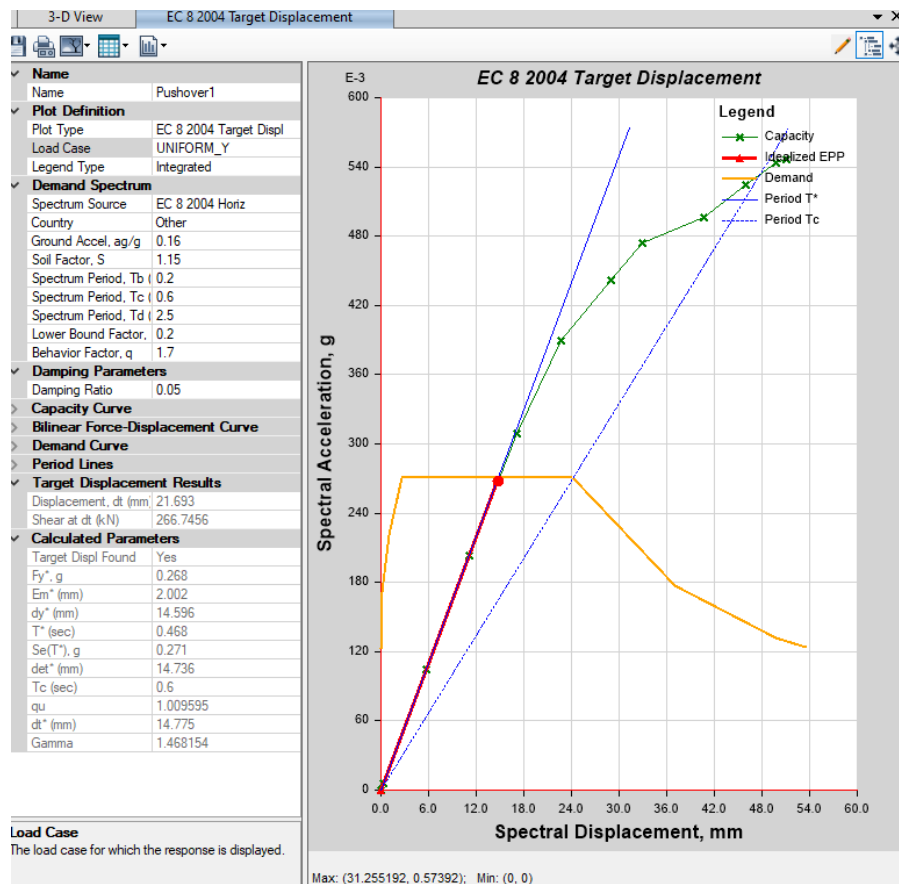
Σχήμα 5.19 Σημείο επιτελεστικότητας για την κατανομή MODAL_X

- MODAL_-X



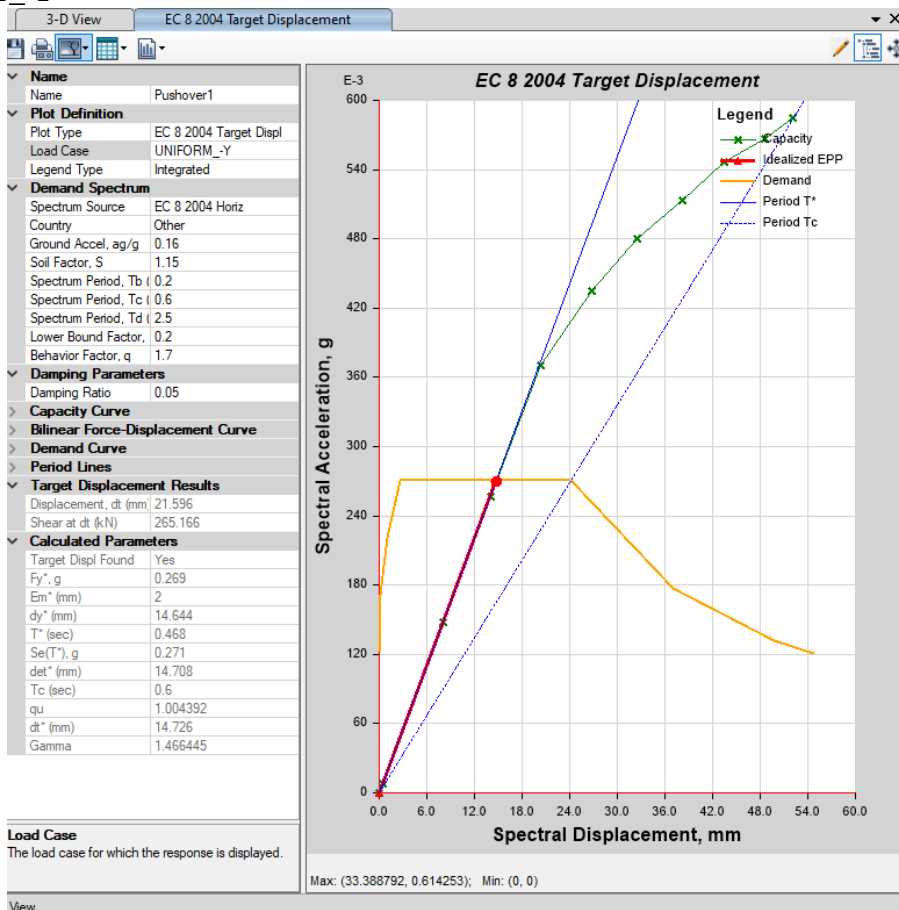
Σχήμα 5.20 Σημείο επιτελεστικότητας για την κατανομή MODAL_-X

■ **UNIFORM_Y**



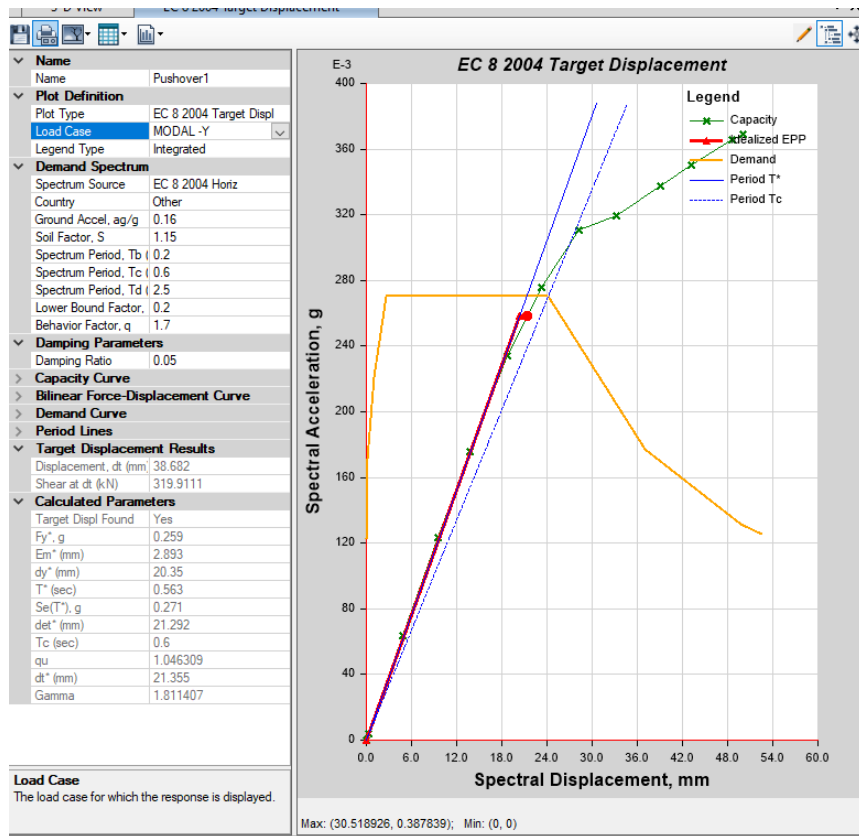
Σχήμα 5.21 Σημείο επιτελεστικότητας για την κατανομή *UNIFORM_Y*

■ **UNIFORM_Y**



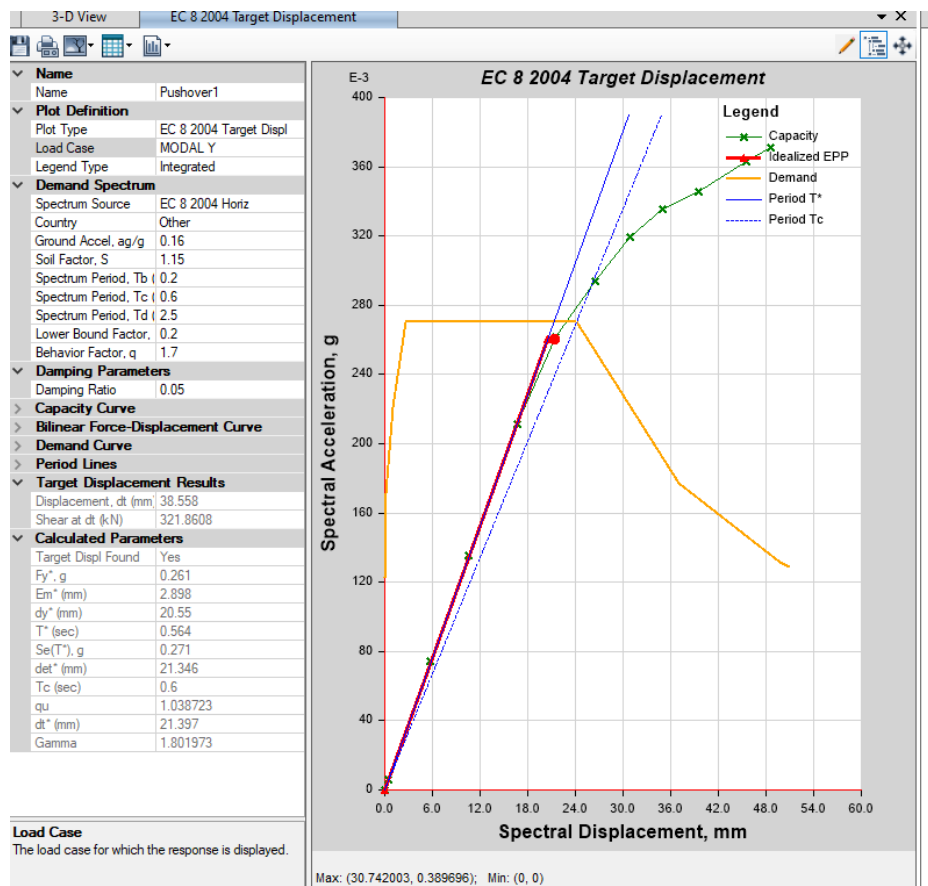
Σχήμα 5.22 Σημείο επιτελεστικότητας για την κατανομή *UNIFORM_Y*

- **MODAL_Y**

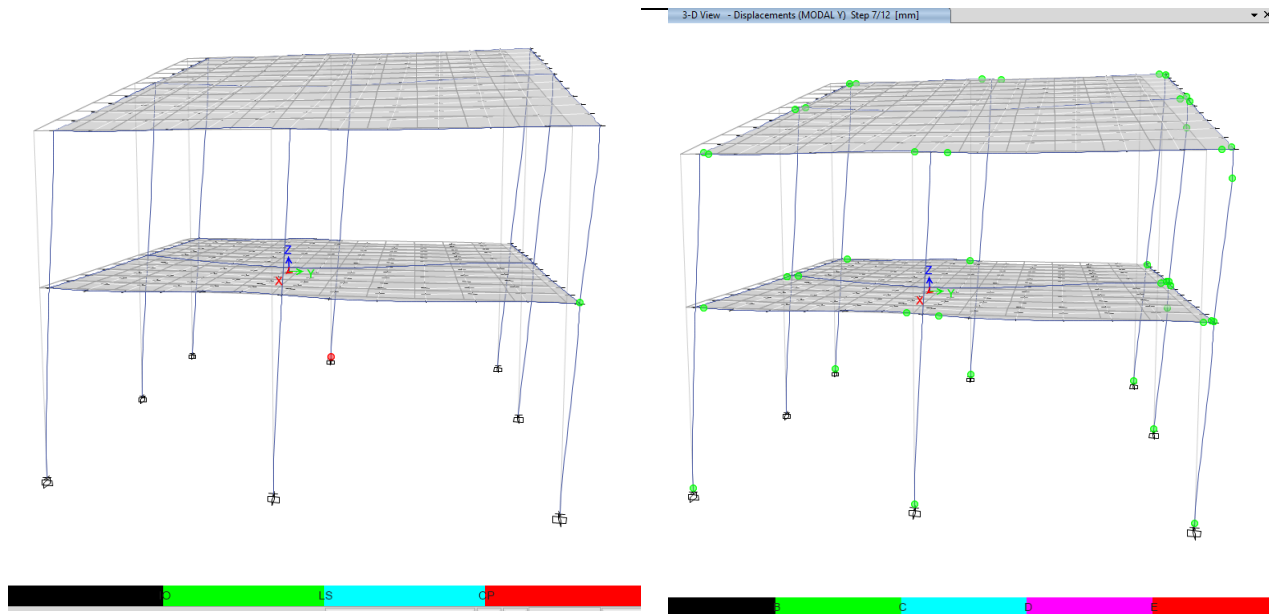


Σχήμα 5.23 Σημείο επιτελεσματικότητας για την κατανομή MODAL_Y

- **MODAL_Y**



Σχήμα 5.24 Σημείο επιτελεσματικότητας για την κατανομή MODAL_Y



Σχήμα 5.25 Παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου κατά τη στοχευόμενη μετακίνηση (MODAL_Y)

Πίνακας 5.3 Σημεία καμπύλης ικανότητας και σχηματιζόμενες πλαστικές αρθρώσεις (MODAL_Y)

ET Base Shear vs Monitored Displacement

Step	Monitored Displ mm	Base Force kN	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	48	18	0	0	0	66	0	0	0	66
1	0.783	7.0828	47	19	0	0	0	66	0	0	0	66
2	10.333	92.032	40	26	0	0	0	66	0	0	0	66
3	18.976	166.7776	38	28	0	0	0	66	0	0	0	66
4	30.065	260.2106	35	31	0	0	0	66	0	0	0	66
5	38.725	323.0732	29	37	0	0	0	66	0	0	0	66
6	47.66	367.3257	27	39	0	0	0	65	0	0	1	66
7	55.544	403.5289	24	42	0	0	0	64	1	0	1	66
8	63.08	432.5176	20	46	0	0	0	59	6	0	1	66
9	71.291	456.0155	19	47	0	0	0	58	7	0	1	66
10	81.93	485.3956	17	49	0	0	0	55	6	4	1	66
11	87.463	499.6096	17	48	1	0	0	52	8	2	4	66
12	75.245	370.8583	16	49	0	1	0	52	8	2	4	66

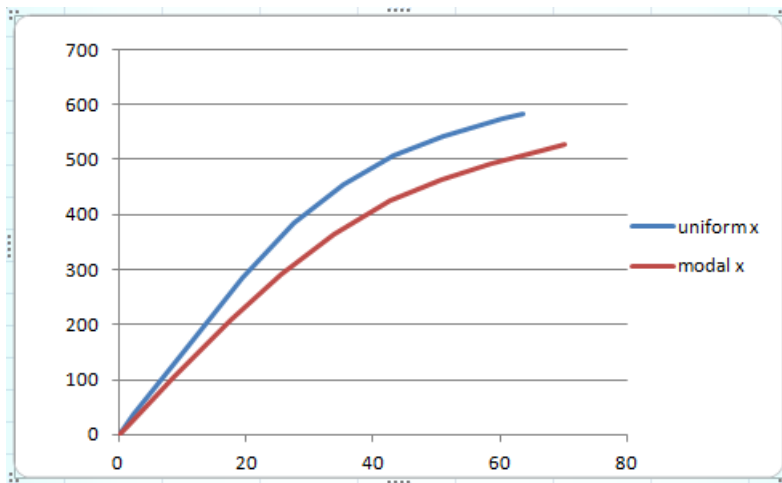
8 από 13

Συγκεντρωτικά, από την εξέταση του κτιρίου με μη γραμμική στατική ανάλυση για τις παραπάνω κατανομές των οριζόντιων φορτίων, προκύπτει ότι σε όλες τις περιπτώσεις φόρτισης, εκτός της ιδιομορφικής κατά ψ, η παραμόρφωση των μελών του δεν υπερβαίνει το όριο της στάθμης επιτελεσματικότητας *Προστασία Ζωής*, η οποία έχει τεθεί ως "στόχος αποτίμησης". Επιπλέον, για τις περισσότερες περιπτώσεις φόρτισης η παραμόρφωση των μελών του κτιρίου δεν υπερβαίνει ούτε το όριο της στάθμης επιτελεσματικότητας *Άμεση Χρήση*. Όσο αναφορά την πλαστική άρθρωση που δημιουργήθηκε στο άκρο του υποστηλώματος και βρίσκεται στην στάθμη οιωνεί κατάρρευσης, μετά από υπολογισμούς που αναφέρονται στο κεφάλαιο της ενίσχυσης, διαπιστώθηκε ότι υπερβαίνει την στάθμη προστασία ζωής για πολύ λίγο, με αποτέλεσμα να μην κρίνεται απαραίτητη η ενίσχυση του. Επομένως, η ικανότητα του κτιρίου έναντι σεισμικών φορτίων, τα οποία αντιστοιχούν σε εδαφική επιτάχυνση 0,16g κρίνεται επαρκής.

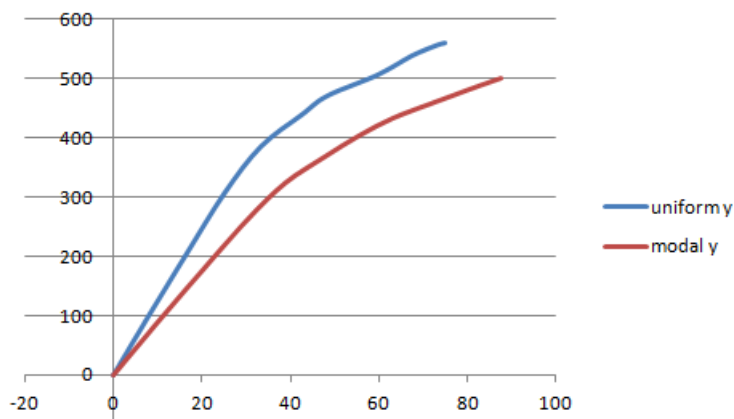
5.3.4 Συγκρίσεις αποτελεσμάτων

5.3.4.1 Καμπύλες ικανότητας

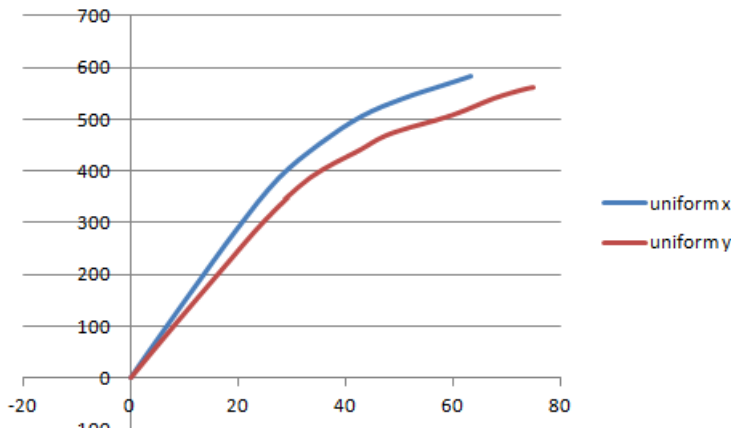
Παρακάτω παρουσιάζονται συγκριτικά ενδεικτικές καμπύλες ικανότητας του κτιρίου και ανά κατεύθυνση επιβολής των οριζόντιων φορτίων και ανάλογα με το αν είναι ιδιομορφική ή ομοιόμορφη κατανομή κατά την ίδια διεύθυνση .



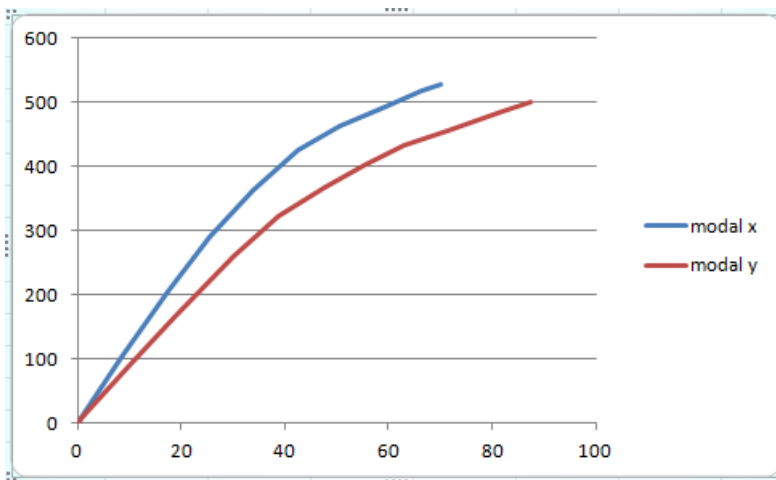
Σχήμα 5.26 Σύγκριση UNIFORM_X – MODAL_X



Σχήμα 5.27 Σύγκριση UNIFORM_Y – MODAL_Y



Σχήμα 5.28 Σύγκριση UNIFORM_X – UNIFORM_Y



Σχήμα 5.29 Σύγκριση MODAL_X – MODAL_Y

Από τα παραπάνω διαγράμματα εξάγονται τα εξής συμπεράσματα:

- Η τέμνουσα βάσης, που αναπτύσσεται πριν την κατάρρευση κατά την επιβολή των οριζόντιων φορτίων με ιδιομορφική κατανομή, είναι μικρότερη σε σχέση με την αυτήν που αναπτύσσεται για ομοιόμορφη κατανομή.
- Κατά τη διεύθυνση Y το κτίριο διαθέτει μικρότερη δυσκαμψία και μπορεί να αναπτύξει μικρότερη τέμνουσα βάσης πριν την κατάρρευση, σε σχέση με τη διεύθυνση X.

5.4.3.1 Μετακίνηση κορυφής (ελαστική ανάλυση – pushover)

Στον Πίνακα 9.12 παρατίθενται, συγκριτικά, οι τιμές της μετακίνησης της κορυφής του κτιρίου (κόμβος 21), όπως προέκυψαν από την ελαστική και την ανελαστική ανάλυσή του. Συγκεκριμένα, συγκρίνεται η μετακίνηση στο Σημείο Επιτελεστικότητας, που υπολογίστηκε από τις αναλύσεις pushover για τις διάφορες κατανομές των οριζόντιων φορτίων, με τη μέγιστη μετακίνηση κορυφής, που υπολογίστηκε από την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης για το ελαστικό φάσμα απόκρισης του ΕΚ8 (§8.4). Επιπλέον, δίνεται η απόκλιση μεταξύ ελαστικής και ανελαστικής απόκρισης

$$\left(\frac{\delta_{ελ} - \delta_{ανελ}}{\delta_{ελ}} \right) \%$$

Πίνακας 5.4 Ελαστική - ανελαστική απόκριση κορυφής κτιρίου

Ανάλυση	Μετακίνηση κορυφής (mm)			
	Διεύθυνση X	Απόκλιση (%)	Διεύθυνση Y	Απόκλιση (%)
<i>UNIFORM_+</i>	18	10	22	48
<i>UNIFORM_-</i>	17.8	50	22	48
<i>MODAL_+</i>	12.5	65	38.5	10
<i>MODAL_-</i>	13	63	38.68	10
Ελαστική	36		43	

Παρατηρείται ότι, από την ελαστική ανάλυση του κτιρίου προκύπτουν, γενικά, μεγαλύτερες μετακινήσεις. Οι αποκλίσεις μεταξύ των αποτελεσμάτων της ελαστικής και της ανελαστικής ανάλυσης κρίνονται αρκετά σημαντικές, δεδομένου ότι κατά μέσο όρο είναι της τάξης του 40% στη X διεύθυνση και 30% στην Y. Οι αποκλίσεις αυτές μπορεί να οφείλονται στους εξής λόγους:

- Κατά την ανάλυση pushover δεν λαμβάνονται υπόψη τα δυναμικά χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης, αλλά τα φορτία επιβάλλονται στατικά.
- Η ανάλυση pushover εκτελείται για μία μορφή κατανομής των οριζόντιων φορτίων κάθε φορά, χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών. Αντίθετα, στην ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης γίνεται επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων όλων των σημαντικών ιδιομορφών.
- Τέλος, για τον υπολογισμό του σημείου επιτελεστικότητας λαμβάνεται υπόψη η αύξηση της ενεργού απόσβεσης, η οποία οφείλεται στο διαδοχικό σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στο φορέα.

5.4.3.2 Υπολογισμός συντελεστή συμπεριφοράς q

Πίνακας 5.5 Διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς q (Διεύθυνση X)

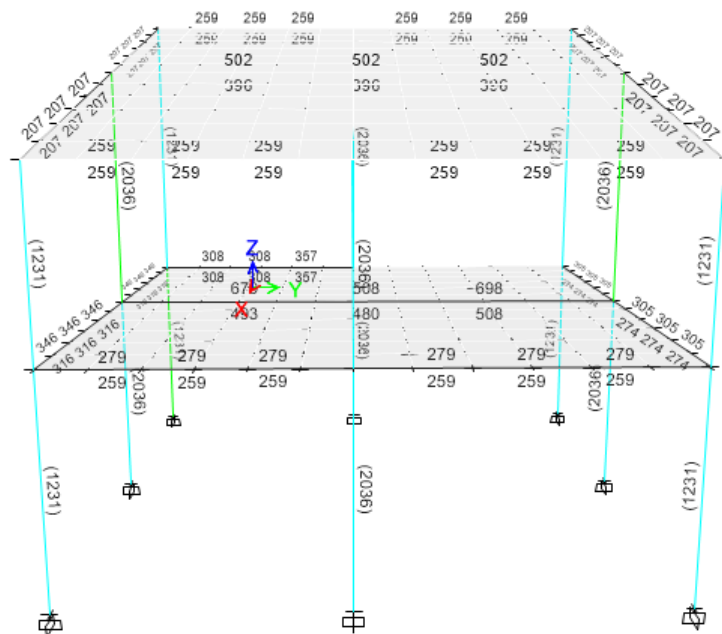
	<i>UNIFORM_X</i>	<i>UNIFORM_-X</i>	<i>MODAL_X</i>	<i>MODAL_-X</i>
du (mm)	64	65.5	70.21	75
dy (mm)	28	33	17.51	25
Vu (kN)	584	591.4	528.5	531
Vy (kN)	386	432	205.9	284
μ	2.3	1.98	4	3
Ω	1.5	1.37	2.5	1.86
q	3.5	2.76	10.26	3.47

Πίνακας 5.6 Διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς q (Διεύθυνση Y)

	<i>UNIFORM_Y</i>	<i>UNIFORM_-Y</i>	<i>MODAL_Y</i>	<i>MODAL_-Y</i>
du (mm)	67.5	71.17	87	88
dy (mm)	33	30	47	50
Vu (kN)	540	580	499	490
Vy (kN)	386	365	367	386
μ	2.04	2.37	4.08	1.76
Ω	1.39	1.58	1.35	1.26
q	2.86	2.93	5.5	2.98

Η ελάχιστη τιμή του διαθέσιμου συντελεστή συμπεριφοράς είναι $q = 2.86$. Με βάση αυτήν την τιμή θα υπολογιστούν τα σεισμικά φορτία στην επόμενη ενότητα, ώστε να ελεγχθεί η σεισμική επάρκεια του κτιρίου και με ελαστική ανάλυση.

Με βάση αυτή την τιμή του q εκτελείται με την ίδια διαδικασία ελαστική ανάλυση για το κτίριο B, η επάρκεια του οποίου φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 9.76 Ποσοστά εκμετάλλευσης των μελών του φορέα για τον σεισμικό συνδυασμό ($q = 2.86$)

6 Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας και ενίσχυση της κατασκευής για σεισμική εδαφική επιτάχυνση 0,36g

6.1 Εισαγωγή

Από τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο διαπιστώθηκε ότι η φέρουσα ικανότητα του κτιρίου επαρκεί, όταν αυτό καταπονείται από σεισμικές δράσεις με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0,16g. Στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας, για περαιτέρω διερεύνηση αλλά και για μεγαλύτερη ασφάλεια του υφιστάμενου κτιρίου, εξετάζεται η συμπεριφορά του υπό τη δράση μεγαλύτερων σεισμικών δυνάμεων και συγκεκριμένα για μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0,36g.

Η συμπεριφορά του κτιρίου επιλέγεται να μελετηθεί ανελαστικά, με τη μέθοδο της φασματικής ικανότητας. Ως στόχος αποτίμησης και ανασχεδιασμού ορίζεται η στάθμη επιτελεστικότητας *Προστασία Ζωής*.

Τα δομικά στοιχεία, των οποίων οι παραμορφώσεις είναι μεγαλύτερες από τις επιτρεπόμενες, ενισχύονται και η διαδικασία αποτίμησης του κτιρίου επαναλαμβάνεται, προκειμένου να διαπιστωθεί ότι σε κανένα στοιχείο δεν σημειώνεται υπέρβαση της επιθυμητής στάθμης επιτελεστικότητας. Για την ενίσχυση χρησιμοποιούνται ελάσματα και υφάσματα ινοπλισμένων πολυμερών άνθρακα (CFRP).

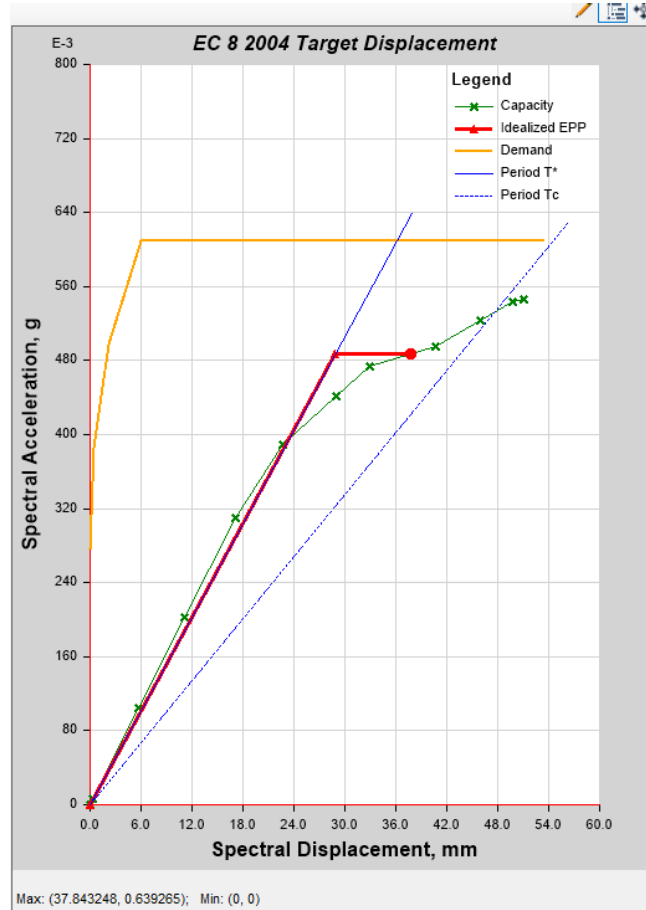
6.2 Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας

Στο Κεφάλαιο 5 παρουσιάστηκαν αναλυτικά οι αναλύσεις pushover, που εκτελέστηκαν με επιβολή των οριζόντιων φορτίων κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου (X και Y), σύμφωνα με την ομοιόμορφη και την ιδιομορφική καθ' ύψος κατανομή. Στην παρούσα ενότητα υπολογίζεται για κάθε ανάλυση το σημείο επιτελεστικότητας του κτιρίου, που αντιστοιχεί σε εδαφική επιτάχυνση 0,36g. Η μετακίνηση που αντιστοιχεί στο σημείο επιτελεστικότητας προσαυξάνεται κατά 30%, σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ. και με βάση αυτή την επαυξημένη στοχευόμενη μετακίνηση ελέγχεται εάν οι παραμορφώσεις των δομικών στοιχείων του κτιρίου υπερβαίνουν την στάθμη επιτελεστικότητας *Προστασία Ζωής*.

Ακολουθείται, δηλ η ίδια διαδικασία που πραγματοποιήθηκε και για επιτάχυνση 0.16g. Από τη ανάλυση προκύπτει ότι όπως και για 0.16g η ιδιομορφική φόρτιση κατά y κρίθηκε δυσμενέστερη, έτσι και για επιτάχυνση 0.36g η ιδιομορφική φόρτιση κατά y κρίνεται δυσμενέστερη και η ενίσχυση γίνεται με βάση αυτήν.

Παρακάτω, παρουσιάζονται για την δυσμενέστερη ανάλυση το σημείο επιτελεστικότητας (V,D), η στοχευόμενη μετακίνηση (Δ) και η παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου στο βήμα της ανάλυσης, που αντιστοιχεί στην στοχευόμενη μετακίνηση.

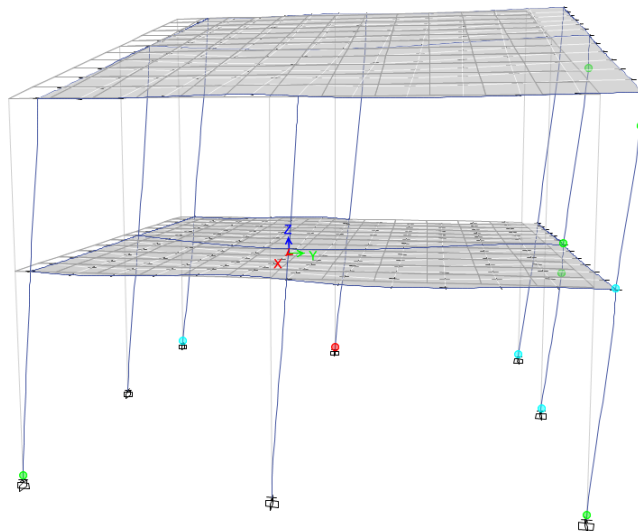
▪ **MODAL_Y**



Σχήμα 6.1 Σημείο επιτελεστικότητας για εδαφική επιτάχυνση 0,36g (MODAL_Y)

Πίνακας 6.1 Στοχευόμενη μετακίνηση για εδαφική επιτάχυνση 0,36g (MODAL_Y)

Σημείο Επιτελεστικότητας		Στοχευόμενη Μετακίνηση	Βήμα
V (kN)	D (mm)	Δ (mm)	
494	55	71.5	10



Σχήμα 6.2 Παραμορφωσιακή κατάσταση του κτιρίου στη στοχευόμενη μετακίνηση (MODAL_Y)

6.3 Ενισχύσεις

Για την ενίσχυση του κτιρίου επιλέγεται να χρησιμοποιηθούν σύνθετα υλικά από ινοπλισμένα πολυμερή με ίνες άνθρακα (CFRP). Η επιλογή αυτή γίνεται λόγω των πλεονεκτημάτων που παρουσιάζει η ενίσχυση με σύνθετα υλικά σε σχέση με τους συμβατικούς τρόπους ενίσχυσης (μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, σύνδεσμοι δυσκαμψίας, κλπ). Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας απορρίφθηκαν και για αισθητικούς λόγους καθώς πρόκειται για κατοικία και δεν θα ήταν επιθυμητή η εμφανή παρέμβαση .

Υπολογισμός απαιτούμενων στρώσεων

Σύμφωνα με τον ΕΚ8 – 3 το απαραίτητο μέγεθος της πίεσης περίσφιγξης (f_l), η οποία θα πρέπει να εφαρμοσθεί εξαρτάται από τον λόγο μεταξύ της επιδιωκόμενης πλαστιμότητας καμπυλότητας, $\mu_{\phi,tar}$ και της διαθέσιμης πλαστιμότητας καμπυλότητας, $\mu_{\phi,ana}$ και υπολογίζεται από τη σχέση:

$$f_l = 0,4 I_{\chi^2} f_c \cdot \epsilon_{cu2} / \epsilon_{ju1,5}$$

Για την περίπτωση των ορθογωνικών διατομών στις οποίες οι γωνίες είναι στρογγυλεμένες έτσι ώστε να επιτρέπουν την τύλιξη του FRP γύρω από αυτές, η πίεση περισφιγξης η οποία εφαρμόζεται από το ύφασμα FRP υπολογίζεται ως:

$$f_l = k_s \cdot f_i$$

Όπου : $k_s = 2Rc/D$ και $f_l = 2 \cdot E_f \cdot \epsilon_{ju} \cdot t_f / D$

Για την πραγματοποίηση των ενισχύσεων χρησιμοποιείται το ύφασμα SikaWrap 300 C της εταιρίας Sika. Πρόκειται για ένα πλεκτό ύφασμα με ίνες άνθρακα μονής διεύθυνσεως, υψηλής εφελκυστικής αντοχής, του οποίου η τοποθέτηση μπορεί να γίνει χρησιμοποιώντας ξηρή ή υγρή μέθοδο εφαρμογής. Τα χαρακτηριστικά του δίνονται παρακάτω.

Πίνακας 6.2 Χαρακτηριστικά SikaWrap 300 C

SikaWrap 300 C			
Εφελκυστική αντοχή (MPa)	Μέτρο ελαστικότητας (GPa)	Πάχος υφάσματος (mm)	Βάρος (gr/m ²)
3200	220	0,167	304

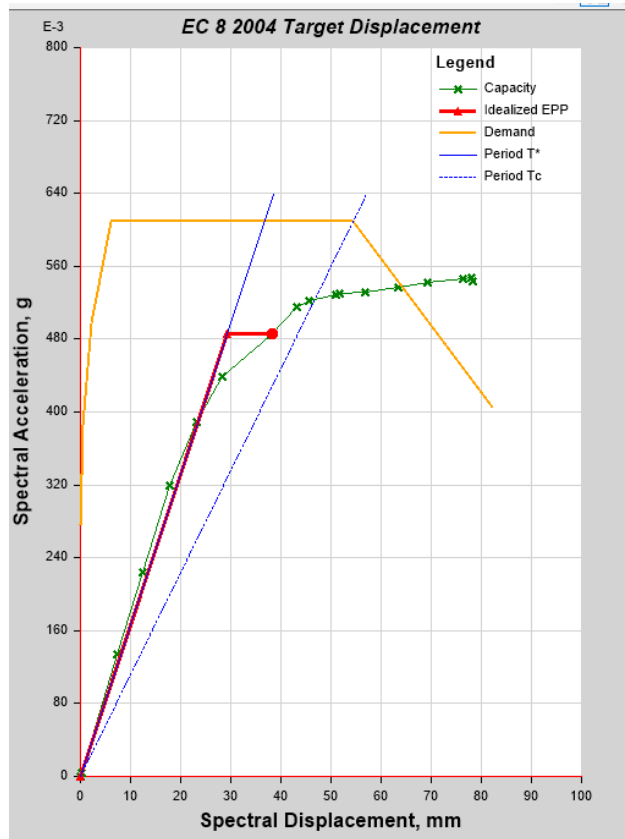
Πίνακας 6.3 Απαιτούμενες στρώσεις υφάσματος SikaWrap 300 C

	b_c (m)	h_c (m)	db_L (m)	φ_y (1/m)	$\varphi_{u,ava}$ (1/m)	$\mu\varphi_{,av}$ <i>a</i>	θ_y (rad)	θ_{LS} (rad)	$\theta_{u,tar}$ (rad)	$\mu\theta_{,tar}$	$\mu\varphi_{,tar}$	f_l (MPa)	f_l' (MPa)	n
AK1	0,3	0,3	0,014	0,0102	0,0616	6,039	0,0075	0,0330	0,0439	5,844	10,688	0,192	0,990	1
AK2	0,5	0,3	0,018	0,0063	0,0264	4,209	0,0088	0,0319	0,0425	4,854	8,707	0,262	0,356	1
AK3	0,3	0,3	0,014	0,0102	0,0608	5,961	0,0075	0,0261	0,0348	4,632	8,263	0,118	0,990	1
AK4	0,3	0,5	0,018	0,0106	0,0550	5,189	0,0056	0,0321	0,0428	7,599	14,199	0,458	0,356	2
AK5	0,3	0,5	0,018	0,0109	0,0511	4,688	0,0057	0,0243	0,0324	5,652	10,303	0,296	0,356	1
AK6	0,3	0,3	0,014	0,0103	0,0590	5,728	0,0076	0,0328	0,0438	5,779	10,558	0,208	0,990	1
AK7	0,5	0,3	0,018	0,0062	0,0289	4,695	0,0086	0,0326	0,0435	5,068	9,137	0,232	0,356	1
AK8	0,3	0,3	0,014	0,0103	0,0590	5,728	0,0076	0,0249	0,0331	4,376	7,751	0,112	0,990	1

Πίνακας 6.4 Χαρακτηριστικά σημεία καμπύλων M – θ_{pl} ενισχυμένων υποστυλωμάτων

	A	B	C	D	E	IO	LS	CP
AK1	0	0	0,0364	0,0364	0,0584	0,0075	0,0254	0,0364
AK2	0	0	0,0338	0,0338	0,055	0,0088	0,0231	0,0338
AK3	0	0	0,0273	0,0273	0,0447	0,0075	0,0186	0,0273
AK4	0	0	0,0371	0,0371	0,0585	0,0056	0,0265	0,0371
AK5	0	0	0,0267	0,0267	0,0429	0,0057	0,0186	0,0267
AK6	0	0	0,0362	0,0362	0,0581	0,0076	0,0253	0,0362
AK7	0	0	0,0349	0,0349	0,0567	0,0086	0,024	0,0349
AK8	0	0	0,0256	0,0256	0,0421	0,0076	0,0173	0,0256

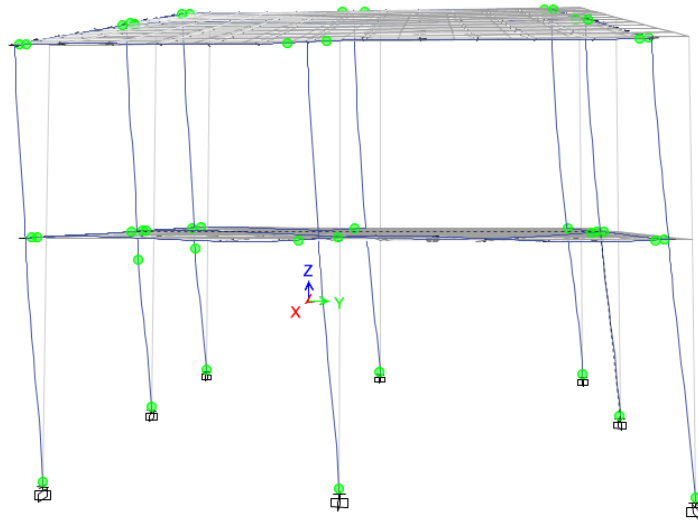
Σημειώνεται ότι, βάσει πειραματικών αποτελεσμάτων έχει διαπιστωθεί ότι αν το πάχος του μανδύα είναι μικρό, όπως στην παρούσα μελέτη, αυξάνεται μόνο η οριακή παραμόρφωση, και κατά συνέπεια η πλαστιμότητα του περισφιγμένου σκυροδέματος και όχι η αντοχή του. Γι' αυτόν τον λόγο στα χαρακτηριστικά των πλαστικών αρθρώσεων μεταβάλλονται μόνο οι τιμές των γωνιών στροφής και όχι οι τιμές των ροπών αντοχής των διατομών. Μετά την εισαγωγή των πλαστικών αρθρώσεων για τις ενισχυμένες διατομές, πραγματοποιούνται ξανά οι αναλύσεις pushover, όπως και παραπάνω. Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για την δυσμενέστερη φόρτιση (Modal Y) μετά την ενίσχυση.



Σχήμα 6.4 Σημείο επιτελεστικότητας ενισχυμένου κτιρίου (MODAL_Y)

Πίνακας 6.5 Στοχευόμενη μετακίνηση στην ανάλυση MODAL_Y(προσαύξηση 30%)

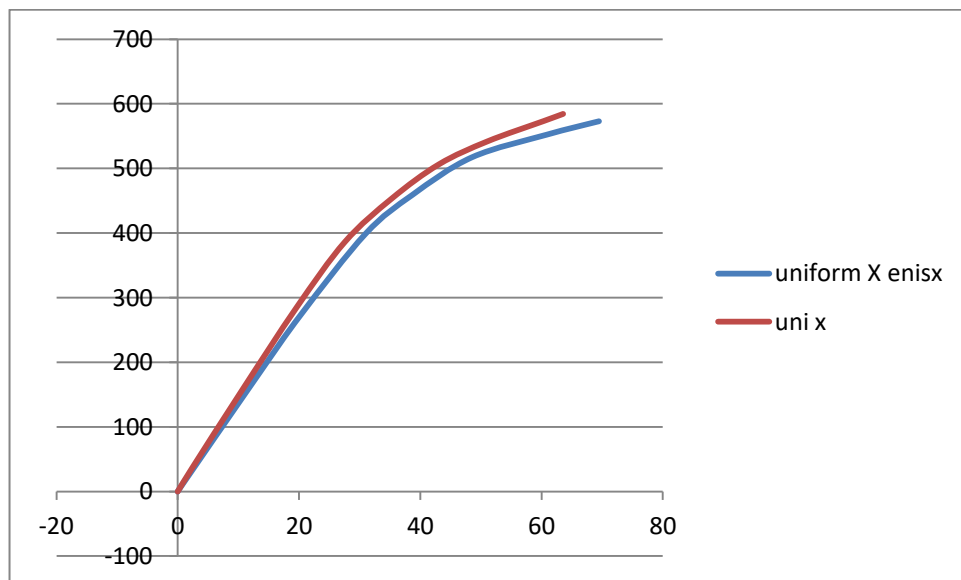
Σημείο Επιτελεστικότητας		Στοχευόμενη Μετακίνηση	Βήμα
V (kN)	D (mm)	Δ (mm)	
493	76	98	10



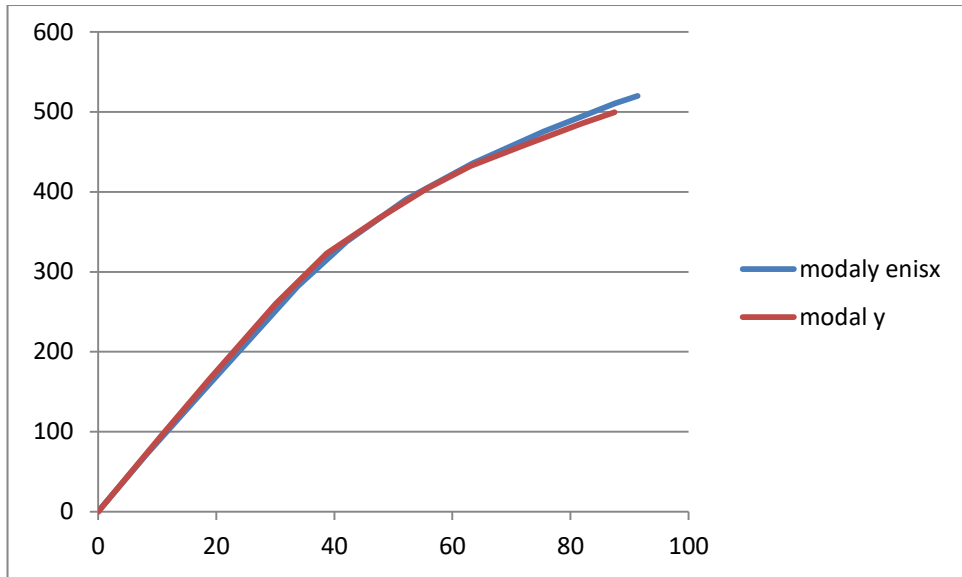
Σχήμα 6.5 Παραμορφωσιακή κατάσταση ενισχυμένου κτιρίου στη στοχευόμενη μετακίνηση

Είναι εμφανές πως μειώθηκαν οι πλαστικές αρθρώσεις που ξεπερνούν την στάθμη επιτελεστικότητας προαστασία ζωής στον ενισχυμένο φορέα. Για το λόγο αυτό κρίνεται μη απαραίτητη η περαιτέρω ενίσχυση του φορέα.

Στα επόμενα σχήματα παρουσιάζεται η σύγκριση μεταξύ των καμπυλών ικανότητας του ενισχυμένου φορέα και του μη ενισχυμένου ανά διεύθυνση φόρτισης.



Σχήμα 6.6 Καμπύλη ικανότητας του κτιρίου πριν και μετά την ενίσχυση για επιβολή των οριζόντιων φορτίων κατά τη διεύθυνση X



Σχήμα 6.7 Καμπύλη ικανότητας του κτιρίου πριν και μετά την ενίσχυση για επιβολή των οριζόντιων φορτίων κατά τη διεύθυνση Y

7 Διερεύνηση της επιρροής των τοιχοπληρώσεων στην συνολική απόκριση της κατασκευής.

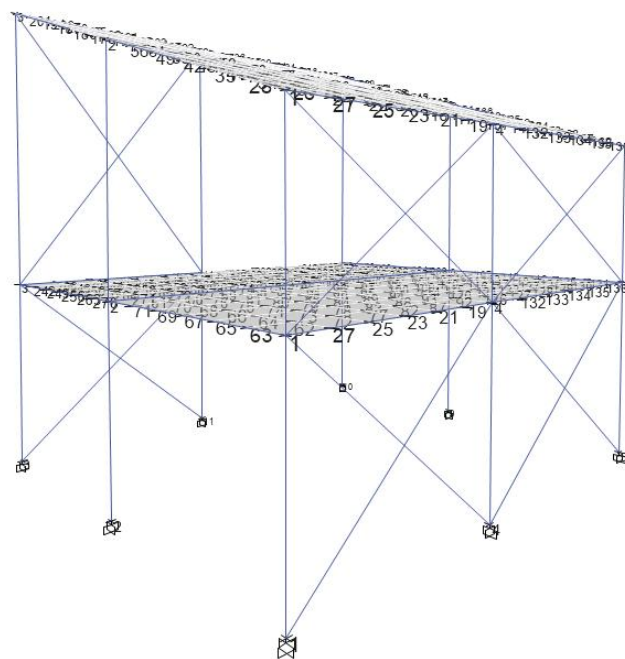
7.1 Εισαγωγή

Στο παρόν κεφάλαιο διερευνάται η επιρροή της τοιχοπλήρωσης στην συνολική απόκριση της κατασκευής. Πραγματοποιούνται ελαστικές και ανελαστικές αναλύσεις και γίνεται σύγκριση του φορέα χωρίς και με τοιχοπληρώσεις. Η επιρροή της τοιχοπλήρωσης διερευνάται μόνο για το κτίριο Β, καθώς το κτίριο Α, συμπεριφέρεται ελαστικά για το φάσμα σχεδιασμού και δε παρουσιάζει βλάβες.

7.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ

Στο υπό μελέτη κτίριο υπάρχει διπλός μπατικός τοίχος κατά την διεύθυνση Y και X αντίστοιχα. Στη διεύθυνση X, λόγω της ύπαρξης ανοιγμάτων επιλέχθηκε να μην προσομοιωθεί η τοιχοπλήρωση, καθώς με βάση των ΚΑΝΕΠΕ, όταν τα ανοίγματα είναι τοποθετημένα σχετικά κοντά στο κέντρο και οι διαστάσεις τους ξεπερνάν το 50% των διαστάσεων του φανώματος της τοιχοπλήρωσης στην οποία είναι τοποθετημένα, η τοιχοπλήρωση μπορεί να αγνοηθεί.

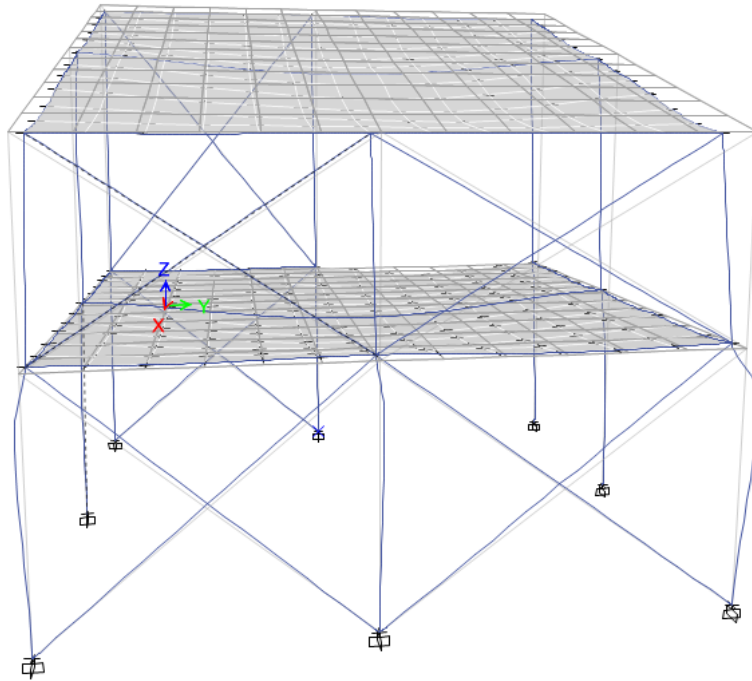
Συνεπώς, προσομοιώθηκαν οι τοιχοπληρώσεις μόνο στη διεύθυνση Y, όπου δεν υπήρχαν ανοίγματα με τη χρήση θλιβόμενης διαγωνίου. Γενικότερο με τη μέθοδο της θλιβόμενης διαγωνίου η τοιχοπλήρωση εξιδανικεύεται με ένα ένα γραμμικό θλιβομένο στοιχείο, η συμπεριφορά του οποίου καθορίζεται από ένα ελαστοπλαστικό διάγραμμα σ-ε.



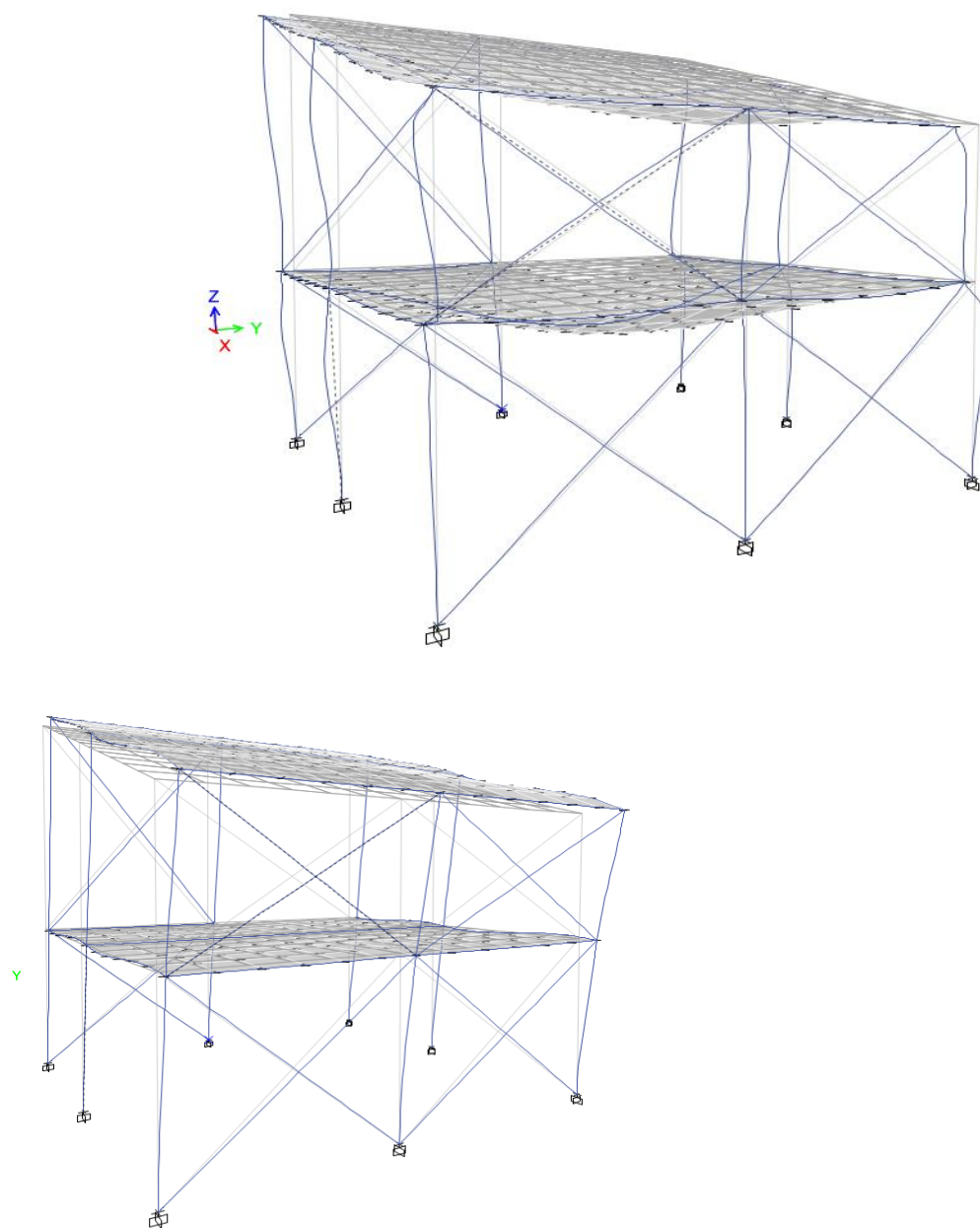
Σχήμα 7.1 Προσομοίωμα κτιρίου

7.3 Ελαστική Ανάλυση

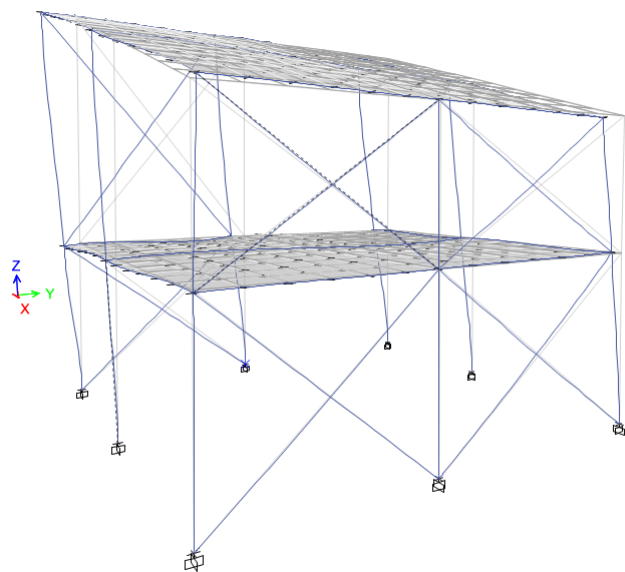
Για την ελαστική ανάλυση της κατασκευής οι διαγώνιοι θλιπτήρας εισήχθησαν στο πρόγραμμα με την μισή τους δυστένεια, έτσι ώστε να λαμβάνεται υπόψην κάθε φορά η μισή αντοχή για τις αναλύσεις. Από τα αποτελέσματα των ελαστικών αναλύσεων διαπιστώθηκε μεγάλη μείωση στις μετακινήσεις κατα Y , καθώς και σημαντική μείωση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής.



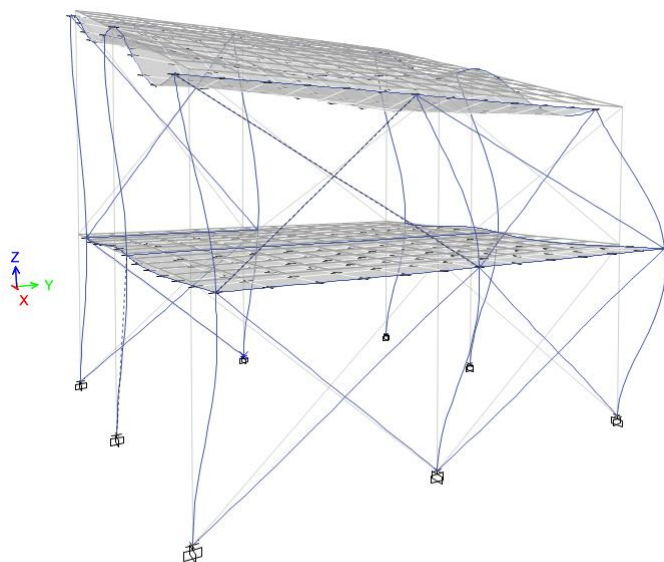
Σχήμα 7.2 Παραμόρφωση κτιρίου για E_x



Σχήμα 7.4 $T_1 = 0,481s$ (μεταφορική κατά Y)



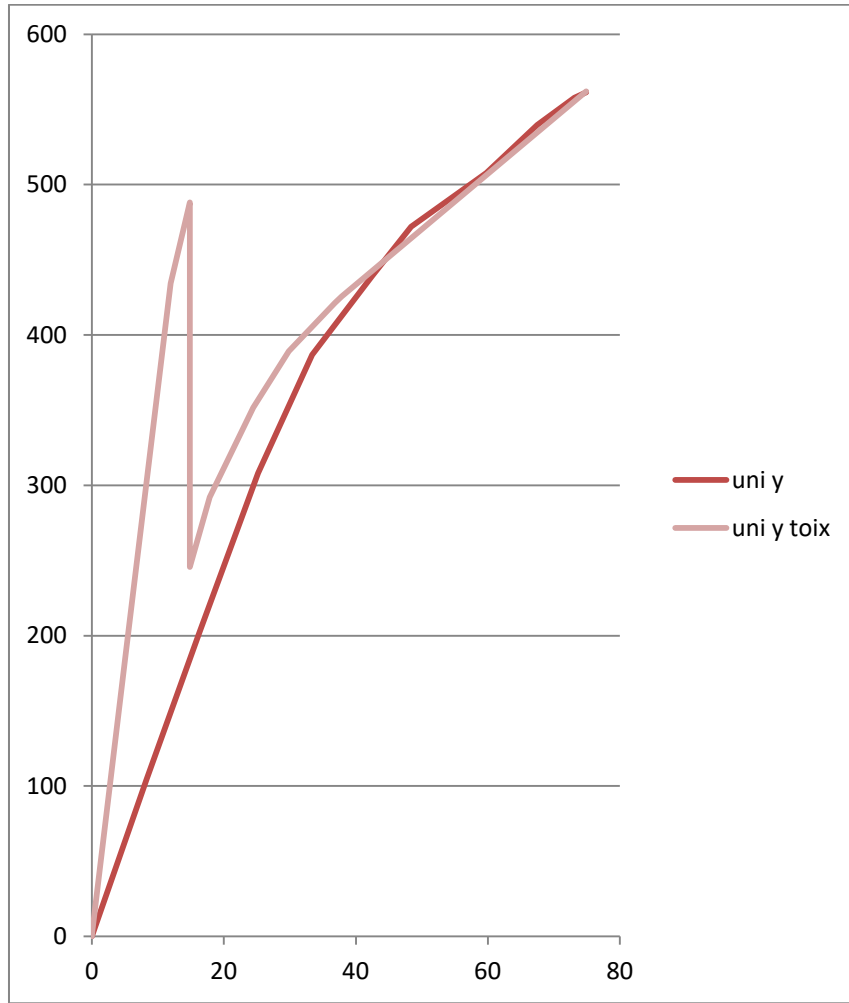
Σχήμα 7.5 $T_2 = 0,213$ s (μεταφορική κατά X)



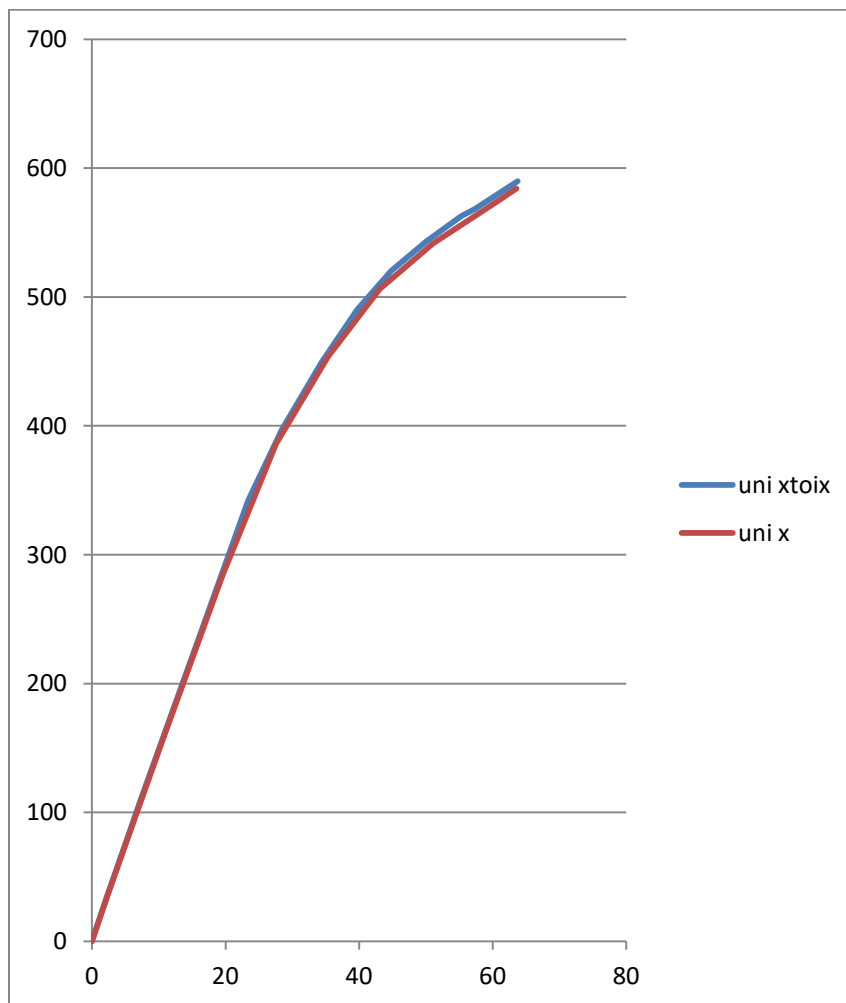
Σχήμα 7.6 $T_2 = 0,17$ s (στρεπτική)

7.4 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Από τις ανελαστικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν διαπιστώθηκε, πως το κτίριο με την τοποθέτηση της τοιχοπλήρωσης στην διεύθυνση Y, παρουσιάζει βελτιωμένη εικόνα σε σχέση με τις μετακινήσεις. Συγκεκριμένα, όπως φαίνεται κ απο την καμπύλη ικανότητας για ιδιομορφική φόρτιση κατα Y, έχουμε μεγάλη αύξηση της ικανότητας παραλαβής τέμνουσας, συγκριτικά με την ίδια φόρτιση για χωρίς τοιχοπλήρωση.



Σχήμα 7.7 Σύγκριση για τις καμπύλες ικανότητας για ομοιόμορφη φόρτιση κατά Υ.



Σχήμα 7.8 Σύγκριση για τις καμπύλες ικανότητας για ομοιόμορφη φόρτιση κατά X

Όπως αναμένονταν για την χ διεύθυνση, όπου δεν έχουν τοποθετηθεί διαγώνιοι θλιπτήρες, η απόκριση της κατασκευής δεν παρουσιάζει διαφορά.

8 Συμπεράσματα

Από την εξέταση του κτιρίου διαπιστώνεται η επάρκεια της φέρουσας ικανότητάς του έναντι σεισμικών δράσεων, οφειλόμενων σε εδαφική επιτάχυνση 0,16g, για την οποία είχε αρχικά σχεδιαστεί.

Από τη διερεύνηση της συμπεριφοράς του κτιρίου σε εδαφική επιτάχυνση 0,36g και τον έλεγχο της επάρκειάς του σε όρους παραμορφώσεων μέσω της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης προκύπτει η ανάγκη ενίσχυσης των υποστυλωμάτων του ισογείου.

Η ενίσχυση του κτιρίου, μέσω περίσφιγξης των κρίσιμων περιοχών των υποστυλωμάτων του ισογείου, με μανδύες σύνθετων υλικών κρίνεται ιδιαίτερα αποτελεσματική στην αύξηση της πλαστιμότητάς του, καθώς με 1-2 στρώσεις υφάσματος CFRP επιτυγχάνεται αύξηση της πλαστιμότητας κατά 70%.

Τέλος, από τη σύγκριση της απόκρισης του κτιρίου με την προσομοίωση της τοιχοπλήρωσης και χωρίς, κατα την διεύθυνση y, που είναι κ η διεύθυνση τοποθέτησης της, παρατηρείται μεγάλος περιορισμός των μετακινήσεων (γύρω στο 70%), αύξηση της δυσκαμψίας της κατασκευής και γενικότερη κρίνεται ευμενής η επιρροή της,

Βιβλιογραφία

- [1] Βάγιας Ι., 2010, *Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα*, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
- [2] Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., 2013, *Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής*, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
- [3] Βασιλικό Διάταγμα, 1954, *Περί Κανονισμών δια την μελέτην και εκτέλεσιν οικοδομικών έργων εξ ωπλισμένου σκυροδέματος*, Τεύχος Πρώτον, αριθμός φύλλου 160, Αθήνα
- [4] Γιαννόπουλος Π., *Πλαστιμότητα κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα*, σημειώσεις μαθήματος: Κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, ΕΜΠ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα
- [5] Δρίτσος Σ., 2005, *Επισκευές και ενισχύσεις κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα*, γ' αναθεωρημένη έκδοση, Πάτρα
- [6] Ερμόπουλος Ι., 2005, *Ευρωκώδικας 1, Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα*, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
- [7] Κανελλόπουλος Α., 2007, *Αντισεισμικός σχεδιασμός και ενίσχυση κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα*, Εκδόσεις Cubus Hellas, Αθήνα
- [8] ΚΑΝ.ΕΠΕ, 2013, *Κανονισμός επεμβάσεων*, ΟΑΣΠ
- [9] Καρύδης Γ., *Δομητικές επεμβάσεις ενισχύσεων με ινώδη σύνθετα υλικά*, Sika CarboDur
- [10] Κατσικαδέλης Ι., 2002, *Δυναμική των κατασκευών*, Τόμος Ι, Εκδόσεις Συμμετρία
- [11] Κατσικαδέλης Ι., 2004, *Δυναμική των κατασκευών*, Τόμος ΙΙ, Εκδόσεις Συμμετρία
- [12] Μπούρνας Δ., 2008, *Ενίσχυση υποστυλωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος με νέα υλικά: ινοπλέγματα ανόργανης μήτρας, οπλισμοί σύνθετων υλικών ή ανοξείδωτου χάλυβα σε εγκοπές*, Διδακτορική Διατριβή, Πανεπιστήμιο Πατρών, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πάτρα
- [13] Μπούρνας Δ., Τριανταφύλλου Α., 2009, *Ενίσχυση Υποστυλωμάτων Οπλισμένου Σκυροδέματος σε Ανακυκλιζόμενη Κάμψη με Πρόσθετους Οπλισμούς σε Εγκοπές (ΠΟΕ)*, 16^ο Συνέδριο Σκυροδέματος, ΤΕΕ, Πάφος, Κύπρος
- [14] Παπαδρακάκης Μ., 2003, *Πλαστική ανάλυση ραβδωτών φορέων*, σημειώσεις μαθήματος Στατική V, ΕΜΠ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα
- [15] Σπυράκος Κ., 2004, *Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία*, ΤΕΕ, Αθήνα
- [16] Τριανταφύλλου Α., 2003, *Ενισχύσεις κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος με σύνθετα υλικά*
- [17] Τσάμπρας Γ., 2010, *SAP2000 Ανάλυση & σχεδιασμός κατασκευών με πεπερασμένα στοιχεία*, Πάτρα
- [18] Χατζηκυριάκος Ε., 2011, *Ελαστική και ανελαστική ανάλυση φορέα από οπλισμένο σκυρόδεμα ενισχυμένου με μεταλλικά υποστυλώματα*, Διπλωματική εργασία, ΕΜΠ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα
- [19] Χιώτης Δ., 2012, *Ενίσχυση δομικών μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα και φέρουσα τοιχοποιία με ινοπλισμένα πολυμερή*, Μεταπτυχιακή εργασία, ΕΜΠ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα
- [20] Ψυχάρης Γ., 2015, *Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας (Τεύχος 1)*, σημειώσεις μαθήματος Αντισεισμική Τεχνολογία 1&2, ΕΜΠ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα

- [21] Ψυχάρης Γ., 2015, *Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας (Τεύχος 2)*, σημειώσεις μαθήματος Αντισεισμική Τεχνολογία 1&2, ΕΜΠ, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα
- [22] ATC, 1996, “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings”, ATC-40 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California
- [23] Chopra A., 2010, *Δυναμική των κατασκευών, θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική*, Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα
- [24] CSI, 2011, *SAP2000: Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge*, Berkeley, California
- [25] EN 1990, 2004, *Eurocode 0: Basic of structural design*, CEN, European committee for standardization
- [26] EN 1991, 2005, *Eurocode 1: Actions on structures*, CEN, European committee for standardization
- [27] EN 1992-1, 2005, *Eurocode 2: Design of concrete structures*, Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN, European Committee for standardization
- [28] EN 1998-1, 2004, *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance*, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, CEN, European committee for standardization
- [29] EN 1998-3, 2005, *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance*, Part 3: Strengthening and repair of buildings, CEN, European committee for standardization
- [30] Fardis M., 2009, *Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings*, Published by Springer
- [31] FEMA, 2000, *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, FEMA 356, Virginia
- [32] FIB, 2001, “Externally bonded FRP reinforcement for RC structures”, bulletin 14
- [33] Pauley T., Priestley M., 1996, *Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα και τοιχοποιία*, μετάφραση της αγγλικής έκδοσης “Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings”, Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- [34] Penelis G., Penelis Gr., 2014, *Concrete Buildings in Seismic Regions*, Published by CRC Press
- [35] Rombach G., 2011, *Finite-element design of concrete structures*, second edition, Published by ICE Publishing, London