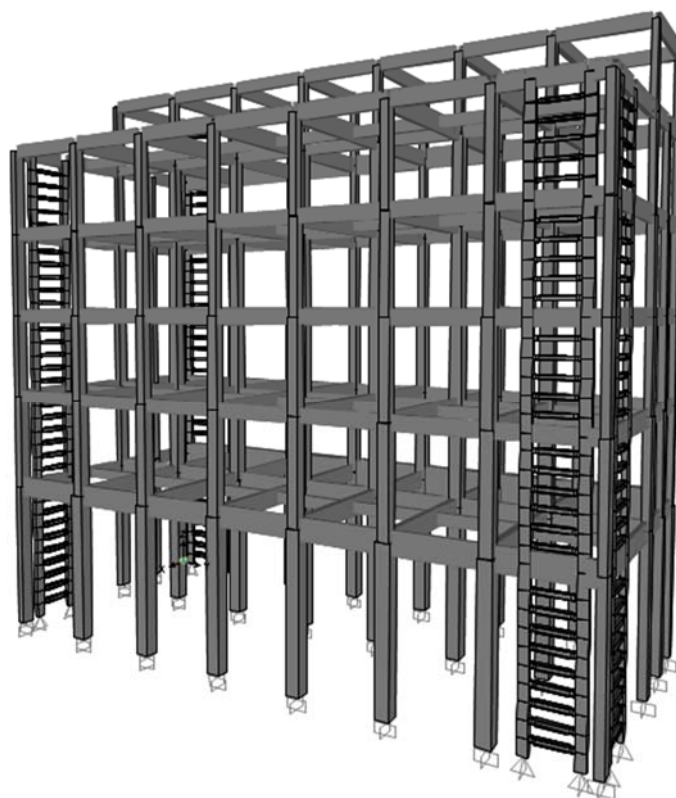




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Τομέας Δομοστατικής  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## Ενίσχυση υφιστάμενου κτιρίου με καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα δοκοί σύζευξης FUSEIS



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Ιωάννης Μηλιώτης

Επιβλέπων: Καθηγητής Ιωάννης Βάγιας

Αθήνα, Οκτώβριος 2018

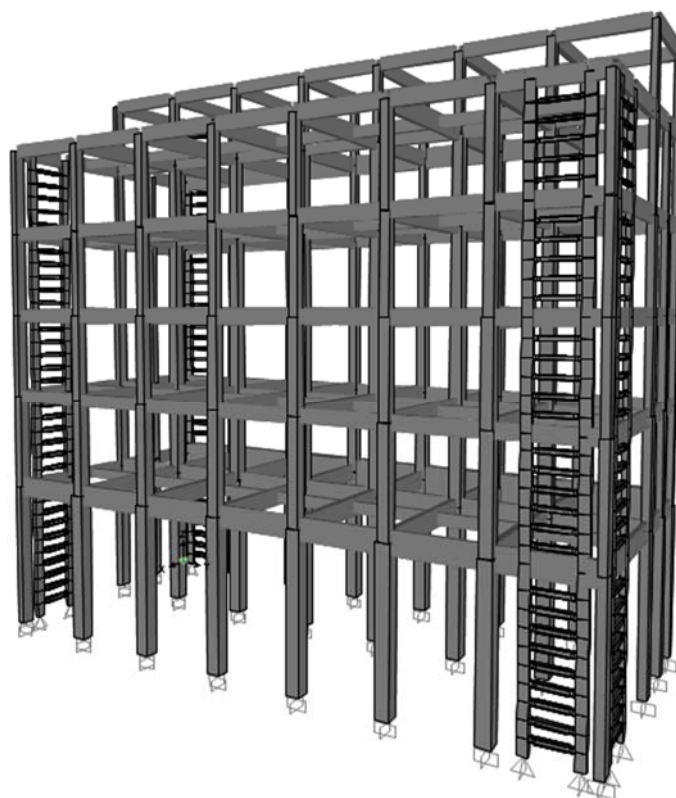
ΕΜΚ ΜΕ 2018/16





NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS  
School of Civil Engineering  
Department of Structural Engineering  
Institute of Steel Structure

# Rehabilitation an of existing building with innova- tive anti-seismic systems FUSEIS beam link



MASTER THESIS

**Ioannis Miliotis**

Supervisor: prof. Ioannis Vayas

Athens, October 2018

ISS MT 2018/16



Ενίσχυση υφιστάμενου κτιρίου με καινοτόμα  
αντισεισμικά συστήματα δοκοί σύζευξης  
FUSEIS

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Ιωάννης Μηλιώτης

Επιβλέπων: Καθηγητής Ιωάννης Βάγιας

Μηλιώτης Ιωάννης (2018).  
Ενίσχυση υφιστάμενου κτιρίου με καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα  
δοκοί σύζευξης FUSEIS  
Μεταπτυχιακή Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2018/16  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Miliotis Ioannis (2018).  
Rehabilitation of an existing building with innovative anti-seismic systems FUSEIS beam  
link  
Master Thesis ISS MT 2018/16  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

## περιεχόμενα

Abstract .....	III
Περίληψη .....	V
Ευχαριστίες .....	VII
1 Εισαγωγή .....	1
1.1 Αντικείμενο εργασίας.....	1
2 Σεισμική αποτίμηση κατασκευών .....	3
2.1 Πλαστικές Αρθρώσεις.....	3
2.2 Η μέθοδος Pushover.....	4
2.3 Στάθμες επιτελεστικότητας .....	5
2.4 Στόχος αποτίμησης η ανασχεδιασμού.....	6
3 Περιγραφή - προσομοίωση υφιστάμενης κατασκευής.....	9
3.1 Περιγραφή υφιστάμενης κατασκευής .....	9
3.2 Προσομοίωση υφιστάμενης κατασκευής.....	11
3.2.1 Υλικά.....	13
3.2.2 Φορτίσεις.....	15
4 Έλεγχος επάρκειας κατασκευής .....	17
4.1 Ιδιομορφική ανάλυση.....	17
4.2 Ελαστική ανάλυση .....	18
4.2.1 Στατική ανάλυση υπό το βασικό συνδυασμό της ΟΚΑ.....	18
4.2.2 Φαινόμενα 2ας τάξης (P-Δ).....	19
4.2.3 Δυναμική Φασματική Ανάλυση.....	20
4.3 Μη γραμμική στατική ανάλυση .....	22
4.3.1 Γενικά στοιχεία .....	22
4.3.2 Πλαστικές αρθρώσεις.....	23
4.3.3 Αποτελέσματα ανάλυσης .....	24
4.3.4 Υπολογισμός συντελεστή συμπεριφοράς $q$ .....	31
5 Ενίσχυση υφιστάμενης κατασκευής.....	33
5.1 Περιγραφή του συστήματος Fuseis.....	33
5.2 Τύποι αντισεισμικών συστημάτων Fuseis.....	34
5.2.1 Σύστημα Fuseis με απομειωμένες διατομές.....	34
5.3 Προσομοίωση ενισχυμένης κατασκευής.....	37
5.3.1 Γενικά Στοιχεία Ενίσχυσης.....	37
5.3.2 Μόρφωση φορέα για μη γραμμική ανάλυση – πλαστικές αρθρώσεις .....	41
5.4 Ανάλυση ενισχυμένης κατασκευής.....	42
5.4.1 ιδιομορφική ανάλυση κατασκευής.....	42
5.4.2 Μη γραμμική στατική ανάλυση .....	44
5.4.3 Συντελεστής συμπεριφοράς $q$ .....	51
6 Ενίσχυση υποστυλωμάτων με ινοπλισμένα πολυμερή.....	53
6.1 Εισαγωγή.....	53
6.2 Διαδικασία ενίσχυσης με μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή(FRP) .....	54
6.3 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης.....	63
7 Βιβλιογραφικές αναφορές .....	73





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

MASTER THESIS  
ISS MT 2018/16

**Rehabilitation of an existing building with innovative anti-seismic systems FUSEIS beam link**

Miliotis Ioannis (supervised by Vayas I.)

**Abstract**

The object of this master thesis is the evaluation of the seismic adequacy of an existing 6-storey office building made of concrete which was designed in 1954, and its strengthening with innovative anti-seismic systems FUSEIS beam link. These innovative seismic resistant systems consist of two strong columns rigidly connected by multiple links. The seismic energy dissipation is achieved through plastification of small fuses, while leaving the rest of the structure undamaged. In this case the links that connecting the columns consist of an I-shaped beam with reduced beam section in the ends

Firstly, a theoretical approach of the evaluation of the seismic capacity of an existing structure is presented, using non-linear static analysis as well as the concept of performance-based designing of a structure.

Then some indicative elastic analyses were performed to obtain an initial estimation of the behaviour of the building under vertical and seismic loads.

The building was subjected to non-linear static analysis to calculate its capacity curve, the targeted displacement and the performance levels of the structure. As expected, it was found that the building needed to be strengthened, especially in the first two floors where we have the appearance of soft-storey mechanism.

This was followed by a first phase of building reinforcement with innovative anti-seismic systems FUSEIS beam link, which were placed in both directions of construction, thus increasing the rigidity of the building and eliminating the soft-storey mechanism. In order to evaluate the adequacy of the construction, the building was subjected again to non-linear static analysis, which showed that despite the improvement of the seismic behaviour of the structure, the redesigning goal was not achieved, as the absence of shear reinforcement on the columns, and thus the lack of ductility, resulted in their failure even for small deformations. For this reason, it was considered necessary to further strengthen the columns on the first two floors.

Finally, a second phase of building reinforcement was carried out on those columns of the first and second floors that exceeded the desired performance level in the previous phase.

The reinforcement was implemented by synthetic materials from fibre-reinforced polymers to increase the ductility of the particular structural elements. The building was re-examined with non-linear static analysis and its adequacy was established.

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ  
ΕΜΚ ΜΕ 2018/16

**Ενίσχυση υφιστάμενου κτιρίου με καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα  
δοκοί σύζευξης FUSEIS**

Μηλιώτης Ιωάννης. (Επιβλέπων: Βάγιας Ι.)

**Περίληψη**

Σκοπός της παρούσας εργασίας είναι η μελέτη επάρκειας ενός υφιστάμενου εξώροφου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα το οποίο σχεδιάστηκε πριν από το 1954, και η ενίσχυσή του με καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα δοκών σύζευξης FUSEIS. Τα συστήματα αυτά αποτελούνται από δύο υποστυλώματα που τοποθετούνται σε μικρή απόσταση και συνδέονται μεταξύ τους με πολλαπλούς συνδέσμους. Η απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας γίνεται μέσω της πλαστικοποίησης προεπιλεγμένων τμημάτων των συνδέσμων τα οποία είναι εύκολο να αντικατασταθούν, ενώ τα υπόλοιπα τμήματα του συστήματος FUSEIS παραμένουν ελαστικά. Οι σύνδεσμοι στην προκειμένη περίπτωση αποτελούνται από δοκούς μεταλλικής διατομής τύπου ΗΕΑ στις οποίες έχει απομειωθεί η διατομή στα άκρα μέσω απότμησης τμήματος των πελμάτων. Η απομείωση της διατομής συντελεί στην ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων στις θέσεις που έχουν προεπιλεγεί.

Αρχικά γίνεται μια εισαγωγή στην διαδικασία που ακολουθείται για την αποτίμηση της σεισμικής επάρκειας μιας υφιστάμενης κατασκευής, με χρήση μη γραμμικής στατικής ανάλυσης, καθώς και στη φιλοσοφία ανασχεδιασμού μιας κατασκευής με στάθμες επιτελεστικότητας.

Έπειτα εκτελέστηκαν μερικές ενδεικτικές ελαστικές αναλύσεις, ώστε να αποκτηθεί μια πρώτη εικόνα της συμπεριφοράς του κτιρίου υπό τα κατακόρυφα και τα σεισμικά φορτία.

Στη συνέχεια το κτίριο αναλύθηκε με τη μέθοδο της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης ώστε να υπολογιστούν, η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου, η στοχευόμενη μετακίνηση και οι στάθμες επιτελεστικότητας της κατασκευής. Όπως ήταν αναμενόμενο διαπιστώθηκε η μη επάρκεια του κτιρίου και η ανάγκη ενίσχυσης του, ιδιαίτερα στους δύο πρώτους ορόφους όπου έχουμε την εμφάνιση μηχανισμού ορόφου.

Ακολούθησε μια πρώτη φάση ενίσχυσης του κτιρίου με καινοτόμα αντισεισμικά συστήματα FUSEIS, τα οποία τοποθετήθηκαν και στις δύο διευθύνσεις της κατασκευής, με αποτέλεσμα να αυξηθεί η δυσκαμψία του κτιρίου και να εξαλειφθούν τα φαινόμενα ανάπτυξης μαλακού ορόφου. Για την εκτίμηση της επάρκειας της κατασκευής ακολουθήθηκε η ίδια πορεία με πριν, η οποία έδειξε ότι παρά την βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής, δεν επετεύχθη ο στόχος ανασχεδιασμού καθώς η απουσία διατμητικού οπλισμού στα

υποστυλώματα, και συνεπώς πλαστιμότητας, έχει σαν αποτέλεσμα την αστοχία τους ακόμα και για μικρές παραμορφώσεις. Για το λόγο αυτό κρίθηκε αναγκαία περαιτέρω ενίσχυση των υποστυλωμάτων στους δύο πρώτους ορόφους.

Τέλος πραγματοποιήθηκε μια δεύτερη φάση ενίσχυσης σε εκείνα τα υποστυλώματα του πρώτου και δεύτερου ορόφου που ξεπέρασαν στην προηγούμενη φάση την επιθυμητή στάθμη επιτελεσματικότητας. Η ενίσχυση υλοποιήθηκε μέσω περίσφιγξης των υποστυλωμάτων αυτών με μανδύες υφασμάτων από ινοπλισμένα πολυμερή, ώστε να αυξηθεί η πλαστιμότητα των συγκεκριμένων δομικών στοιχείων. Πραγματοποιήθηκε εκ νέου έλεγχος της κατασκευής και διαπιστώθηκε η επάρκειά της.

## Ευχαριστίες

Ολοκληρώνοντας την μεταπτυχιακή μου εργασία θα ήθελα να ευχαριστήσω όσους με στήριξαν σε αυτή μου την προσπάθεια.

Αρχικά θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα της διπλωματικής μου και καθηγητή του Ε.Μ.Π. κ. Ιωάννη Βάγια για την συνεχή βοήθειά του και καθοδήγησή του καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης της εργασίας αυτής.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες θα ήθελα να απευθύνω στον υποψήφιο διδάκτορα του Ε.Μ.Π. Παναγιώτη Τσαρπαλή, αλλά και τον αδερφό του Δημήτρη, για την συμβολή τους στην ολοκλήρωση της εργασίας αυτής. Η βοήθειά τους σε όλα τα στάδια της εργασίας ήταν ιδιαίτερα πολύτιμη.

Τέλος σε προσωπικό επίπεδο θα ήθελα να ευχαριστήσω τους γονείς μου και την Ηλιάνα, που είναι πάντα δίπλα μου και με στηρίζουν.



# 1 Εισαγωγή

## 1.1 Αντικείμενο εργασίας

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας αποτελεί η μελέτη επάρκειας και ενίσχυσης ενός υφιστάμενου εξαώροφου κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η μελέτη επάρκειας και ενίσχυσης της κατασκευής έγινε με βάση τους ισχύοντες κανονισμούς για υφιστάμενα κτίρια που έχουν κατασκευαστεί πριν από το 1954. Πιο συγκεκριμένα η μελέτη βασίστηκε κυρίως στον Κανονισμό επεμβάσεων (ΚΑΝ. ΕΠΕ.) αλλά και στους Ευρωκώδικες, ΕΚ2 και ΕΚ8. Τα κτίρια τα οποία έχουν κατασκευαστεί πριν από τον αντισεισμικό κανονισμό του 1984 παρουσιάζουν στην πλειοψηφία τους προβλήματα όσον αφορά τη σεισμική τους συμπεριφορά καθώς έχουν σχεδιαστεί για χαμηλότερης έντασης σεισμούς. Επίσης τα κτίρια αυτά στην πλειοψηφία τους διαθέτουν ελάχιστους συνδετήρες στα υποστυλώματα με αποτέλεσμα να έχουν πολύ μικρή δυνατότητα παραμόρφωσης. Η ενίσχυση της κατασκευής εστιάζει στην αύξηση της δυσκαμψίας της κατασκευής με χρήση συστήματος δοκών σύζευξης Fuseis, αλλά και στην αύξηση της παραμορφωσιακής ικανότητας των δομικών μελών μέσω της περίσφιγξης των υποστυλωμάτων με μανδύες υφασμάτων από ινοπλισμένα πολυμερή. Η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής βασίστηκε κυρίως σε μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover) με καθορισμό της επιθυμητής στάθμης επιτελεστικότητας της κατασκευής. Αρχικά έγινε μια αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της υφιστάμενης κατασκευής, τόσο με ελαστική ανάλυση όσο και με μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover) για να διερευνηθεί η επάρκεια της κατασκευής. Στην συνέχεια ακολούθησαν δύο φάσεις ενίσχυσης. Στην πρώτη φάση τοποθετήθηκαν συστήματα δοκών σύζευξης Fuseis σε επιλεγμένες θέσεις της κατασκευής και στις δύο διευθύνσεις του κτιρίου. Στην δεύτερη φάση τοποθετήθηκαν μανδύες από υφάσματα FRP στα υποστυλώματα τα οποία είχαν ανάγκη από αύξηση της παραμορφωσιακής τους ικανότητας. Και στις δύο φάσεις ενίσχυσης ελέγχθηκε εάν η στοχευόμενη μετακίνηση βρίσκεται πριν από την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας.





## 2 Σεισμική αποτίμηση κατασκευών

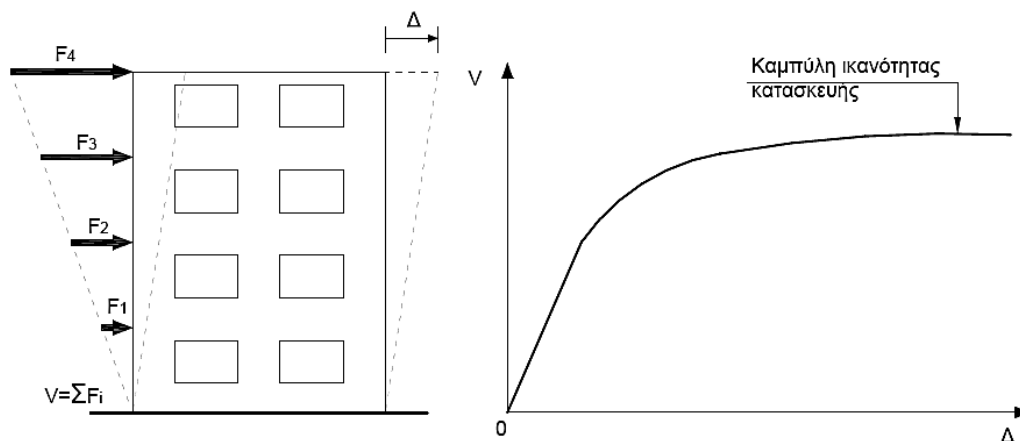
### 2.1 Πλαστικές Αρθρώσεις

Η συμπεριφορά μιας κατασκευής που αποκρίνεται ελαστικά σε μία εξωτερική δράση περιγράφεται με ακρίβεια από την ελαστική θεωρία. Είναι γνωστό όμως, ότι οι νέες κατασκευές σχεδιάζονται με τρόπο ώστε να μη συμπεριφερθούν ελαστικά, ιδιαίτερα για σεισμικές φορτίσεις αντίστοιχες με τον ισχυρό σεισμό σχεδιασμού. Επομένως, προϋπόθεση του σχεδιασμού είναι η ανάπτυξη σημαντικών ανελαστικών παραμορφώσεων στα μέλη, οι οποίες συμβάλουν στην «κατανάλωση» της ενέργειας που εισάγεται στην κατασκευή μέσω της σεισμικής διέγερσης. Αντίστοιχα είναι σκόπιμο και στην αποτίμηση υφιστάμενων κτιρίων πριν ή μετά την επέμβαση να λαμβάνεται υπόψη η δυνατότητα του υπό μελέτη κτιρίου να «καταναλώνει» ενέργεια μέσω των ανελαστικών παραμορφώσεων των μελών του, ώστε να προκύψουν ακριβή συμπεράσματα για την ικανότητά του. Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης λαμβάνουν υπόψη την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής έμμεσα, υιοθετώντας τον δείκτη συμπεριφοράς  $q$ . Αντίθετα, κατά την εφαρμογή ανελαστικών αναλύσεων απαιτείται η άμεση προσομοίωση της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων σε όλο το φάσμα της απόκρισής τους. Κατά την επιβολή μιας αυξανόμενης έντασης σε μία κατασκευή, τα μέλη της σταδιακά διαρρέουν και αναπτύσσουν ανελαστικές παραμορφώσεις. 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. Προφανώς, δεδομένου ότι η κατανομή των εντατικών μεγεθών κατά μήκος των δοκών και των υποστυλωμάτων ενός κτιρίου που καταπονείται από τα κατακόρυφα φορτία του και τη δράση του σεισμού είναι γνωστή, είναι δυνατόν να εντοπιστούν οι θέσεις όπου αναμένεται να αναπτυχθούν ανελαστικές παραμορφώσεις. Οι θέσεις αυτές εντοπίζονται στα άκρα των δοκών καθώς και στην κορυφή και στην βάση των υποστυλωμάτων. Τα παραπάνω αποτυπώνονται και στο σχεδιασμό νέων κατασκευών με την ύπαρξη κρίσιμων περιοχών σε δοκούς και υποστυλώματα, 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 συνέπεια, τα μέλη μιας κατασκευής υπό σεισμική φόρτιση αναμένεται να αναπτύξουν ανελαστικές παραμορφώσεις σε περιοχές πεπερασμένου μήκους οι οποίες αναφέρονται με τον όρο πλαστικές αρθρώσεις.

## 2.2 Η μέθοδος Pushover

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός με μη-γραμμική στατική προσαυξητική μέθοδο εκτελείται υπό την δράση σταθερών φορτίων βαρύτητας και μονοτονικά αυξανόμενων οριζόντιων φορτίων. Μπορεί να εφαρμοστεί σε νέα και υπάρχοντα κτίρια για τον έλεγχο ή την αναθεώρηση των τιμών του λόγου υπεραντοχής  $\alpha_u / \alpha_1$ , για την εκτίμηση των αναμενόμενων πλαστικών μηχανισμών και της κατανομής των βλαβών σε νέες κατασκευές και για την αποτίμηση της στατικής συμπεριφοράς υπαρχόντων ή ανασχεδιαζόμενων κτιρίων.

Τα οριζόντια φορτία θα πρέπει να εφαρμόζονται με τουλάχιστον δυο κατανομές καθ' ύψος. Αυτές είναι η "ομοιόμορφη" κατανομή, βασισμένη σε οριζόντια φορτία που είναι ανάλογα προς τη μάζα ανεξάρτητα από την στάθμη (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης) και η "ιδιομορφική" κατανομή, ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζόντιων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση όπως προκύπτει από ελαστική ανάλυση. Έτσι μέσω διαδοχικών στατικών επιλύσεων, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα, κατασκευάζεται η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει (Σχήμα 2-1). Με άλλα λόγια, η μέθοδος εξετάζει τον πραγματικό τρόπο που θα συμπεριφερθεί η κατασκευή σε διάφορα επίπεδα ισχύος της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού και το αντίστοιχο αναμενόμενο επίπεδο ζημιών.



Σχήμα 2-1: Κατασκευή της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής

## 2.3 Στάθμες επιτελεστικότητας

Όλοι οι κανονισμοί ορίζουν, με μικροδιαφορές, 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, IO)

Ο φορέας έχει υποστεί μόνο ελαφρές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να έχουν αποφύγει σημαντική διαρροή και να διατηρούν την αντοχή τους και τις ιδιότητες της δυσκαμψίας τους. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι επιτρέπονται μόνο μερικές τριχοειδείς ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα οι οποίες δεν επηρεάζουν την ικανότητα της κατασκευής να φέρει τα οριζόντια και κατακόρυφα φορτία. Τα μη-φέροντα στοιχεία, όπως για παράδειγμα τα διαχωριστικά και οι τοιχοπληρώσεις, μπορεί να παρουσιάζουν κατανεμημένη ρηγμάτωση, όμως η βλάβη θα μπορούσε να επισκευαστεί με οικονομικό τρόπο. Οι μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων είναι αμελητέες. Ο φορέας δεν απαιτεί μέτρα επισκευής.

### Προστασία ζωής (Life Safety, LS)

Ο φορέας έχει υποστεί σημαντικές βλάβες, διαθέτει ορισμένη εναπομένουσα πλευρική αντοχή και δυσκαμψία, και τα κατακόρυφα στοιχεία είναι σε θέση να αντέξουν τα κατακόρυφα φορτία. Τα μη-φέροντα στοιχεία έχουν υποστεί βλάβες, αν και τα διαχωριστικά και οι τοιχοπληρώσεις δεν παρουσιάζουν εκτός επιπέδου αστοχίες. Υπάρχουν μέτριες μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων. Ο φορέας μπορεί να αντέξει μετασεισμικούς μέτριας έντασης. Για την επαναχρησιμοποίηση της κατασκευής απαιτείται να επισκευαστούν οι βλάβες.

### Αποφυγή κατάρρευσης (Collapse Prevent, CP)

Ο φορέας έχει υποστεί σοβαρή ζημιά, με χαμηλή εναπομένουσα πλευρική αντοχή και δυσκαμψία, αν και τα κατακόρυφα στοιχεία είναι ακόμα σε θέση να αντέχουν κατακόρυφα φορτία. Τα περισσότερα μη-φέροντα στοιχεία έχουν καταρρεύσει. Υπάρχουν μεγάλες μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων. Ο φορέας λίγο απέχει από την κατάρρευση και

πιθανόν δε θα επιβίωνε σε άλλον σεισμό, ακόμα και μέτριας έντασης. Για την επαναχρησιμοποίηση της κατασκευής απαιτούνται εκτεταμένες διορθώσεις, ενώ είναι πιθανόν να μην είναι τεχνικά ή οικονομικά δυνατή η επισκευή της κατασκευής.

## 2.4 Στόχος αποτίμησης η ανασχεδιασμού

Οι στόχοι της σεισμικής ικανότητας μιας κατασκευής αποτελούν συνδυασμούς μιας στάθμης επιτελεστικότητας (δηλαδή του αποδεκτού επιπέδου βλαβών) και ενός επιπέδου της σεισμικής δράσης, που συνήθως καθορίζεται από την ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης στη διάρκεια ζωής της κατασκευής ή την ισοδύναμη περίοδο επανάληψης. Δηλαδή, κάθε στόχος σεισμικής ικανότητας καθορίζει μία ανεκτή οριακή κατάσταση βλαβών για συγκεκριμένη ισχύ της σεισμικής δόνησης. Αφού καθοριστεί ο επιθυμητός στόχος σεισμικής ικανότητας, μπορεί στη συνέχεια να γίνει η αποτίμηση μιας υφιστάμενης κατασκευής ή ο ανασχεδιασμός της.

Αξίζει να σημειωθεί ότι για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό των περισσότερων συνήθων κατασκευών που αντιστοιχούν σε κατηγορία σπουδαιότητας II επιλέγεται η στάθμη επιτελεστικότητας «προστασία ζωής» για πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης  $p=10\%$ .

Στον Πίνακα 2-1 φαίνονται οι στόχοι ανασχεδιασμού σύμφωνα με τις στάθμες επιτελεστικότητας και την περίοδο επαναφοράς που ορίζει ο ΕΚ8. Ο σχεδιασμός σύμφωνα με τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς αντιστοιχεί στο στόχο σχεδιασμού B1

**Πίνακας 2-1: Στόχος αποτίμησης η ανασχεδιασμού βάση ΚΑΝ.ΕΠΕ.**

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	«Περιορισμένες βλάβες»	«Σημαντικές βλάβες»	«Οιονεί Κατάρρευση»
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Ο καθορισμός του στόχου για τον οποίο θα γίνει η αποτίμηση και ο ανασχεδιασμός της κατασκευής εξαρτάται από το επιθυμητό επίπεδο ασφαλείας αλλά και από το κόστος της κατασκευής. Στον Πίνακα 2-2 παρουσιάζεται σχηματικά η φιλοσοφία του σχεδιασμού.

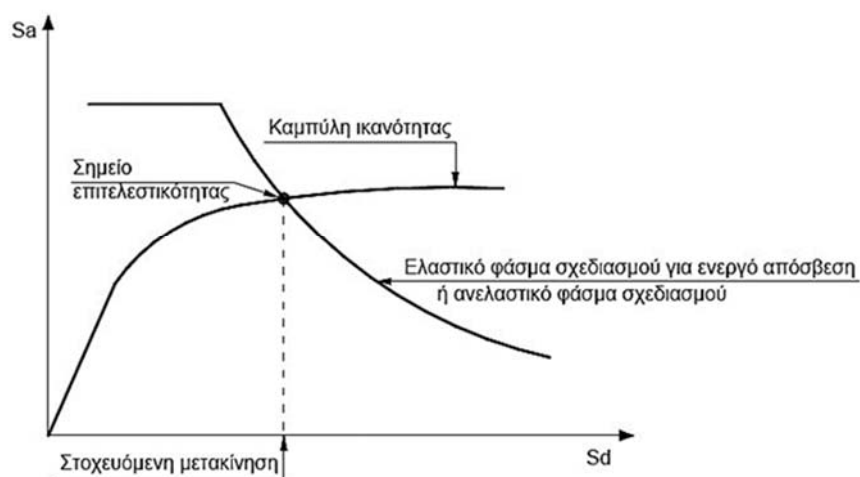
**Πίνακας 2-2: Φιλοσοφία σχεδιασμού με στάθμες επιτελεστικότητας**

Φιλοσοφία σχεδιασμού κατασκευών με κριτήρια επιτελεστικότητας		Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού (αποδεκτό επίπεδο βλάβης)		
		Άμεση χρήση	Προστασία Ζωής	Αποφυγή κατάρρευσης
Επίπεδο Σεισμικής Δράσης	Συχνοί σεισμοί 50%	<b>Βασικός σχεδιασμός</b>	<b>Μη αποδεκτός σχεδιασμός</b>	<b>Μη αποδεκτός σχεδιασμός</b>
	Σπάνιοι σεισμοί 10%	<b>Σχεδιασμός κατασκευών μεγάλης σπουδαιότητας</b>	<b>Βασικός σχεδιασμός</b>	<b>Μη αποδεκτός σχεδιασμός</b>
	Πολύ σπάνιοι σεισμοί 2%	<b>Σχεδιασμός κατασκευών πολύ μεγάλης σπουδαιότητας</b>	<b>Σχεδιασμός κατασκευών μεγάλης σπουδαιότητας</b>	<b>Βασικός σχεδιασμός</b>

Αφού καθοριστούν οι καμπύλες F-δ που περιγράφουν τη συμπεριφορά των στοιχείων της κατασκευής και οι στάθμες επιτελεστικότητας κάθε στοιχείου πάνω στην αντίστοιχη καμπύλη, 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 όλη την κατασκευή. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι ο καθορισμός των σημείων επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας, δηλαδή των μετακινήσεων κορυφής που αντιστοιχούν στα αντίστοιχα επίπεδα βλαβών, δεν είναι προφανής και συνήθως απαιτεί καλή κρίση μηχανικού. Αυτό συμβαίνει γιατί μία στάθμη επιτελεστικότητας για την κατασκευή ως σύνολο δεν αντιστοιχεί πάντοτε στο σημείο που το πρώτο στοιχείο της κατασκευής φτάνει σε αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας. Επειδή η κατασκευή αποτελείται από πολλά στοιχεία, είναι πιθανόν ένα μικρό ποσοστό των στοιχείων να έχει υπερβεί κάποια στάθμη επιτελεστικότητας, αλλά η κατασκευή ως σύνολο να βρίσκεται ακόμη κάτω από αυτή τη στάθμη. Επομένως, ο μηχανικός θα πρέπει

να αξιολογήσει τη σημασία που έχει η εμφάνιση βλαβών σε κάποιο στοιχείο στη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής.

Κατόπιν για δεδομένη περίοδο επανάληψης του σεισμού σχεδιασμού, υπολογίζεται η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (στοχευόμενη μετακίνηση – *target displacement*) που ορίζει το σημείο επιτελεστικότητας (*performance point*) της κατασκευής γι' αυτό το σεισμό (Σχήμα 2-2). Στη βιβλιογραφία έχουν προταθεί διάφορες μεθοδολογίες για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης με εφαρμογή της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης όπως η μέθοδος ATC-40, η μέθοδος N2, η ιδιομορφική στατική μη-γραμμική ανάλυση (*modal pushover*), η προσαρμοζόμενη στατική μη-γραμμική ανάλυση (*adaptive pushover*) κ.α. Αφού υπολογιστεί η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής σημειώνεται στην καμπύλη ικανότητας το αντίστοιχο σημείο επιτελεστικότητας, το οποίο συγκρίνεται με την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας για τη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση. Διαπιστώνεται έτσι εάν έχει σημειωθεί υπέρβαση ή όχι σε σχέση με κάποιο στόχο σεισμικής ικανότητας. Για τη στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε κάποια στάθμη σεισμικής δόνησης, μπορεί να ελεγχθεί σε ποιο σημείο της δικής του καμπύλης  $F-d$  βρίσκεται κάθε στοιχείο. Στοιχεία στα οποία υπάρχει υπέρβαση της επιθυμητής στάθμης επιτελεστικότητας πρέπει να ενισχυθούν και η όλη διαδικασία να επαναληφθεί.



Σχήμα 2-2: Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

## 3 Περιγραφή - προσομοίωση υφιστάμενης κατασκευής

### 3.1 Περιγραφή υφιστάμενης κατασκευής

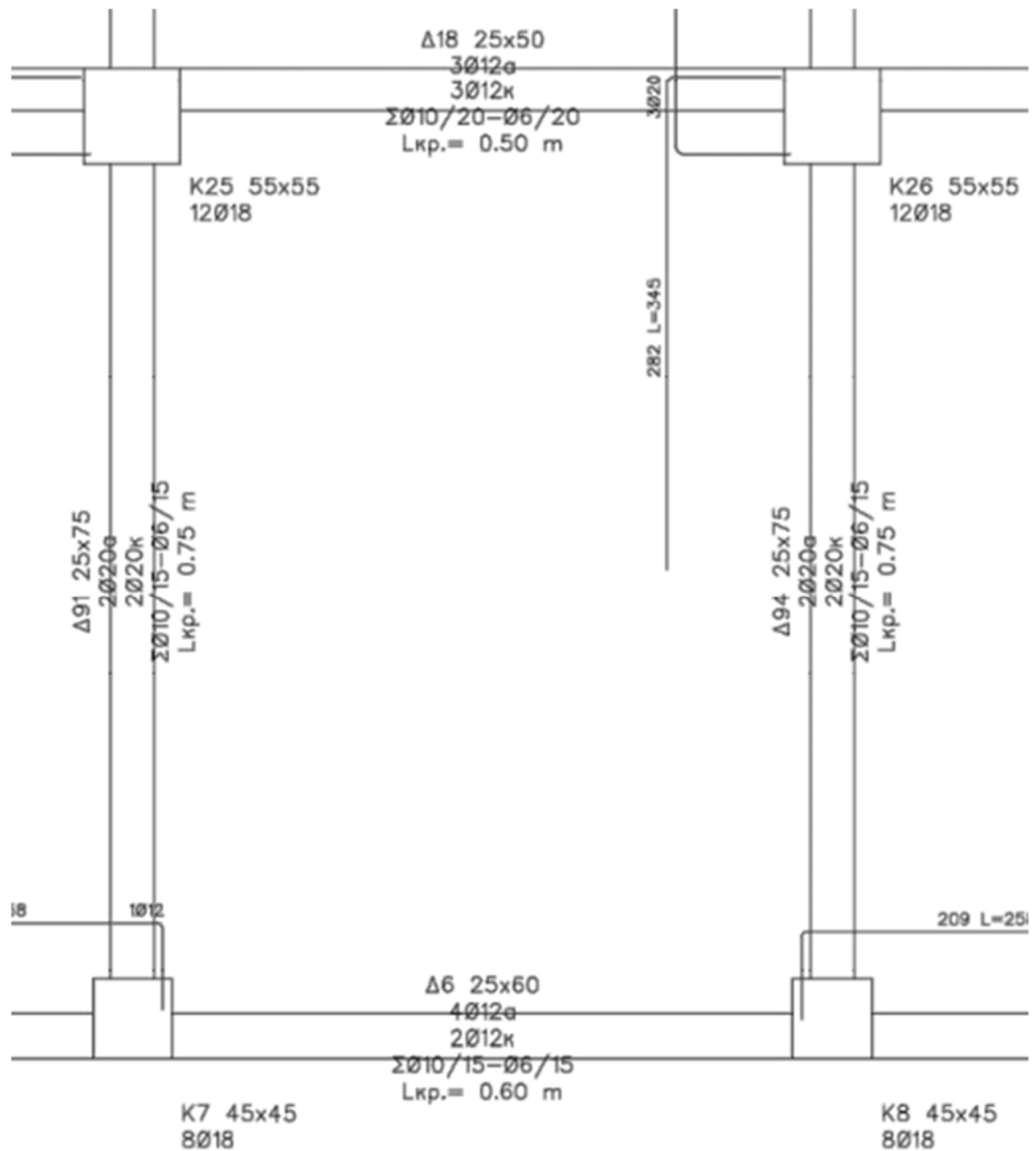
Η κατασκευή η οποία εξετάζεται όσον αφορά την σεισμική της επάρκεια στην παρούσα διπλωματική είναι ένα εξάωρο κτίριο που βρίσκεται στο κέντρο της Αθήνας και αποτελεί χώρο γραφείων. Η κάτοψη του κτιρίου είναι ορθογωνική διαστάσεων 11.80 m x 28 m . Το ύψος του πρώτου ορόφου είναι 6.8 m ενώ το ύψος των υπόλοιπων ορόφων κυμαίνεται από 4.00 m – 4.50 m . Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα και αποτελείται από πλάκες δοκούς και υποστυλώματα.

Η μελέτη του κτιρίου πραγματοποιήθηκε το 1952 συνεπώς μελετήθηκε με βάση τους ισχύοντες κανονισμούς πριν τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα να μην έχουν ληφθεί υπόψιν οι σύγχρονες αντισεισμικές διατάξεις που αφορούν τον ικανοτικό σχεδιασμό της κατασκευής, την περίσφιγξη των υποστυλωμάτων και την ειδική διαμόρφωση των κρίσιμων περιοχών. Η αποτύπωση που έγινε στην υπάρχουσα κατασκευή με την μέθοδο των ταχυσαρώσεων έδειξε ότι οι συνδετήρες στα υποστυλώματα κυμαίνονται από Φ6/20 έως Φ6/16. Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν είναι σκυρόδεμα B160 και λείος χάλυβας ST I.

Το εν λόγω κτίριο δεν έχει υποστεί καμία αλλαγή επέμβαση η προσθήκη από την αρχική μελέτη. Στα σχήματα 3-1, 3-2 παρουσιάζεται η κάτοψη ενός τυπικού ορόφου καθώς και τμήμα του ξυλότυπου ενός τυπικού ορόφου.







Σχήμα 3-2: Τμήμα ξυλότυπου Β ορόφου

### 3.2 Προσομοίωση υφιστάμενης κατασκευής

Η προσομοίωση του φορέα έγινε με χρήση του λογισμικού SAP2000. Οι δοκοί και τα υποστυλώματα προσομοιώθηκαν με γραμμικά στοιχεία (beam elements) με έξι βαθμούς

ελευθερίας σε κάθε κόμβο. Για την διευκόλυνση της μη γραμμικής ανάλυσης pushover που είναι και το βασικό ζητούμενο στις μελέτες επάρκειας και ενίσχυσης δεν χρησιμοποιήθηκαν επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία για την προσομοίωση των πλακών, παρά μόνο για την μεταφορά των φορτίων στα δοκάρια. Για την προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών χρησιμοποιήθηκαν diaphragm constrains σε κάθε όροφο.

Στο προσομοίωμα δεν λήφθηκε υπόψιν η συμμετοχή των τοιχοπληρώσεων στη δυσκαμψία του κτιρίου, η μάζα τους όμως συμπεριλήφθηκε, μέσω γραμμικών φορτίων, στα δοκάρια.

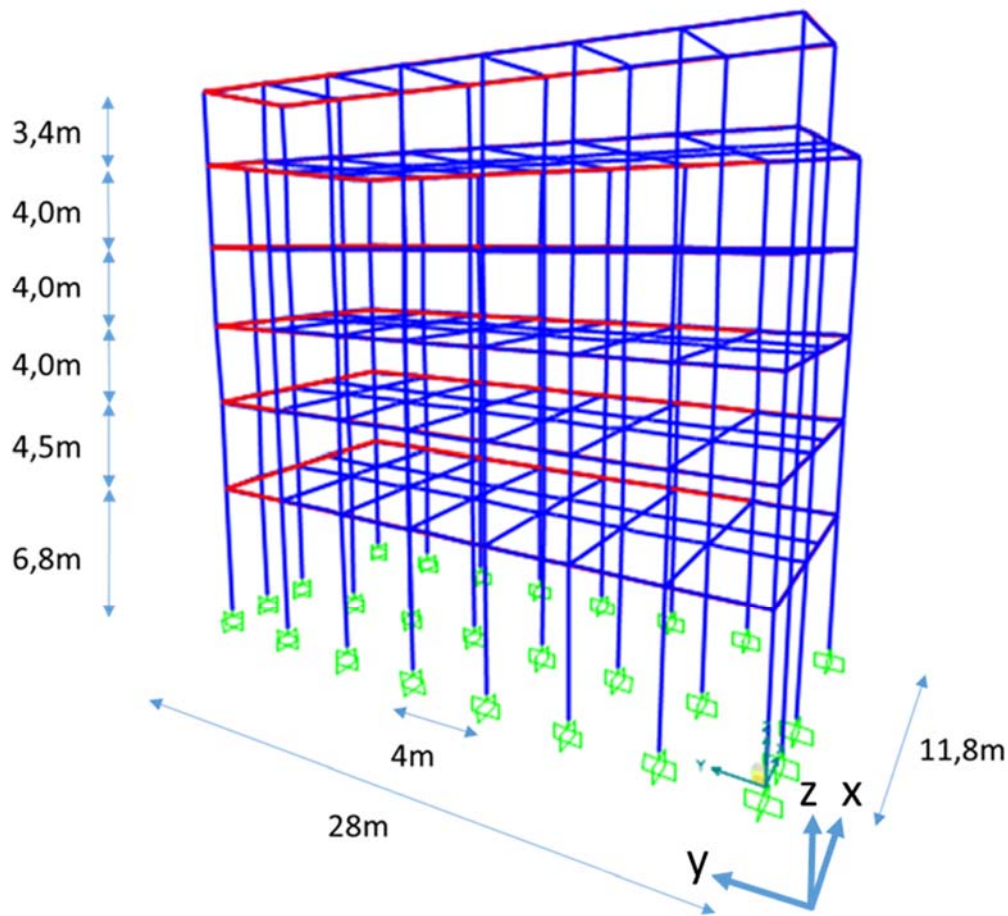
Επίσης, επειδή το υπόγειο του κτιρίου διαθέτει τοιχία μεγάλης δυσκαμψίας και στις δύο διευθύνσεις και εξασφαλίζει το απαραμόρφωτο της στάθμης του ισογείου, επιλέχθηκε να μην ληφθούν υπόψιν στην προσομοίωση και τα υποστυλώματα του ισογείου θεωρήθηκαν πακτωμένα στη βάση τους.

Τέλος για τις δυσκαμψίες των ρηγματομένων δομικών στοιχείων λήφθηκαν οι μειωτικοί συντελεστές που αναγράφονται στον Πίνακα 3-1 σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. .

**Πίνακας 3-1: Μειωτικοί συντελεστές δυσκαμψίας δομικών στοιχείων σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ.**

<b>Δομικό στοιχείο</b>	<b>Δυσκαμψία</b>
Υποστύλωμα εσωτερικό	0,8 * (Ec*Ig)
Υποστύλωμα Περιμετρικό	0,6 * (Ec*Ig)
Δοκός	0,4 * (Ec*Ig)

Στο Σχήμα 3-3 φαίνεται μία τρισδιάστατη απεικόνιση του προσομοιώματος στο λογισμικό SAP2000.



Σχήμα 3-3: Τρισδιάστατη απεικόνιση προσομοιώματος.

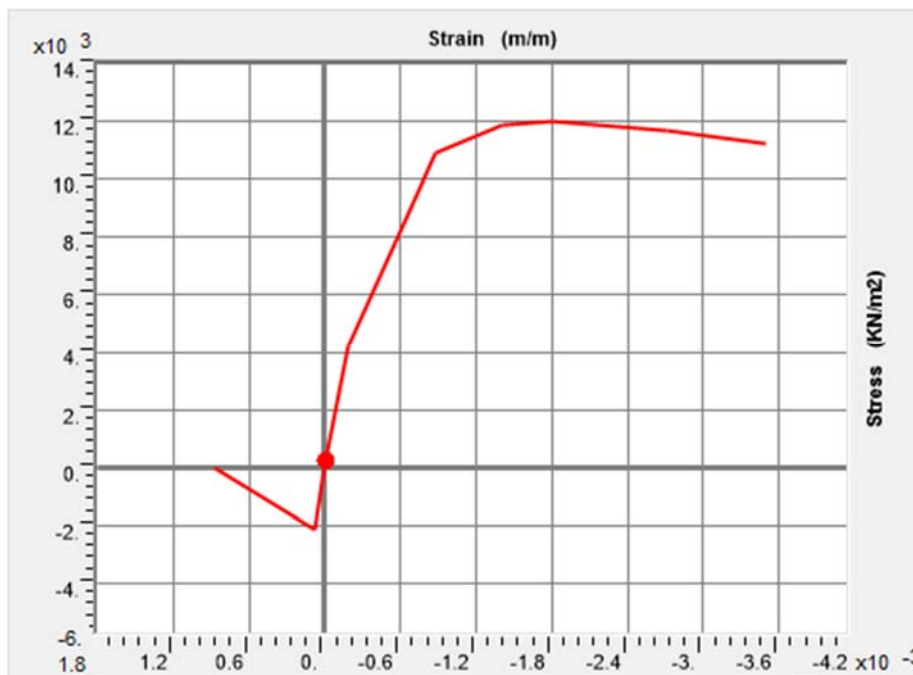
### 3.2.1 Υλικά

#### Σκυρόδεμα

Στον υπό μελέτη φορέα έχουν επιτελεστεί δοκιμές κρουσιμετρίας για την αντοχή του σκυροδέματος σε περισσότερα από 25% των στοιχείων και συνεπώς η στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων θεωρείται υψηλή. Συνεπώς ως αντιπροσωπευτικές τιμές της αντοχής των υφιστάμενων υλικών λαμβάνονται οι μέσες τιμές από τις κρουσιμετρήσεις διαιρεμένες με συντελεστή ασφαλείας  $\gamma_m=1,15$ .

Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των κρουσιμετρήσεων μαζί με τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά του σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις καθώς και το διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων του σκυροδέματος (Σχήμα 3-4):

- Μέση θλιπτική αντοχή :  $f_{cm} = 14,6 \text{ Mpa}$
- Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή κυλίνδρου:  $f_{ck} = 7,2 \text{ Mpa}$
- Μέση τιμή επιβατικού μέτρου ελαστικότητας:  $E_{cm} = 27 \text{ Gpa}$
- Ονομαστική παραμόρφωση αστοχίας:  $\epsilon_{cu} = 3,5 * 10^{-3}$
- Ειδικό βάρος οπλισμένου σκυροδέματος:  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- Αντιπροσωπευτική αντοχή για σεισμική αποτίμηση:  $f_{cm} / 1,2 = 12,16 \text{ Mpa}$



Σχήμα 3-4: Διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων σκυροδέματος

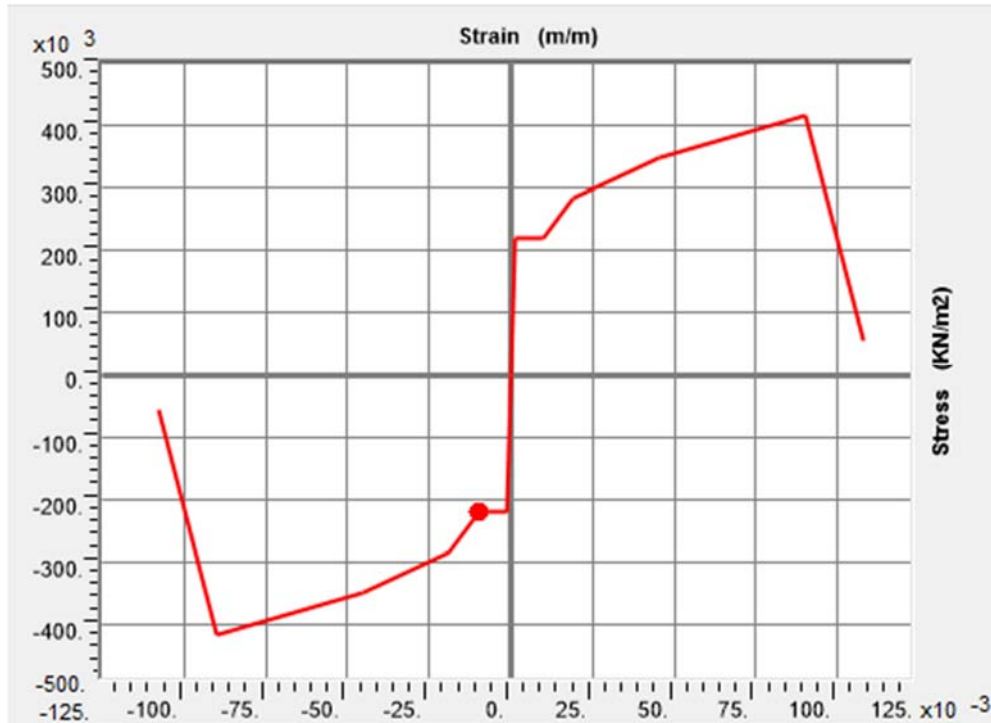
### Χάλυβας Οπλισμού

Κατά την κατασκευή του κτιρίου χρησιμοποιήθηκε χάλυβας οπλισμού ποιότητας ST I.

Ύστερα από δοκιμές εφελκυσμού που έγιναν σε 2 δείγματα οπλισμού Φ32 και Φ8 προέκυψε ότι τα δείγματα δεν έχουν υποστεί διάβρωση και ικανοποιούν τις απαιτήσεις της κατηγορίας S220 σύμφωνα με το καταργημένο πρότυπο ΕΛΟΤ 959.

- Χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής :  $f_{yk} = 220 \text{ Mpa}$
- Χαρακτηριστική τιμή εφελκυστικής αντοχής:  $f_t = 420 \text{ Mpa}$
- Μέτρο ελαστικότητας:  $E_s = 200 \text{ Gpa}$

Στο Σχήμα 3-5 παρουσιάζεται το διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων του χάλυβα οπλισμού.



Σχήμα 3-5: Διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων χάλυβα οπλισμού

### 3.2.2 Φορτίσεις

#### Μόνιμα φορτία

Με βάση της παραδοχές που έγιναν αλλά και τους σύγχρονους κανονισμούς τα μόνιμα φορτία που ελήφθησαν υπόψιν είναι:

- Ίδιο βάρος φέροντος οργανισμού που υπολογίζεται αυτόματα με βάση τις διατομές των στοιχείων και το ίδιο βάρος του σκυροδέματος
- Επικάλυψη δαπέδων : 0,75 kN/m<sup>2</sup>
- Επικάλυψη ταρατσών : 1,00 kN/m<sup>2</sup>
- Ίδιο βάρος δρομικής τοιχοποιίας : 2,1kN/m<sup>2</sup>
- Ίδιο βάρος μπατικής τοιχοποιίας : 2,6kN/m<sup>2</sup>

### **Κινητά φορτία**

Τα κινητά φορτία με τα οποία μελετάται η κατασκευή καθορίζονται από το είδος χρήσης της. Στη συγκεκριμένη περίπτωση το κτίριο αποτελεί χώρο γραφείων συνεπώς σύμφωνα με τον ευρωκώδικα επιλέγεται κινητό φορτίο  $q = 2\text{kN/m}^2$

### **Σεισμικές δράσεις**

Για την ελαστική δυναμική ανάλυση χρησιμοποιήθηκε το φάσμα του EC8 με τα παρακάτω χαρακτηριστικά:

- Εδαφική επιτάχυνση :  $\alpha_{gR} = 0,16\text{ g}$
- Κατηγορία εδάφους: B (συντελεστής εδάφους  $S=1,2$ )
- Συντελεστής σπουδαιότητας :  $\gamma = 1,0$ (κατηγορία σπουδαιότητας II)
- Ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης:  $\zeta = 5\%$

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. κατά την αποτίμηση της επάρκειας μιας υφιστάμενης κατασκευής δεν ελέγχονται θέματα λειτουργικότητας στα δομικά στοιχεία που δεν παρουσιάζουν ανάλογα προβλήματα. Συνεπώς οι συνδυασμοί φόρτισης για τους οποίους ελέγχθηκε η κατασκευή είναι:

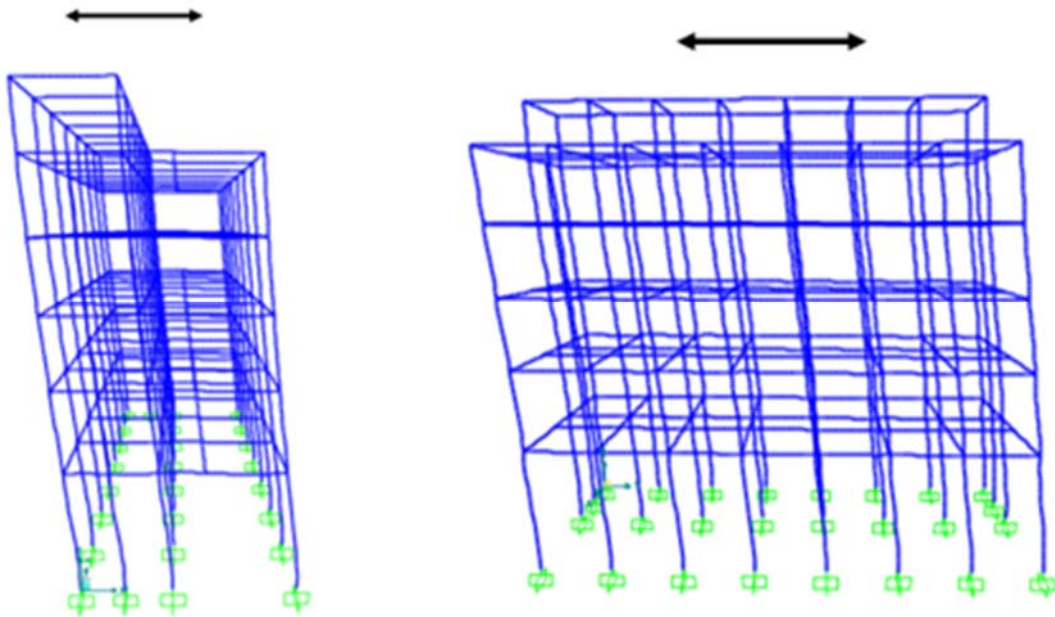
- Βασικός στατικός συνδυασμός (OKA):  $1,35G + 1,5Q$
- Σεισμικός συνδυασμός (OKA) :  $G + 0,3Q + E$

## 4 Έλεγχος επάρκειας κατασκευής

### 4.1 Ιδιομορφική ανάλυση

Αρχικά εκτελέστηκε ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής προκειμένου να προσδιοριστούν οι κύριες ιδιομορφές της καθώς και τα ποσοστά συμμετοχής της συνολικής μάζας που ενεργοποιείται σε κάθε ιδιομορφή. Η συνολική μάζα ταλάντωσης που λήφθηκε υπόψιν στην ιδιομορφική ανάλυση είναι τα κατακόρυφα φορτία κατά τον σεισμικό συνδυασμό όπως ορίζονται από τον EC8, δηλαδή  $G + 0,3Q$ .

Στο Σχήμα 4-1 καθώς και στον Πίνακα 4-1 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης. Η πρώτη ιδιομορφή παρουσιάζεται στην διεύθυνση x και είναι μεταφορική με ιδιοπερίοδο  $T=1,36s$ , ενώ η δεύτερη ιδιομορφή παρουσιάζεται στη διεύθυνση y, είναι επίσης μεταφορική και έχει ιδιοπερίοδο  $T=1,34s$ . Η Τρίτη ιδιομορφή είναι στρεπτική και έχει ιδιοπερίοδο  $T= 1,299s$ . Επίσης αξίζει να σημειωθεί ότι συμμετοχή μάζας 90% επιτυγχάνεται στην τέταρτη και Πέμπτη ιδιομορφή για τις διευθύνσεις y και x αντίστοιχα.



Σχήμα 4-1: 1η και 2η ιδιομορφή στη διεύθυνση x και y αντίστοιχα

**Πίνακας 4-1: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης**

ιδιομορφή	περίοδος	UX	UY	SumUX	SumUY
1η	1,3657	0,8672	0,0002	0,8672	0,0002
2η	1,3474	0,0003	0,8200	0,8674	0,8202
3η	1,2990	0,0010	0,0078	0,8684	0,8280
4η	0,5096	0,0000	0,1243	0,8684	0,9523
5η	0,4926	0,0946	0,0000	0,9629	0,9523

## 4.2 Ελαστική ανάλυση

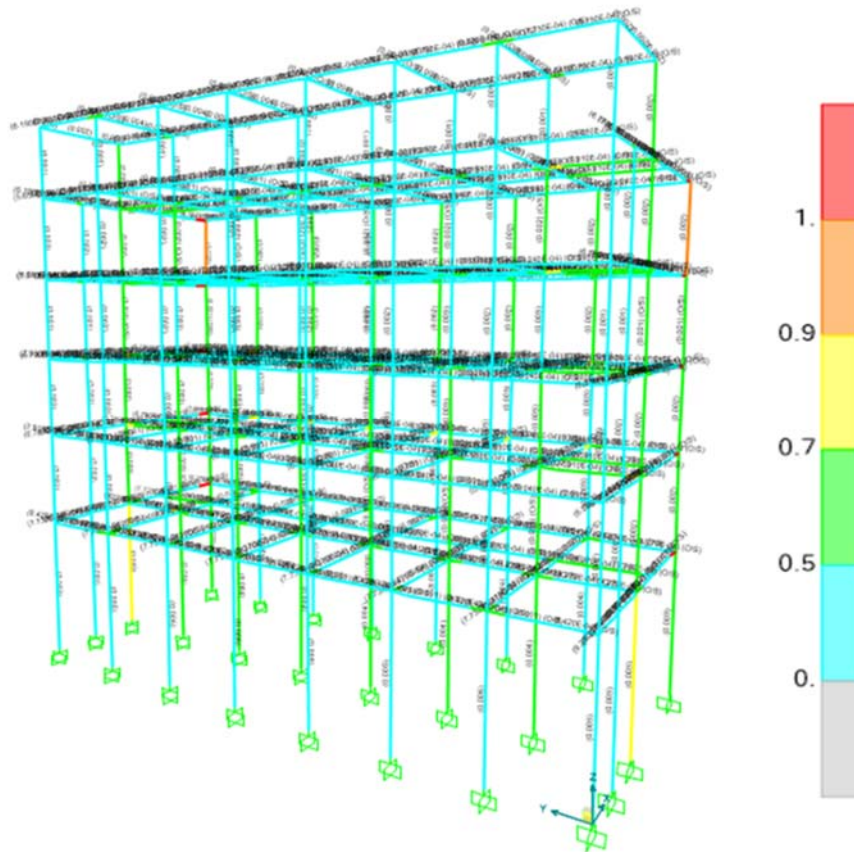
### 4.2.1 Στατική ανάλυση υπό το βασικό συνδυασμό της ΟΚΑ

Αρχικά ελέγχθηκε η κατασκευή για τον βασικό στατικό συνδυασμό στην οριακή κατάσταση αστοχίας ώστε να βεβαιωθούμε ότι η κατασκευή δύναται να φέρει τα κατακόρυφα φορτία όπως αυτά ορίζονται από τους σύγχρονους κανονισμούς.

#### Έλεγχος επάρκειας φορέα

Ο έλεγχος της επάρκειας του φορέα πραγματοποιήθηκε από το λογισμικό SAP2000 σύμφωνα με τον ΕΚ2. Τα πλέον καταπονούμενα υποστυλώματα βρίσκονται στον 4<sup>ο</sup> όροφο, με συντελεστή εκμετάλλευσης  $p = 0,905$  ενώ οι δυσμενέστερες δοκοί εντοπίζονται στην οροφή του ισογείου με συντελεστή εκμετάλλευσης  $p = 0,98$  (Σχήμα 4-2).





Σχήμα 4-2: Ποσοστά εκμετάλευσης μελών του φορέα για κατακόρυφα φορτία

#### 4.2.2 Φαινόμενα 2ας τάξης (P-Δ)

Στην συνέχεια έγινε έλεγχος της επιρροής των φαινομένων 2ας τάξης, ώστε να διαπιστωθεί κατά πόσο είναι απαραίτητο να ληφθούν υπόψιν προσαυξάνοντας τις σεισμικές δράσεις. Ο έλεγχος γίνεται για τα κατακόρυφα φορτία του σεισμικού συνδυασμού, δηλαδή  $G+0,3Q$ . Ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετάθεσης υπολογίζεται από τον παρακάτω τύπο:

$$\theta = \frac{1}{\alpha_{cr}}$$

Ο συντελεστής  $\alpha_{cr}$  υπολογίζεται μέσω της ιδιομορφικής ανάλυσης λυγισμού που πραγματοποιείται στο κτίριο. Επειδή όμως η ανάλυση πραγματοποιήθηκε για συντελεστή συμπεριφοράς  $q=1,7$ , για να είναι ακριβής η ανάλυση, η παραπάνω σχέση παίρνει τη μορφή:

$$\theta = \frac{q}{\alpha_{cr}}$$

Από την ανάλυση προέκυψε ότι :

$$\theta = \frac{q}{a_{cr}} = \frac{1,7}{30,8} = 0,055 < 0,1$$

Συνεπώς δεν χρειάζεται να ληφθούν οι επιρροές 2ας τάξης στην δυναμική φασματική ανάλυση.

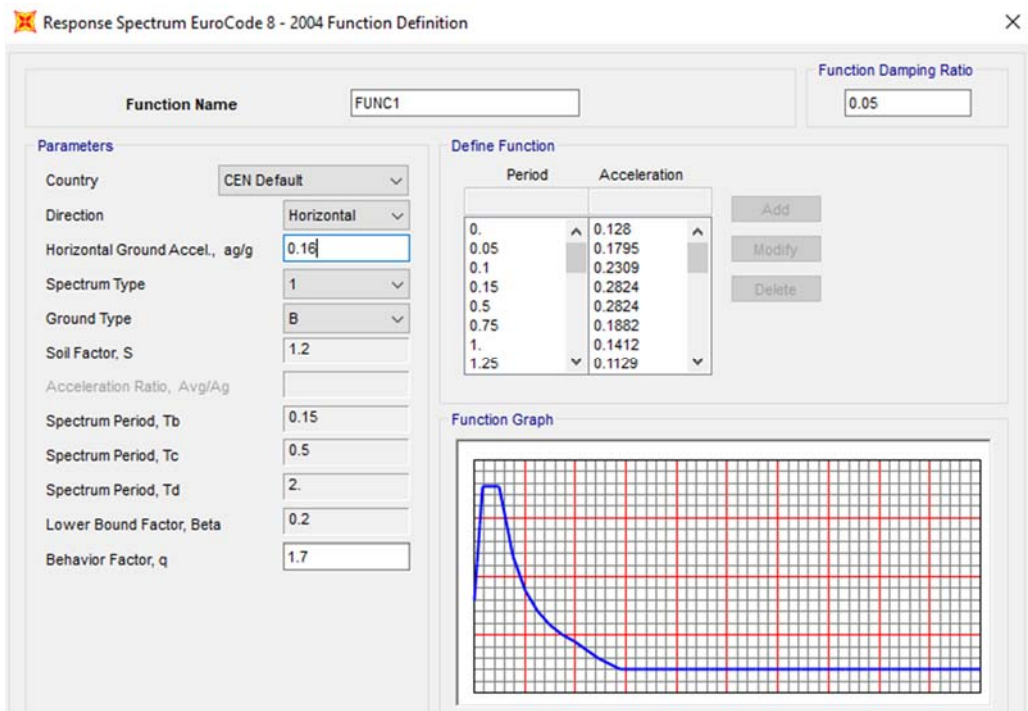
#### 4.2.3 Δυναμική Φασματική Ανάλυση

Η δυναμική φασματική μέθοδος περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών. Με την μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους.

Σύμφωνα με τη μέθοδο λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Ικανοποίηση της παραπάνω απαίτησης θεωρούμε ότι έχουμε όταν:

- Το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα
- Λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας

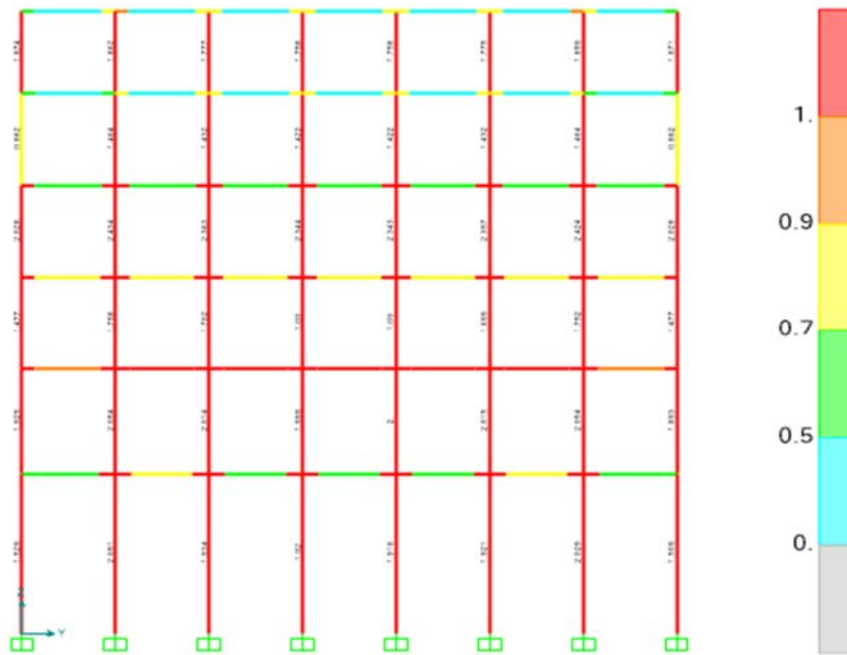
Για την ανάλυση αυτή έγινε εισαγωγή του φάσματος του EC8 στο SAP2000 όπως φαίνεται στο Σχήμα 4-3:



Σχήμα 4-3: Φάσμα απόκρισης ΕΚ8 στο sap2000

Για την κατασκευή του φάσματος χρησιμοποιήθηκε συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής  $q=1,7$  όπως ορίζεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. για κτίρια που κατασκευάστηκαν πριν το 1985 χωρίς ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία.

Η επάρκεια του φορέα ελέγχθηκε από το λογισμικό σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΚ2 και ΕΚ8. Όπως είναι εμφανές και στο Σχήμα 4-4 η φέρουσα ικανότητα των μελών του κτιρίου δεν επαρκεί για την παραλαβή των σεισμικών φορτίων καθώς στα περισσότερα μέλη ο δείκτης ανεπάρκειας ξεπερνάει τη μονάδα, ενώ στα πλέον καταπονούμενα μέλη φτάνει σε τιμές έως και τρεις φορές μεγαλύτερες από την αντοχή τους (Σχήμα 4-4).



Σχήμα 4-4: Δείκτης ανεπάρκειας μελών κατά τον σεισμικό συνδυασμό φόρτισης

### 4.3 Μη γραμμική στατική ανάλυση

#### 4.3.1 Γενικά στοιχεία

Η αποτίμηση της επάρκειας της κατασκευής πραγματοποιήθηκε με τη μέθοδο της μη γραμμικής ανάλυσης (pushover). Απαραίτητη προϋπόθεση για την αξιόπιστη εφαρμογή της μη γραμμικής ανάλυσης είναι να υπάρχει τουλάχιστον ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων η οποία στην προκειμένη περίπτωση ικανοποιείται λόγω της πληθώρας των δοκιμών και των ελέγχων που έγιναν στην υφιστάμενη κατασκευή για την αποτύπωση της υφιστάμενης κατάστασης. Επίσης σημαντική προϋπόθεση για την αξιοπιστία των αποτελεσμάτων της ανάλυσης είναι να μην υπάρχει ουσιαστική επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών στην υπό εξέταση κατασκευή. Η προϋπόθεση αυτή ικανοποιείται στην προκειμένη περίπτωση καθώς οι θεμελιώδεις ιδιομορφές της κατασκευής σε κάθε διεύθυνση ενεργοποιούν ποσοστό της συνολικής μάζας πάνω από 80%.

Οι αναλύσεις pushover εκτελέστηκαν και στις δύο κύριες διευθύνσεις της κατασκευής με τα οριζόντια φορτία να επιβάλλονται σε μία διεύθυνση κάθε φορά. Οι αναλύσεις έγιναν,

όπως ορίζει ο κανονισμός, για δύο διαφορετικές κατανομές των οριζόντιων φορτίων καθ' ύψος, την ομοιόμορφη κατανομή και την κατανομή σύμφωνα με την θεμελιώδη ιδιομορφή.

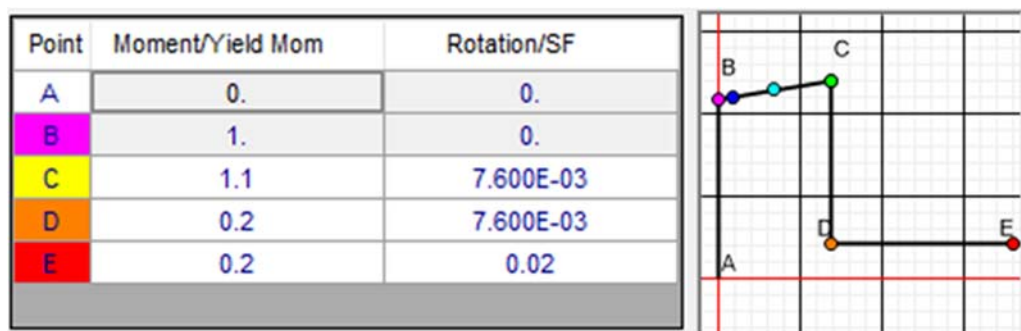
Για κάθε φόρτιση χαράσσεται η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου, τέμνουσα βάσης προς μετακίνηση κορυφής, προσδιορίζεται το σημείο επιτελεστικότητας σύμφωνα με τη μέθοδο ATC-40, και υπολογίζεται ο συντελεστής συμπεριφοράς του κτιρίου.

Τέλος ελέγχεται η επάρκεια του κτιρίου με βάση τη στοχευόμενη μετακίνηση η οποία δεν πρέπει να ξεπερνάει την στάθμη επιτελεστικότητας «προστασία ζωής»

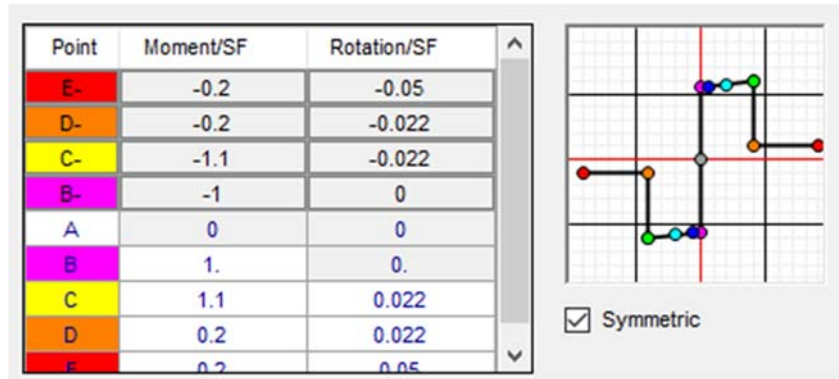
### 4.3.2 Πλαστικές αρθρώσεις

Προκειμένου να εκτελεσθεί μη γραμμική στατική ανάλυση πρέπει να ορισθούν τα σημεία που αναμένεται να εμφανιστούν οι πλαστικές αρθρώσεις καθώς και ο νόμος που διέπει τη συμπεριφορά τους. Οι θέσεις αυτές ορίζονται στα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων, στα σημεία δηλαδή που αναπτύσσονται οι μέγιστες ροπές.

Στα σχήματα 4-5 και 4-6 παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά των πλαστικών αρθρώσεων μιας τυπικής διατομής υποστυλώματος και μίας τυπικής δοκού. Τα χαρακτηριστικά των πλαστικών αρθρώσεων υπολογίστηκαν με γνώμονα όσα αναγράφονται στις κείμενες διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για κτίρια που κατασκευάστηκαν πριν από το 1954.



Σχήμα 4-5: Παράδειγμα πλαστικής άρθρωσης σε υποστύλωμα του ισογείου



Σχήμα 4-6: Παράδειγμα πλαστικής άρθρωσης σε δοκό του ισογείου

### 4.3.3 Αποτελέσματα ανάλυσης

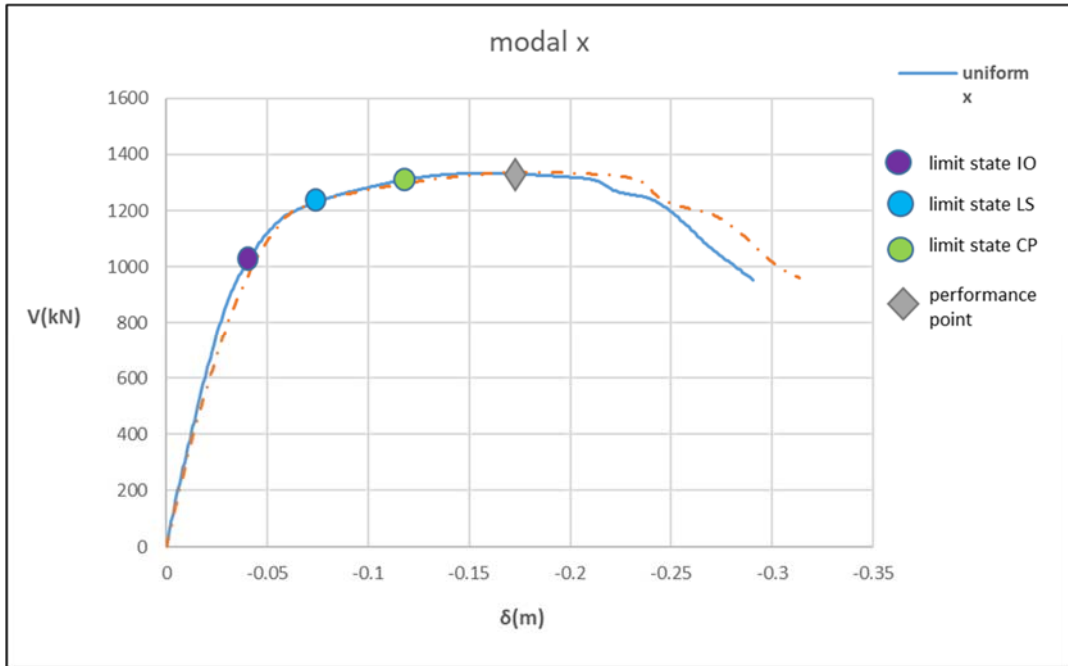
Στα σχήματα που ακολουθούν παρουσιάζεται η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου καθώς και η παραμορφωσιακή του κατάσταση κατά την στοχευόμενη μετακίνηση, τόσο για ιδιομορφική κατανομή φόρτισης, όσο και για ομοιόμορφη κατανομή και στις δύο διευθύνσεις.

#### Ιδιομορφική κατανομή στη διεύθυνση x

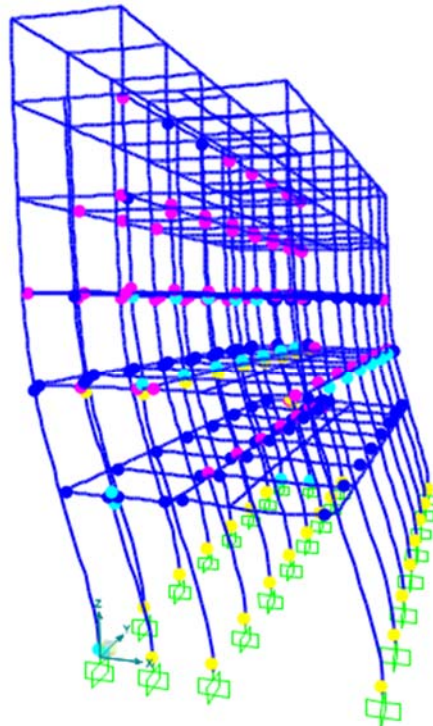
Από την καμπύλη ικανότητας του κτιρίου, Σχήμα 4-7, παρατηρείται ότι η μέγιστη τέμνουσα βάσης που μπορεί να αναπτύξει το κτίριο είναι  $V=1333\text{kN}$  με μετακίνηση κορυφής ίση με  $\delta=0,15\text{m}$ .

Το σημείο επιτελεστικότητας σύμφωνα με τη μέθοδο ATC-40 εντοπίζεται για τέμνουσα βάσης  $V=1328$  και μετακίνηση κορυφής  $\delta=0,13\text{m}$ . Με επαύξηση της μετακίνησης κατά 30%, όπως ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. για ανάλυση στη κάθε διεύθυνση χωριστά, προκύπτει το σημείο για το οποίο θα ελεγχθεί η κατασκευή όπως φαίνεται στο παρακάτω διάγραμμα. Είναι σημαντικό να τονιστεί ότι η στοχευόμενη μετακίνηση βρίσκεται αρκετά μετά την στάθμη επιτελεστικότητας «αποφυγή κατάρρευσης» πράγμα που υποδηλώνει την αναγκαιότητα της ενίσχυσης της κατασκευής. Επίσης παρατηρείται ότι οι παραμορφώσεις συγκεντρώνονται στους δύο πρώτους ορόφους με αποτέλεσμα να έχουμε σχηματισμό μηχανισμού ορόφου(Σχήμα 4-8).

Συνεπώς είναι απαραίτητη η αύξηση της δυσκαμψίας της κατασκευής στους ορόφους αυτούς.



Σχήμα 4-7: Καμπύλη ικανότητας για ιδιομορφική κατανομή κατά τη διεύθυνση x

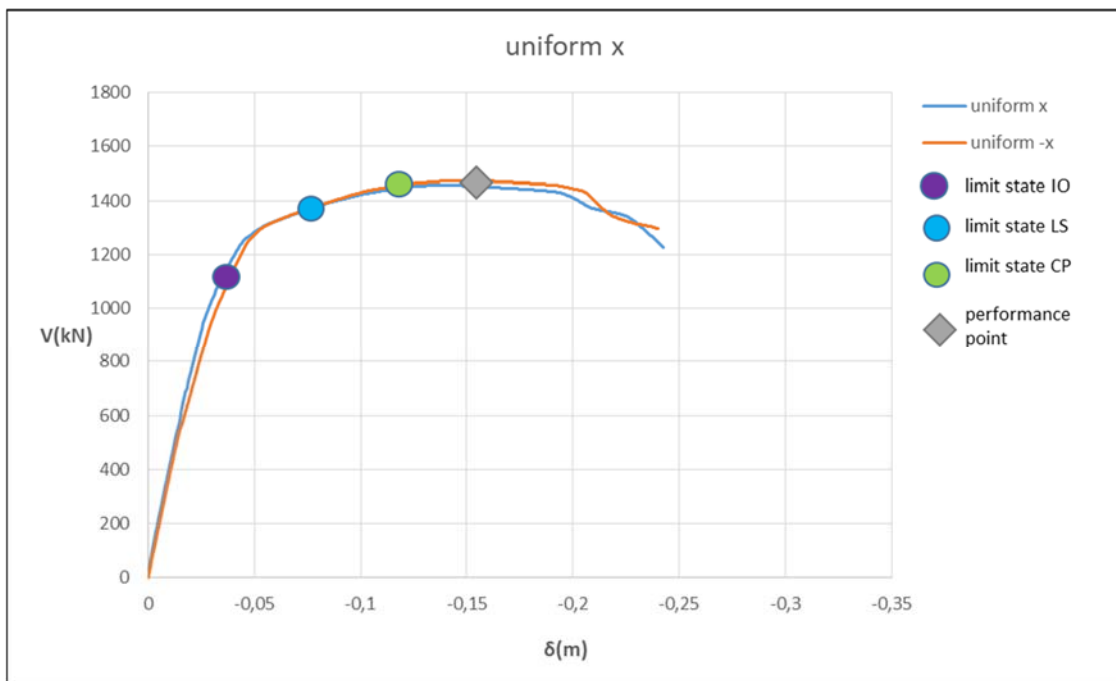


Σχήμα 4-8: Παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα για στοχευόμενη μετακίνηση

### Ομοιόμορφη κατανομή στη διεύθυνση x

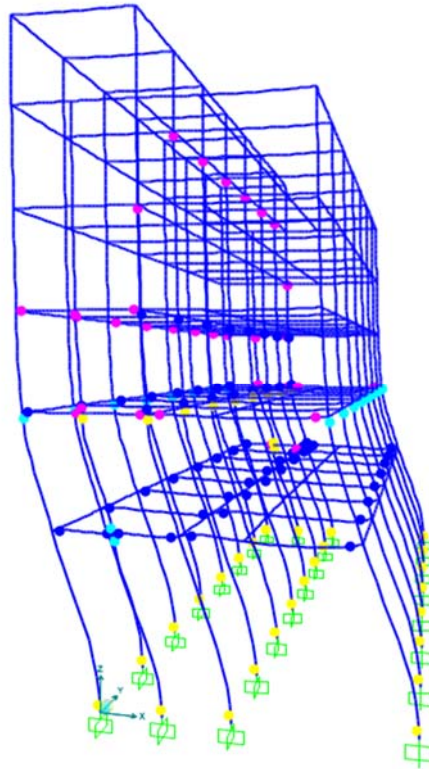
Από την καμπύλη ικανότητας του κτιρίου παρατηρείται ότι η μέγιστη τέμνουσα βάση που μπορεί να αναπτύξει το κτίριο είναι  $V=1456\text{kN}$  με μετακίνηση κορυφής ίση με  $\delta=0,134\text{m}$ .

Το σημείο επιτελεστικότητας σύμφωνα με τη μέθοδο ATC-40 εντοπίζεται για τέμνουσα βάση  $V=1449$  και μετακίνηση κορυφής  $\delta=0,122\text{m}$ . Με επαύξηση της μετακίνησης κατά 30%, όπως ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. για ανάλυση στη κάθε διεύθυνση χωριστά, προκύπτει το σημείο για το οποίο θα ελεγχθεί η κατασκευή όπως φαίνεται στο Σχήμα 4-9. Και σε αυτή την περίπτωση παρατηρούμε ότι η στοχευόμενη μετακίνηση βρίσκεται αρκετά μετά την στάθμη επιτελεστικότητας «αποφυγή κατάρρευσης» πράγμα που υποδηλώνει την αναγκαιότητα της ενίσχυσης της κατασκευής.



Σχήμα 4-9: Καμπύλη ικανότητας για ομοιόμορφη κατανομή κατά τη διεύθυνση x



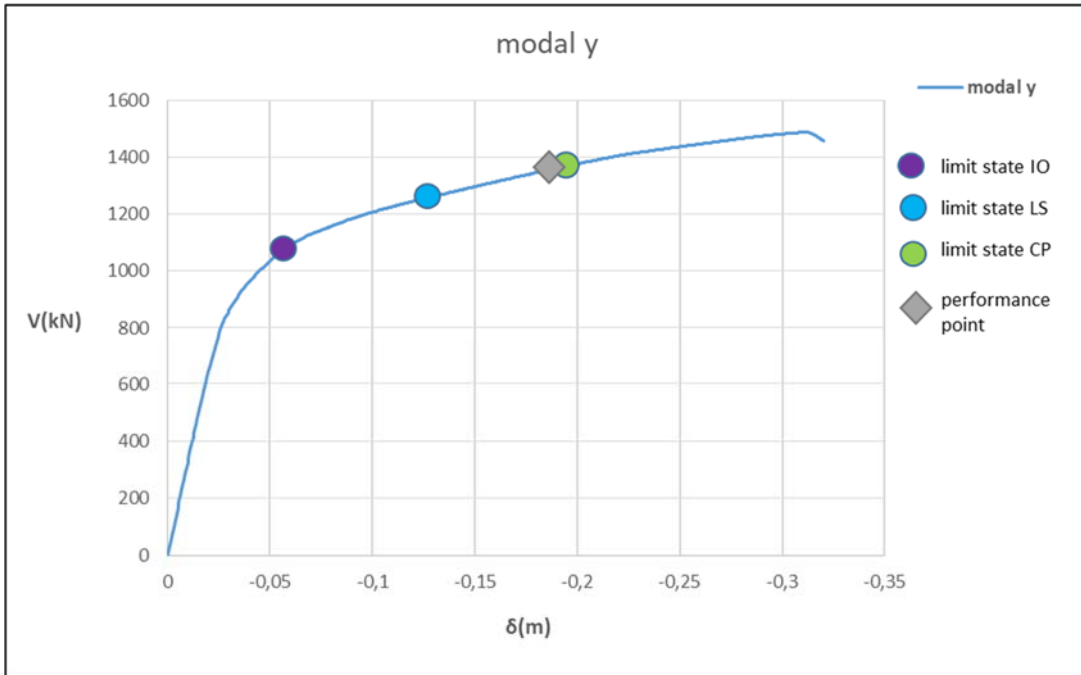


Σχήμα 4-10: Παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα για στοχευόμενη μετακίνηση

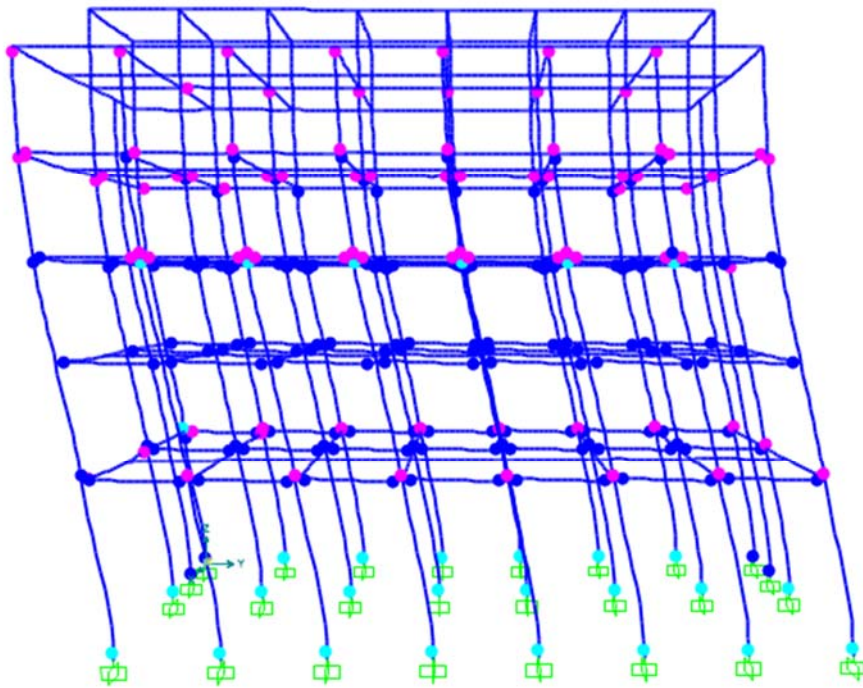
### **Ιδιομορφική κατανομή στη διεύθυνση y**

Από την καμπύλη ικανότητας του κτιρίου παρατηρείται ότι η μέγιστη τέμνουσα βάσης που μπορεί να αναπτύξει το κτίριο είναι  $V=1489\text{kN}$  με μετακίνηση κορυφής ίση με  $\delta=0,31\text{m}$ .

Το σημείο επιτελεστικότητας σύμφωνα με τη μέθοδο ATC-40 εντοπίζεται για τέμνουσα βάσης  $V=1277\text{kN}$  και μετακίνηση κορυφής  $\delta=0,143\text{m}$ . Με επαύξηση της μετακίνησης κατά 30%, όπως ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. για ανάλυση στη κάθε διεύθυνση χωριστά, προκύπτει το σημείο για το οποίο θα ελεγχθεί η κατασκευή όπως φαίνεται στο Σχήμα 4-11. Στην περίπτωση αυτή παρατηρούμε ότι η στοχευόμενη μετακίνηση βρίσκεται πριν από τη στάθμη επιτελεστικότητας «αποφυγή κατάρρευσης» αλλά πριν από τη στάθμη «προστασία ζωής». Και σε αυτή την περίπτωση είναι αναγκαία η ενίσχυση της κατασκευής καθώς ως στόχος ανασχεδιασμού έχει οριστεί η στάθμη επιτελεστικότητας «προστασία ζωής», και τα υποστυλώματα του ισογείου έχουν ξεπεράσει τη στάθμη αυτή (Σχήμα 4-12).



Σχήμα 4-11 Καμπύλη ικανότητας για ιδιομορφική κατανομή κατά τη διεύθυνση y

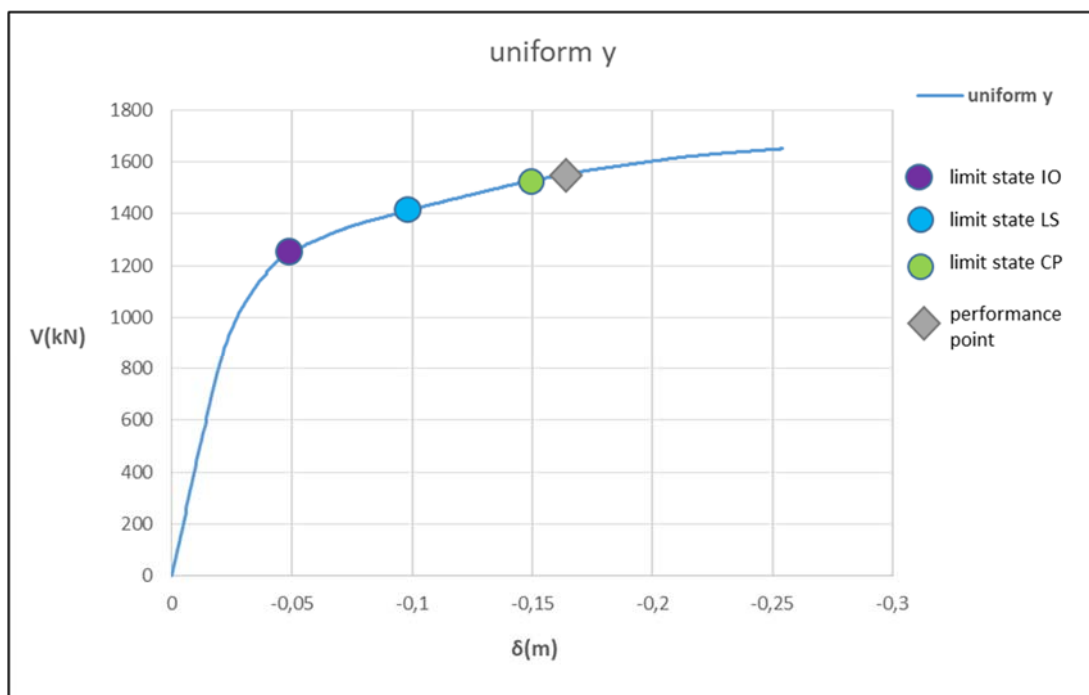


Σχήμα 4-12: Παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα για στοχευόμενη μετακίνηση

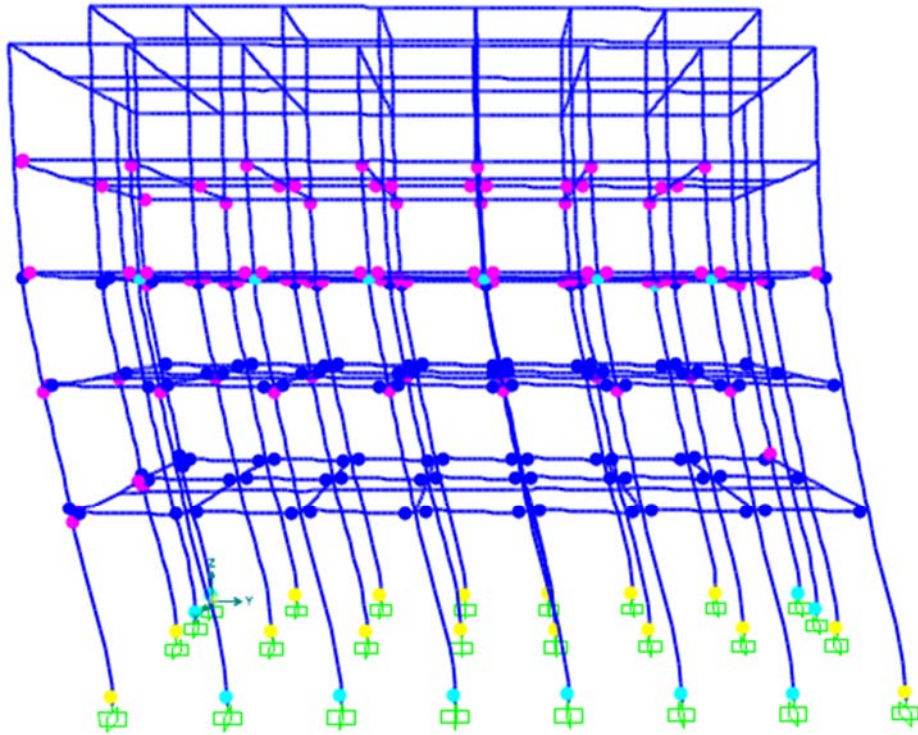
### Ομοιόμορφη κατανομή στη διεύθυνση y

Από την καμπύλη ικανότητας του κτιρίου παρατηρείται ότι η μέγιστη τέμνουσα βάσης που μπορεί να αναπτύξει το κτίριο είναι  $V = 1650\text{kN}$  με μετακίνηση κορυφής ίση με  $\delta = 0,25\text{m}$ .

Το σημείο επιτελεστικότητας σύμφωνα με τη μέθοδο ATC-40 εντοπίζεται για τέμνουσα βάσης  $V = 1476$  και μετακίνηση κορυφής  $\delta = 0,126\text{m}$ . Με επαύξηση της μετακίνησης κατά 30%, όπως ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. για ανάλυση στη κάθε διεύθυνση χωριστά, προκύπτει το σημείο για το οποίο θα ελεγχθεί η κατασκευή (Σχήμα 4-13). Εδώ, σε αντίθεση με την προηγούμενη περίπτωση που είχαμε ιδιομορφική κατανομή στη διεύθυνση y, παρατηρούμε ότι η στοχευόμενη μετακίνηση είναι μετά την στάθμη επιτελεστικότητας “αποφυγή κατάρρευσης”. Και σε αυτή την περίπτωση φόρτισης το κτίριο χρειάζεται ενίσχυση, ιδιαίτερα στο ισόγειο όπου έχει επέλθει αστοχία σχεδόν σε όλα τα υποστυλώματα (Σχήμα 4-14).



Σχήμα 4-13: Καμπύλη ικανότητας για ομοιόμορφη κατανομή κατά τη διεύθυνση y



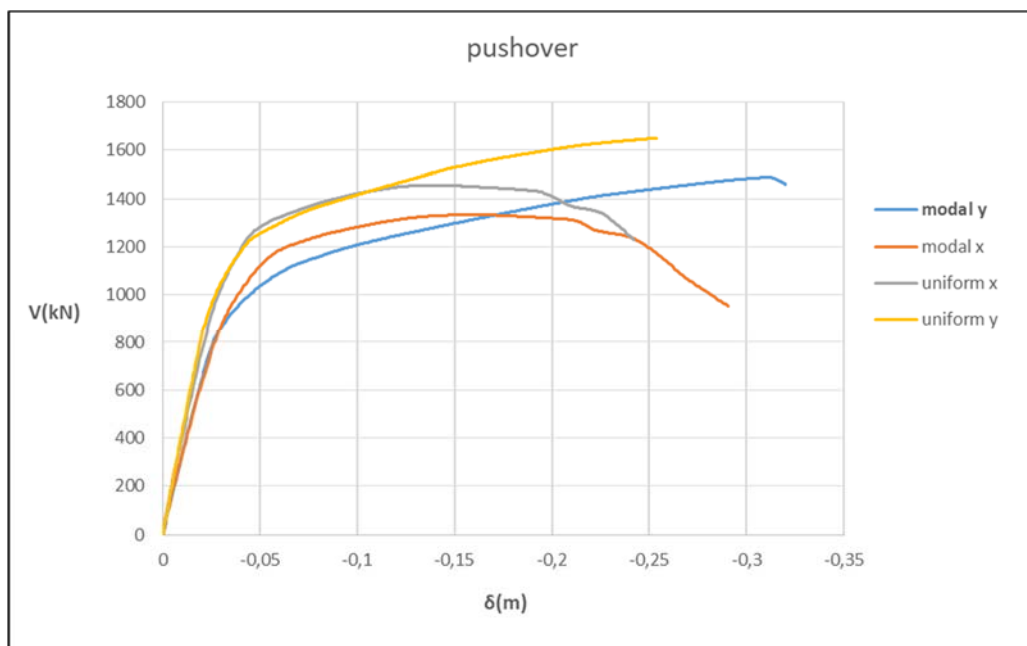
Σχήμα 4-14: Παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα για στοχευόμενη μετακίνηση

## **Συμπεράσματα**

Από τις παραπάνω φορτίσεις εξάγονται τα εξής συμπεράσματα:

- Η συμπεριφορά του κτιρίου παραμένει πρακτικά ίδια κατά την επιβολή του φορτίου με θετικό και αρνητικό πρόσημο, ιδιαίτερα στην διεύθυνση  $y$  όπου δεν παρατηρείται καμία διαφορά
- Η τέμνουσα βάσης που αναπτύσσει το κτίριο με ομοιόμορφη κατανομή είναι υψηλότερη από ότι στη φόρτιση με ιδιομορφική κατανομή (Σχήμα 4-15)
- Το κτίριο αναπτύσσει μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης και μπορεί να αναπτύξει μεγαλύτερες μετακινήσεις κατά την επιβολή των φορτίων στη διεύθυνση  $y$  (Σχήμα 4-15)

- Και στις δύο διευθύνσεις κρίνεται ανεπαρκής η ικανότητα του κτιρίου να παραλάβει οριζόντια σεισμικά φορτία καθώς η στοχευόμενη μετακίνηση βρίσκεται μετά τη στάθμη επιτελεστικότητας «προστασίας ζωής», και στις περισσότερες περιπτώσεις είναι αρκετά μετά και από τη στάθμη επιτελεστικότητας «αποφυγή κατάρρευσης».
- Στην διεύθυνση x παρατηρήθηκε ο σχηματισμός μηχανισμού ορόφου, συνεπώς είναι απαραίτητη η ενίσχυση της δυσκαμψίας του κτιρίου στη διεύθυνση αυτή.



Σχήμα 4-15: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης.

#### 4.3.4 Υπολογισμός συντελεστή συμπεριφοράς q

Ο διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς του κτιρίου ορίζεται ως το γινόμενο της διαθέσιμης πλαστιμότητας ( $\mu$ ) και της διαθέσιμης υπεραντοχής ( $\Omega$ ) του κτιρίου.

$$q = \mu * \Omega$$

Εφόσον η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος είναι μεγαλύτερη από τη χαρακτηριστική περίοδο του εδάφους  $T_B = 0,2$  s μπορεί να εφαρμοστεί ο κανόνας των «ίσων μετακινήσεων». Σε αυτή την περίπτωση η διαθέσιμη πλαστιμότητα ορίζεται ως ο λόγος της μετακίνησης της κορυφής

στην οριακή κατάσταση αστοχίας ( $\Delta u$ ), προς την αντίστοιχη μετακίνηση κατά την διαρροή ( $\Delta y$ ) όπως φαίνεται και παρακάτω.

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y}$$

Η διαθέσιμη υπεραντοχή του κτιρίου ορίζεται ως ο λόγος της τέμνουσας βάσης κατά την οριακή κατάσταση αστοχίας ( $V_u$ ), προς την αντίστοιχη τέμνουσα βάσης κατά την στιγμή της διαρροής ( $V_y$ ).

$$\Omega = \frac{V_u}{V_y}$$

Γίνεται η παραδοχή ότι οριακή κατάσταση αστοχίας επέρχεται όταν για πρώτη φορά μία πλαστική άρθρωση ξεπεράσει τη στάθμη επιτελεστικότητας «προστασία ζωής».

Στον Πίνακα 4-2 παρουσιάζονται οι συντελεστές συμπεριφοράς  $q$  και στις δύο διευθύνσεις για ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή.

**Πίνακας 4-2: Διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς  $q$**

case	$\Delta y(m)$	$\Delta u(m)$	$V_y(kN)$	$V_u(kN)$	$\mu$	$\Omega$	$q$
Modal x	0,041	0,076	990	1235	1,85	1,24	2,3
Uniform x	0,04	0,075	1050	1367	1,87	1,3	2,43
Modal y	0,042	0,125	1040	1254	2,9	1,2	3,49
Uniform y	0,045	0,094	1190	1402	2,08	1,18	2,45

Συνεπώς συμπεραίνουμε ότι ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q=1,7$  που χρησιμοποιήθηκε για την φασματική ανάλυση ήταν λίγο συντηρητικός καθώς η ελάχιστη τιμή που υπολογίστηκε κατά την μη γραμμική ανάλυση ήταν  $q = 2,3$ .



## 5 Ενίσχυση υφιστάμενης κατασκευής

### 5.1 Περιγραφή του συστήματος Fuseis

Τα συστήματα Fuseis αποτελούν μέθοδο αντισεισμικής προστασίας η οποία επιτυγχάνεται μέσω απορρόφησης ενέργειας σε προεπιλεγμένες θέσεις. Τα βασικά τους πλεονεκτήματα είναι η μεγάλη ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης, η επισκευασιμότητα τους μετά από σεισμό, και το γεγονός ότι δρουν ανεξάρτητα από το κύριο σύστημα παραλαβής φορτίων του κτιρίου.

Η διάταξη ενός τυπικού συστήματος Fuseis αποτελείται από ένα ζεύγος ισχυρών υποστυλωμάτων που συνδέονται με συνδέσεις ροπής με οριζόντιες δοκούς σε πυκνή διάταξη, οι οποίες είναι εξασθενημένες σε προεπιλεγμένες θέσεις στις οποίες και αναπτύσσονται πλαστικές αρθρώσεις. Με την προσθήκη των Fuseis οι σεισμικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στο πλαίσιο αναλαμβάνονται κυρίως από αυτά μέσω κάμψης και στη συνέχεια από τα υποστυλώματα μέσω θλίψης και κάμψης.

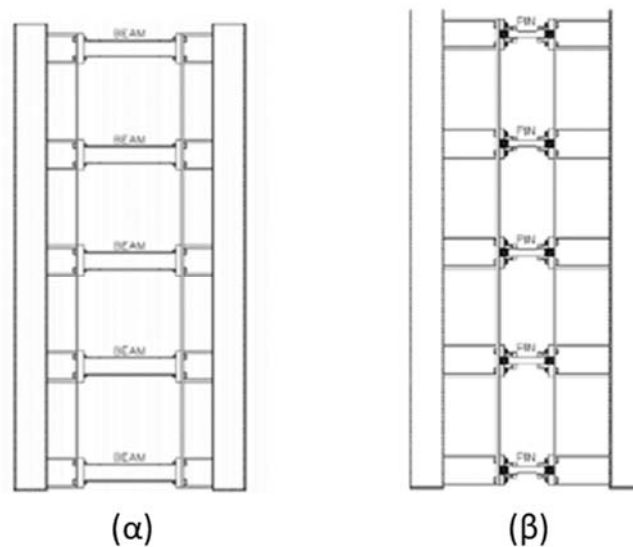
Στο σχήμα 5-1 φαίνεται η εφαρμογή ενός συστήματος Fuseis σε μία σύμμικτη κατασκευή.



Σχήμα 5-1: Εφαρμογή συστημάτων Fuseis σε σύμμικτο κτίριο

## 5.2 Τύποι αντισεισμικών συστημάτων Fuseis

Υπάρχουν δύο παραλλαγές του συστήματος αυτού. Στην πρώτη οι ενδιάμεσες δοκοί αποτελούνται από ολόσωμες διατομές απομειωμένες στα άκρα, ενώ στην δεύτερη παραλλαγή οι δοκοί διακόπτονται στο μέσο και συνδέονται με πείρους. Τα δύο είδη συστημάτων fuseis είναι παρεμφερή και έχουν ως κοινό στόχο να οδηγήσουν την αστοχία στις προεπιλεγμένες θέσεις των δοκών του συστήματος. Η μόνη διαφορά εντοπίζεται στο γεγονός ότι στο σύστημα με τους πείρους η αστοχία λαμβάνει χώρα στο μέσον της δοκού, εκεί δηλαδή που βρίσκεται ο πείρος, ενώ στο σύστημα με τις απομειωμένες διατομές η αστοχία πραγματοποιείται στα απομειωμένα άκρα. Στην παρούσα διπλωματική εργασία θα ασχοληθούμε με την πρώτη διάταξη που φαίνεται και στο Σχήμα 5.2.(α).



Σχήμα 5-2: (α) Σύστημα fuseis με χρήση ολόσωμων διατομών απομειωμένων στα άκρα, (β) σύστημα Fuseis με σύνδεση πείρου.

### 5.2.1 Σύστημα Fuseis με απομειωμένες διατομές

#### Δοκοί Συστήματος

Η αντοχή των δοκών FUSEIS, η οποία είναι σημαντικά μικρότερη από των στύλων, και το πλήθος τους ανά όροφο είναι καθοριστικά για τη συμπεριφορά του συστήματος. Με χρήση

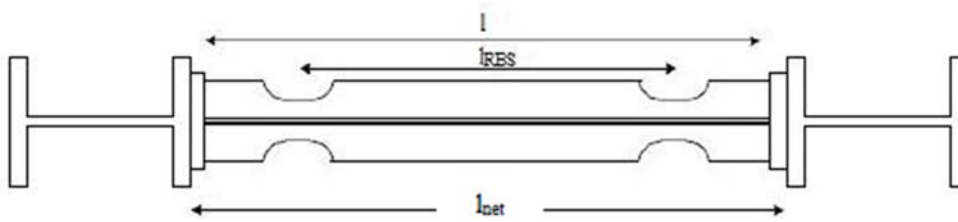


μεγάλου αριθμού δοκών ανά όροφο μειώνονται οι τοπικές καταπονήσεις των υποστυλωμάτων και αυξάνονται η αντοχή και η δυσκαμψία του συστήματος

Οι δοκοί έχουν αποκλειστικά καμπτική λειτουργία και συνεπώς η επιλογή της διατομής τους γίνεται με κριτήριο την καμπτική αντοχή τους. Η δυσκαμψία και αντοχή των δοκών αυξάνεται ανά όροφο, ακολουθώντας την αύξηση της τέμνουσας βάσης, έτσι ώστε να εισέρχονται σταδιακά στην πλαστική περιοχή. Οι διατομές τους μπορεί να είναι υψίκορμες ΙΡΕ, πλατύπελμες ΗΕ ή κοίλες τύπου SHS, RHS και CHS.

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω ο σχεδιασμός των δοκών FUSEIS προβλέπει το σχηματισμό αρθρώσεων σε προεπιλεγμένες θέσεις για να προστατευτεί η περιοχή της σύνδεσης δοκού – υποστυλώματος. Αυτό επιτυγχάνεται με ειδική κατασκευαστική διαμόρφωση στα άκρα τους, όπως τοπική εξασθένηση των πελμάτων των δοκών, RBS (Reduced Beam Sections)

Τα RBS αποτελούν έναν οικονομικό τύπο εξασθένησης της διατομής και εφαρμόζεται σε πλαίσια ροπής εξαιτίας της δυνατότητάς τους να κατευθύνουν την ανελαστική παραμόρφωση μακριά από την περιοχή της σύνδεσης δοκού - υποστυλώματος. Με την τοπική εξασθένηση των πελμάτων της δοκού (άνω και κάτω), κοντά στη σύνδεση δοκού - υποστυλώματος, μειώνεται το εμβαδόν διατομής της και κατ' επέκταση η ροπή αντοχής της. Καθώς η διαρροή και ο σχηματισμός της πλαστικής άρθρωσης καθοδηγούνται εντός του εξασθενημένου τμήματος η ροπή που μεταφέρεται στη διεπιφάνεια δοκού - υποστυλώματος είναι μικρότερη. Με αυτό τον τρόπο εμποδίζεται η αστοχία στην κρίσιμη περιοχή της συγκόλλησης της δοκού με τη μετωπική πλάκα και προστατεύεται το υποστυλώμα ικανοποιώντας την απαίτηση για ασθενείς δοκούς - ισχυρά υποστυλώματα. Παρά το γεγονός ότι το RBS ουσιαστικά αποδυναμώνει τη δοκό, η επιρροή του στη συνολική πλευρική αντοχή και δυσκαμψία του πλαισίου είναι αμελητέα. Η εξασθένηση των πελμάτων γίνεται είτε με οπές είτε με αποτμήσεις όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.3. Τέλος αξίζει να σημειωθεί ότι για τις δοκούς χρησιμοποιείται χάλυβας χαμηλότερης αντοχής από ότι στα υποστυλώματα. Η μέγιστη ποιότητα χάλυβα που χρησιμοποιείτε στις δοκούς είναι S235.



Σχήμα 5-3: Τυπική διατομή δοκού με εξεσθενημένα πέλματα

### Υποστυλώματα συστήματος

Αντίθετα από τις δοκούς, τα υποστυλώματα του συστήματος παραλαμβάνουν τόσο αξονική ένταση όσο και κατακόρυφα φορτία. Επειδή επιθυμούμε την αποφυγή ανάπτυξης πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα, τα σχεδιάζουμε με ισχυρές διατομές από υψηλή αντοχή και δυσκαμψία για να λειτουργούν στην ελαστική περιοχή και να έχουν μικρές παραμορφώσεις.

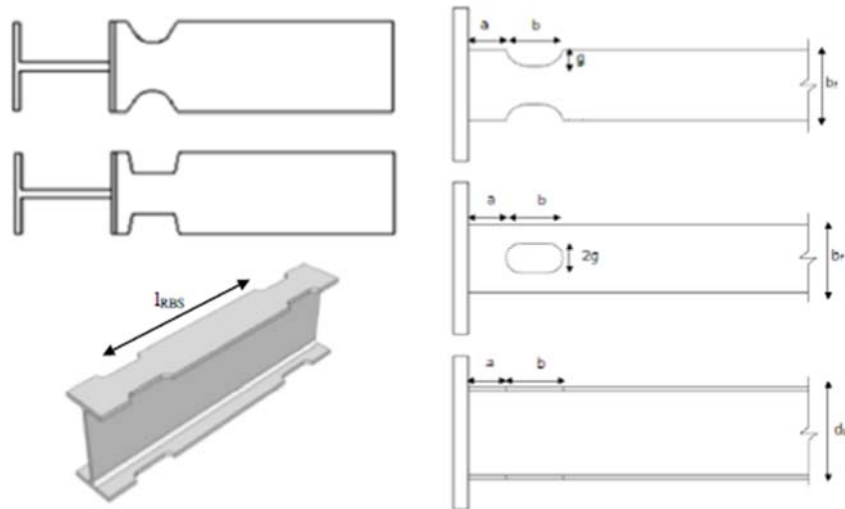
Η απόσταση μεταξύ των υποστυλωμάτων επηρεάζει σημαντικά τη δυσκαμψία του συστήματος, καθώς όσο αυξάνεται η απόσταση τους τόσο πιο δύσκαμπτο γίνεται το σύστημα. Η συνήθης απόσταση που τοποθετούνται τα υποστυλώματα είναι της τάξης του 1,5 – 2 μέτρα έτσι ώστε να αναπτύσσονται σημαντικές παραμορφώσεις στις δοκούς για μικρές οριζόντιες μετακινήσεις.

### Γεωμετρικοί χαρακτηριστικά απομειωμένης διατομής

Στον Πίνακα 5-1 και στο Σχήμα 5-4 παρουσιάζονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των απομειωμένων διατομών σύμφωνα με τους αντισεισμικούς κώδικες.

**Πίνακας 5-1: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά απομειωμένων διατομών σύμφωνα με αντισεισμικούς κανονισμούς**

<b>FEMA-350</b>	<b>EN1998-3</b>
$a=(0,50 \text{ έως } 0,70)b_f$	$a=0,60b_f$
$b=(0,65 \text{ έως } 0,85)d_b$	$b=0,75d_b$
$c=g \leq 0,25b_f$	$g \leq 0,25b_f$
$r=(4c^2 + b^2)/8c$	$r=(4g^2 + b^2)/8g$



Σχήμα 5-4: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά απομειωμένων διατομών σύμφωνα με αντισεισμικούς κανονισμούς

## 5.3 Προσομοίωση ενισχυμένης κατασκευής

### 5.3.1 Γενικά Στοιχεία Ενίσχυσης

Για την ενίσχυση της υφιστάμενης κατασκευής χρησιμοποιήθηκαν συστήματα δοκών σύζευξης Fuseis και στις δύο διευθύνσεις, με απομείωση των πελμάτων των δοκών στα άκρα. Συνοπτικά τα χαρακτηριστικά του συστήματος έχουν ως εξής:

#### Υποστυλώματα συστήματος Fuseis

- Η διατομή των υποστυλωμάτων είναι κοίλη ορθογωνική διατομής 400x200x35
- Η ποιότητα του χάλυβα που χρησιμοποιήθηκε στα υποστυλώματα είναι S355
- Η απόσταση των υποστυλωμάτων παραμένει σταθερή καθ' ύψος και είναι 2m

#### Δοκοί συστήματος Fuseis

- Για τις δοκούς του συστήματος χρησιμοποιήθηκαν πλατύπελμες διατομές HEA οι οποίες μεταβάλλονται καθ' ύψος
- Η απόσταση των δοκών είναι 0,65m σε όλους τους ορόφους

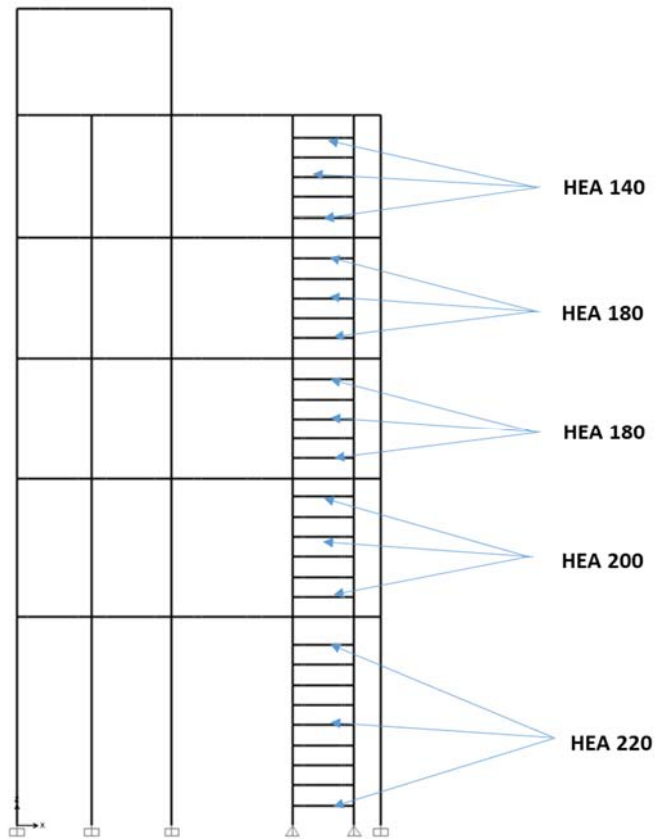
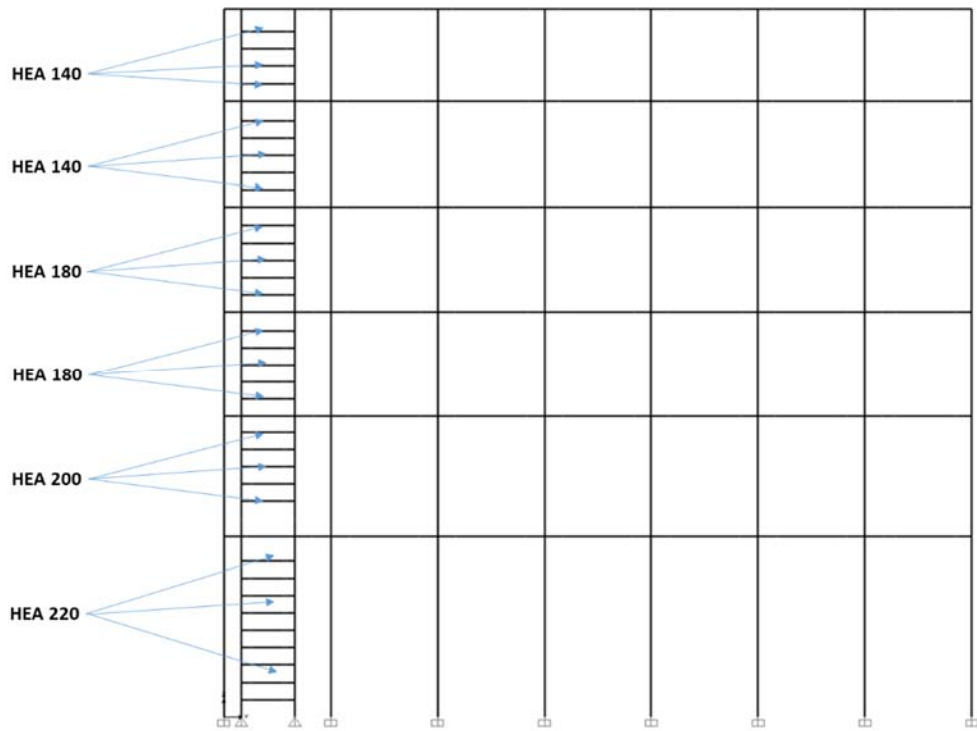
- Η απόσταση της απομειωμένης διατομής από την παρειά του σύλου καθώς και το μήκος της απομειωμένης διατομής επιλέχθηκαν ώστε να είναι σύμφωνα με τους γεωμετρικούς περιορισμούς που παρουσιάστηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο

Το πλήθος και τα χαρακτηριστικά των δοκών σε κάθε όροφο παρατίθενται στον Πίνακα 5-2.

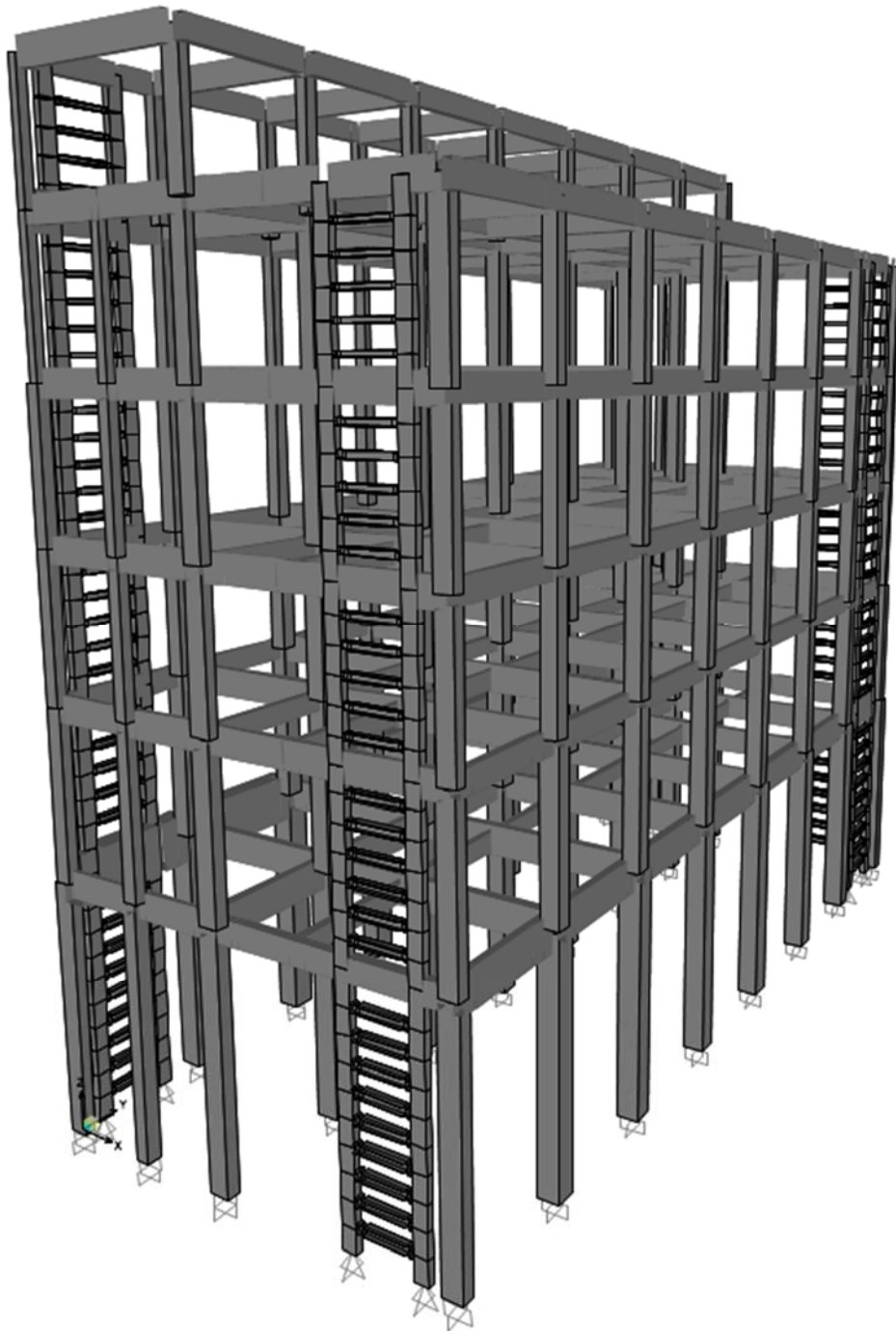
**Πίνακας 5-2: Διατομές Δοκών και υποστυλωμάτων του συστήματος fuseis ανα όροφο**

όροφος	Πλήθος δοκών	Διατομή Δοκού	bf/bf.RBS	Διατομή Υποστ.
1ος	9	HEA220	220/120	SHS 400X200X35
2ος	6	HEA200	200/120	SHS 400X200X35
3ος	5	HEA180	180/100	SHS 400X200X35
4ος	5	HEA180	180/100	SHS 400X200X35
5ος	5	HEA140	140/80	SHS 400X200X35
6ος	4	HEA140	140/80	SHS 400X200X35

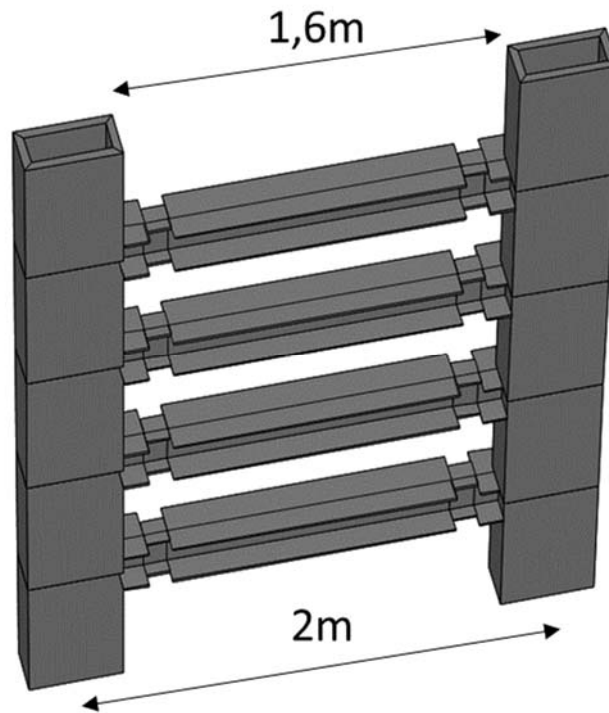
Στα σχήματα 5-5 και 5-6 παρουσιάζεται η προσομοίωση της ενισχυμένης κατασκευής. Οι θέσεις των αντισεισμικών συστημάτων Fuseis επιλέχθηκαν έτσι ώστε να μην επηρεάζεται η λειτουργικότητα του κτιρίου. Στο Σχήμα 5-7 απεικονίζεται η προσομοίωση του τμήματος της απομειωμένης διατομής του συστήματος.



Σχήμα 5-5: Όψη ενισχυμένης κατασκευής στη διεύθυνση y και x αντίστοιχα



Σχήμα 5-6: Τρισδιάστατη απεικόνιση ενίσχυση της κατασκευής με συστήματα fuseis



Σχήμα 5-7: Λεπτομέρεια προσομοίωσης απομειωμένης διατομής δοκού.

### 5.3.2 Μόρφωση φορέα για μη γραμμική ανάλυση – πλαστικές αρθρώσεις

Για την εκτέλεση της μη γραμμικής ανάλυσης είναι απαραίτητο να προσδιοριστούν οι θέσεις στις οποίες δύναται να αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις καθώς και οι νόμοι που διέπουν τη συμπεριφορά τους.

Ως πιθανές θέσεις δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων για τα σύστημα Fuseis ορίστηκαν οι θέσεις όπου έχει γίνει απομείωση της διατομής της δοκού, οι θέσεις όπου συνδέεται η δοκός με το υποστύλωμα καθώς και τα άκρα των υποστυλωμάτων. Με το σχεδιασμό του συστήματος Fuseis επιδιώκεται να αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις μόνο στα απομειωμένα τμήματα της διατομής, στις θέσεις δηλαδή όπου έχουμε επιλέξει από την αρχή να καθοδηγήσουμε την ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων. Σε κάθε περίπτωση δεν θέλουμε να εμφανιστούν πλαστικές αρθρώσεις στα υποστυλώματα του συστήματος Fuseis καθώς θέλουμε να συμπεριφέρονται ελαστικά.

Στους Πίνακες 5-3 και 5-4 παρουσιάζονται οι χαρακτηριστικές τιμές των πλαστικών αρθρώσεων των μεταλλικών δοκών καθώς και των τμημάτων της δοκού με απομειωμένη διατομή.

**Πίνακας 5-3: Χαρακτηριστικές τιμές πλαστικών αρθρώσεων πλήρους διατομής τύπου HEA**

Σημείο Διαγράμματος	Χαρακτηριστικές τιμές		Αποδεκτά όρια	
	M/Mpl	θ/θpl	Σημείο επιτελεστ.	θ/θpl
A	0	0	IO	1
B	1	0	LS	6
C	1.25	9	CP	8
D	0.6	9		
E	0.6	11		

**Πίνακας 5-4: Χαρακτηριστικές τιμές πλαστικών αρθρώσεων απομειωμένης διατομής τύπου HEA**

Σημείο Διαγράμματος	Χαρακτηριστικές τιμές		Αποδεκτά όρια	
	M/Mpl	θ/θpl	Σημείο επιτελεστ.	θ/θpl
A	0	0	IO	15
B	1	0	LS	20
C	1.25	40	CP	35
D	0.6	40		
E	0.6	45		

## 5.4 Ανάλυση ενισχυμένης κατασκευής

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης έπειτα από την ενίσχυση της υφιστάμενης κατασκευής με τα συστήματα Fuseis.

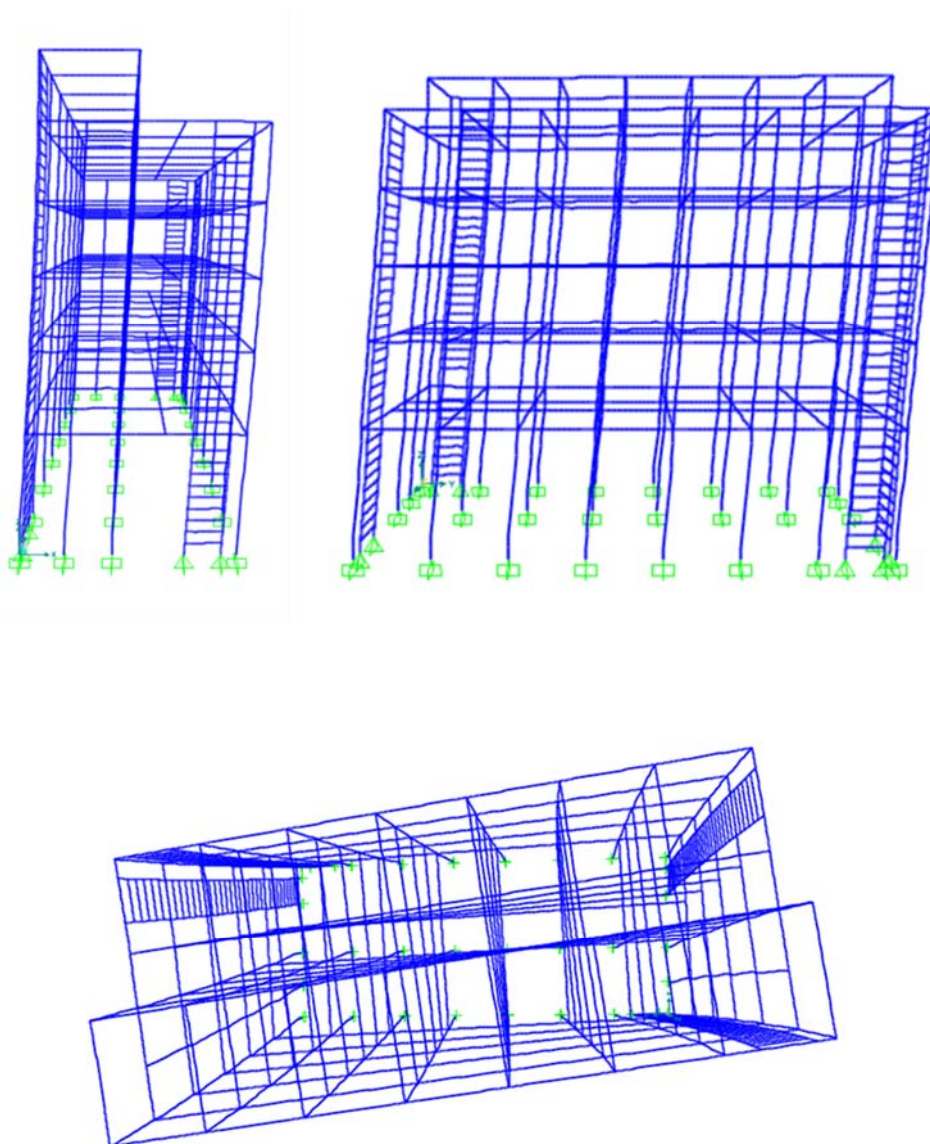
### 5.4.1 ιδιομορφική ανάλυση κατασκευής.

Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης για την ενισχυμένη κατασκευή παρουσιάζονται συνοπτικά στον Πίνακα 5-5 καθώς και στο Σχήμα 5-8. Όπως ήταν αναμενόμενο με την ενίσχυση το κτίριο έγινε πιο δύσκαμπτο. Πλέον η 1<sup>η</sup> ιδιομορφή του κτιρίου, η οποία είναι μεταφορική στη διεύθυνση x, έχει περίοδο  $T=1,18s$  από  $T= 1,36s$  που είχε πριν την ενίσχυση, ενώ η 2<sup>η</sup> ιδιομορφή που είναι μεταφορική στον y έχει περίοδο  $T = 1,15s$  από  $T=1,34s$  που ήταν πριν την ενίσχυση. Και στις δύο διευθύνσεις έχουμε συμμετοχή μάζας μεγαλύτερη από 95% από την 5<sup>η</sup> ιδιομορφή.



**Πίνακας 5-5: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης μετά την ενίσχυση**

ιδιομορφή	περίοδος	UX	UY	SumUX	SumUY
1η	1,18	0,803	0,06	0,803	0,06
2η	1,15	0,064	0,77	0,867	0,8373
3η	0,96	0,0033	0,0086	0,871	0,846
4η	0,42	0,0109	0,108	0,882	0,9542
5η	0,41	0,084	0,012	0,966	0,966



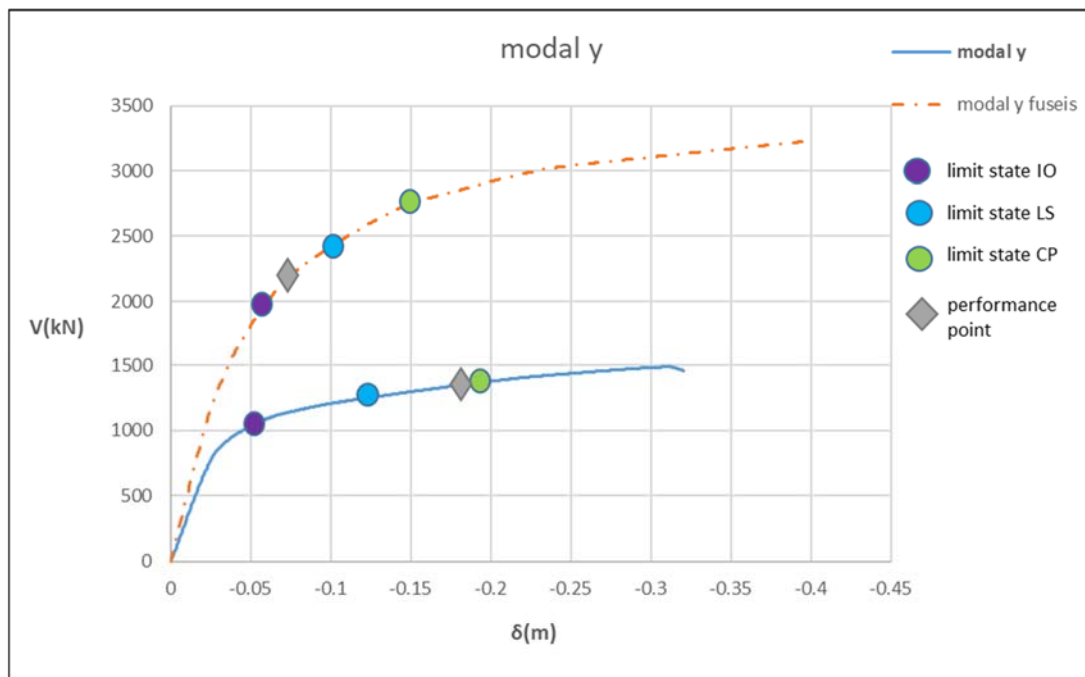
Σχήμα 5-8: 1<sup>η</sup>, 2<sup>η</sup> και 3<sup>η</sup> ιδιομορφή ενισχυμένου κτιρίου

## 5.4.2 Μη γραμμική στατική ανάλυση

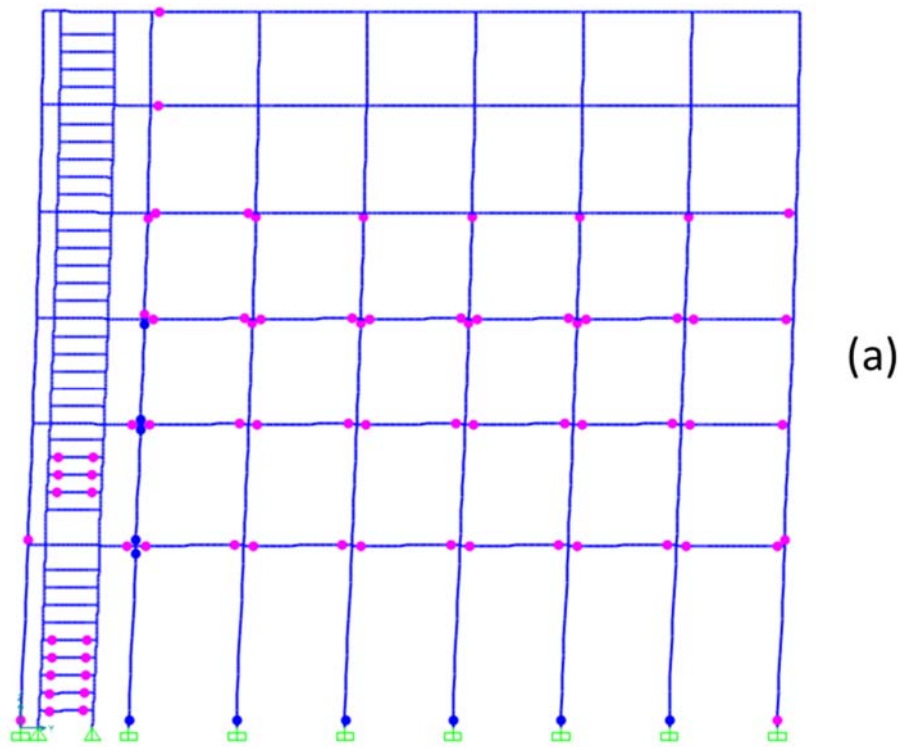
Για τον έλεγχο της επάρκειας της ενισχυμένης κατασκευής ακολουθήθηκε η ίδια διαδικασία με την υφιστάμενη κατασκευή. Εκτελέστηκαν αναλύσεις μη γραμμικής στατικής ανάλυσης και στις δύο διευθύνσεις, τόσο για ιδιομορφική όσο και για ομοιόμορφη κατανομή της φόρτισης. Κατόπιν σχεδιάστηκε η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου και ελέγχθηκε αν η στοχευόμενη μετακίνηση βρίσκεται πριν από τη στάθμη επιτελεστικότητας «προστασία ζωής».

### Ιδιομορφική κατανομή φόρτισης στη διεύθυνση y

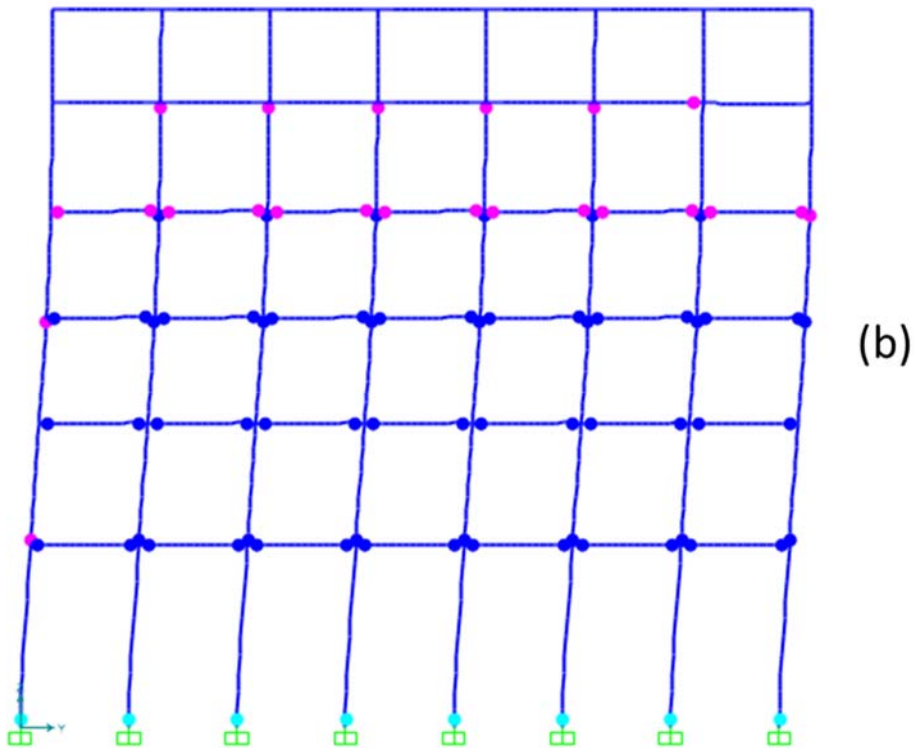
Από την καμπύλη ικανότητας της ενισχυμένης κατασκευής παρατηρείται ότι η μέγιστη τέμνουσα βάσης του κτιρίου με την προσθήκη των συστημάτων ενίσχυσης Fuseis είναι υπερδιπλάσια από ότι του υφιστάμενου κτιρίου. Το σημείο επιτελεστικότητας σύμφωνα με τη μέθοδο ACT – 40 εμφανίζεται για μετακίνηση  $\delta=0,075\text{m}$  και τέμνουσα βάσης  $V = 2200\text{kN}$ . Παρατηρείται ότι πλέον η στοχευόμενη μετακίνηση βρίσκεται πριν από τη στάθμη επιτελεστικότητας «προστασία ζωής» (Σχήμα 5-9, Σχήμα 5-10).



Σχήμα 5-9: Καμπύλη ικανότητας ενισχυμένου κτιρίου στη διεύθυνση y για ιδιομορφική κατανομή φόρτισης



(a)

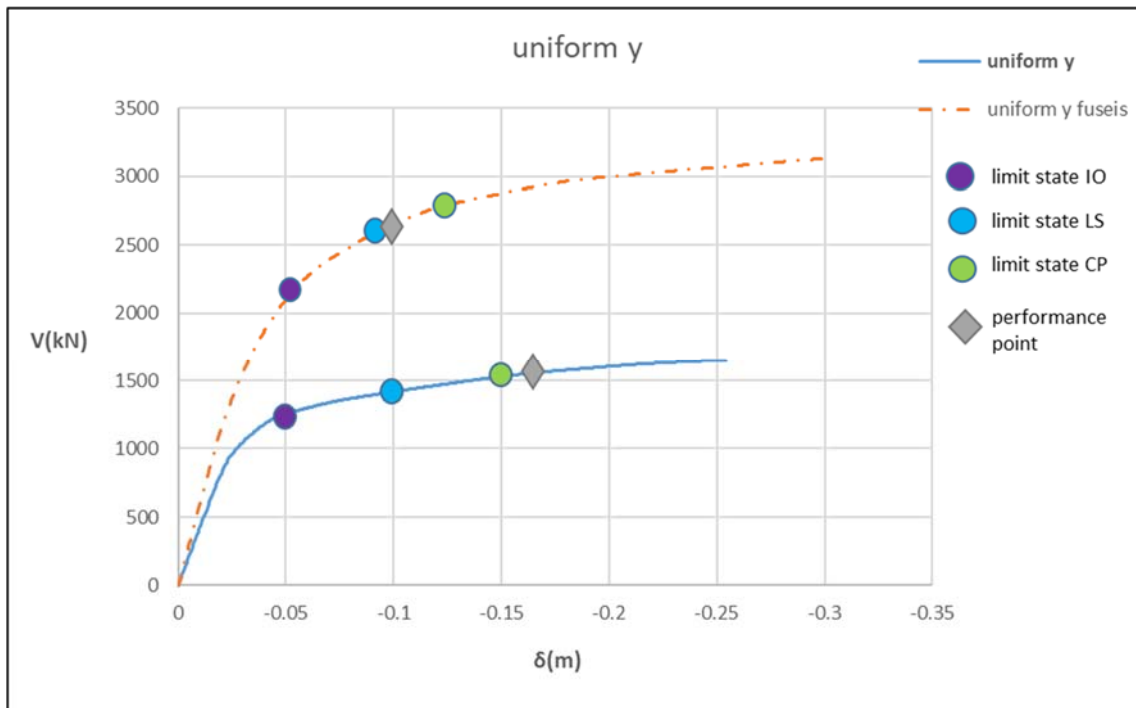


(b)

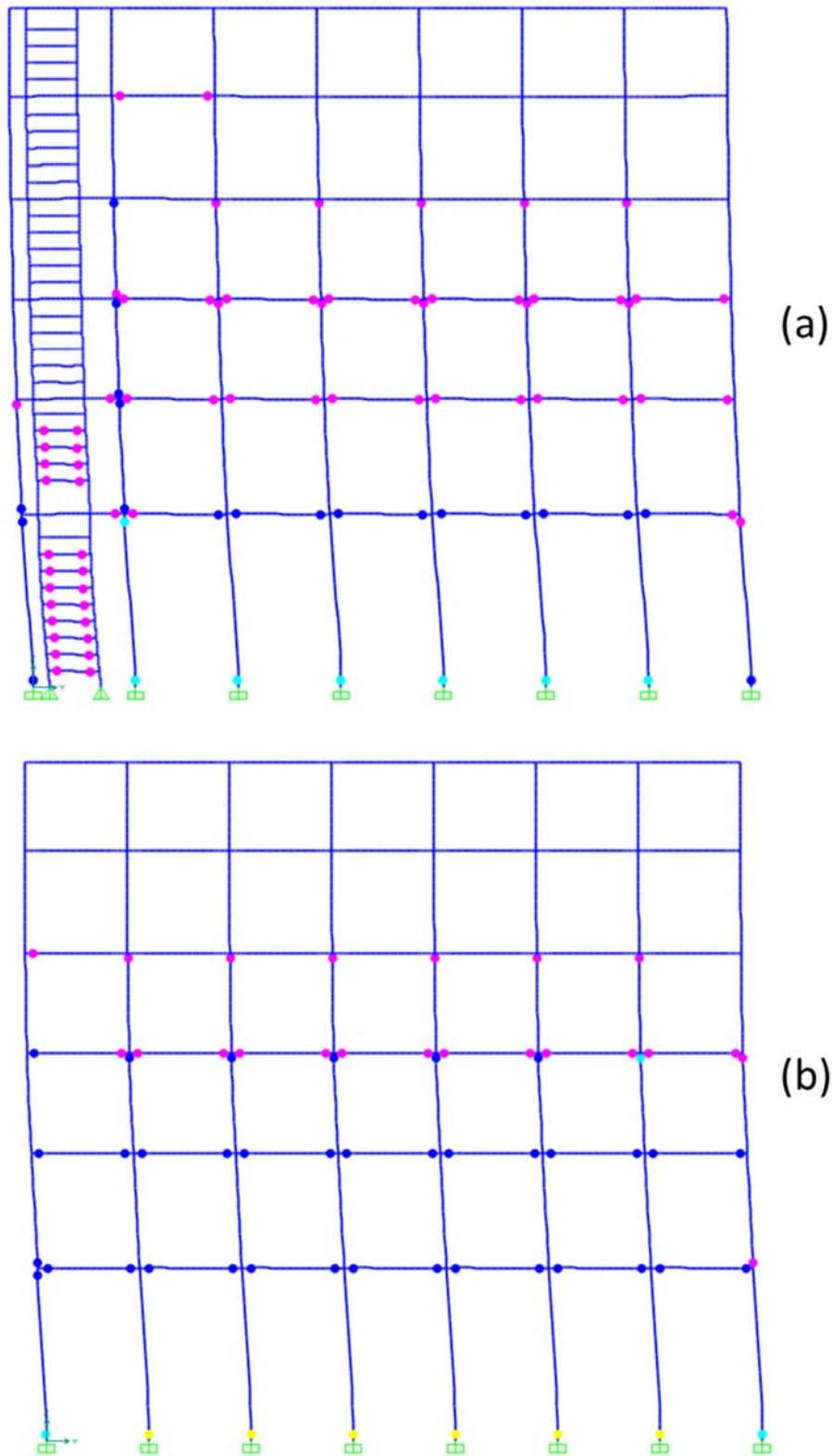
Σχήμα 5-10: Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων στη στοχευόμενη μετακίνηση (α) μετά την ενίσχυση και (β) πριν την ενίσχυση

### Ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης στη διεύθυνση Y

Από την καμπύλη ικανότητας της ενισχυμένης κατασκευής για ομοιόμορφη φόρτιση προκύπτει ότι η στοχευόμενη μετακίνηση η οποία εντοπίζεται για μετακίνηση  $\delta=0,101$  και τέμνουσα βάσης  $V = 2680\text{kN}$  βρίσκεται λίγο μετά το σημείο επιτελεστικότητας «προστασία ζωής». Όπως φαίνεται και από το Σχήμα 5-11 η συμπεριφορά της κατασκευής είναι αισθητά βελτιωμένη σε σχέση με το μη ενισχυμένο, όμως τα υποστυλώματα του ισογείου, τα οποία δέχονται την μεγαλύτερη καταπόνηση, έχουν ξεπεράσει την επιθυμητή στάθμη επιτελεστικότητας και χρειάζονται επιπλέον ενίσχυση (Σχήμα 5-12).



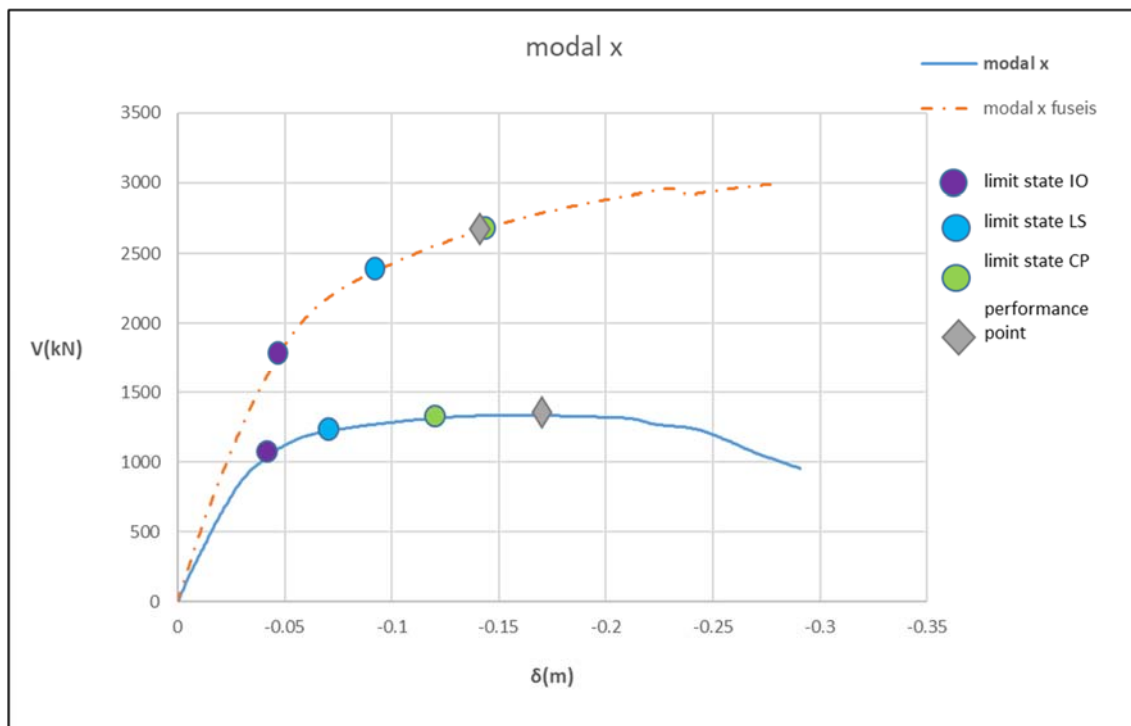
Σχήμα 5-11: Καμπύλη ικανότητας ενισχυμένου κτιρίου στη διεύθυνση y για ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης



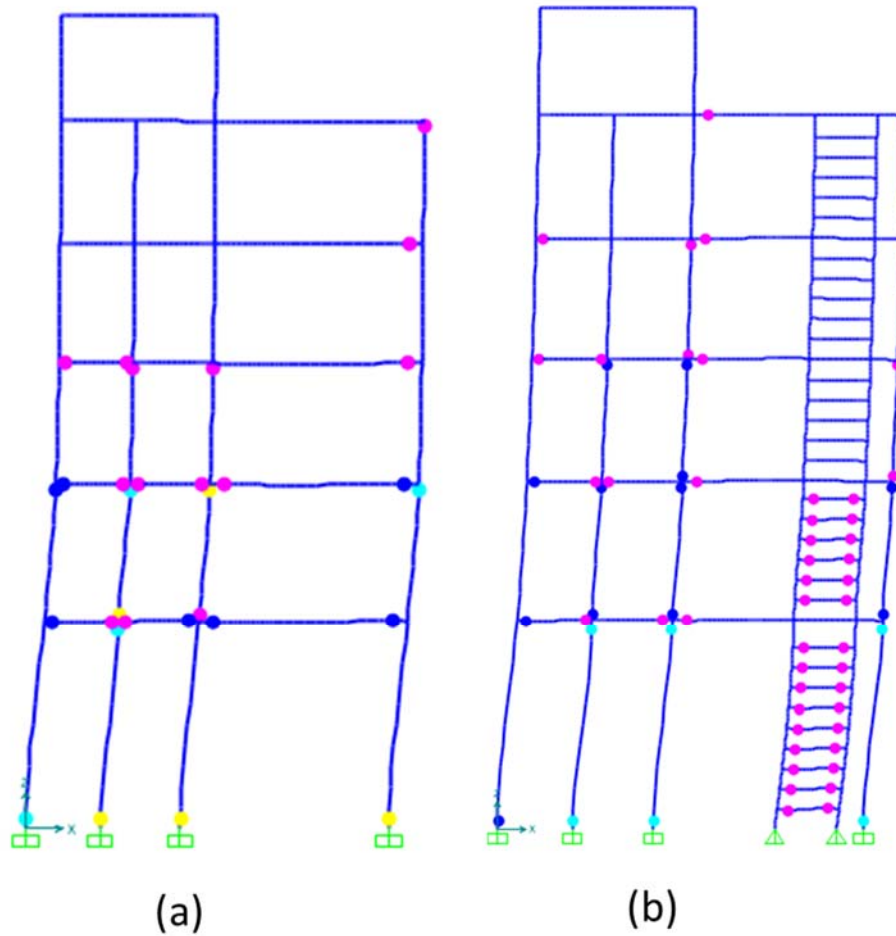
Σχήμα 5-12: Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων στη στοχευόμενη μετακίνηση (α) μετά την ενίσχυση και (β) πριν την ενίσχυση

## Ιδιομορφική κατανομή στη διεύθυνση X

Από την καμπύλη ικανότητας της κατασκευής για ιδιομορφική κατανομή της φόρτισης στη διεύθυνση x παρατηρείται ότι η μέγιστη τέμνουσα βάσης του κτιρίου με την προσθήκη των συστημάτων ενίσχυσης fuseis είναι και σε αυτή τη διεύθυνση υπερδιπλάσια από ότι του υφιστάμενου κτιρίου. Το σημείο επιτελεστικότητας σύμφωνα με τη μέθοδο ACT – 40 εμφανίζεται για μετακίνηση  $\delta=0,14\text{m}$  και τέμνουσα βάσης  $V = 2750\text{kN}$ . Στην διεύθυνση αυτή παρατηρείται ότι η στοχευόμενη μετακίνηση δεν βρίσκεται πριν από τη στάθμη επιτελεστικότητας «προστασία ζωής» συνεπώς είναι απαραίτητη περαιτέρω ενίσχυση της κατασκευής (Σχήμα 5-13). Η συμπεριφορά του κτιρίου είναι σαφώς βελτιωμένη καθώς τόσο η στοχευόμενη μετακίνηση εντοπίζεται νωρίτερα στην καμπύλη ικανότητας του κτιρίου αλλά και όπως φαίνεται από το Σχήμα 5-14 οι βλάβες που αναπτύσσονται στα υποστυλώματα του κτιρίου είναι πιο περιορισμένες και εντοπίζονται κυρίως στον 1<sup>ο</sup> όροφο.



Σχήμα 5-13: Καμπύλη ικανότητας ενισχυμένου κτιρίου στη διεύθυνση x για ιδιομορφική κατανομή της φόρτισης

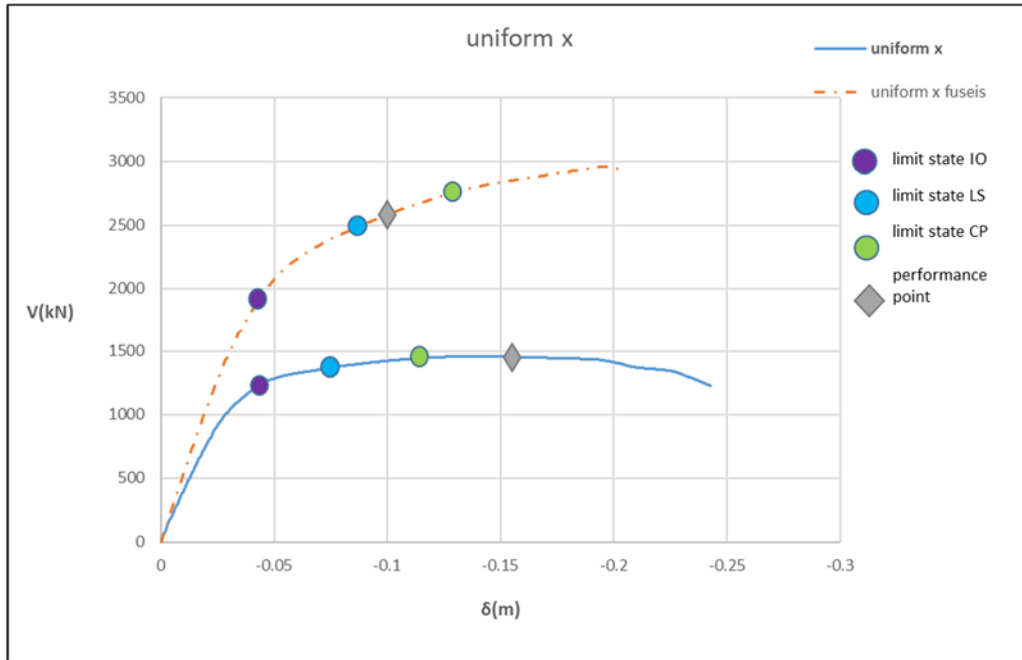


Σχήμα 5-14: Είκονα πλαστικών αρθρώσεων στη στοχευόμενη μετακίνηση (α) πριν την ενίσχυση και (β) μετά την ενίσχυση

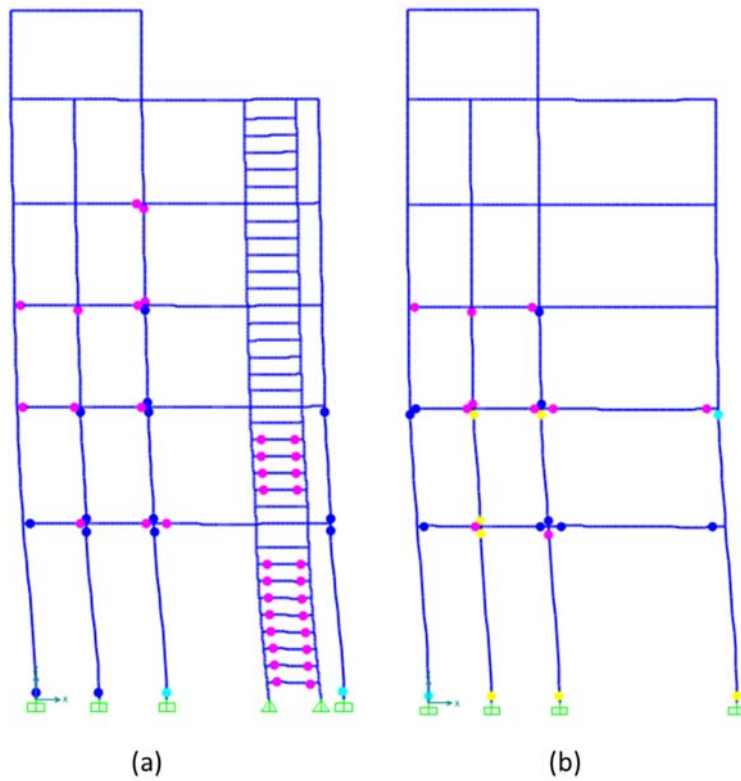
### Ομοιόμορφη κατανομή στη διεύθυνση X

Στην περίπτωση της ομοιόμορφης κατανομής της φόρτισης η συμπεριφορά της κατασκευής παρουσιάζεται αρκετά βελτιωμένη μετά την ενίσχυση. Η στοχευόμενη μετακίνηση εντοπίζεται για μετακίνηση  $\delta=0,102\text{m}$  και τέμνουσα βάσης  $V = 2610\text{kN}$ . Όπως φαίνεται στο Σχήμα 5-15 το σημείο της στοχευόμενης μετακίνησης βρίσκεται πλέον πριν τη στάθμη επιτελεστικότητας «αποφυγή κατάρρευσης» αλλά μετά τη στάθμη επιτελεστικότητας «προστασία ζωής». Συνεπώς και σε αυτή την περίπτωση είναι απαραίτητη επιπλέον ενίσχυση των υποστυλωμάτων του ισογείου (Σχήμα 5-16).





Σχήμα 5-15: Καμπύλη ικανότητας ενισχυμένου κτιρίου στη διεύθυνση x για ομοιόμορφη κατανομή της φόρτισης



Σχήμα 5-16: Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων στη στοχευόμενη μετακίνηση (α) μετά την ενίσχυση και (β) πριν την ενίσχυση



### 5.4.3 Συντελεστής συμπεριφοράς $q$

Στον Πίνακα 5-6 παρουσιάζεται ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  μετά την ενίσχυση.

Όπως και πριν ο διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς του κτιρίου ορίζεται ως το γινόμενο της διαθέσιμης πλαστιμότητας ( $\mu$ ) και της διαθέσιμης υπεραντοχής ( $\Omega$ ) του κτιρίου.

$$q = \mu * \Omega$$

Γίνεται η παραδοχή ότι οριακή κατάσταση αστοχίας επέρχεται όταν για πρώτη φορά μία πλαστική άρθρωση ξεπεράσει τη στάθμη επιτελεστικότητας «προστασία ζωής».

**Πίνακας 5-6: Συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  μετά την ενίσχυση**

case	Μετά την ενίσχυση						
	$\Delta y(m)$	$\Delta u(m)$	$Vy(kN)$	$Vu(kN)$	$\mu$	$\Omega$	$q$
Modal x	0,04	0,076	1500	2250	1,9	1,5	2,85
Uniform x	0,038	0,077	1520	2450	2,02	1,61	3,25
Modal y	0,038	0,097	1515	2420	2,55	1,59	4,05
Uniform y	0,039	0,085	1750	2520	2,17	1,44	3,13

**Πίνακας 5-7: Συγκριτικά αποτελέσματα συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  πριν και μετά την ενίσχυση**

case	Μετά την ενίσχυση			πριν την ενίσχυση		
	$\mu$	$\Omega$	$q$	$\mu$	$\Omega$	$q$
Modal x	1,9	1,5	2,85	1,85	1,17	2,3
Uniform x	2,02	1,61	3,25	1,87	1,22	2,43
Modal y	2,55	1,59	4,05	1,98	1,14	3,49
Uniform y	2,1	1,47	3,13	1,88	1,12	2,45

Όπως φαίνεται και στον Πίνακα 5-7 παρατηρείται μια αύξηση του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  της τάξης του 20-30% από την αρχική τιμή η οποία οφείλεται στην τοποθέτηση των αντισεισμικών συστημάτων FUSEIS.

## **Συμπεράσματα**

Η χρήση των αντισεισμικών συστημάτων Fuseis βελτίωσε αισθητά την αντισεισμική συμπεριφορά του κτιρίου. Τα κυριότερα συμπεράσματα που εξήχθησαν από τη μη γραμμική στατική ανάλυση είναι τα εξής:

- Η τέμνουσα βάσης που δύναται να αναπτύξει το ενισχυμένο κτίριο είναι για όλες τις φορτίσεις υπερδιπλάσια από αυτή του μη ενισχυμένου.
- Η στοχευόμενη μετακίνηση που επιβάλλει ο στόχος ανασχεδιασμού για το ενισχυμένο κτίριο είναι μικρότερη από ότι στο μη ενισχυμένο κτίριο
- Στην διεύθυνση  $y$  τα συστήματα FUSEIS έχουν μεγαλύτερη αποδοτικότητα καθώς προκύπτει ότι για ιδιομορφική κατανομή της φόρτισης το κτίριο δεν χρειάζεται ενίσχυση, ενώ για ομοιόμορφη κατανομή η στοχευόμενη μετακίνηση ξεπερνάει ελάχιστα τη στάθμη επιτελεστικότητας «προστασία ζωής»
- Τα συστήματα FUSEIS εμποδίζουν να σχηματιστεί μηχανισμός ορόφου, φαινόμενο το οποίο παρατηρήθηκε έντονα στο μη ενισχυμένο κτίριο με τις μετακινήσεις να συγκεντρώνονται στους δύο πρώτους ορόφους.
- Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  αυξήθηκε σε όλες τις παραπάνω περιπτώσεις γεγονός που οφείλεται κατά κύριο λόγο στη δυνατότητα του κτιρίου να αναπτύξει μεγαλύτερη τέμνουσα βάσης

Παρόλα αυτά το γεγονός ότι τα υποστυλώματα συνεχίζουν να μην έχουν διατμητικό οπλισμό και συνεπώς να μην έχουν πλαστιμότητα έχει σαν αποτέλεσμα να αναπτύσσουν πλαστικές αρθρώσεις που ξεπερνούν τη στάθμη επιτελεστικότητας «προστασία ζωής» και συνεπώς δεν επιτυγχάνουν το στόχο ανασχεδιασμού. Για το λόγο αυτό κρίνεται απαραίτητη η ενίσχυση των υποστυλωμάτων στους δύο πρώτους ορόφους στις κρίσιμες περιοχές έτσι ώστε να μπορούν να αναπτύξουν μεγαλύτερες μετακινήσεις.

## 6 Ενίσχυση υποστυλωμάτων με ινοπλισμένα πολυμερή

### 6.1 Εισαγωγή

Στο προηγούμενο κεφάλαιο έγινε ξεκάθαρη η αναγκαιότητα ενίσχυσης των υποστυλωμάτων στους δύο πρώτους ορόφους ώστε να αυξηθεί η παραμορφωσιακή τους ικανότητα. Για την ενίσχυση του κτιρίου επιλέγεται να χρησιμοποιηθούν σύνθετα υλικά από ινοπλισμένα πολυμερή με ίνες άνθρακα. Ο λόγος που επιλέγουμε ενίσχυση με ινοπλισμένα πολυμερή είναι ότι προσφέρουν αρκετά πλεονεκτήματα σε σχέση με τις συμβατικές μεθόδους ενίσχυσης (π.χ. μανδύες σκυροδέματος). Μερικά από τα πλεονεκτήματα αυτά είναι τα εξής:

- Πολύ υψηλή εφελκυστική αντοχή (πολλαπλάσια του χάλυβα οπλισμού)
- Ευκολία και ταχύτητα εφαρμογής στην κατασκευή. Τα ινοπλισμένα πολυμερή αποτελούν τον ευκολότερο τρόπο επιβολής περίσφιξης σε υφιστάμενα υποστυλώματα
- Αυξάνεται η πλαστιμότητα των δομικών στοιχείων χωρίς να επηρεάζεται η δυσκαμψία τους και κατ' επέκταση η συμπεριφορά της κατασκευής.
- Μικρό βάρος των σύνθετων υλικών, με αποτέλεσμα να μην μεταβάλλονται τα φορτία της κατασκευής
- Μικρό πάχος των σύνθετων υλικών, με αποτέλεσμα οι διαστάσεις του ενισχυμένου δομικού στοιχείου να μην μεταβάλλονται και να διατηρούνται τα αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά του κτιρίου
- Δυνατότητα να επιχριστούν και να χρωματιστούν ώστε να μείνει αναλλοίωτη η αισθητική του κτιρίου

Στις παρακάτω ενότητες παρουσιάζεται αναλυτικά η διαδικασία ενίσχυσης των υποστυλωμάτων του κτιρίου στα οποία είχαμε υπέρβαση της στάθμης επιτελεστικότητας «προστασία ζωής» στη στοχευόμενη μετακίνηση.

## 6.2 Διαδικασία ενίσχυσης με μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή(FRP)

Για την ενίσχυση των υποστυλωμάτων τα υφάσματα από FRP εφαρμόζονται εξωτερικά στις περιοχές όπου αναμένεται να αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις, δηλαδή στις κρίσιμες περιοχές των υποστυλωμάτων, με τις ίνες τους παράλληλες στην οριζόντια διεύθυνση. Οι μανδύες από ινοπλισμένα πολυμερή αναλαμβάνουν μόνο εφελκυστικές τάσεις από δυνάμεις που δρουν παράλληλα στην διεύθυνση των ινών. Η ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων στην εγκάρσια διεύθυνση ενεργοποιεί τους μανδύες οι οποίοι επιβάλουν παθητική περίσφιξη στο σκυρόδεμα, με αποτέλεσμα να αυξάνεται η αντοχή και η παραμορφωσιμότητα του δομικού στοιχείου.

Η εφαρμογή του μανδύα σε υφιστάμενο υποστώλωμα γίνεται με τα παρακάτω βήματα:

1. Αρχικά γίνεται καθαίρεση του επιχρίσματος και απομακρύνονται με αμμοβολή τα σαθρά τμήματα ώστε να αποκαλυφθούν τα αδρανή σε βάθος περίπου 5mm
2. Πληρώνονται με ένεμα οι υφιστάμενες ρηγματώσεις και επισκευάζονται με κονίαμα τυχόν κοιλότητες
3. Γίνεται στρογγύλευση των γωνιών ώστε να αποφευχθούν συγκεντρώσεις τάσεων με ακτίνα  $r=50\text{mm}$ , καθώς και λείανση τυχόν προεξοχών που είναι μεγαλύτερες από 1mm ώστε να επιτευχθεί συνεχής επαφή του μανδύα με το σκυρόδεμα
4. Ακολούθως γίνεται επάλειψη της επιφάνειας του σκυροδέματος στο σημείο που θα τοποθετηθεί ο μανδύας με εποξειδική ρητίνη πάχους 1-2mm και τοποθετείται προσεκτικά η πρώτη στρώση του υφάσματος με προσοχή ώστε να μην εγκλωβιστεί αέρας. Η διαδικασία επαναλαμβάνεται μέχρι να τοποθετηθεί ο απαιτούμενος αριθμός στρώσεων που υπολογίστηκε για να επιτευχθεί η επιθυμητή περίσφιξη.
5. Τέλος αφού τοποθετηθούν οι απαιτούμενες στρώσεις και σκληρύνει το σύστημα, το δομικό στοιχείο καλύπτεται με τσιμεντοκονίαμα για προστασία του μανδύα από πυρκαγιές

Αξίζει να σημειωθεί ότι κατά την εφαρμογή του μανδύα αφήνεται αρμός στην κορυφή και στη βάση του υποστυλώματος μεγέθους περίπου 1,5cm ώστε να μην υφίσταται σύνθλιψη ο μανδύας από την στροφή της ακραίας ίνας του υποστυλώματος.

### Υπολογισμός απαιτούμενων στρώσεων υφάσματος

Σύμφωνα με τον EC.8, το απαιτούμενο μέγεθος της πίεσης περίσφιγξης η οποία θα πρέπει να εφαρμοστεί σε ένα δομικό στοιχείο εξαρτάται από το λόγο της επιδιωκόμενης πλαστιμότητας καμπυλότητας  $\mu_{\phi,tar}$  και της διαθέσιμης πλαστιμότητας καμπυλότητας  $\mu_{\phi,ava}$  και δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$fi = 0,4 * I_x^2 * \frac{f_c * \epsilon_{cu}^2}{\epsilon_{ju}^{1,5}} \quad (6.1)$$

Όπου:

$$I_x = \frac{\mu_{1/r,tar}}{\mu_{1/r,ava}}$$

$f_c$  (MPa) η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος όπως προκύπτει από τη μέση τιμή διαιρεμένη με τον συντελεστή εμπιστοσύνης λαμβάνοντας υπόψη το επίπεδο της αποκτηθείσας γνώσης.

$\epsilon_{cu}$  είναι η οριακή ανηγμένη παραμόρφωση του σκυροδέματος, και

$\epsilon_{ju}$  είναι η οριακή ανηγμένη παραμόρφωση του μανδύα FRP που λαμβάνεται υπόψη, η οποία είναι χαμηλότερη από την οριακή ανηγμένη παραμόρφωση του FRP,  $\epsilon_{fu}$

Η πίεση περίσφιγξης η οποία εφαρμόζεται από ένα φύλλο FRP σε μια ορθογωνική διατομή με στρογγυλεμένες άκρες ώστε να επιτρέπεται η τύλιξη του υφάσματος γύρω από αυτές υπολογίζεται ως εξής:

$$f'_1 = k_s * f_1 \quad (6.2)$$

Με  $k_s = 2 * R_c/D \quad (6.3)$

$$f_1 = (2 * E_f * \epsilon_{ju} * t_f) / D \quad (6.4)$$

όπου

$R_c$  η ακτίνα καμπύλωσης γωνιών

$D$  η μεγαλύτερη διάσταση της διατομής

$E_f$  το μέτρο ελαστικότητας του FRP

$t_f$  το πάχος του υφάσματος

$\epsilon_{ju}$  όπως ορίσθηκε προηγουμένως

Για την ενίσχυση των υποστυλωμάτων χρησιμοποιήθηκε το ύφασμα **SikaWrap® -230 C** της εταιρείας Sika, το οποίο είναι ύφασμα μονής διεύθυνσεως υψηλής αντοχής με τα παρακάτω χαρακτηριστικά :

- |                               |                      |
|-------------------------------|----------------------|
| • Εφελκυστική αντοχή $f_{fk}$ | 3200 Mpa             |
| • Μέτρο ελαστικότητας $E_f$   | 220 GPa              |
| • Πάχος υφάσματος $t_f$       | 0,129 mm             |
| • Βάρος υφάσματος             | 235 g/m <sup>2</sup> |

Η επί τόπου εφελκυστική αντοχή των σύνθετων υλικών είναι μικρότερη αυτής που προκύπτει από δοκιμές εφελκυσμού στο εργαστήριο. Αυτό οφείλεται σε συγκεντρώσεις τάσεων, στην πολυαξονικότητα της εντατικής κατάστασης, στην ύπαρξη σημαντικού αριθμού στρώσεων, στην επίδραση διάφορων περιβαλλοντικών παραγόντων, κλπ. Η ενεργή αντοχή σχεδιασμού υπολογίζεται από τη σχέση :

$$f_{fde} = \frac{\epsilon_{fue} * f_{fk}}{\epsilon_{fum} * \gamma_f} \quad (6.5)$$

Στην παραπάνω εξίσωση ο λόγος  $\epsilon_{fue}/\epsilon_{fum}$  είναι συνήθως ίσος με τη μονάδα, ενώ ο συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_f$  για ύφασμα άνθρακα και χρήση σε συνθήκες υψηλής στάθμης ποιοτικού ελέγχου και εφαρμογής λαμβάνεται  $\gamma_f = 1,2$ .

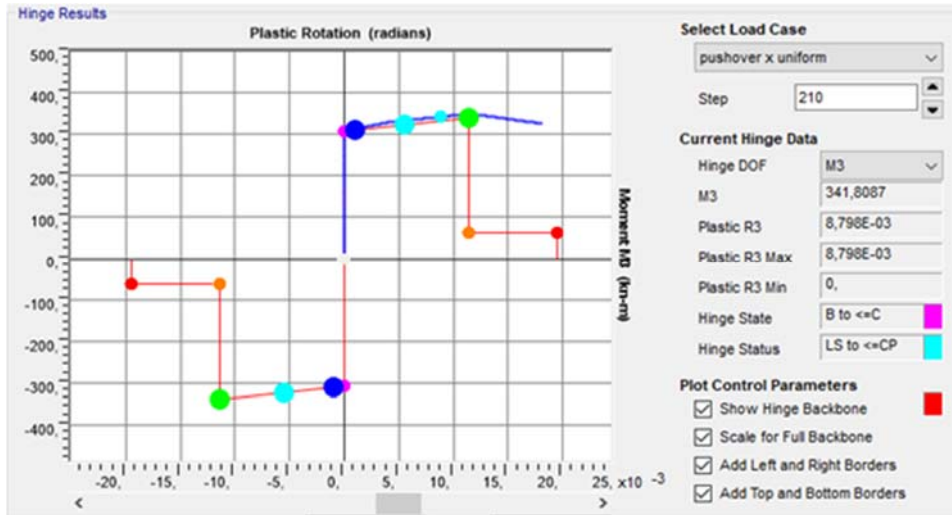
Επομένως η αντοχή σχεδιασμού  $f_{fde}$  και η οριακή ανηγμένη παραμόρφωση  $\varepsilon_{ju}$  υπολογίζονται ως εξής:

$$f_{fd} = \frac{3200}{1,2} = 2666,67 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{ju} = \frac{f_{fd}}{E_f} = \frac{2666,67}{220000} = 0,0121$$

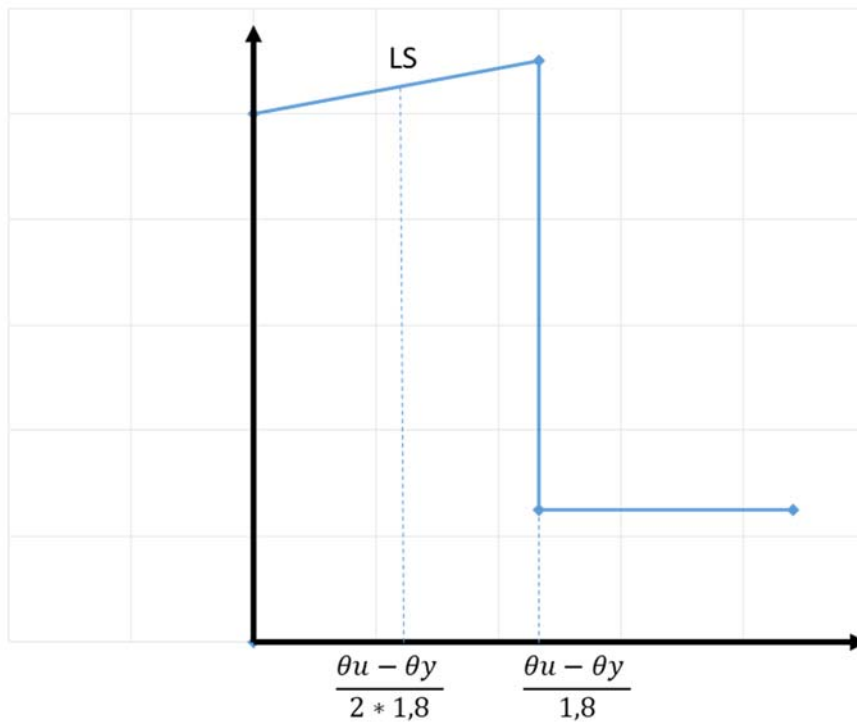
Τα βήματα που ακολουθήθηκαν για τον υπολογισμό της απαιτούμενης περίσφιγξης είναι τα εξής:

1. Από την ανάλυση υπολογίζεται στη στοχευόμενη μετακίνηση η πλαστική γωνία στροφής,  $\theta_{pl,tar}$  του συγκεκριμένου υποστυλώματος (Σχήμα 6.1).
2. Στόχος μας είναι η πλαστική γωνία στροφής στην στοχευόμενη μετακίνηση να είναι μικρότερη από ότι στη στάθμη επιτελεστικότητας “προστασία ζωής”. Συνεπώς προκύπτει,  $\theta_{pl,tar} < \frac{\theta_u - \theta_y}{2 * 1,8}$  (Σχήμα 6.2).
3. Έχοντας υπολογίσει το  $\theta_u$  στο παραπάνω βήμα μπορούμε να υπολογίσουμε την πλαστιμότητα σε όρους μετακινήσεων,  $\mu_{\theta,tar} = \frac{\theta_u}{\theta_y}$  και από εκεί την πλαστιμότητα σε όρους καμπυλοτήτων  $\mu_{\frac{1}{r},tar} = 2,8 * \mu_{\theta,tar} - 1,8$ .
4. Έχοντας υπολογίσει τη στοχευόμενη πλαστιμότητα σε όρους καμπυλοτήτων μπορούμε πλέον να υπολογίσουμε την απαιτούμενη περίσφιγξη από την εξίσωση (6.1).



Σχήμα 6-1: Γωνία στροφής δομικού στοιχείου στη στοχευόμενη μετακίνηση

### Διάγραμμα πλαστικής άρθρωσης



Σχήμα 6-2: Διάγραμμα πλαστικών αρθρώσεων υποστρωμάτων συναρτήση  $\theta_u$  και  $\theta_y$

Στην συνέχεια υπολογίζονται αναλυτικά για τα υποστρώματα του ισογείου διατομής 65x65 οι απαιτούμενες στρώσεις υφάσματος.



Τα υποστυλώματα αυτά είναι τετραγωνικής διατομής με οπλισμό 20Φ18 και καθαρό μήκος 6,05m.

Στα προηγούμενα κεφάλαια είχε υπολογιστεί η γωνία στροφής στη διαρροή και στην αστοχία από τους τύπους του ΚΑΝ.ΕΠΕ.:

$$\theta_y = 0,00418.$$

$$\theta_u = 0,02515$$

Από το Σχήμα 6-1 παίρνουμε στη στοχευόμενη μετακίνηση την πλαστική γωνία στροφής.

$$\theta_{pl,tar} = 0,0088$$

και από εκεί υπολογίζουμε  $\theta_{utar}$  όπως περιγράφεται στο βήμα 2.

$$\theta_{utar} = 0,0358$$

οπότε προκύπτει:

$$\mu_{\theta_{tar}} = \frac{\theta_{utar}}{\theta_y} = \frac{0,0358}{0,00418} = 8,57$$

$$\mu_{\frac{1}{r},targ} = 2,8 * \mu_{\theta_{tar}} - 1,8 = 2,8 * 8,57 - 1,8 = 22,22$$

Αντίστοιχα υπολογίζουμε τη διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων και καμπυλοτήτων

$$\mu_{\theta_{ava}} = \frac{\theta_u}{\theta_y} = \frac{0,02515}{0,00418} = 6,16$$

$$\mu_{\frac{1}{r},ava} = 2,8 * \mu_{\theta_{ava}} - 1,8 = 2,8 * 6,16 - 1,8 = 15,16$$

Οπότε και προκύπτει η απαιτούμενη περίσφιγξη :

$$f_i = 0,4 * I_X^2 * \frac{f_c * \varepsilon_{cu}^2}{\varepsilon_{ju}^{1,5}} = 0,4 * \left(\frac{22,22}{15,16}\right)^2 * \left(\frac{12}{1,2}\right) * \left(\frac{0,0035^2}{0,0121^{1,5}}\right) = 0,08MPa$$

Η πίεση περίσφιγξης που ασκεί μία στρώση υφάσματος **SikaWrap® -230 C** είναι:

$$f_i' = 2 * \frac{50}{650} * 2 * \frac{220000 * 0,0121 * 0,129}{650} = 0,16 \text{MPa}$$

Συνεπώς μία στρώση υφάσματος επαρκεί για την ενίσχυση του υποστυλώματος.

Παρόλα αυτά σε κάθε υποστύλωμα τοποθετούμε για ασφάλεια τουλάχιστον 2 στρώσεις υφάσματος.

Στον Πίνακα 6-1 παρουσιάζονται συνοπτικά οι υπολογισμοί και για τα υπόλοιπα υποστυλώματα που ενισχύθηκαν.

**Πίνακας 6-1: Απαιτούμενες στρώσεις υφάσματος για κάθε υποστύλωμα**

διατομή	h(m)	b(m)	$\theta_{\gamma}$ (rad)	$\theta_u$ (rad)	$\mu_{\theta,ava}$	$\mu_{1/r,ava}$	$\theta_{pl}$ (rad)	$\theta_{utar}$ (rad)	$\mu_{\theta,tar}$	$\mu_{1/r,tar}$	$f_i$ (Mpa)	$f_i'$ (Mpa)	n
65x65	0.65	0.65	0.0042	0.0252	6.02	15.05	0.0095	0.038	9.18	23.91	0.08	0.16	1
60x60	0.60	0.60	0.0035	0.0199	5.67	14.09	0.0104	0.041	11.66	30.85	0.18	0.19	1
35x60	0.35	0.60	0.0050	0.0257	5.14	12.59	0.0100	0.041	8.20	21.16	0.10	0.19	1
40x40	0.40	0.40	0.0050	0.0277	5.54	13.71	0.0080	0.034	6.76	17.13	0.06	0.43	1
55x55	0.55	0.55	0.0037	0.0204	5.52	13.65	0.0050	0.022	5.88	14.66	0.04	0.23	1

Συνεπώς σε όλα τα υποστυλώματα που θα ενισχυθούν τα τοποθετηθούν δύο στρώσεις υφάσματος **SikaWrap® -230 C**.

Για να υπολογίσουμε ποια είναι η τελική διαθέσιμη πλαστιμότητα των υποστυλωμάτων που ενισχύθηκαν θα κάνουμε την αντίστροφη διαδικασία με δεδομένη πλέον την πίεση περίσφιξης που ασκούμε στη διατομή.

Όπως και πριν υπολογίζουμε αναλυτικά για τα υποστυλώματα 65x65 του ισογείου.

Για δύο στρώσεις υφάσματος έχουμε :

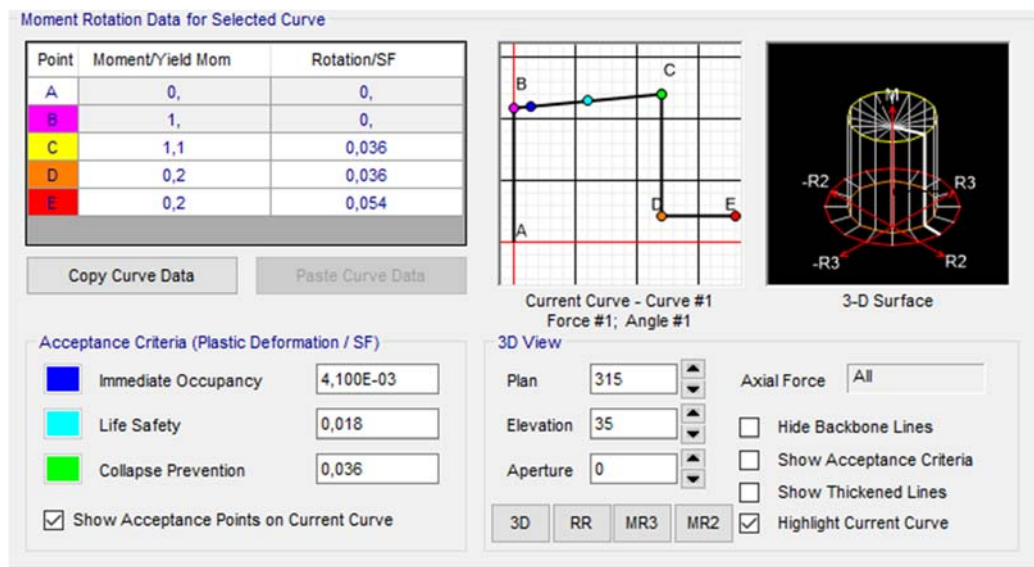
$$f_i = 0,32 \text{MPa} = 0,4 * \left( \frac{\mu_{1/r,τελ}}{15,16} \right)^2 * \left( \frac{12}{1,2} \right) * \left( \frac{0,0035^2}{0,0121^{1,5}} \right) \leftrightarrow \mu_{1/r,τελ} = 45,98$$

Συνεπώς :

$$\mu_{\theta,τελ} = \frac{45,98+1,8}{2,8} = 17,06 \quad \text{και} \quad \theta_{u,τελ} = 0,069 \text{rad}$$

τα τελικά μεγέθη των πλαστικών αρθρώσεων με τα οποία θα γίνει η ανάλυση του ενισχυμένου κτιρίου προκύπτουν ως εξής:

- $\theta_{pl}^c = \theta_{pl}^D = (\theta_{u,\tau\epsilon\lambda} - \theta_y)/1,8 = 0,036 \text{ rad}$
- $\theta_{pl}^E = (1,5 * \theta_{u,\tau\epsilon\lambda} - \theta_y)/1,8 = 0.054 \text{ rad}$
- $\theta_{pl}^{I0} = \theta_y = 0,00418 \text{ rad}$
- $\theta_{pl}^{LS} = (\theta_{u,\tau\epsilon\lambda} - \theta_y)/3,6 = 0,018 \text{ rad}$
- $\theta_{pl}^{CP} = (\theta_{u,\tau\epsilon\lambda} - \theta_y)/1,8 = 0,036 \text{ rad}$



Σχήμα 6-3: Διάγραμμα πλαστικών αρθρώσεων ενισχυμένης διατομής ΥΠ. 65Χ65

Στον Πίνακα 6-2 δίνονται συνοπτικά τα χαρακτηριστικά των πλαστικών αρθρώσεων και για τα υπόλοιπα υποστυλώματα που ενισχύθηκαν.

**Πίνακας 6-2: Χαρακτηριστικά πλαστικών αρθρώσεων στα ενισχυμένα υποστυλώματα**

Διατομή	A	B	C	D	E	IO	LS	CP
65x65	0	0	0,036	0,036	0,054	0,00418	0,018	0,036
60x60	0	0	0,0275	0,0275	0,042	0,0035	0,01706	0,0275
35x60	0	0	0,035	0,035	0,053	0,005	0,0175	0,035
40x40	0	0	0,041	0,041	0,063	0,005	0,0205	0,041
55x55	0	0	0,0216	0,0216	0,0329	0,00369	0,0108	0,0216

Αξίζει να σημειωθεί ότι, όταν το πάχος του μανδύα είναι αρκετά μικρό, θεωρούμε ότι δεν επηρεάζει την αντοχή του δομικού στοιχείου παρά μόνο την παραμορφωσιμότητα του. Για το λόγο αυτό στα διαγράμματα πλαστικών αρθρώσεων των ενισχυμένων διατομών μεταβάλλονται μόνο οι γωνίες στροφής και όχι οι ροπές αντοχής.

### Κατασκευαστικές λεπτομέρειες

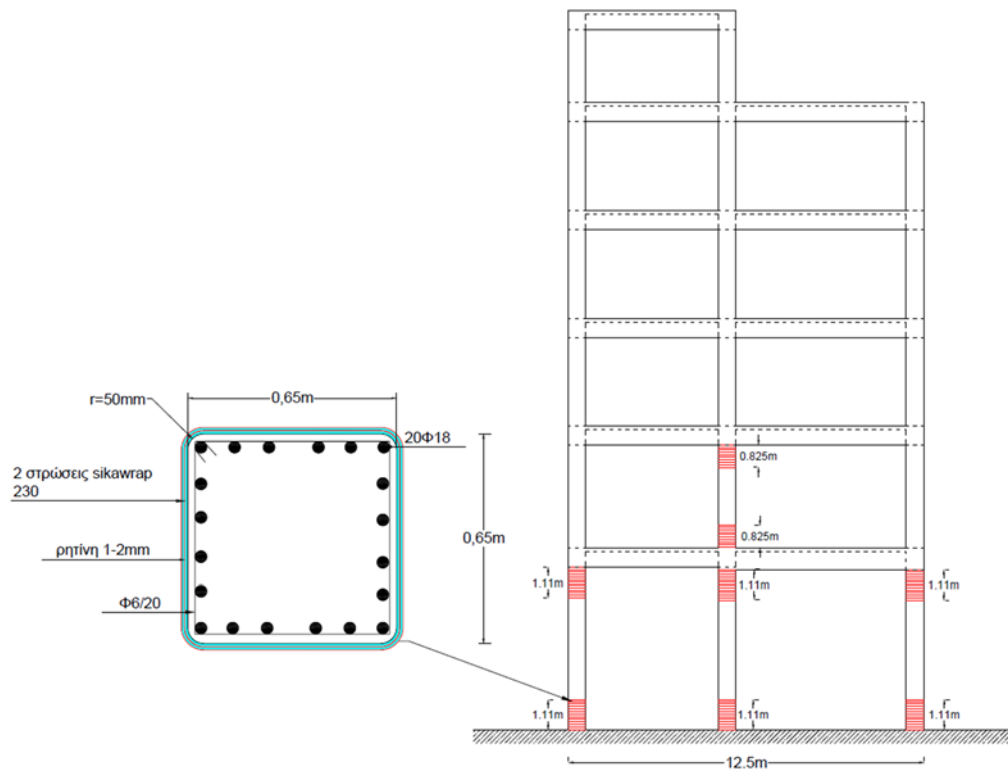
Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως οι μανδύες τοποθετούνται σε όλα τα υποστυλώματα του ισογείου και στα κεντρικά υποστυλώματα του 1<sup>ου</sup> ορόφου με διατομή 0.55x0.55m. Οι μανδύες τοποθετούνται στην κορυφή και στη βάση των υποστυλωμάτων στις κρίσιμες περιοχές. Το εύρος της κρίσιμης περιοχής για κάθε ένα υποστυλώμα υπολογίζεται ως εξής:

$$L_{cr} = \max\left(1,5 * h_c ; \frac{L_{cl}}{6} ; 0,6\right)$$

Για τα υποστυλώματα του ισογείου με διατομή 0.65x0.65 τα οποία έχουν καθαρό άνοιγμα 6,7m έχουμε:

$$L_{cr} = \max\left(1,5 * h_c ; \frac{L_{cl}}{6} ; 0,6\right) = \max\left(1,5 * 0,65 ; \frac{6,7}{6} ; 0,6\right) = 1,11m$$

Οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες δίνονται στο Σχήμα 6-4.



Σχήμα 6-4: Κατασκευαστικές λεπτομέρειες

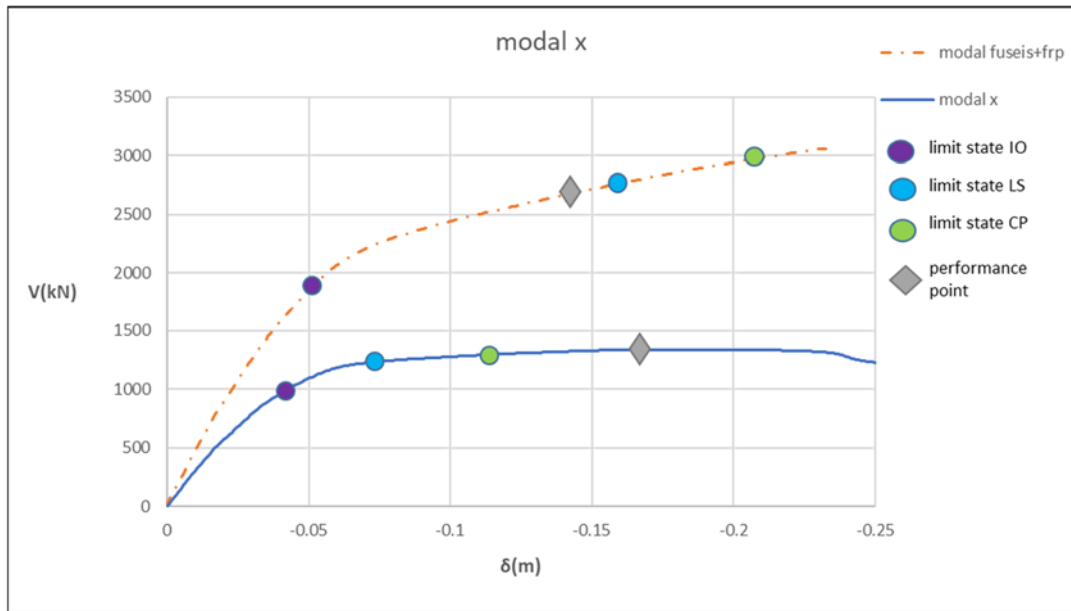
### 6.3 Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης

Για τον έλεγχο επάρκειας της ενισχυμένης κατασκευής εκτελέστηκε όπως και προηγουμένως στατική μη γραμμική ανάλυση και στις δύο διευθύνσεις για ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή.

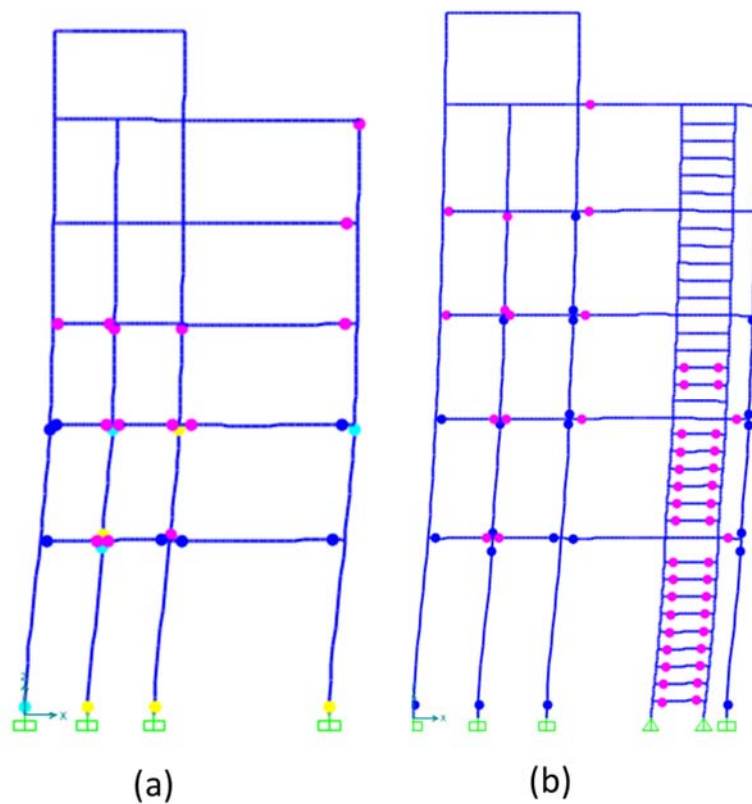
#### Διεύθυνση X

Στα σχήματα που ακολουθούν παρουσιάζονται συγκριτικά οι καμπύλες ικανότητας του υφιστάμενου κτιρίου και του κτιρίου ενισχυμένου με σύστημα FUSEIS και μανδύες FRP στα υποστυλώματα, για ιδιομορφική και ομοιόμορφη κατανομή της φόρτισης. Παρατηρούμε ότι και στις δύο περιπτώσεις η στοχευόμενη μετακίνηση δεν μεταβάλλεται σε σχέση με την ενίσχυση μόνο με συστήματα FUSEIS, καθώς δεν μεταβάλλεται η δυσκαμψία του κτιρίου, αλλά πλέον βρίσκεται πριν από την στάθμη επιτελεστικότητας «προστασία ζωής». Συνεπώς με την προσθήκη FRP επιτεύχθηκε ο στόχος ανασχεδιασμού της κατασκευής και για τις δύο περιπτώσεις φόρτισης.

## Ιδιομορφική κατανομή φόρτισης

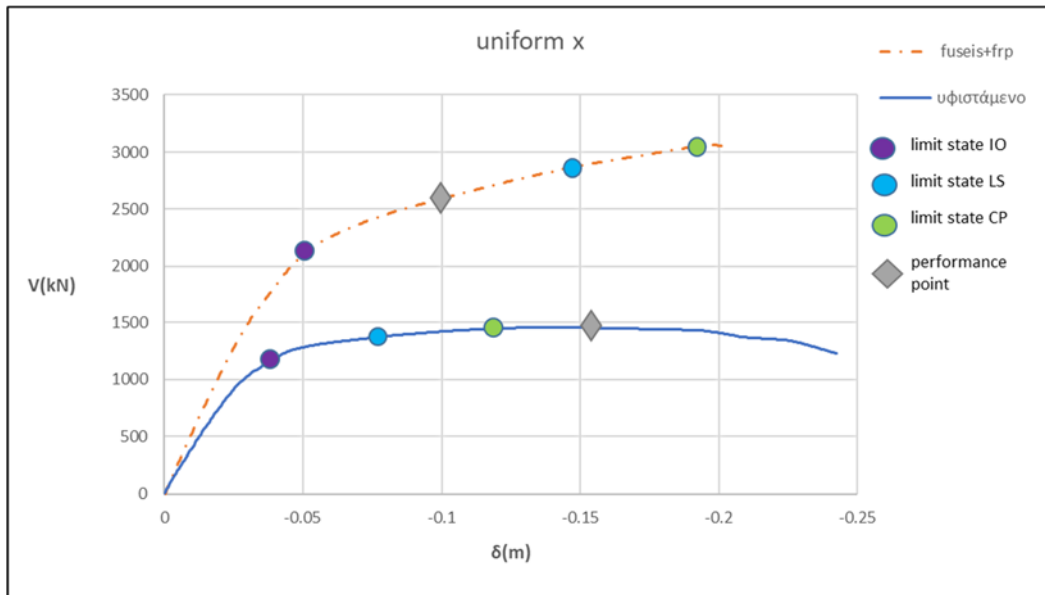


Σχήμα 6-5: Καμπύλες ικανότητας υφιστάμενου κτιρίου, και ενισχυμένου με συστήματα fuseis και μανδύες FRP

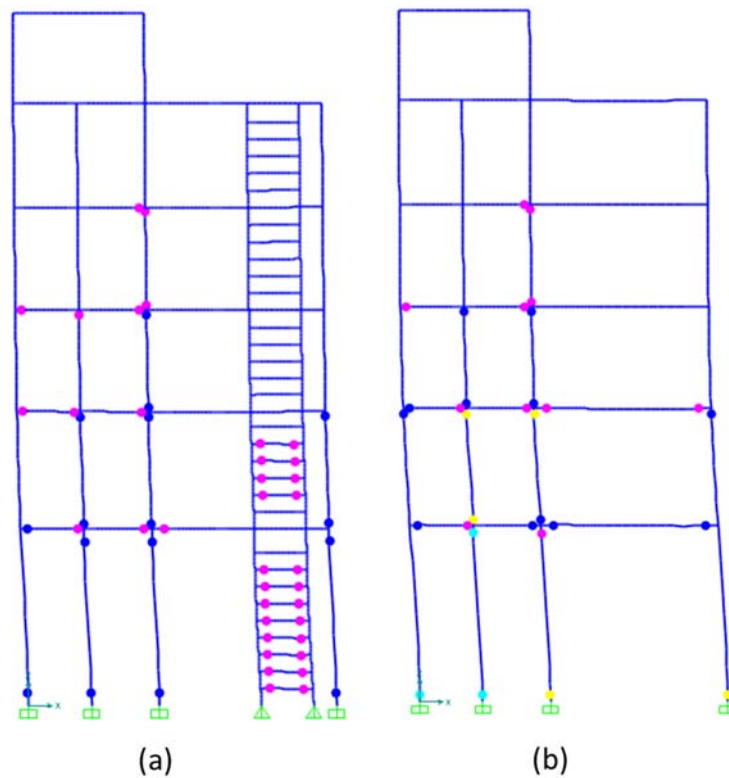


Σχήμα 6-6: Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων στη στοχευόμενη μετακίνηση (α) πριν την ενίσχυση και (β) μετά την ενίσχυση

### Ομοιόμορφη κατανομή στη φόρτιση



Σχήμα 6-7: Καμπύλες ικανότητας υφιστάμενου κτιρίου, και ενισχυμένου με συστήματα fuseis και μανδύες FRP

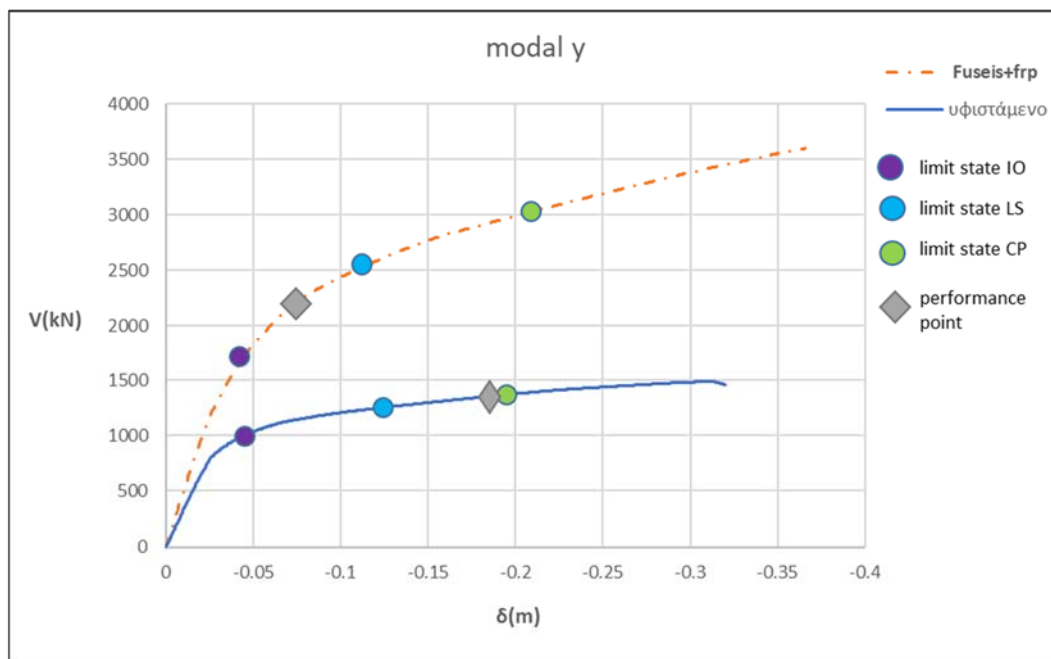


Σχήμα 6-8: Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων στη στοχευόμενη μετακίνηση (α) μετά την ενίσχυση και (β) πριν την ενίσχυση

### Διεύθυνση $y$

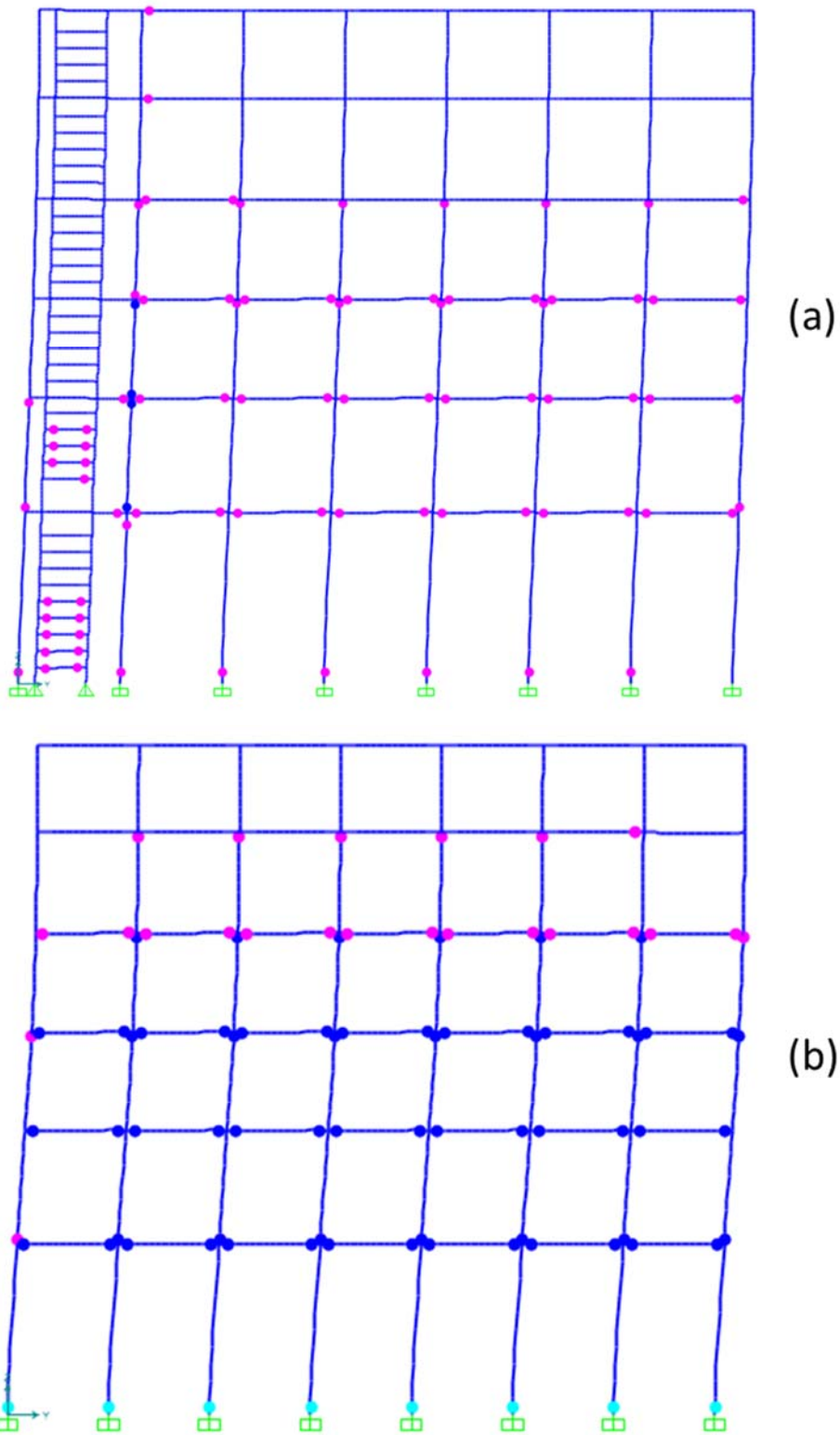
Στη διεύθυνση  $y$  έπειτα από την ενίσχυση με το σύστημα δοκών σύζευξης FUSEIS, προέκυψε ανάγκη περαιτέρω ενίσχυσης της κατασκευής μόνο για ομοιόμορφη κατανομή της φόρτισης. Όμως για λόγους πληρότητας παρουσιάζονται τα αποτελέσματα και των δύο φορτίσεων. Παρατηρούμε ότι και σε αυτή τη διεύθυνση επιτεύχθηκε ο στόχος του ανασχεδιασμού καθώς η στοχευόμενη μετακίνηση βρίσκεται πριν από τη στάθμη επιτελεστικότητας προστασία ζωής. Όπως και στην προηγούμενη περίπτωση οι καμπύλες ικανότητας είναι σχεδόν ίδιες με την ενίσχυση μόνο με συστήματα FUSEIS αλλά αλλάζει σημαντικά η ικανότητα των μελών να παραμορφωθούν και συνεπώς και τα σημεία που βρίσκονται οι στάθμες επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας.

### Ιδιομορφική κατανομή φόρτισης



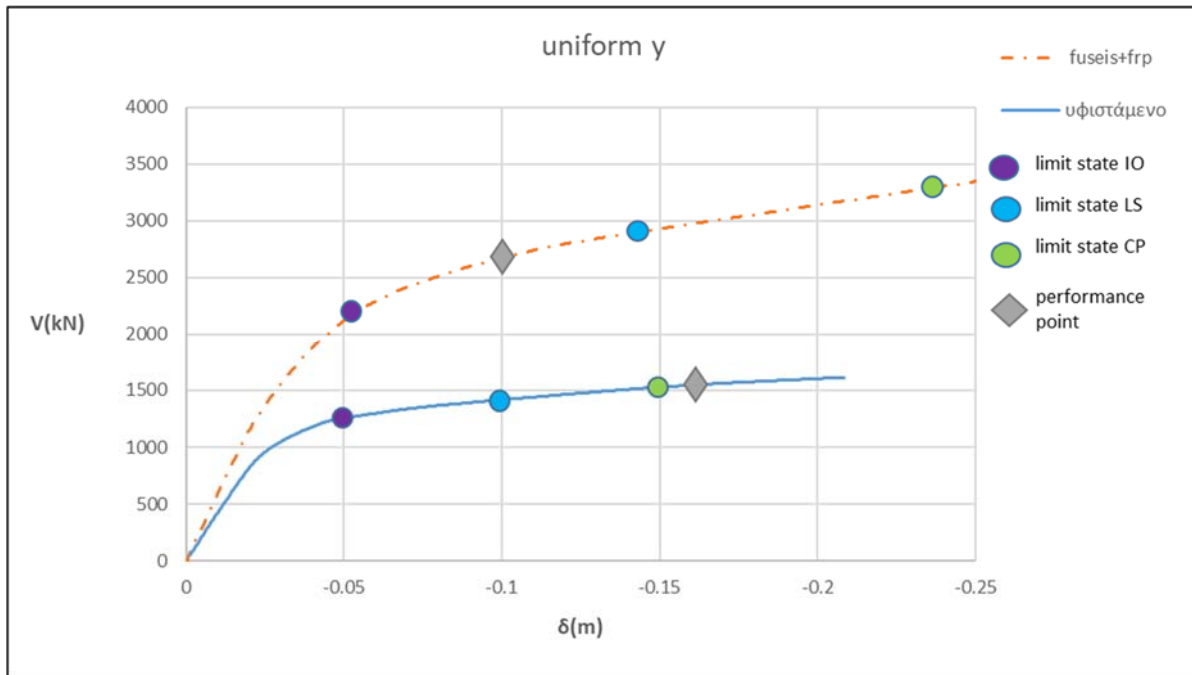
Σχήμα 6-9: Καμπύλες ικανότητας υφιστάμενου κτιρίου, και ενισχυμένου με συστήματα fuseis και μανδύες FRP



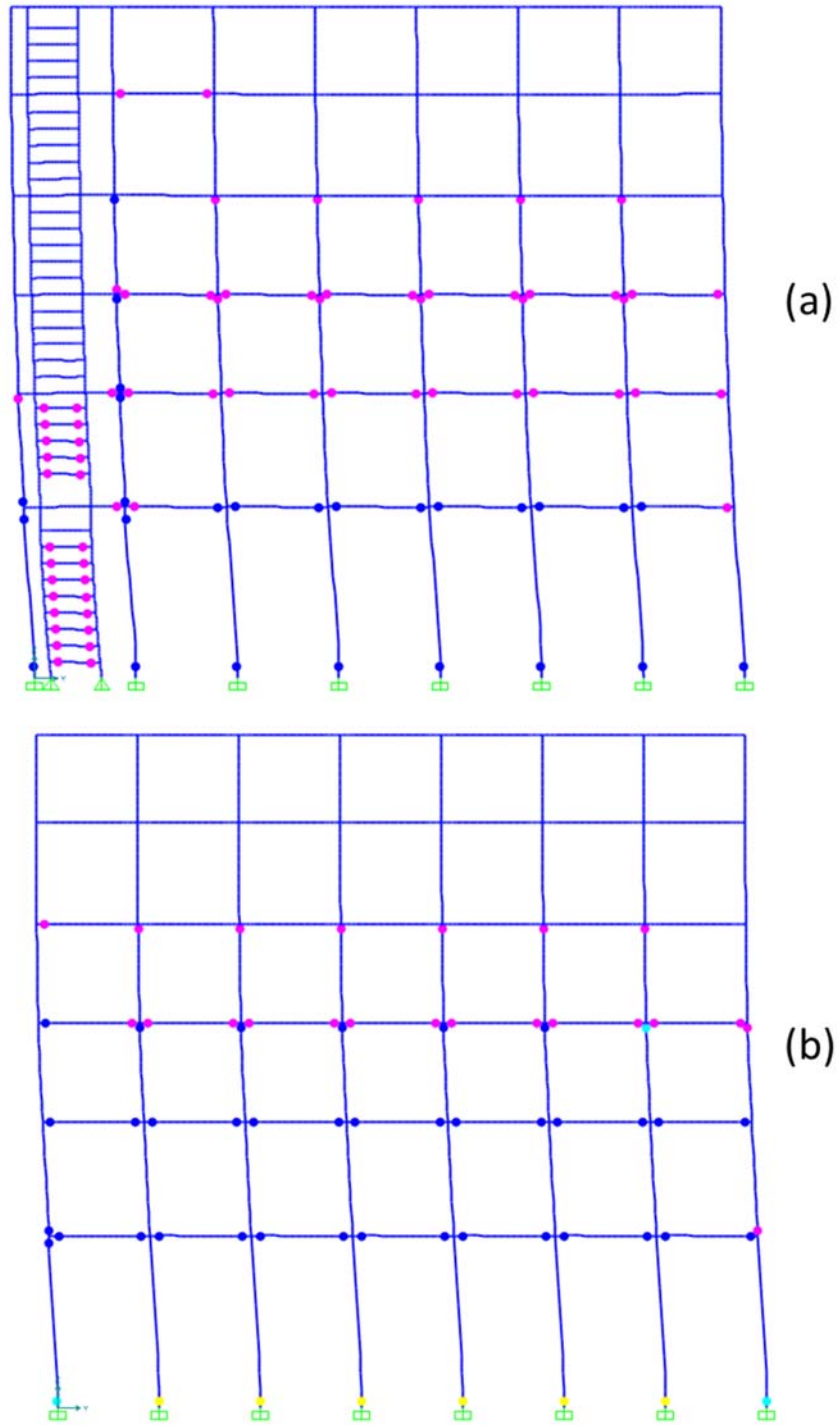


Σχήμα 6-10: Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων στη στοχευόμενη μετακίνηση (α) μετά την ενίσχυση και (β) πριν την ενίσχυση

## Ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης



Σχήμα 6-11: Καμπύλες ικανότητας υφιστάμενου κτιρίου, και ενισχυμένου με συστήματα fuseis και μανδύες FRP



Σχήμα 6-12: Εικόνα πλαστικών αρθρώσεων στη στοχευόμενη μετακίνηση (α) μετά την ενίσχυση και (β) πριν την ενίσχυση

### Συντελεστής συμπεριφοράς q

Στον Πίνακα 6-3 παρουσιάζεται ο συντελεστής συμπεριφοράς q μετά την ενίσχυση με μανδύες από υφάσματα FRP.

Όπως και πριν ο διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς του κτιρίου ορίζεται ως το γινόμενο της διαθέσιμης πλαστιμότητας ( $\mu$ ) και της διαθέσιμης υπεραντοχής ( $\Omega$ ) του κτιρίου.

$$q = \mu * \Omega$$

Γίνεται η παραδοχή ότι οριακή κατάσταση αστοχίας επέρχεται όταν για πρώτη φορά μία πλαστική άρθρωση ξεπεράσει τη στάθμη επιτελεστικότητας «προστασία ζωής».

**Πίνακας 6-3: Συντελεστής συμπεριφοράς q μετά την ενίσχυση**

	Ενίσχυση με Fuseis και FRP στα υποστυλώματα						
case	$\Delta y(m)$	$\Delta u(m)$	$V_y(kN)$	$V_u(kN)$	$\mu$	$\Omega$	q
Modal x	0,05	0,155	1900	2750	3,1	1,44	4,3
Uniform x	0,05	0,147	2100	2850	2,94	1,27	3,73
Modal y	0,04	0,115	1700	2500	2,87	1,47	4,2
Uniform y	0,05	0,145	2200	2920	2,9	1,32	3,82

**Πίνακας 6-4: Συγκριτικά αποτελέσματα συντελεστή συμπεριφοράς q πριν και μετά την ενίσχυση**

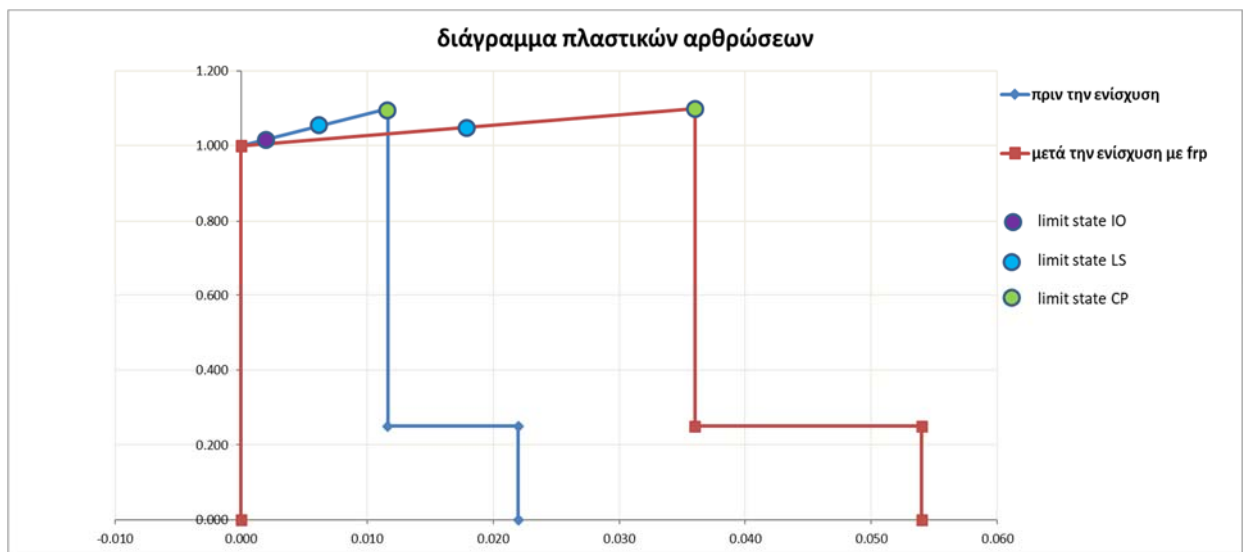
	Ενίσχυση με Fuseis			Ενίσχυση με Fuseis και FRP		
case	$\mu$	$\Omega$	q	$\mu$	$\Omega$	q
Modal x	1,9	1,5	2,85	3,1	1,44	4,3
Uniform x	2,02	1,61	3,25	2,94	1,27	3,73
Modal y	2,55	1,59	4,05	2,87	1,47	4,2
Uniform y	2,1	1,47	3,13	2,9	1,32	3,82

Όπως ήταν αναμενόμενο παρατηρείτε μια αύξηση της διαθέσιμης πλαστιμότητας της κατασκευής η οποία οδηγεί και σε αύξηση του συντελεστή συμπεριφοράς q της κατασκευής (Πίνακας 6-4).

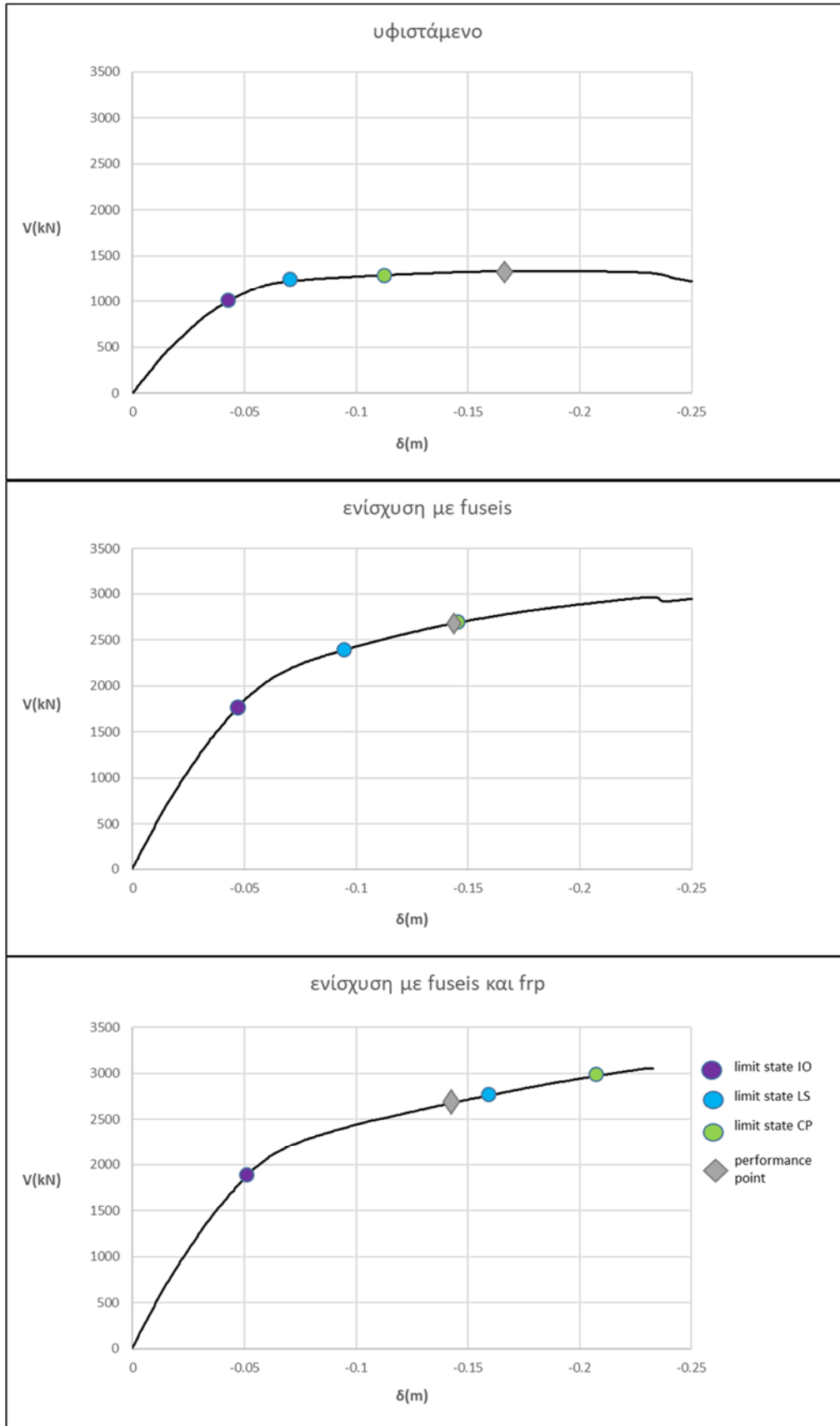
## Συμπεράσματα

Η χρήση υφασμάτων FRP για την ενίσχυση των υποστυλωμάτων βελτίωσε την σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής και οδήγησε στην υλοποίηση του στόχου ανασχεδιασμού της κατασκευής. Τα κυριότερα συμπεράσματα που προκύπτουν από την ενίσχυση και την συνολική συμπεριφορά του κτιρίου είναι τα εξής:

- η προσθήκη υφασμάτων FRP στα υποστυλώματα δεν μεταβάλλει ουσιαστικά την καμπύλη ικανότητας της κατασκευής καθώς βελτιώνει μόνο την παραμορφωσιακή συμπεριφορά των δομικών στοιχείων και δεν αυξάνει την δυσκαμψία της κατασκευής όπως φαίνεται και στο Σχήμα 6-13.
- Η τοποθέτηση συστημάτων FUSEIS στην κατασκευή συντέλεσε στην αύξηση της δυσκαμψίας της κατασκευής, μείωσε την στοχευόμενη μετακίνηση, και εξάλειψε την εμφάνιση μηχανισμού ορόφου στους πρώτους ορόφους της κατασκευής
- Η τοποθέτηση των συστημάτων FUSEIS οδήγησε κατά κύριο λόγο στην αύξηση της υπεραντοχής της κατασκευής, ενώ η τοποθέτηση μανδυών από υφάσματα FRP οδήγησε σε αύξηση της πλαστιμότητας της κατασκευής (Σχήμα 6-14). Συνολικά ο συντελεστής συμπεριφοράς αυξήθηκε από  $q=2,3$  που ήταν πριν την ενίσχυση, σε  $q=3,73$  έπειτα από την ενίσχυση του κτιρίου.



Σχήμα 6-13: Διαγράμματα πλαστικών αρθρώσεων πριν και μετά την ενίσχυση με FRP των υποστυλωμάτων 0.65x0.65 του ισογείου



Σχήμα 6-14: Καμπύλες ικανότητας στις 3 φάσεις ελέγχου της κατασκευής. (α) υφιστάμενο, (β) ενίσχυση με FUSEIS και (γ) ενίσχυση με Fuseis και μανδύες FRP στα υποστυλώματα των δύο πρώτων ορόφων.

## 7 Βιβλιογραφικές αναφορές

1. Dimakogianni D., “Innovative seismic resistant systems FUSEIS with ductile pins”, PhD Thesis 2016
2. Dougka G., “Development of seismic resistant systems for multi-story buildings”, PhD Thesis 2016
3. Tsarpalis P. A., “Design of buildings with innovative anti-seismic systems FUSEIS”
4. ΚΑΝ.ΕΠΕ, 2013, Κανονισμός επεμβάσεων, ΟΑΣΠ
5. Vayas, I., Karydakis, Ph., Dimakogianni, D., Dougka, G., Castiglioni, C. A., Kanyilmaz, A. et al. Dissipative devices for seismic resistant steel frames - The FUSEIS Project, Design Guide. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel 2012.
6. Vayas I., Karydakis Ph., Dimakogianni D., Dougka G., Castiglioni C.A., Kanyilmaz A. et al., “Dissipative devices for seismic-resistant steel frames (FUSEIS)”, Research Fund for Coal and Steel, European Commission, EU 25901 EN 2013.
7. Vayas, I., Thanopoulos P., Tsarpalis P., Dimakogianni, D., Innovative anti-seismic devices and systems - The INNOSEIS Project, Design Guides. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel 2016.
8. Vayas, I., Thanopoulos P., Tsarpalis P., Dimakogianni, D., Innovative anti-seismic devices and systems - The INNOSEIS Project, Information Brochures. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel 2016
9. EN1998-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance
10. SAP2000, CSI, Computers and Structures Inc., [www.csiberkeley.com](http://www.csiberkeley.com).
11. EN1998-1-4, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1-4 Design of buildings
12. ATC, 1996, “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings”, ATC-40 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California
13. EN1991-1: Eurocode 1: Actions on structures
14. Δρίτσος Σ., 2005, Επισκευές και ενισχύσεις κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, γ’ αναθεωρημένη έκδοση, Πάτρα

