

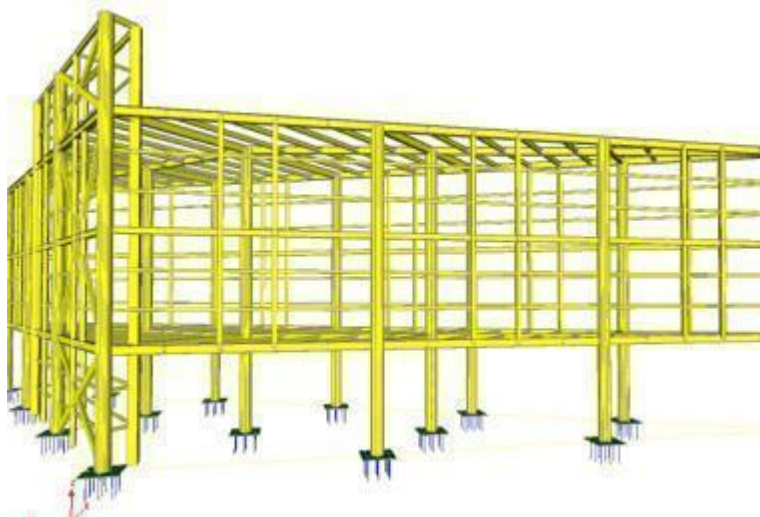
**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ**  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ:

«ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΙ ΕΝΕΡΓΕΙΑΚΗ ΑΝΑΒΑΘΜΙΣΗ  
ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΚΑΙ ΛΕΙΦΟΡΟΣ ΑΝΑΠΤΥΞΗ»

**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**«ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ  
ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΗΜΙ-ΑΚΑΜΠΤΕΣ  
ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ»**



**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ:**

ΓΕΩΡΓΙΟΣ ΜΑΓΕΙΡΟΥ, ΕΠΙΣΤΗΜΟΝΙΚΟΣ ΣΥΝΕΡΓΑΤΗΣ,  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ Τ.Ε

**ΦΟΙΤΗΤΗΣ:**

ΜΑΝΩΛΑΡΑΚΗΣ ΚΩΝ/ΝΟΣ

**ΑΚΑΔΗΜΑΙΚΟ ΕΤΟΣ**

2017-2018

Αθήνα, Ιανουάριος 2019



## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

|  |    |
|--|----|
| ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ  | 5  |
| ΣΥΝΟΨΗ- ABSTRACT   | 7  |
| ΕΙΣΑΓΩΓΗ   | 9  |
| ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΙΑ ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ  | 10 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1   |    |
| 1.1 ΑΝΑΦΟΡΑ ΣΤΙΣ ΚΑΙΝΟΤΟΜΕΣ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΕΙΣ ΚΑΝΕΠΕ  | 12 |
| 1.2 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ ΚΑΙ ΜΗ-ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ   | 13 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2   |    |
| 2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΣΤΗ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ   | 15 |
| 2.2 ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ   | 18 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3   |    |
| 3.1 ΑΝΑΦΟΡΑ ΣΤΙΣ ΒΑΣΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ  | 19 |
| 3.2 ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ  | 19 |
| 3.2.1 ΕΛΑΣΤΙΚΗ (ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ) ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ   | 19 |
| 3.2.2 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ Η ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ)  | 20 |
| 3.3 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ  | 21 |
| 3.3.1 ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ   | 21 |
| 3.3.2 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ(ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ)   | 22 |
| 3.3.2.1 ΜΕΘΟΔΟΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑ ΦΟΡΤΙΣΗΣ  | 21 |
| 3.3.3 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (pushover)  | 22 |
| 3.3.3.1 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΠΟΥ ΜΠΟΡΟΥΜΕ ΝΑ ΕΞΑΓΟΥΜΕ ΑΠΟ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ PUSHOVER  | 26 |
| 3.3.3.2 ΔΙΑΦΟΡΑ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ ΟΣΩΝ ΑΦΟΡΑ ΤΗΝ PUSHOVER   | 27 |
| 3.3.3.3 ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΙ ΤΗΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ   | 28 |
| 3.3.3.4 ΑΔΥΝΑΜΙΑ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ PUSHOVER  | 30 |
| 3.3.3.5 ΕΠΕΞΗΓΗΣΗ ΜΕΘΟΔΟΥ ΣΤΑ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΑ  | 30 |
| 3.3.3.6 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΡΘΡΩΣΕΩΝ (HINGES)  | 31 |
| 3.3.3.7 ΔΥΝΑΤΟΤΗΤΕΣ ΣΥΓΚΡΙΣΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΩΝ ΔΥΟ ΜΕΘΟΔΩΝ ΑΝΑΛΥΣΗΣ  | 32 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4   |    |
| 4.1 ΕΠΕΞΗΓΗΣΗ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΗΜΙΑΚΑΜΠΤΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ  | 34 |
| 4.1.1 ΌΡΙΑ ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗΣ ΕΝΟΣ ΚΟΜΒΟΥ ΣΕ ΑΚΑΜΠΤΟ Η ΜΗ   | 36 |
| 4.1.2 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΠΟΥ ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΝ ΑΠΟ ΤΗΝ ΧΡΗΣΗ ΗΜΙΑΚΑΜΠΤΩΝ ΚΟΜΒΩΝ ΣΤΟΥΣ ΠΛΑΙΣΙΑΚΟΥΣ ΦΟΡΕΙΣ  | 37 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5   |    |
| 5.1 ΕΠΙΛΥΣΗ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ STAAD ΓΙΑ ΕΛΕΓΧΟ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ ΤΩΝ ΜΕΛΩΝ ΤΟΥ (ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ-ΔΟΚΟΙ)                                  | 39 |
| 5.2 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΜΕ ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ   | 43 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6   |    |
| 6.1 ΒΗΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΤΗΣ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (ΚΤΙΡΙΟ 1) ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ETABS                            | 44 |
| 6.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΩΝ ΧΙΟΝΙΟΥ ΚΑΙ ΑΝΕΜΟΥ – ΛΟΙΠΑ ΦΟΡΤΙΑ  | 58 |
| 6.3 ΒΗΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΤΗΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΥΠΟ ΑΥΞΑΝΟΜΕΝΗ ΤΑΣΗ(PUSHOVER)(ΚΤΙΡΙΟ 1) ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ETABS | 71 |

|   |     |
|---|-----|
| 6.4 ΒΗΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΤΗΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΥΠΟ ΑΥΞΑΝΟΜΕΝΗ ΤΑΣΗ(PUSHOVER) ΜΕ ΤΗΝ ΧΡΗΣΗ ΗΜΙΑΚΑΜΠΤΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ (ΚΤΙΡΙΟ 1) ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ETABS                                  | 84  |
| 6.5 ΒΗΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΤΗΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΥΠΟ ΑΥΞΑΝΟΜΕΝΗ ΤΑΣΗ(PUSHOVER) ΜΕ ΤΗΝ ΧΡΗΣΗ ΗΜΙΑΚΑΜΠΤΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ (ΚΤΙΡΙΟ 1) ΜΕ ΑΠΟΜΕΙΩΣΗ ΤΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ETABS        | 95  |
| 6.6 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΤΗΣ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (ΚΤΙΡΙΟ 2) ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ETABS   | 106 |
| 6.7 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΤΗΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΥΠΟ ΑΥΞΑΝΟΜΕΝΗ ΤΑΣΗ(PUSHOVER)(ΚΤΙΡΙΟ 2) ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ETABS  | 112 |
| 6.8 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΤΗΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΥΠΟ ΑΥΞΑΝΟΜΕΝΗ ΤΑΣΗ(PUSHOVER) ΜΕ ΤΗΝ ΧΡΗΣΗ ΗΜΙΑΚΑΜΠΤΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ (ΚΤΙΡΙΟ 2) ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ETABS                            | 118 |
| 6.9 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΤΗΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΥΠΟ ΑΥΞΑΝΟΜΕΝΗ ΤΑΣΗ(PUSHOVER) ΜΕ ΤΗΝ ΧΡΗΣΗ ΗΜΙΑΚΑΜΠΤΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ (ΚΤΙΡΙΟ 2) ΜΕ ΑΠΟΜΕΙΩΣΗ ΤΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ETABS  | 129 |
| 6.10 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΤΗΣ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (ΚΤΙΡΙΟ 3) ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ETABS  | 138 |
| 6.11 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΤΗΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΥΠΟ ΑΥΞΑΝΟΜΕΝΗ ΤΑΣΗ(PUSHOVER)(ΚΤΙΡΙΟ 3) ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ETABS   | 145 |
| 6.12 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΤΗΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΥΠΟ ΑΥΞΑΝΟΜΕΝΗ ΤΑΣΗ(PUSHOVER) ΜΕ ΤΗΝ ΧΡΗΣΗ ΗΜΙΑΚΑΜΠΤΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ (ΚΤΙΡΙΟ 3) ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ETABS                           | 150 |
| 6.13 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΤΗΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΥΠΟ ΑΥΞΑΝΟΜΕΝΗ ΤΑΣΗ(PUSHOVER) ΜΕ ΤΗΝ ΧΡΗΣΗ ΗΜΙΑΚΑΜΠΤΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ (ΚΤΙΡΙΟ 3) ΜΕ ΑΠΟΜΕΙΩΣΗ ΤΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ETABS | 161 |
| 6.14 ΓΕΝΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ  | 170 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7  |     |
| 7.1 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ  | 172 |

## ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή κ. Μαγείρου Γεώργιο για την ευκαιρία που μου έδωσε να ασχοληθώ με ένα τόσο ενδιαφέρον θέμα καθώς επίσης και την καθοριστική συμβολή του στην εκπόνηση της διπλωματικής μου εργασίας.

Ευχαριστώ τον καθηγητή κ. Ρεπαπή Κωνσταντίνο για την συμβολή του σε θέματα χρήσης του προγράμματος ETABS και την σωστή καθοδήγησή του.

Τον κ. Δημάκο Κωνσταντίνο, διευθυντή του μεταπτυχιακού προγράμματος και εν συνεχεία όλους τους λοιπούς καθηγητές που συνέβαλλαν στην ορθή διεξαγωγή του μεταπτυχιακού.





**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ: «ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΗΜΙ-ΑΚΑΜΠΤΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ»**

**ΦΟΙΤΗΤΗΣ: ΜΑΝΩΛΑΡΑΚΗΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ**

**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΓΕΩΡΓΙΟΣ ΜΑΓΕΙΡΟΥ, ΕΠΙΣΤΗΜΟΝΙΚΟΣ ΣΥΝΕΡΓΑΤΗΣ,  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ Τ.Ε**

**ΑΚΑΔΗΜΑΪΚΟ ΕΤΟΣ: 2017-18**

**ΣΥΝΟΨΗ**

Στην παρούσα διπλωματική εργασία θα ασχοληθούμε με την διερεύνηση σεισμικής συμπεριφοράς μεταλλικού φορέα με ημιάκαμπτες συνδέσεις. Αρχικά θα γίνει αναφορά στις μεταλλικές κατασκευές και στην χρήση του χάλυβα στην Ελλάδα αλλά και στον παγκόσμιο χάρτη και τα οφέλη που έχει η χρήση τους, έπειτα θα γίνει αναφορά στις μεθόδους ανάλυσης ελαστικές αλλά και ανελαστικές που αφορούν κατά κύριο λόγο την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς κατασκευών. Στην συνέχεια θα γίνει αναφορά στην χρήση των ημιάκαμπτων κόμβων αλλά και τον ρόλο τους στις κατασκευές. Μόλις ολοκληρωθεί το θεωρητικό κομμάτι θα περάσουμε στο πρακτικό κομμάτι της διπλωματικής εργασίας που αφορά τα στατικά προγράμματα. Αυτό το κομμάτι θα αφορά τα βήματα από τα οποία θα μπορεί ο χρήστης των συγκεκριμένων αυτών προγραμμάτων να ακολουθήσει ώστε να οδηγηθεί στην διαστασιολόγηση του φορέα με την χρήση προγραμμάτων όπως το STAADκαι το ETABS και στην συνέχεια θα προχωρήσουμε στην ανάλυση Pushoverγια άκαμπτους κόμβους, έπειτα θα εισάγουμε ημιάκαμπτους κόμβους ώστε να μπορούμε να εξάγουμε αποτελέσματα μεταξύ των δύο χρησιμοποιούμενων στηρίξεων.

**ΔΗΛΩΣΗΣΥΓΓΡΑΦΕΑΠΕΡΙΜΗΑΝΤΙΓΡΑΦΗΣ**

POST-GRADUATE THESIS: «INVESTIGATION OF SEISMIC BEHAVIOR OF STEEL FRAME  
WITH SEMI-RIGID JOINTS»

STUDENT: MANOLARAKIS KONSTANTINOS

SUPERVISOR: GEORGIOS MAGEIROU, ADJUNCT PROFESSOR,  
CIVIL ENGINEER T.E.

ACADEMIC YEAR: 2017-18

### ABSTRACT

In this diploma thesis we will deal with the investigation of seismic behavior of steel frame with semi-rigid joints. Initially, reference will be made to the metal constructions and the use of steel in Greece but also to the world map and the benefits of their use, then reference will be made to the elastic and inelastic methods of analysis that mainly concern the assessment of seismic behavior of structures . Subsequently, we will refer to the use of semi-rigid joints and their role in constructions. Once the theoretical part has been completed, we will pass on the practical part of the diplomatic work on static programs. This piece will cover the steps from which the user of these programs can follow in order to guide the design of the vector using programs such as STAAD and ETABS, and then proceed to the Pushover analysis for rigid joints, then we will introduce semi rigid joints so that we can extract results between the two supported joints.



## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στην παρούσα διπλωματική εργασία θα ασχοληθούμε και θα αναπτύξουμε το κομμάτι της διερεύνησης σεισμικής συμπεριφοράς μεταλλικού φορέα με ημιάκαμπτες συνδέσεις. Αρχικά θα γίνει μία εισαγωγή για τις μεταλλικές-χαλύβδινες κατασκευές στον Ελλαδικό χώρο αλλά και τον παγκόσμια χάρτη όσον αφορά τις εν λόγω κατασκευές, έπειτα θα κάνουμε μία επεξήγηση των διαφόρων αναλύσεων που χρησιμοποιούνται σχετικά με τις ελαστικές αλλά και τις ανελαστικές αναλύσεις και την χρήση τους στην διαδικασία μελέτης αλλά και αποτίμησης ενός φορέα ή μίας κατασκευής, θα πραγματοποιήσουμε χρήση διαφόρων προγραμμάτων για την διαστασιολόγηση και την τελική επιλογή διατομών του φορέα. Εν συνεχεία αφού κάνουμε εισαγωγή των ημιάκαμπτων συνδέσεων σε συγκεκριμένα σημεία του φορέα (όπου οι δοκοί θα έχουν σύνδεση με τον ασθενή άξονα των υποστυλωμάτων, τα οποία σημεία θα λαμβάνονται ως ημιάκαμπτοι κόμβοι) ώστε να γίνει ιδιομορφική ανάλυση αλλά και ανάλυση Pushover ώστε να λάβουμε χρήσιμες πληροφορίες για την στατικότητα του φορέα αλλά και τα τρωτά του σημεία που εφόσον κριθεί απαραίτητο θα πρέπει να ενισχυθούν εφόσον ήταν πραγματική μελέτη ενός μεταλλικού φορέα.

Αρχικά να αναλύσουμε το ζήτημα των στηρίξεων στην κατασκευή. Επί πολλά χρόνια η κύρια μορφή στήριξης στα κτήρια ήταν η πάκτωση και οι χαλύβδινες κατασκευές σχεδιάζονταν με την υπόθεση ότι οι κόμβοι δοκού-υποστυλώματος έχουν την πλήρη στροφική ελευθερία ή πλήρη στροφική δέσμευση. Οι συγκεκριμένες αυτές παραδοχές δίνουν μία είδους απλοποίηση αλλά και διευκόλυνση όσον αφορά τις αναλύσεις και την διαστασιολόγηση των κατασκευών και επί της ουσίας προβλέπουν την πραγματική συμπεριφορά των κόμβων.

Με την χρήση των ημιάκαμπτων κόμβων αποσκοπούμε στην οικονομία αλλά και την ασφάλεια και είναι ήδη γνωστά τα οφέλη τους από την χρήση τους στα αντιστηριζόμενα πλαίσια (braced frames). Το χαρακτηριστικό όμως που έχουν να εμφανίζουν έντονα μη γραμμική συμπεριφορά δεν τα καθιστά πρώτη επιλογή του εκάστοτε μελετητή για κατασκευές καθώς έχουν σαν αποτέλεσμα η ανάλυση αλλά και η διαστασιολόγηση των πλαισίων να καθίσταται δύσκολη αλλά και χρονοβόρα. Όσο περισσότερο προσπαθεί κάποιος μελετητής να προσομοιώσει την πραγματική στροφική συμπεριφορά των κόμβων δοκού-υποστυλώματος τόσο πιο δύσκολη καταλήγει να γίνεται η μελέτη.

Οι εσωτερικές δυνάμεις που αναπτύσσονται και κυρίως τα μέλη και οι κόμβοι θα κληθούν να αναλάβουν εξαρτώνται σε μεγάλο βαθμό από τη στροφική δυσκαμψία των κόμβων, η οποία δρα επίσης ανάλογα με την καμπτική αντοχή τους. Επομένως για να υπάρξει το βέλτιστο αποτέλεσμα σύμφωνα με τους κανονισμούς ασφαλείας και ως αποτέλεσμα να βασιστεί και στην οικονομία θα πρέπει να γίνει μία επαναληπτική διαδικασία.

Σκοπός της διπλωματικής εργασίας επομένως είναι να γίνει έλεγχος της σκοπιμότητας χρήσης ημιάκαμπτων κόμβων έναντι πακτώσεων και αρθρώσεων και αν συντελούν φυσικά στην ασφάλεια και την οικονομία της κατασκευής.

Η διπλωματική χωρίζεται σε επτά (7) κεφάλαια. Αρχικά παραθέτονται οι διάφορες μέθοδοι που χρησιμοποιούνται αλλά και οι καινοτόμες προσεγγίσεις που έχει επιφέρει ο ΚΑΝΕΠΕ, όπως επίσης και τις στάθμες επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού και μη-φέροντος οργανισμού. Στην συνέχεια θα γίνει αναφορά στις ελαστικές αλλά και ανελαστικές αναλύσεις που είναι οι συνήθεις όσον αφορά την διερεύνηση αντισεισμικής συμπεριφοράς κατασκευών. Τέλος θα γίνει χρήση προγραμμάτων STAAD για μία αρχική εικόνα διαστασιολόγησης του φορέα αλλά και του αμερικάνικου προγράμματος ETABS για την ακριβή προσομοίωση του φορέα αλλά και την τελική εξαγωγή της ιδιομορφικής ανάλυσης, των αντιδράσεων στην βάση των υποστυλωμάτων και των δυνάμεων που τους ασκούνται, αλλά και την καμπύλης Pushover με άκαμπτες όπως και ημιάκαμπτες συνδέσεις ώστε να οδηγηθούμε και στα συγκεντρωτικά αποτελέσματα.

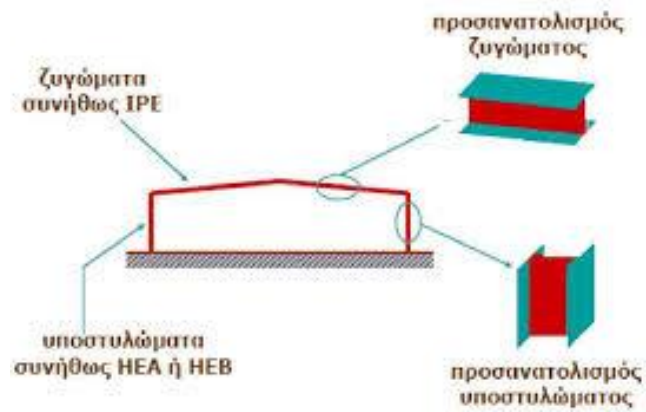
## **ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΙΑ ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ**

Τα χαλύβδινα φέροντα στοιχεία μίας κατασκευής έχουν ως κύριο στόχο την ανάπτυξη μιας σύγχρονης και οικολογικής μορφής δόμησης η οποία θα είναι ανεξάρτητη των συμβατικών κατασκευών. Η μεταλλική-χαλύβδινη κατασκευή στην Ελλάδα έχει εφαρμογή σε πληθώρα έργων έχοντας διεισδύσει τόσο στα βιομηχανικά κτίρια, αεροδρόμια, λιμάνια, σταθμούς τρένων, ενεργειακά, logistics, όσο και στα αστικά ακίνητα όπως είναι πολυκατοικίες, σπίτια, κτίρια γραφείων. Ένα πολύ βασικό χαρακτηριστικό τους είναι πως οι μεταλλικές κατασκευές είναι ανακυκλώσιμες. Ανεξάρτητα του μεγέθους και της κλίμακας τα κτίρια μπορούν να αποσυναρμολογηθούν και να μεταφερθούν σε άλλο σημείο καθώς και μεμονωμένα μεταλλικά στοιχεία μπορούν να επαναχρησιμοποιηθούν. Τα μεταλλικά-χαλύβδινα προϊόντα με τα νέα υλικά έρχονται να προστεθούν στις δυνατότητες του Έλληνα μηχανικού για κατασκευές οι οποίες θα είναι ασφαλέστερες, οικονομικότερες με σύγχρονη αρχιτεκτονική άποψη ενισχύοντας τους τομείς της αντοχής των υλικών, της ευστάθειας, καθώς και της προστασίας σε συνθήκες πυρκαγιάς.

Η ανέγερση χαλύβδινων κατασκευών τόσο στην Ελλάδα όσο και σε παγκόσμια κλίμακα παρουσιάζει μεγάλη αύξηση κατά τις τελευταίες δεκαετίες και μάλιστα με γεωμετρικά αυξανόμενους ρυθμούς.

Όχι μόνο οι χαλύβδινες κατασκευές αυξάνονται με πολύ μεγάλους ρυθμούς αλλά έχουμε αύξηση των διαστάσεων/ανοιγμάτων αλλά και το μέγεθός τους επεκτείνεται ώστε να έχουμε την πλήρη κάλυψη των αναγκών της αγοράς και της βιομηχανίας. Το γεγονός αυτό αποτελεί μια πρόκληση για τα στατικά συστήματα των χαλύβδινων κατασκευών τα οποία και αυτά με την σειρά τους μετεξελίσσονται και αντικατοπτρίζουν νέες σχεδιαστικές προσεγγίσεις. Ένα ακόμα χαρακτηριστικό της εξελικτικής πορείας των χαλύβδινων κατασκευών είναι ότι οι διαστάσεις των διατομών των βασικών δομικών στοιχείων των μειώνεται συνεχώς.

Το συμπέρασμα που προκύπτει από τις παραδοχές αυτές είναι πως ο σχεδιασμός των σύνθετων χαλύβδινων κατασκευών γίνεται περισσότερο απαιτητικός και αποκτά ακόμα μεγαλύτερη σπουδαιότητα και όσο προχωράει η εξέλιξη σε αυτόν τον τομέα ενδέχεται να αυξηθούν οι απαιτήσεις τόσο σε υλικά όσο και σε υπολογιστική ισχύ στα προγράμματα που θα κάνουν στατικούς υπολογισμούς σε τέτοιου είδους χαλύβδινες κατασκευές.



## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1**

### **1.1 ΑΝΑΦΟΡΑ ΣΤΙΣ ΚΑΙΝΟΤΟΜΕΣ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΕΙΣ ΚΑΝΕΠΕ**

Ο ΚΑΝΕΠΕ έχει επιφέρει αρκετές καινοτόμες προσεγγίσεις στην διαδικασία των αναλύσεων των κατασκευών όσον αφορά την μελέτη σεισμικής συμπεριφοράς. Οι πιο βασικές από αυτές είναι:

- σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας
- σχεδιασμός με στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων
- συνυπολογισμός τοιχοπληρώσεων
- πρωτεύοντα-δευτερεύοντα στοιχεία
- εκτίμηση δείκτη συμπεριφοράς ( $q$ )
- χρήση ανελαστικών αναλύσεων
- λεπτομερείς υπολογιστικές μέθοδοι για διαστασιολόγηση επισκευών-ενισχύσεων



## 1.2 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ ΚΑΙ ΜΗ-ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ

### Στάθμες επιτελεστικότητας Φέροντος οργανισμού

Οι στάθμες επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού ορίζονται ως εξής:

- (a) «Άμεση χρήση μετά τον σεισμό» (Περιορισμένες βλάβες)
- (b) «Προστασία ζωής» (Σημαντικές βλάβες)
- (c) «Οιονεί κατάρρευση»

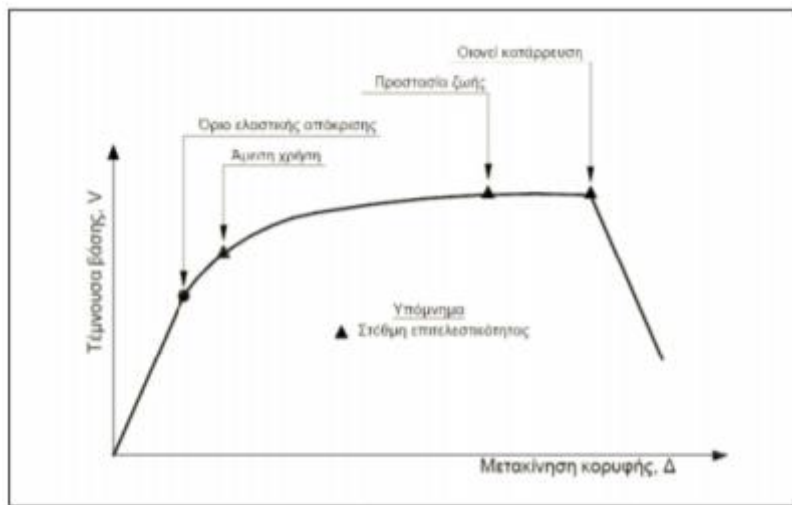
Αναλυτικότερα:

#### **(a) «Άμεση χρήση μετά τον σεισμό» (Περιορισμένες βλάβες) :**

Η κατάσταση κατά την οποία αναμένεται ότι καμιά λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια αλλά και μετά τον σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από σπάνιες δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Είναι πιθανό να παρουσιασθούν μερικές πολύ αραιές τριχοειδείς ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα στον φέροντα οργανισμό. Συνεπώς, κατά τον σχεδιασμό πρέπει να ελεγχθούν και να περιοριστούν οι παραμορφώσεις που αναμένονται από τον σεισμό, και να εξασφαλιστεί επαρκής αντοχή σε όλα τα στοιχεία της κατασκευής ώστε να παραμείνουν στην ελαστική περιοχή.

(b) «**Προστασία ζωής**» (Σημαντικές βλάβες) Η κατάσταση κατά την οποία κατά την διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου, χωρίς όμως να συμβεί θάνατος ή σοβαρός τραυματισμός ατόμων εξαιτίας των βλαβών αυτών, και χωρίς να συμβούν ουσιώδεις φθορές στην οικοσκευή ή τα αποθηκευόμενα στο κτίριο υλικά.

(c) «**Οιονεί κατάρρευση**» Η κατάσταση κατά την οποία κατά την διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν εκτεταμένες σοβαρές (μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες στον φέροντα οργανισμό, ο οποίος όμως διατηρεί την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης. Σ' αυτήν την στάθμη επιτελεστικότητας δεν αποκλείονται τραυματισμοί ορισμένων ατόμων λόγω πτώσης στοιχείων του δευτερεύοντος οργανισμού ή αντικειμένων.



Σχήμα 1.1 Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας στην καμπύλη ικανότητας.

## Στάθμες επιτελεστικότητας Μη-Φέροντος οργανισμού

Οι στάθμες επιτελεστικότητας του μη-φέροντος οργανισμού ορίζονται στο 2ο σχέδιο κειμένου του ΚΑΝΕΠΕ [2006] ως εξής:

- (a) «Άμεση χρήση μετά τον σεισμό»
- (b) «Προστασία ζωής»
- (c) «Οιονεί κατάρρευση»

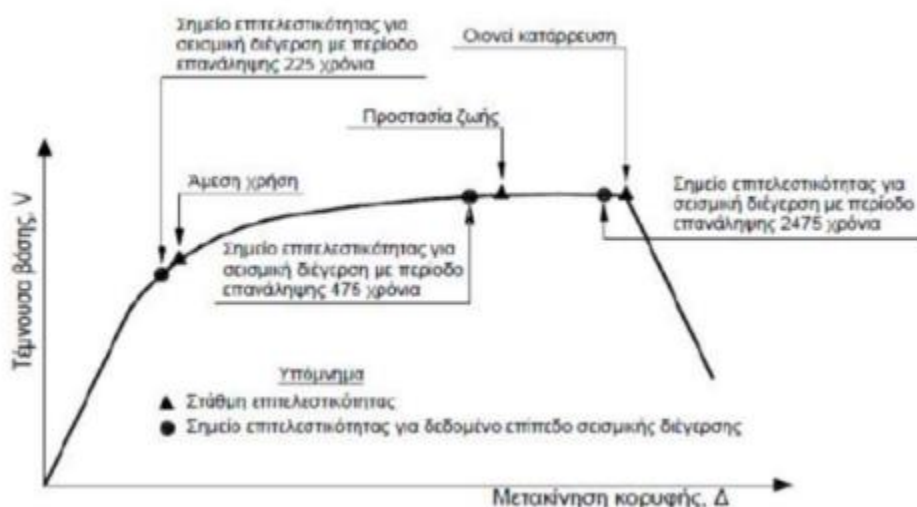
Αναλυτικότερα:

(a) «**Άμεση χρήση μετά τον σεισμό**» Η κατάσταση η οποία χαρακτηρίζεται από εμφάνιση μικρών βλαβών σε μη-φέροντα στοιχεία, αλλά οι βασικές προ του σεισμού λειτουργίες διατηρούνται ενώ οι προσβάσεις και τα συστήματα ασφαλείας (συμπεριλαμβανομένων των θυρών, κλιμακοστασίων, ανελκυστήρων, τυχόν γεννητριών, συστημάτων πυρασφάλειας κλπ.) εν γένει παραμένουν λειτουργικά, εφόσον δεν έχει διακοπεί η ηλεκτροδότηση στην περιοχή.

(b) «**Προστασία ζωής**» Η κατάσταση η οποία χαρακτηρίζεται από εμφάνιση βλαβών στα μη-φέροντα στοιχεία, αλλά ο βαθμός τους είναι τέτοιος ώστε να μη προκύπτουν κίνδυνοι για τους εισερχόμενους στο κτίριο.

(c) «**Οιονεί κατάρρευση**» Η κατάσταση η οποία χαρακτηρίζεται από εμφάνιση τέτοιων βλαβών στα μη-φέροντα στοιχεία οι οποίες μπορεί να προκαλέσουν πτώση τους, αλλά τα υψηλού κινδύνου μη-φέροντα στοιχεία και προσαρτήματα είναι καταλλήλως στερεωμένα και δεν υπάρχει κίνδυνος πτώσης τους σε χώρους συνάθροισης του κοινού. Γι' αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας δεν τίθεται ζήτημα διατήρησης προσβάσεων, προστασίας των συστημάτων πυρασφάλειας κλπ.

Οι στάθμες επιτελεστικότητας του μη-φέροντος οργανισμού δεν αναφέρονται στο τελικό κείμενο του ΚΑΝΕΠΕ [2013].



Σχήμα 1.2 Σύγκριση στοχευόμενης μετακίνησης και αντίστοιχης στάθμης επιτελεστικότητας.

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2**

### **2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΣΤΗ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ**

Τα τελευταία κυρίως χρόνια αναγνωρίστηκε η ανάγκη για αλλαγές στις μεθόδους σχεδιασμού. Σε γενικές γραμμές, η ισχύουσα μέθοδος σχεδιασμού με την μέθοδο των δυνάμεων, δεν μπορεί να ανταποκριθεί στις ανάγκες του σχεδιασμού έναντι σεισμού, για διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας, ενώ οι ανελαστικές παραμορφώσεις αποτελούν περισσότερο αντιπροσωπευτική παράμετρο για τον σχεδιασμό και την αποτίμηση των κατασκευών, έναντι των οριζοντίων δυνάμεων. Η πραγματική (δυναμική) απόκριση μιας κατασκευής στον σεισμό σχετίζεται κυρίως με επιβαλλόμενη παραμόρφωση παρά με δυνάμεις.

Κανονισμοί που έχουν εκδοθεί τα τελευταία χρόνια, όμως ο FEMA-273 [1997], υιοθετούν τον σχεδιασμό και την αποτίμηση βάσει δεδομένης στάθμης επιτελεστικότητας. Παρόμοια λογική αναμένεται να υιοθετηθεί και από τους Ευρωπαϊκούς Κανονισμούς. Στην Ελλάδα, ο Κανονισμός Επεμβάσεων [ΚΑΝΕΠΕ, 2013] έχει ήδη υιοθετήσει διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας κατά την αποτίμηση των υφισταμένων κτιρίων.

Η στατική ανελαστική ανάλυση υπό αυξανόμενη ένταση, που αποτελεί μια απλή σχετικά ανελαστική μέθοδος ανάλυσης, αποκτά όλο και περισσότερη δημοτικότητα για τον αντισεισμικό σχεδιασμό και την σεισμική αποτίμηση των κατασκευών. Η μέθοδος αυτή προτείνεται από στις οδηγίες του FEMA-273 [1997], FEMA-440 [2005], EC8 [2004], καθώς και από τον ΚΑΝΕΠΕ [2013] για την σεισμική αποτίμηση υφισταμένων κατασκευών.

Οι βλάβες στα φέροντα και στα μη-φέροντα στοιχεία των κατασκευών, ως αποτέλεσμα των σεισμικών διεγέρσεων, προκαλούνται από τις οριζόντιες μετακινήσεις στις οποίες υποβάλλεται ο φορέας ή το αντίστοιχο δόμημα. Συνεπώς η εκτίμηση των αναμενόμενων οριζοντίων μετακινήσεων είναι αναγκαία τόσο για τον σχεδιασμό, όσο και για την σεισμική αποτίμηση, για δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας. Για τον λόγο ότι οι περισσότερες κατασκευές εμφανίζουν ανελαστικές παραμορφώσεις, όταν υποβληθούν σε ισχυρές σεισμικές διεγέρσεις, η, κατά το δυνατόν, αξιόπιστη εκτίμηση των αναμενόμενων μετακινήσεων κατασκευών που παρουσιάζουν μη-γραμμική συμπεριφορά καθίσταται πολύ σημαντικό κομμάτι στην διαστασιολόγηση, αποτίμηση, σχεδιασμό αλλά και στην μελέτη της κατασκευής.

Εφόσον είναι γνωστή η αναμενόμενη εδαφική διέγερση, τότε η στοχευόμενη μετακίνηση θα μπορούσε να υπολογιστεί με την μέθοδο της ανάλυσης χρονοϊστορίας. Καθώς δεν υπάρχει αυτή η δυνατότητα, στην πληθώρα των περιπτώσεων σχεδιασμού νέων, ή αποτίμησης και ενίσχυσης υφισταμένων κατασκευών η σεισμική απαίτηση υπολογίζεται βάσει της μέγιστης απόκρισης του ισοδύναμου γραμμικού ελαστικού μονοβάθμιου συστήματος, μέσω χρήσεως γραμμικών ελαστικών φασμάτων απόκρισης. Για τον λόγο αυτό θεωρείται χρήσιμο να διατίθενται προσεγγιστικές μέθοδοι για την εκτίμηση της μέγιστης αναμενόμενης ανελαστικής μετακίνησης, βάσει της μέγιστης αναμενόμενης μετακίνησης γραμμικών ελαστικών μονοβαθμίων συστημάτων. Υπάρχει μεγάλο

μέρος βιβλιογραφίας όπου έχουν προταθεί μέθοδοι, οι οποίες παρέχουν χρήσιμες πληροφορίες για την απόκριση ανελαστικών συστημάτων στις σεισμικές διεγέρσεις. Παραμένει όμως σύνθετο ως προς την εκτίμηση βάσει της απόκρισης μιας κατασκευής, όπως αυτή προκύπτει από εν χρόνω δυναμική ανάλυση σε μία μεμονωμένη σεισμική διέγερση. Οι προτεινόμενες μέθοδοι ποικίλλουν ως προς την πολυπλοκότητα και την μέθοδο ανάλυσης την οποία ακολουθούν (αρχικά ως απλή ελαστική ανάλυση μέχρι μη γραμμική στατική ανάλυση – όπως είναι η στατική ανελαστική ανάλυση υπό μονοτονική αυξανόμενη δύναμη {pushover} – και εν χρόνω δυναμική ανάλυση). Η χρήση της εκάστοτε μεθόδου απαιτεί καλή γνώση και κατανόηση του θεωρητικού υποβάθρου της, ώστε να εκτιμηθούν οι δυνατότητές της, να αξιολογηθούν τα αποτελέσματά της, αλλά και οι περιορισμοί της. Διακρίνουμε δύο βασικά στοιχεία σε μία διαδικασία σχεδιασμού ή σεισμικής αποτίμησης με βάση την επιλεγμένη στάθμη επιτελεστικότητας (performance-based design procedure) είναι η απαίτηση προς το δόμημα (demand) και η διατιθέμενη ικανότητα απ' το δόμημα (capacity). Η απαίτηση αποτελεί μία εκτίμηση της αναμενόμενης σεισμικής εδαφικής μετακίνησης. Η διατιθέμενη ικανότητα αποτελεί μια εκτίμηση της ικανότητας την οποία διαθέτει η κατασκευή να αντιστέκεται στην σεισμική απαίτηση. Προφανώς θα πρέπει, για να επιτύχουμε την συμπεριφορά του δομήματος συμβατή με τον στόχο του σχεδιασμού, η ικανότητα του δομήματος να υπερβαίνει την αντίστοιχη απαίτηση.

Οι μέθοδοι που λαμβάνουν υπόψη τις μετακινήσεις αναλαμβάνουν να υπολογίσουν την καμπύλη αντίστασης (προσφορά/ικανότητα), του ισοδύναμου προς το δόμημα μονοβάθμιου ταλαντωτή, καθώς και (αυτό που θεωρούμε ως απαίτηση) το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων, για απόσβεση ίση με την ξέωδη απόσβεση της κατασκευής. Ως αρχικές προτάσεις μεθόδων για τον σκοπό αυτό είναι όσες χρησιμοποιούν ελαστικά φάσματα με ισοδύναμες αποσβέσεις για τον καθορισμό της σεισμικής απαίτησης, ενώ μέθοδοι πιο σύγχρονοι που ακολούθησαν χρησιμοποιούν ανελαστικά φάσματα απόκρισης. Όποια και να είναι η ακολουθούμενη μέθοδος, η τομή των δύο καμπυλών (αντίστασης και απαίτησης) παρέχει μία εκτίμηση της ανελαστικής επιτάχυνσης και της απαιτούμενης μετατόπισης του δομήματος. Ακολουθώς ελέγχεται η ικανότητα των μελών να αναλάβουν την απαιτούμενη μετατόπιση.

**i) Διατιθέμενη ικανότητα (Capacity).** Η εκτίμησή της γίνεται μέσω της λεγόμενης καμπύλης αντίστασης του δομήματος (pushover curve ή capacity curve), η οποία προκύπτει από μη γραμμική ανελαστική ανάλυση. Η διατιθέμενη μέγιστη απόκριση της κατασκευής εξαρτάται από την φέρουσα ικανότητα και την μέγιστη ικανότητα παραμόρφωσης των επιμέρους μελών της. Στην μετελαστική περιοχή για να επιτευχθεί η χάραξη της καμπύλης αντίστασης απαιτείται μία μη γραμμική ανάλυση, (όπως για παράδειγμα η στατική μη γραμμική ανάλυση υπό μονοτονικά αυξανόμενη οριζόντια ένταση (pushover analysis)). Ως αρχή αυτής της ανάλυσης ορίζεται από μια σειρά διαδοχικών ελαστικών αναλύσεων ενός φορέα, ο οποίος μεταβάλλεται κατά βήματα, ώστε να μπορεί να λαμβάνει υπόψη την μειωμένη αντίσταση και δυσκαμψία των μελών που έχουν διαρρεύσει σε κάθε βήμα. Το «οριζόντιο φορτίο» αυξάνεται κατά βήματα μέχρι την εκδήλωση της επόμενης διαρροής σε ένα νέο στοιχείο. Η διαδικασία επαναλαμβάνεται ως ότου η κατασκευή να καταστεί ασταθής ή μέχρι να ξεπεραστεί η οριακή τιμή της από τα



προκαθορισμένα κριτήρια. Η κατασκευή της καμπύλης αντίστασης εξαρτάται από διάφορες παραμέτρους της ανάλυσης.

Για την μη γραμμική ανάλυση απαιτείται η προσομοίωση των επιμέρους μελών της κατασκευής. Η καμπύλη αντίστασης είναι πολύ βασικό κομμάτι καθώς καθορίζει την ικανότητα της κατασκευής και είναι ανεξάρτητη από την σεισμική απαίτηση. Το πέρας της καμπύλης αντίστασης καθορίζεται από κάποια κριτήρια της κατασκευής, όπως είναι η ικανότητα πλαστικής στρόφης των μελών, η ολική πτώση της αντοχής, η σχετική μετακίνηση των ορόφων κλπ.

ii) **Απαίτηση (Demand)**. Κατά την διάρκεια ενός σεισμού παρατηρείται ότι η κίνηση του εδάφους παράγει σύνθετες μορφές οριζοντίων μετακινήσεων οι οποίες είναι μεταβαλλόμενες σε συνάρτηση με τον χρόνο. Ο υπολογισμός της κίνησης αυτής ανά τακτά χρονικά διαστήματα για τον καθορισμό των στοιχείων σχεδιασμού κρίνεται μη πρακτικός. Για τον λόγο αυτό, η σεισμική απαίτηση λαμβάνεται υπόψη με την μορφή του φάσματος απαίτησης. Οι παραδοσιακές γραμμικές αναλύσεις χρησιμοποιούν οριζόντια φορτία κατά τον σχεδιασμό. Για μεθόδους οι οποίες είναι μη γραμμικές είναι καλύτερο λόγο χρόνου και κόπου να χρησιμοποιείται ένα σύνολο οριζοντίων μετατοπίσεων ως κριτήριο σχεδιασμού. Για δοθείσα κατασκευή και εδαφική κίνηση, η στοχευόμενη μετακίνηση είναι μια εκτίμηση της μέγιστης αναμενόμενης απόκρισης της κατασκευής κατά την διάρκεια της εδαφικής κίνησης και προκύπτει από την τομή της καμπύλης αντίστασης και του μειωμένου ελαστικού φάσματος. Η απαίτηση εξαρτάται από την ικανότητα της κατασκευής, το οποίο μπορεί να γίνει αντιληπτό και από την καμπύλη αντίστασης. Καθώς το φορτίο και κατ' επέκταση η απαίτηση αυξάνεται, η κατασκευή διαρρέει, η δυσκαμψία της μειώνεται και η ιδιοπερίοδος της αυξάνεται. Εν συνεχεία αφού, οι σεισμικές επιταχύνσεις εξαρτώνται από την ιδιοπερίοδο της κατασκευής, η απαίτηση διαφοροποιείται καθώς η κατασκευή διαρρέει. Το κτίριο καθώς διαρρέει, απορροφάει ενέργεια. Κατασκευές με μεγάλους βρόχους υστέρησης απορροφούν περισσότερη ενέργεια και όσο η απόσβεση είναι μεγαλύτερη, οι απαιτούμενες μετακινήσεις είναι μικρότερες.

iii) **Έλεγχος επιτελεστικότητας (Performance)**. Θα πρέπει να γίνει η χάραξη της καμπύλης αντίστασης και να ακολουθήσει ο υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης. Όταν ολοκληρωθούν τα βήματα αυτά ακολουθεί και το τελικό στάδιο το οποίο είναι να πραγματοποιηθούν οι έλεγχοι επιτελεστικότητας. Γίνεται ο έλεγχος, εφόσον τα φέροντα και τα μη φέροντα στοιχεία της κατασκευής έχουν υποστεί βλάβες πέραν των αποδεκτών ορίων και τιμών, ανάλογα των απαιτήσεων σχεδιασμού (από τις εντάσεις που εξάγονται από την στοχευόμενη μετακίνηση).

## 2.2 ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Οι βασικές αρχές Δυναμικής αναλύσεως ορίζονται ως εξής:

- Οι σεισμικές δράσεις μιας κατασκευής δεν προκύπτουν από εξωτερικά φορτία.
- Προέρχονται από παραμορφώσεις που εισάγονται στην κατασκευή εξαιτίας των εδαφικών κινήσεων που προκαλεί ο σεισμός.
- Είναι αποτέλεσμα των αδρανειακών φορτίων λόγω της μάζας (μόνιμα, κινητά).
- Το ενδιαφέρον επικεντρώνεται στην ακριβή εκτίμηση της απόκρισης της κατασκευής στον σεισμό, δηλαδή στο αποτέλεσμα (παραμόρφωση, ένταση) περιοδικών κινήσεων της θεμελίωσης που προκαλούν επιταχύνσεις και από αυτές προκύπτουν αδρανειακές δυνάμεις στα μέλη της κατασκευής.

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3**

### **3.1 ΑΝΑΦΟΡΑ ΣΤΙΣ ΒΑΣΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ**

Οι βασικές μέθοδοι ανάλυσης κατασκευών είναι οι εξής:

- Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση
- Ελαστική δυναμική ανάλυση (φασματική ή χρονοϊστορίας)
- Ανελαστική στατική ανάλυση
- Ανελαστική δυναμική ανάλυση(ανάλυση χρονοϊστορίας)

### **3.2 ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ**

#### **3.2.1 ΕΛΑΣΤΙΚΗ (ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ) ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ**

Όταν θα χρειαστεί να πραγματοποιήσουμε ανάλυση της σεισμικής απόκρισης μίας κατασκευής, σε πρώτο στάδιο θα πρέπει να γίνει επίλυση των δυναμικών εξισώσεων ισορροπίας. Το προηγούμενο στάδιο της επίλυσης μπορεί να υλοποιηθεί με δύο τρόπους η μία είναι η μέθοδος της επαλληλίας των ιδιομορφών (mode superposition method), ενώ η δεύτερη είναι η άμεση χρονική ολοκλήρωση των δυναμικών εξισώσεων ισορροπίας (direct integration method).

Όταν εφαρμόζεται η εξωτερική φόρτιση ενός συγκεκριμένου σεισμού γίνεται υπολογισμός των εντατικών και μετατοπισιακών/παραμορφωσιακών μεγεθών της κατασκευής σε κάθε χρονική στιγμή του σεισμικού συμβάντος. Στην περίπτωση που θα ζητηθεί να γίνει σχεδιασμός, συνεπώς θα κάνουμε την επιλογή των διατομών του φορέα ώστε να αντέχει στα φορτία που αναμένεται να παραλάβει, θα χρειαστεί να λάβουμε υπόψη όλους τους πιθανούς σεισμούς οι οποίοι ενδέχεται να πλήξουν την κατασκευή από την στιγμή που θα γίνει η αποπεράτωσή της και έπειτα. Καθώς λοιπόν το πρόβλημα του πότε θα συμβεί κάποιος σεισμός και η έντασή του αντιμετωπίζεται με πιθανοτικές θεωρήσεις οι οποίες βρίσκονται σε ερευνητικό στάδιο. Οι αντισεισμικοί κανονισμοί, μεταξύ των οποίων και ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ 2000), προσπαθώντας να επιλύσουν το ζήτημα των πιθανοτικών και τυχηματικών συμβάντων του σεισμού, έχουν θεσπίσει απλοποιητικές μεθόδους για τον αντισεισμικό σχεδιασμό κατασκευών, χωρίς να απαιτούν πλήρη δυναμική ανάλυση της κατασκευής και μη λαμβάνοντας υπόψη ευθέως την επιρροή των μη γραμμικοτήτων της γεωμετρίας και του υλικού. Οι μέθοδοι με απλοποιητικές παραδοχές, καταλήγοντας σε μία «ισοδύναμη» στατική ελαστική ανάλυση αντί της πλήρους δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης. Η βασική παραδοχή της ισοδύναμης στατικής ελαστικής ανάλυσης είναι ως εξής: Η κατασκευή να θεωρείται ως ιδεατό ελαστικό σύστημα και η μέγιστη απόκριση να υπολογίζεται από το ελαστικό φάσμα απόκρισης του (φάσμα σχεδιασμού με  $q=1$ ). Να θεωρείται πως η κατασκευή μπορεί να σχεδιαστεί για μικρότερη φόρτιση, από εκείνη που θεωρητικά μπορεί να παραλάβει, λόγω της δυνατότητας παραμόρφωσης της αρκετά πέραν της ελαστικής περιοχής χωρίς να καταρρεύσει. Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  εκφράζει την ικανότητα μίας κατασκευής να απορροφά ενέργεια με πλαστική συμπεριφορά χωρίς την δραστική μείωσή της αντοχής της. Στους αντισεισμικούς κανονισμούς ο δείκτης συμπεριφοράς ορίζεται

για ολόκληρο το κτίριο με ενιαία τιμή και ο καθορισμός του βασίζεται σε εμπειρική βάση που αφορά της βλάβες που έχουν παρατηρηθεί σε κτήρια έπειτα από καταστρεπτικούς σεισμούς. Το  $\eta$  λαμβάνει τιμές που εξαρτώνται από τον τρόπο ανάπτυξης των μετελαστικών περιοχών, τον βαθμού υπερστατικότητας, την υστερητική και ιξώδη απόσβεση, καθώς και από άλλα χαρακτηριστικά της κατασκευής.

### 3.2.2 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ Η ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ)

Όταν κάνουμε λόγο για την δυναμική ανάλυση με χρονοϊστορία επιταχύνσεων είναι η μέθοδος που αφορά την καταγραφή της απόκρισης του φορέα όταν του επιβάλλουμε ως δύναμη το επιταχυνσιογράφημα ενός σεισμού, η πραγματική δηλαδή σεισμική κίνηση που είχε προκληθεί από τον εκάστοτε σεισμό. Τέτοιας μορφής επιταχυνσιογραφήματα μας δίνονται από καταγραφές πραγματικών σεισμών αλλά και με τεχνητούς τρόπους. Η δυναμική ανάλυση με χρονοϊστορίες επιταχύνσεων μπορεί να χρησιμοποιηθεί από τους Κανονισμούς ως μια συμπληρωματική διαδικασία σχεδιασμού (Εθνικό Προσάρτημα του EC8 §4.3.3.1(4), όπως ίσχυε και στον ΕΑΚ 2000 §3.1.2[2]). Στην περίπτωση του EC8, η χρήση ανάλυσης με επιταχυνσιογραφήματα αναλύει την θεώρηση της μη-γραμμικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Ανάλογα με το ποια μέθοδος δυναμικής ανάλυσης θα χρησιμοποιηθεί, υπάρχει η περίπτωση να χρειάζεται ο προσδιορισμός των ιδιομορφών του φορέα πριν τον ορισμό της δυναμικής ανάλυσης με επιταχυνσιογράφημα.

**Οι Μέθοδοι δυναμικής ανάλυσης φορέα με χρονοϊστορία φόρτισης είναι οι εξής:**

- Με επαλληλία ιδιομορφών (*mode superposition method*): Όπου αφορά το είδος της προσέγγισης χρησιμοποιώντας την δυνατότητα απεικόνισης της χρονοϊστορίας τιμών σε αρμονικές διαφορετικής περιόδου. Έτσι γίνεται ο υπολογισμός της απόκρισης του φορέα σε κάθε ιδιοπερίοδο, και επομένως με την σύνθεση της εκάστοτε απόκρισης μπορεί να υπολογιστεί η απόκριση του φορέα στο σύνολό του. Η μέθοδος αυτή προϋποθέτει τον προσδιορισμό των ιδιομορφών του φορέα με τον ορισμό μιας ιδιομορφικής ανάλυσης.
- Με την απευθείας αριθμητική ολοκλήρωση στο πεδίο του χρόνου (*direct integration method*), κάνουμε λόγο για μία προσέγγιση όπου ο υπολογισμός της απόκρισης του φορέα λαμβάνει χώρα σε κάθε χρονικό βήμα, καθώς έχουμε ολοκλήρωση των εξισώσεων κίνησης.

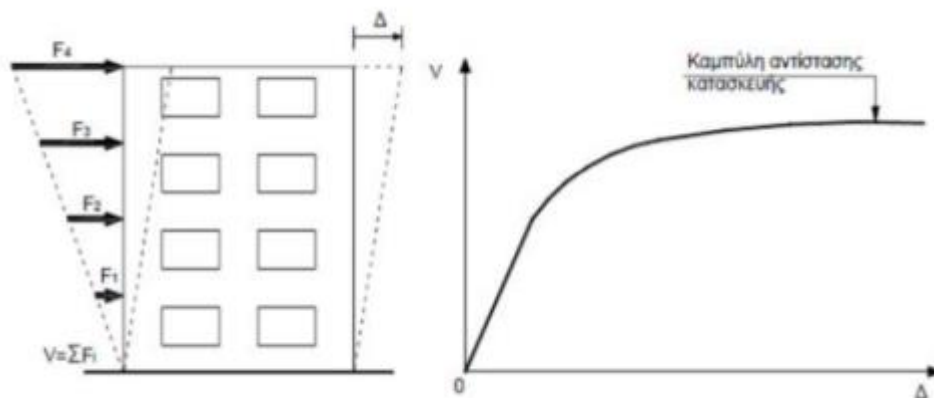
### 3.3 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

#### 3.3.1 ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

Όταν χρειάζεται να πραγματοποιήσουμε μία μελέτη σχεδιασμού ή διαστασιολόγησης μίας κατασκευής ή ενός φορέα κατά κύριο λόγο θα απευθυνθούμε στην δυναμική φασματική ή την απλοποιημένη φασματική μέθοδο υπολογισμού, για τον λόγο ότι ορίζονται από τους αντισεισμικούς κανονισμούς.

Εάν όμως απαιτείται στην μελέτη να γίνει ο υπολογισμός της αντοχής σε σεισμό μιας υφιστάμενης κατασκευής ή να έχουμε μία ολοκληρωμένη αξιολόγηση της αντοχής με ακρίβεια ή η ανελαστική σεισμική συμπεριφορά ενός κτιρίου στις σεισμικές διεγέρσεις, τότε θα πρέπει βάσει κανονισμών να απευθυνθούμε σε δύο μεθόδους μη γραμμικής ανάλυσης:

- Η πρώτη είναι η ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας ή ανελαστική δυναμική ανάλυση, η οποία εφαρμόζεται σε όλες τις κτιριακές κατασκευές χωρίς να υπάρχουν περιπτώσεις που να χρήζουν εξαίρεσης. Στα περισσότερα λογισμικά θα βρεθεί με την ορολογία “Non-linear Dynamic Analysis (NDA)” ή “Time-History”.
- Η δεύτερη είναι η ανελαστική στατική ανάλυση ή στατική υπερωθητική ανάλυση, η οποία έχει εφαρμογή σε μία μεγάλη κατηγορία κτιρίων, πρέπει όμως πρώτα σαν προϋπόθεση να ικανοποιούν συγκεκριμένα κριτήρια. Κατά κύριο λόγο η μέθοδος αναπτύχθηκε ώστε να μειωθεί το υπολογιστικό κόστος αλλά να μην υπάρξει ταυτόχρονα μείωση στην αξιοπιστίας των αποτελεσμάτων. Στα περισσότερα λογισμικά θα βρεθεί με την ορολογία “Non-linear Static Analysis (NSA)”, “Static Pushover” ή “Pushover”.



Σχήμα 3.1 Pushover ανάλυση

### 3.3.2 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ(ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ)

Όταν αναφερόμαστε στην δυναμική ανελαστική ανάλυση και τον τρόπο με τον οποίο γίνεται η χρήση της είναι πως ένα προσομοίωμα του φορέα θα ενσωματώνει ανελαστικούς νόμους φορτίου – παραμόρφωσης για το κάθε επιμέρους δομικό στοιχείο του κτιρίου. Σε διαφορετικό μοτίβο κινείται η ανελαστική στατική ανάλυση (*pushover*), όπου η δράση των οριζόντιων φορτίων είναι στατικού τύπου.

Στον φορέα θα εφαρμόσουμε σεισμική φόρτιση χρησιμοποιώντας κατάλληλα ρυθμισμένα επιταχυνσιογραφήματα εδαφικών δονήσεων. Σε κάθε βήμα θα γίνεται μέτρηση της απόκρισης του φορέα επαναληπτικό τρόπο. Αυτό εξυπηρετεί γιατί μας δίνεται η δυνατότητα της απευθείας σύγκρισης των υπολογιζόμενων δυνάμεων και μετακινήσεων με τα κριτήρια αποδοχής των Κανονισμών. Δεχόμαστε ως παραδοχή πως τα υπολογιζόμενα εντατικά μεγέθη της κατασκευής ή του φορέα δεν είναι τα ακριβή αλλά αποτελούν ορθολογικές προσεγγίσεις μίας αντίστοιχης κατάστασης σεισμού, και αυτό γιατί η προσομοίωση με το λογισμικό αλλά και η χρησιμοποιούμενη μέθοδος μας παρέχουν μεγάλη αμεσότητα όσον αφορά την ανελαστική απόκριση του φορέα κατά την διάρκεια ενός σεισμικού φαινομένου. Η μέθοδος Time-History δεν μας περιορίζει στην χρήση ως προς τον φορέα αλλά και το έδαφος θεμελίωσης.

Ενώ η δυναμική ανελαστική ανάλυση μπορεί να δώσει την άμεση προσέγγιση της απόκρισης μιας κατασκευής, όμως δεν χρησιμοποιείται συχνά κατά την φάση του σχεδιασμού, αντίστοιχα συμβαίνει και με την ανελαστική στατική ανάλυση.

Οι κύριοι βασικοί λόγοι που επεξηγούν την παραπάνω θεώρηση είναι οι εξής:

- Απαιτείται σημαντικός αριθμός παραμέτρων για να μπορέσει να γίνει καθορισμός της δυναμικής ανελαστικής απόκρισης της κάθε διατομής του φορέα υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση, καθώς και
- Η αντιμετώπιση δυναμικών ανελαστικών προβλημάτων είναι ιδιαίτερα περίπλοκη και δύσκολη διαδικασία, κυρίως υπολογιστικά, όσο και σε επίπεδο διατιθέμενου λογισμικού αλλά και δυνατοτήτων που προσφέρει, επιπροσθέτως απαιτεί καλό επίπεδο γνώσεων και εμπειρίας ενός μελετητή μηχανικού.

Ένας βασικός παράγοντας για να έχουμε αξιόπιστα αποτελέσματα στην ανελαστική εν χρόνω ανάλυση, αφορά την προσομοίωση της ανακυκλιζόμενης συμπεριφοράς των μελών. Επιπλέον για την περίπτωση που η απόκριση της κατασκευής παρουσιάζει ιδιαίτερη ευαισθησία για κάποιους από τους σεισμούς από τα επιταχυνσιογραφήματα θα πρέπει να κάνουμε μία επαναληπτική διαδικασία για περισσότερες από μία εδαφικές διεγέρσεις. Θα πρέπει να χρησιμοποιήσουμε ένα κατάλληλα επιλεγμένο σύνολο καταγραφών εδαφικών διεγέρσεων, εάν θέλουμε να έχουμε μία καλή προσέγγιση της αναμενόμενης σεισμικής απόκρισης ενός φορέα.

Η εφαρμογή της ανελαστικής εν χρόνω ανάλυσης για να εξάγει ορθά αποτελέσματα θα πρέπει να γίνει αξιόπιστη προσομοίωση της ανακυκλιζόμενης συμπεριφοράς των μελών. Παρόλο την εξέλιξη σε θέματα υπολογιστικής ακρίβειας και ισχύς δεν υπάρχει ακόμα απόλυτη εμπιστοσύνη στις δυναμικές ανελαστικές αναλύσεις στα εξαγόμενα αποτελέσματα, αν αποτελεί κατάλληλη μέθοδος για πρακτική εφαρμογή στη φάση του σχεδιασμού. και κυρίως ως προς την πολυπλοκότητα της μεθόδου διότι εμπλέκονται πολλές παράμετροι από διάφορα γνωστικά αντικείμενα που

σχετίζονται με τη σεισμική μηχανική (από την κατάλληλη επιλογή επιταχυνσιογραφημάτων και τον προσδιορισμό των εδαφικών συνθηκών μέχρι τη σωστή ολοκλήρωση της διαδικασίας επίλυσης ενός πολυώροφου φορέα και εξακολουθούν να ερευνώνται σε διεθνές επίπεδο. Οι παραπάνω προϋποθέσεις καθιστούν σαφές το γεγονός ότι οι υπολογιστικές απαιτήσεις αυξάνονται αισθητά και καθιστούν την μέθοδο μη εφαρμόσιμη σε συνήθεις περιπτώσεις όπου σκοπός μας είναι η διαστασιολόγηση, ο σχεδιασμός και η αποτίμηση.

Η ανελαστική εν χρόνω ανάλυση λειτουργεί κατά κύριο λόγο κάνοντας επίλυση (κατά χρονικά βήματα), των εξισώσεων κίνησης (πολλών βαθμών ελευθερίας), οι οποίες αντιπροσωπεύουν την συμπεριφορά των πολυωρόφων κατασκευών.

Ένας μη έμπειρος μηχανικός θα πρέπει να είναι ιδιαίτερα προσεκτικός διότι μπορεί εύκολα να υποπέσει σε σφάλμα λόγω της εμπιστοσύνης που μπορεί να δείξει στην ακρίβεια των αποτελεσμάτων λόγω της αναλυτικής τεχνικής της μεθόδου και να μην κρίνει ορθά εφόσον υπάρξει κάποια πρόβλημα. Σε κάθε περίπτωση θα πρέπει να έχουμε στο μυαλό μας πως κάνουμε σε κάθε περίπτωση κάποιες παραδοχές όσον αφορά τα χαρακτηριστικά του σεισμού αλλά και τις ιδιότητες του φορέα και που σε συνδυασμό προκαλούν ένα δείκτη αβεβαιότητας ως προς την προβλεπόμενη απόκριση.

### 3.3.2.1 ΜΕΘΟΔΟΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑ ΦΟΡΤΙΣΗΣ

Στην περίπτωση που απαιτείται η διενέργεια δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης ενός φορέα με χρονοϊστορία επιταχύνσεων τότε η μέθοδος που συνήθως ενδείκνυται είναι η προσέγγιση της απευθείας ολοκλήρωσης στο χρόνο. Σε περίπτωση που ο φορέας εμφανίζει ανελαστική συμπεριφορά, ο προσδιορισμός σταθερών ιδιομορφών δεν είναι δυνατός, για τον λόγω της συνεχώς μεταβαλλόμενης (μειούμενης) δυσκαμψίας σε κάθε βήμα της ανάλυσης, επομένως η μέθοδος επαλληλίας των ιδιομορφών που χρησιμοποιήθηκε κατά τη δυναμική ελαστική ανάλυση θεωρείται ακατάλληλη για εφαρμογή. Σε περιπτώσεις στατικών συστημάτων που δημιουργούνται προκαθορισμένες θέσεις σημειακής πλαστικότητας, μια τροποποιημένη προσέγγιση της μεθόδου επαλληλίας των ιδιομορφών είναι ιδιαίτερα χρήσιμη, δίνοντας πιο απλοϊκά μία σύγκλιση των αποτελεσμάτων της ανάλυσης (Ibrahimbegovic&Wilson, 1989· Wilson, 1993). Για καλύτερα αποτελέσματα με την εφαρμογή της μεθόδου συνίσταται η εύρεση των ιδιομορφών μέσω των διανυσμάτων *Ritz*(*Ritzvectors*), τα οποία εξαρτώνται από την επιβαλλόμενη φόρτιση.

Η χρήση της Time-History είναι κυρίως ερευνητική, για την διερεύνηση φορέων και κατασκευών και μας δίνει κατά κύριο λόγο μία γενικής μάλλον παρά της τοπικής συμπεριφοράς ενός δομήματος το οποίο χαρακτηριστικό όμως την κάνει να είναι ένα σημαντικό εργαλείο σε περίπτωση αποτίμησης υφισταμένων κατασκευών ή φορέων και χρησιμοποιείται σαν εργαλείο αξιολόγησης της ακρίβειας των εξαγόμενων αποτελεσμάτων των υπόλοιπων μεθόδων ανάλυσης και κυρίως της ανελαστικής στατικής μεθόδου, σε αντίθεση με την ανελαστική δυναμική ανάλυση που ενώ είναι η ακριβέστερη από τις υπόλοιπες μεθόδους δεν χρησιμοποιείται για μεγάλο εύρος αναλύσεων λόγω του μεγάλου υπολογιστικού κόστους , την

προσεκτική επιλογή επιταχυνσιογραφημάτων αλλά και της δυσκολίας που υπάρχει για την ανάλυση των εξαγόμενων αποτελεσμάτων.

### 3.3.3 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (pushover)

{ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΠΟ ΑΥΞΑΝΟΜΕΝΗ ΈΝΤΑΣΗ}  
{STATICNON-LINEARPUSHOVERPROCEDURE}

Όταν κάνουμε λόγο για την μη γραμμική στατική ανελαστική ανάλυση υπό μονοτονικά αυξανόμενη ένταση (pushoveranalysis) αυτή η μέθοδος αποτελεί μία απλοποιημένη διαδικασία η οποία εφαρμόζεται για την εκτίμηση της απόκρισης μιας κατασκευής στην μετελαστική περιοχή. Κατά τον κανονισμό FEMA-273 [1997], η μέθοδος της μη γραμμικής στατικής ανελαστικής ανάλυσης εξηγείται ως εξής: το προσομοίωμα του φορέα που έχουμε κατασκευάσει θα πρέπει να ενσωματώνει με άμεσο τρόπο την ανελαστική απόκριση των υλικών και στοιχείων. Το προσομοίωμα αυτό, δέχεται να παραμορφωθεί μέχρι κάποιο όριο υπό την δράση μετακίνησης και με αυτόν τον τρόπο δίνεται η δυνατότητα υπολογισμού των εσωτερικών παραμορφώσεων και εντάσεων.

Μία πρόσθετη χρήση της pushover ανάλυσης είναι να υποδείξει τις πιθανές ασθενείς περιοχές της κατασκευής όταν υπόκειται σε μία φόρτιση. Καθώς επιδρά μία κατανομή οριζόντιας φόρτισης που έχουμε επιβάλλει και η ένταση της φόρτισης αυξάνεται μονοτονικά, γίνεται καταγραφή της αλληλουχίας όχι μόνο των ρωγμών, αλλά και των πλαστικών αρθρώσεων και αστοχιών των μελών της κατασκευής μέχρι την στοχευόμενη μετακίνηση ή μέχρι την στιγμή που θα γίνει η κατάρρευση του φορέα. Ο ορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης είναι ουσιαστικά η μέγιστη μετακίνηση, στην οποία ενδεχομένως να υποβληθεί το κτίριο όταν του επιβάλλουμε μιαεδαφική διέγερση.

Η οριακή τιμή της μετακίνησης όπου για αυτήν θα έχουμε τερματισμό της ανάλυσης θα μπορούσε να ερμηνευτεί ως η αναμενόμενη μετακίνηση που προκύπτει από τον σεισμό σχεδιασμού στην περίπτωση σχεδιασμού νέας κατασκευής, ή στην περίπτωση που εξετάζεται η αποτίμηση της κατασκευής να ερμηνευτεί ως η μετακίνηση που αντιστοιχεί στην αστοχία.

Η βασική παραδοχή της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης υπό μονοτονικά αυξανόμενη ένταση εξηγείται με τον εξής ορισμό, πως η απόκριση της πολυβάθμιας κατασκευής μπορεί να συσχετιστεί με την απόκριση ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος εφόσον ορίσουμε κατάλληλη υστερητική συμπεριφορά. Αυτό ουσιαστικά μας εξηγεί ότι η δυναμική απόκριση του πολυβάθμιου συστήματος ελέγχεται από μόνο μία ιδιομορφή και ότι το σχήμα της ιδιομορφής {Φ} διατηρείται σταθερό στην εν χρόνω ανάλυση, ανεξαρτήτως από το μέγεθος των παραμορφώσεων. Διάφορες εργασίες ερευνητών αν και οι παραδοχές αυτές δεν είναι απόλυτα ακριβής, μας δείχνουν ότι τα αποτελέσματα είναι αρκετά κοντά σε ακρίβεια όσον αφορά τη μέγιστη σεισμική απόκριση των πολυβάθμιων συστημάτων, όταν υπάρχει κάποια σύγκριση με αντίστοιχα αποτελέσματα μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων, όταν θέτουμε ως προϋπόθεση πως από μία και μόνο ιδιομορφή θα επικρατεί στην απόκριση.

Η pushoverπαρέχει με απλουστευμένο τρόπο πληροφορίες στους Μελετητές και επομένως δίνει την δυνατότητα για την παρακολούθηση της αλληλουχίας της



διαρροής ή/και αστοχίας των μελών, καθώς και παρακολούθησης σε κάθε βήμα της εξέλιξης, καθώς και της καμπύλης αντίστασης όλου του δομήματος.

Η μη γραμμική στατική ανάλυση είναι μέθοδος που προέκυψε από αρκετούς ερευνητές (SaiidiandSozen, 1981, FajfarandGaspersic, 1996, Braccietal., 1997 και Antoniou, 2002, μεταξύ άλλων) και μετράει περίπου 25 χρόνια από την εμφάνισή της. Ο κανονισμός FEMA-273 [1997] δίνει ιδιαίτερη σημασία στην μέθοδο αυτή όπου όχι μόνο περιγράφεται αλλά και προτείνεται ως εργαλείο για τον σχεδιασμό και την αποτίμηση.

Μας παρέχει ικανοποιητικά αποτελέσματα εφόσον υπάρχουν οι εξής προϋποθέσεις, αρχικά οι φορείς να χαρακτηρίζονται «κανονικοί», με χαμηλή συμμετοχή των ανώτερων ιδιομορφών απόκρισης (EC8 §4.3.3.4.2.1, ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.2α).

Η μέθοδος είναι από τις βασικές που χρησιμοποιούνται κατά την φάση του σχεδιασμού μίας κατασκευής ή ενός φορέα και σε πολλούς κανονισμούς υπάρχουν χρήσεις της ως κύρια αλλά και ως συμπληρωματικής μεθόδου για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς κατασκευών και φορέων. Οι κανονισμοί που κάνουν τις αναφορές στην μέθοδο είναι οι εξής (EC8 §4.3.3.1(4) και §4.3.3.4.2, ΚΑΝ.ΕΠΕ. §2.4.3.3 και §5.7). Άλλοι Κανονισμοί οι οποίοι κάνουν αναφορά στην χρήση της μεθόδου πέρα από τα ευρωπαϊκά πρότυπα σαν μορφή συμπληρωματικών κειμένων κανονιστικού χαρακτήρα (FEMA 440, FEMA 450 §5 Appendix A), παραμένει όμως η χρήση της κυρίως στις περιπτώσεις σεισμικής αποτίμησης και ενίσχυσης υφισταμένων κτιρίων (ASCE 41-13).

Η μέθοδος κατά κύριο λόγο στους κανονισμούς FEMA356, 2000 αλλά και Eurocode 8, 2002 χρησιμοποιεί την μέθοδο με βάση τις μετακινήσεις (Displacement Coefficient Method).

Ένα στοιχείο που μας παρέχει αυτή η μέθοδος είναι η καμπύλη ικανότητας (ή καμπύλη αντίστασης) της κατασκευής, σε αυτή την καμπύλη μας δίνεται μία σαφή εικόνα που αφορά την μεταβολή της τέμνουσας βάσης με τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου και η θέση του οποίου κατά κύριο λόγο αφορά το κέντρο μάζας στην κορυφή του φορέα (EC8 §4.3.3.4.2.3, ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.3.2).

Στο Εθνικό Προσάρτημα του EC8 §4.3.3.1(4), η ανελαστική στατική μέθοδος μπορεί να χρησιμοποιηθεί για κατασκευές του Ελληνικού χώρου μόνο στην περίπτωση που αυτή θα συνδυαστεί με τη δυναμική φασματική μέθοδο ανάλυσης και θα υπάρξει μεγαλύτερη ακρίβεια στα αποτελέσματα. Επίσης δεν θα πρέπει να ληφθούν υπόψη τυχόν ευνοϊκότερα αποτελέσματα, σε σχέση με τη δυναμική φασματική ανάλυση, μόνο στις εξής περιπτώσεις θα μπορεί να γίνει κάποια εξαίρεση:

- κτίρια που έχουν ενισχυθεί με συσκευή σεισμικής μόνωσης,
- έλεγχο ή διόρθωση του συντελεστή υπεραντοχής  $\alpha_u/\alpha_1$  που χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ ,
- στην περίπτωση όπου γίνεται αποτίμηση της συμπεριφοράς υφιστάμενων ή ενισχυόμενων κτιρίων.

Υπήρξε θέμα διαλόγου και σύγκρισης μεταξύ της δυναμικής με την στατική ανάλυση σε συγκεκριμένες στάθμες φόρτισης, κάποιες από αυτές αφορούν την στάθμη σχεδιασμού ή την αντίστοιχη μετακίνηση οροφής από την μη γραμμική στατική ανάλυση ίση με την μέγιστη μετακίνηση της δυναμικής ανάλυσης, έχουμε την παράθεση των αποτελεσμάτων κυρίως στοχευμένα στα εξής χαρακτηριστικά, στην μετακίνηση οροφής, τους δείκτες βλαβών καθώς και την υστερητική ενέργεια. Επίσης συναντάται και η εξής μορφή σύγκρισης που αφορά τα διαγράμματα δύναμης – μετακίνησης από δυναμικές αναλύσεις επιβαλλόμενες σε συνεχή αυξανόμενη ένταση επιταχυνσιογραφήματος μέχρι την αστοχία. Εξάγουμε την περιβάλλουσα λαμβάνοντας τις μέγιστες τιμές της κάθε δυναμικής ανάλυσης και εν συνεχεία γίνεται μία σύγκριση με τα αποτελέσματα της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης για διάφορες κατανομές της οριζόντιας δύναμης, με τον συγκεκριμένο τρόπο μας παρέχετε και η πλήρης δυνατότητα σύγκρισης των δύο εξεταζόμενων μεθόδων.

### 3.3.3.1 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΠΟΥ ΜΠΟΡΟΥΜΕ ΝΑ ΕΞΑΓΟΥΜΕ ΑΠΟ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ PUSHOVER

Η μη γραμμική ανελαστική στατική ανάλυση είναι ένα βασικό μέσο από το οποίο μπορούμε να εξάγουμε βασικές πληροφορίες για την απόκριση της κατασκευής οι οποίες δεν ήταν δυνατό να αποκτηθούν με τις συμβατικές ελαστικές μεθόδους (είτε στατικές, είτε δυναμικές). Μερικά από τα χαρακτηριστικά της απόκρισης τα οποία μπορεί να εξαχθούν από την μέθοδο αυτή είναι τα εξής [Krawinkler and Seneviratna, 1998]:

- Στοιχεία τα οποία είναι ψαθυρά να μπορεί να δοθεί το κατά δύναμιν καλύτερη προσέγγιση της εντατικής τους κατάστασης (όπως στοιχεία τα οποία είναι ευαίσθητα σε τέμνουσα, κόμβοι κλπ.).
- Να μπορεί να δοθεί μία πρώτη εικόνα των μέγιστων αναμενόμενων παραμορφώσεων σε στοιχεία, τα οποία ενδεχομένως να παραμορφωθούν ανελαστικά και επρόκειτο να απορροφήσουν την ενέργεια που μεταδίδεται στην κατασκευή από την εδαφική διέγερση.
- Μία γενική αρχική εικόνα των επιπτώσεων, οι οποίες θα προκύψουν από την μείωση της απόκρισης
- Να μπορεί να γίνει μία εκτίμηση των θέσεων των κρίσιμων περιοχών στις οποίες οι ανελαστικές παραμορφώσεις αναμένονται να είναι υψηλότερες του κανονικού.
- Να μπορεί να γίνει ο εντοπισμός τυχόν ακανονικοτήτων της αντοχής σε κάτοψη και καθ' ύψος, οι οποίες ενδέχεται να προκαλέσουν αλλαγές στα δυναμικά χαρακτηριστικά στην ανελαστική κυρίως περιοχή.
- Να δοθεί μία πρώτη εικόνα που αφορά τις σχετικές μετακινήσεις λόγω των ακανονικοτήτων της αντοχής και της δυσκαμψίας, που θα μπορούσε να οδηγήσει στον περιορισμό των βλαβών σε μη-φέροντα στοιχεία και την εκτίμηση των φαινομένων δευτέρας τάξεως.
- Να μπορεί να γίνει μία αρχική πρόβλεψη της αλληλουχίας της διαρροής και αστοχίας των μελών, αλλά και μετέπειτα της εξέλιξης της συνολικής καμπύλης αντίστασης της κατασκευής.

- Να είμαστε σε θέση να διαπιστώσουμε πως έχουμε επάρκεια του φορτίου κάνοντας μία θεώρηση για όλα τα φέροντα και μη-φέροντα στοιχεία της κατασκευής.

Κάνοντας μία σύγκριση με τις υπόλοιπες μεθόδους των Κανονισμών, οι οποίες βασίζονται στην μέθοδο των δυνάμεων, η μη γραμμική στατική ανάλυση υπό αυξανόμενη ένταση, έχουμε σε αυτή την μέθοδο καλύτερη απεικόνιση της ανελαστικότητας των μελών της κατασκευής, και κυρίως για τον λόγο πως η βάση της μεθόδου είναι οι μετακινήσεις, θεωρείται καταλληλότερη μέθοδος για σχεδιασμό με στάθμες επιτελεστικότητας. Η μέθοδος απαιτεί μεγάλη υπολογιστική ισχύ και πρόσθετο κόστος ανάλυσης όμως προσφέρει μεγάλες δυνατότητες που προκύπτουν από την προσομοίωση της ανελαστικής συμπεριφοράς των φερόντων και μη-φερόντων στοιχείων, τα οποία συμβάλλουν στην κατανομή του οριζοντίου φορτίου.

### 3.3.3.2 ΔΙΑΦΟΡΑ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ ΟΣΟΝ ΑΦΟΡΑ ΤΗΝ PUSHOVER

Οι αντισεισμικοί κανονισμοί (FEMA 356, EC-8) μας δίνουν την δυνατότητα να κάνουμε χρήση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης όταν σκοπός της μελέτης είναι η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών. Όταν όμως έχουμε την περίπτωση όπου η συνεισφορά των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, ο κανονισμός FEMA 356 μας υποχρεώνει σε ταυτόχρονη χρήση και της δυναμικής φασματικής μεθόδου, ενώ ο Ευρωκώδικας 8 δεν μας υποχρεώνει σε κάτι ανάλογο όταν κάνουμε χρήση της ανελαστικής στατικής μεθόδου ανάλυσης. Και οι δύο κανονισμοί για να μπορέσουν να «περιβάλλουν» την πραγματική απόκριση της κατασκευής και να έχουμε ορθολογικά αποτελέσματα απαιτούν τουλάχιστον δύο καθ' ύψος κατανομές της εγκάρσιας φόρτισης. Πιο συγκεκριμένα στον FEMA 356 προβλέπεται να γίνει χρήση δύο κατανομών από δύο ομάδες:

Η πρώτη ομάδα θα περιλαμβάνεται μία κατανομή που θα είναι όμως ανάλογη των υψών του κάθε ορόφου, μία κατανομή που ακολουθεί τη θεμελιώδη ιδιομορφή και άλλη μία κατανομή η οποία είναι ανάλογη των τεμνουσών των ορόφων. Αυτές τις ιδιομορφές θα την λάβουμε από την επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων της κατασκευής αφού όμως πρώτα λάβουμε υπόψη μας και ανώτερες ιδιομορφές.

Η δεύτερη ομάδα θα αποτελείται από μία ομοιόμορφη κατανομή (που θα πρέπει όμως να είναι ανάλογη της μάζας και των ορόφων) καθώς και μία προσαρμοζόμενη κατανομή. Αντίθετα ο Ευρωκώδικας 8 πιο απλοϊκός σε διαδικασίες περιλαμβάνει «ομοιόμορφη» και μία «ιδιομορφική» κατανομή.

### 3.3.3.3 ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΙ ΤΗΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Όταν επιδιώκουμε τον υπολογισμό της αναμενόμενης παραμόρφωσης είναι προτιμότερο να γίνεται χρήση μη γραμμικής στατικής ανάλυσης υπό σταδιακά αυξανόμενη ένταση από τις ελαστικές μεθόδους. Αυτό έγκειται στο γεγονός πως πρόκειται για μία πιο απλή μέθοδο από την εν χρόνω ανάλυση για κοινή χρήση. Αποτελεί μία πολύ χρήσιμη μέθοδος όπου όμως θα πρέπει να γίνει καλή αξιολόγηση των αποτελεσμάτων επομένως χρειάζεται καλή γνώση του θεωρητικού υποβάθρου. Παρουσιάζει, όμως, σημαντικά ελαττώματα και περιορισμούς, τα οποία αναφέρονται παρακάτω:

- Δεν υπάρχει σαφές θεωρητικό υπόβαθρο της μεθόδου. Μία βασική θεώρηση της μεθόδου είναι πως η απόκριση της πολυβάθμιας κατασκευής συσχετίζεται άμεσα με το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα όπως αναλύσαμε προηγουμένως. Σε κάποιες περιπτώσεις στην απόκριση επικρατεί μία και μόνο θεμελιώδη ιδιομορφή, όμως δεν μπορεί να γενικευτεί ή να ληφθεί ως ότι ορίζεται κατά κανόνα. Ενδέχεται να υπάρχει σημαντική διαφορά και απόκλιση όσον αφορά την δυναμική εν χρόνω ανάλυση, σε σχέση με το σχήμα της θεμελιώδους ιδιομορφής, ανάλογα βέβαια με τον βαθμό ανελαστικότητας και την θέση των βλαβών.
- Επομένως, μπορεί να υπάρχει ανακρίβεια ως προς τις παραμορφώσεις για τους φορείς των οποίων οι υψηλότερες ιδιομορφές είναι σημαντικές, καθώς η μέθοδος αγνοεί την συμβολή των υψηλότερων ιδιομορφών στην ολική απόκριση.
- Υπάρχει αισθητή δυσκολία στην προσομοίωση φαινομένων τρισδιάστατης συμπεριφοράς και στρεπτικά φαινόμενα. Η μη γραμμική στατική ανάλυση κατά κύριο λόγο έχει την εφαρμογή της σε δισδιάστατα προσομοιώματα. Επομένως δεν έχουν επιλυθεί απόλυτα τα προβλήματα που αφορούν τρισδιάστατα ασύμμετρα συστήματα, με ακανονικότητες στην μάζα ή την δυσκαμψία και ο λόγος είναι ότι η κατανομή της φόρτισης, καθώς και ο τρόπος υπολογισμού της μετακίνησης που αναμένουμε να επέλθει στον φορέα δεν είναι απόλυτα διακριτός και ξεκάθαρος σε αυτές τις εφαρμογές. Επίσης δεν έχει ακόμα δοθεί σαφή λύση στον τρόπο εφαρμογής των οριζοντίων φορτίων στην μία ή και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις.
- Η κύρια βάση στην οποία στηρίζεται η μη γραμμική στατική ανάλυση είναι η μέθοδος των δυνάμεων, αυτό έγκειται στον λόγο πως υπάρχει μίας αδυναμίας της μεθόδου όσον αφορά τις μετακινήσεις και αυτή είναι να μπορεί να εντοπίσει σημαντικές δομικές αδυναμίες, όπως για παράδειγμα είναι η ακανονική κατανομή υπεραντοχών. Σε θεωρητικό επίπεδο ενδεχομένως να ήταν ορθότερο, αρχικά να επιβάλλονται μετακινήσεις, οι οποίες να είναι κατάλληλα τροποποιημένες κατά την κατανομή τους για τις διάφορες στάθμες της επιβαλλόμενης παραμόρφωσης.
- Ένα σημαντικό μειονέκτημα της μεθόδου είναι πως δεν λαμβάνεται υπόψη η σταδιακή μείωση της δυσκαμψίας του φορέα, η οποία λαμβάνει χώρα στην ανακυκλιζόμενη μη γραμμική σεισμική φόρτιση. Αυτή η μείωση έχει σημαντικά αποτελέσματα όπως η μεταβολή της ιδιοπεριόδου και των

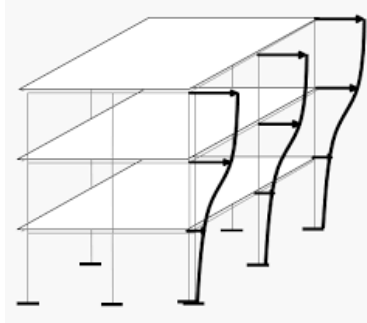
χαρακτηριστικών των ιδιομορφών που επηρεάζουν την φόρτιση και οφείλονται στην σεισμική εδαφική διέγερση.

- Ενώ η μέθοδος αυτή δίνει τη δυνατότητα να εντοπίσουμε τον πρώτο τοπικό μηχανισμό που θα δημιουργηθεί κατά την διάρκεια ενός σεισμού που έχουμε επιβάλλει, δεν έχουμε την δυνατότητα να μπορούμε να εντοπίσουμε και άλλες αδυναμίες της κατασκευής που ενδέχεται να προκληθούν όταν, θα αλλάξουν τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής, αφού πρώτα έχουμε την δημιουργία του πρώτου μηχανισμού.
- Κάποιοι επίσης περιορισμοί αφορούν την κατανομή της οριζόντιας δράσης. Η κατανομή που επιβάλλουμε στην ανάλυση μπορεί σε ορισμένες περιπτώσεις να ευνοήσει κάποιες παραμορφώσεις και αντίστοιχα να υποκρύψει κάποιες άλλες. Μία κατανομή η οποία θα είναι στο σύνολο της ανάλυσης μεταβαλλόμενη ενδεχομένως να είναι σε θέση να δώσει πιο αξιόπιστα αποτελέσματα.
- Λόγω του είδους της ως στατική μέθοδος δίνει την μεγαλύτερη βάση στην παραμορφωσιακή ενέργεια της κατασκευής, ενώ δεν λαμβάνει τόσο υπόψη της άλλες μορφές απορρόφησης ενέργειας που σχετίζονται με την δυναμική απόκριση, όπως είναι η κινηματική ενέργεια καθώς και η ενέργεια λόγω της ιξώδους απόσβεσης. Σαν μέθοδος θα πρέπει επίσης να λάβουμε ως δεδομένο πως δεν εξετάζει φαινόμενα που σχετίζονται κατά το σύνολό τους με την διάρκεια της σεισμικής φόρτισης καθώς και την απαίτηση αθροιστικής απορρόφησης ενέργειας.
- Η οριζόντια συνιστώσα του σεισμού είναι το μόνο που εξετάζεται και λαμβάνεται υπόψη στην μέθοδο αυτή. Αυτό συμβαίνει για τον λόγο πως η κατακόρυφη συνιστώσα, αν και μπορεί να είναι πολύ σημαντική σε ορισμένες περιπτώσεις, σε αυτή την μέθοδο αγνοείται καθώς δεν μπορεί να συνδυαστεί με δράσεις που λαμβάνουν την κατακόρυφη εδαφική μετακίνηση.
- Στην μέθοδο αυτή υπάρχει ένα είδους διαχωρισμός της απαίτησης από την αντίσταση. Με την θεώρηση πως η ανελαστική απόκριση της κατασκευής εξαρτάται από την φόρτιση και η ικανότητα της κατασκευής σχετίζεται με την σεισμική απαίτηση καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι ένας τέτοιου είδους διαχωρισμός δεν είναι ορθός.

Αυτό μας οδηγεί στο συμπέρασμα πως η μη γραμμική στατική ανάλυση στερείται αρκετά σημαντικών χαρακτηριστικών έναντι της δυναμικής μη γραμμικής ανάλυσης, καθιστώντας την ως το πιο ακριβές εργαλείο ανάλυσης και αποτίμησης και αυτό επίσης μας κάνει σαφές το εξής συμπέρασμα. Πως δεν μπορεί να γίνει αντικατάσταση της δυναμικής μη γραμμικής ανάλυσης παρά μόνο εάν θέσουμε κάποιους βασικούς όρους. Βάσει ερευνών που έχουν διεκπεραιωθεί έχουν δείξει πως υπάρχουν πιθανές βελτιώσεις της μεθόδου και αυτές μπορούν να επιτευχθούν εφόσον γίνει η επιβολή αναπροσαρμοζόμενης κατανομής μετακινήσεων κατά την διάρκεια της ανάλυσης ώστε να μπορεί να υπάρξει βελτίωση των αποτελεσμάτων της.

### 3.3.3.4 ΑΔΥΝΑΜΙΑ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ PUSHOVER

Έχει ως αδυναμία πως δεν μπορεί να εκτιμήσει με ακρίβεια την δυναμική συμπεριφορά που παρουσιάζει η κατασκευή και ειδικότερα στην περίπτωση που είναι σημαντική η συνεισφορά των ανώτερων ιδιομορφών στη σεισμική απόκριση του φορέα. Καθοριστικό ρόλο στα αποτελέσματα παίζουν οι παράμετροι που έχουν οριστεί για τα οριζόντια σεισμικά φορτία που επιβάλλονται. Η μετακίνηση της οροφής της κατασκευής που έχει οριστεί να είναι ως παράμετρος ελέγχου και συνολικής απόκρισης της κατασκευής είναι υπό αμφοβολίες όπως επίσης και το εμβαδό της καμπύλης τέμνουσας βάσης – μετακίνησης οροφής (καμπύλη Pushover) που δεν έχει φυσική σημασία και για τον λόγο αυτό έχει ερευνηθεί και έχει προταθεί μία αντίστοιχη μετακίνηση η ισοδύναμη μετακίνηση, εργικά ανταποκρινόμενη, από τους Hernandez-Montes, Kwon, Aschheim, το έτος 2004.



Σχήμα 3.2. Pushover ανάλυση σε κτίριο (τρισδιάστατη απεικόνιση).

### 3.3.3.5 ΕΠΕΞΗΓΗΣΗ ΜΕΘΟΔΟΥ ΣΤΑ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΑ

Η ανελαστική στατική ανάλυση, (pushover analysis ή όπως αναφέρεται και στα λογισμικά ως nonlinear static analysis, που ουσιαστικά είναι στατική υπερωθητική ανάλυση ή μέθοδος ελέγχου των μετακινήσεων).

Ξεκινώντας από την παραδοχή πως οι κατασκευές θα εκδηλώσουν ανελαστική συμπεριφορά κατά την διάρκεια σεισμών ισχυρής εντάσεως. Για την εν λόγω παραδοχή γίνεται ανάλυση μέσω προγραμμάτων για την κατά το δυνατόν καλύτερη, αποδοτικότερη και πλησιέστερη στα πραγματικά δεδομένα της ανελαστικής συμπεριφοράς των κατασκευών για την αποκάλυψη αδυναμιών της κατασκευής, όπως η δημιουργία μηχανισμού ορόφου, αυξημένες απαιτήσεις μετακινήσεων, καθ' ύψος ακανονικότητες της αντίστασης, καθώς και πιθανή συγκέντρωση ανελαστικότητας σε ψαθυρά στοιχεία.

Όταν χρειάζεται να μοντελοποιήσουμε την εκτέλεση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης θα πρέπει να προσομοιώσουμε τη δυνατότητα ανελαστικής συμπεριφοράς σε κάποια προκαθορισμένα σημεία του φορέα και αυτό μπορεί να πραγματοποιηθεί με τη χρήση των σημειακών πλαστικών αρθρώσεων (hinges). Αποτελεί βασική παράμετρος και προτεραιότητα να δώσουμε κατάλληλες πληροφορίες στο πρόγραμμα που θα τρέξει την ανάλυση σχετικά τόσο με τις ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων όσο και με τις διάφορες παραμέτρους της ανάλυσης. Από την στιγμή επίσης που έχουμε αυτόματο υπολογισμό της ανελαστικής συμπεριφοράς της κάθε διατομής (υποστυλώματος και δοκού), πρέπει

να υπάρχουν αρκετά δεδομένα τα οποία να διακρίνονται από σαφήνεια ώστε να δίνουν με ακρίβεια την περιγραφή των ιδιοτήτων της διατομής.

### 3.3.3.6 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΡΘΡΩΣΕΩΝ (HINGES)

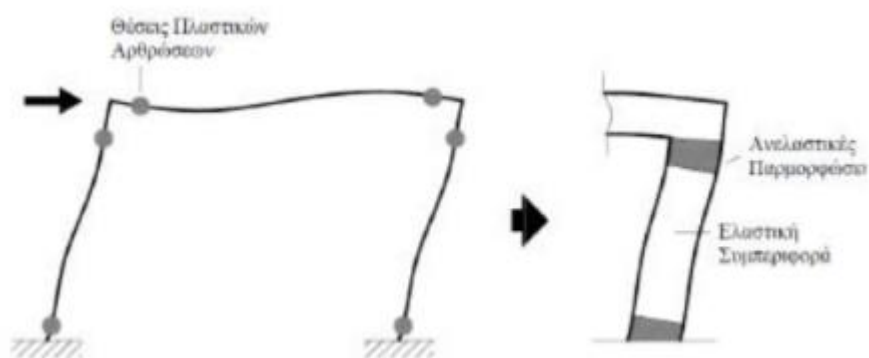
Όσον αφορά τις θέσεις πιθανής ανάπτυξης πλαστικών αρθρώσεων κατά κύριο λόγο ορίζονται οι διατομές στην αρχή και στο τέλος των δομικών στοιχείων, αυτό έγκειται στο γεγονός πως σε εκείνες τις περιοχές έχουμε την ανάπτυξη των μέγιστων καμπτικών ροπών κατά τη διάρκεια της σεισμικής φόρτισης. Δίνεται ένας τύπος για τις πλαστικές αρθρώσεις και αυτός αναφέρεται σε καθαρή κάμψη για τις δοκούς, ενώ για τα υποστυλώματα έχουμε αλληλεπίδραση διαξονικής κάμψης με αξονικό φορτίο.

Πλαστική άρθρωση σε μια διατομή δημιουργείται στην περίπτωση που η ροπή από την ανάλυση ξεπεράσει την αντίστοιχη ροπή διαρροής. Εάν δεν ξεπεραστεί η αντοχή του στοιχείου τότε το δομικό στοιχείο συμπεριφέρεται ελαστικά και δεν έχουμε την δημιουργία των πλαστικών αρθρώσεων.

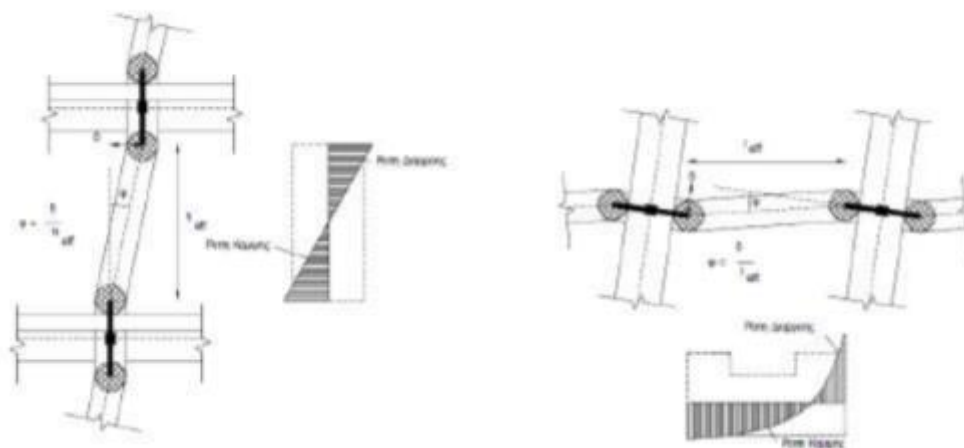
Ανάλογα τα υλικά αλλά και τις διατομές που έχουμε ορίσει στον φορέα της κατασκευής γίνεται υπολογισμός των ιδιοτήτων των πλαστικών αρθρώσεων.

Γίνεται από τον χρήστη του εκάστοτε προγράμματος ένας ορισμός μίας νέας φορτιστικής κατάστασης στατικού τύπου, η οποία περιέχει ένα συνδυασμό κατακόρυφων φορτίων  $G+0.3Q$  ταυτόχρονα όμως με τα σεισμικά φορτία.

Από το βήμα αυτό θα προκύψουν κάποιες τιμές εντατικών μεγεθών από τον συγκεκριμένο συνδυασμό, όπου θα χρησιμοποιηθούν για την αυτόματη προσαρμογή των διαγραμμάτων στις πλαστικές αρθρώσεις.



Σχήμα 3.3 Πλαστικές αρθρώσεις σε κτίριο και σε αντίστοιχα σε κόμβο.



Σχήμα 3.4 Πλαστικές αρθρώσεις σε κτίριο και σε αντίστοιχα σε κόμβο και διαγράμματα ροπών.

### 3.3.3.7 ΔΥΝΑΤΟΤΗΤΕΣ ΣΥΓΚΡΙΣΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΩΝ ΔΥΟ ΜΕΘΟΔΩΝ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Οι μέθοδοι Pushover και της Time-History έχουν αρκετές ομοιότητες, αλλά και διαφορές όσον αφορά την δυνατότητα εφαρμογής τους στον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών, αλλά και την άμεση ή έμμεση σύγκριση των τιμών των μεγεθών απόκρισης που παρέχουν οι δύο μέθοδοι. Η σύγκριση των μεγεθών απόκρισης (των μετακινήσεων, τάσεις-δυνάμεις και υστερητική ενέργεια) σχετικά με την μεταβολή τους σχετικά με τον χρόνο για συγκεκριμένο προκαλούμενο σεισμό δεν μπορεί να υλοποιηθεί. Όμως μας παρέχεται η δυνατότητα να γίνουν κάποιες συγκρίσεις μεταξύ των δύο μεθόδων όπως προκύπτουν από την εφαρμογή της Time-History και της Pushover. Πιο συγκεκριμένα:

- Μπορεί να πραγματοποιηθεί σύγκριση των τεμνουσών της βάσης που αντιστοιχούν σε δεδομένη τιμή μετακίνησης της οροφής του κτιρίου αλλά και το αντίστροφο.
- Μπορεί να πραγματοποιηθεί σύγκριση των μετακινήσεων των ορόφων που αντιστοιχούν σε δεδομένη τιμή της τέμνουσας βάσης και το αντίστροφο.
- Μπορεί να πραγματοποιηθεί σύγκριση του αριθμού των δημιουργούμενων πλαστικών αρθρώσεων στο κτίριο για δεδομένη τέμνουσα βάση και το αντίστροφο.

Έπειτα από χρόνια σύγκριση των μεθόδων και αρκετών ερευνών επί του θέματος μεταξύ της στατικής ανελαστικής ανάλυσης και της χρονοϊστορίας, κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι η Pushover δίνει καλύτερα αποτελέσματα και επομένως είναι αρτιότερο να προτιμάτε για χαμηλά κτίρια με μικρή θεμελιώδη ιδιοπερίοδο και κανονικά στη μορφή. Υπήρξε και μία πρόταση για να γίνει χρήση περισσότερων της μίας κατανομής οριζόντιων δυνάμεων. Αναφορικά με τις μελέτες που επιτέλεσαν οι Lawson, Vance & Krawinkler (1994), πραγματοποίησαν μία σύγκριση των αποτελεσμάτων (συγκεκριμένα στις μετακινήσεις ορόφων, στροφές πλαστικών αρθρώσεων, υστερητική ενέργεια) από διάφορους τύπους μεταλλικών πλαισιακών



φορέων, για να οδηγηθούν στο αποτέλεσμα αλλά και στην απάντηση της ερώτησης του πότε, γιατί και πως θα πρέπει να χρησιμοποιείται η Pushover αντί της Time-History.

Μία άλλη πρόταση ήρθε από τους Kalkan&Kunnath(2004) για μία εναλλακτική μορφή της μεθόδου Pushover η οποία πραγματοποιεί επαλληλία ιδιομορφών για τον προσδιορισμό της κατανομής των οριζόντιων φορτίων κατά την διάρκεια της ανάλυσης. Για την αξιολόγηση της νέας μορφής μεθόδου αυτής οι ερευνητές προέβησαν σε μια σύγκριση των μεγεθών απόκρισης, όπως για παράδειγμα οι διαφορικές μετατοπίσεις των ορόφων και οι απαιτήσεις πλαστιμότητας των δομικών στοιχείων, όπως αυτά προέκυψαν από την χρήση της μεθόδου και αναλύθηκαν σε σχέση με τα αντίστοιχα αποτελέσματα μεθόδων της ανάλυσης Pushover και της Time-History.

Άλλοι ερευνητές όπως Papanikolaou, Elnashai & Pareja (2005) ασχολήθηκαν εκτενέστερα με την δυνατότητα εφαρμογής της ανελαστικής στατικής ανάλυσης ώστε να μπορεί να γίνει μία πρώιμη μελέτη και ανάλυση της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών, διενεργώντας αρκετά πειράματα και εξάγοντας πολλά αποτελέσματα από την χρήση των αναλύσεων Pushover από διάφορους τύπους κατασκευών και εν συνεχεία πραγματοποίησαν συγκρίσεις με αποτελέσματα από τις υπόλοιπες μεθόδους ανελαστικών δυναμικών αναλύσεων κάνοντας χρήση επιταχυνσιογραφημάτων από ισχυρούς σεισμούς. Τα αποτελέσματα που εξήγαγαν οδηγούν στο εξής συμπέρασμα:

- Η Pushover ανάλυση χρειάζεται περαιτέρω βελτίωση ώστε να είναι σε θέση να εξάγει αποτελέσματα για την δυναμική απόκριση τρισδιάστατων ασύμμετρων κατασκευών και αυτό οφείλεται στον λόγο πως δεν λαμβάνει υπόψη σε επαρκή βαθμό στρεπτικά φαινόμενα που επηρεάζουν την κατασκευή ή τον φορέα.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

### 4.1 ΕΠΕΞΗΓΗΣΗ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΗΜΙΑΚΑΜΠΤΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ



Οι μεταλλικές κατασκευές επί της ουσίας χρησιμοποιούνται κυρίως για τον λόγο ότι απλοποιούν και διευκολύνουν την ανάλυση αλλά και την διαστασιολόγηση των κατασκευών. Όμως παραβλέπουν την συμπεριφορά των κόμβων σε πραγματικές συνθήκες.

Οι ημιάκαμπτοι κόμβοι χρησιμοποιούνται ως προς την οικονομία και ασφάλεια που διαθέτουν και χρησιμοποιούνται επίσης και σε συνδυασμό με τα αντιστηριζόμενα πλαίσια (braced frames). Παρουσιάζουν έντονα μη γραμμική συμπεριφορά με αποτέλεσμα η ανάλυση και διαστασιολόγηση των πλαισίων να καθίσταται χρονοβόρα και δύσκολη.

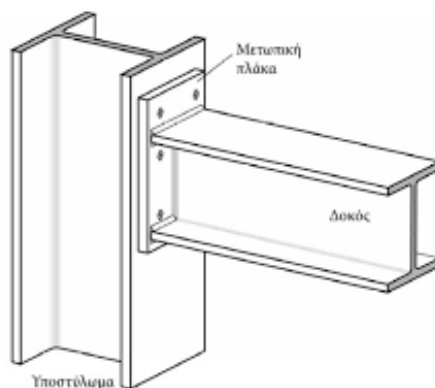
Στον δομικό σχεδιασμό η αποτελεσματική εκμετάλλευση των ημιάκαμπτων συνδέσεων προϋποθέτει τη χρήση πολύπλοκων και χρονοβόρων μεθόδων υπολογισμού καθώς για να επιτευχθεί η βέλτιστη δυνατή λύση χρειάζεται να ακολουθήσει επαναληπτική διαδικασία.

Ιδιαίτερη σημασία έχουν οι μέθοδοι που στοχεύουν στην πρόβλεψη των γεωμετρικών και μηχανικών ιδιοτήτων των κόμβων, γιατί βοηθούν στην ερμηνεία της στροφικής απόκρισης των κόμβων στην καθημερινή μελετητική πρακτική.

Οι συνδέσεις αποτελούν ένα από τα σημαντικά στοιχεία των κατασκευών από χάλυβα. Οι μηχανικές ιδιότητες που διαθέτουν επηρεάζουν σε μεγάλο βαθμό την αντοχή, δυσκαμψία και την ευστάθεια συνολικά της κατασκευής.

Η ταξινόμηση των κόμβων αφορά διάφορα κριτήρια τα οποία είναι ο τρόπος σύνδεσης, τα δομικά στοιχεία που συνδέουν, το μεταφερόμενο εντατικό μέγεθος στο εσωτερικό του κόμβου, η αντοχή, η στροφική δυσκαμψία και η πλαστιμότητα του κόμβου.

Επίσης υπάρχει και ταξινόμηση ανάλογα τον τρόπο σύνδεσης, πρώτα εμφανίστηκαν οι κοχλιώσεις, έπειτα οι συνδέσεις με βλήτρα, στην πορεία οι ηλώσεις και τέλος οι συγκολλήσεις. Ως επί το πλείστον σήμερα το μεγαλύτερο ποσοστό των συνδέσεων καταλαμβάνουν οι κοχλιώσεις και οι συγκολλήσεις.



Σχήμα 4.1 Σύνδεση Δοκού-Υποστυλώματος.

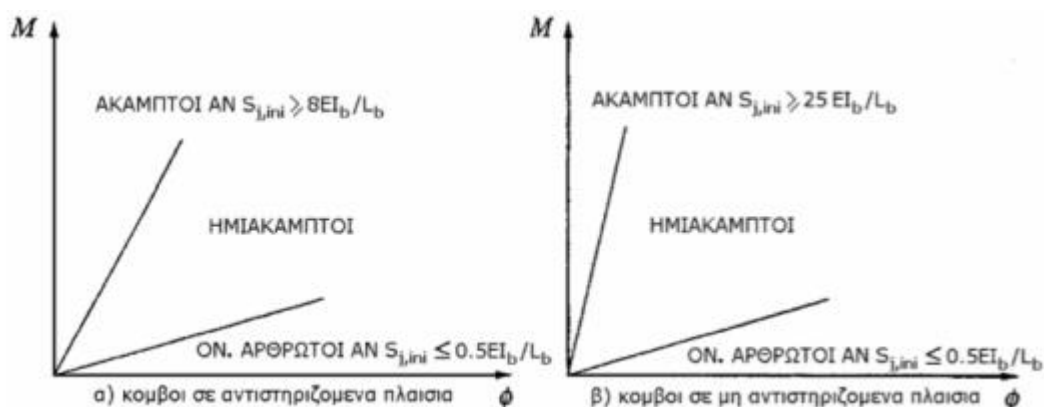
Οι κόμβοι διακρίνονται ανάλογα με τα δομικά στοιχεία που συνδέουν σε

- Κόμβους, δοκού υποστυλώματος
- Συνέχειας υποστυλώματος
- Κόμβους με δικτυωτούς συνδέσμους
- Κόμβους δοκού-δοκού
- Βάσης υποστυλώματος

Ανάλογα το εντατικό μέγεθος που μεταφέρουν στο εσωτερικό τους διακρίνονται σε

- Αξονική θλίψη ή εφελκυσμό γενικά
- Εφελκυστική δύναμη τοπικά
- Θλιπτική δύναμη τοπικά
- Τέμνουσα δύναμη μέσω της σύνδεσης
- Τέμνουσα δύναμη μέσω της ζώνης κορμού υποστυλώματος

Όσον αφορά την στρωφική δυσκαμψία, ο Ευρωκώδικας 3 (CEN 1992) καθώς και το αναθεωρημένο παράρτημα J, προτείνουν οι κόμβοι δοκού – υποστυλώματος να διακρίνονται ως άκαμπτοι, ημιάκαμπτοι και ονομαστικά αρθρωτοί. Συγκρίνουν την στρωφική τους δυσκαμψία  $S_{j,ini}$  με τα όρια ταξινόμησης που φαίνονται στο σχήμα



Σχήμα 4.2 Σημείο διάκρισης κόμβου σε άκαμπτο, ημιάκαμπτο και ονομαστικά αρθρωτό.

Τα όρια ταξινόμησης εξαρτώνται από την ροπή αδρανείας  $I_b$  και το άνοιγμα  $L_b$  της συνδεδεμένης δοκού.

#### 4.1.1 ΟΡΙΑ ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗΣ ΕΝΟΣ ΚΟΜΒΟΥ ΣΕ ΑΚΑΜΠΤΟ Η ΜΗ

Υπάρχουν κάποια κριτήρια τα οποία ορίζουν αν ένας κόμβος θεωρείται άκαμπτος Ένας κόμβος θεωρείται άκαμπτος εφόσον η στρωφική του δυσκαμψία είναι μεγαλύτερη από  $E I_b / L_{ef}$ , όπου  $L_{ef}$  είναι ένα μήκος αναφοράς που δεν εξαρτάται από το μήκος της δοκού.

Παρακάτω συνοψίζονται οι διάφορες προτάσεις σχετικά με την ταξινόμηση ενός κόμβου ως άκαμπτου.

| Συγγραφείς   | Απαιτούμενη δυσκαμψία για ταξινόμηση κόμβων ως άκαμπτων   |
|--|---|
| Bjorhovde, Colson, Brozzetti (1990)  | $\frac{E I_b}{2 d}$ <span style="float: right;">d = ύψος δοκού</span>   |
| Bijlaard, Steenhuis* (1991)  | $\frac{E I_b}{d}$ (αντιστηριζόμενα πλαίσια)   |
|  | $\frac{E I_b}{2.5 d}$ (μη αντιστηριζόμενα πλαίσια)  |
| Tschemmernegg, Huter* (1993)   | $\frac{3}{4} \times \frac{E I_b}{d}$ <span style="float: right;">για <math>M \leq 2/3 M_{pl,Rd}</math></span> |
| Mazzolani, De Matteis, Mandara (1996)  | $\frac{E I_b}{d}$ <span style="float: right;">d = ύψος δοκού ή υποστυλώματος</span>                           |
| Tschemmernegg, Huber, Rubin (1997)   | $\frac{E I_b}{b_j}$ (αντιστηριζόμενα πλαίσια)   |
|  | $\frac{E I_b}{3 b_j}$ (μη αντιστηριζόμενα πλαίσια)  |
| $M_{pl,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού της συνδεδεμένης δοκού.<br>Για τις προτάσεις με *, όπου τα όρια καθορίζονται με διγραμμική συνάρτηση, μόνον ο αρχικός κλάδος αναφέρεται για $M \leq 2/3 M_{pl,Rd}$ |   |

Σχήμα 4.3 Υπολογισμός απαιτούμενης δυσκαμψίας για την ταξινόμηση των κόμβων ως άκαμπτων.

Κριτήρια ανάλογα με τη συνολική απόκριση:

Ένας κόμβος που η παραμόρφωσή του δεν παρουσιάζει σημαντική επιρροή στην κατανομή των εσωτερικών δυνάμεων και ροπών στην κατασκευή αλλά ούτε και στην συνολική παραμόρφωση του συστήματος, μπορεί να θεωρηθεί και να ταξινομηθεί ως άκαμπτος.

Η δυσκαμψία του κόμβου επιδρά στον ελαστικό κρίσιμο συντελεστή του Euler  $\alpha_{cr}$  και κατ' επέκταση τον συντελεστή φορτίου κατάρρευσης  $\alpha_u$ .

Από τον Ευρωκώδικα λαμβάνουμε το εξής κριτήριο όσον αφορά τις οριακές καταστάσεις πως «Η παραμόρφωση των άκαμπτων κόμβων πρέπει να είναι τέτοια ώστε να μην μειώνουν την αντοχή της κατασκευής περισσότερο από 5%».

#### 4.1.2 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΠΟΥ ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΝ ΑΠΟ ΤΗΝ ΧΡΗΣΗ ΗΜΙΑΚΑΜΠΤΩΝ ΚΟΜΒΩΝ ΣΤΟΥΣ ΠΛΑΙΣΙΑΚΟΥΣ ΦΟΡΕΙΣ

Σε σχέση με τους στερεούς κόμβους, μπορούν να επιτύχουν οικονομία υλικού έως 8% και μέχρι 3% όσον αφορά τους αρθρωτούς κόμβους. Συνάρτηση της τιμής είναι και το πλήθος των υποστυλωμάτων αλλά και η σχέση μηκών δοκών-υποστυλωμάτων ανά φορέα. Ακόμα ένας τομέας που οι φορείς με ημιάκαμπτους κόμβους πλεονεκτούν συγκριτικά με άλλους φορείς είναι πως όσο αυξάνει η αναλογία των μηκών δοκών-υποστυλωμάτων τόσο περισσότερα τα οφέλη στον φορέα, καθώς οι ημιάκαμπτοι κόμβοι επηρεάζουν κυρίως την διαστασιολόγηση των δοκών και δευτερευόντως των στύλων.

Ένα ακόμα συμπέρασμα που προκύπτει είναι πως μεταβάλλοντας το είδος των κόμβων, μπορούμε να επηρεάσουμε το αποτέλεσμα της ανάλυσης των φορέων, το κόστος κατασκευής των συνδέσεων και κυρίως τις διαστάσεις των διατομών των δοκών έχοντας σαν αποτέλεσμα την βελτίωση της ποιότητας του σχεδιασμού της κατασκευής με στόχο το την οικονομία και το χαμηλό κόστος με ταυτόχρονη ικανοποίηση των απαιτούμενων ορίων ασφαλείας.

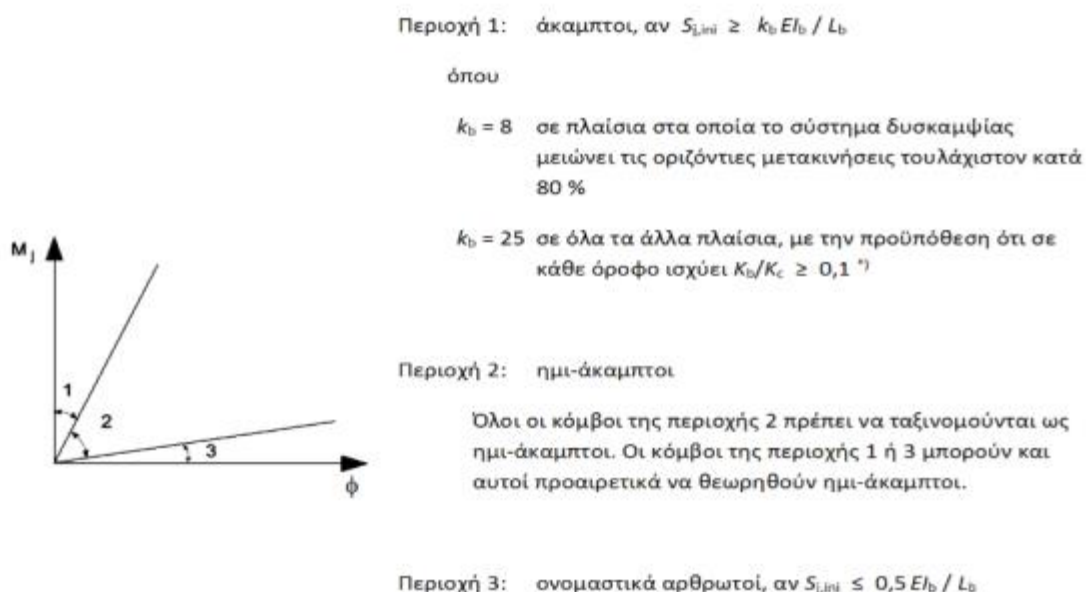
Στην παρούσα διπλωματική εργασία για την μοντελοποίηση και καλύτερη δυνατή αποτύπωση της ρεαλιστικής συμπεριφοράς των ημιάκαμπτων κόμβων θα τοποθετήσουμε στροφικά ελατήρια τα οποία θα πρέπει να έχουν την εξής δυσκαμψία ανάλογα τα χαρακτηριστικά των διατομών που έχουμε ορίσει στον φορέα μας.

Λαμβάνοντας από το παράρτημα του Ευρωκώδικα τις εξής τιμές:

Επιλέγουμε να γίνει εκλογή δυσκαμψίας του κόμβου, άρα και του στροφικού ελατηρίου μεταξύ των παρακάτω ορίων:

$$8EI_b / L_b \leq S_{j,ini} \leq 0,5EI_b / L_b$$

Έστω λαμβάνουμε μία ενδιάμεση τιμή που ανήκει στους ημιάκαμπτους κόμβους από το διάγραμμα



Σχήμα 4.4 Περιοχή ορισμού κόμβων σε άκαμπτοι, ημιάκαμπτοι και ονομαστικά αρθρωτοί.

Έστω λαμβάνουμε την τιμή δυσκαμψίας

$$S_{j,ini} = 4 E I_b / L_b$$

Όπου:

$I_b$  είναι η ροπή αδράνειας δοκού

$L_b$  είναι το άνοιγμα δοκού (μεταξύ των αξόνων των υποστυλωμάτων).

$$\text{Στον τύπο } 8 E I_b / L_b \leq S_{j,ini} \leq 0,5 E I_b / L_b$$

Ο ισχυρός άξονας είναι ο  $y$ , και ο ασθενής άξονας είναι ο  $z$ .

$$I_y = I_b = \eta \text{ ροπή αδρανείας της δοκού} = 8360 * 10^4 \text{ mm}^4 = 0,0000836\text{m}^4$$

$$E = 210\text{Gpa} = 210.000.000 \text{ KN/m}^2$$

$$L_b = 3\text{m}$$

$$S_{j,ini} (y) = 4 * E * I_y / L_b = 4 * (210000000\text{KN/m}^2) * (0,0000836\text{m}^4) / (3\text{m}) = 23408,00\text{KN} * \text{m}$$

$$I_z = I_b = \eta \text{ ροπή αδρανείας της δοκού} = 604 * 10^4 \text{ mm}^4 = 0,00000604\text{m}^4$$

$$E = 210\text{Gpa} = 210.000.000 \text{ KN/m}^2$$

$$L_b = 3\text{m}$$

$$S_{j,ini} (z) = 4 * E * I_z / L_b = 4 * (210000000\text{KN/m}^2) * (0,00000604\text{m}^4) / (3\text{m}) = 1691,20\text{KN} * \text{m}$$

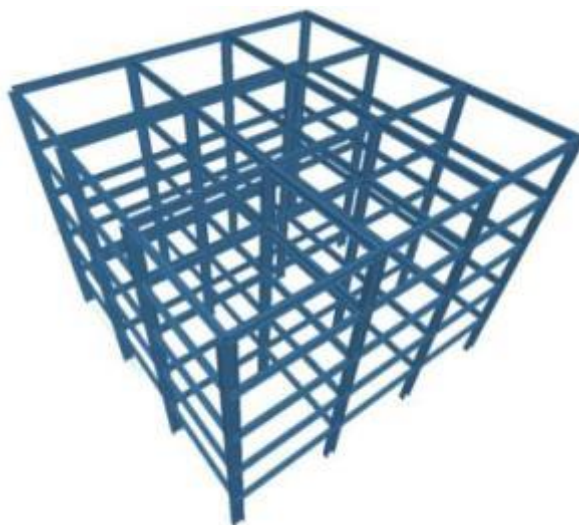
## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

### 5.1 ΕΠΙΛΥΣΗ ΦΟΡΕΑ ΜΕ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ STAAD ΓΙΑ ΕΛΕΓΧΟ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ ΤΩΝ ΜΕΛΩΝ ΤΟΥ (ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ-ΔΟΚΟΙ)

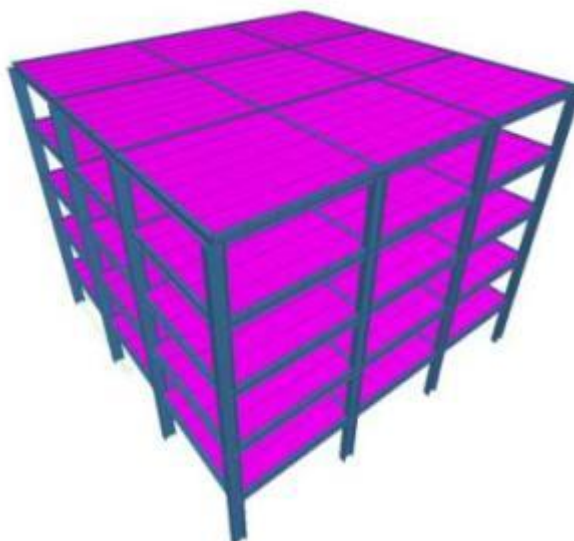
Κατασκευάζουμε τον φορέα στο λογισμικό STAAD και τον διαμορφώνουμε ακριβώς όπως τον φορέα στο λογισμικό ETABS.

Τρέξαμε ανάλυση για τον φορέα με τα φορτία σχεδιασμού με HEA550A στα υποστυλώματα και IPE400 στις δοκούς.

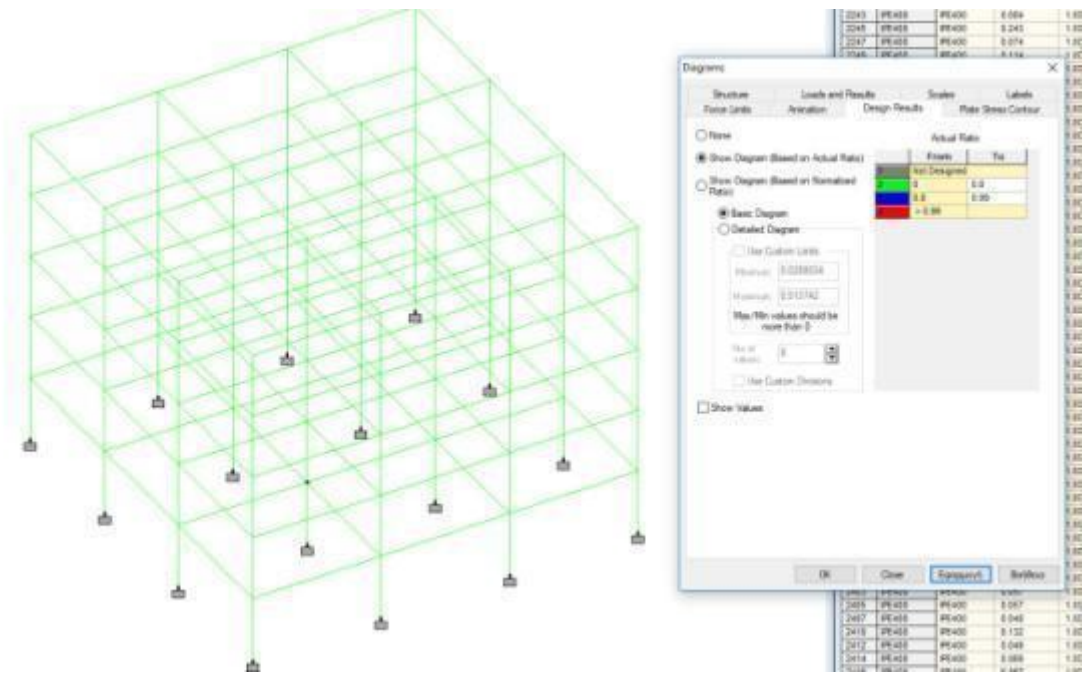
Τα αποτελέσματα που εξήχθησαν ήταν τα εξής:



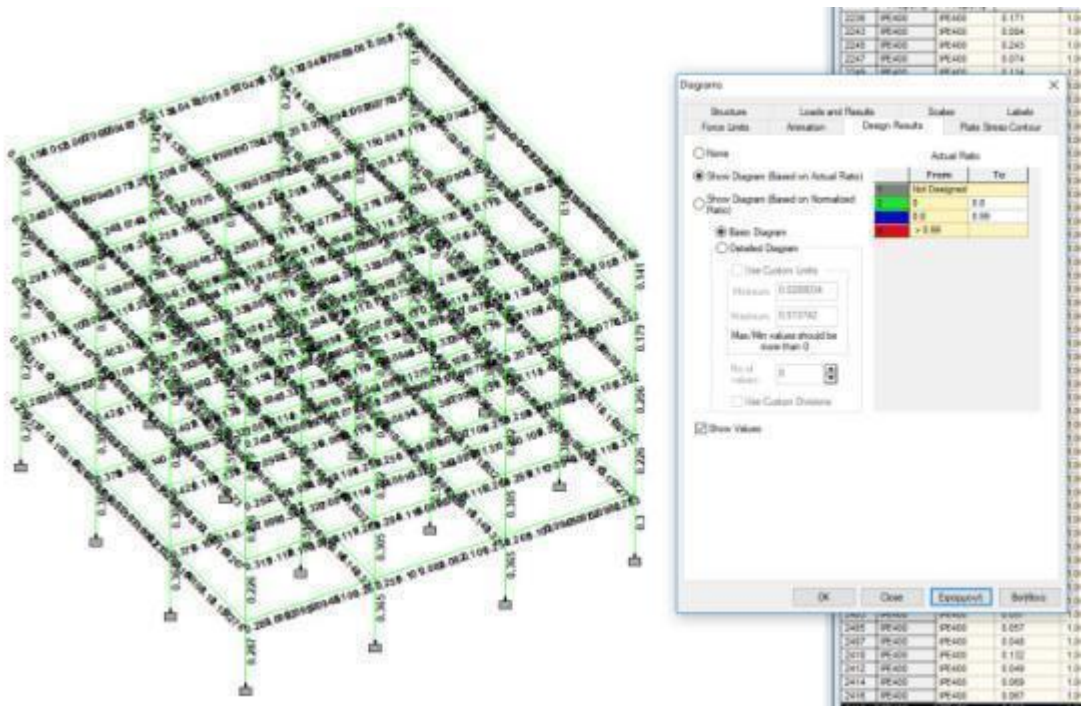
Σχήμα 5.1: Σχεδιάζουμε τον φορέα με δοκούς και υποστυλώματα.



Σχήμα 5.2: Σχεδιάζουμε τον φορέα με τα φορτία της κατασκευής.

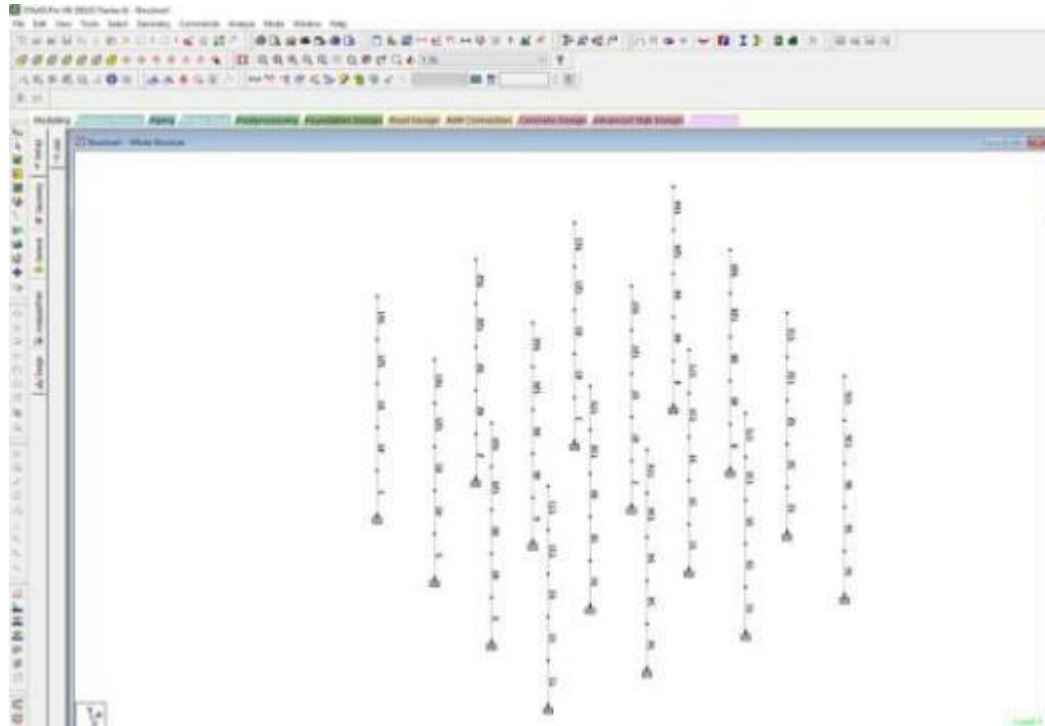


Σχήμα 5.3: Τοποθετούμε πακτώσεις και τρέχουμε την ανάλυση της κατασκευής με τα επιβαλλόμενα φορτία.

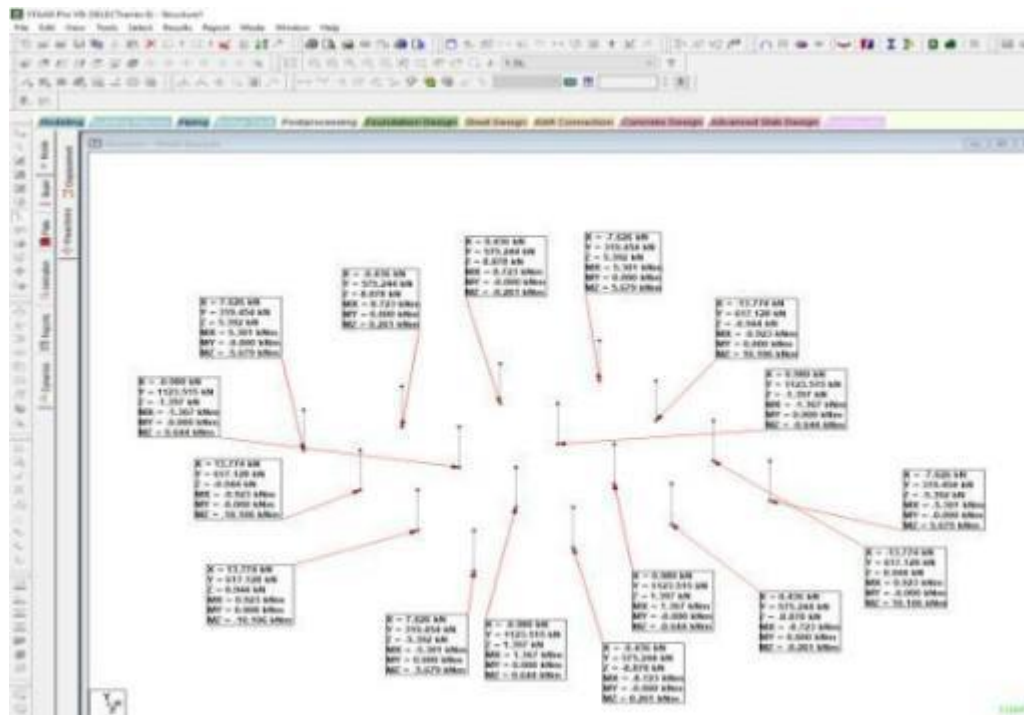


Σχήμα 5.4: Παρατηρούμε τις αντιδράσεις που προκύπτουν από την ανάλυση του φορέα.

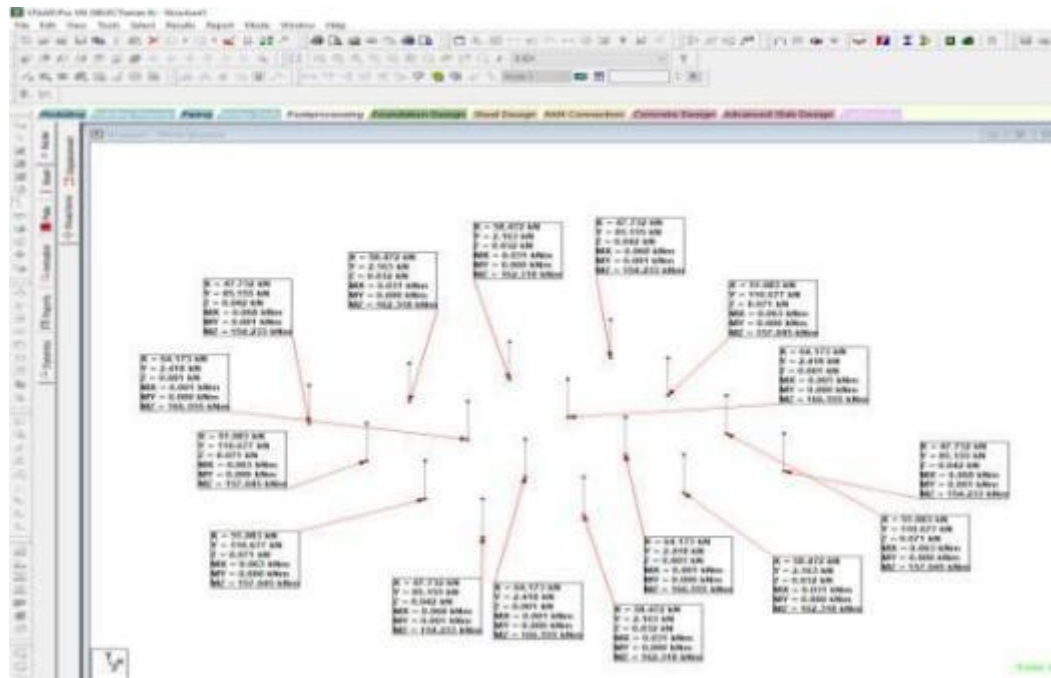




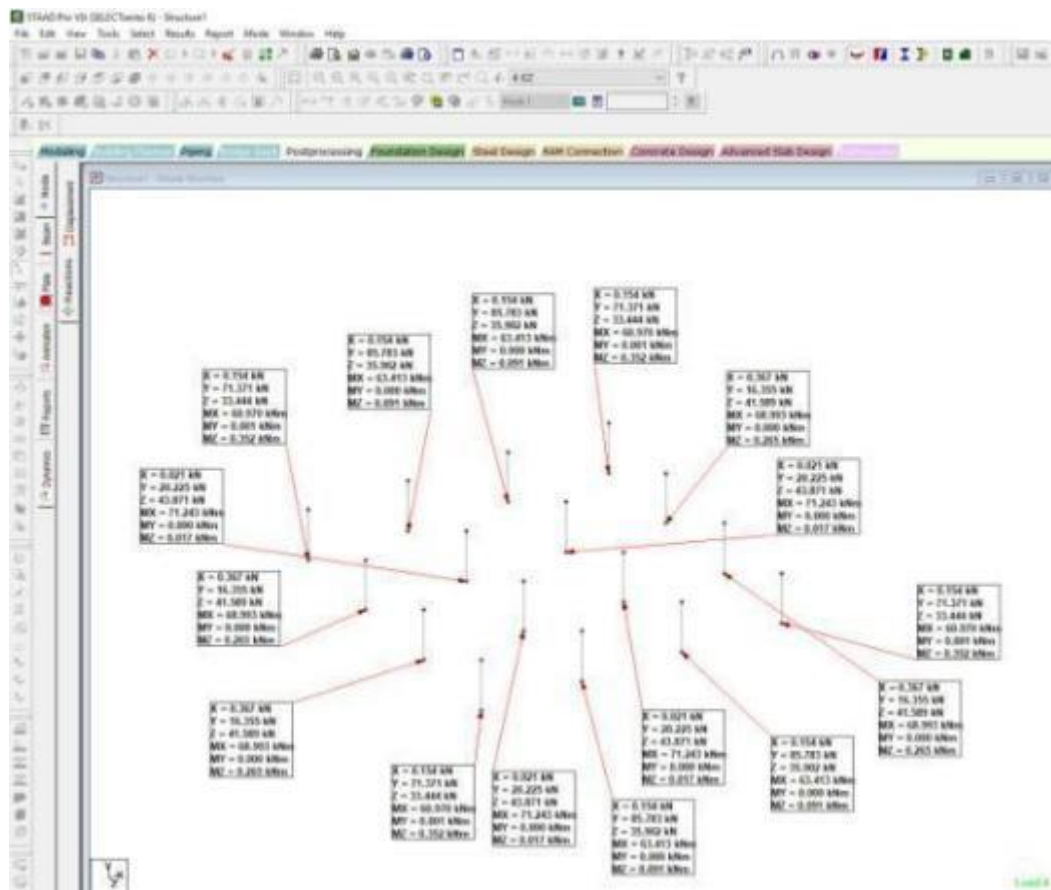
Σχήμα 5.5: Στην φωτογραφία φαίνεται η συγκεκριμένη αρίθμηση του κάθε υποστυλώματος ώστε να μπορούμε να αναζητήσουμε εύκολα την ανάλυση και τις δυνάμεις που προέκυψαν για κάθε στοιχείο.



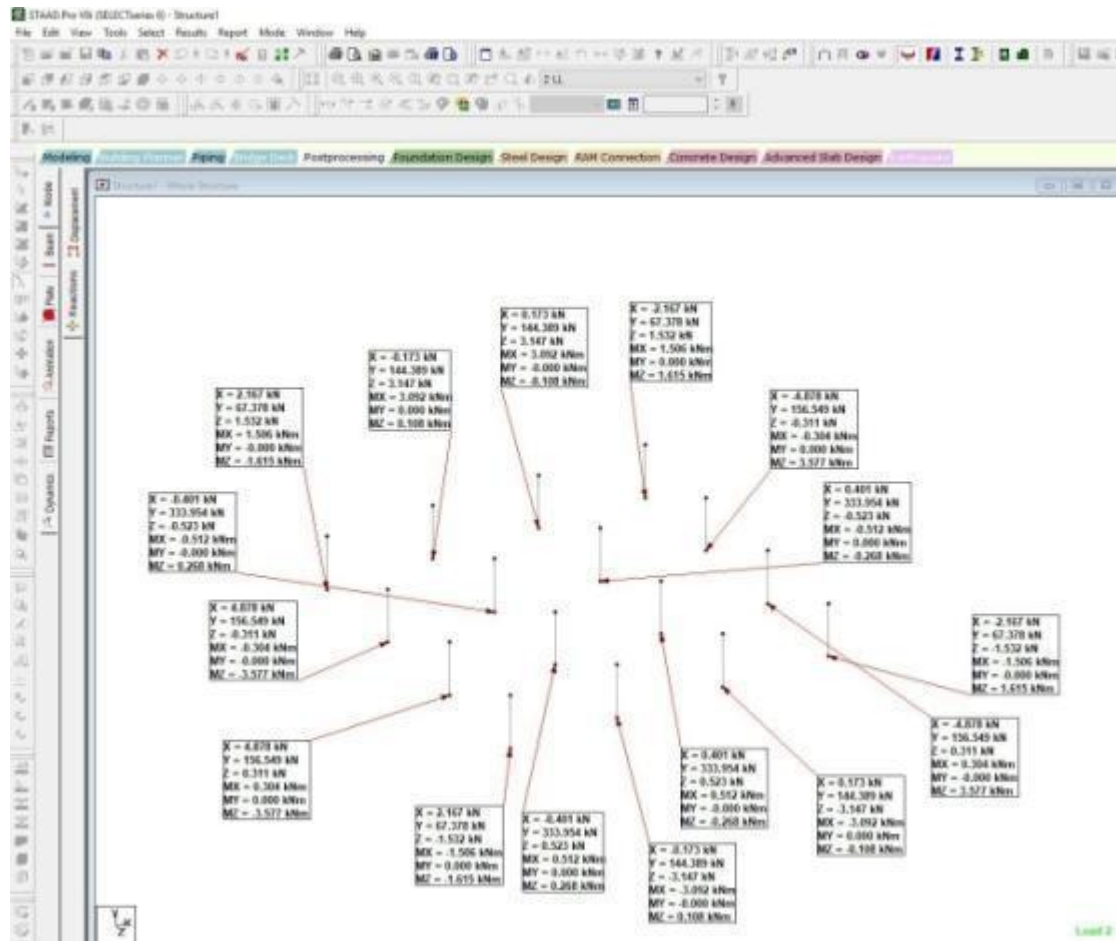
Σχήμα 5.6: Αντιδράσεις που προέκυψαν για την δύναμη όπως είχε οριστεί στο πρόγραμμα DL.



Σχήμα 5.7: Αντιδράσεις που προέκυψαν για την δύναμη όπως είχε οριστεί στο πρόγραμμα ΕΧ.



Σχήμα 5.8: Αντιδράσεις που προέκυψαν για την δύναμη όπως είχε οριστεί στο πρόγραμμα ΕΖ.



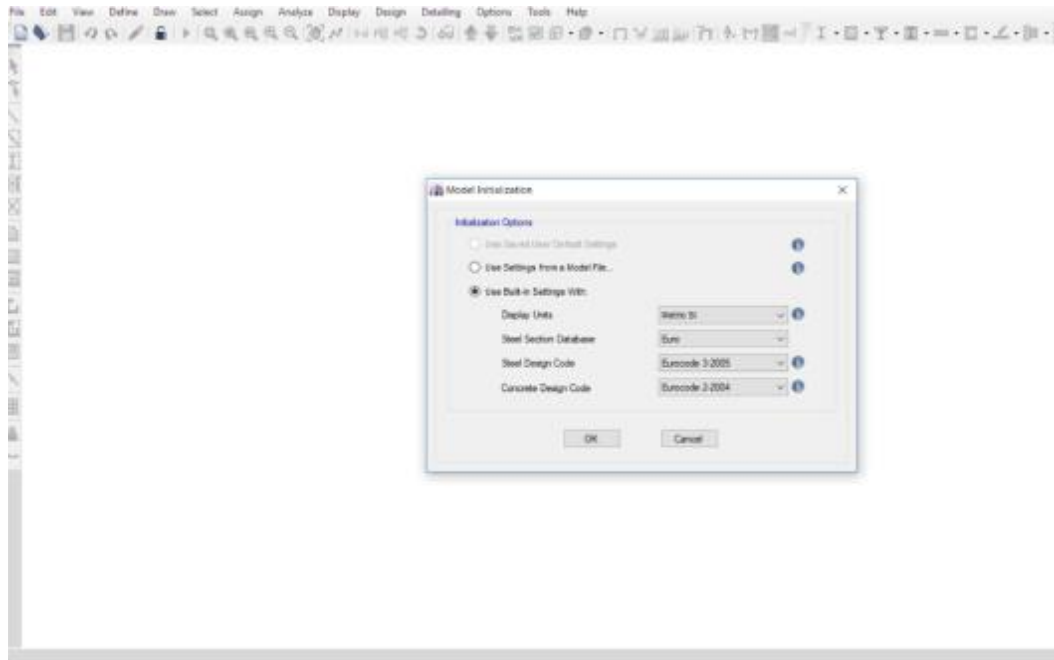
Σχήμα 5.9: Αντιδράσεις που προέκυψαν για την δύναμη όπως είχε οριστεί στο πρόγραμμα LL.

## 5.2 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΜΕ ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ

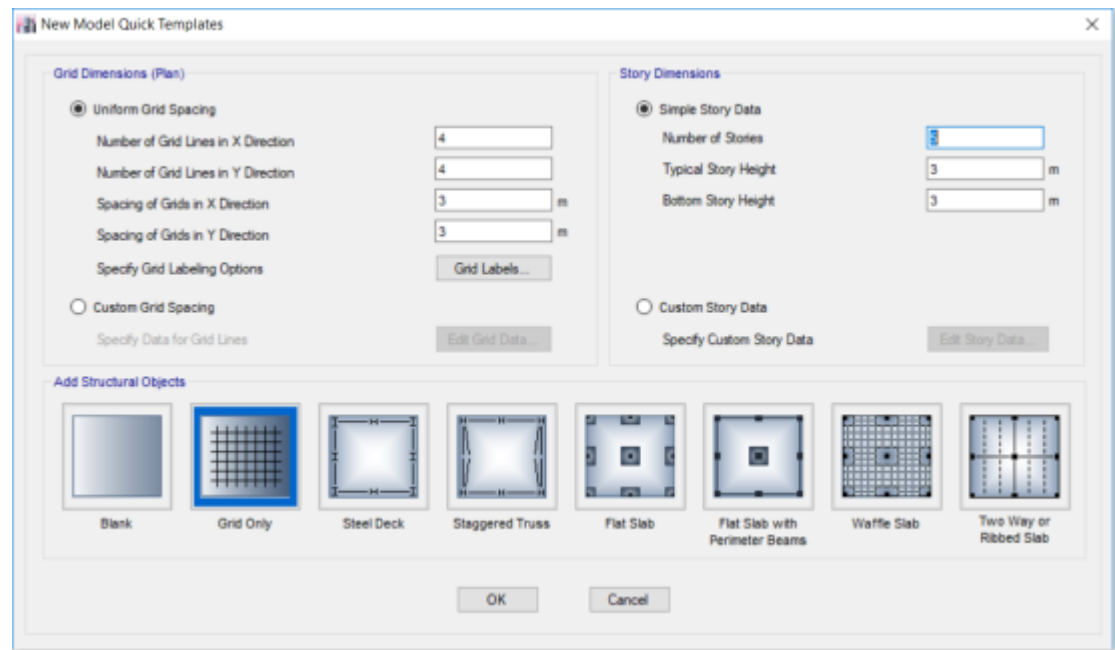
Η κατασκευή που αποτελείται από HEA550A στα υποστυλώματα και IPE400 στις δοκούς περνάει τον έλεγχο διαστασιολόγησης και επομένως δεν χρειάζεται να γίνει αλλαγή των διατομών της. Επομένως το κτίριο με της εξής διατομές θα πέρναγε τους ελέγχους διαστασιολόγησης και θα μπορούσε να περάσει στην κύρια φάση της εργασίας που είναι η φασματική ιδιομορφική ανάλυση καθώς και η ανελαστική ανάλυση Pushover.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

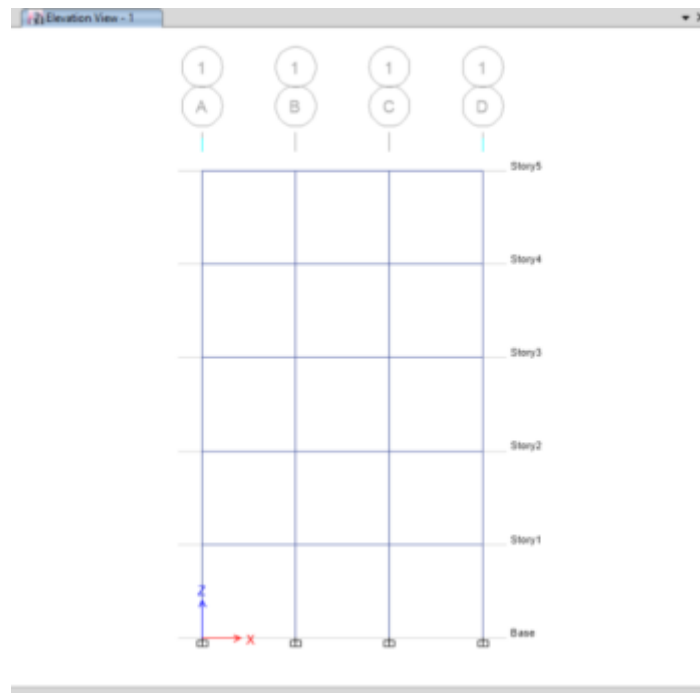
### 6.1 ΒΗΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΤΗΣ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ETABS



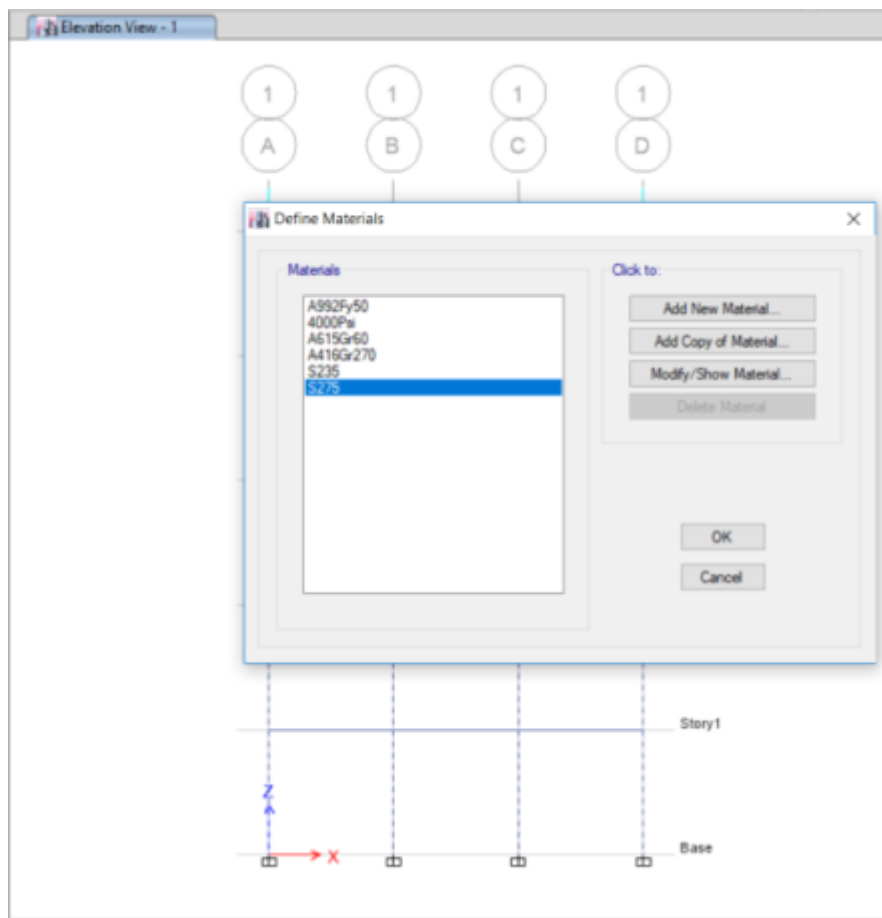
Σχήμα 6.1 Ρυθμίζουμε το σύστημα στα ευρωπαϊκά δεδομένα.



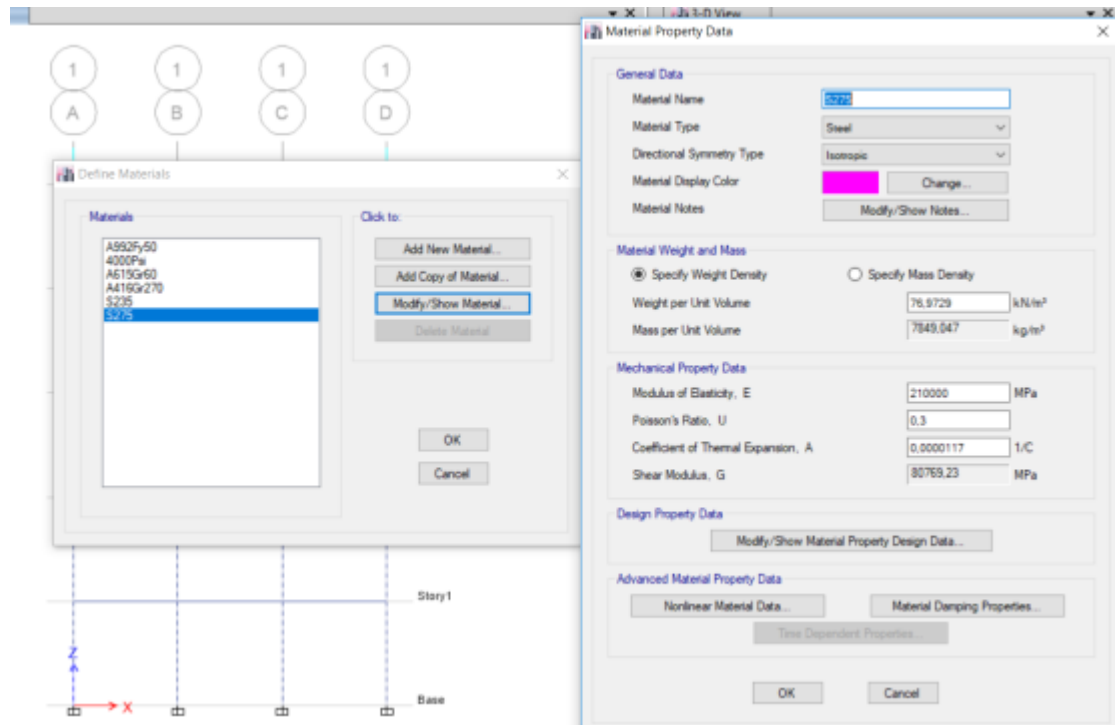
Σχήμα 6.2 Ορισμός του Κανάβου κατά την «Χ» και την «Υ» διεύθυνση.



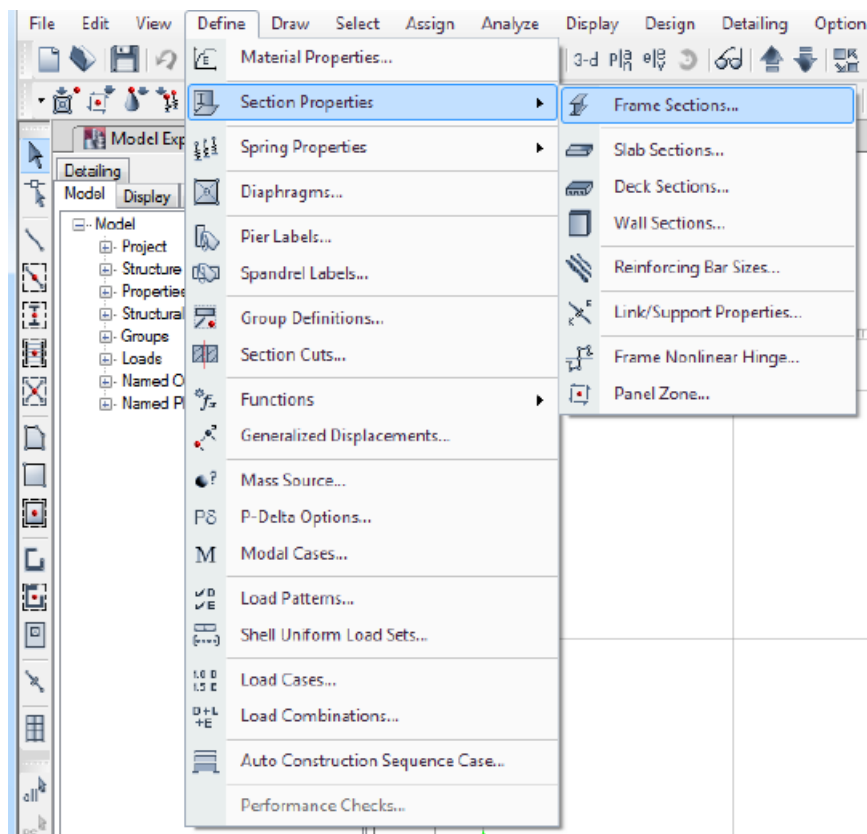
**Σχήμα 6.3** Δημιουργούμε τον φορέα μας με δοκούς και υποστυλώματα.



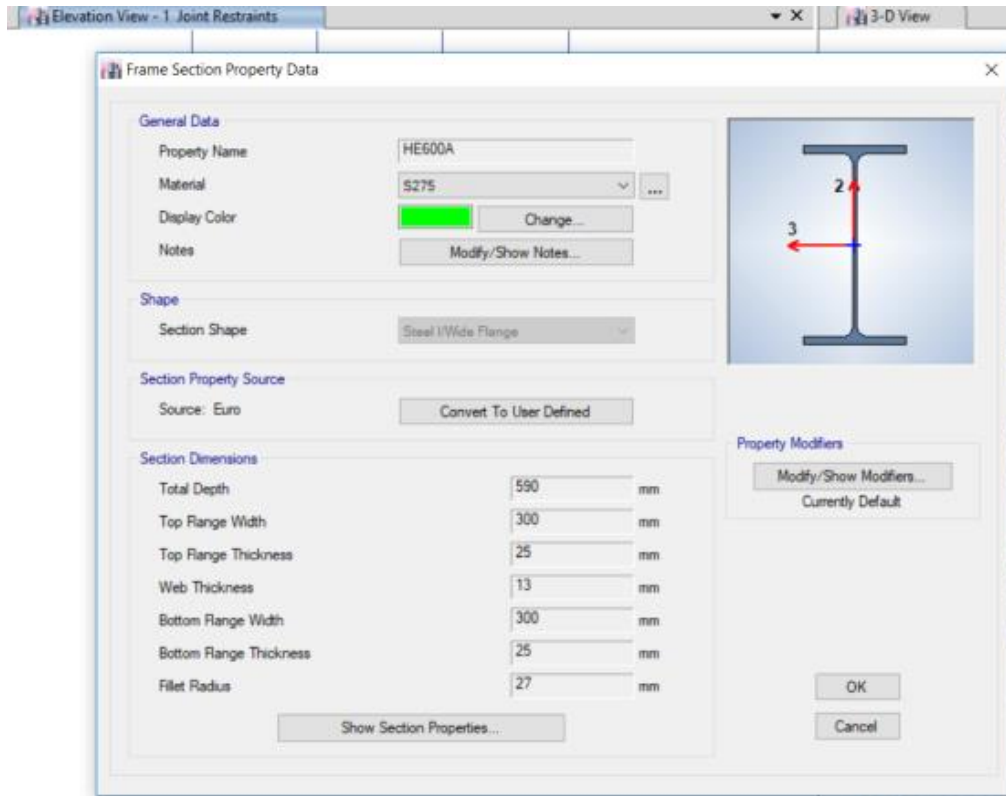
**Σχήμα 6.4** Δημιουργούμε τα υλικά κατασκευής



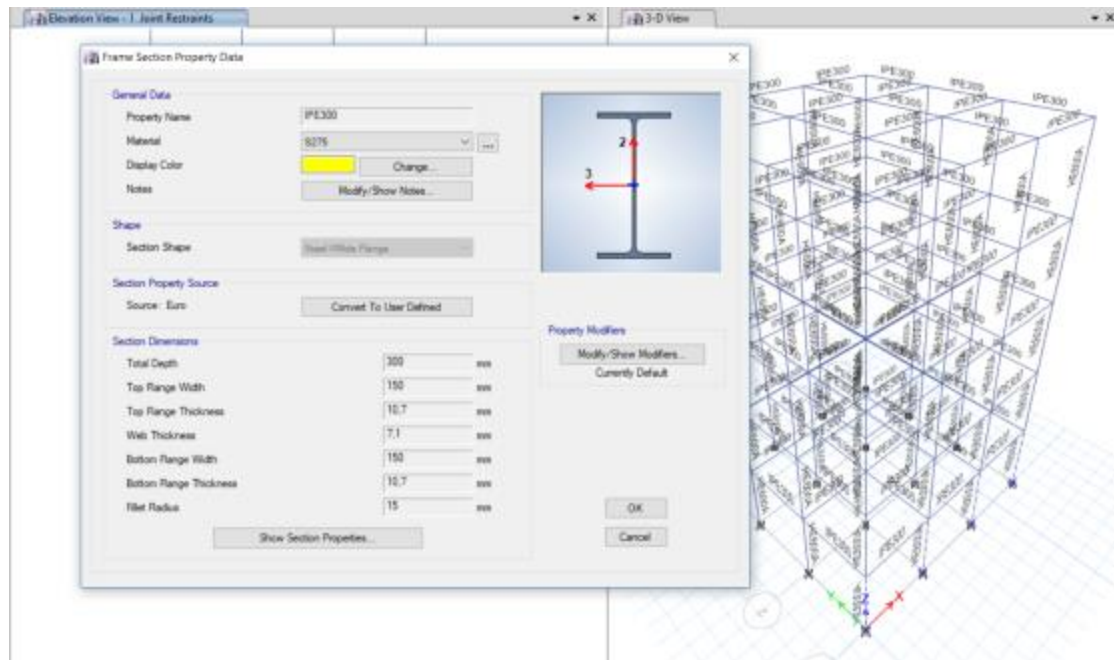
Σχήμα 6.5 Οριζόμε Χάλυβα S275 ως υλικό κατασκευής του φορέα.



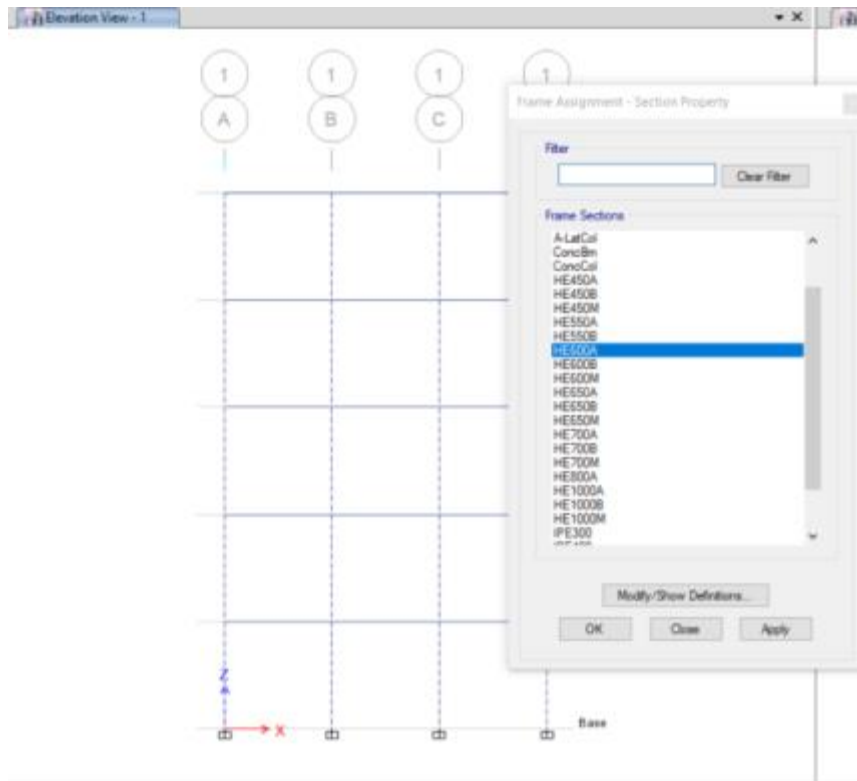
Σχήμα 6.6 Δημιουργούμε τις διατομές που θα χρησιμοποιήσουμε η χρησιμοποιούμε τις ήδη έτοιμες(HEA550ΑκαιΙΡΕ400).Στο menu Define—Section Properties-Frame Sections.



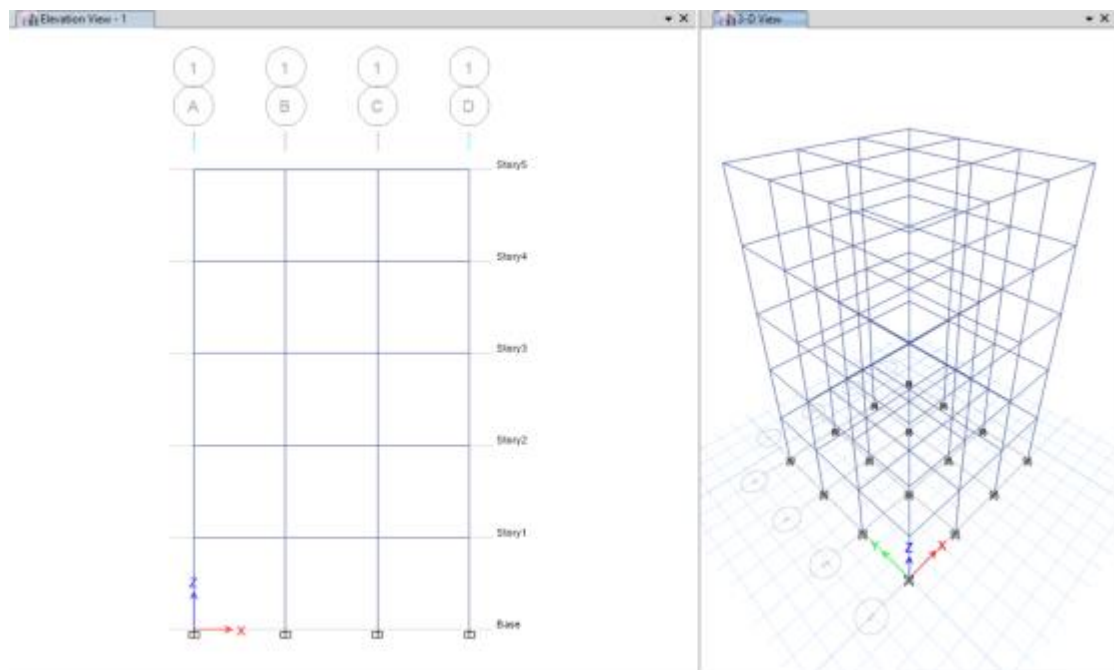
Σχήμα 6.7 Δημιουργούμε την διατομή HE600A.



Σχήμα 6.8 Δημιουργούμε την διατομή IPE300.

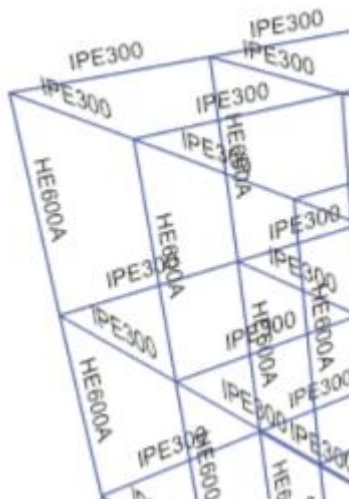


Σχήμα 6.9 Έχοντας δημιουργήσει τα υλικά κάνουμε assign στον φορέα.

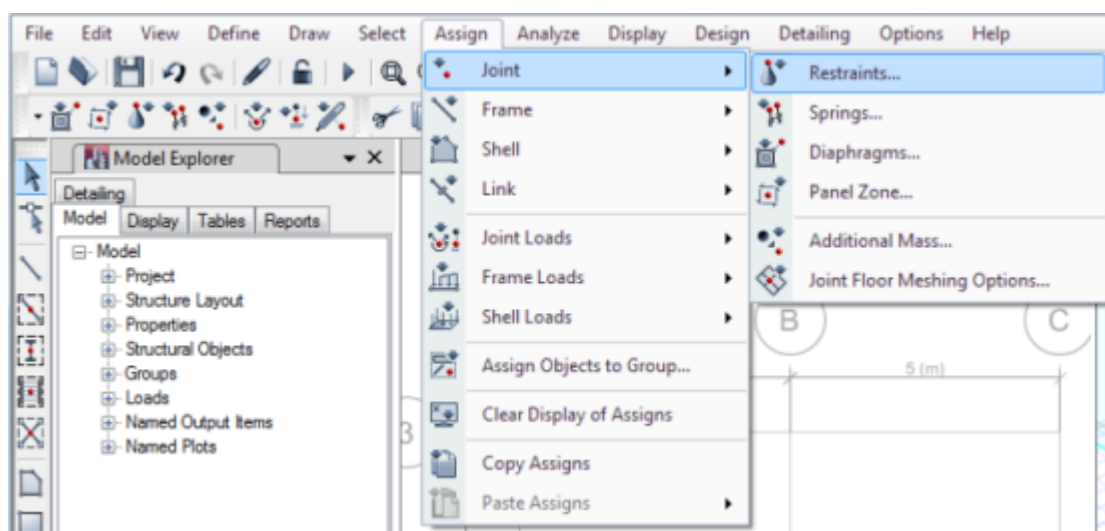


Σχήμα 6.10 Ο φορέας με τα υλικά και τις διατομές.

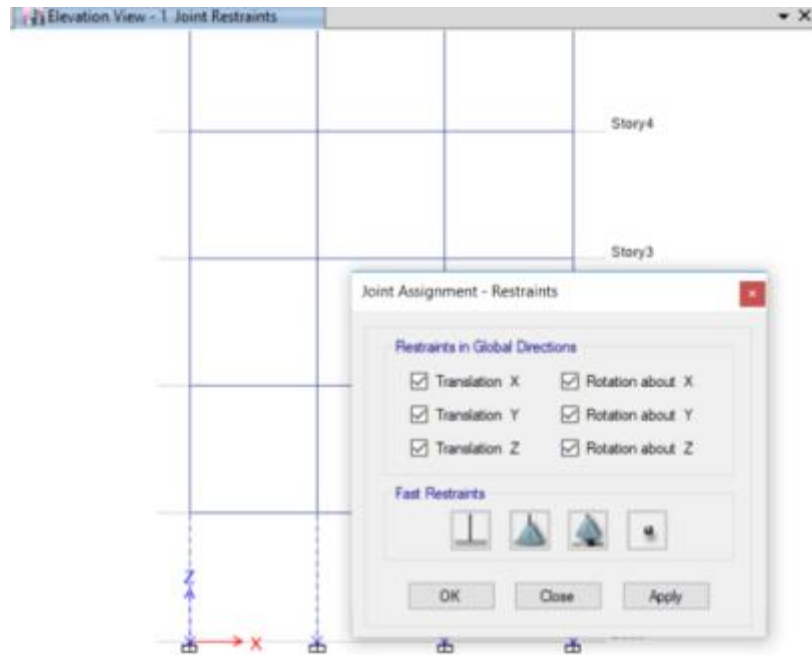




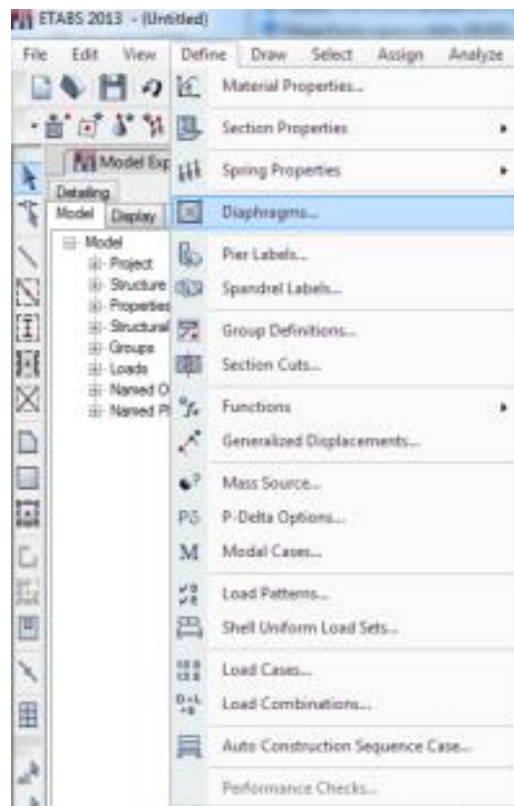
Σχήμα 6.11 Ο φορέας με τα υλικά και τις διατομές.



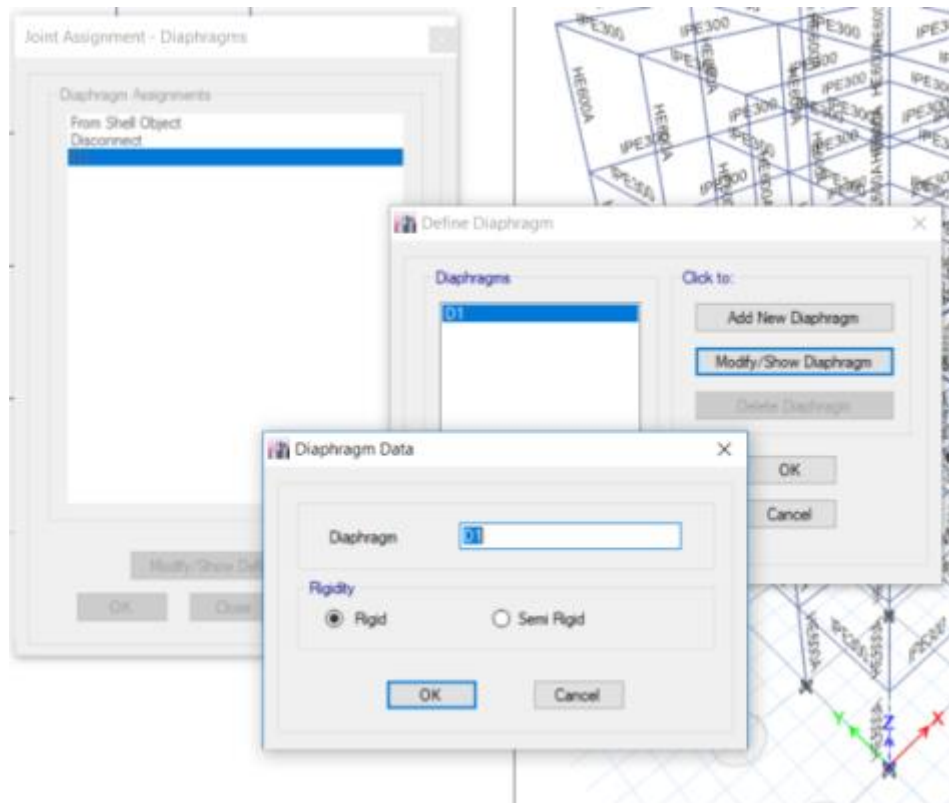
Σχήμα 6.12 Επόμενο βήμα είναι η τοποθέτηση των στηρίξεων (στην συγκεκριμένη περίπτωση είναι πακτώσεις). Στο menu Assign-Joint-Restraints.



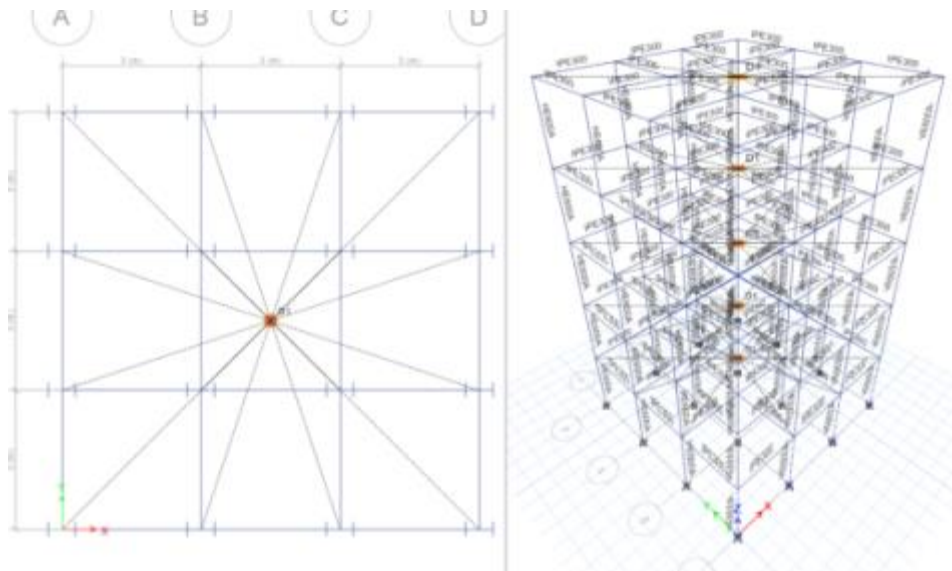
Σχήμα 6.13 Τοποθέτηση των στηρίξεων (στην συγκεκριμένη περίπτωση είναι πακτώσεις)



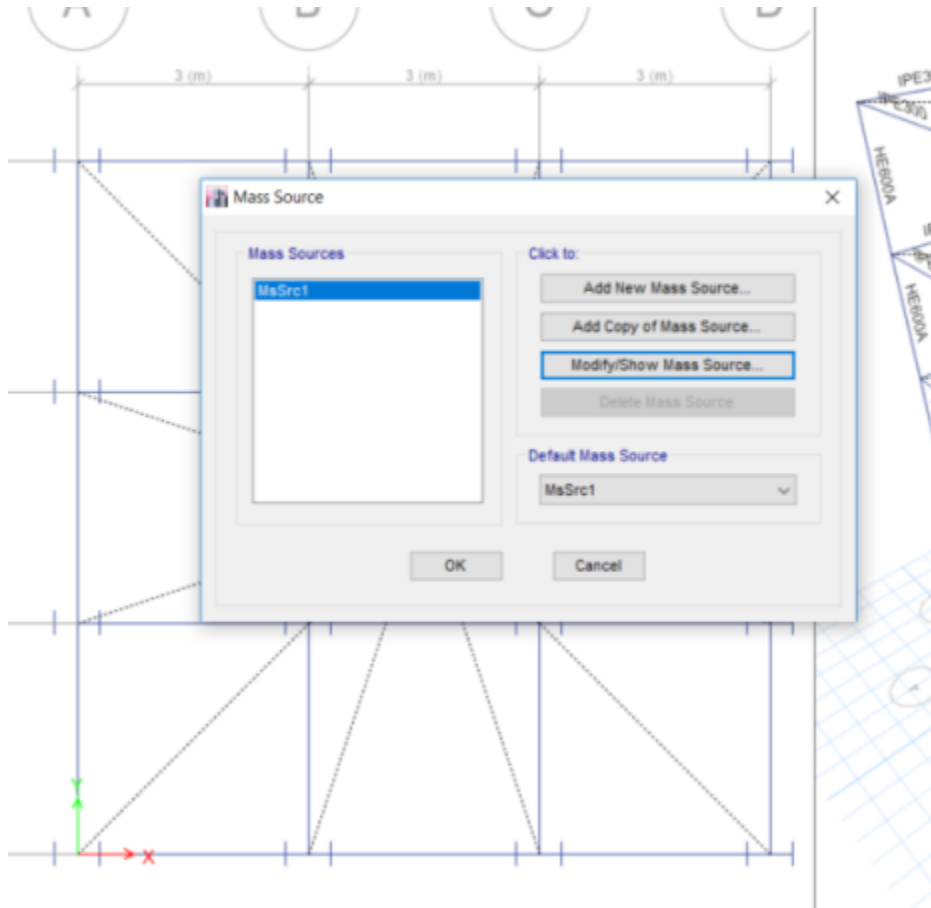
Σχήμα 6.14 Ορίζουμε Διάφραγμα. Από το menu Define-Diaphragms.



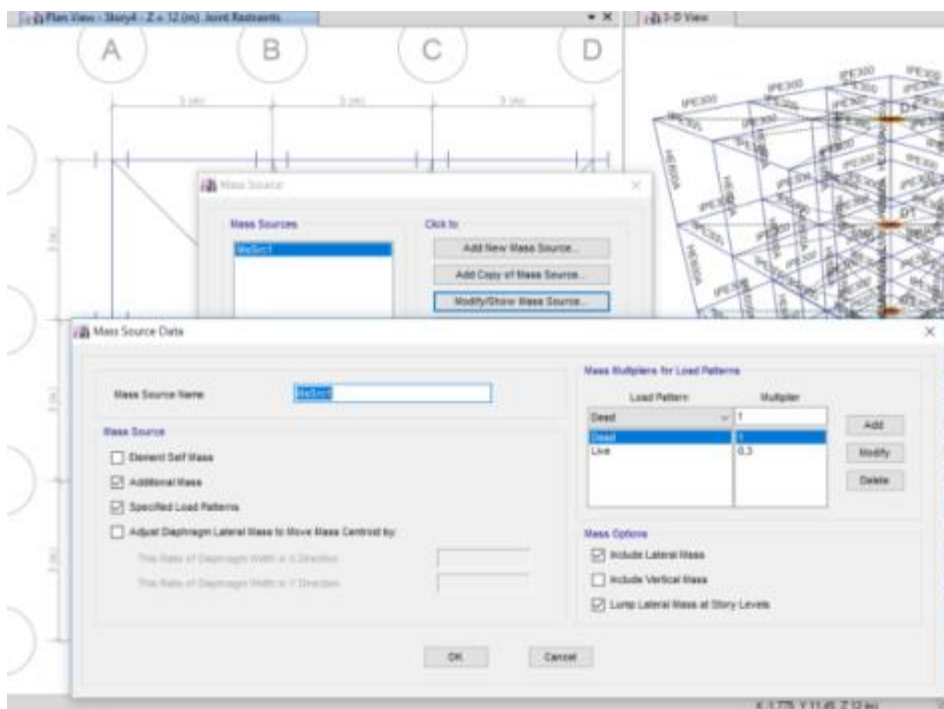
Σχήμα 6.15 Ορίζουμε Διάφραγμα. Από το menu Define-Diaphragms.



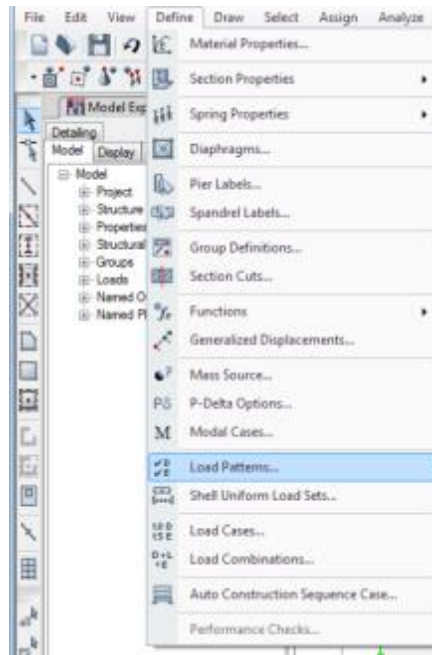
Σχήμα 6.16 Διάφραγμα φορέα



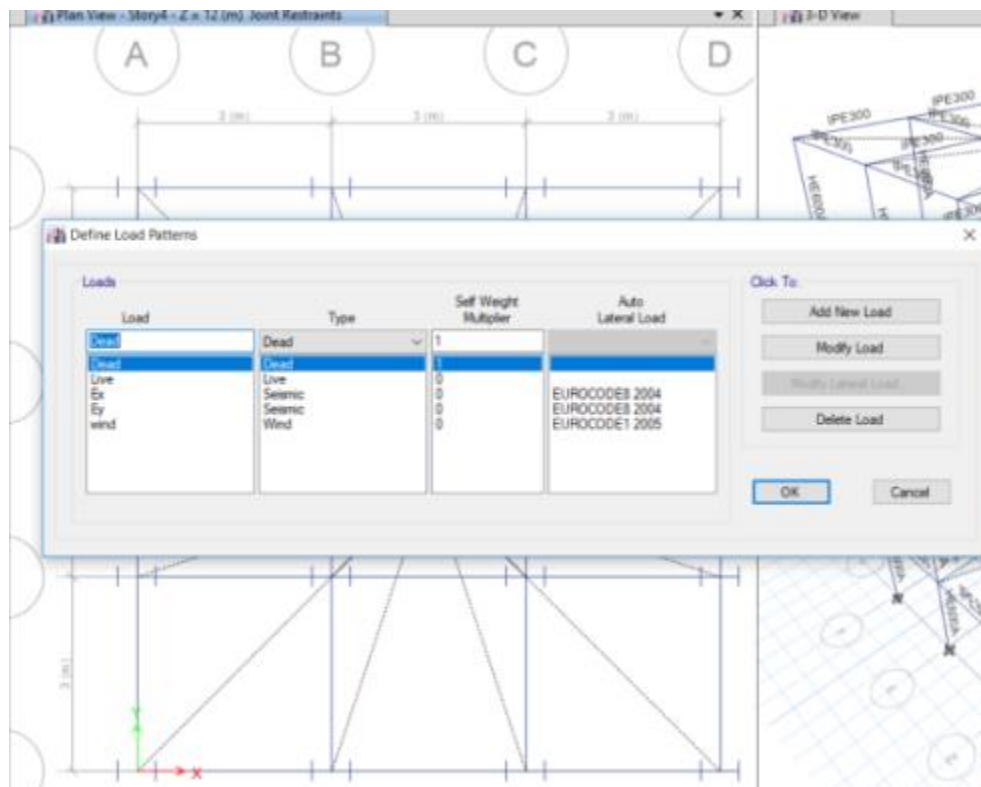
Σχήμα 6.17 Έπειτα θα ορίσουμε το Mass Source και τις ρυθμίσεις από το dead 1,0 και live 0,3.



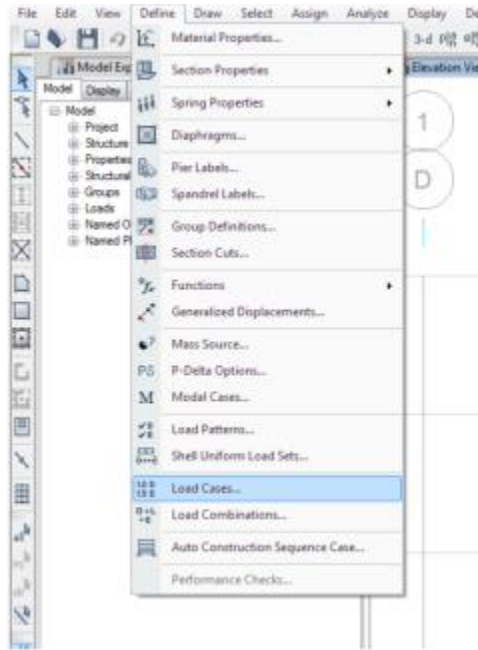
Σχήμα 6.18 Mass Source και τις ρυθμίσεις από το dead 1,0 και live 0,3.



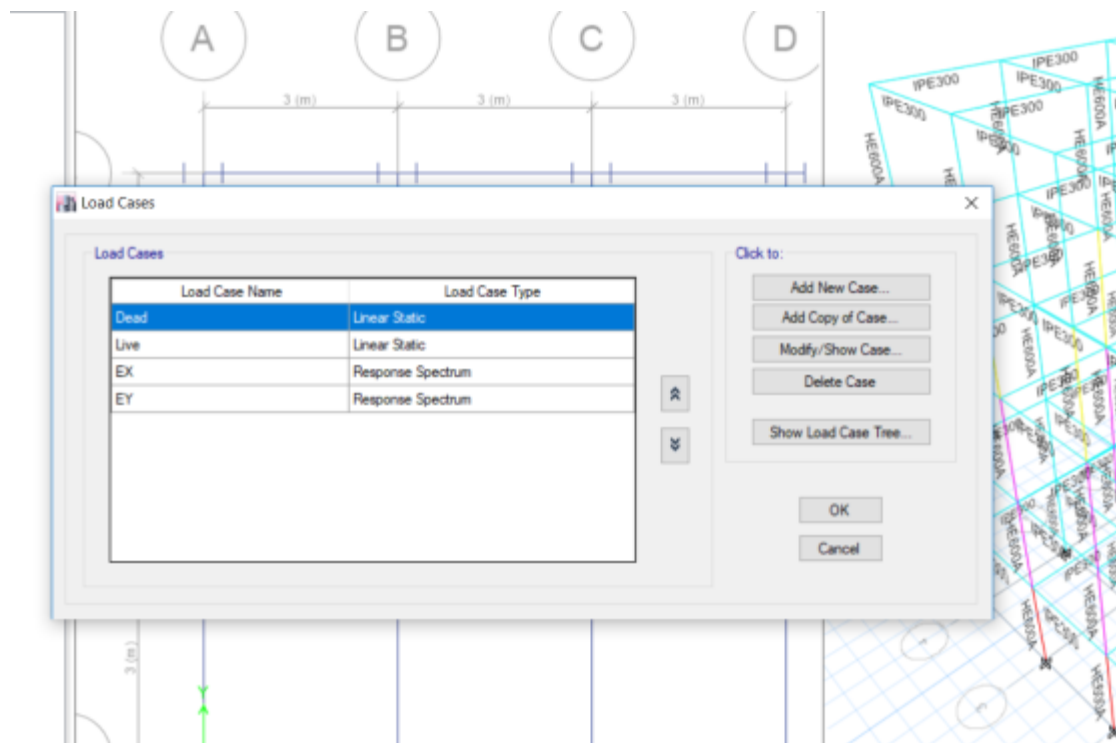
Σχήμα 6.19 Εν συνεχεία θα ορίσουμε τα Load Patterns από το menu Define-Load Patterns.



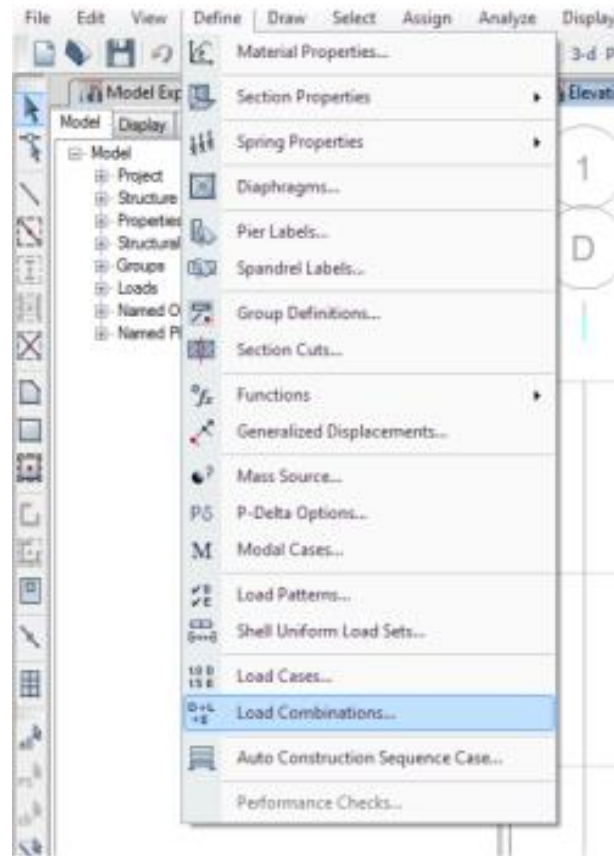
Σχήμα 6.20 Ορίζουμε τα Load Patterns από το menu Define-Load Patterns.



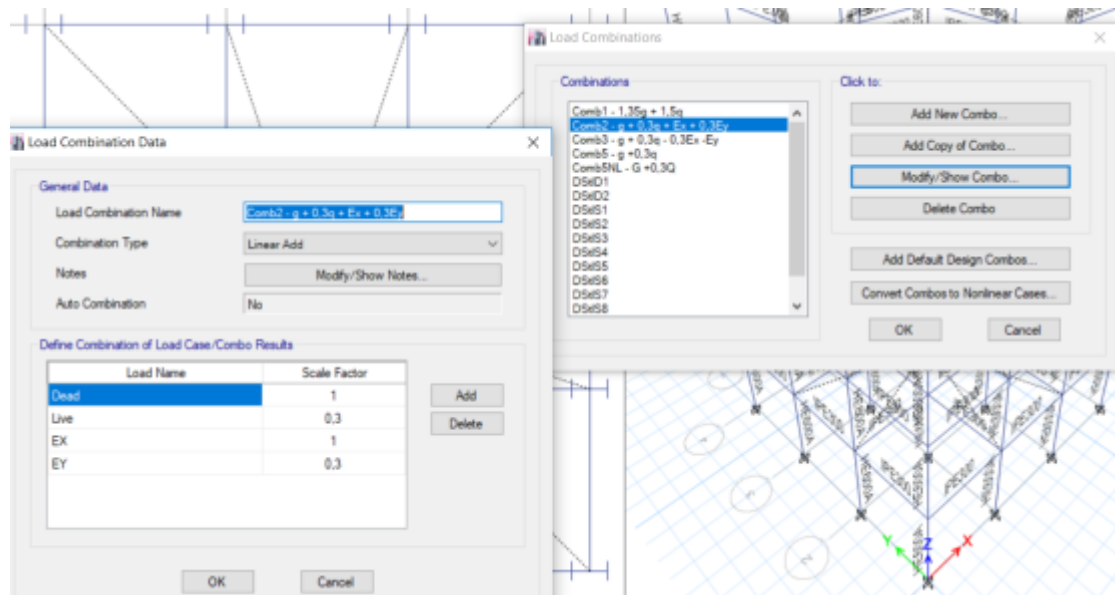
Σχήμα 6.21 Κατα Load Cases από το menu Define-Load Cases.



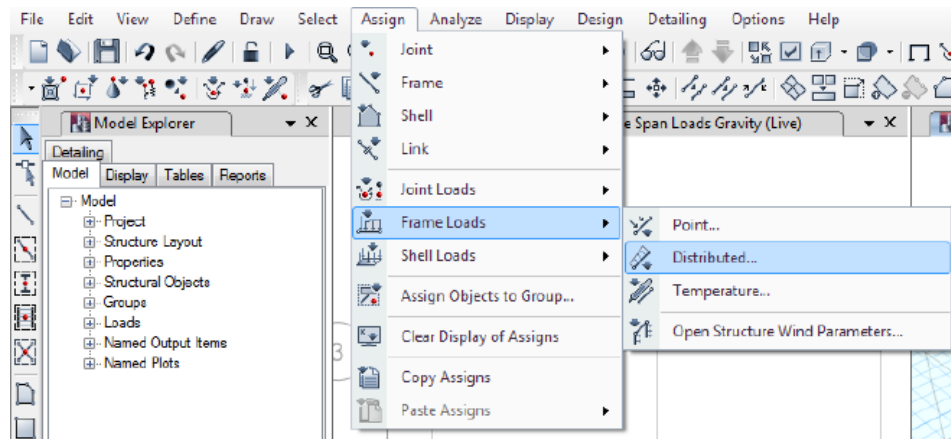
Σχήμα 6.22 Load Cases από το menu Define-Load Cases.



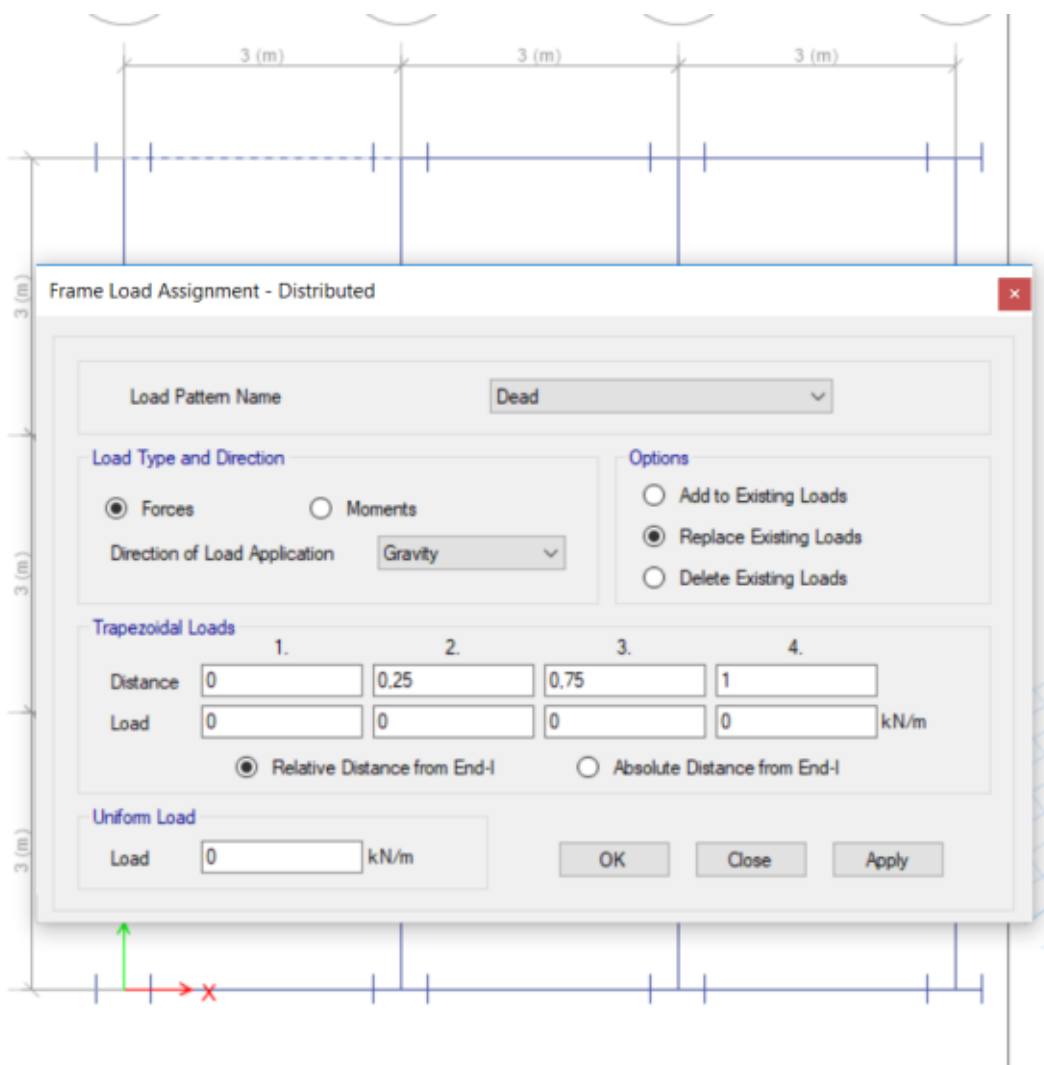
Σχήμα 6.23 Ακολουθούν τα load Combinations από το menu Define- Load Combinations.



Σχήμα 6.24 Ακολουθούν τα load Combinations από το menu Define- Load Combinations.

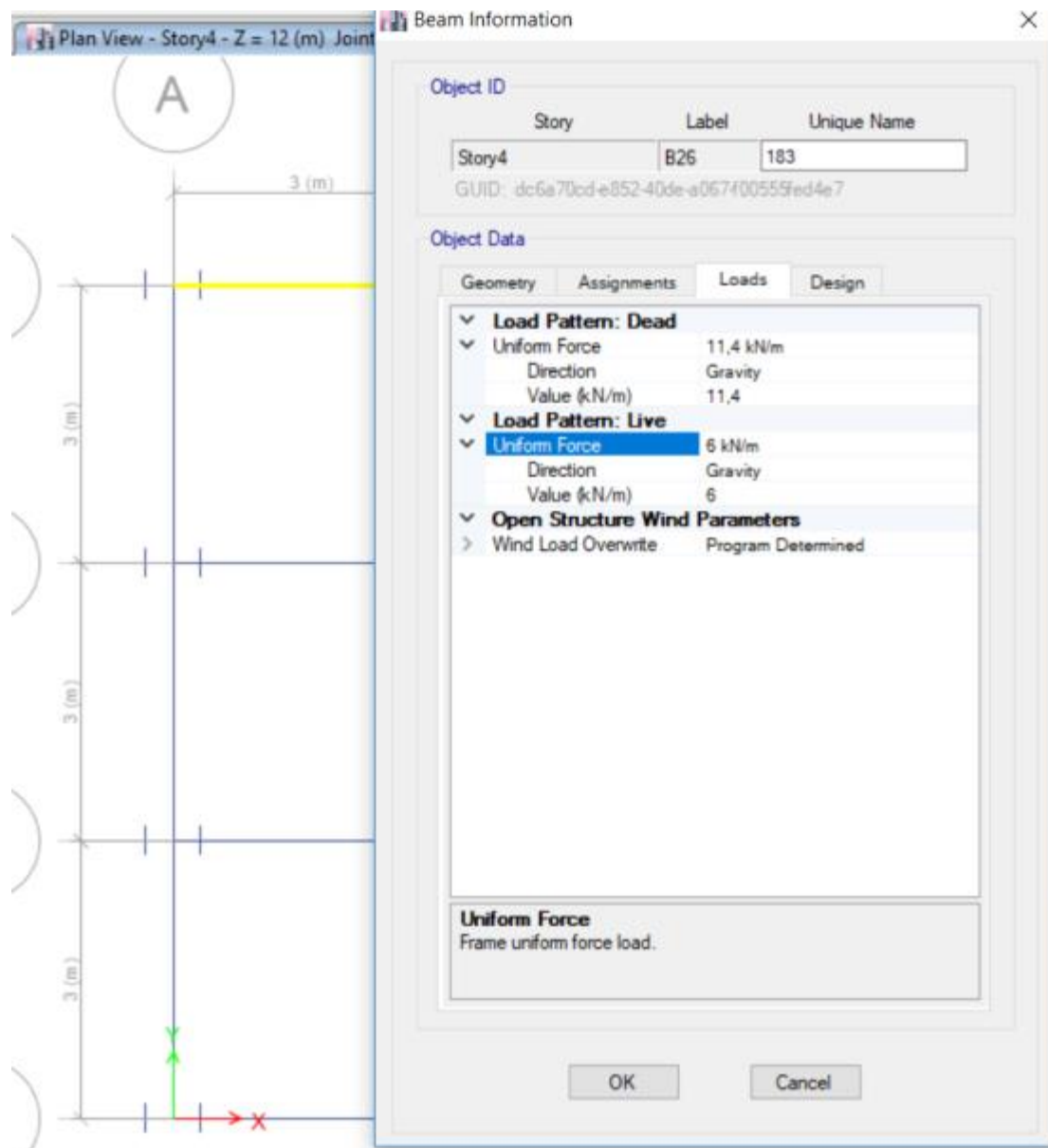


**Σχήμα 6.25** Αφού δημιουργήσουμε τους συνδυασμούς φορτίσεων θα επιβάλλουμε τα φορτία στην κατασκευή. Από το menu Assign-Frame Loads-Distributed.



**Σχήμα 6.26** Αφού δημιουργήσουμε τους συνδυασμούς φορτίσεων θα επιβάλλουμε τα φορτία στην κατασκευή. Από το menu Assign-Frame Loads-Distributed.





**Σχήμα 6.27** Συνολικά τα φορτία θα εμφανίζονται στην κατασκευή και στο menu επιλέγοντας με δεξί κλικ πάνω στον εκάστοτε φορέα.

Για τον φορέα μας κάνουμε την παραδοχή πως τα φορτία της πλάκας θα κατανομηθούν στις δοκούς που «στηρίζονται» κάθετα οι μηκίδες που διατρέχουν στο δάπεδο, όπου ασκούνται τα κινητά αλλά και τα μόνιμα φορτία της κατασκευής. Τα φορτία έχουν ληφθεί σύμφωνα με τον Κανονισμό φορτίσεως Δομικών Στοιχείων.

## 6. 2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΩΝ ΧΙΟΝΙΟΥ ΚΑΙ ΑΝΕΜΟΥ – ΛΟΙΠΑ ΦΟΡΤΙΑ

Έχουμε λάβει ως φορτία το χιόνι και τον άνεμο τα οποία σύμφωνα με το βιβλίο και τα παραδείγματα του Κου Ερμόπουλου με τίτλο : «Ευρωκώδικας 1: Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής»

### Υπολογισμός φορτίου χιονιού

Στην παράγραφο 2.1 σελ. 35 του βιβλίου λαμβάνουμε τα εξής  
 $S = \mu_1 * C_e * C_t * S_k$

Όπου

$\mu_1$ : συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού  
 $S_k$ : χαρακτ. Τιμή φορτίου επί του εδάφους  
 $C_e$ : για κανονικές συνθήκες = 1  
 $C_t$ : για κανονικές συνθήκες = 1

$S_{k,0}$ : Υπόλοιπη χώρα ζώνης 3 = 0,8 kN/m<sup>2</sup>

$$S_k = S_{k,0} * [1 + (A/917)^2]$$

Όπου A : απόσταση από την θάλασσα (στο παράδειγμα θεωρούμε απόσταση 200μ.)

$$S_k = 0,8 * [1 + (A/917)^2] = 0,83805 \text{ kN/m}^2$$

Κλίση στέγης  $\alpha = 0$

Συντελεστής μορφής χιονιού είναι  $\mu_1 = 0,8$  από πίνακες

$$S = 0,8 * 1 * 1 * 0,83805 = 0,67044 \text{ kN/m}^2$$

### Υπολογισμός φορτίου ανέμου

1. Ο φορέας μας περιλαμβάνει ύψος  $h = 15\text{m}$  και πλάτος  $b = 18\text{m}$   
 Κατηγορία εδάφους 3 όπου  $c_s, c_d = 1$

2. Συντελεστές εξωτ. πίεσης

$$E = \min(b, 2h) = \min(18, 2 * 15) = \min(18, 30) = 18\text{m}$$

Άρα  $d = e$

Από πίνακα 6.1 για  $h/d = 15/18 = 0,833$

Πίνακας 6.1 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων

| Ζώνη        | Α           |            | Β           |            | C           |            | D           |            | E           |            |
|-------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|
|             | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,1}$ | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,1}$ | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,1}$ | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,1}$ | $c_{pe,10}$ | $c_{pe,1}$ |
| 5           | -1,2        | -1,4       | -0,8        | -1,1       | -0,5        |            | +0,8        | +1,0       |             | -0,7       |
| 1           | -1,2        | -1,4       | -0,8        | -1,1       | -0,5        |            | +0,8        | +1,0       |             | -0,5       |
| $\leq 0,25$ | -1,2        | -1,4       | -0,8        | -1,1       | -0,5        |            | +0,7        | +1,0       |             | -0,3       |

Για ενδιάμεσες τιμές του  $h/d$  θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή.

Χρησιμοποιώντας την μέθοδο της γραμμικής παρεμβολής

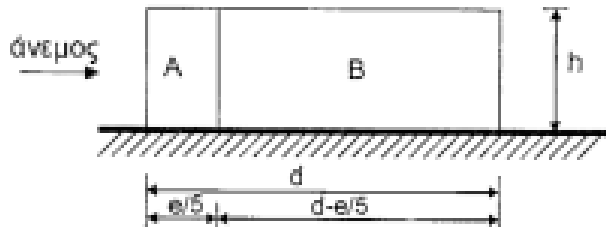
$$h/d = 1 \Rightarrow A: c_{pe,10} = -1,2, c_{pe,1} = -1,4$$

$$B: c_{pe,10} = -0,8, c_{pe,1} = -1,1$$

$h/d = 0,25 \Rightarrow A: C_{pe10} = -1,2, C_{pe1} = -1,4$   
 $B: C_{pe10} = -0,8, C_{pe1} = -1,1$

Από πίνακα 6.1

Όψη για  $e \geq d$



$e/5 = 3,6m$   
 $d - e/5 = 14,4m$

### 3. Πίεση ταχύτητας αιχμής

Βασική ταχύτητα ανέμου

$V_{b,0} = 30km/sec$

$V_b = C_d * C_{season} * V_{b,0} = 1 * 1 * 30 = 30km/sec$

Η μέση ταχύτητα του ανέμου σε ύψος  $z$  από το έδαφος είναι

$V_m(z) = C_v(z) * C_o(z) * V_b$

$K_r = 0,19 * (z_0/z_{0,II})^{0,07}$

Από πίνακα 4.1 για κατηγορία εδάφους 3 είναι

Πίνακας 4.1 Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι

| Κατηγορία εδάφους  | $z_0$<br>(m) | $z_{min}$<br>(m) |
|--|--------------|------------------|
| 0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή ανοικτής θάλασσας   | 0,003        | 1                |
| I Λιμένες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια  | 0,01         | 1                |
| II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων                       | 0,05         | 2                |
| III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση) | 0,3          | 5                |
| IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15 m   | 1,0          | 10               |

Οι κατηγορίες εδάφους επεξηγούνται στο Σχήμα 4.1

$z_0 = 0,3$  και το  $z_{min} = 5$

$K_r = 0,215$

$z_{0,II} = 0,05$  για κατηγ εδάφους II

Συντελεστής τραχύτητας

$C_r(z) = K_r * \ln(z/z_0) = 0,868$

Ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης παραγρ.4.4.2 είναι  $C_o = 1$

$$V_m(z) = C_r(z) \cdot C_o(z) \cdot V_b = 0,868 \cdot 1 \cdot 30 = 26,04 \text{ m/sec}$$

$$Z_{\min} < Z_c = 15 < Z_{\max} = 200 \text{ m}$$

Ένταση στροβιλισμού

$$\ln(z) = k_i / \{C_o(z) \cdot \ln(z/z_o)\}$$

Όπου  $k_i$  = συντελ. Στροβ. = 1

$$C_o(z) = 1$$

$$\ln(z) = 1 / (1 \cdot 3,91) = 0,256$$

Οπότε η πίεση ταχυτ. αιχμής είναι ίση με

$$Q_p(z) = [1 + 7 \cdot \ln(z)] \cdot 1/2 \cdot \rho \cdot V_m(z)^2 = [1 + 7 \cdot 0,256] \cdot 1/2 \cdot 0,00125 \cdot 30^2 = 1,5705 \text{ KN/m}^2$$

5.Εξωτερ. Και εσωτ. Πιέσεις ανέμου (παραγρ 4.2.2.)

$$W_e = Q_p(z_e) \cdot C_{pe} = 1,5705 \cdot C_{pe}$$

Από πίνακες 5.1.1, 5.1.2

Οι εσωτ επιφάνειες πίεσης ανέμου είναι  $W_i = Q_p(z_i) \cdot C_{pi} = 1,5705 \cdot C_{pi}$

$$\text{Επιφ Α} = 1,2 \quad \text{Επομένως } W_i = 1,5705 \cdot 1,2 = 1,8846 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Επιφ Β} = 1,4 \quad \text{Επομένως } W_i = 1,5705 \cdot 1,4 = 2,1987 \text{ KN/m}^2$$

Λαμβάνουμε για λόγους απλοποίησης ως πίεση ανέμου  $W_i = 2,0 \text{ KN/m}^2$ .

#### ΛΟΙΠΑ ΦΟΡΤΙΑ

##### Μόνιμα Φορτία

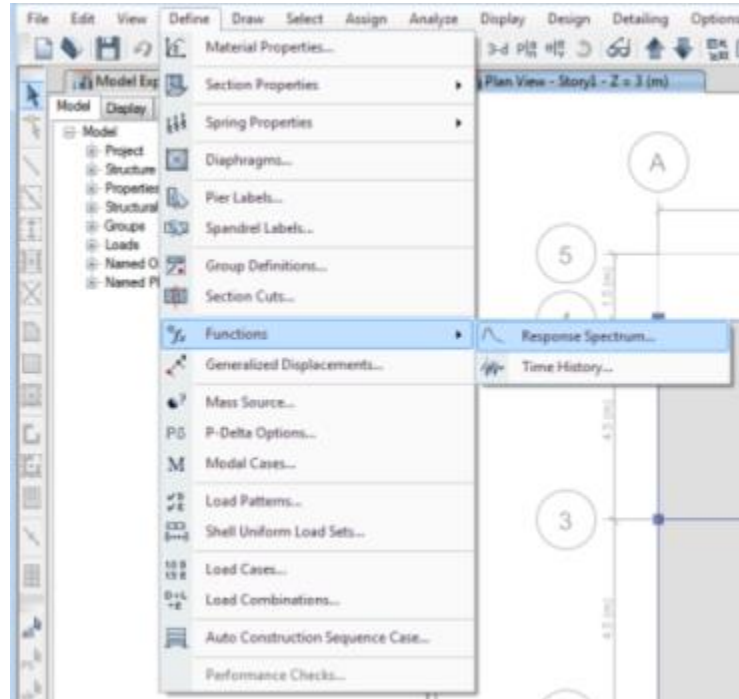
|                             |        |
|-----------------------------|--------|
| Μπατικοί Τοίχοι :           | 3,6KN  |
| Μηκίδες:                    | 2,1KN  |
| Φορτίο σε εξωτερικές δοκούς | 7,8KN  |
| Φορτίο σε εσωτερικές δοκούς | 15,6KN |

##### Κινητά Φορτία

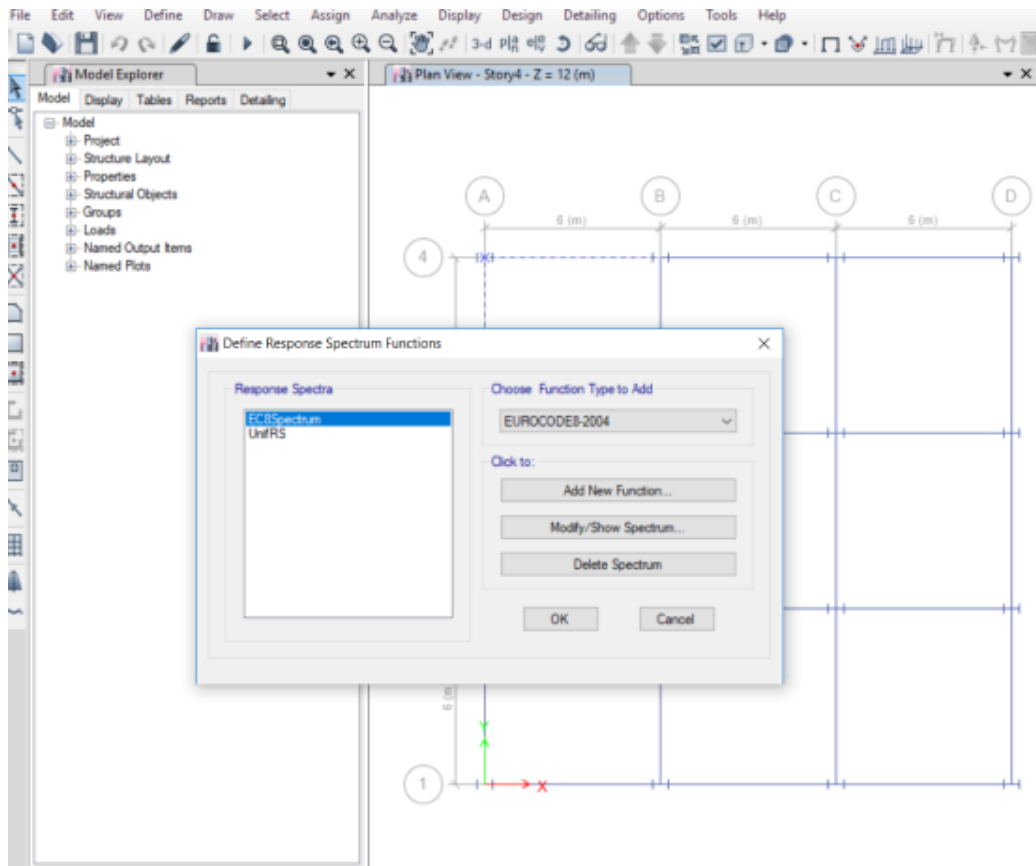
|                             |        |
|-----------------------------|--------|
| Φορτίο σε εξωτερικές δοκούς | 6,0KN  |
| Φορτίο σε εσωτερικές δοκούς | 12,0KN |

##### Φορτία σε οροφή

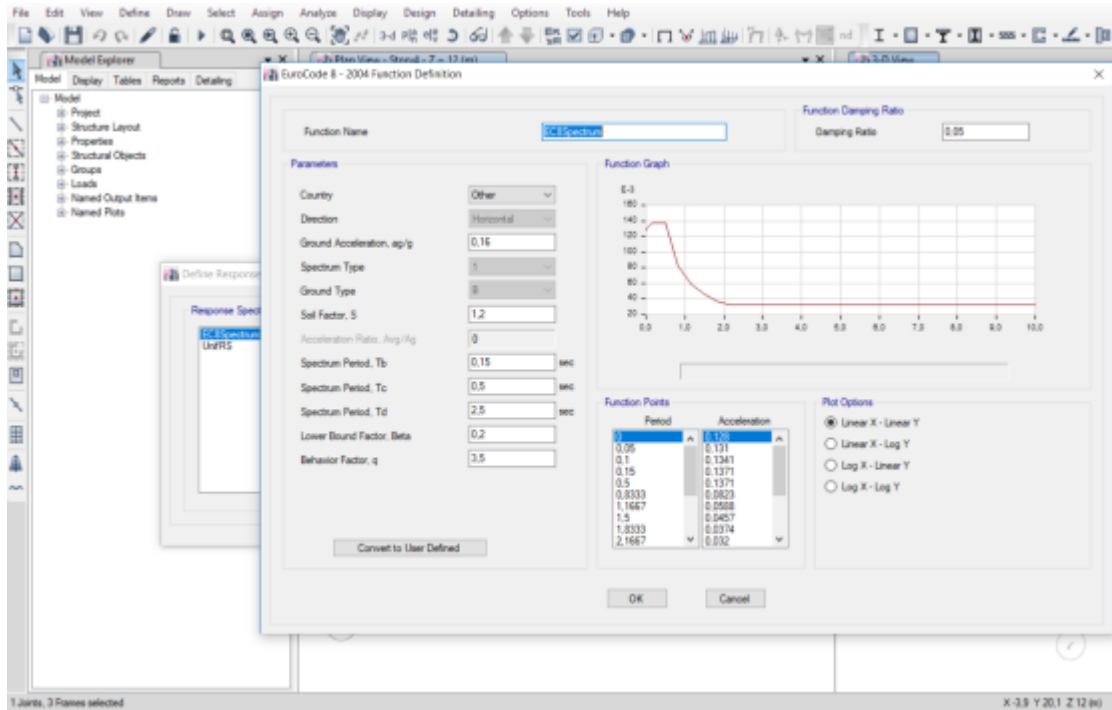
|               |        |
|---------------|--------|
| Μόνιμο Φορτίο | 1,07KN |
| Κινητό Φορτίο | 0,6KN  |



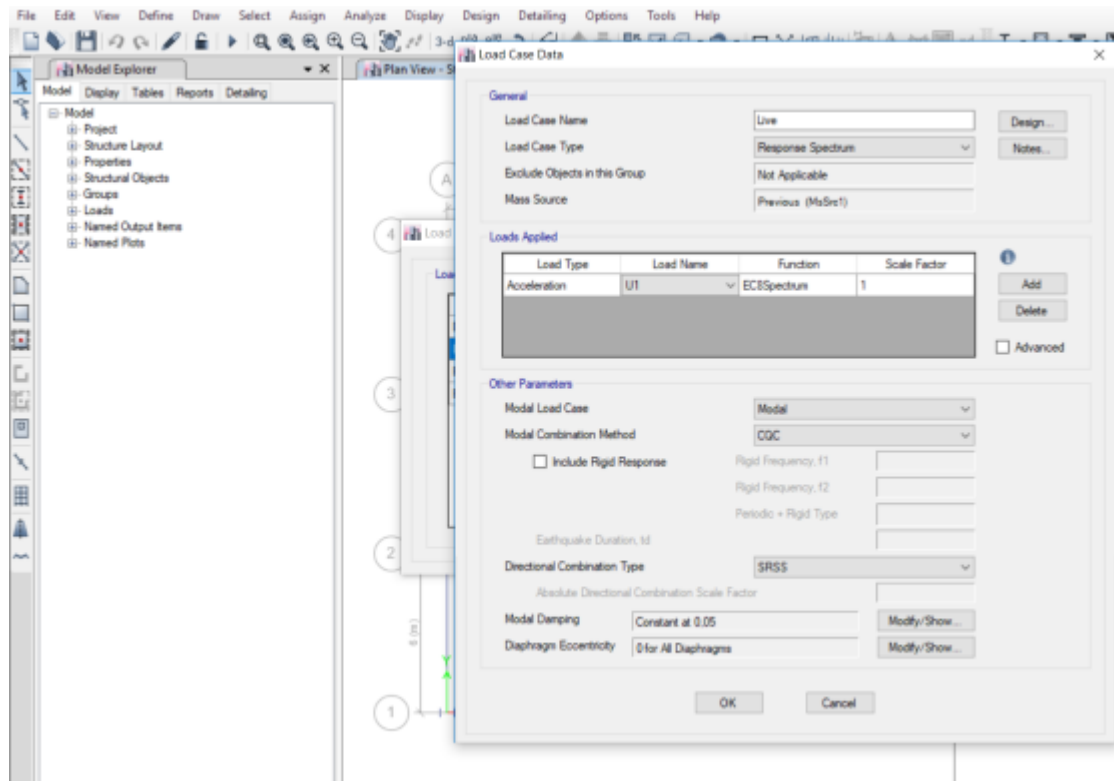
**Σχήμα 6.28** Ακολούθως θα ορίσουμε το φάσμα από το menu Define- Functions- Response Spectrum και ορίζουμε τις παραμέτρους του φάσματος.



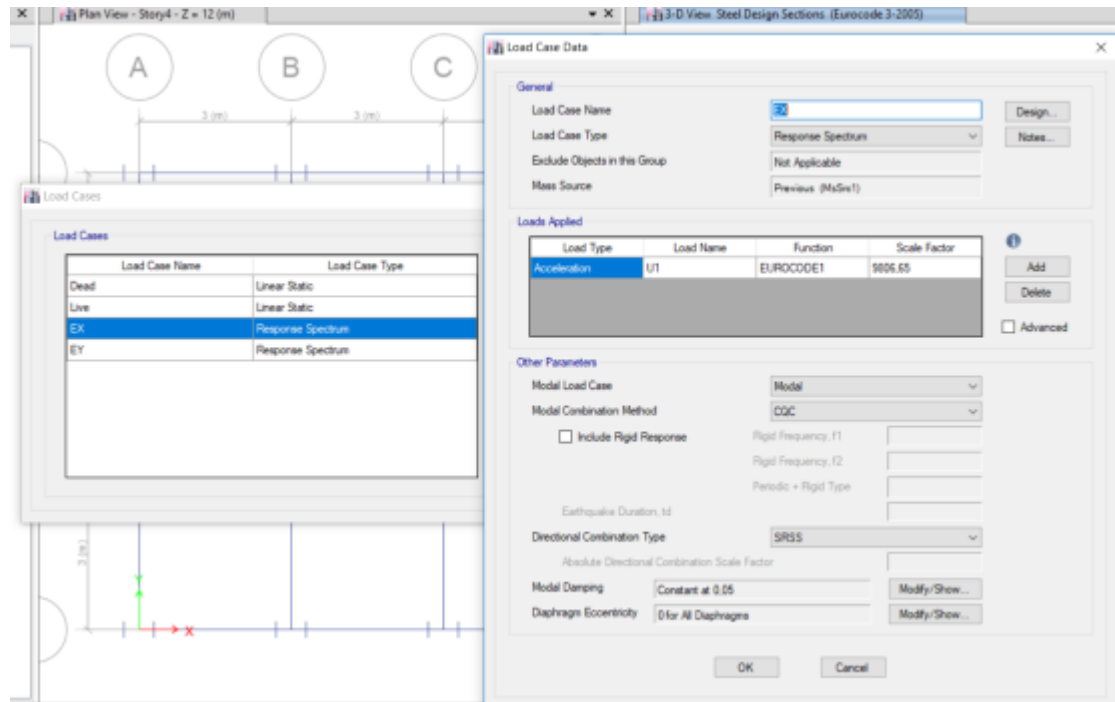
**Σχήμα 6.29** Ακολούθως θα ορίσουμε το φάσμα από το menu Define- Functions- Response Spectrum και ορίζουμε τις παραμέτρους του φάσματος.



Σχήμα 6.30 Ορίζουμε τις παραμέτρους του φάσματος.

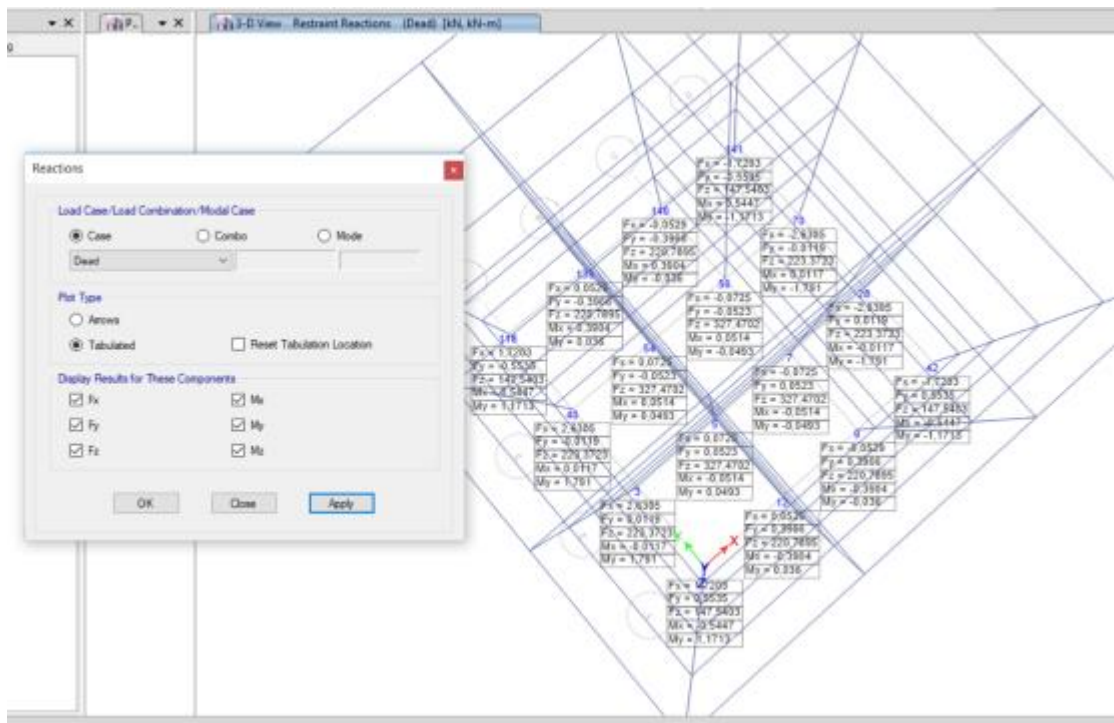


Σχήμα 6.31 Θα ορίσουμε να «τρέξει» η ανάλυση στην διεύθυνση U1 με την  $E_x$  και εφόσον χρειαστεί θα τρέξουμε και στην διεύθυνση U2 με την  $E_y$ .

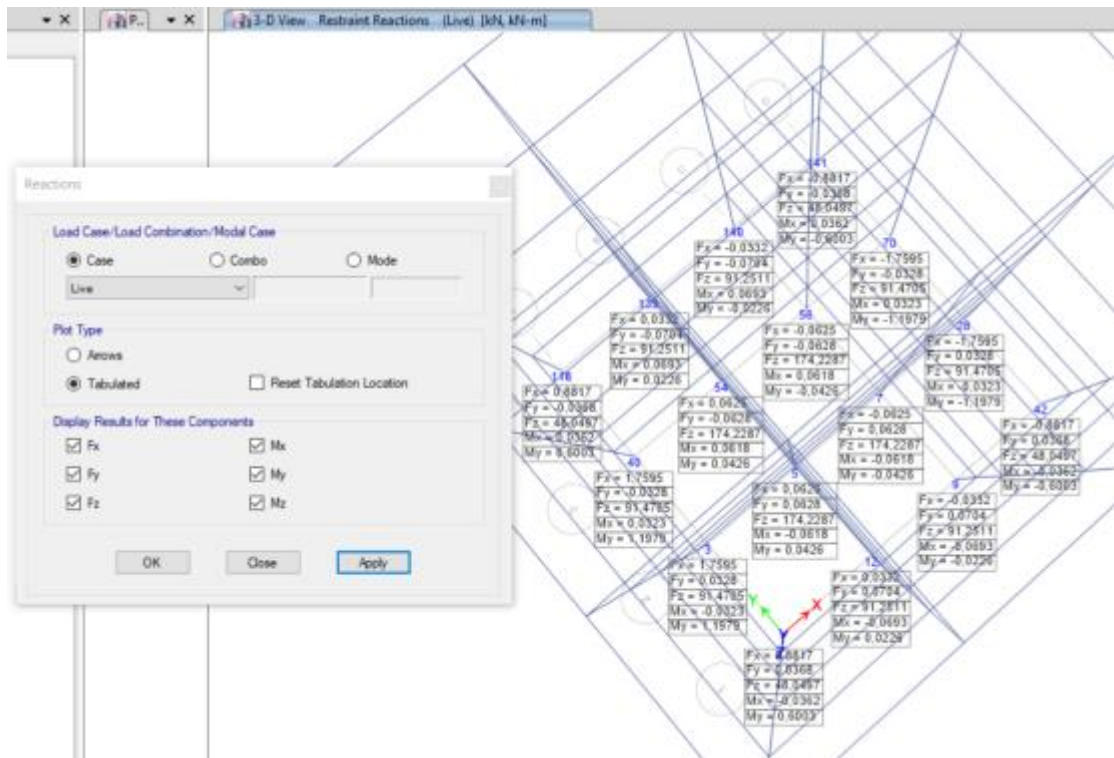


**Σχήμα 6.32**Θα ορίσουμε να «τρέξει» η ανάλυση στην διεύθυνση U1 με την Ex και εφόσον χρειαστεί θα τρέξουμε και στην διεύθυνση U2 με την Ey.

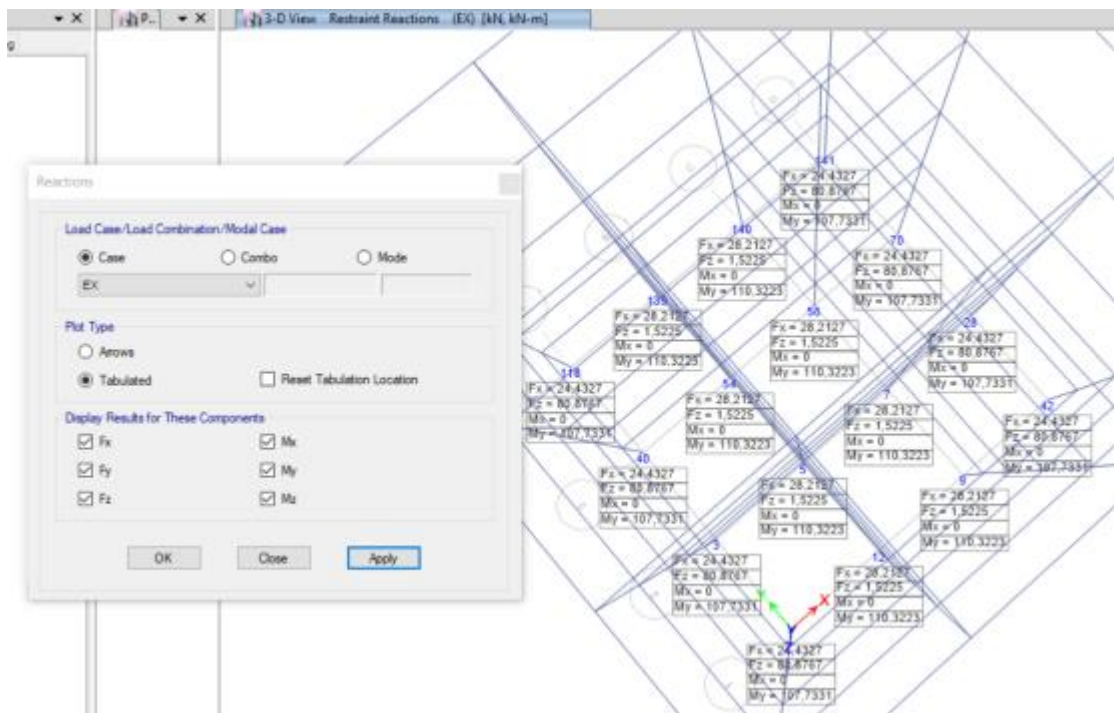
Εφόσον ολοκληρωθεί η ανάλυση θα λάβουμε τις αντιδράσεις στήριξης στις βάσεις των υποστυλωμάτων για να δούμε τις δυνάμεις που ασκούνται συνολικά στον φορέα.



**Σχήμα 6.33**Αντιδράσεις Case Dead.

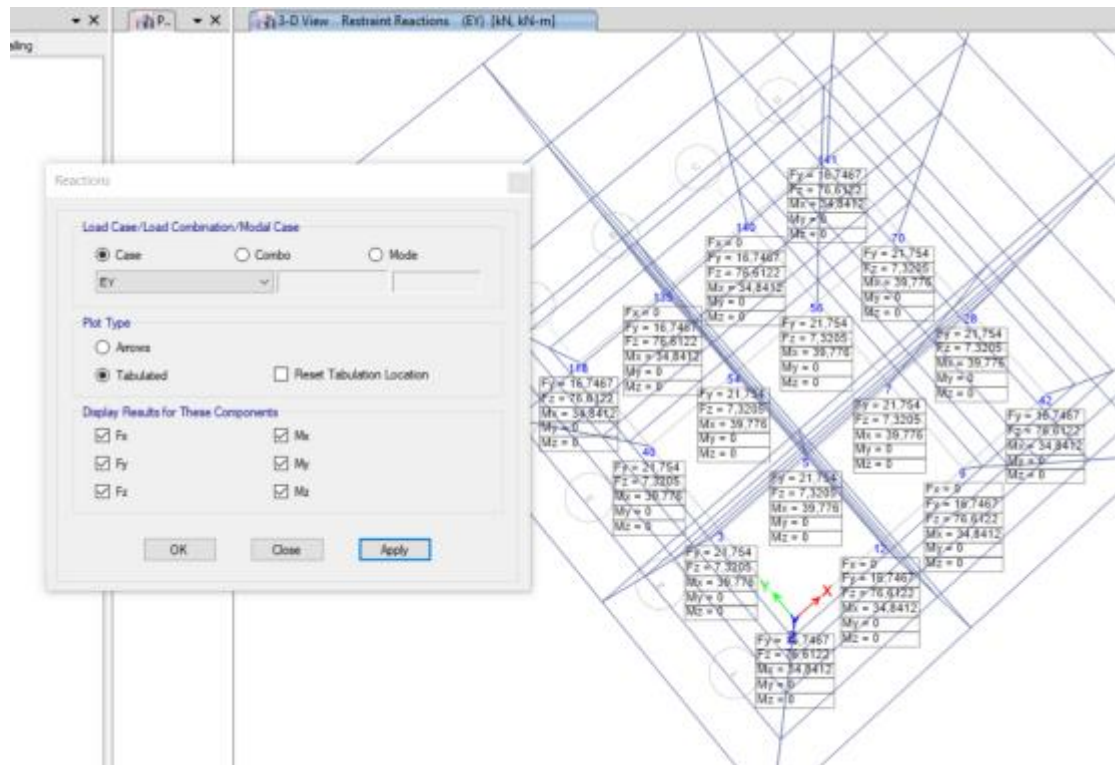


Σχήμα 6.34 Αντιδράσεις Case Live.

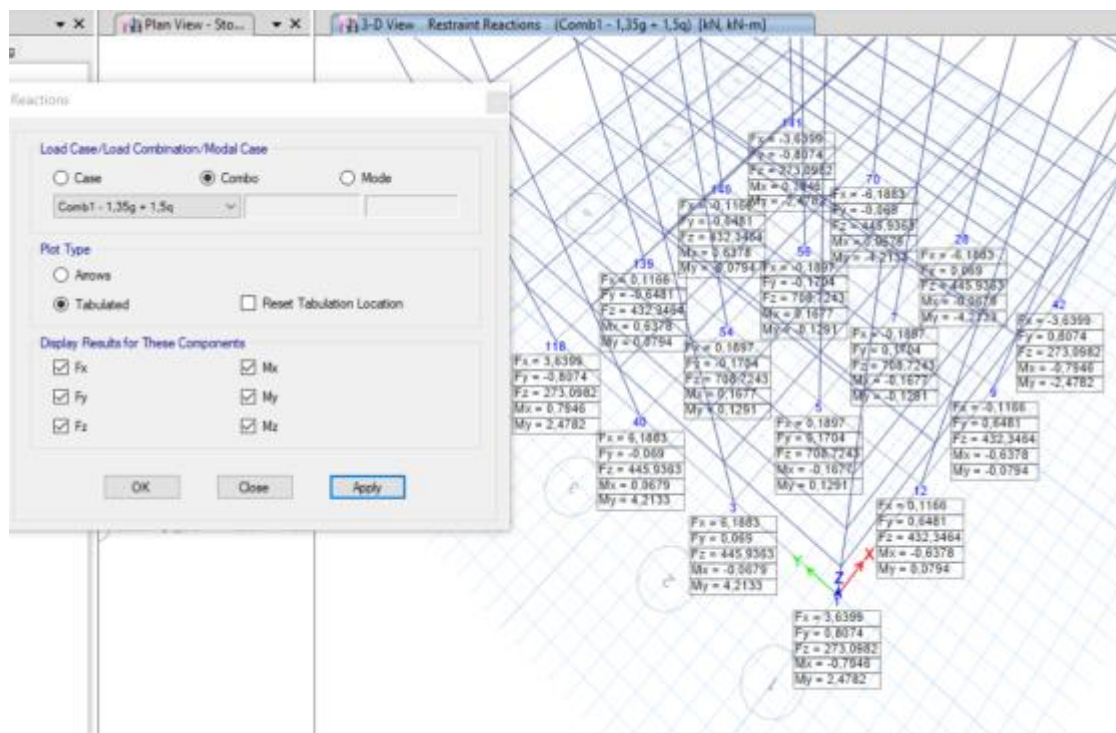


Σχήμα 6.35 Αντιδράσεις Case Ex.

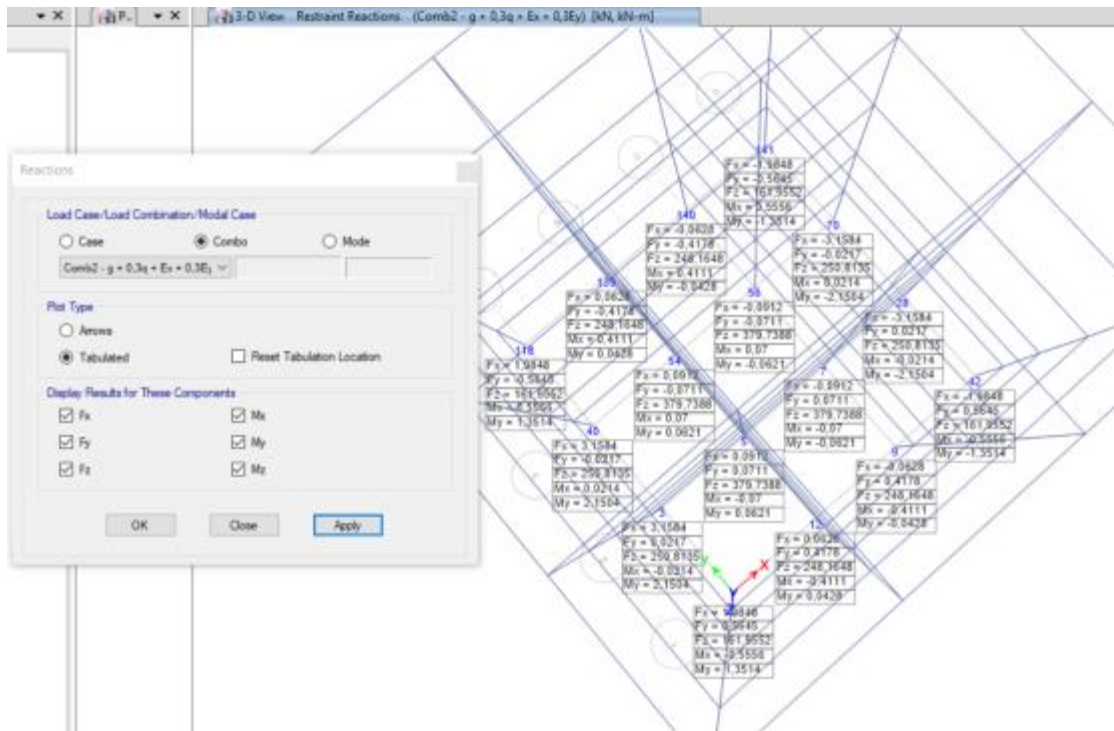




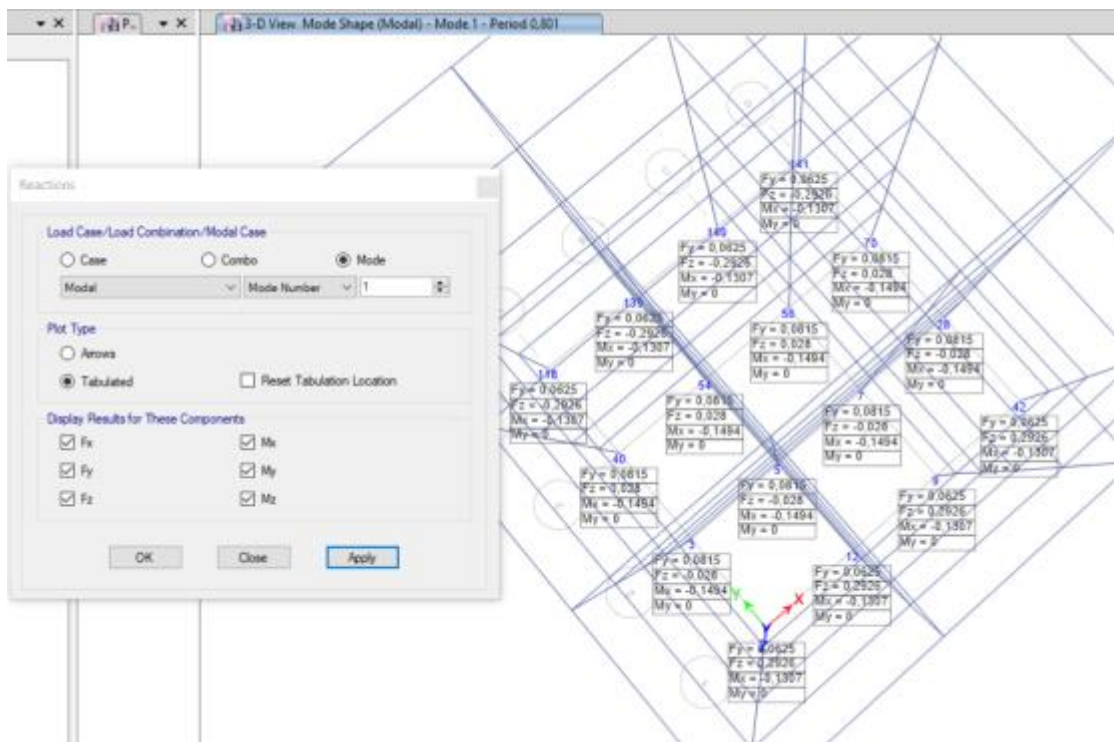
Σχήμα 6.36 Αντιδράσεις Case Ey.



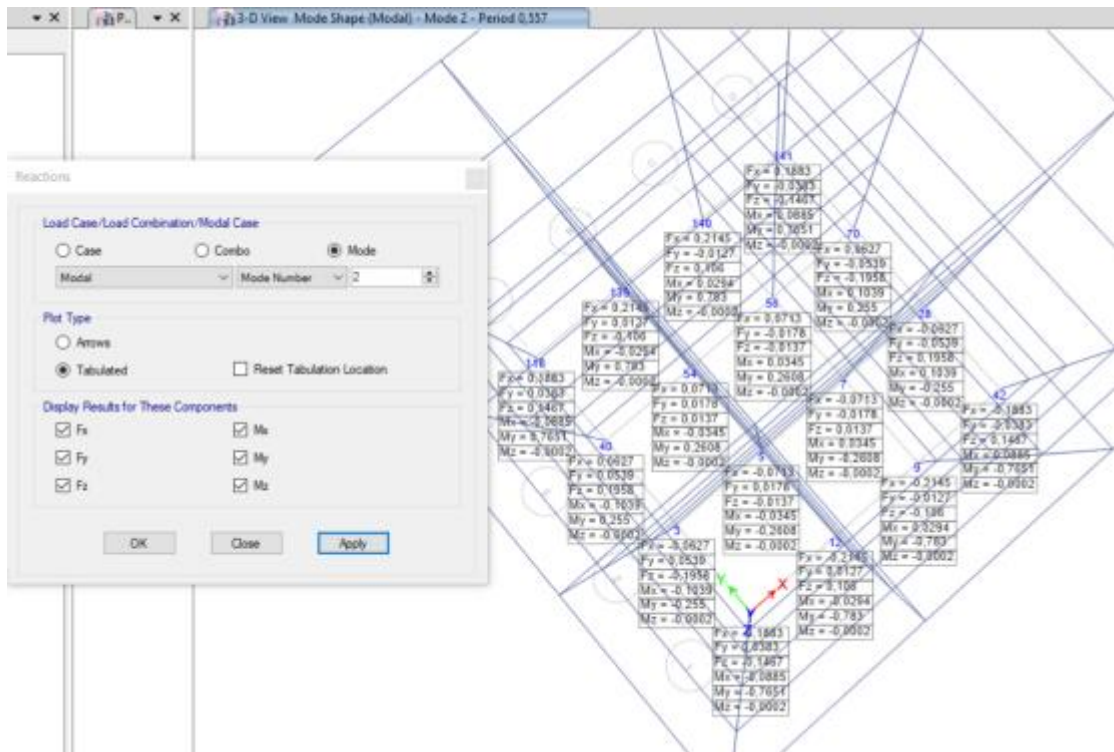
Σχήμα 6.37 Αντιδράσεις Combo 1,35g + 1,5q.



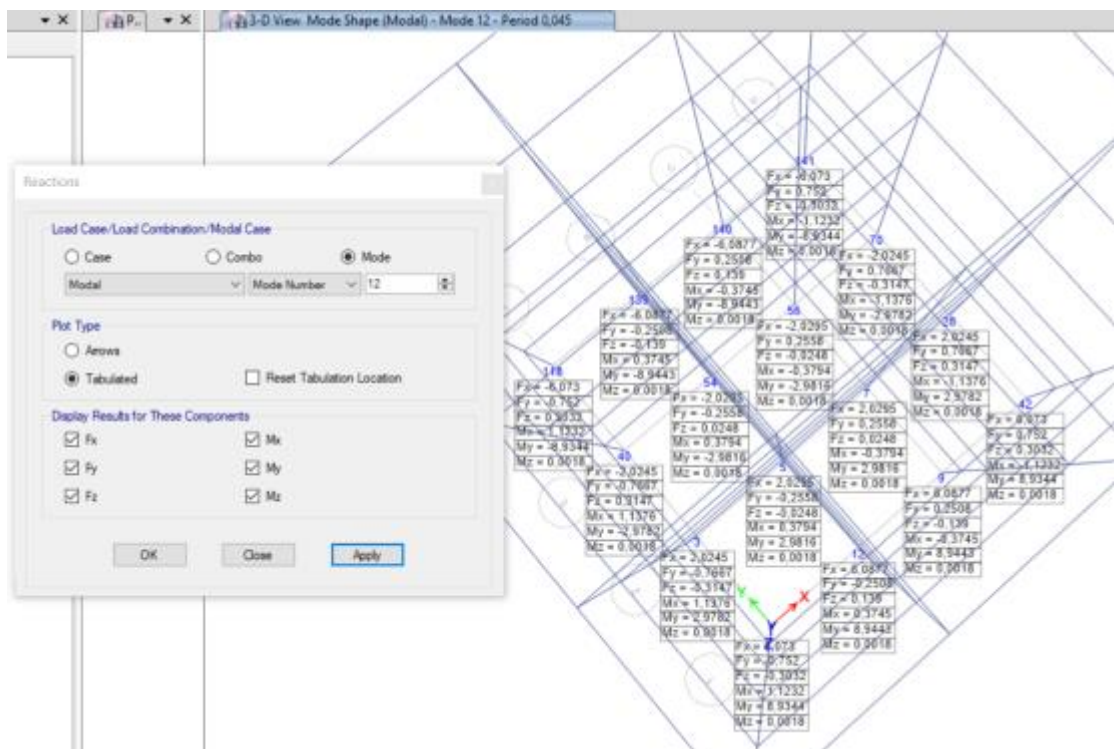
Σχήμα 6.38 Αντιδράσεις Combo  $g + 0,3q + Ex + 0,3Ey$ .



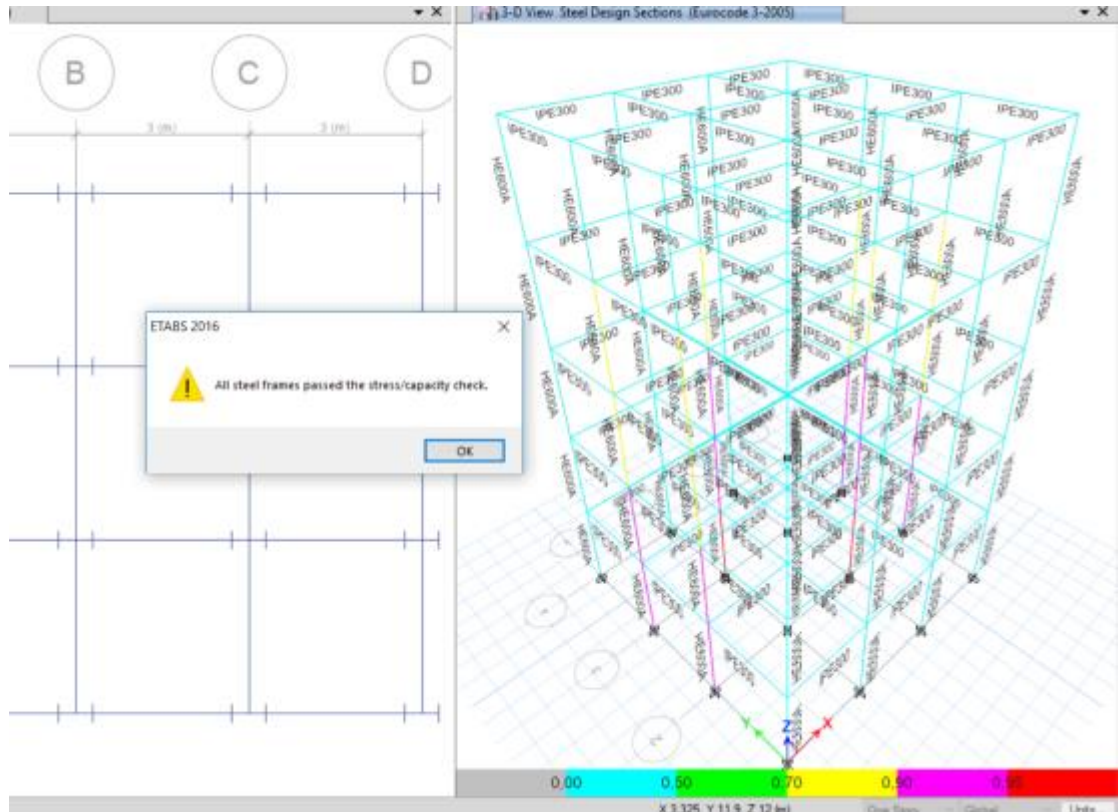
Σχήμα 6.39 Αντιδράσεις Mode 1.



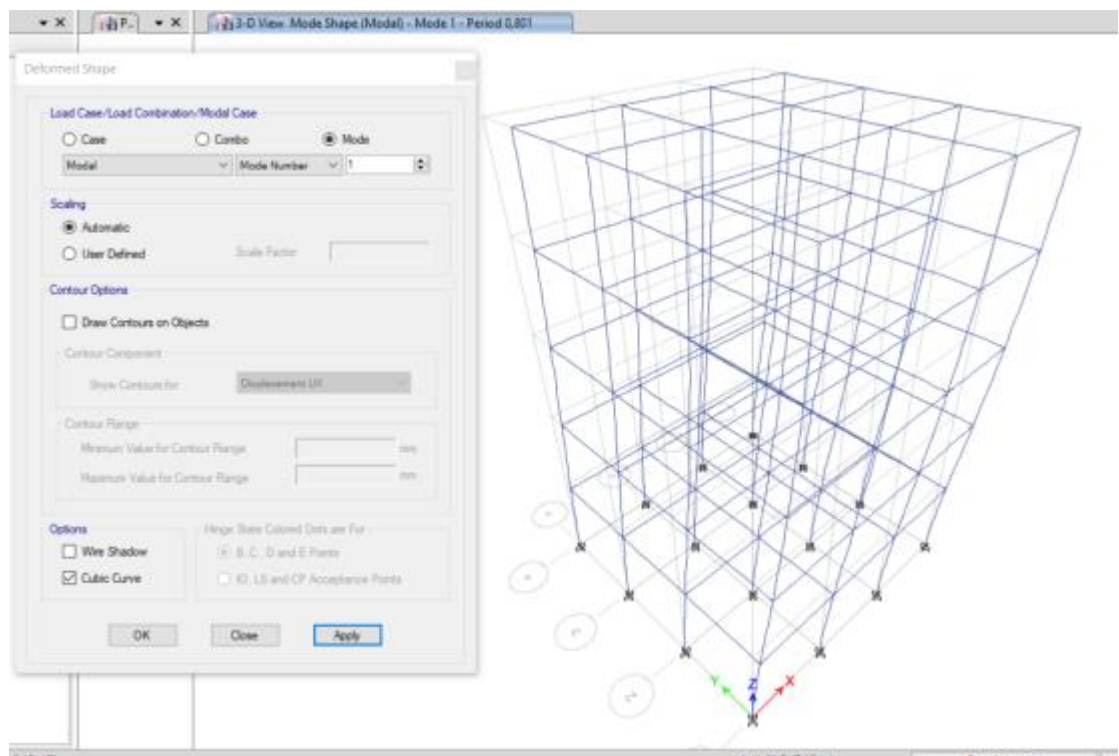
Σχήμα 6.40 Αντιδράσεις Mode 2.



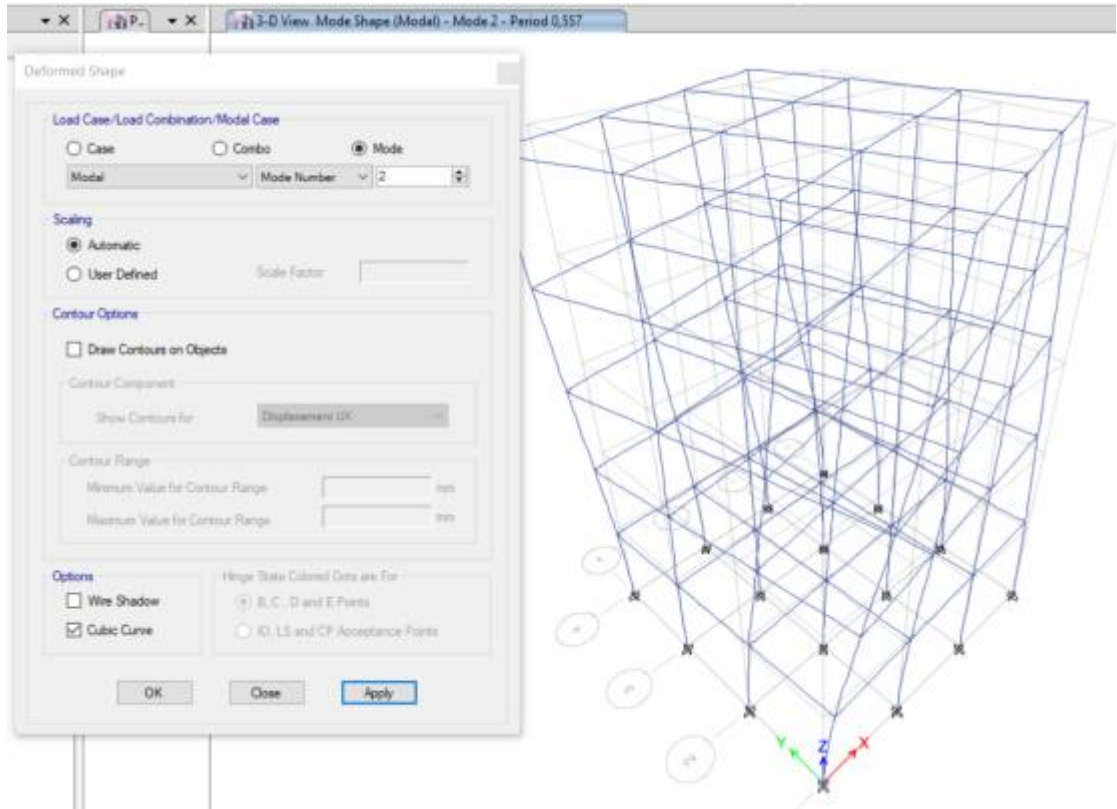
Σχήμα 6.41 Αντιδράσεις Mode 12.



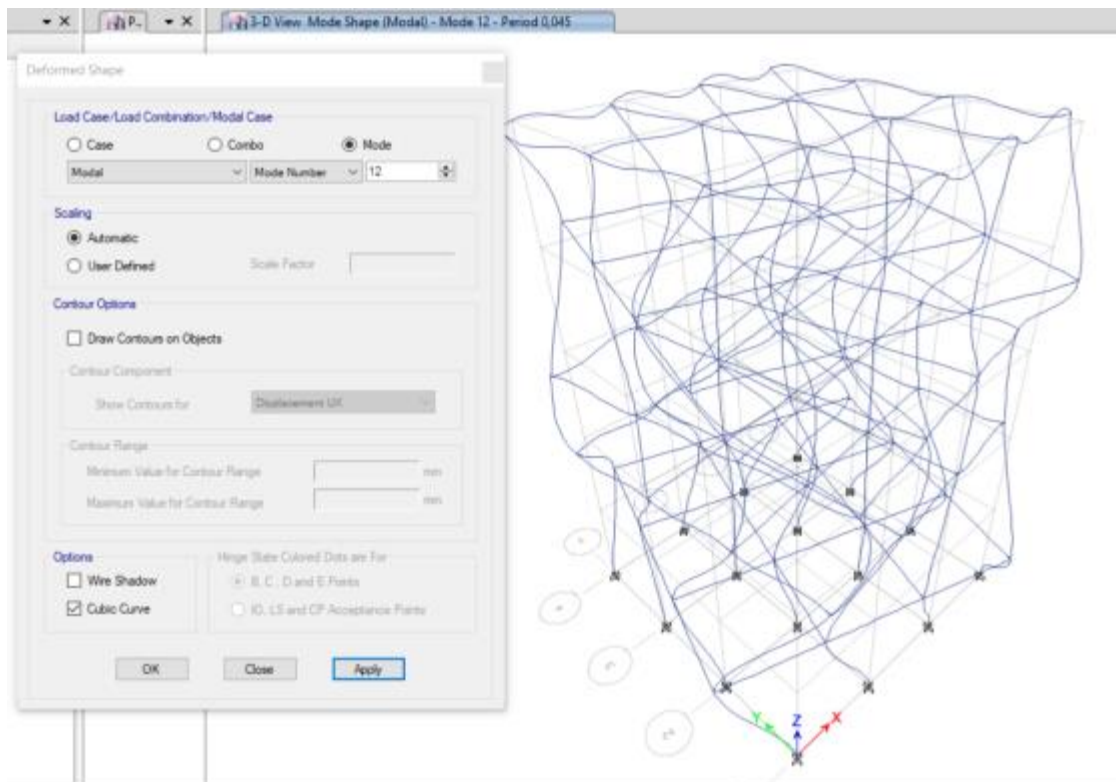
**Σχήμα 6.42** Εν συνεχεία θα εκτελέσουμε έλεγχο διαστασιολόγησης όπως αναφέρεται στο πρόγραμμα design check ώστε να ελεγχθούν τα στοιχεία αν επαρκούν στις δυνάμεις που προκαλούν τα φορτία dead, live,  $E_x$  αλλά και  $E_y$ .



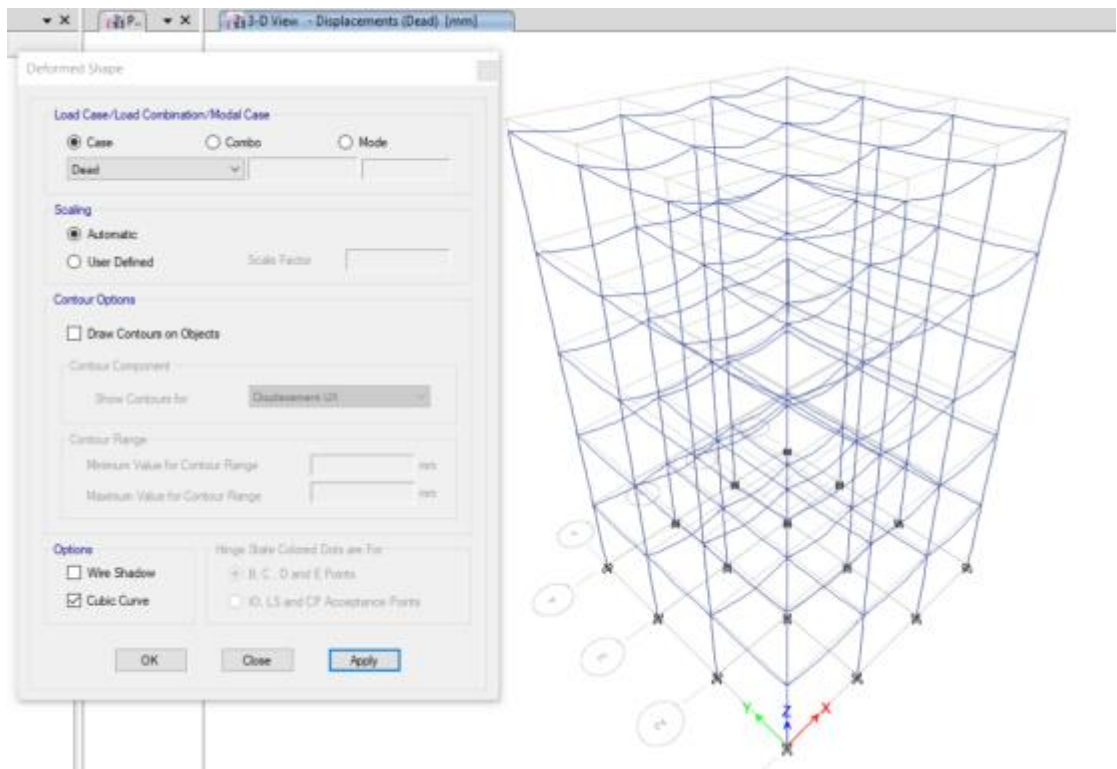
**Σχήμα 6.43** Διομορφή Mode 1.



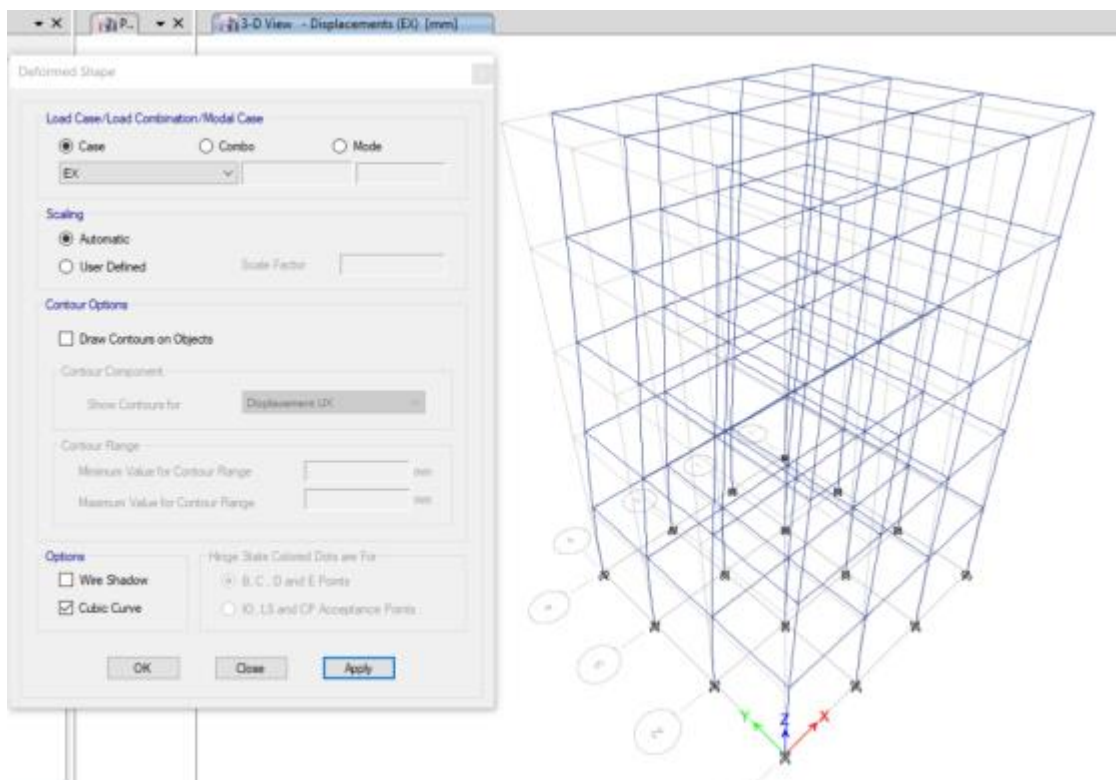
Σχήμα 6.44 Ιδιομορφή Mode 2.



Σχήμα 6.45 Ιδιομορφή Mode 12.



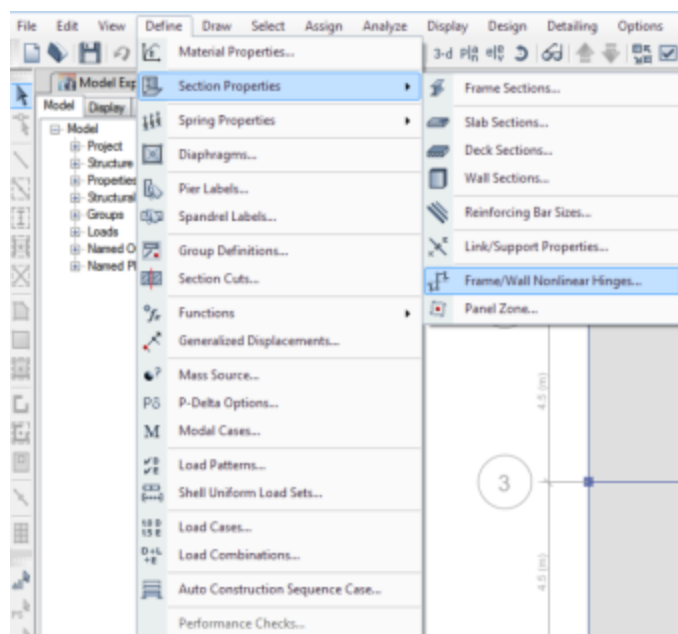
Σχήμα 6.46 Μορφή φορέα Case Dead.



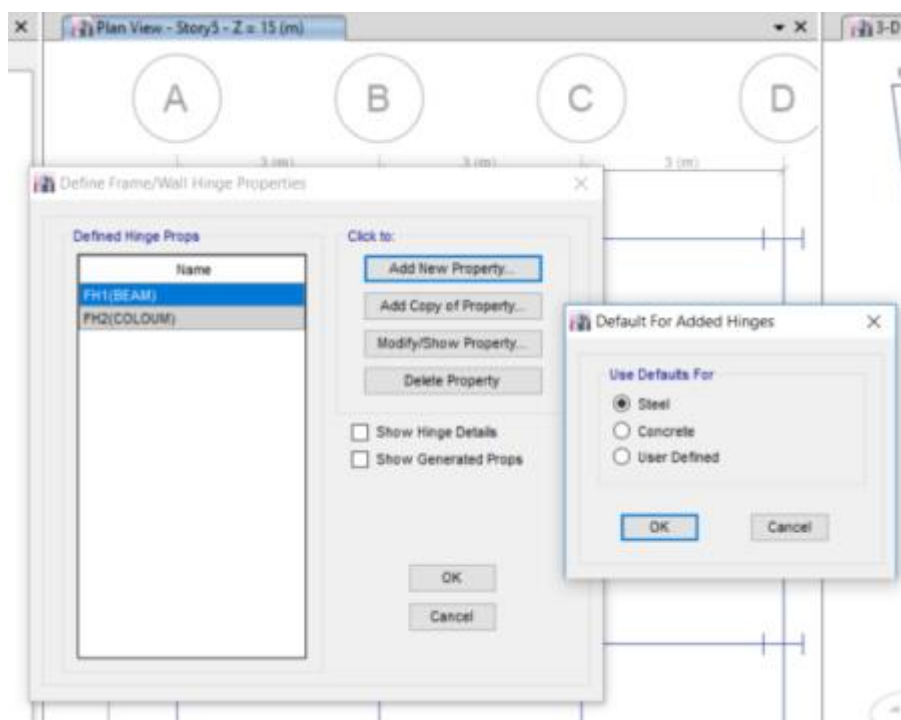
Σχήμα 6.47 Μορφή φορέα Case Ex.

### 6.3 ΒΗΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΤΗΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΥΠΟ ΑΥΞΑΝΟΜΕΝΗ ΤΑΣΗ(PUSHOVER)(ΚΤΙΡΙΟ 1)ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ETABS

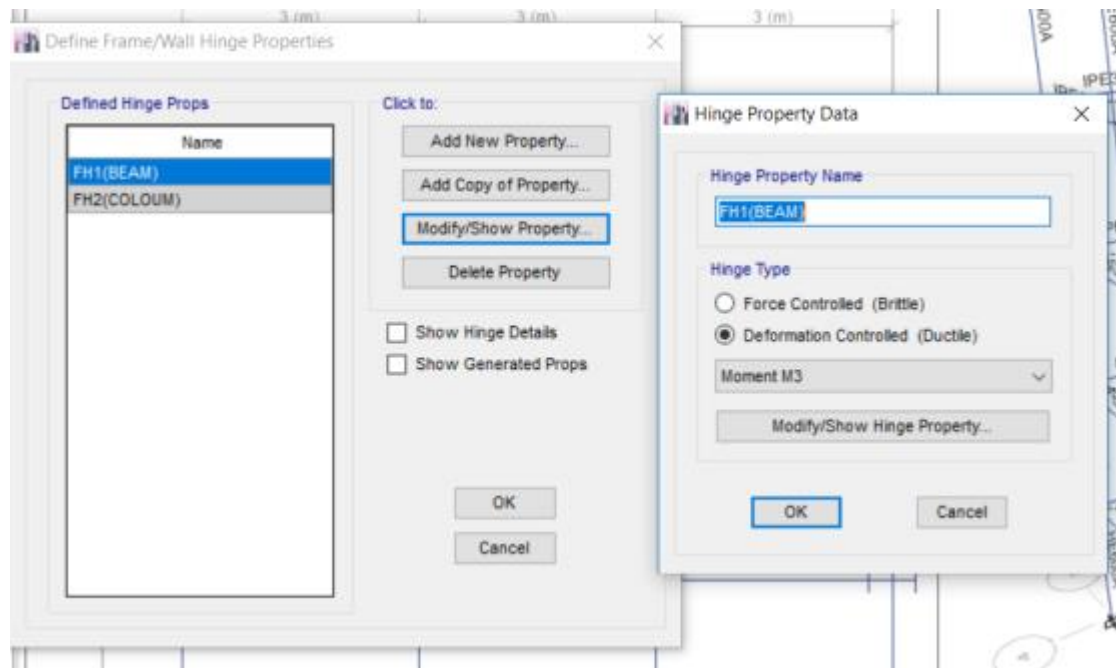
Σε συνέχεια της ιδιομορφικής ανάλυσης που πραγματοποιήσαμε ξεκινάμε την τροποποίηση του μοντέλου ώστε να ικανοποιεί τις συνθήκες της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης υπό αυξανόμενη τάση (pushover).



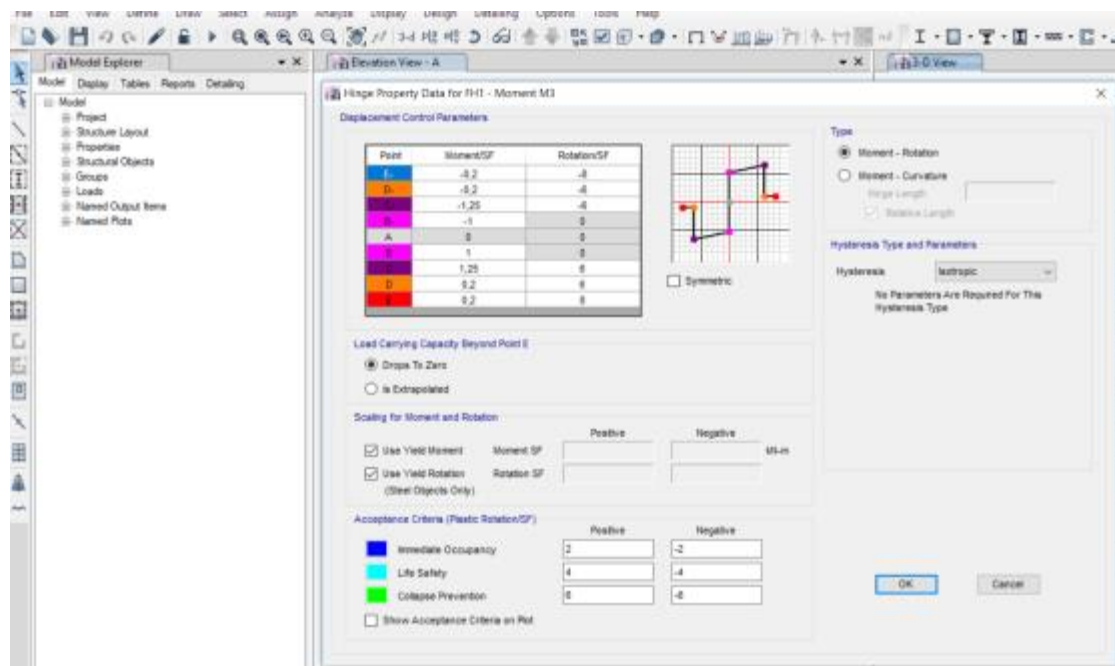
Σχήμα 6.48 Αρχικά θα ορίσουμε τις πλαστικές αρθρώσεις για χάλυβα.



Σχήμα 6.49 Θα ορίσουμε τις πλαστικές αρθρώσεις για χάλυβα.

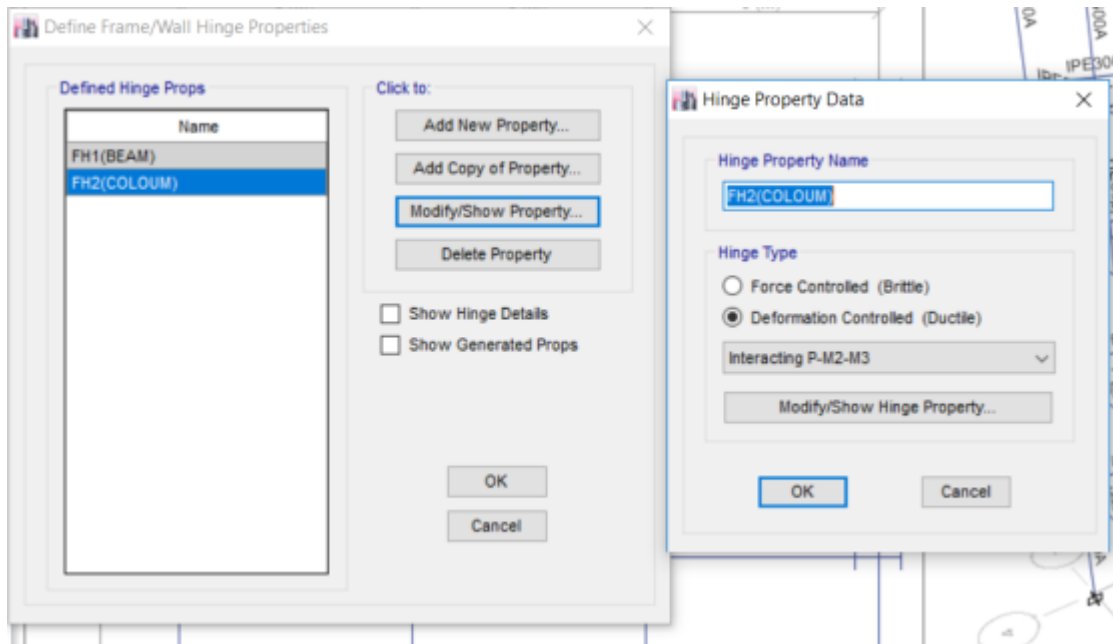


Σχήμα 6.50 Θα ορίσουμε για τις δοκούς (FH1-Beam) και έπειτα τα υποστυλώματα (FH2 – Column).

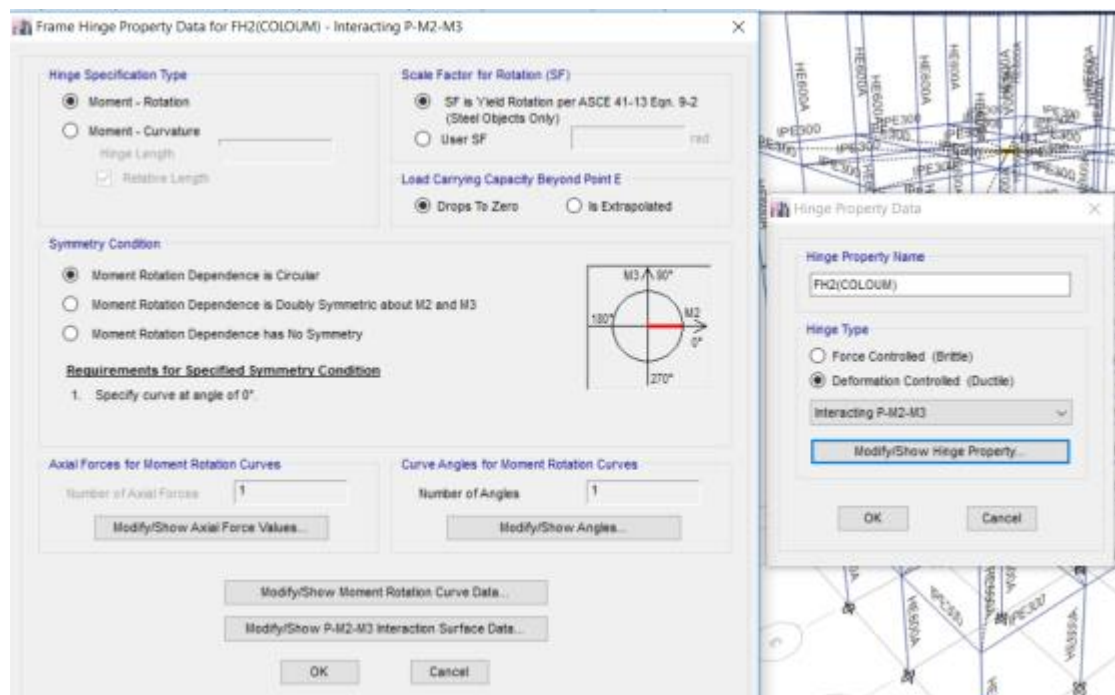


Σχήμα 6.51 Θα ορίσουμε τις ρυθμίσεις για τις δοκούς (FH1-Beam).

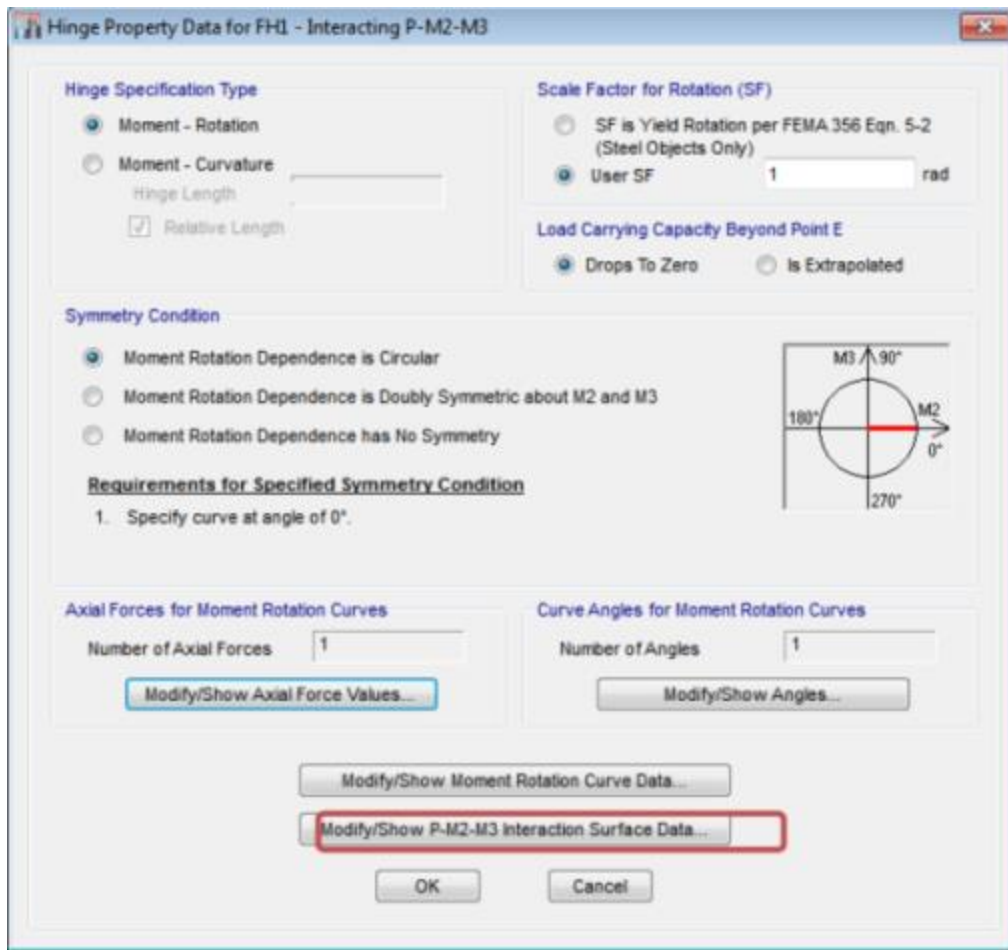




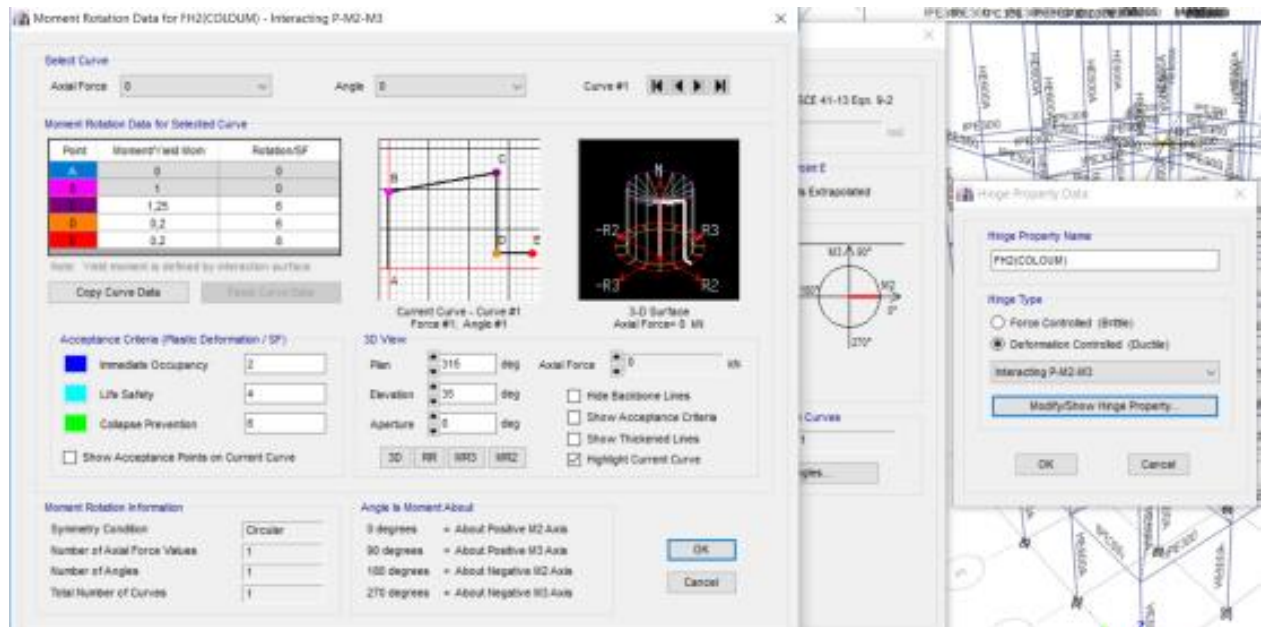
Σχήμα 6.52Θα ορίσουμε για τα υποστυλώματα (FH2 –Column).



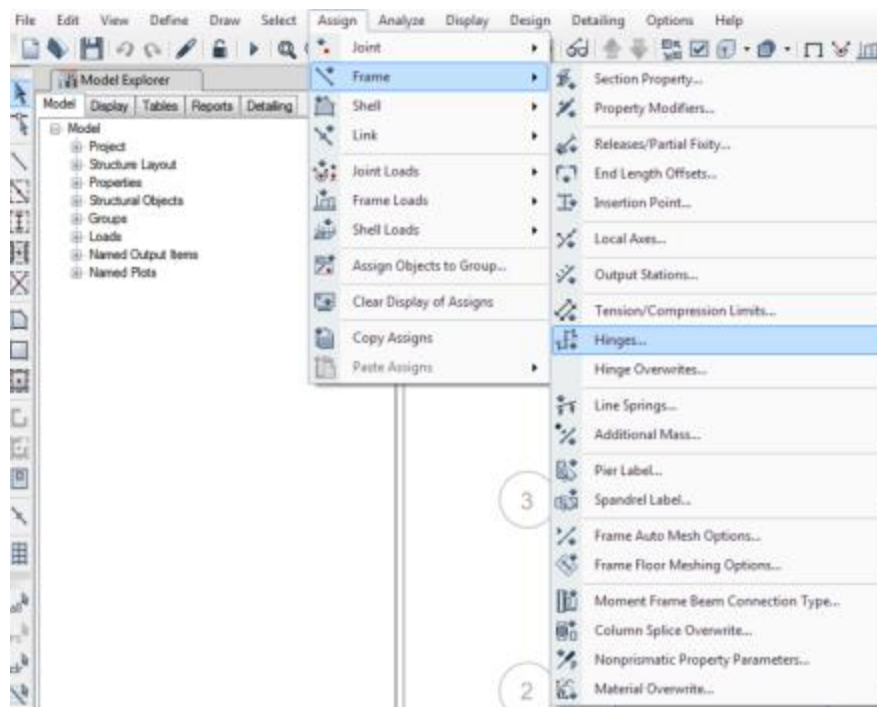
Σχήμα 6.53Θα ορίσουμε τις ρυθμίσεις για τα υποστυλώματα (FH2 –Column).



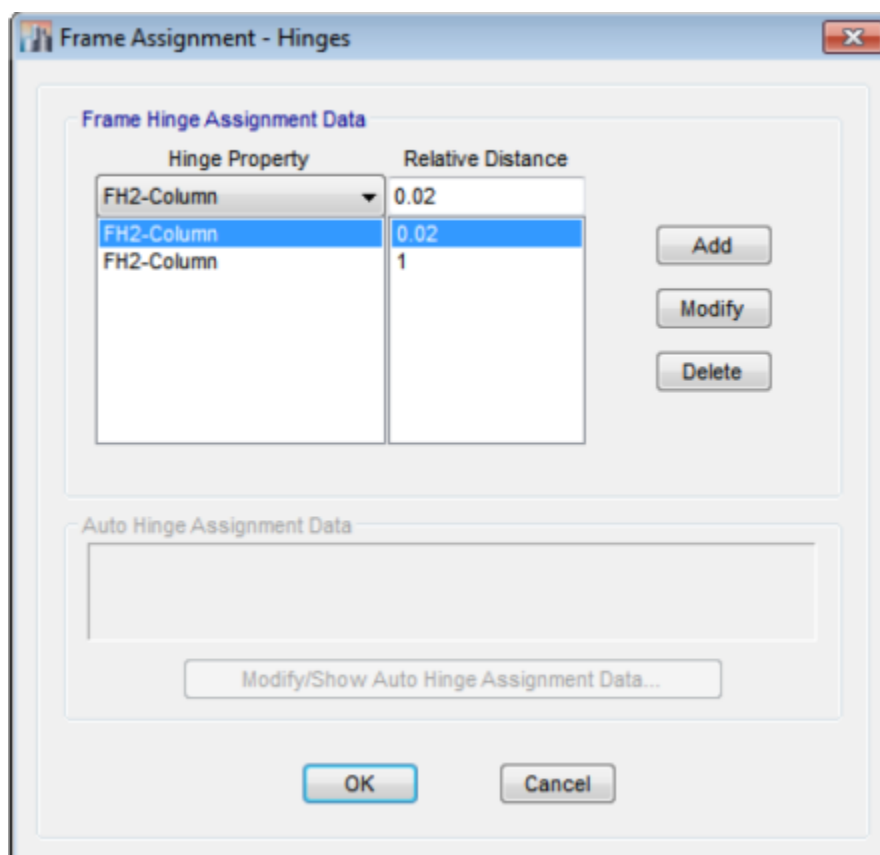
Σχήμα 6.54Θα ορίσουμε τις ρυθμίσεις για τα υποστυλώματα (FH2 –Column).



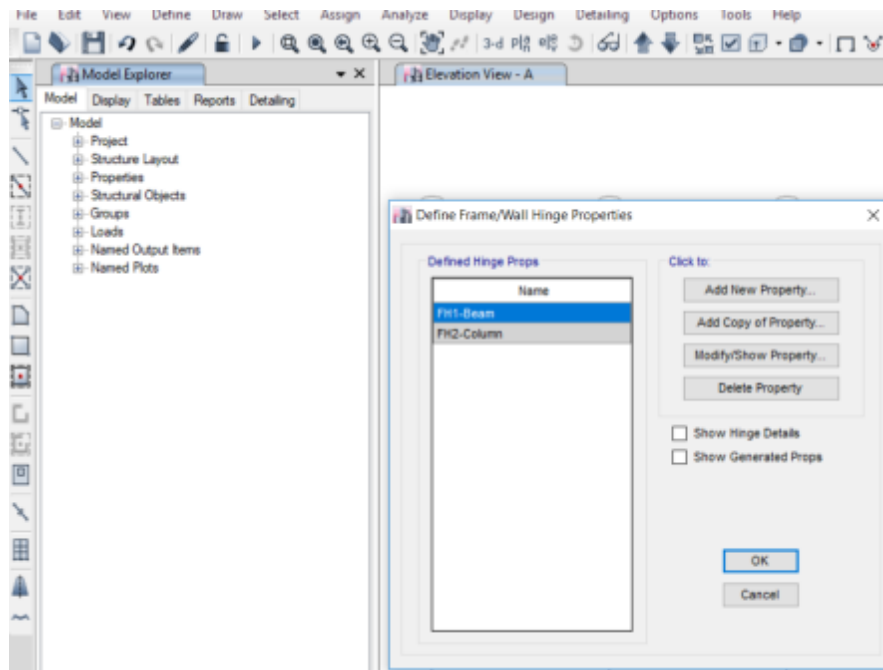
Σχήμα 6.55Θα ορίσουμε τις ρυθμίσεις για τα υποστυλώματα (FH2 –Column).



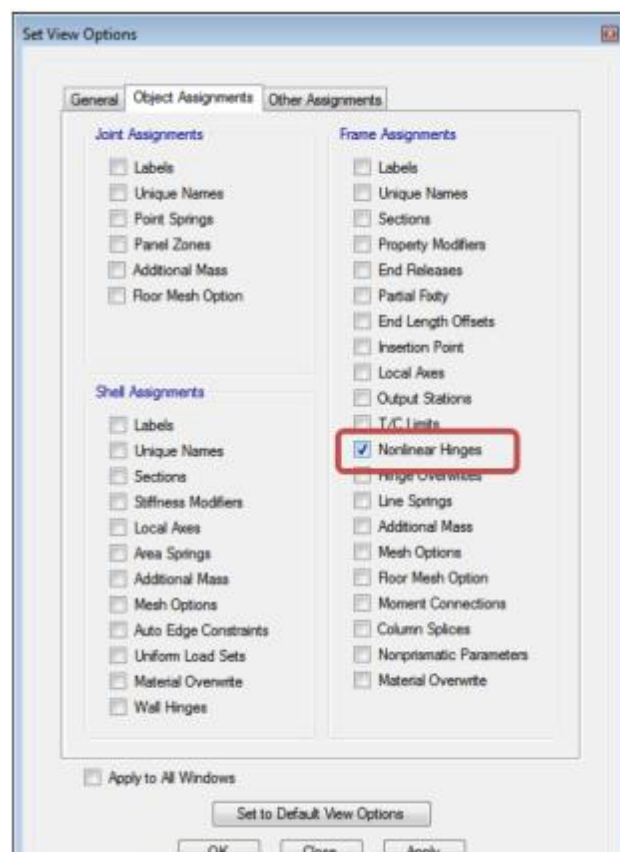
**Σχήμα 6.56** Θα πρέπει να ορίσουμε στα υποστυλώματα τα σημεία των πλαστικών αρθρώσεων στην προσομοίωση και κάνουμε Assign στους κόμβους.



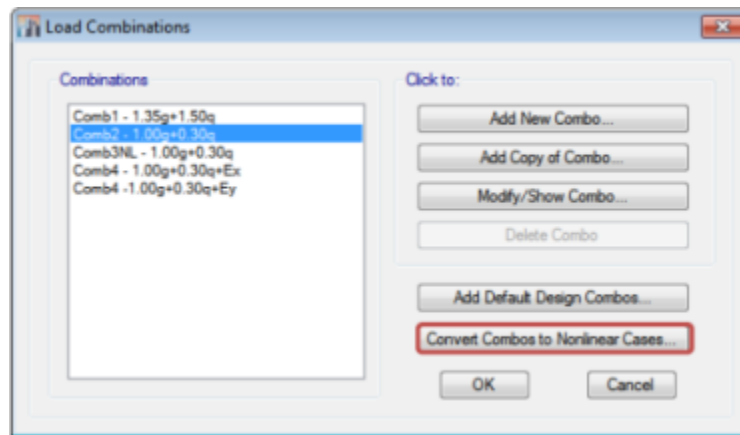
**Σχήμα 6.57** Θα πρέπει να ορίσουμε στα υποστυλώματα τα σημεία των πλαστικών αρθρώσεων στην προσομοίωση και κάνουμε Assign στους κόμβους στα σημεία 0.02 και 1 αναλογικά στο μήκος τους.



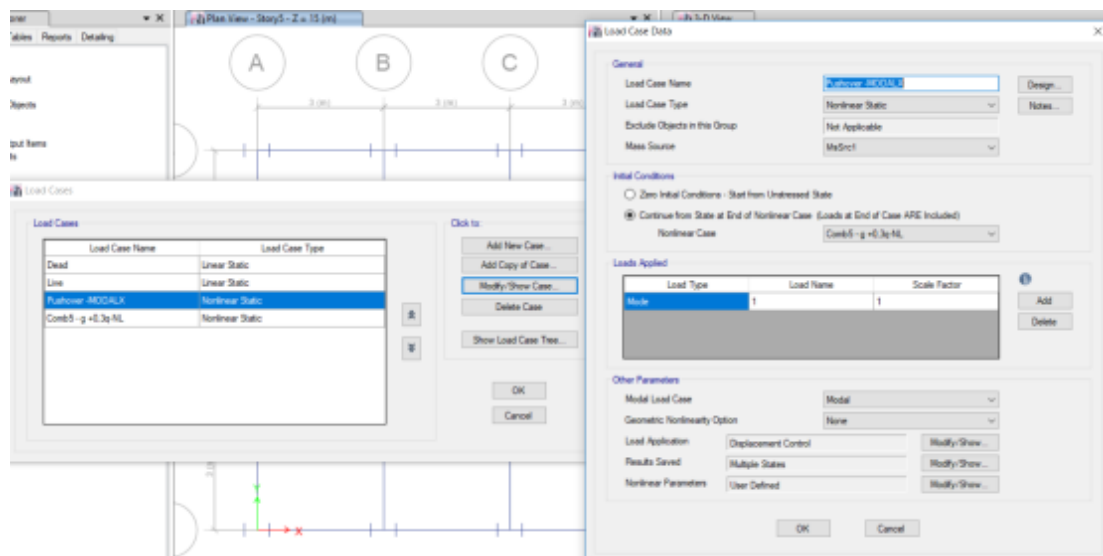
Σχήμα 6.58 Θα πρέπει να ορίσουμε στα υποστυλώματα τα σημεία των πλαστικών αρθρώσεων στην προσομοίωση και κάνουμε Assign στους κόμβους.



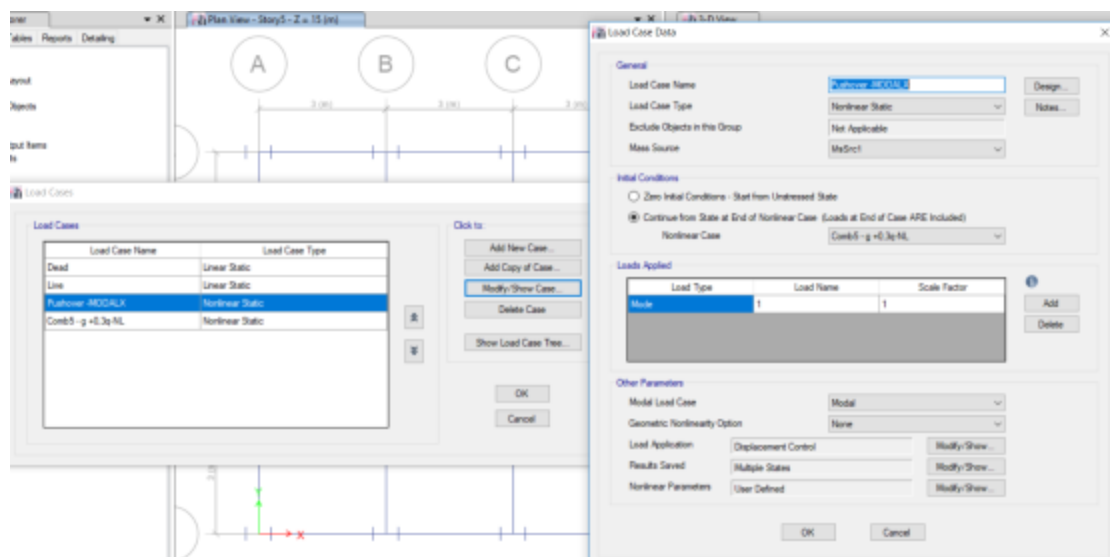
Σχήμα 6.59 Για να εμφανίζεται η θέση που ορίσαμε τις πλαστικές αρθρώσεις θα επιλέξουμε στο menu την εξής ρύθμιση.



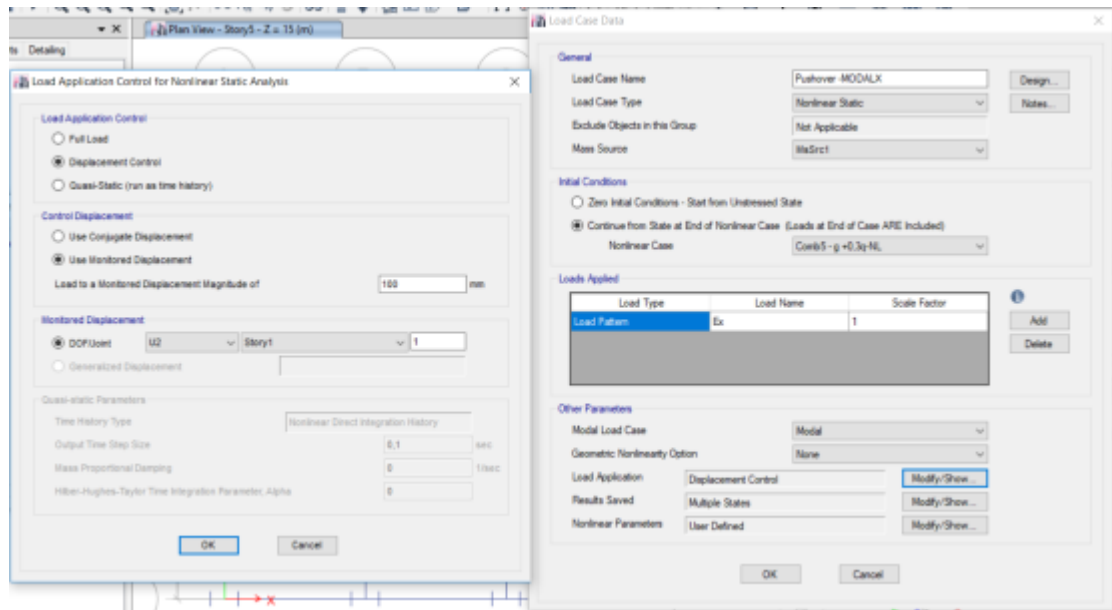
**Σχήμα 6.60** Επιλέγουμε τον κύριο συνδυασμό φόρτισης που θέλουμε και την μετατρέπουμε σε Nonlinear Cases με την επιλογή Convert Combos to Nonlinear Cases.



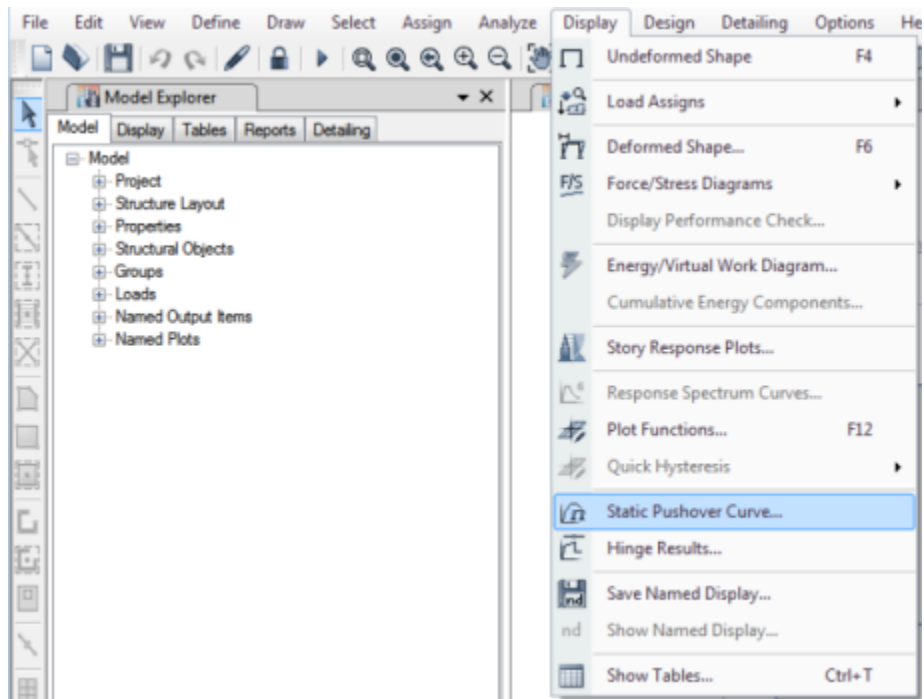
**Σχήμα 6.61** Δημιουργούμε μία νέα δύναμη και την ονομάζουμε Pushover\_MODAL X όπου με αυτήν θα φορτίσουμε την κατασκευή κατά την ανάλυση.



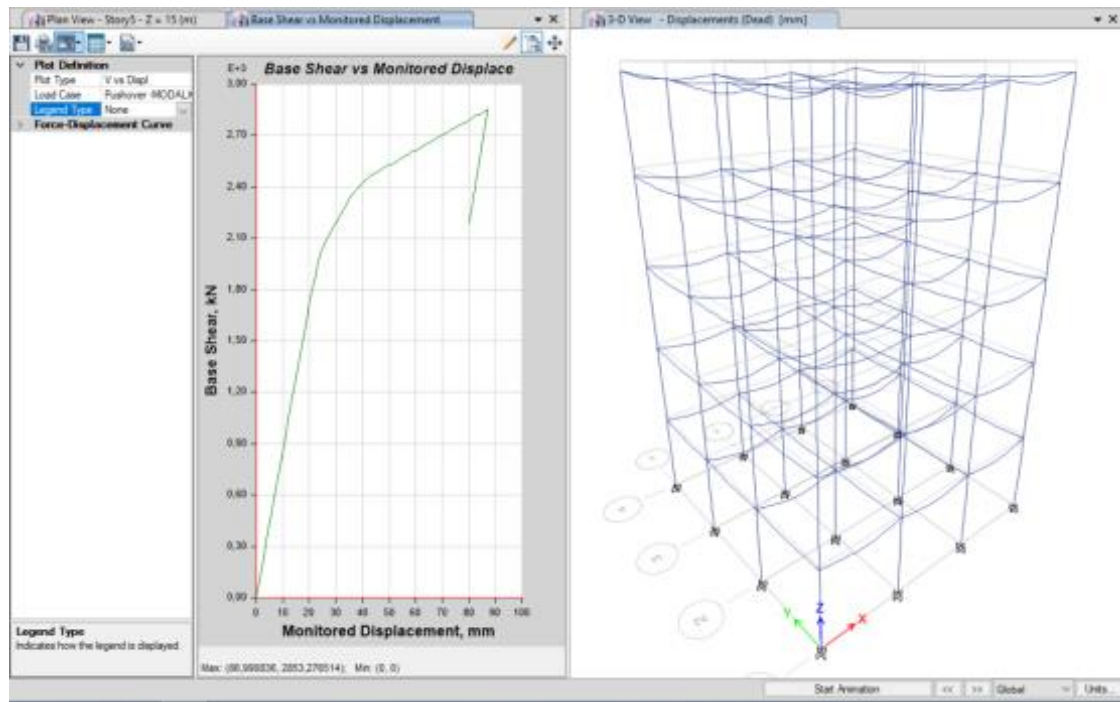
**Σχήμα 6.62** Ορίζουμε τα βήματα κ τις ρυθμίσεις της δύναμης.



Σχήμα 6.63 Ορίζουμε τα βήματα κ τις ρυθμίσεις της δύναμης.



Σχήμα 6.64 «Τρέχουμε» την ανάλυση της κατασκευής κ εξάγεται η καμπύλη pushoverόπου από αυτήν θα εξάγουμε τα αποτελέσματα για τα τρωτά σημεία της κατασκευής που θα πρέπει να ενισχύσουμε.



Σχήμα 6.65 Καμπύλη Pushover για το Κτίριο 1.

| 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             | 400 | 0   | 0   | 0   | 0  | 400  | 0     | 0     | 0   | 400   |
| 1    | 1                   | 85,9398       | 400 | 0   | 0   | 0   | 0  | 400  | 0     | 0     | 0   | 400   |
| 2    | 2                   | 171,8792      | 400 | 0   | 0   | 0   | 0  | 400  | 0     | 0     | 0   | 400   |
| 3    | 3                   | 257,8186      | 400 | 0   | 0   | 0   | 0  | 400  | 0     | 0     | 0   | 400   |
| 4    | 4                   | 343,758       | 400 | 0   | 0   | 0   | 0  | 400  | 0     | 0     | 0   | 400   |
| 5    | 5                   | 429,6974      | 400 | 0   | 0   | 0   | 0  | 400  | 0     | 0     | 0   | 400   |
| 6    | 6                   | 515,6368      | 400 | 0   | 0   | 0   | 0  | 400  | 0     | 0     | 0   | 400   |
| 7    | 7                   | 601,5762      | 400 | 0   | 0   | 0   | 0  | 400  | 0     | 0     | 0   | 400   |
| 8    | 8                   | 687,5155      | 400 | 0   | 0   | 0   | 0  | 400  | 0     | 0     | 0   | 400   |
| 9    | 9                   | 773,4549      | 400 | 0   | 0   | 0   | 0  | 400  | 0     | 0     | 0   | 400   |
| 10   | 10                  | 859,3942      | 400 | 0   | 0   | 0   | 0  | 400  | 0     | 0     | 0   | 400   |
| 11   | 11                  | 945,3335      | 400 | 0   | 0   | 0   | 0  | 400  | 0     | 0     | 0   | 400   |
| 12   | 12                  | 1031,2728     | 400 | 0   | 0   | 0   | 0  | 400  | 0     | 0     | 0   | 400   |
| 13   | 13                  | 1118,7741     | 400 | 0   | 0   | 0   | 0  | 400  | 0     | 0     | 0   | 400   |
| 14   | 14                  | 1203,1518     | 400 | 0   | 0   | 0   | 0  | 400  | 0     | 0     | 0   | 400   |
| 15   | 15                  | 1290,6531     | 400 | 0   | 0   | 0   | 0  | 400  | 0     | 0     | 0   | 400   |
| 16   | 16                  | 1375,0303     | 400 | 0   | 0   | 0   | 0  | 400  | 0     | 0     | 0   | 400   |
| 17   | 17                  | 1462,5316     | 400 | 0   | 0   | 0   | 0  | 400  | 0     | 0     | 0   | 400   |
| 18   | 18                  | 1546,9087     | 400 | 0   | 0   | 0   | 0  | 400  | 0     | 0     | 0   | 400   |
| 19   | 19                  | 1634,4099     | 400 | 0   | 0   | 0   | 0  | 400  | 0     | 0     | 0   | 400   |
| 20   | 20                  | 1718,7869     | 400 | 0   | 0   | 0   | 0  | 400  | 0     | 0     | 0   | 400   |
| 21   | 21,165              | 1816,4378     | 384 | 16  | 0   | 0   | 0  | 400  | 0     | 0     | 0   | 400   |
| 22   | 22,165              | 1877,4871     | 384 | 16  | 0   | 0   | 0  | 400  | 0     | 0     | 0   | 400   |
| 23   | 23,165              | 1942,0184     | 384 | 16  | 0   | 0   | 0  | 400  | 0     | 0     | 0   | 400   |
| 24   | 24,446              | 2020,2162     | 364 | 36  | 0   | 0   | 0  | 400  | 0     | 0     | 0   | 400   |
| 25   | 26,178              | 2085,0545     | 352 | 48  | 0   | 0   | 0  | 400  | 0     | 0     | 0   | 400   |
| 26   | 27,178              | 2110,2966     | 352 | 48  | 0   | 0   | 0  | 400  | 0     | 0     | 0   | 400   |
| 27   | 28,969              | 2165,0429     | 344 | 56  | 0   | 0   | 0  | 400  | 0     | 0     | 0   | 400   |
| 28   | 29,969              | 2189,7554     | 344 | 56  | 0   | 0   | 0  | 400  | 0     | 0     | 0   | 400   |
| 29   | 30,969              | 2219,4722     | 344 | 56  | 0   | 0   | 0  | 400  | 0     | 0     | 0   | 400   |

Σχήμα 6.66 Λαμβάνουμε τα εξής αποτελέσματα στην μορφή πίνακα ώστε να μπορούμε να εξετάσουμε σε κάθε βήμα τι δυνάμεις ασκούνται στην κατασκευή.

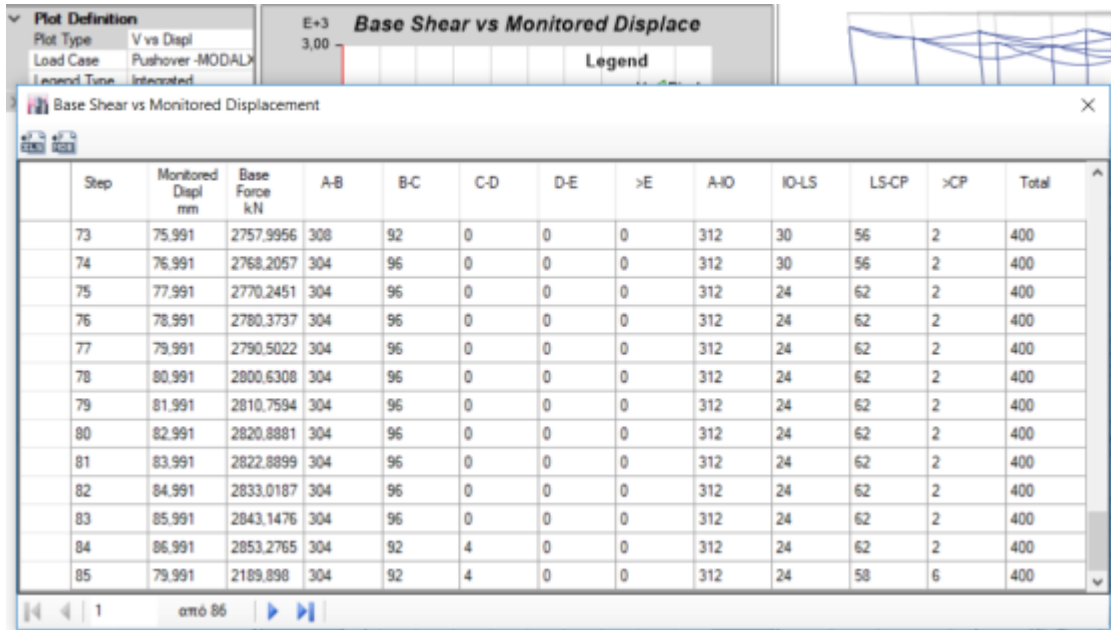
| Step | Monitored Displ mm | Base Force kN | A-B | B-C | C-D | D-E | >E | A/D | I/O-LS | LS-CP | >CP | Total |
|------|--------------------|---------------|-----|-----|-----|-----|----|-----|--------|-------|-----|-------|
| 29   | 30.969             | 2219.4722     | 344 | 56  | 0   | 0   | 0  | 400 | 0      | 0     | 0   | 400   |
| 30   | 31.969             | 2249.1891     | 344 | 56  | 0   | 0   | 0  | 400 | 0      | 0     | 0   | 400   |
| 31   | 32.969             | 2273.4569     | 344 | 56  | 0   | 0   | 0  | 400 | 0      | 0     | 0   | 400   |
| 32   | 34.167             | 2308.6473     | 330 | 70  | 0   | 0   | 0  | 400 | 0      | 0     | 0   | 400   |
| 33   | 35.475             | 2343.8602     | 326 | 74  | 0   | 0   | 0  | 400 | 0      | 0     | 0   | 400   |
| 34   | 36.991             | 2370.5207     | 320 | 80  | 0   | 0   | 0  | 392 | 8      | 0     | 0   | 400   |
| 35   | 37.991             | 2389.8635     | 320 | 80  | 0   | 0   | 0  | 388 | 12     | 0     | 0   | 400   |
| 36   | 38.991             | 2409.2062     | 320 | 80  | 0   | 0   | 0  | 384 | 16     | 0     | 0   | 400   |
| 37   | 39.991             | 2432.1078     | 320 | 80  | 0   | 0   | 0  | 376 | 24     | 0     | 0   | 400   |
| 38   | 40.991             | 2441.4505     | 312 | 88  | 0   | 0   | 0  | 368 | 32     | 0     | 0   | 400   |
| 39   | 41.991             | 2451.6933     | 312 | 88  | 0   | 0   | 0  | 368 | 32     | 0     | 0   | 400   |
| 40   | 42.991             | 2461.8883     | 312 | 88  | 0   | 0   | 0  | 368 | 32     | 0     | 0   | 400   |
| 41   | 43.991             | 2472.1075     | 312 | 88  | 0   | 0   | 0  | 364 | 36     | 0     | 0   | 400   |
| 42   | 44.991             | 2482.327      | 312 | 88  | 0   | 0   | 0  | 352 | 48     | 0     | 0   | 400   |
| 43   | 45.991             | 2492.5466     | 312 | 88  | 0   | 0   | 0  | 352 | 48     | 0     | 0   | 400   |
| 44   | 46.991             | 2502.7665     | 312 | 88  | 0   | 0   | 0  | 352 | 48     | 0     | 0   | 400   |
| 45   | 47.991             | 2512.9865     | 312 | 88  | 0   | 0   | 0  | 352 | 48     | 0     | 0   | 400   |
| 46   | 48.991             | 2523.2068     | 312 | 88  | 0   | 0   | 0  | 352 | 48     | 0     | 0   | 400   |
| 47   | 48.991             | 2533.4272     | 312 | 88  | 0   | 0   | 0  | 352 | 48     | 0     | 0   | 400   |
| 48   | 50.991             | 2529.3191     | 312 | 88  | 0   | 0   | 0  | 352 | 48     | 0     | 0   | 400   |
| 49   | 51.991             | 2539.5399     | 312 | 88  | 0   | 0   | 0  | 352 | 48     | 0     | 0   | 400   |
| 50   | 52.991             | 2549.761      | 312 | 88  | 0   | 0   | 0  | 352 | 48     | 0     | 0   | 400   |
| 51   | 53.991             | 2559.9822     | 312 | 88  | 0   | 0   | 0  | 352 | 48     | 0     | 0   | 400   |
| 52   | 54.991             | 2570.2036     | 312 | 88  | 0   | 0   | 0  | 344 | 56     | 0     | 0   | 400   |
| 53   | 55.991             | 2580.4251     | 312 | 88  | 0   | 0   | 0  | 344 | 56     | 0     | 0   | 400   |
| 54   | 56.991             | 2590.6466     | 312 | 88  | 0   | 0   | 0  | 344 | 56     | 0     | 0   | 400   |
| 55   | 57.991             | 2600.9159     | 312 | 88  | 0   | 0   | 0  | 342 | 56     | 0     | 2   | 400   |
| 56   | 58.991             | 2611.1856     | 312 | 88  | 0   | 0   | 0  | 338 | 60     | 0     | 2   | 400   |
| 57   | 59.991             | 2609.7609     | 312 | 88  | 0   | 0   | 0  | 332 | 66     | 0     | 2   | 400   |
| 58   | 60.991             | 2620.031      | 312 | 88  | 0   | 0   | 0  | 328 | 66     | 4     | 2   | 400   |

Σχήμα 6.67 Λαμβάνουμε τα εξής αποτελέσματα στην μορφή πίνακα ώστε να μπορούμε να εξετάσουμε σε κάθε βήμα τι δυνάμεις ασκούνται στην κατασκευή.

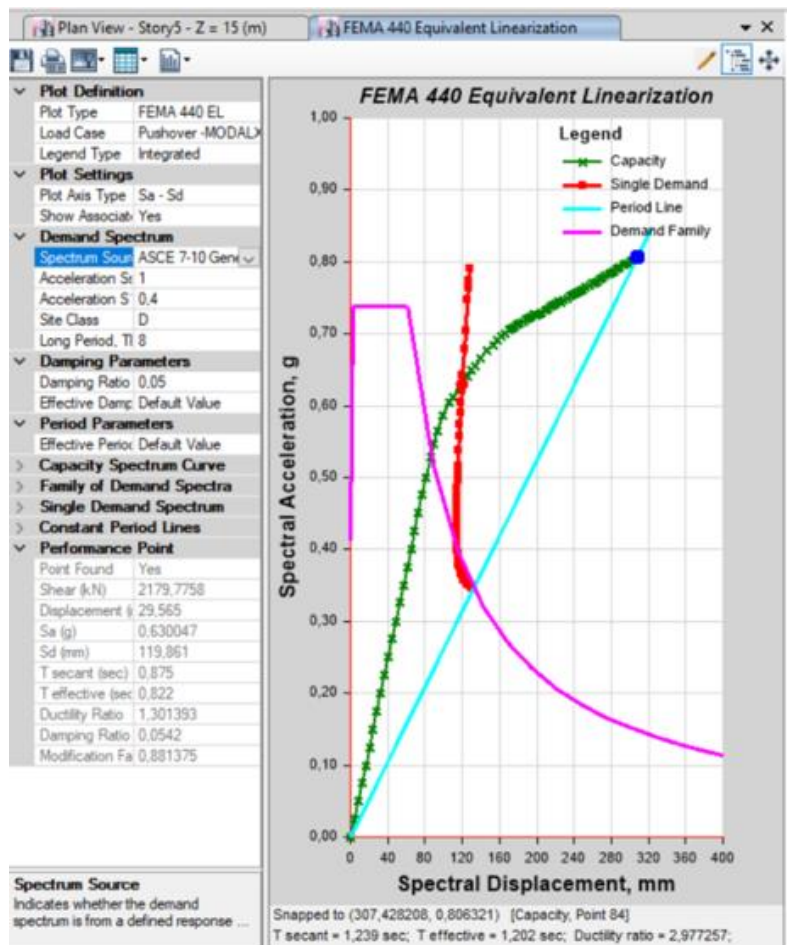
| Step | Monitored Displ mm | Base Force kN | A-B | B-C | C-D | D-E | >E | A/D | I/O-LS | LS-CP | >CP | Total |
|------|--------------------|---------------|-----|-----|-----|-----|----|-----|--------|-------|-----|-------|
| 57   | 59.991             | 2609.7609     | 312 | 88  | 0   | 0   | 0  | 332 | 66     | 0     | 2   | 400   |
| 58   | 60.991             | 2620.031      | 312 | 88  | 0   | 0   | 0  | 328 | 66     | 4     | 2   | 400   |
| 59   | 61.991             | 2630.3012     | 312 | 88  | 0   | 0   | 0  | 328 | 68     | 12    | 2   | 400   |
| 60   | 62.991             | 2640.5717     | 312 | 88  | 0   | 0   | 0  | 328 | 54     | 16    | 2   | 400   |
| 61   | 63.991             | 2650.8422     | 312 | 88  | 0   | 0   | 0  | 328 | 54     | 16    | 2   | 400   |
| 62   | 64.991             | 2661.1132     | 312 | 88  | 0   | 0   | 0  | 328 | 54     | 16    | 2   | 400   |
| 63   | 65.991             | 2663.5108     | 312 | 88  | 0   | 0   | 0  | 328 | 54     | 16    | 2   | 400   |
| 64   | 66.991             | 2673.7822     | 312 | 88  | 0   | 0   | 0  | 328 | 50     | 20    | 2   | 400   |
| 65   | 67.991             | 2684.0536     | 312 | 88  | 0   | 0   | 0  | 328 | 38     | 32    | 2   | 400   |
| 66   | 68.991             | 2694.3253     | 312 | 88  | 0   | 0   | 0  | 322 | 44     | 32    | 2   | 400   |
| 67   | 69.991             | 2704.5971     | 312 | 88  | 0   | 0   | 0  | 312 | 50     | 36    | 2   | 400   |
| 68   | 70.991             | 2714.869      | 312 | 88  | 0   | 0   | 0  | 312 | 38     | 48    | 2   | 400   |
| 69   | 71.991             | 2717.0939     | 312 | 88  | 0   | 0   | 0  | 312 | 36     | 50    | 2   | 400   |
| 70   | 72.991             | 2727.3659     | 308 | 92  | 0   | 0   | 0  | 312 | 30     | 56    | 2   | 400   |
| 71   | 73.991             | 2737.5757     | 308 | 92  | 0   | 0   | 0  | 312 | 30     | 56    | 2   | 400   |
| 72   | 74.991             | 2747.7856     | 308 | 92  | 0   | 0   | 0  | 312 | 30     | 56    | 2   | 400   |
| 73   | 75.991             | 2757.9956     | 308 | 92  | 0   | 0   | 0  | 312 | 30     | 56    | 2   | 400   |
| 74   | 76.991             | 2768.2057     | 304 | 96  | 0   | 0   | 0  | 312 | 30     | 56    | 2   | 400   |
| 75   | 77.991             | 2770.2481     | 304 | 96  | 0   | 0   | 0  | 312 | 24     | 62    | 2   | 400   |
| 76   | 78.991             | 2780.3737     | 304 | 96  | 0   | 0   | 0  | 312 | 24     | 62    | 2   | 400   |
| 77   | 79.991             | 2790.5022     | 304 | 96  | 0   | 0   | 0  | 312 | 24     | 62    | 2   | 400   |
| 78   | 80.991             | 2800.6308     | 304 | 96  | 0   | 0   | 0  | 312 | 24     | 62    | 2   | 400   |
| 79   | 81.991             | 2810.7594     | 304 | 96  | 0   | 0   | 0  | 312 | 24     | 62    | 2   | 400   |
| 80   | 82.991             | 2820.8881     | 304 | 96  | 0   | 0   | 0  | 312 | 24     | 62    | 2   | 400   |
| 81   | 83.991             | 2822.8899     | 304 | 96  | 0   | 0   | 0  | 312 | 24     | 62    | 2   | 400   |
| 82   | 84.991             | 2833.0187     | 304 | 96  | 0   | 0   | 0  | 312 | 24     | 62    | 2   | 400   |
| 83   | 85.991             | 2843.1476     | 304 | 96  | 0   | 0   | 0  | 312 | 24     | 62    | 2   | 400   |
| 84   | 86.991             | 2853.2765     | 304 | 92  | 4   | 0   | 0  | 312 | 24     | 62    | 2   | 400   |
| 85   | 79.991             | 2189.898      | 304 | 92  | 4   | 0   | 0  | 312 | 24     | 58    | 6   | 400   |

Σχήμα 6.68 Λαμβάνουμε τα εξής αποτελέσματα στην μορφή πίνακα ώστε να μπορούμε να εξετάσουμε σε κάθε βήμα τι δυνάμεις ασκούνται στην κατασκευή.

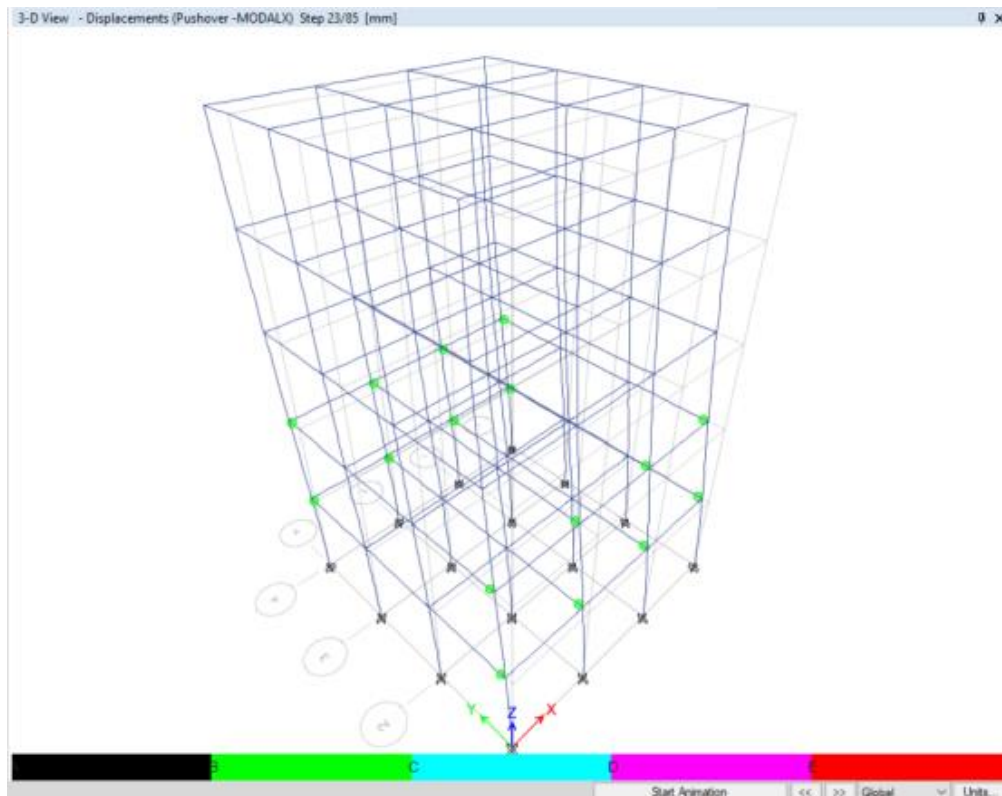




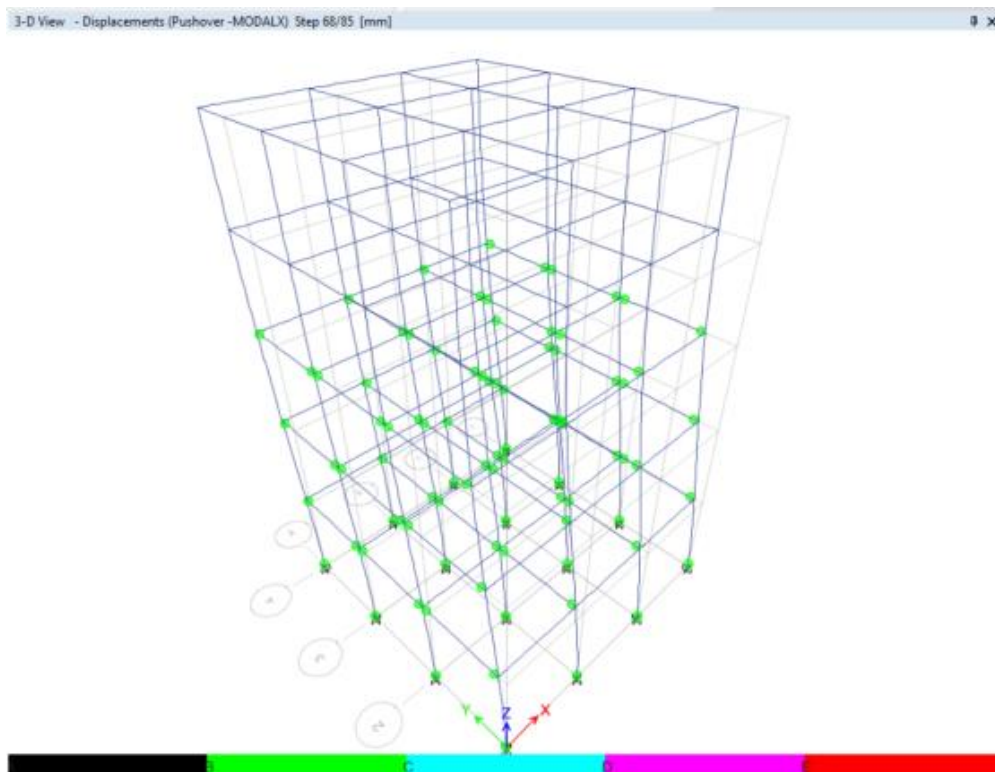
Σχήμα 6.69 Λαμβάνουμε τα εξής αποτελέσματα στην μορφή πίνακα ώστε να μπορούμε να εξετάσουμε σε κάθε βήμα τι δυνάμεις ασκούνται στην κατασκευή.



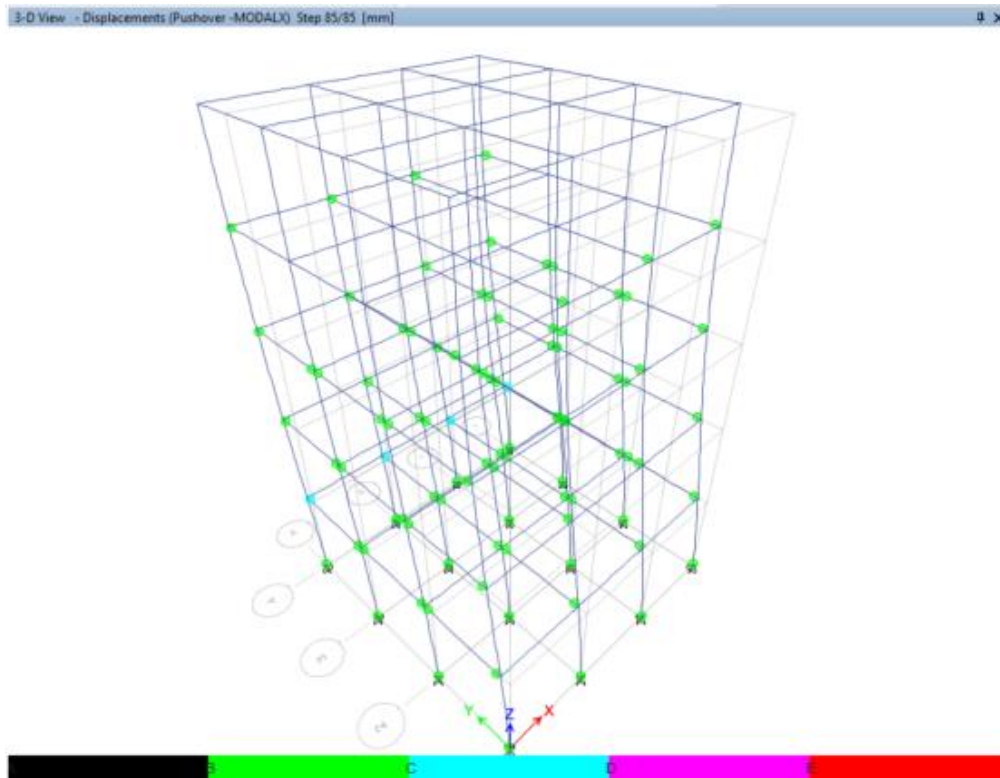
Σχήμα 6.70 Επιλέγουμε Plot Type = “FEMA 440 EL” για να δούμε το διάγραμμα Sa-Sd και να υπολογισθεί η στοχευόμενη μετακίνηση.



Σχήμα 6.71 Πλαστικές αρθρώσεις για το βήμα 23/85.



Σχήμα 6.72 Πλαστικές αρθρώσεις για το βήμα 68/85.



**Σχήμα 6.73** Πλαστικές αρθρώσεις για το βήμα 85/85.

Για το Κτίριο 1:

Προέκυψαν τα εξής αποτελέσματα:

Pushover (άκαμπτοι κόμβοι):

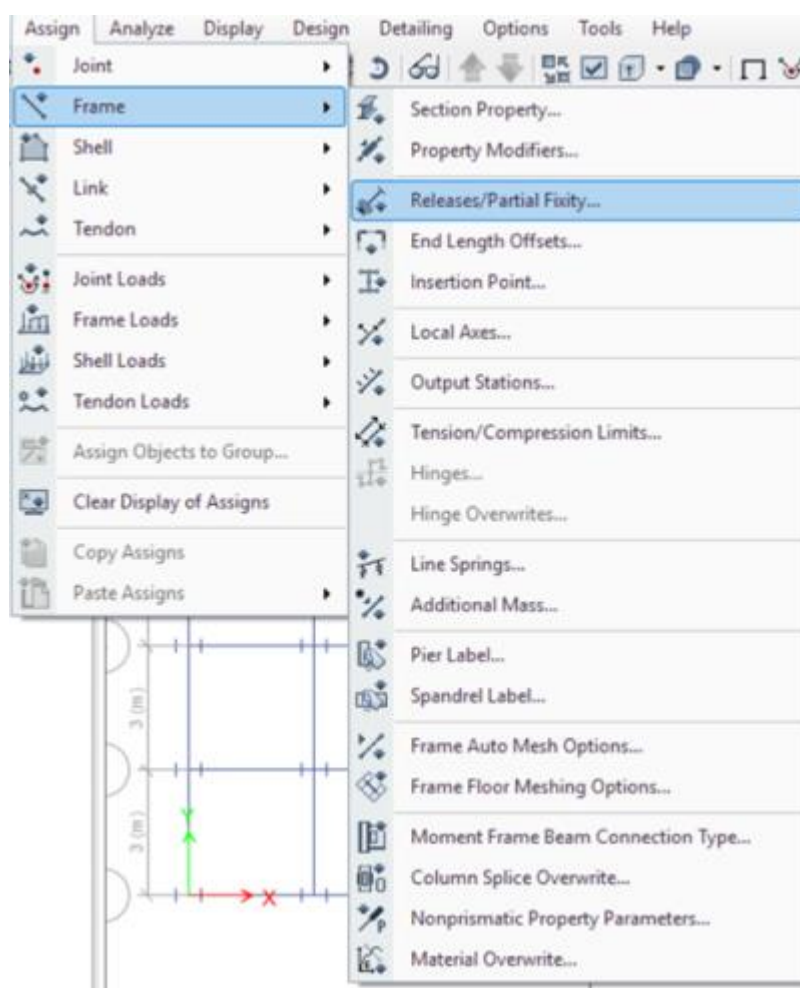
Base Shear: 2853,28KN

Monitored Displacement:

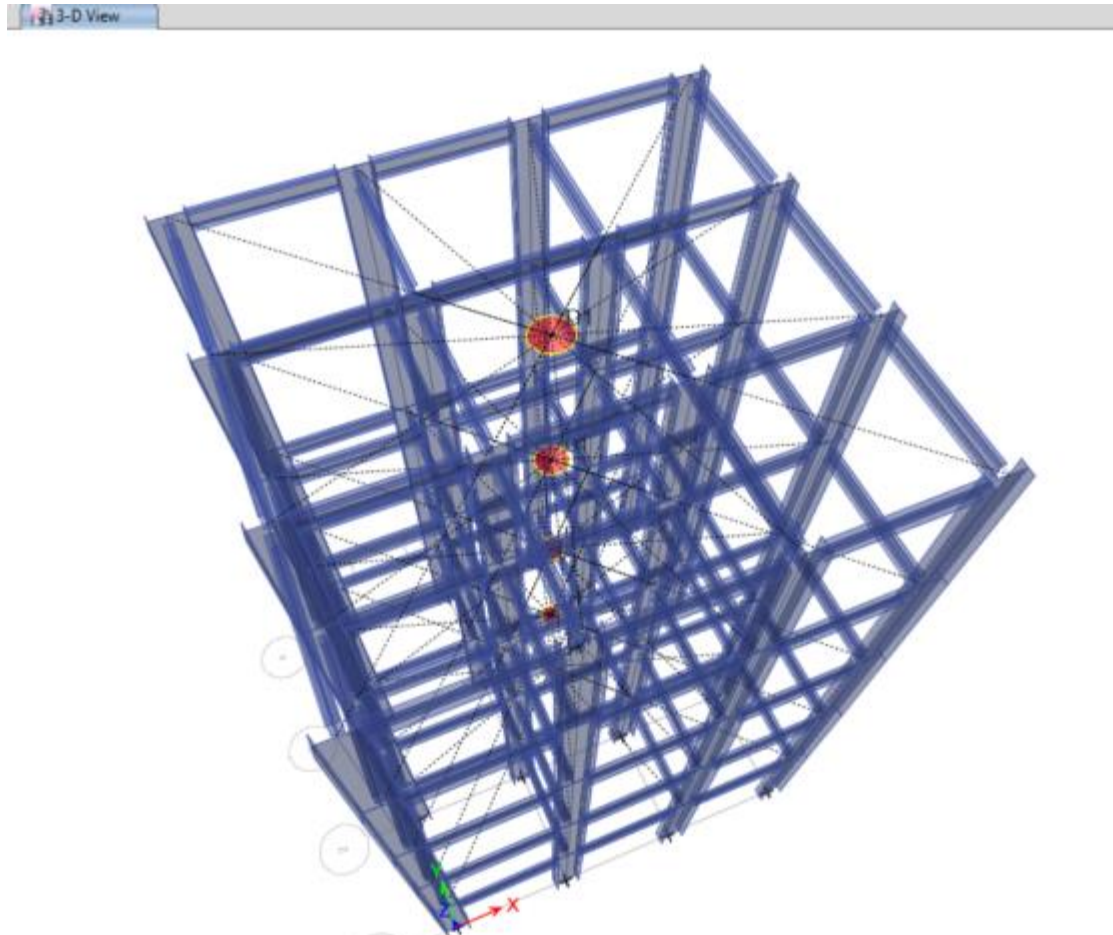
86,99mm

## 6.4 ΒΗΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΤΗΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΥΠΟ ΑΥΞΑΝΟΜΕΝΗ ΤΑΣΗ(PUSHOVER) ΜΕ ΤΗΝ ΧΡΗΣΗ ΗΜΙΑΚΑΜΠΤΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ (ΚΤΙΡΙΟ 1)ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ETABS

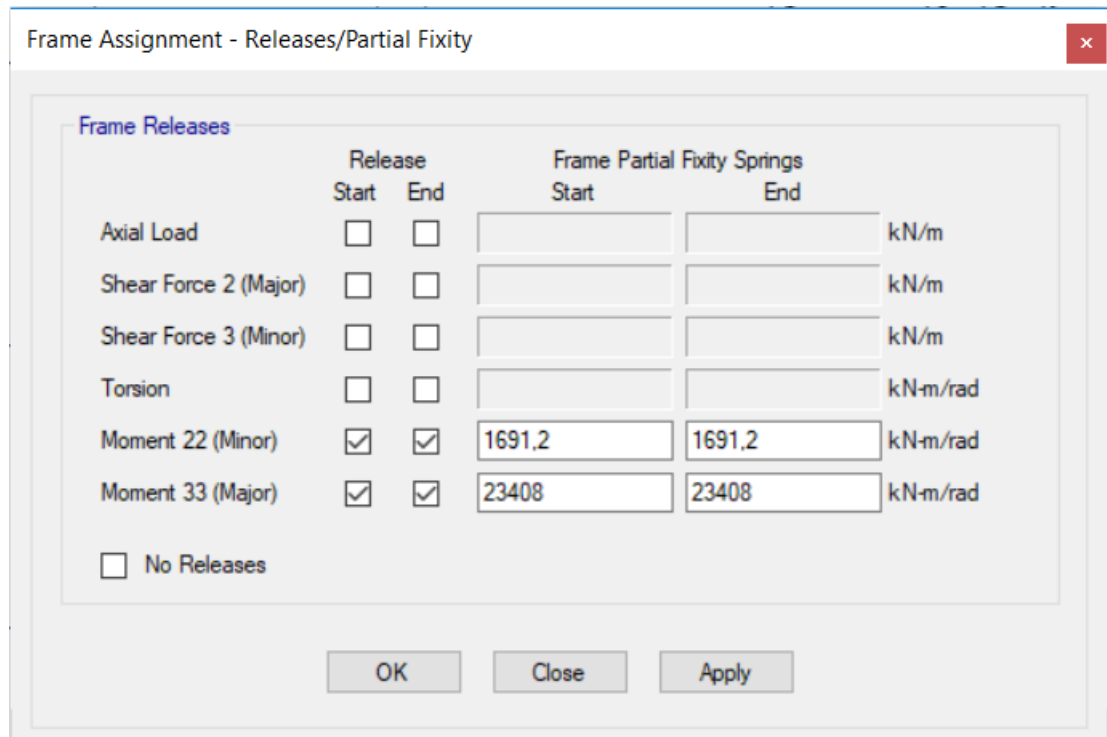
Αρχικά θα ορίσουμε κάποιες παραδοχές για την χρήση των ημιάκαμπτων συνδέσμων και όσων αφορά την χρήση τους στον φορέα που έχουμε ήδη κατασκευάσει. Θεωρούμε σημεία εφαρμογής των ημιάκαμπτων συνδέσμων τα σημεία σύνδεσης δοκού-υποστυλώματος και συγκεκριμένα όπου τα άκρα των δοκών θα εφάπτονται με τον ασθενή άξονα των υποστυλωμάτων. Εκεί θα τοποθετήσουμε τους ημιάκαμπτους συνδέσμους για να «τρέξουμε» εκ νέου τις αναλύσεις και να οδηγηθούμε στα τελικά συμπεράσματα.



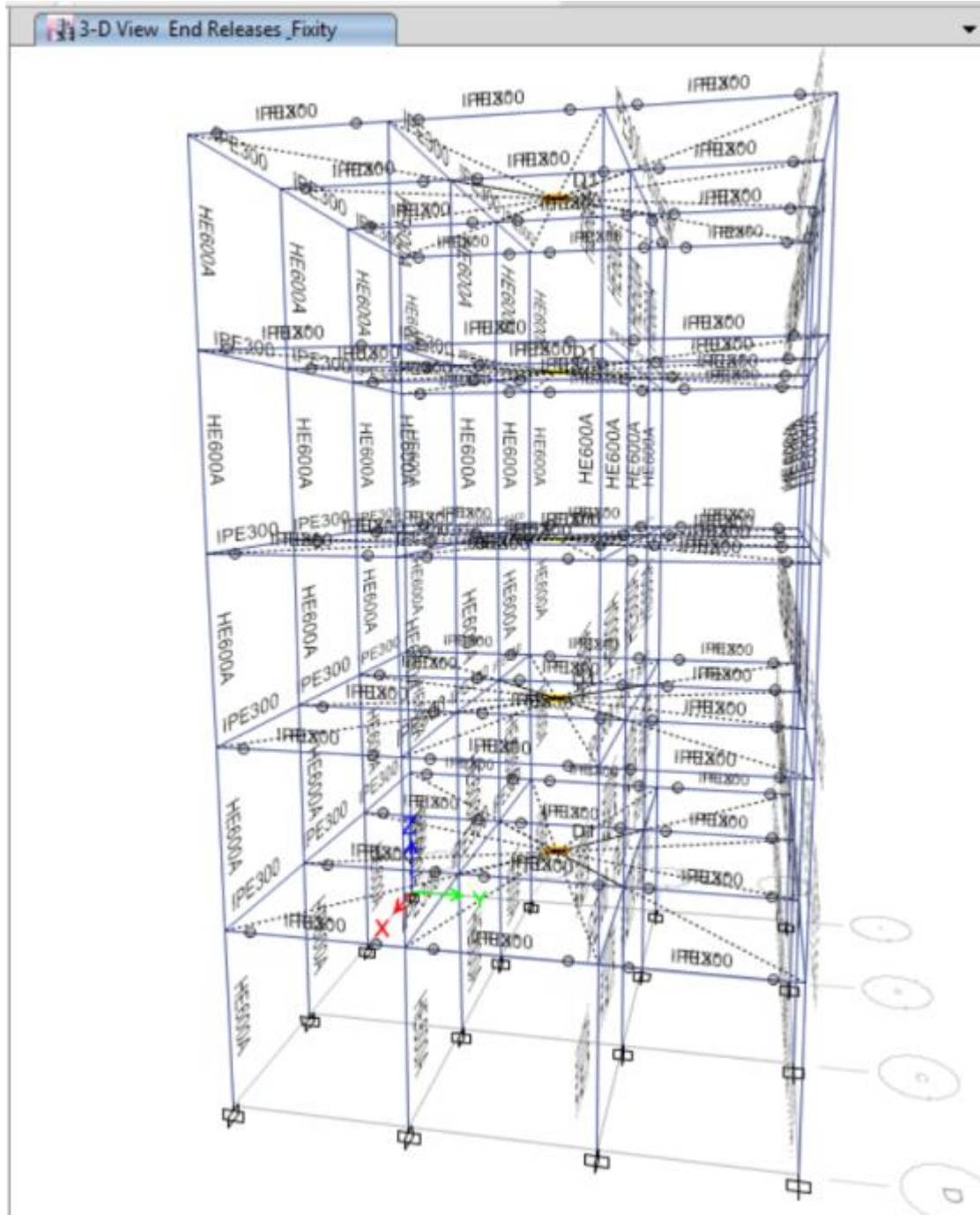
**Σχήμα 6.74**Αφού πρώτα επιλέξουμε τις δοκούς οι οποίοι είναι σε σύνδεση με τον ασθενή άξονα του υποστυλώματος, έπειτα θα ορίσουμε από το menu – Assign – Release/Partial Fixity και θα ορίσουμε την δυσκαμψία του στροφικού ελατηρίου που έχουμε επιλέξει προηγουμένως για τον ισχυρό αλλά και τον ασθενή άξονα αντίστοιχα.



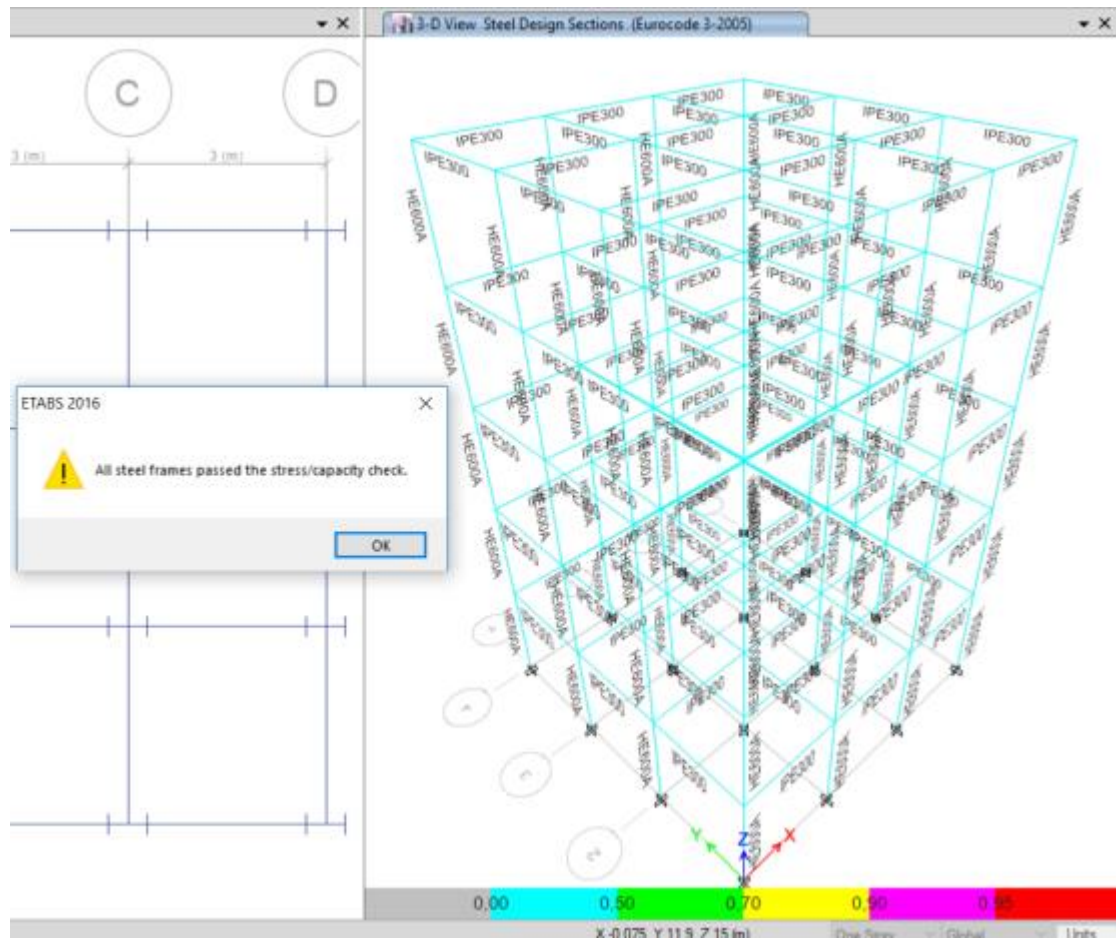
Σχήμα 6.75 Μορφή φορέα και φορά διατομών.



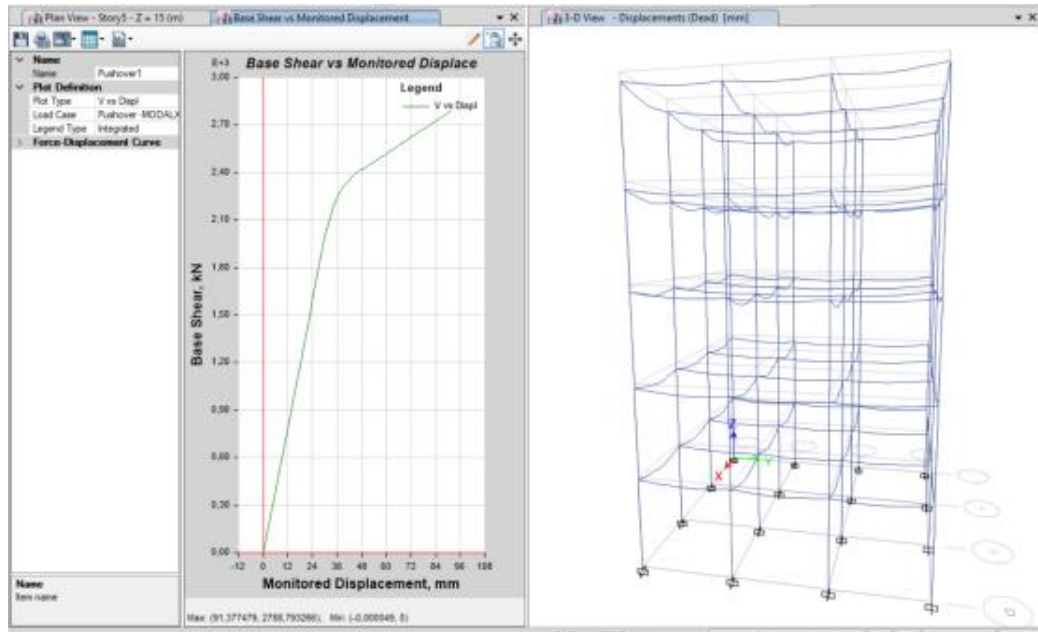
Σχήμα 6.76 Εισαγωγή των στρωφικών ελατηρίων και της υπολογισμένης δυσκαμψίας τους.



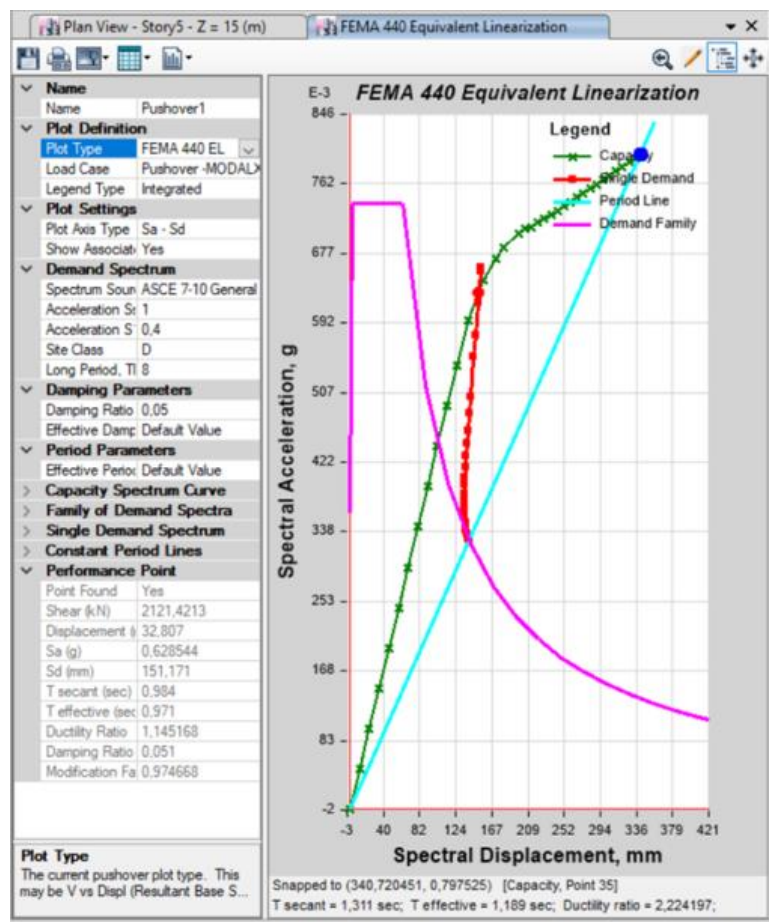
Σχήμα 6.77 Εισαγωγή των ημιάκαμπτων κόμβων στον φορέα.



**Σχήμα 6.78** ΑπότοMenu – Design – startdesigncheckκαιαπότο Menu – Design – Verify all members pass. Σαν αποτέλεσμα διαπιστώνουμε πως όλα τα στοιχεία «περνάνε» τον έλεγχο διαστασιολόγησης.



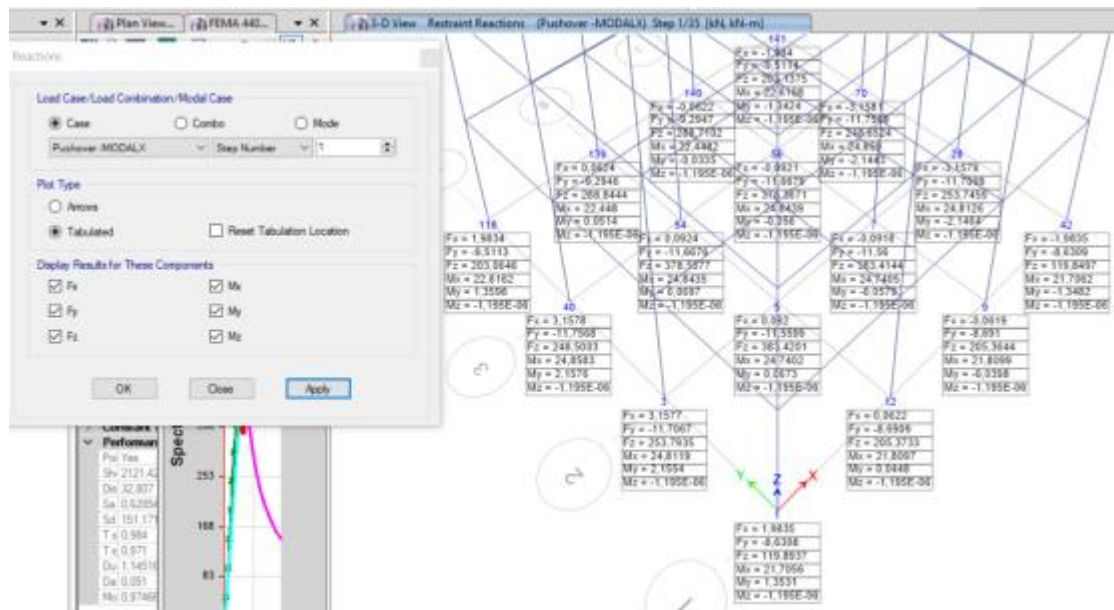
Σχήμα 6.79 Επόμενο βήμα είναι να «τρέξουμε» την Pushover ανάλυση ώστε να εξάγουμε τα ζητούμενα αποτελέσματα.



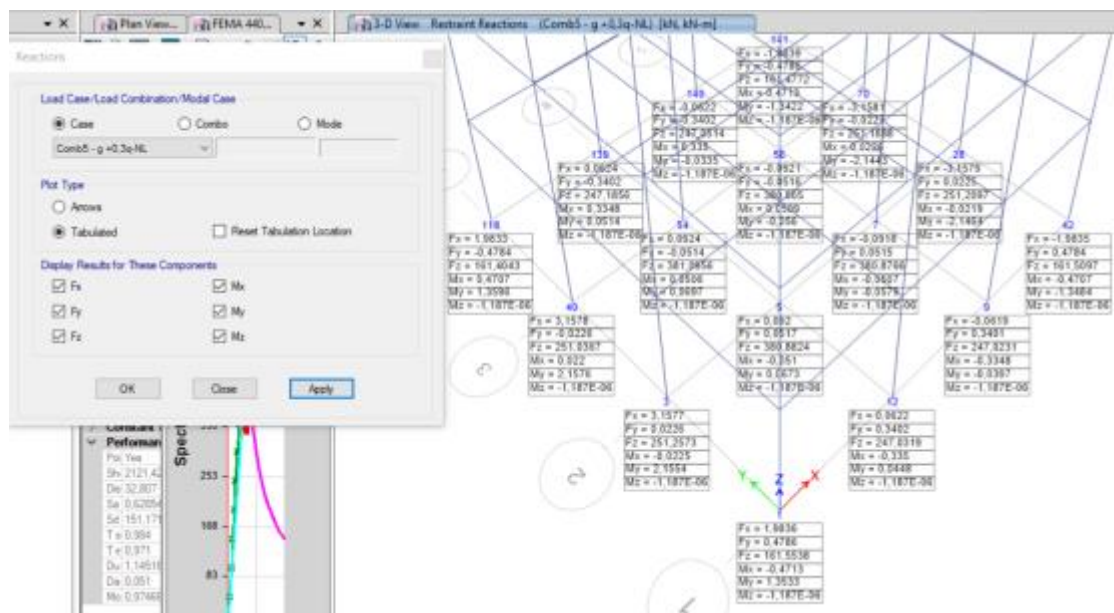
Σχήμα 6.80 Επιλέγουμε Plot Type = “FEMA 440 EL” για να δούμε το διάγραμμα Sa-Sd και να υπολογισθεί η στοχευόμενη μετακίνηση.



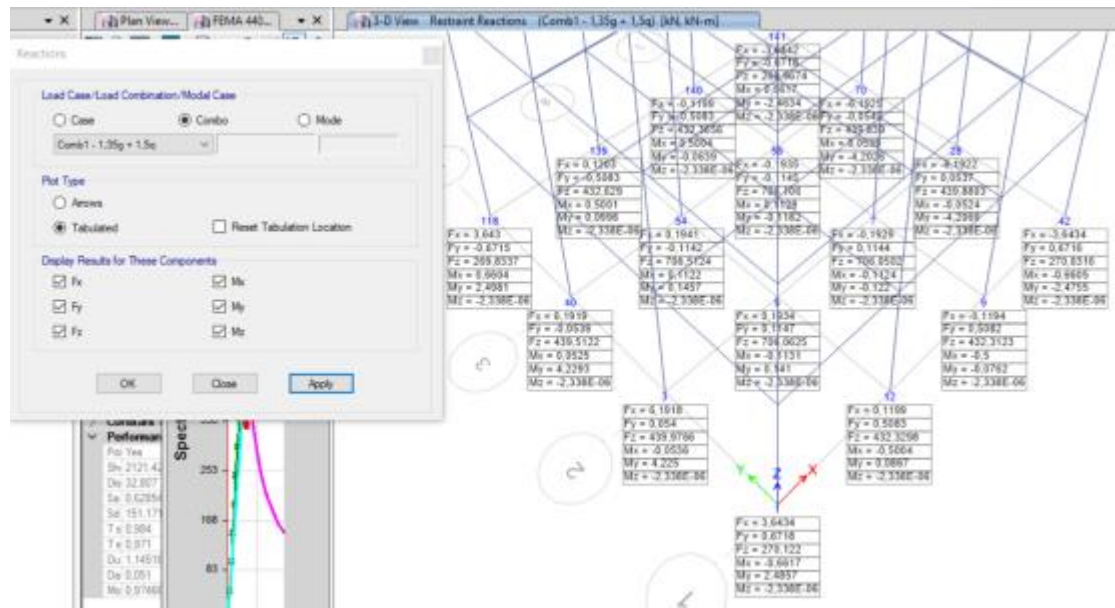




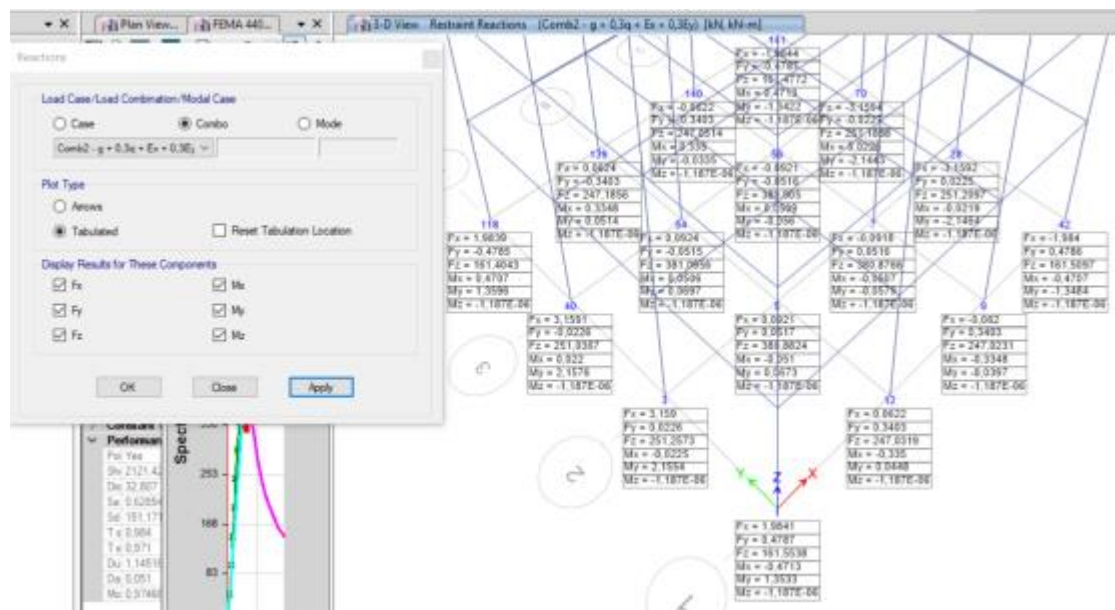
Σχήμα 6.83 Αντιδράσεις Case Pushover Modal X.



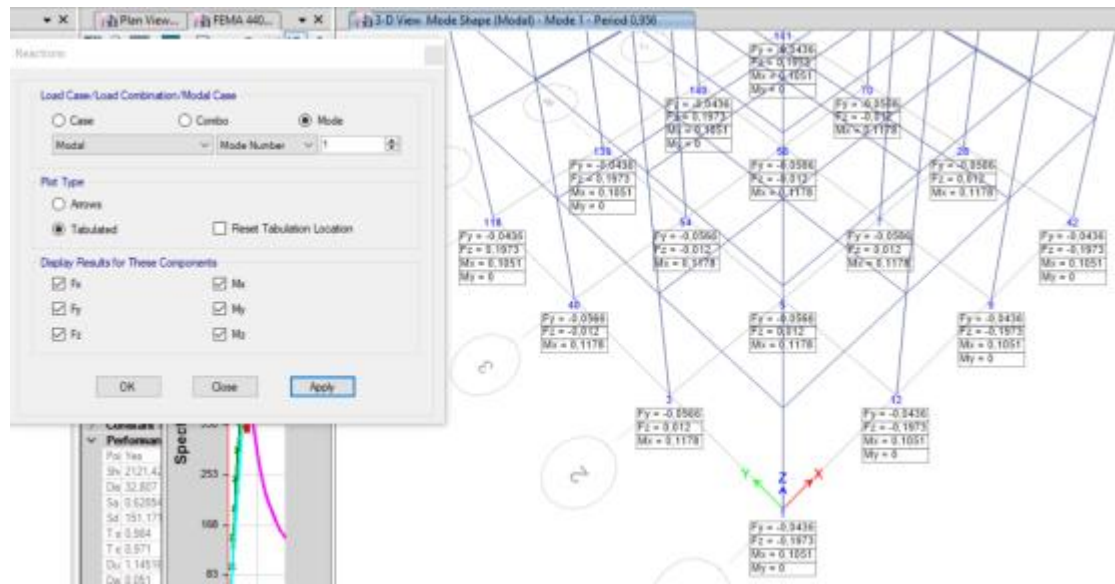
Σχήμα 6.84 Αντιδράσεις Combo g + 0,3q-NL.



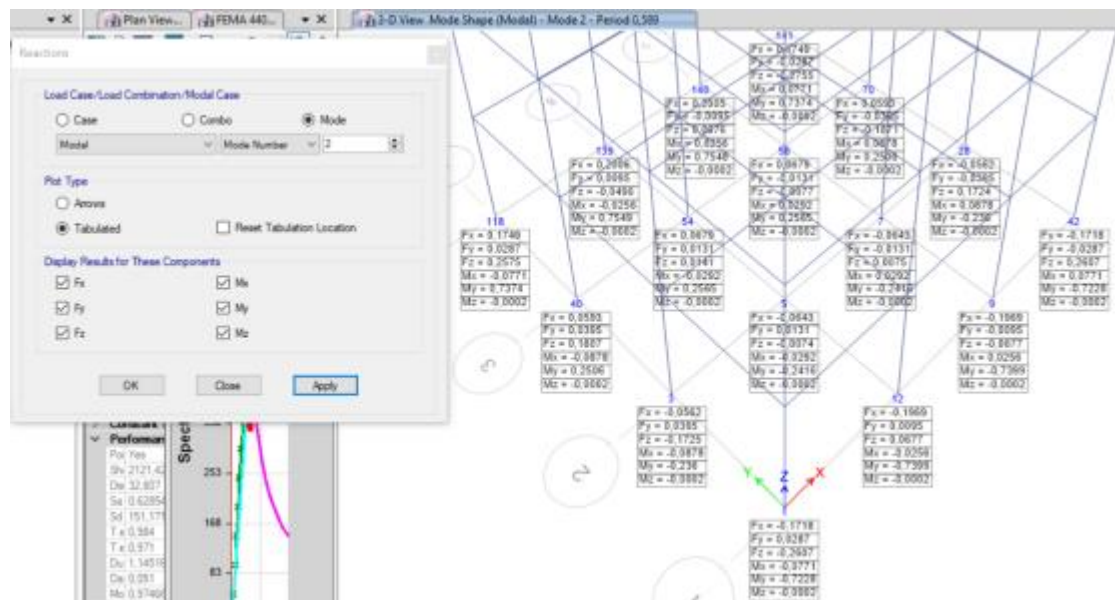
Σχήμα 6.85 Αντιδράσεις Combo 1,35g + 1,5q.



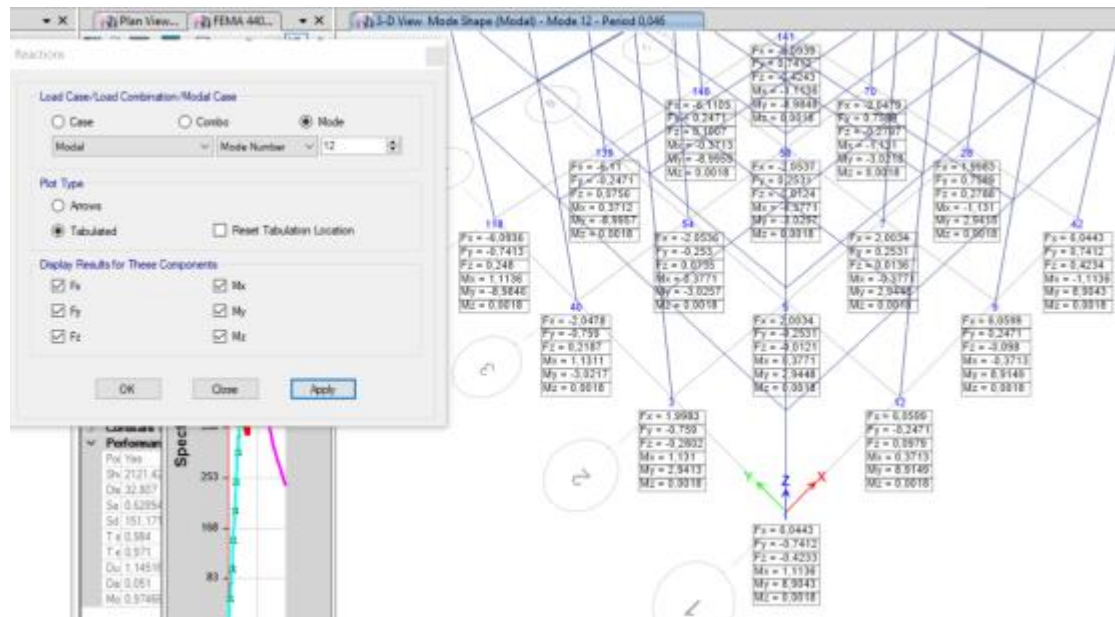
Σχήμα 6.86 Αντιδράσεις Combo g + 0,3q + Ex + 0,3Ey.



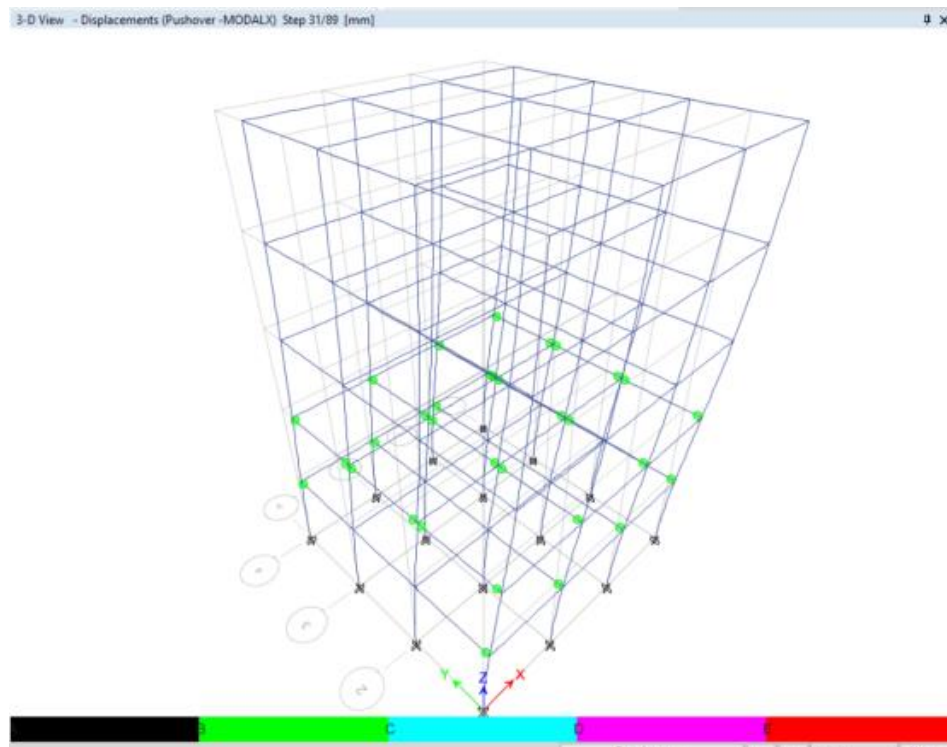
Σχήμα 6.87 Αντιδράσεις Mode1.



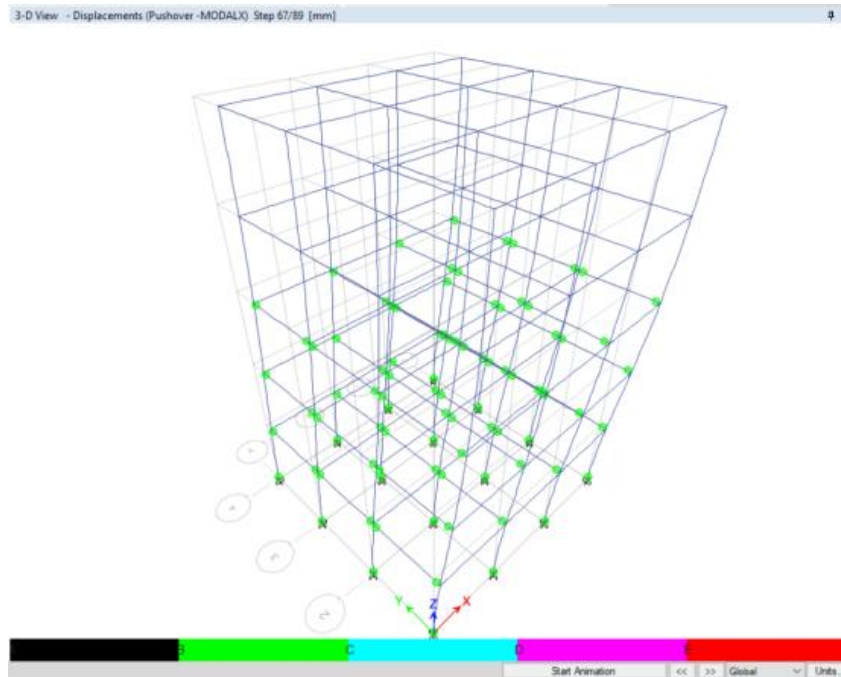
Σχήμα 6.88 Αντιδράσεις Mode2.



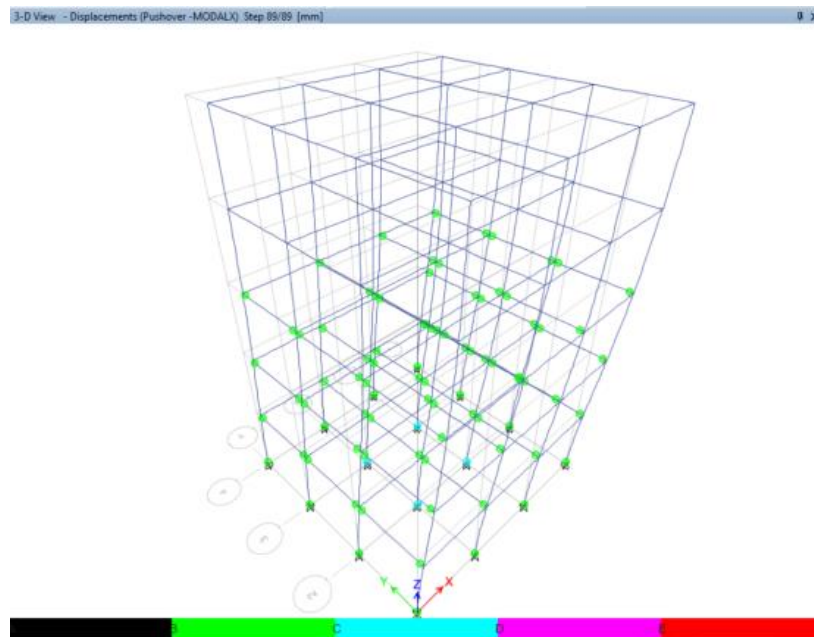
Σχήμα 6.89 Αντιδράσεις Mode 12.



Σχήμα 6.90 Πλαστικές αρθρώσεις για το βήμα 31/89.



**Σχήμα 6.91** Πλαστικές αρθρώσεις για το βήμα 67/89.



**Σχήμα 6.92** Πλαστικές αρθρώσεις για το βήμα 89/89.

Για το Κτίριο 1:

Πρόέκυψαν τα εξής αποτελέσματα:

Pushover (ημιάκαμπτοι κόμβοι):

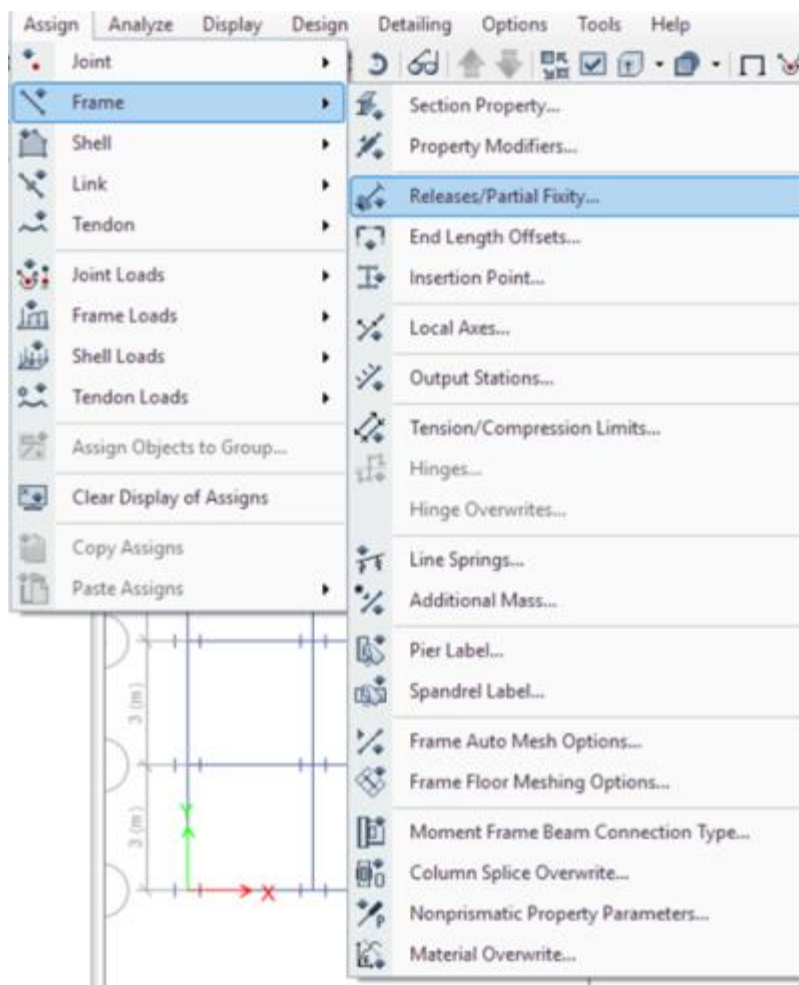
Base Shear: 2788,79KN

Monitored Displacement:

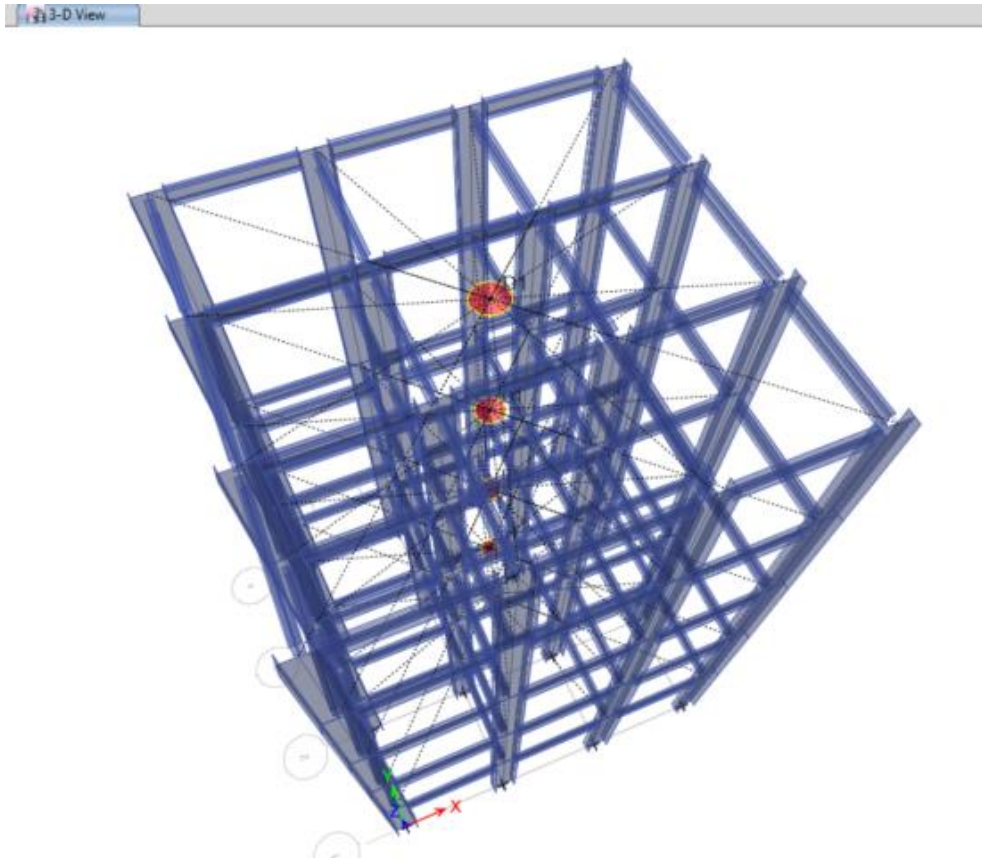
91,38mm

## 6.5 ΒΗΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΤΗΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΥΠΟ ΑΥΞΑΝΟΜΕΝΗ ΤΑΣΗ(PUSHOVER) ΜΕ ΤΗΝ ΧΡΗΣΗ ΗΜΙΑΚΑΜΠΤΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ (ΚΤΙΡΙΟ 1) ΜΕ ΑΠΟΜΕΙΩΣΗ ΤΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ETABS

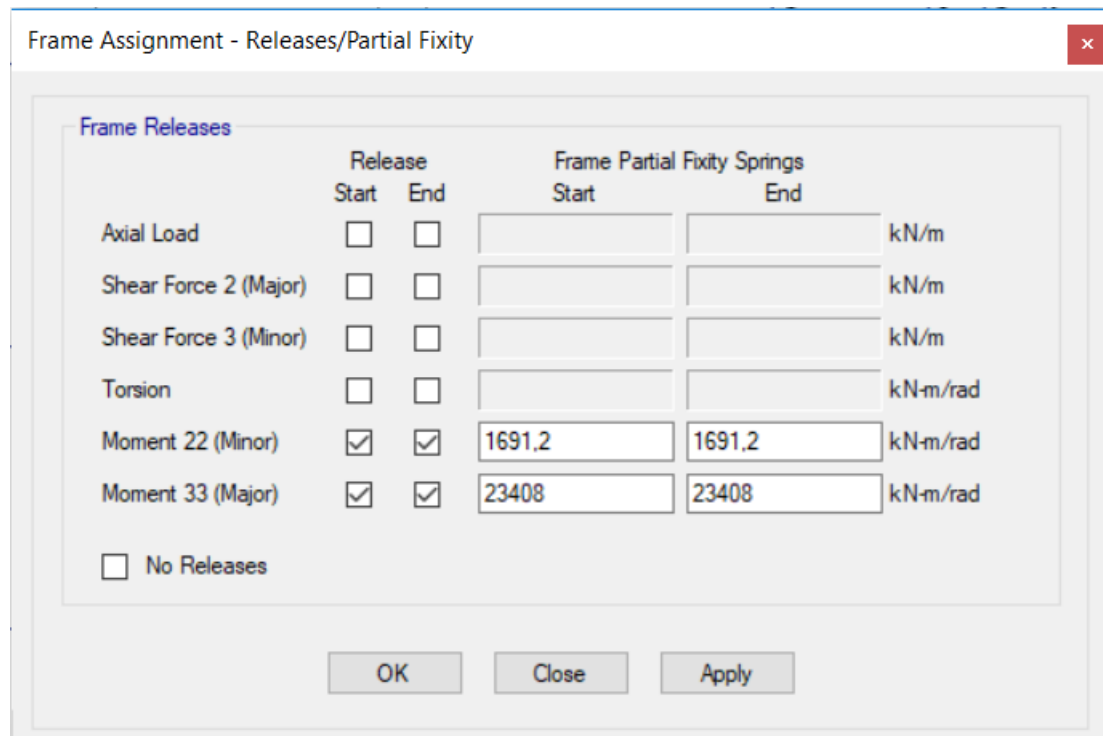
Μετά από δοκιμές καταλήξαμε στο συμπέρασμα πως ο καλύτερος συνδυασμός με την απομείωση για δοκό – υποστύλωμα είναι να απομειώσουμε την κατηγορία υποστυλωμάτων σε HEA450 και να τρέξουμε εκ νέου την Pushover ανάλυση και να εξάγουμε τα αποτελέσματα που θα μας βοηθήσουν στην τελική σύγκριση με άκαμπτους ημιάκαμπτους συνδέσμους αλλά και την περίπτωση που απομειώσουμε τις διατομές τι είδους αποτελέσματα θα λάβουμε.



Σχήμα 6.93 Menu Assign – Frame – Releases/Partial Fixity.

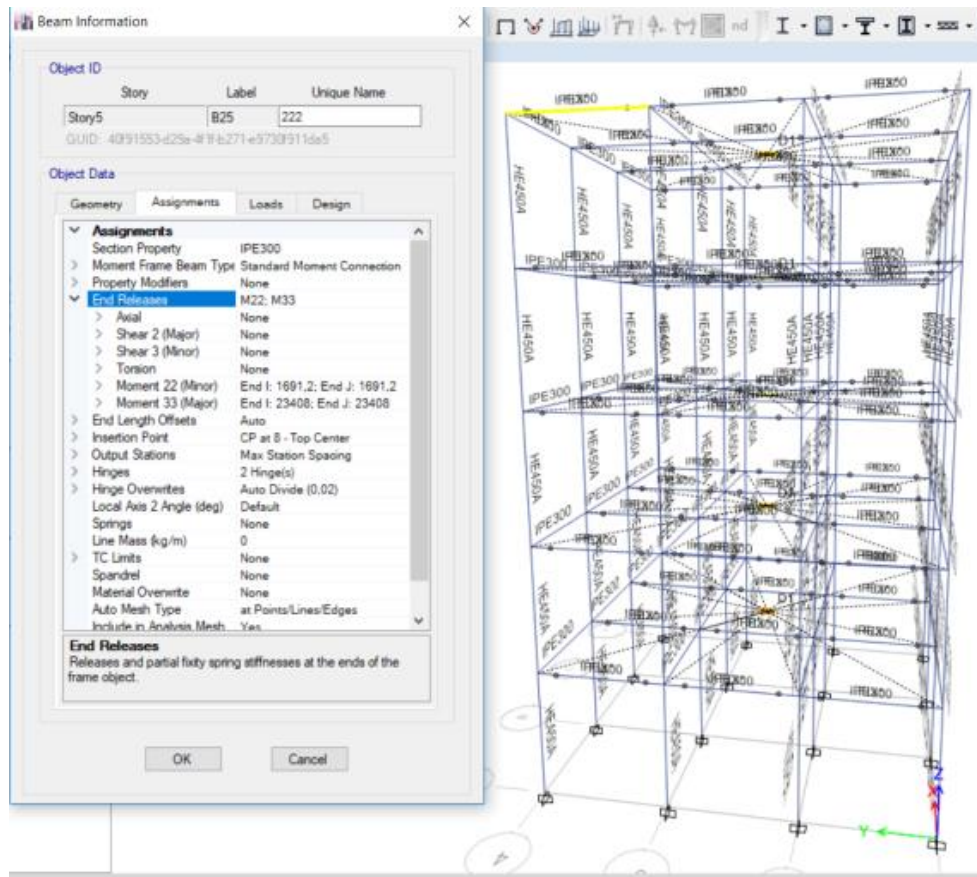


Σχήμα 6.94 Φορέας με Extrude Frames για πλήρη εικόνα της φοράς των διατομών.

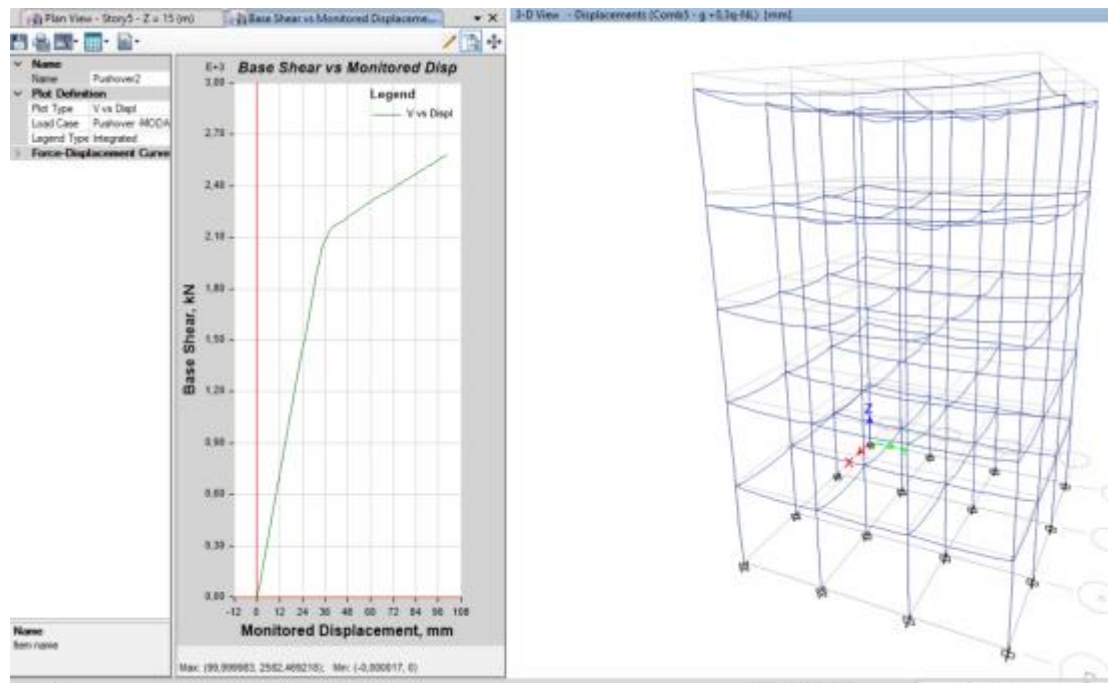


Σχήμα 6.95 Τοποθέτηση στροφικών ελατηρίων με την υπολογισμένη δυσκαμψία.

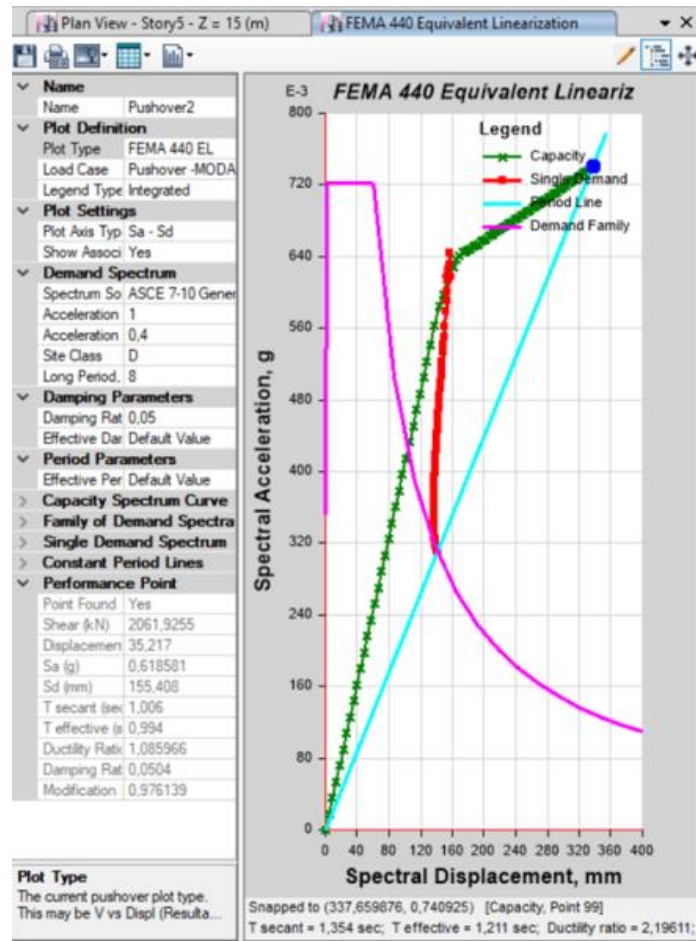




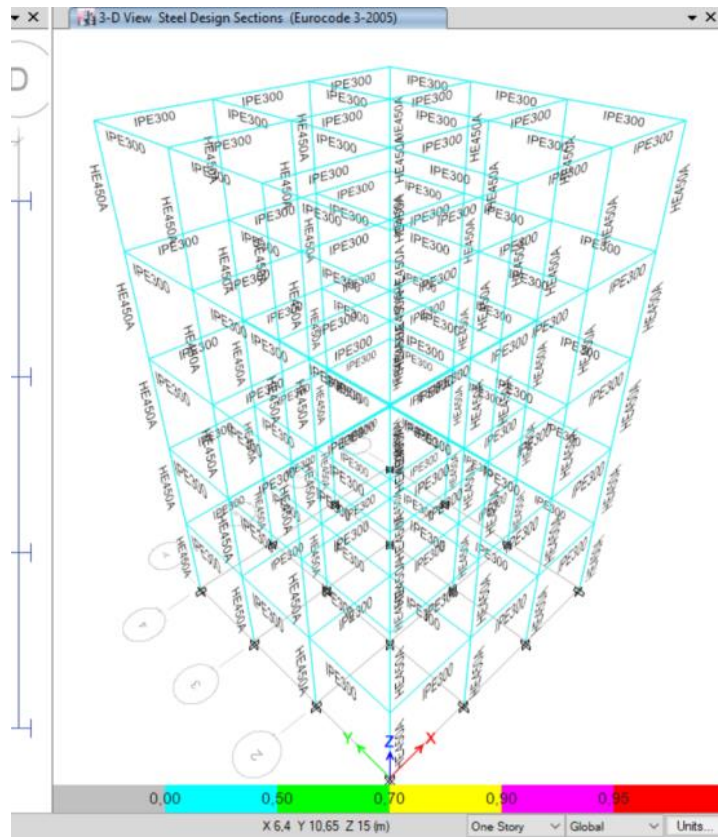
Σχήμα 6.96 Έλεγχος στις δοκούς για τα στροφικά ελατήρια.



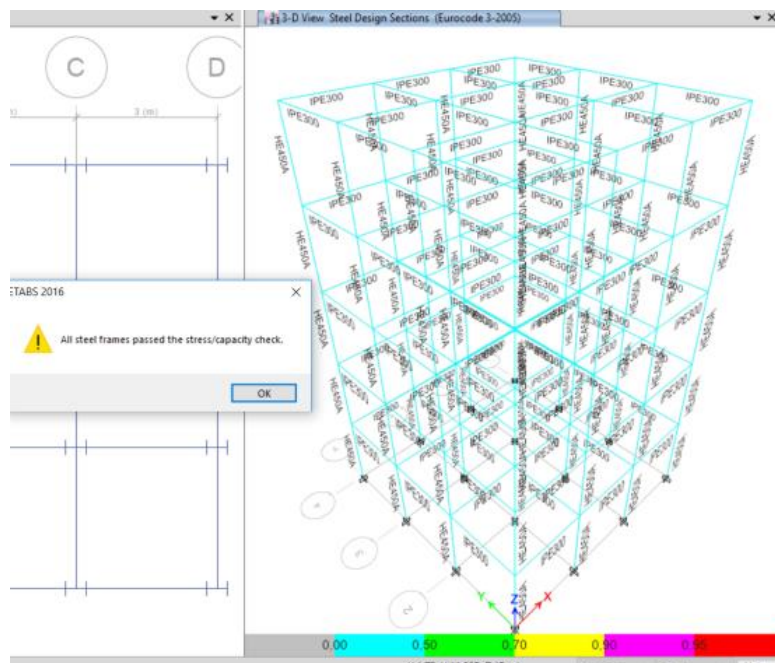
Σχήμα 6.97 «Τρέχουμε» την ανάλυση Pushover για να εξάγουμε τα αποτελέσματα και την επιθυμητή καμπύλη.



**Σχήμα 6.98** Επιλέγουμε Plot Type = “FEMA 440 EL” για να δούμε το διάγραμμα Sa-Sd και να υπολογισθεί η στοχευόμενη μετακίνηση.

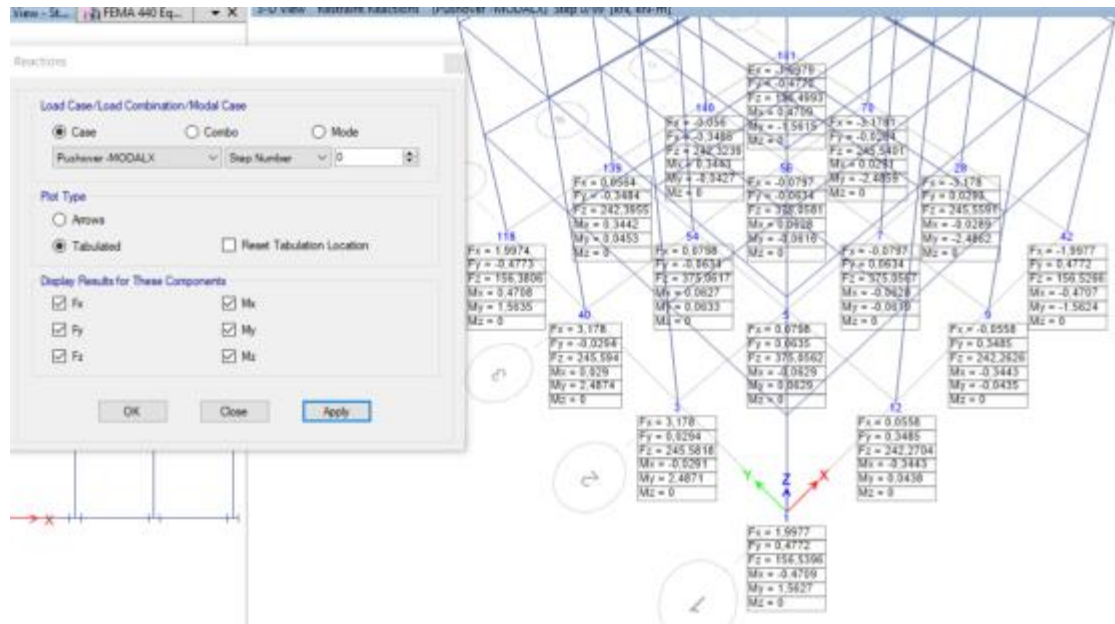


**Σχήμα 6.99** Θα εκτελέσουμε έλεγχο διαστασιολόγησης όπως αναφέρεται στο πρόγραμμα design check ώστε να ελεγχθούν τα στοιχεία αν επαρκούν στις δυνάμεις που προκαλούν τα φορτία dead, live, Εκαλλά και  $E_y$ .

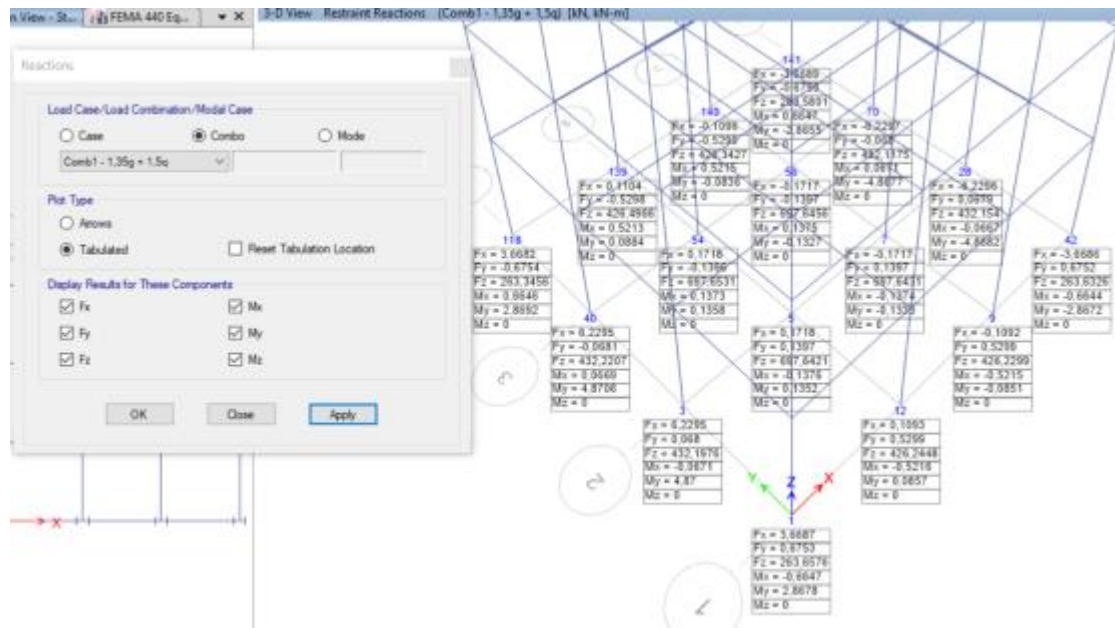


**Σχήμα 6.100** Από το Menu –DesignCheck - Verify all members Pass  
 Λαμβάνουμε το μήνυμα All steel frames passed the stress/capacity check.

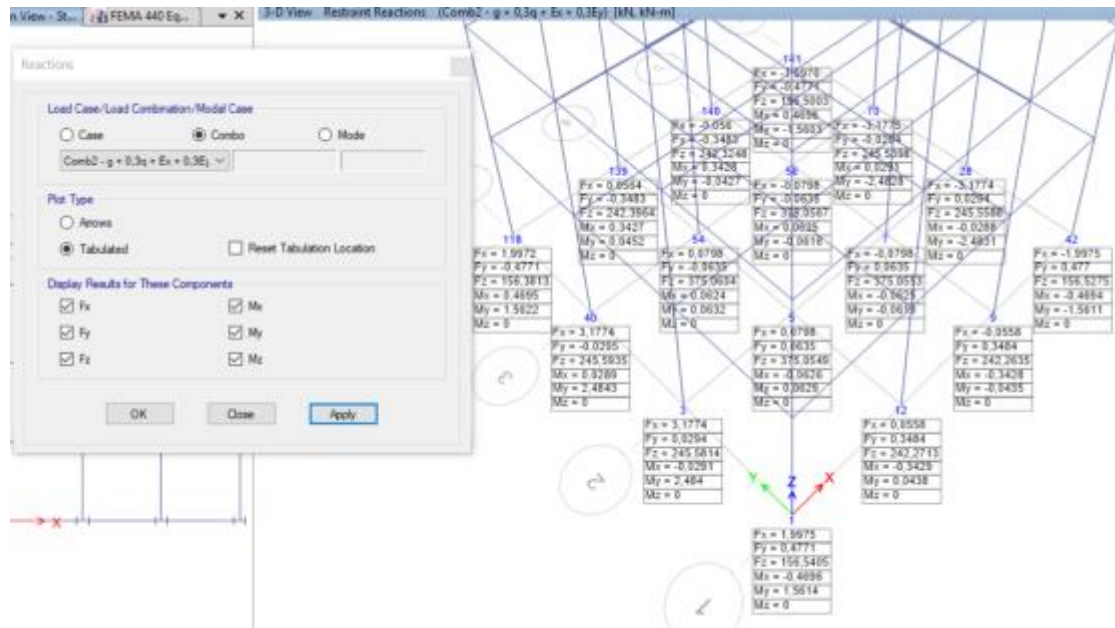




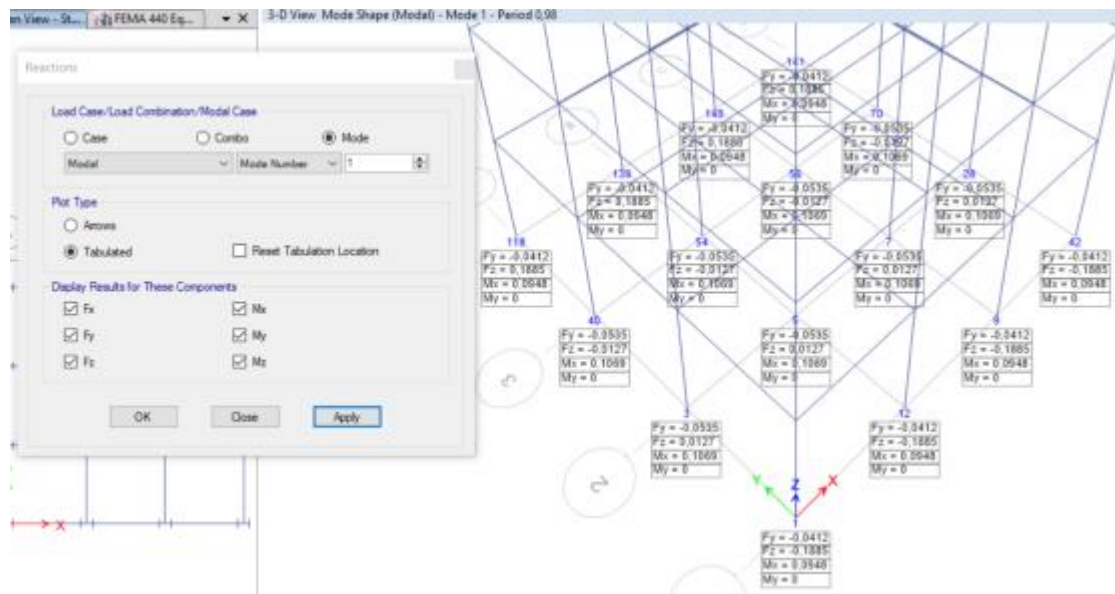
Σχήμα 6.103 Αντιδράσεις Pushover Modal-X.



Σχήμα 6.104 Αντιδράσεις Combo 1,35g + 1,5g.

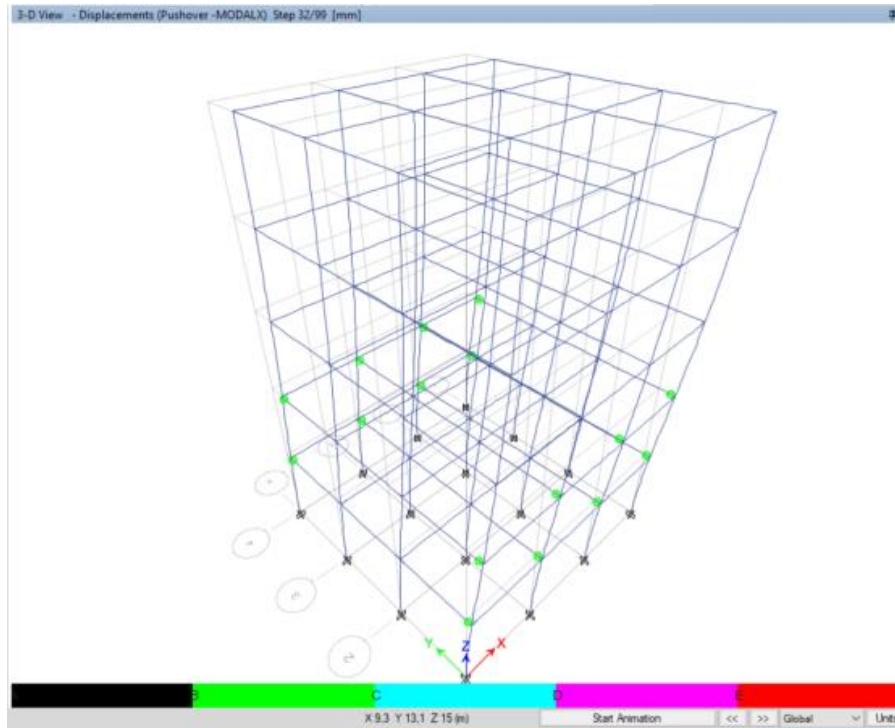


Σχήμα 6.105 Αντιδράσεις Combo g + 0,3q + Ex + 0,3Ey.

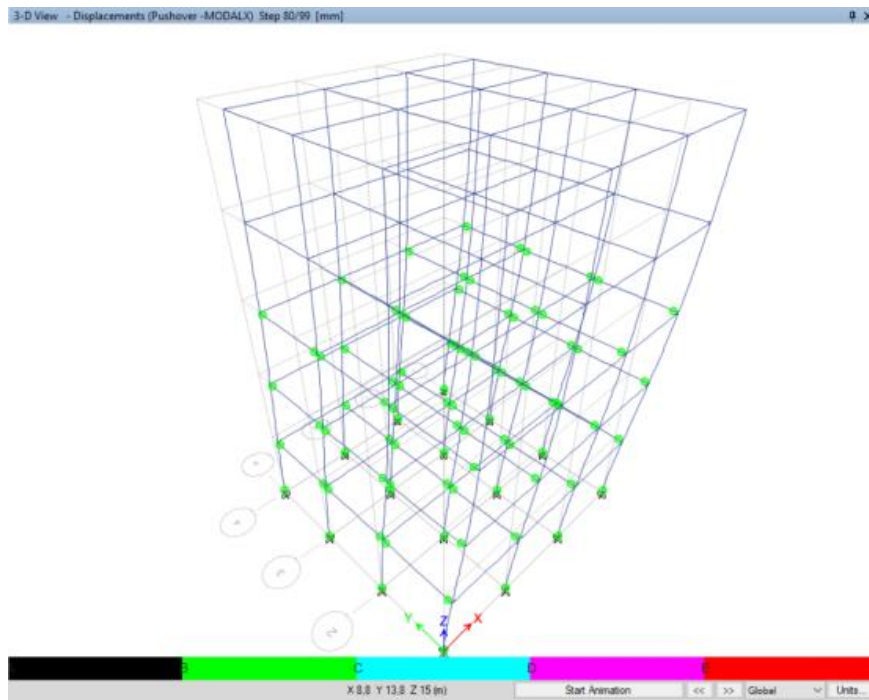


Σχήμα 6.106 Αντιδράσεις Mode1.



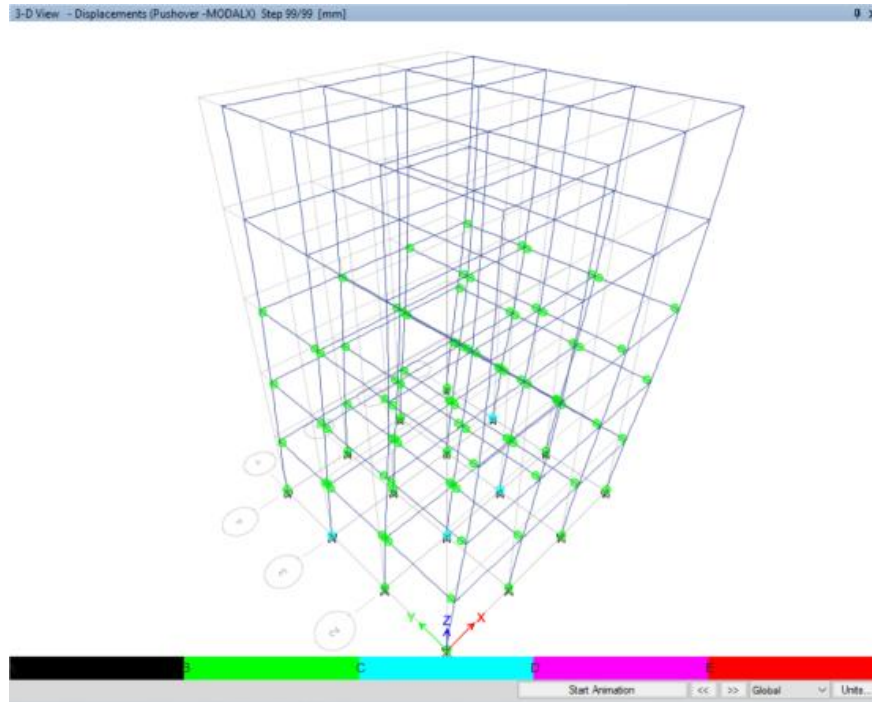


**Σχήμα 6.109** Πλαστικές αρθρώσεις για το βήμα 32/99.



**Σχήμα 6.110** Πλαστικές αρθρώσεις για το βήμα 80/99.





**Σχήμα 6.111** Πλαστικές αρθρώσεις για το βήμα 99/99.

Για το Κτίριο 1:

Προέκυψαν τα εξής αποτελέσματα:

Pushover (ημιάκαμπτοι κόμβοι με απομείωση στις διατομές):

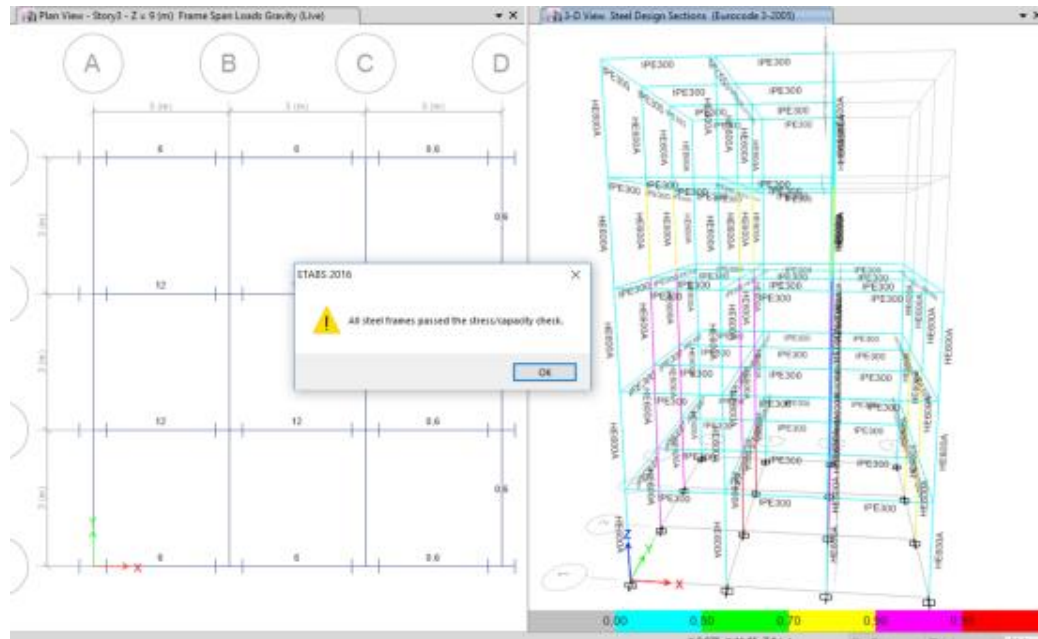
Base Shear: 2582,47KN

Monitored Displacement:

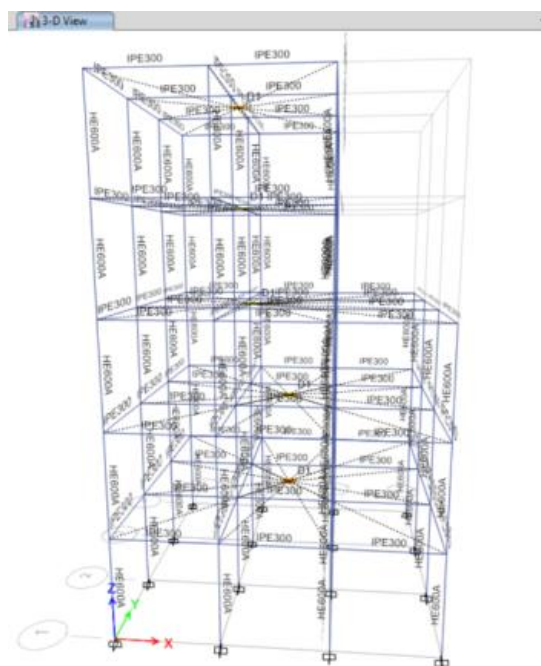
99,99mm

## 6.6 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΤΗΣ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (ΚΤΙΡΙΟ 2) ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ETABS

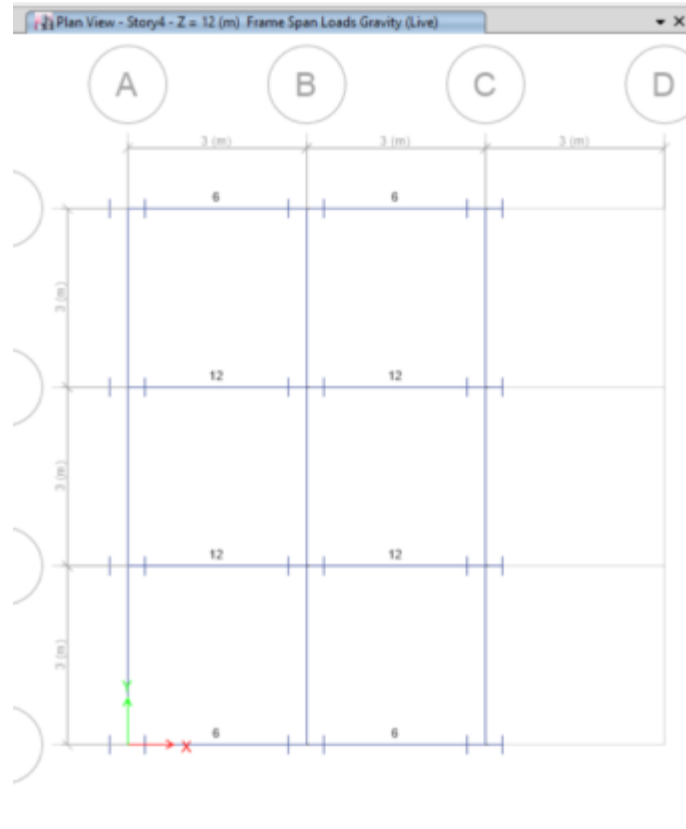
Ακολουθώντας την ίδια διαδικασία με το κτίριο 1 θα εξάγουμε αποτελέσματα για τα κτίρια 2 και αντιστοίχως κτίριο 3.



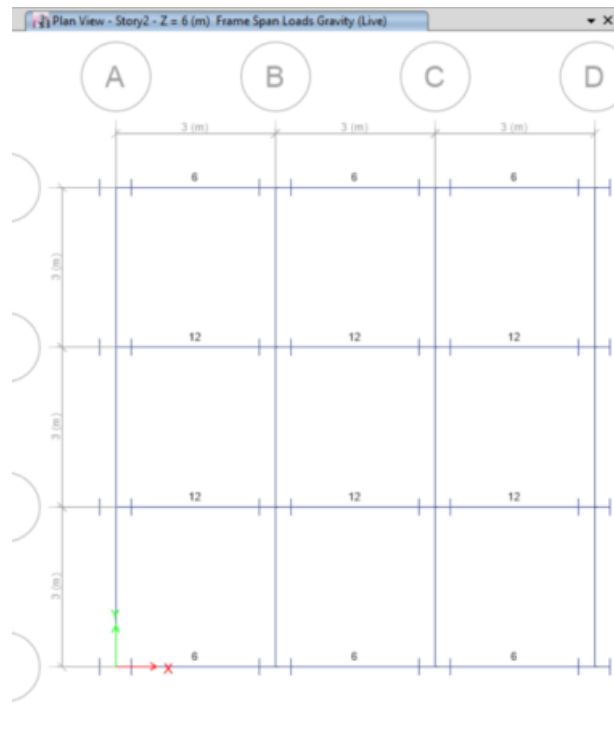
**Σχήμα 6.112** Από το Menu – Design – start design check και στην συνέχεια  
Από το Menu – Design – Verify all members pass. Σαν αποτέλεσμα διαπιστώνουμε πως όλα  
τα στοιχεία «περνάνε» τον έλεγχο διαστασιολόγησης.



**Σχήμα 6.113** Μορφή Κτιρίου 2.

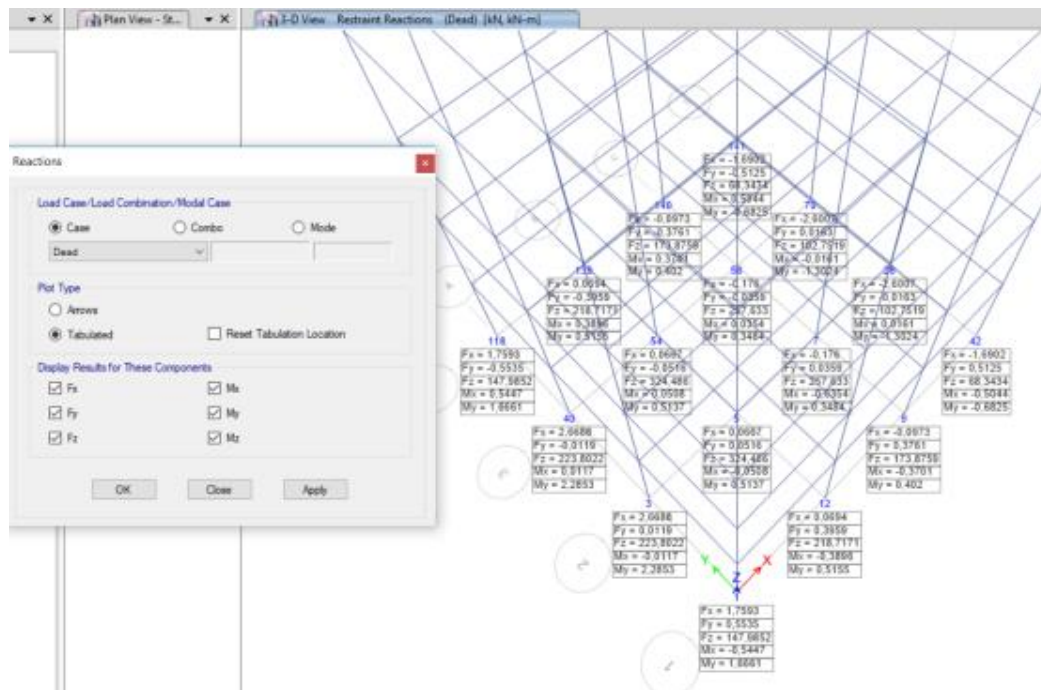


Σχήμα 6.114 Κάτοψη πέμπτου (5') ορόφου.

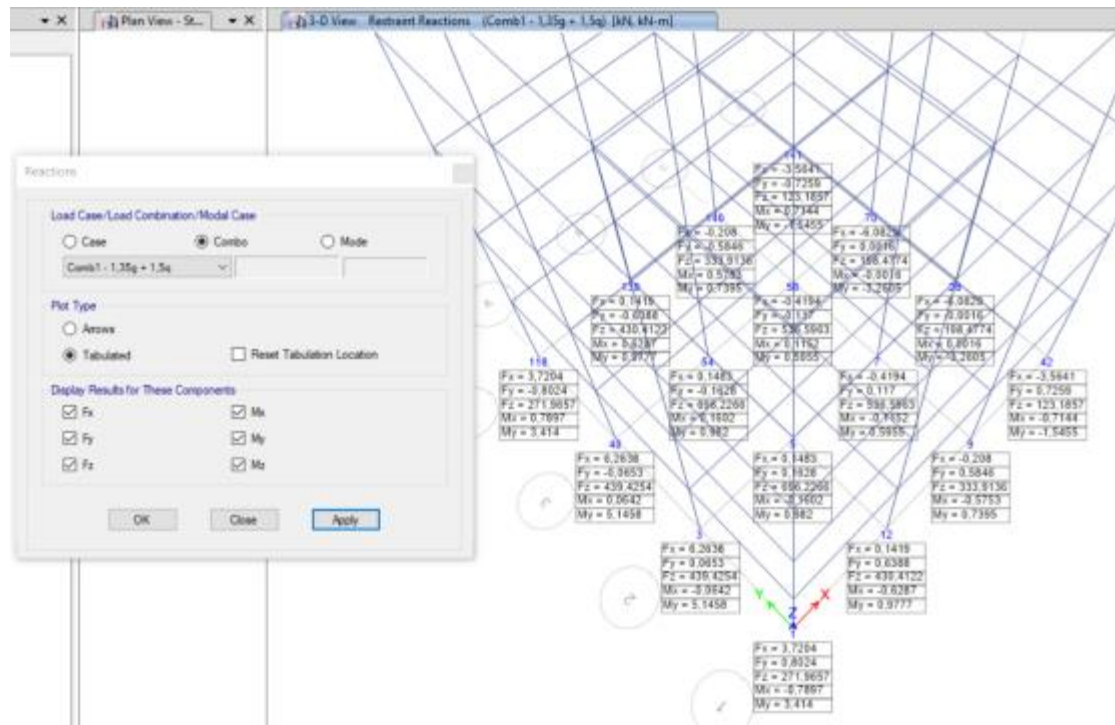


Σχήμα 6.115 Κάτοψη δευτέρου (2') ορόφου.

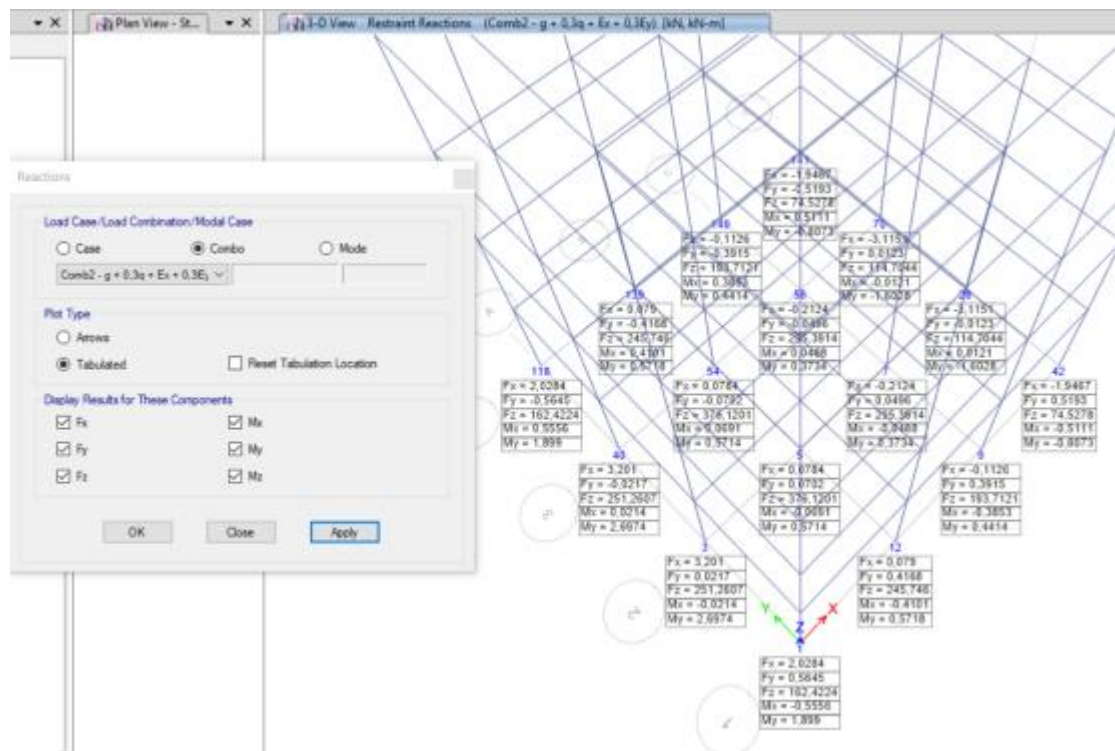
Θα «τρέξουμε» την ιδιομορφική ανάλυση για το «Κτίριο 2» με τις δυνάμεις Dead, Live, Εκκαι Εγ.



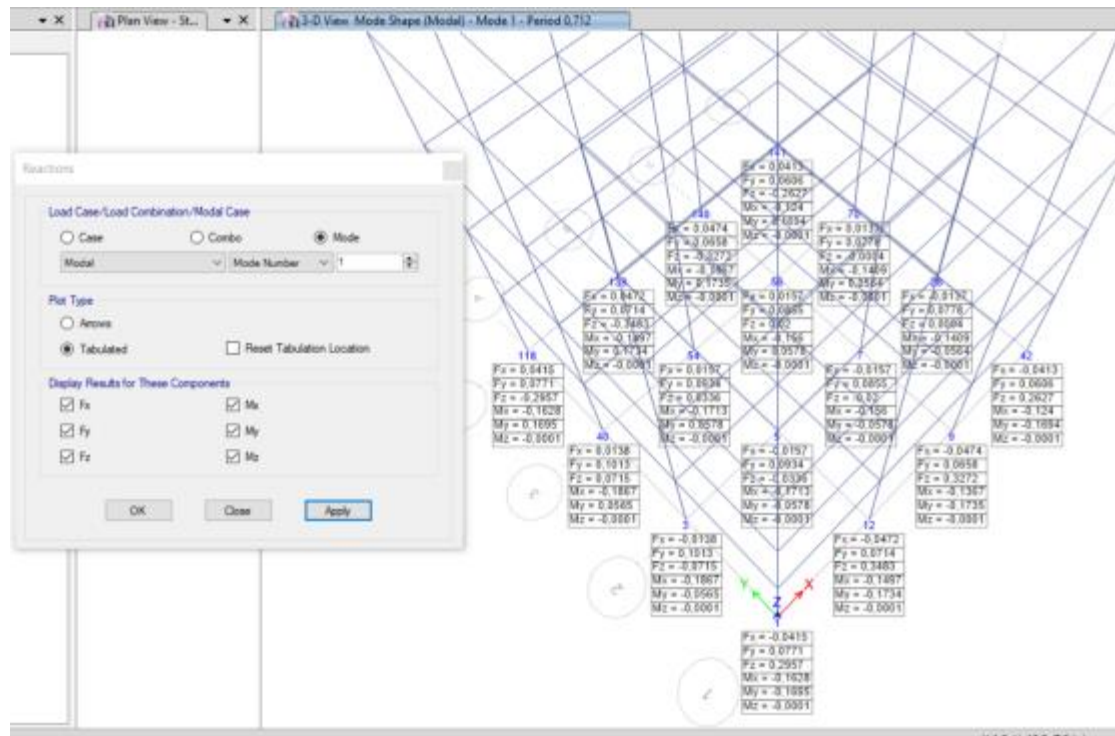




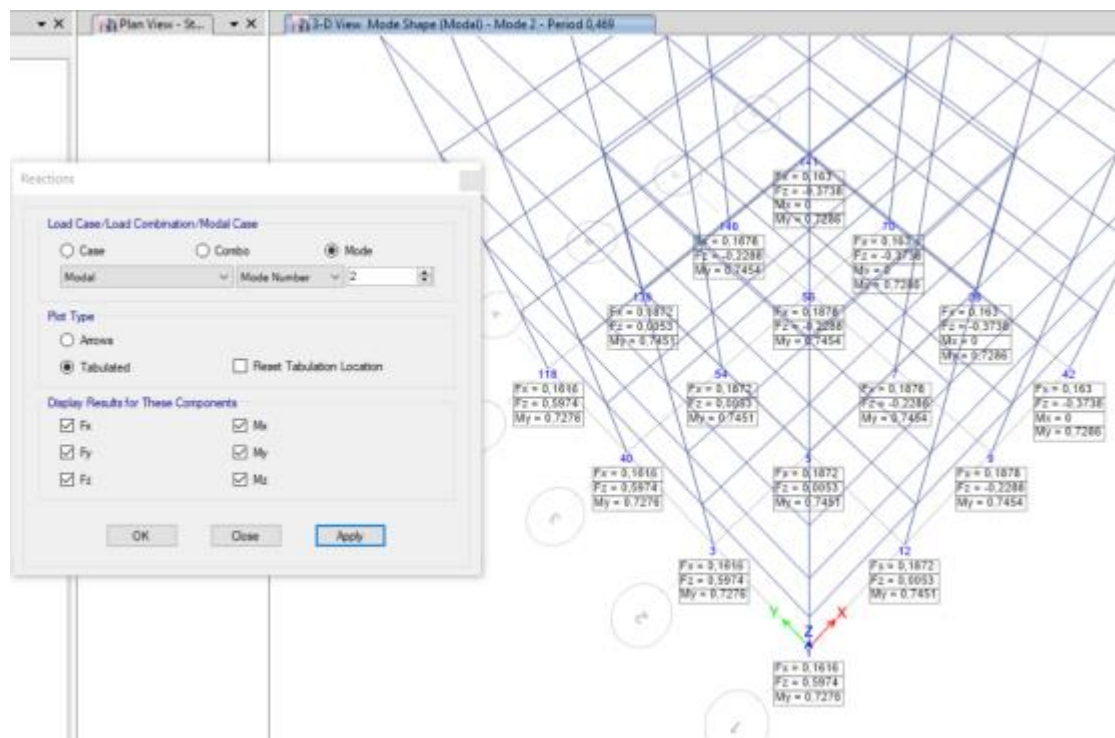
Σχήμα 6.120 Αντιδράσεις Combo 1,35g + 1,5q.



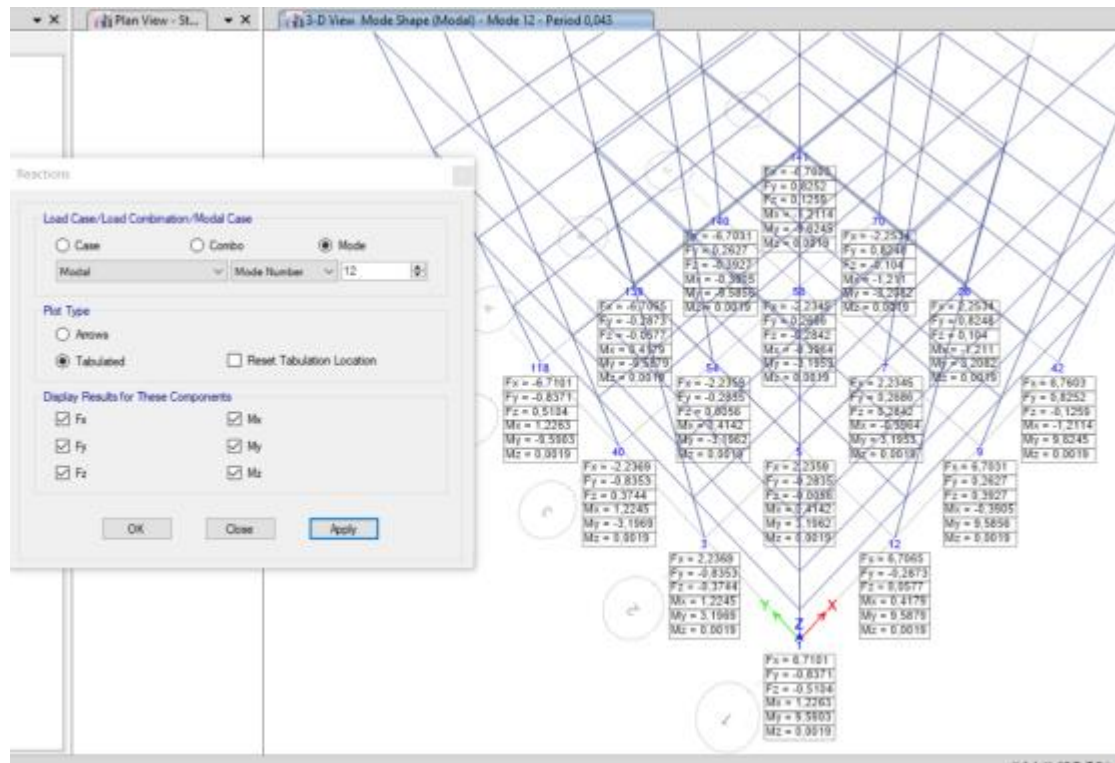
Σχήμα 6.121 Αντιδράσεις Combo g + 0,3q + Ex + 0,3Ey.



Σχήμα 6.122 Αντιδράσεις Mode 1.



Σχήμα 6.123 Αντιδράσεις Mode 2.

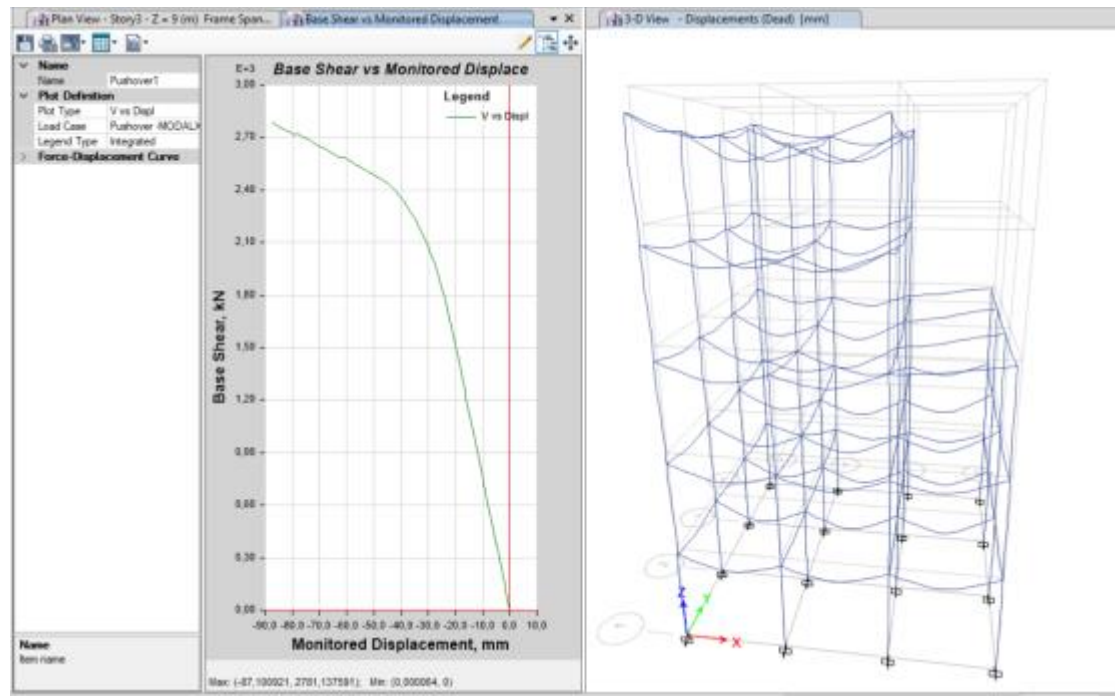


Σχήμα 6.124 Αντιδράσεις Mode 12.



## 6.7 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΤΗΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΥΠΟ ΑΥΞΑΝΟΜΕΝΗ ΤΑΣΗ(PUSHOVER)(ΚΤΙΡΙΟ 2) ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ETABS

Ακολουθώντας την ίδια διαδικασία με το κτίριο 1 θα εξάγουμε αποτελέσματα για την Pushoverανάλυση, για τα κτίρια 2 και κτίριο 3.



**Σχήμα 6.125** Καμπύλη Pushover για το Κτίριο 2.

| Step | Monitored Displ mm | Base Force kN | A-B | B-C | C-D | D-E | >E | A-I/O | I/O-LS | LS-CP | >CP | Total |
|------|--------------------|---------------|-----|-----|-----|-----|----|-------|--------|-------|-----|-------|
| 0    | 5.386E-05          | 0             | 356 | 0   | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |
| 1    | -1                 | 76.631        | 356 | 0   | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |
| 2    | -2                 | 153.262       | 356 | 0   | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |
| 3    | -3                 | 229.893       | 356 | 0   | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |
| 4    | -4                 | 306.5241      | 356 | 0   | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |
| 5    | -5                 | 377.6148      | 356 | 0   | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |
| 6    | -6                 | 454.2458      | 356 | 0   | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |
| 7    | -7                 | 530.8768      | 356 | 0   | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |
| 8    | -8                 | 607.5078      | 356 | 0   | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |
| 9    | -9                 | 684.1388      | 356 | 0   | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |
| 10   | -10                | 760.7698      | 356 | 0   | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |
| 11   | -11                | 837.4008      | 356 | 0   | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |
| 12   | -12                | 914.0318      | 356 | 0   | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |
| 13   | -13                | 990.6628      | 356 | 0   | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |
| 14   | -14                | 1067.2938     | 356 | 0   | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |
| 15   | -15                | 1143.9248     | 356 | 0   | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |
| 16   | -16                | 1220.5558     | 356 | 0   | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |
| 17   | -17                | 1297.1868     | 356 | 0   | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |
| 18   | -18                | 1373.8178     | 356 | 0   | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |
| 19   | -19                | 1450.4488     | 356 | 0   | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |
| 20   | -20                | 1527.0798     | 356 | 1   | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |
| 21   | -21.679            | 1603.7108     | 352 | 4   | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |
| 22   | -22.679            | 1700.9174     | 351 | 5   | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |
| 23   | -23.901            | 1780.6167     | 344 | 12  | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |
| 24   | -25.031            | 1844.2047     | 338 | 18  | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |
| 25   | -26.664            | 1930.4961     | 333 | 23  | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |
| 26   | -27.721            | 1981.0651     | 326 | 30  | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |
| 27   | -28.996            | 2031.8823     | 321 | 35  | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |
| 28   | -30.196            | 2081.3041     | 317 | 39  | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |
| 29   | -31.542            | 2130.7776     | 308 | 48  | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |
| 30   | -32.542            | 2159.4485     | 308 | 48  | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |

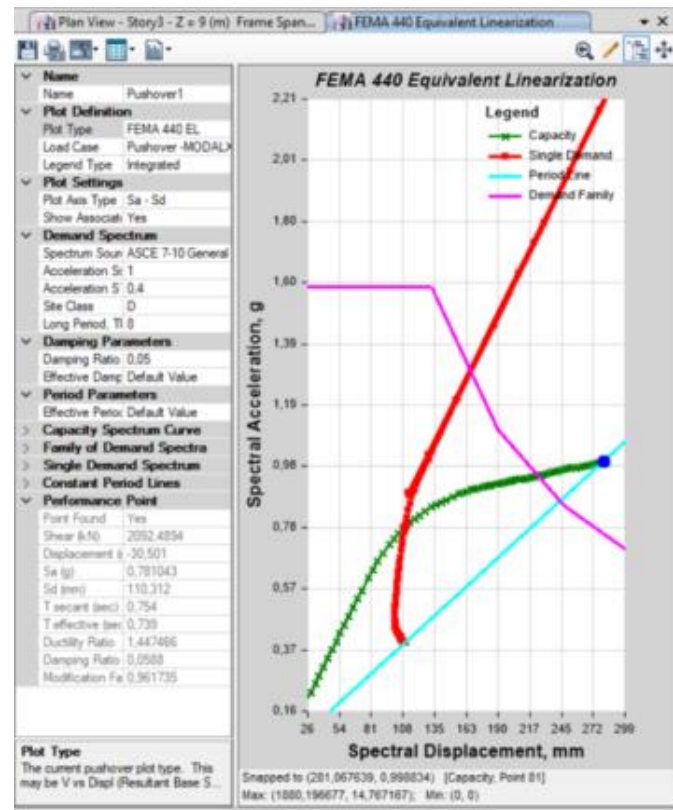
Σχήμα 6.126 Λαμβάνουμε τα εξής αποτελέσματα στην μορφή πίνακα ώστε να μπορούμε να εξετάσουμε σε κάθε βήμα τι δυνάμεις ασκούνται στην κατασκευή.

| Step | Monitored Displ mm | Base Force kN | A-B | B-C | C-D | D-E | >E | A-I/O | I/O-LS | LS-CP | >CP | Total |
|------|--------------------|---------------|-----|-----|-----|-----|----|-------|--------|-------|-----|-------|
| 30   | -32.542            | 2159.4485     | 308 | 48  | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |
| 31   | -33.542            | 2193.2799     | 306 | 50  | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |
| 32   | -34.701            | 2230.8039     | 296 | 60  | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |
| 33   | -36.221            | 2270.7479     | 292 | 64  | 0   | 0   | 0  | 356   | 0      | 0     | 0   | 356   |
| 34   | -37.221            | 2295.9178     | 292 | 64  | 0   | 0   | 0  | 354   | 2      | 0     | 0   | 356   |
| 35   | -38.221            | 2313.7623     | 290 | 66  | 0   | 0   | 0  | 352   | 4      | 0     | 0   | 356   |
| 36   | -39.221            | 2337.0155     | 287 | 69  | 0   | 0   | 0  | 352   | 4      | 0     | 0   | 356   |
| 37   | -40.823            | 2369.5448     | 283 | 73  | 0   | 0   | 0  | 348   | 8      | 0     | 0   | 356   |
| 38   | -42.305            | 2397.7087     | 278 | 78  | 0   | 0   | 0  | 344   | 12     | 0     | 0   | 356   |
| 39   | -43.305            | 2413.582      | 278 | 78  | 0   | 0   | 0  | 344   | 12     | 0     | 0   | 356   |
| 40   | -44.305            | 2429.4553     | 278 | 78  | 0   | 0   | 0  | 340   | 16     | 0     | 0   | 356   |
| 41   | -45.611            | 2448.1422     | 274 | 82  | 0   | 0   | 0  | 337   | 19     | 0     | 0   | 356   |
| 42   | -46.611            | 2450.6556     | 274 | 82  | 0   | 0   | 0  | 334   | 22     | 0     | 0   | 356   |
| 43   | -47.611            | 2462.3022     | 274 | 82  | 0   | 0   | 0  | 333   | 23     | 0     | 0   | 356   |
| 44   | -49.288            | 2479.4467     | 272 | 84  | 0   | 0   | 0  | 328   | 28     | 0     | 0   | 356   |
| 45   | -50.288            | 2488.7061     | 272 | 84  | 0   | 0   | 0  | 327   | 29     | 0     | 0   | 356   |
| 46   | -51.288            | 2497.9617     | 272 | 84  | 0   | 0   | 0  | 325   | 31     | 0     | 0   | 356   |
| 47   | -52.288            | 2507.2173     | 271 | 85  | 0   | 0   | 0  | 325   | 31     | 0     | 0   | 356   |
| 48   | -54.101            | 2523.7789     | 268 | 88  | 0   | 0   | 0  | 321   | 35     | 0     | 0   | 356   |
| 49   | -55.101            | 2532.8049     | 267 | 89  | 0   | 0   | 0  | 313   | 43     | 0     | 0   | 356   |
| 50   | -56.101            | 2541.8194     | 266 | 90  | 0   | 0   | 0  | 312   | 44     | 0     | 0   | 356   |
| 51   | -57.101            | 2550.8158     | 264 | 92  | 0   | 0   | 0  | 312   | 44     | 0     | 0   | 356   |
| 52   | -58.101            | 2559.7676     | 264 | 92  | 0   | 0   | 0  | 311   | 45     | 0     | 0   | 356   |
| 53   | -59.101            | 2568.7194     | 264 | 92  | 0   | 0   | 0  | 309   | 47     | 0     | 0   | 356   |
| 54   | -60.101            | 2577.6712     | 264 | 92  | 0   | 0   | 0  | 305   | 50     | 1     | 0   | 356   |
| 55   | -61.101            | 2586.6271     | 264 | 92  | 0   | 0   | 0  | 300   | 55     | 1     | 0   | 356   |
| 56   | -62.101            | 2595.5832     | 264 | 92  | 0   | 0   | 0  | 297   | 56     | 3     | 0   | 356   |
| 57   | -63.101            | 2599.735      | 264 | 92  | 0   | 0   | 0  | 294   | 58     | 4     | 0   | 356   |
| 58   | -64.101            | 2596.6968     | 264 | 92  | 0   | 0   | 0  | 292   | 60     | 4     | 0   | 356   |
| 59   | -65.101            | 2607.6386     | 264 | 92  | 0   | 0   | 0  | 292   | 60     | 4     | 0   | 356   |
| 60   | -66.101            | 2616.5968     | 264 | 92  | 0   | 0   | 0  | 290   | 62     | 4     | 0   | 356   |

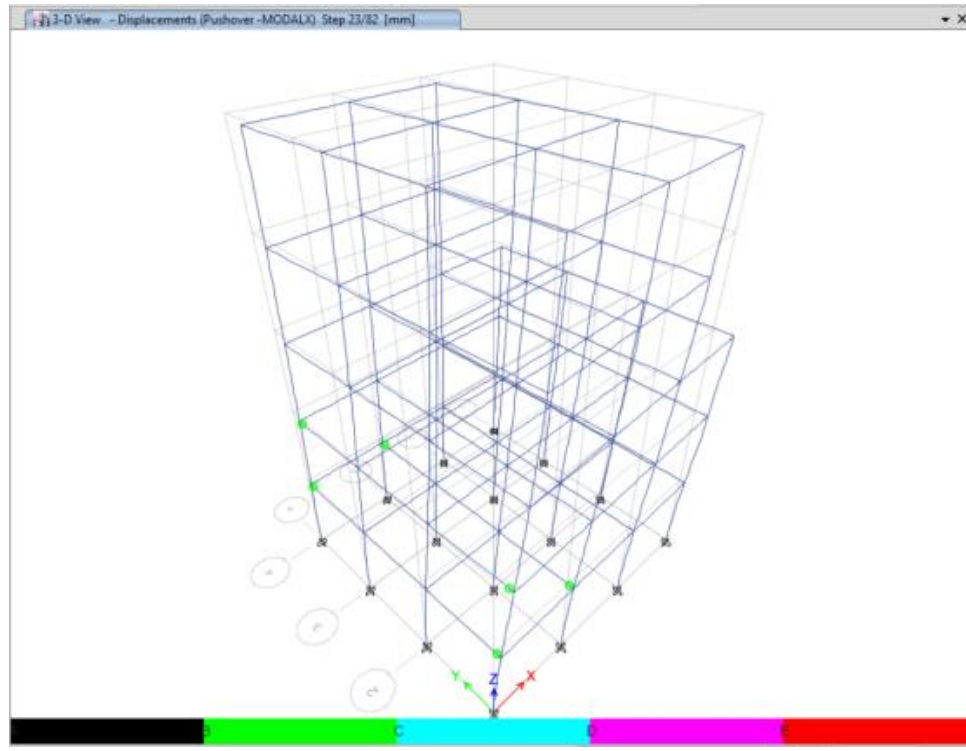
Σχήμα 6.127 Λαμβάνουμε τα εξής αποτελέσματα στην μορφή πίνακα ώστε να μπορούμε να εξετάσουμε σε κάθε βήμα τι δυνάμεις ασκούνται στην κατασκευή.

| Step | Monitored Displ mm | Base Force kN | A/B | B/C | C/D | D/E | >E | A/D | D/L5 | L5/CP | >CP | Total |
|------|--------------------|---------------|-----|-----|-----|-----|----|-----|------|-------|-----|-------|
| 51   | -57.101            | 2590.8158     | 264 | 92  | 0   | 0   | 0  | 312 | 44   | 0     | 0   | 356   |
| 52   | -58.101            | 2599.7676     | 264 | 92  | 0   | 0   | 0  | 311 | 45   | 0     | 0   | 356   |
| 53   | -59.101            | 2568.7194     | 264 | 92  | 0   | 0   | 0  | 309 | 47   | 0     | 0   | 356   |
| 54   | -60.101            | 2577.6712     | 264 | 92  | 0   | 0   | 0  | 305 | 50   | 1     | 0   | 356   |
| 55   | -61.101            | 2596.6271     | 264 | 92  | 0   | 0   | 0  | 300 | 55   | 1     | 0   | 356   |
| 56   | -62.101            | 2580.7832     | 264 | 92  | 0   | 0   | 0  | 297 | 56   | 3     | 0   | 356   |
| 57   | -63.101            | 2589.735      | 264 | 92  | 0   | 0   | 0  | 294 | 58   | 4     | 0   | 356   |
| 58   | -64.101            | 2598.6868     | 264 | 92  | 0   | 0   | 0  | 292 | 60   | 4     | 0   | 356   |
| 59   | -65.101            | 2507.6386     | 264 | 92  | 0   | 0   | 0  | 292 | 60   | 4     | 0   | 356   |
| 60   | -66.101            | 2616.5968     | 264 | 92  | 0   | 0   | 0  | 290 | 62   | 4     | 0   | 356   |
| 61   | -67.101            | 2625.5486     | 264 | 92  | 0   | 0   | 0  | 290 | 60   | 6     | 0   | 356   |
| 62   | -68.101            | 2634.5004     | 264 | 92  | 0   | 0   | 0  | 290 | 57   | 9     | 0   | 356   |
| 63   | -69.101            | 2643.4522     | 264 | 92  | 0   | 0   | 0  | 288 | 58   | 10    | 0   | 356   |
| 64   | -70.101            | 2652.4017     | 263 | 93  | 0   | 0   | 0  | 287 | 57   | 12    | 0   | 356   |
| 65   | -71.101            | 2661.3323     | 263 | 93  | 0   | 0   | 0  | 284 | 56   | 16    | 0   | 356   |
| 66   | -72.101            | 2670.2659     | 259 | 97  | 0   | 0   | 0  | 284 | 56   | 16    | 0   | 356   |
| 67   | -73.101            | 2678.8574     | 256 | 100 | 0   | 0   | 0  | 281 | 58   | 17    | 0   | 356   |
| 68   | -74.101            | 2687.3917     | 256 | 100 | 0   | 0   | 0  | 280 | 57   | 19    | 0   | 356   |
| 69   | -75.101            | 2695.9218     | 255 | 101 | 0   | 0   | 0  | 280 | 56   | 20    | 0   | 356   |
| 70   | -76.101            | 2704.4125     | 254 | 102 | 0   | 0   | 0  | 280 | 54   | 22    | 0   | 356   |
| 71   | -77.101            | 2712.8963     | 254 | 102 | 0   | 0   | 0  | 279 | 49   | 28    | 0   | 356   |
| 72   | -78.101            | 2721.3842     | 254 | 102 | 0   | 0   | 0  | 278 | 48   | 30    | 0   | 356   |
| 73   | -79.101            | 2713.731      | 254 | 102 | 0   | 0   | 0  | 278 | 48   | 30    | 0   | 356   |
| 74   | -80.101            | 2722.2116     | 254 | 102 | 0   | 0   | 0  | 278 | 46   | 32    | 0   | 356   |
| 75   | -81.101            | 2730.6934     | 253 | 103 | 0   | 0   | 0  | 277 | 46   | 33    | 0   | 356   |
| 76   | -82.101            | 2739.1476     | 252 | 104 | 0   | 0   | 0  | 274 | 48   | 34    | 0   | 356   |
| 77   | -83.101            | 2747.5564     | 252 | 104 | 0   | 0   | 0  | 274 | 43   | 39    | 0   | 356   |
| 78   | -84.101            | 2755.9651     | 252 | 104 | 0   | 0   | 0  | 274 | 42   | 40    | 0   | 356   |
| 79   | -85.101            | 2764.374      | 251 | 105 | 0   | 0   | 0  | 274 | 42   | 40    | 0   | 356   |
| 80   | -86.101            | 2772.7544     | 251 | 105 | 0   | 0   | 0  | 274 | 38   | 44    | 0   | 356   |
| 81   | -87.101            | 2781.1376     | 250 | 105 | 1   | 0   | 0  | 274 | 35   | 47    | 0   | 356   |

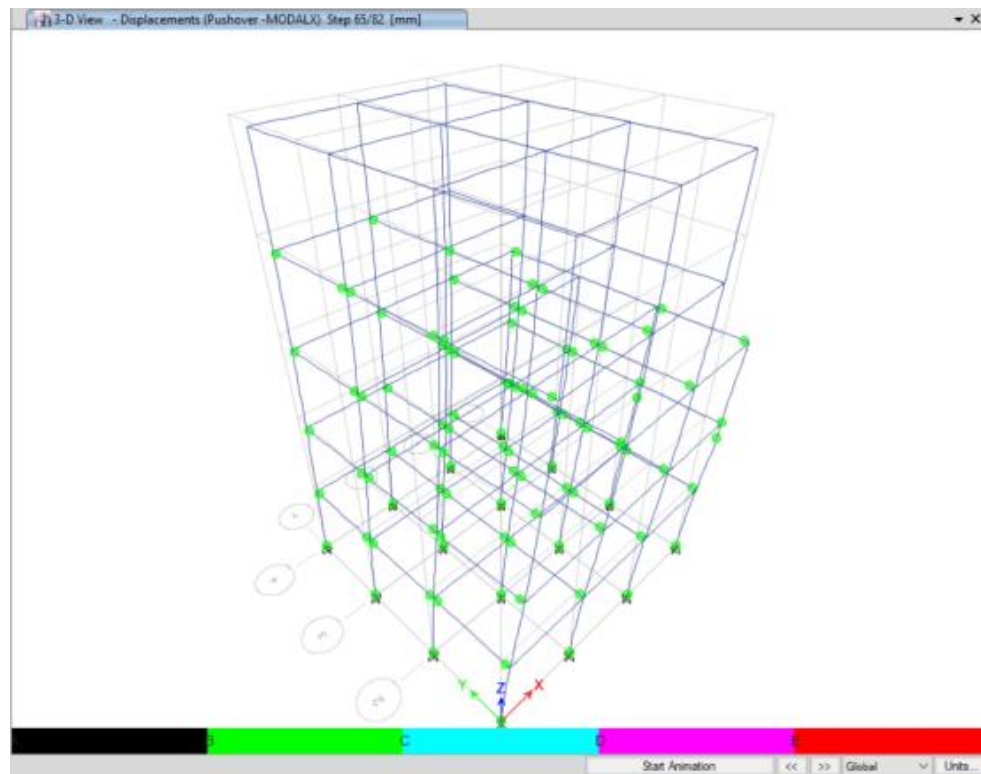
Σχήμα 6.128 Λαμβάνουμε τα εξής αποτελέσματα στην μορφή πίνακα ώστε να μπορούμε να εξετάσουμε σε κάθε βήμα τι δυνάμεις ασκούνται στην κατασκευή.



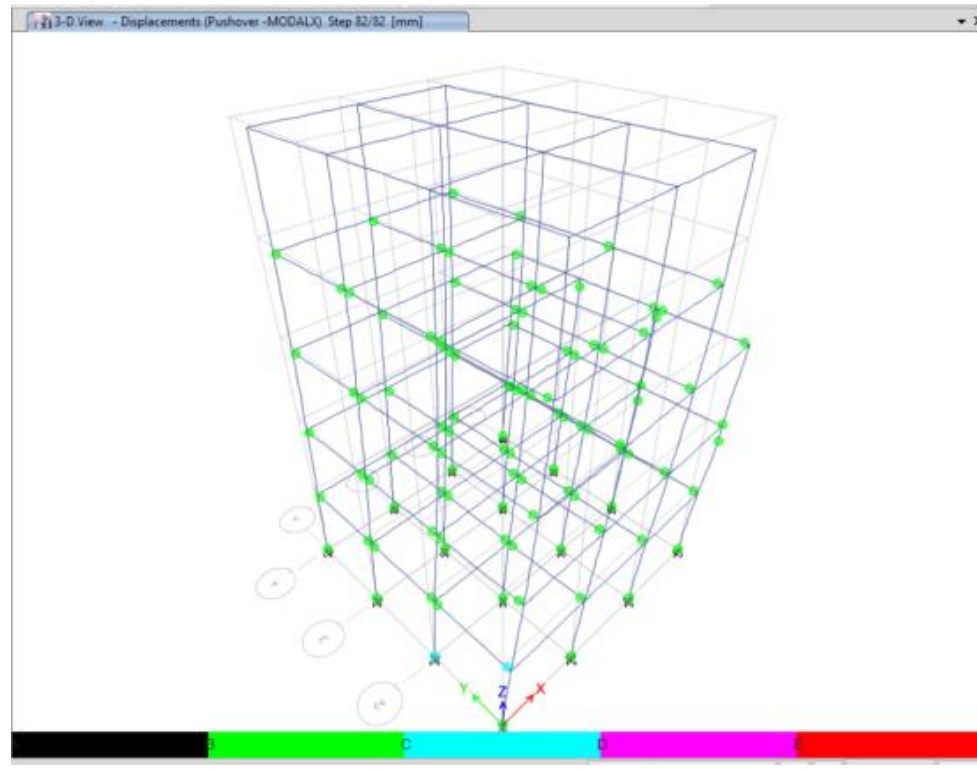
Σχήμα 6.129 Επιλέγουμε Plot Type = “FEMA 440 EL” για να δούμε το διάγραμμα Sa-Sd και να υπολογισθεί η στοχευόμενη μετακίνηση.



**Σχήμα 6.130** Πλαστικές αρθρώσεις για το βήμα 23/82.



**Σχήμα 6.131** Πλαστικές αρθρώσεις για το βήμα 65/85.



**Σχήμα 6.132** Πλαστικές αρθρώσεις για το βήμα 85/85.

Για το Κτίριο 2:

Πρόέκυψαν τα εξής αποτελέσματα:

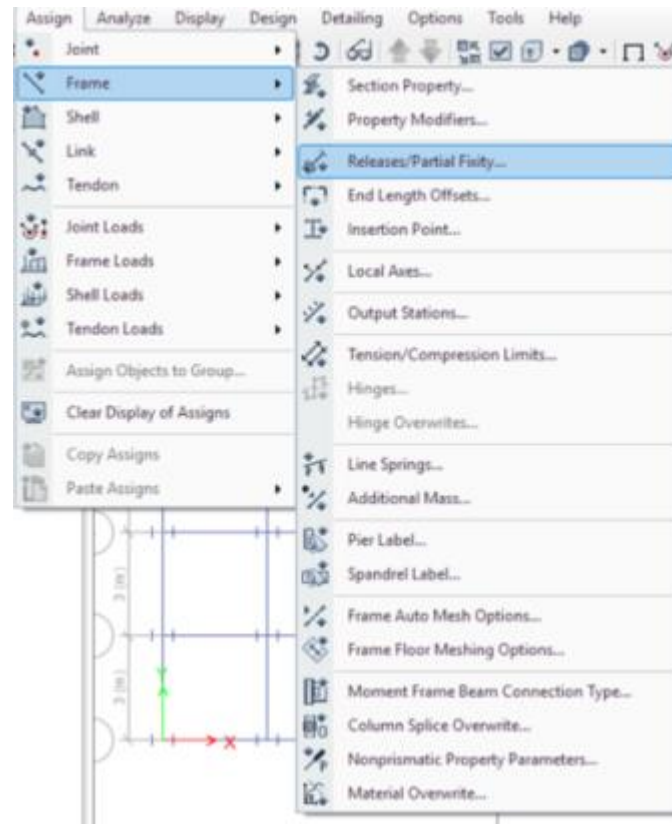
Pushover (άκαμπτοι κόμβοι):

Base Shear: 2781,14KN

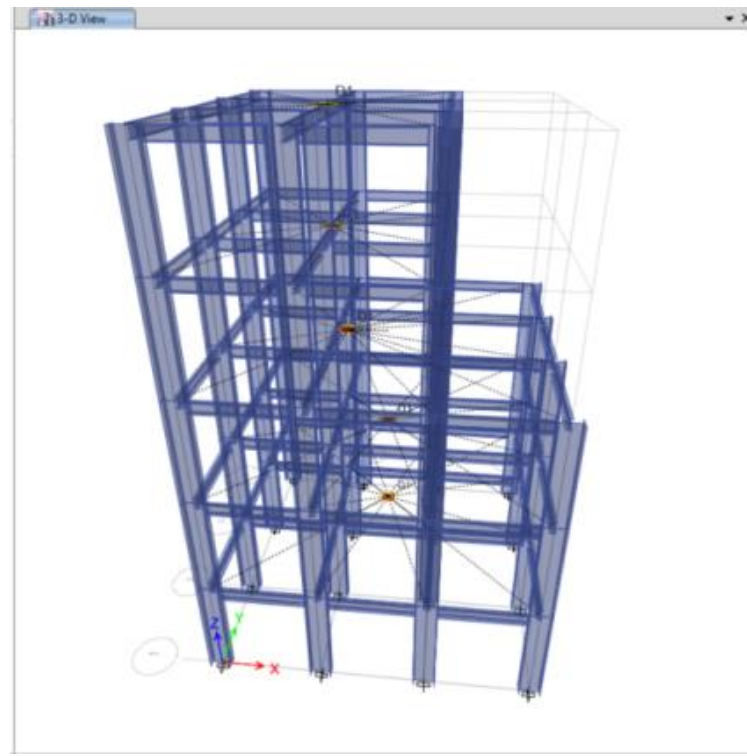
Monitored Displacement:

87,10mm

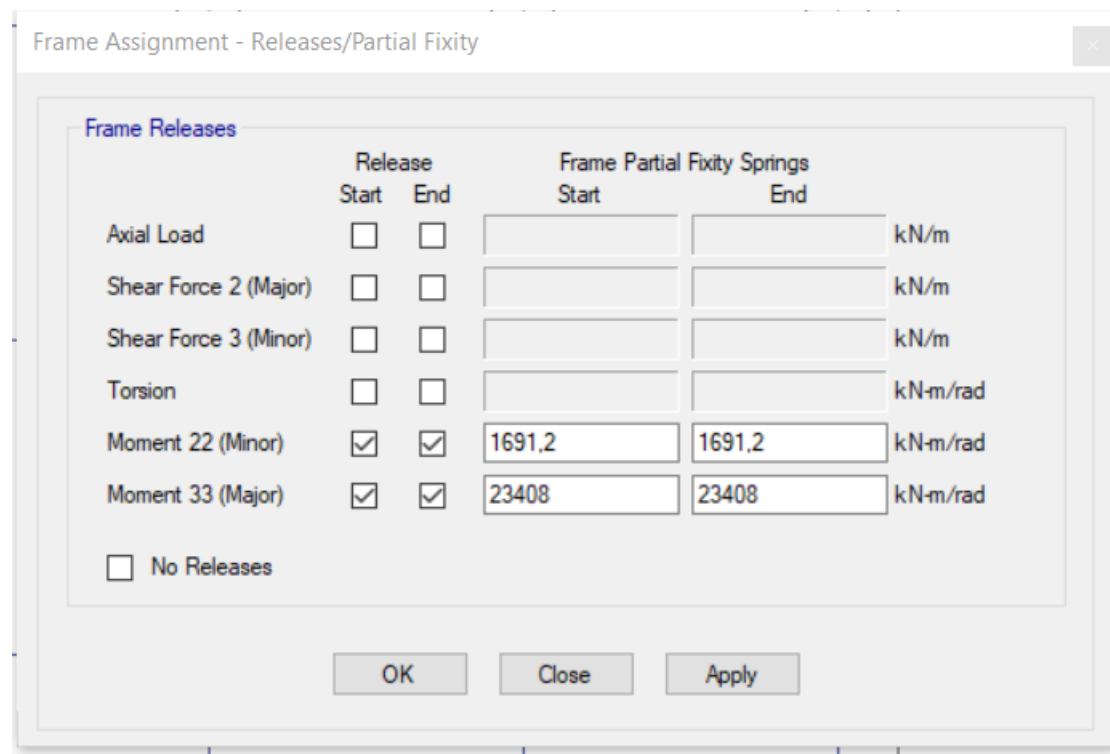
## 6.8 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΤΗΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΥΠΟ ΑΥΞΑΝΟΜΕΝΗ ΤΑΣΗ(PUSHOVER) ΜΕ ΤΗΝ ΧΡΗΣΗ ΗΜΙΑΚΑΜΠΤΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ (ΚΤΙΡΙΟ 2) ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ETABS



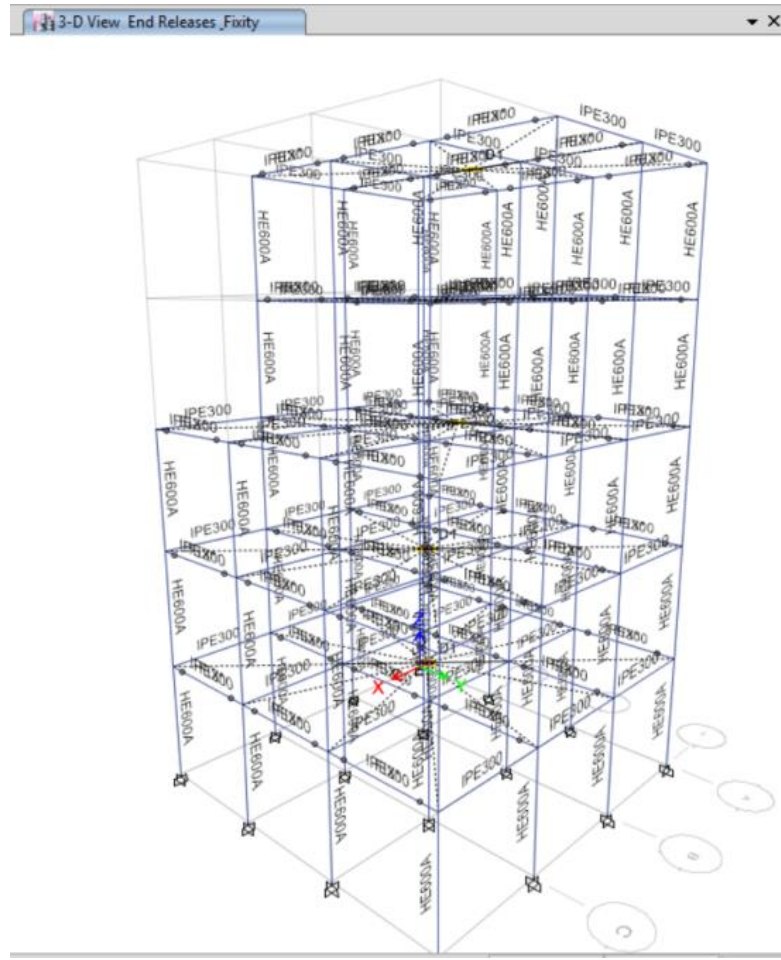
**Σχήμα 6.133** Αφού πρώτα επιλέξουμε τις δοκούς οι οποίες είναι σε σύνδεση με τον ασθενή άξονα του υποστυλώματος, έπειτα θα ορίσουμε από το menu – Assign – Release/Partial Fixity και θα ορίσουμε την δυσκαμψία του στροφικού ελατηρίου που έχουμε επιλέξει προηγουμένως για τον ισχυρό αλλά και τον ασθενή άξονα αντίστοιχα.



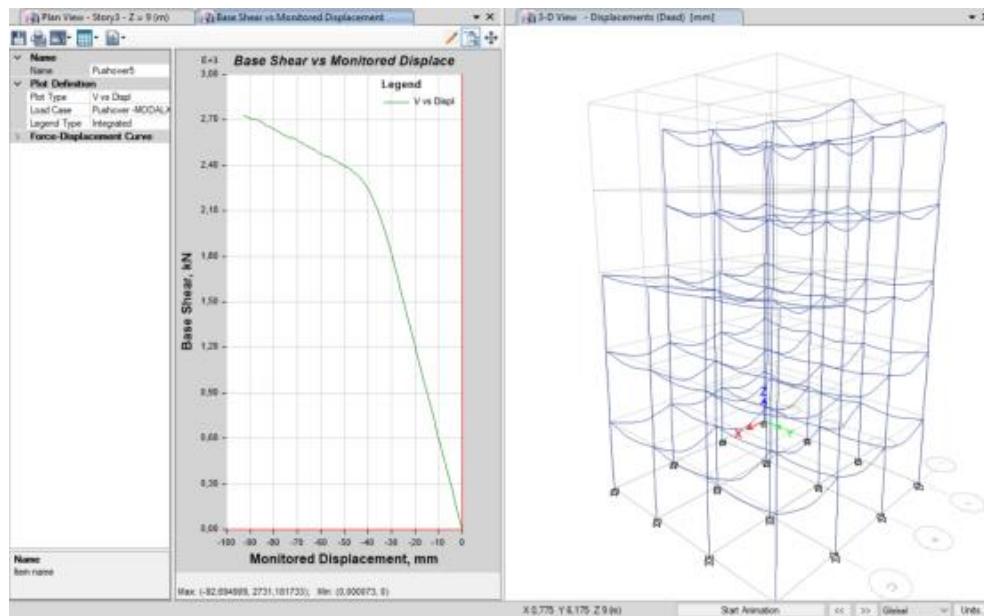
**Σχήμα 6.134**Μορφή φορέα και φορά διατομών.



**Σχήμα 6.135**Εισαγωγή των στροφικών ελατηρίων και της υπολογισμένης δυσκαμψίας τους.

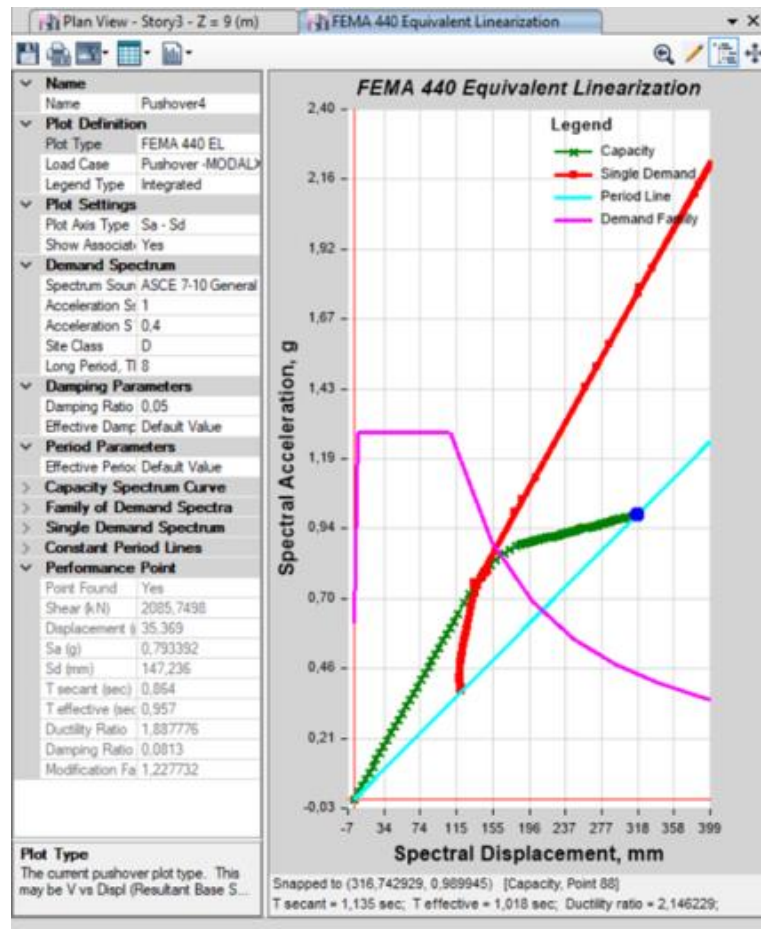


Σχήμα 6.136 Εισαγωγή των ημιάκαμπτων κόμβων στον φορέα.

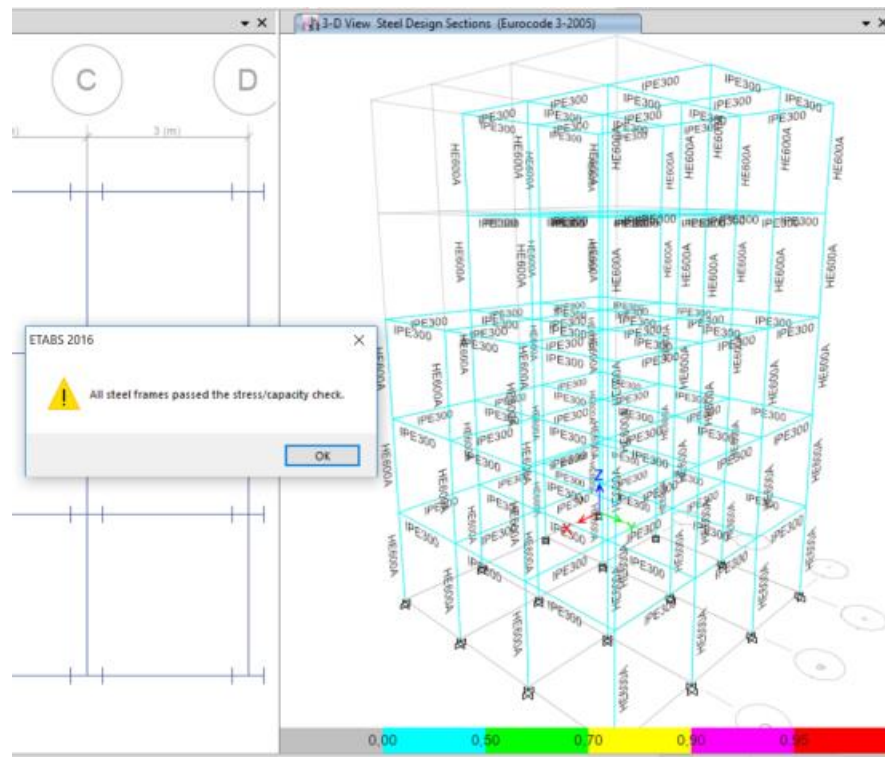


Σχήμα 6.137 Επόμενο βήμα είναι να «τρέξουμε» την Pushover ανάλυση ώστε να εξάγουμε τα ζητούμενα αποτελέσματα.

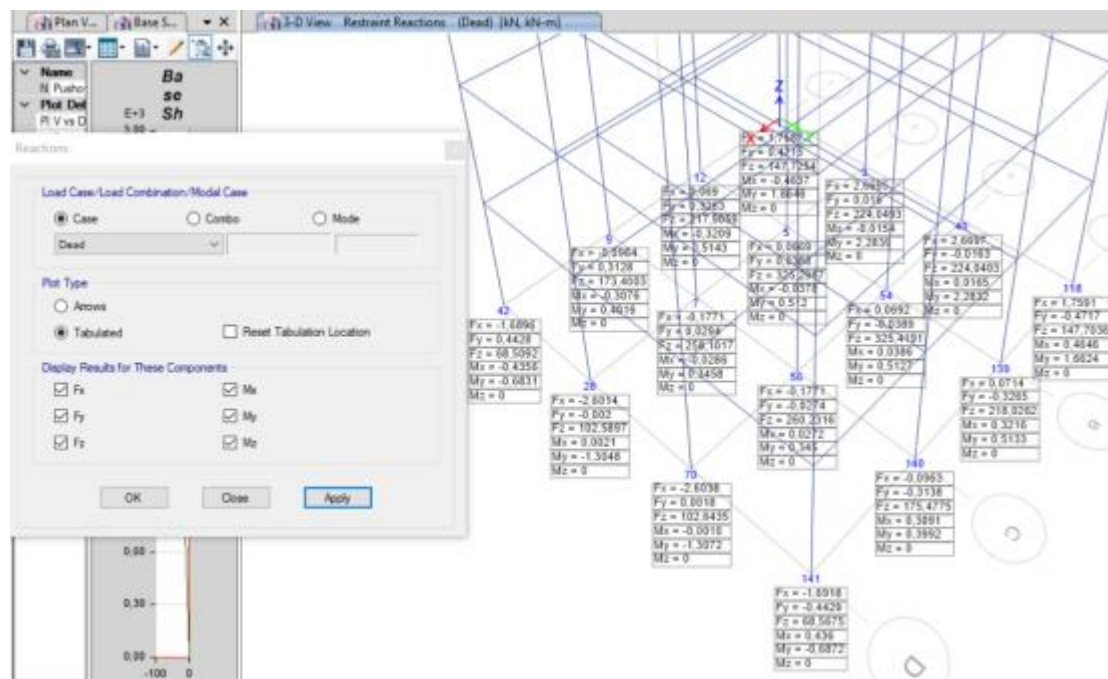




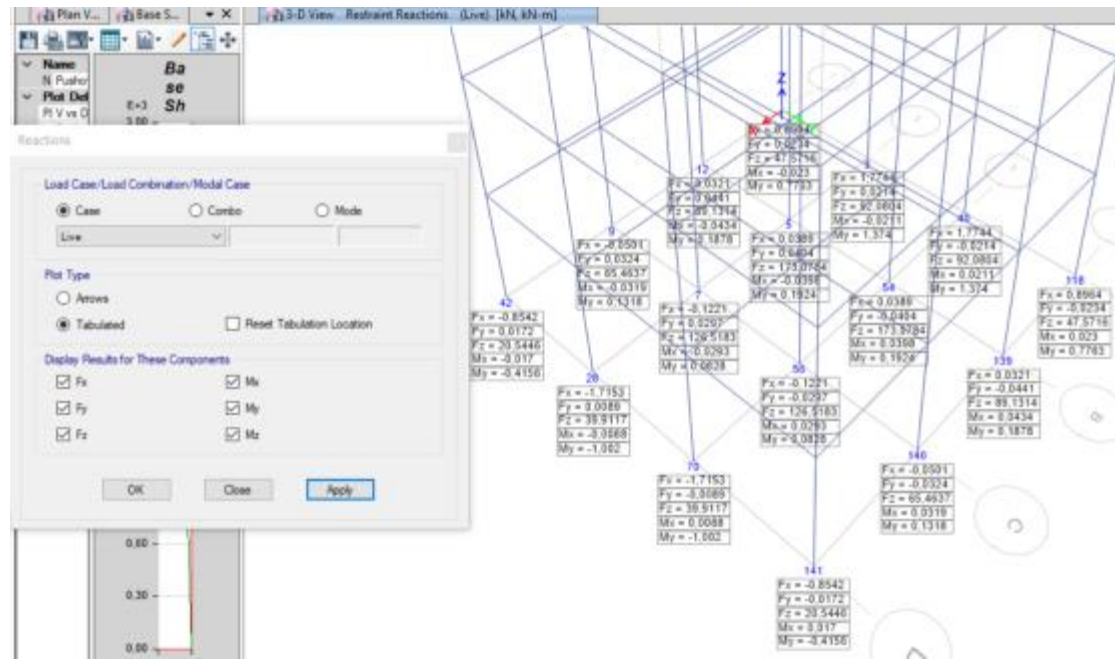
Σχήμα 6.138 Επιλέγουμε Plot Type = “FEMA 440 EL” για να δούμε το διάγραμμα Sa-Sd και να υπολογισθεί η στοχευόμενη μετακίνηση.



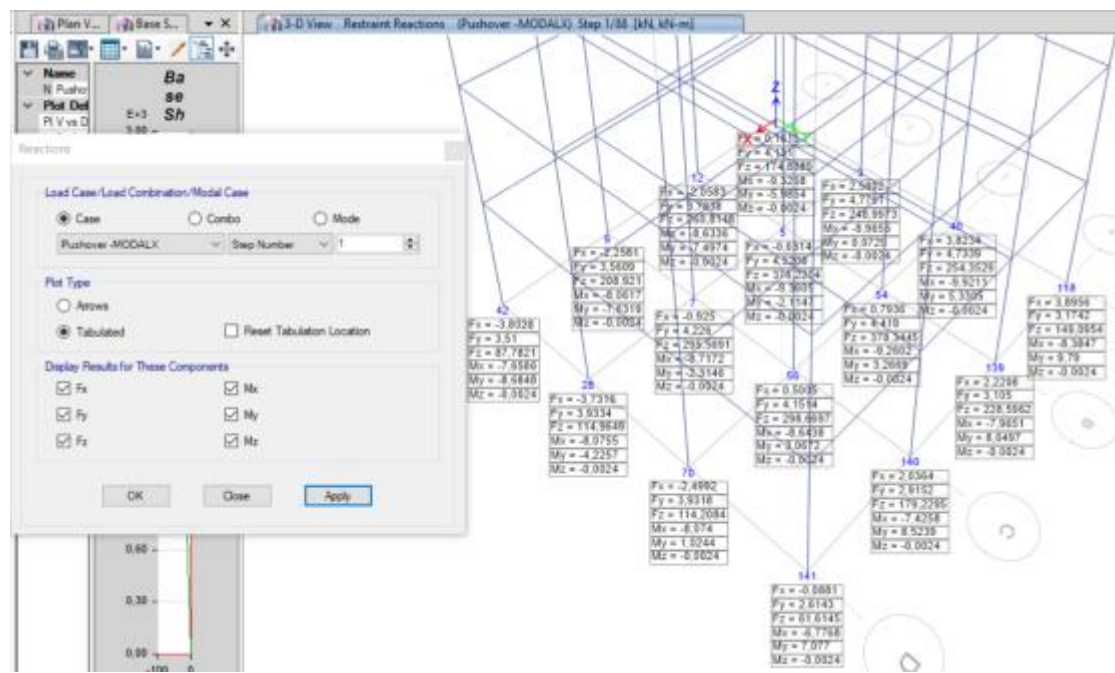
**Σχήμα 6.139** Από το Menu – Design – start design check και από το Menu – Design – Verify all members pass. Σαν αποτέλεσμα διαπιστώνουμε πως όλα τα στοιχεία «περνάνε» τον έλεγχο διαστασιολόγησης.



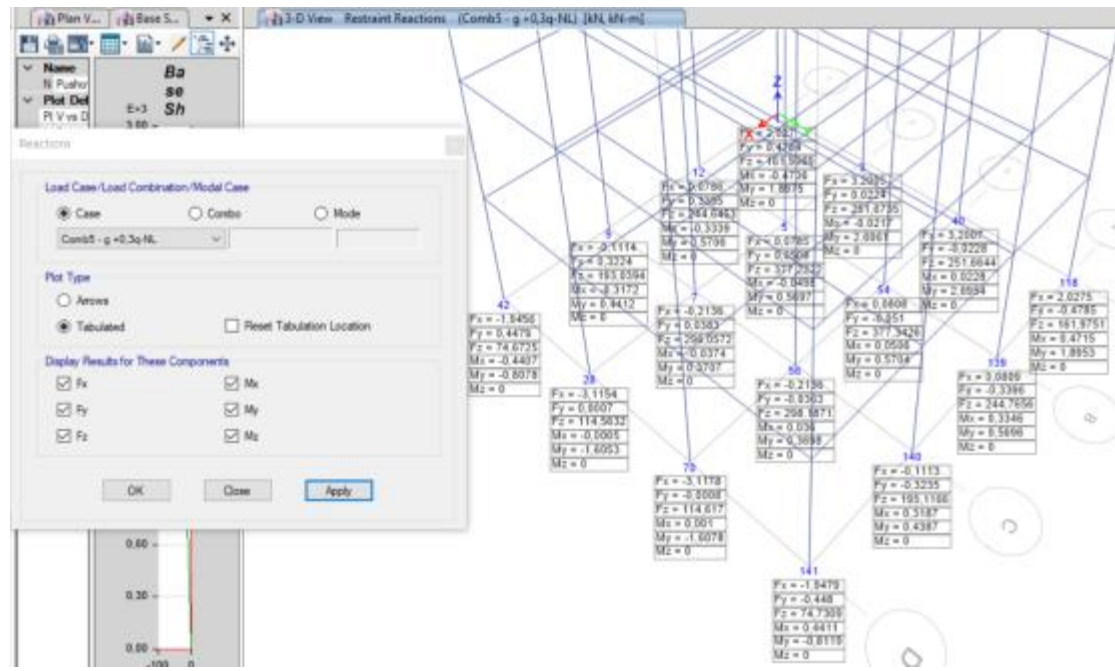
**Σχήμα 6.140** Αντιδράσεις Case Dead.



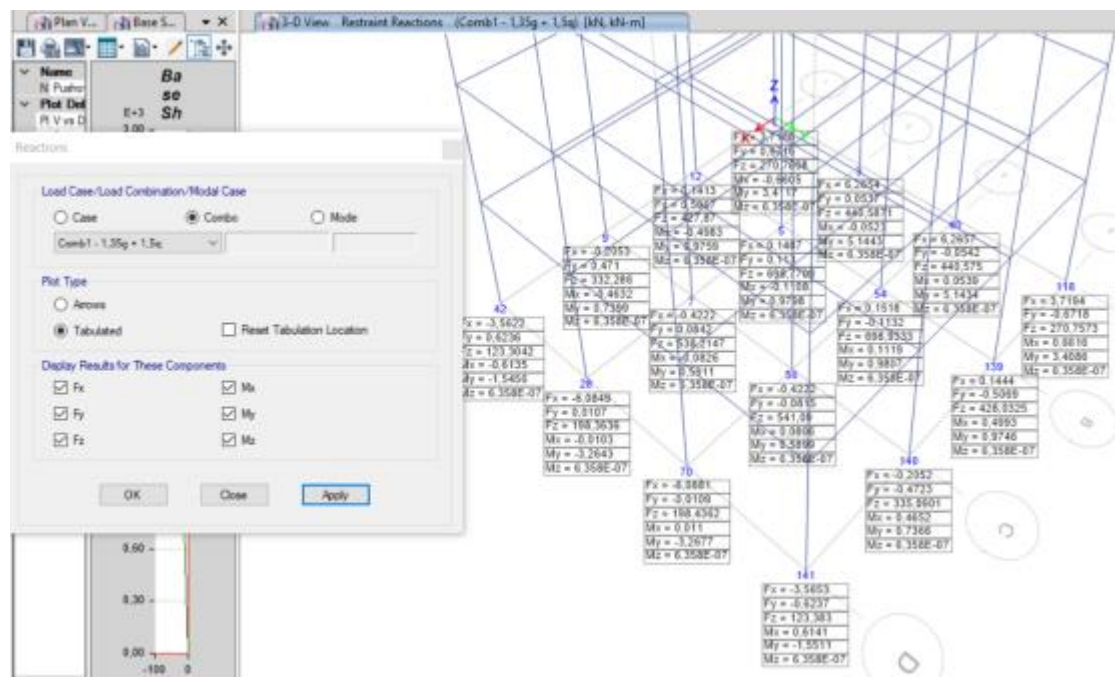
Σχήμα 6.141 Αντιδράσεις Case Live.



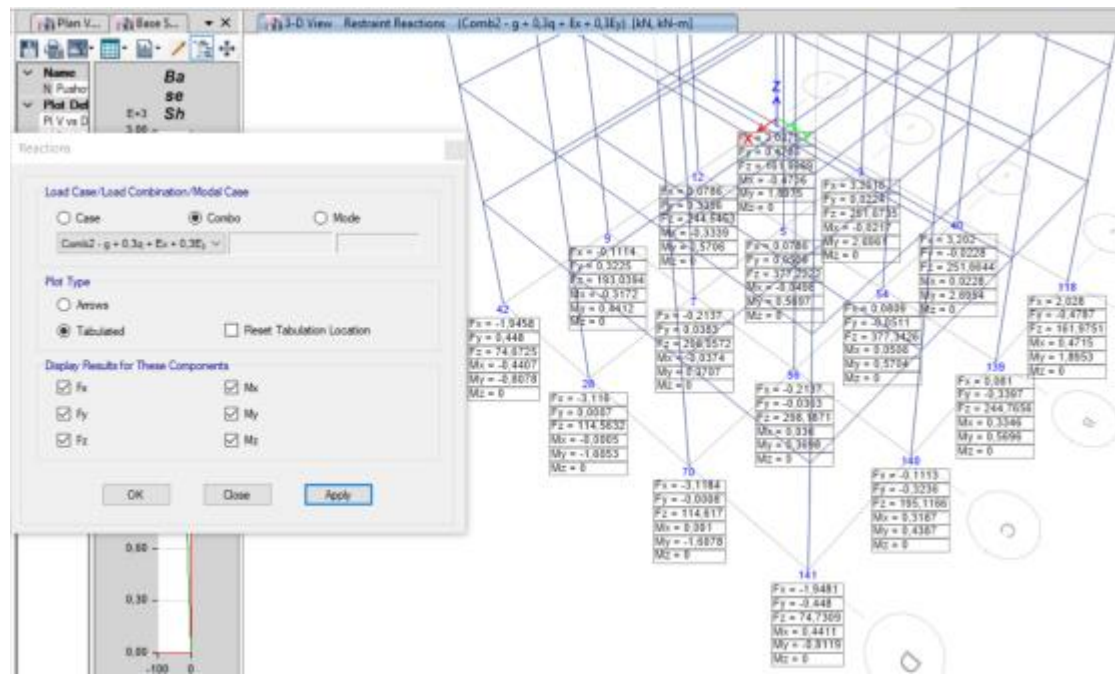
Σχήμα 6.142 Αντιδράσεις Case Pushover Modal X.



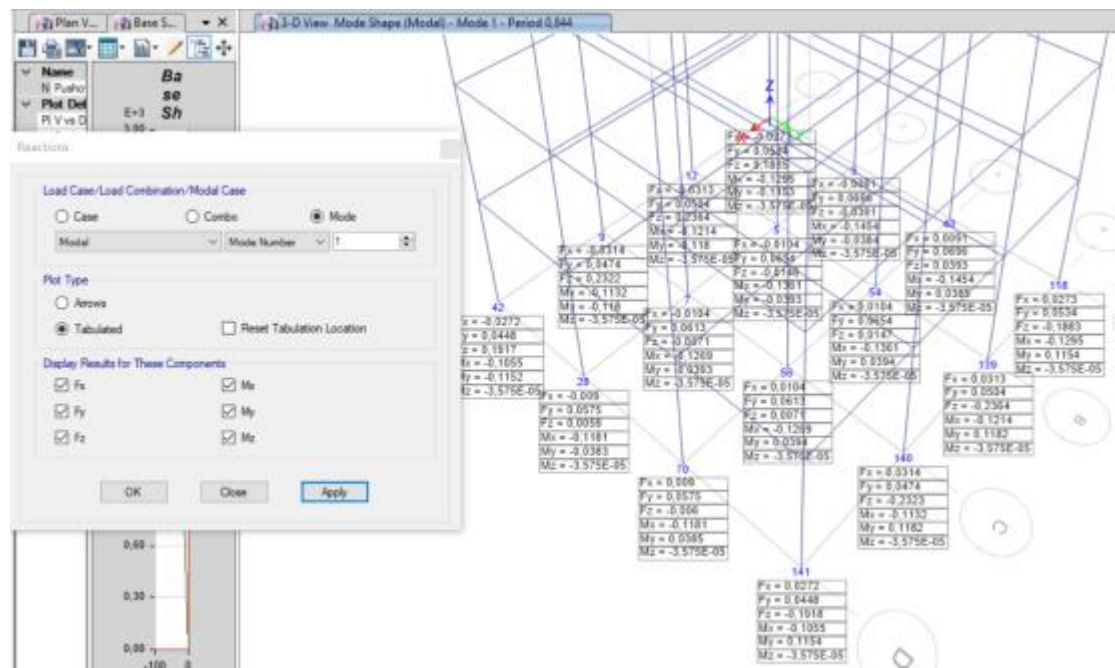
Σχήμα 6.143 Αντιδράσεις Combog + 0,3q-NL.



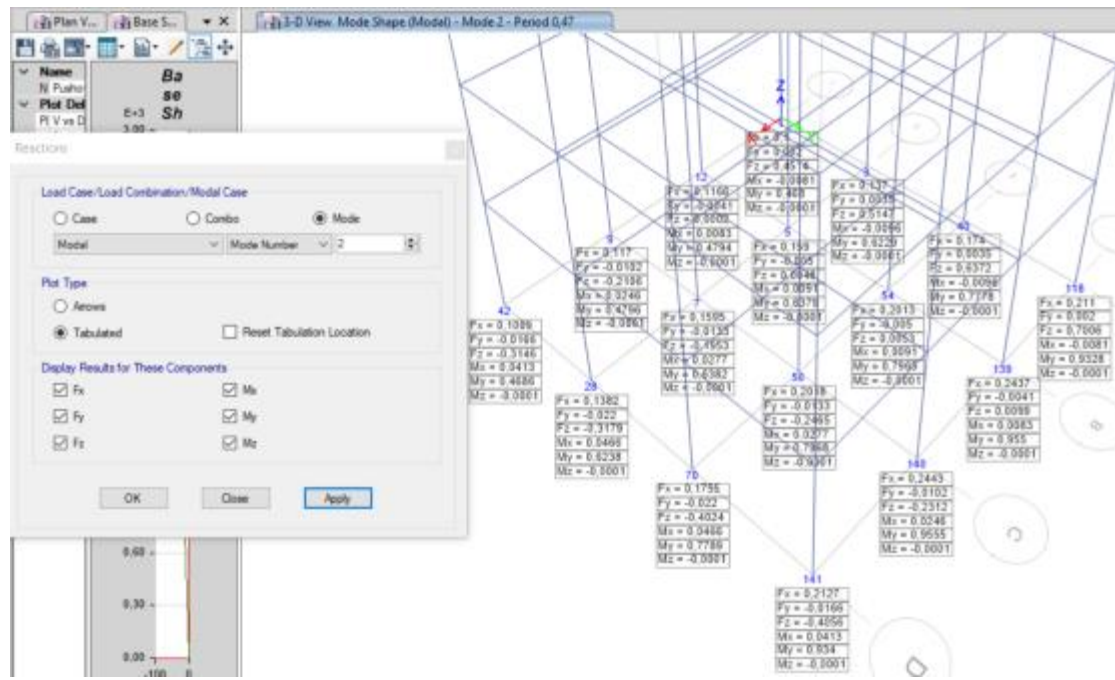
Σχήμα 6.144 Αντιδράσεις Combo 1,35g + 1,5q.



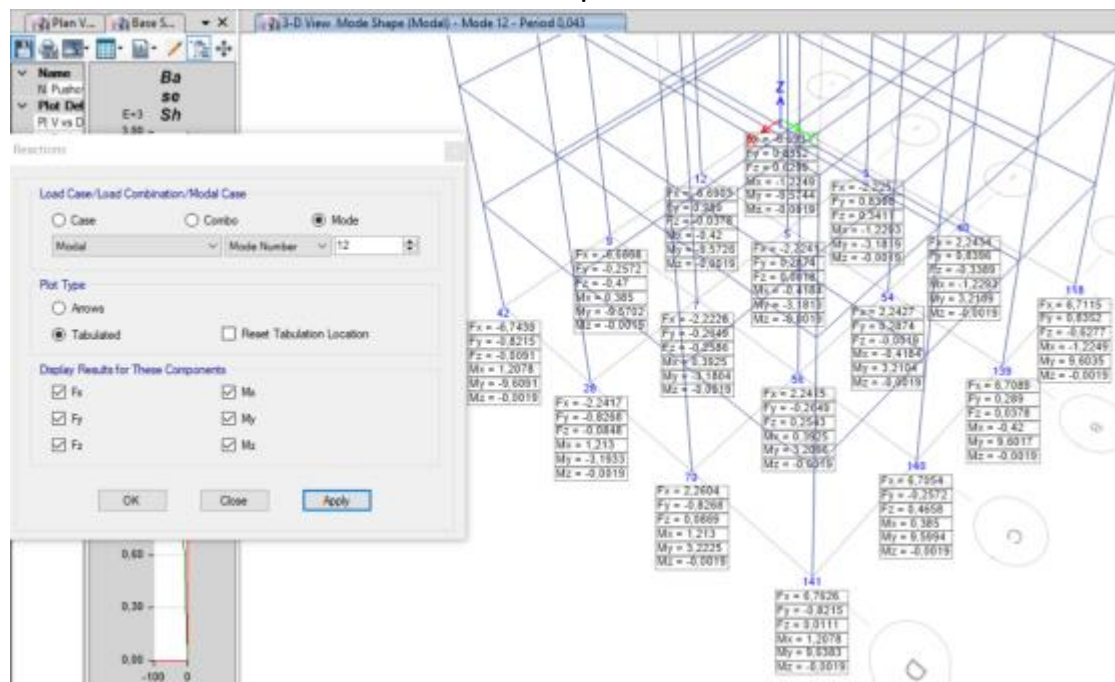
Σχήμα 6.145 Αντιδράσεις Combo  $g + 0,3q + Ex + 0,3Ey$ .



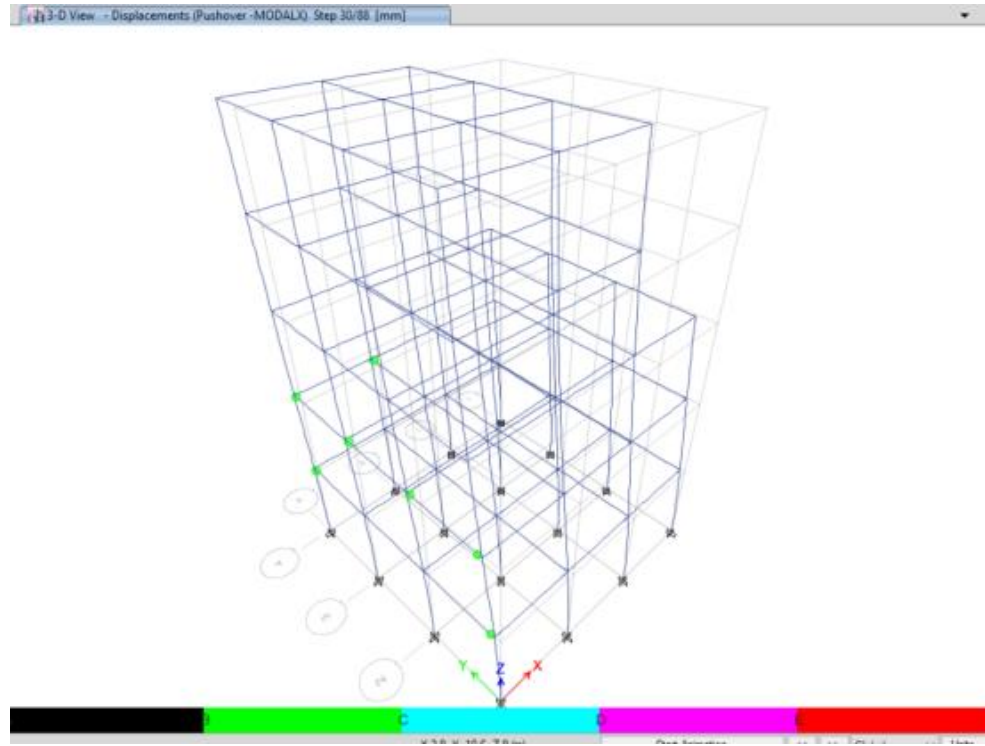
Σχήμα 6.146 Αντιδράσεις Mode 1.



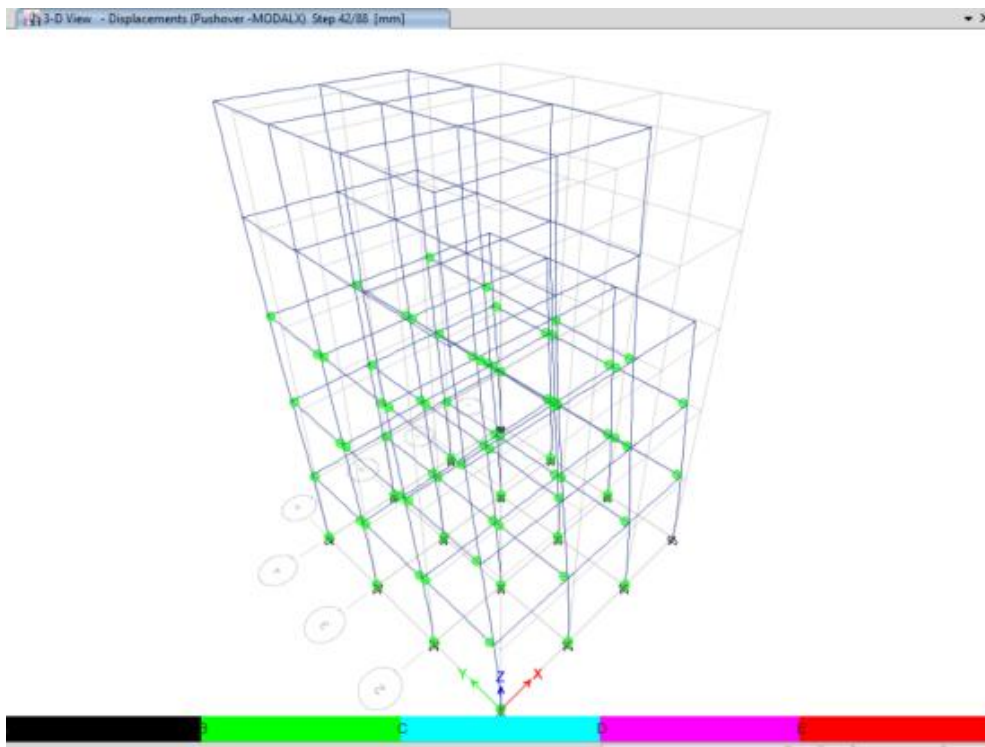
Σχήμα 6.147 Αντιδράσεις Mode 2



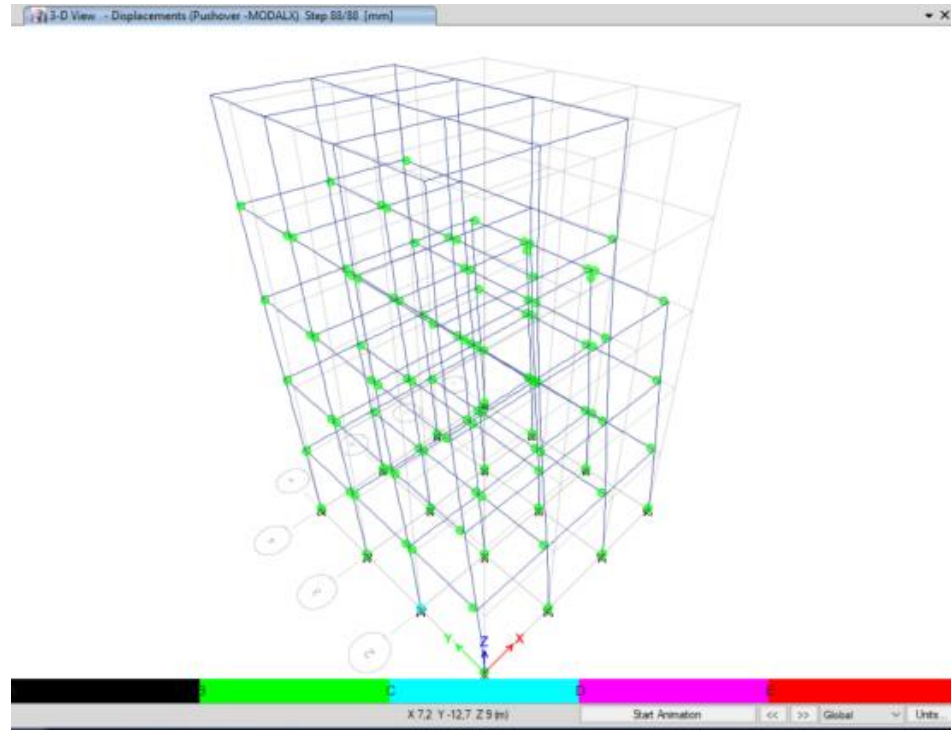
Σχήμα 6.148 Αντιδράσεις Mode 12.



**Σχήμα 6.149** Πλαστικές αρθρώσεις για το βήμα 30/88.



**Σχήμα 6.150** Πλαστικές αρθρώσεις για το βήμα 42/88.



**Σχήμα 6.151** Πλαστικές αρθρώσεις για το βήμα 88/88.

Για το Κτίριο 2:

Προέκυψαν τα εξής αποτελέσματα:

Pushover (ημιάκαμπτοι κόμβοι):

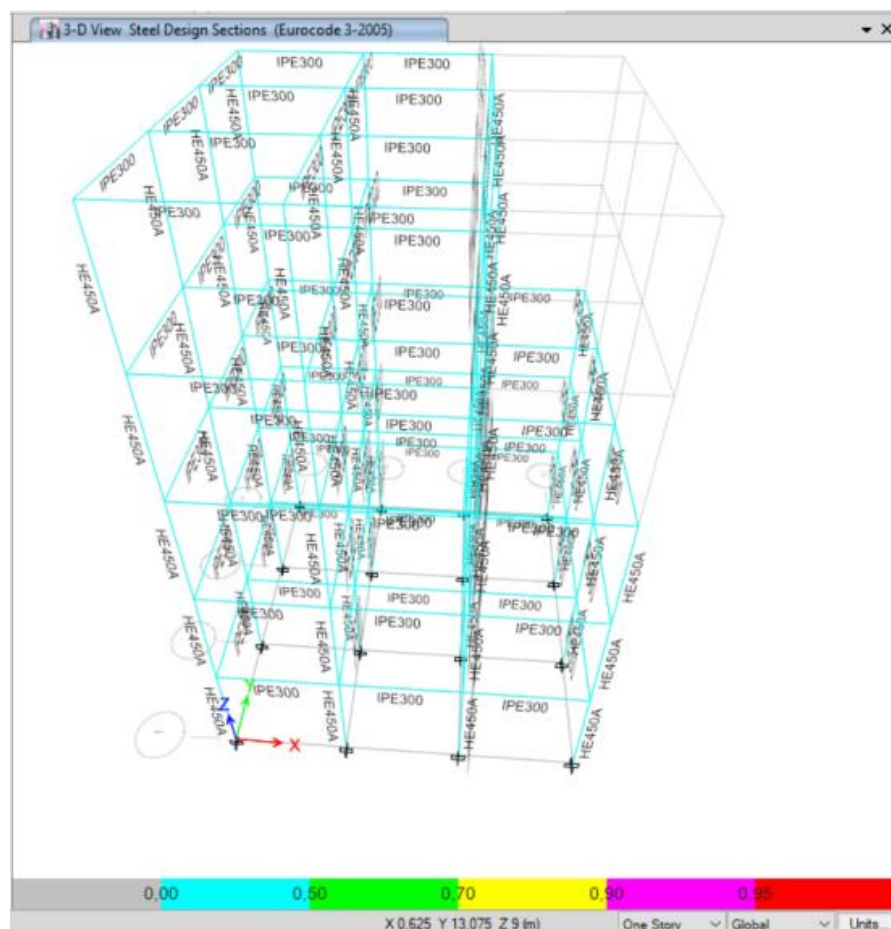
Base Shear: 2731,18KN

Monitored Displacement: 92,69mm

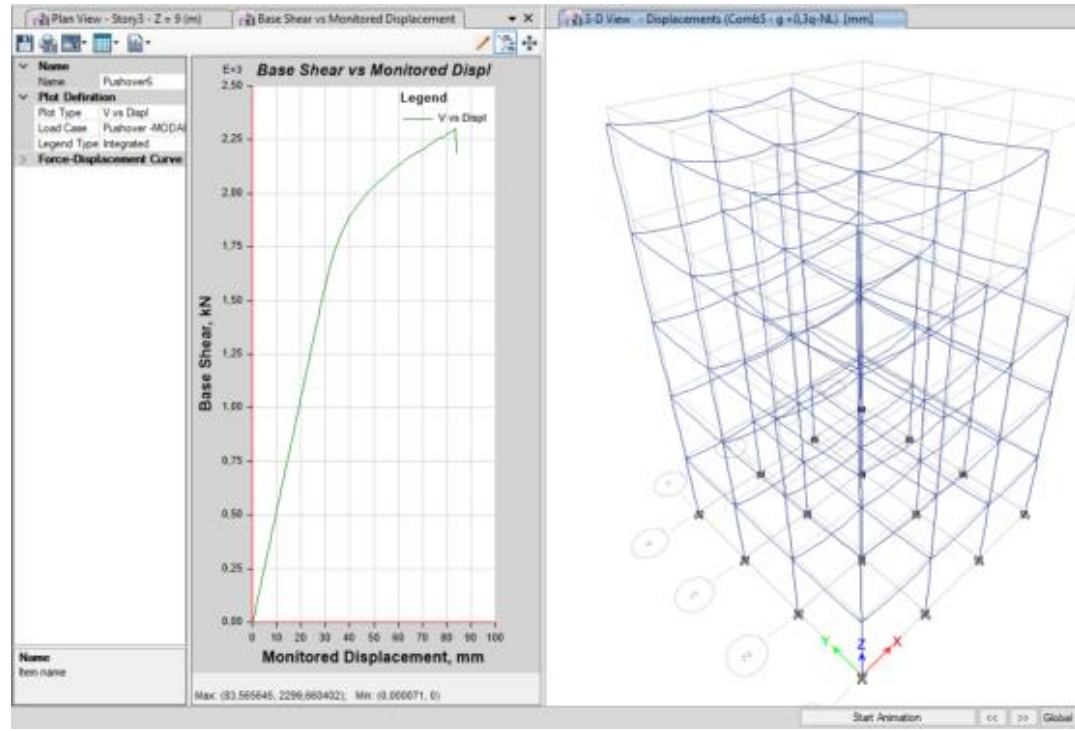


## 6.9 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΤΗΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΥΠΟ ΑΥΞΑΝΟΜΕΝΗ ΤΑΣΗ(PUSHOVER) ΜΕ ΤΗΝ ΧΡΗΣΗ ΗΜΙΑΚΑΜΠΤΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ (ΚΤΙΡΙΟ 2) ΜΕ ΑΠΟΜΕΙΩΣΗ ΤΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ETABS

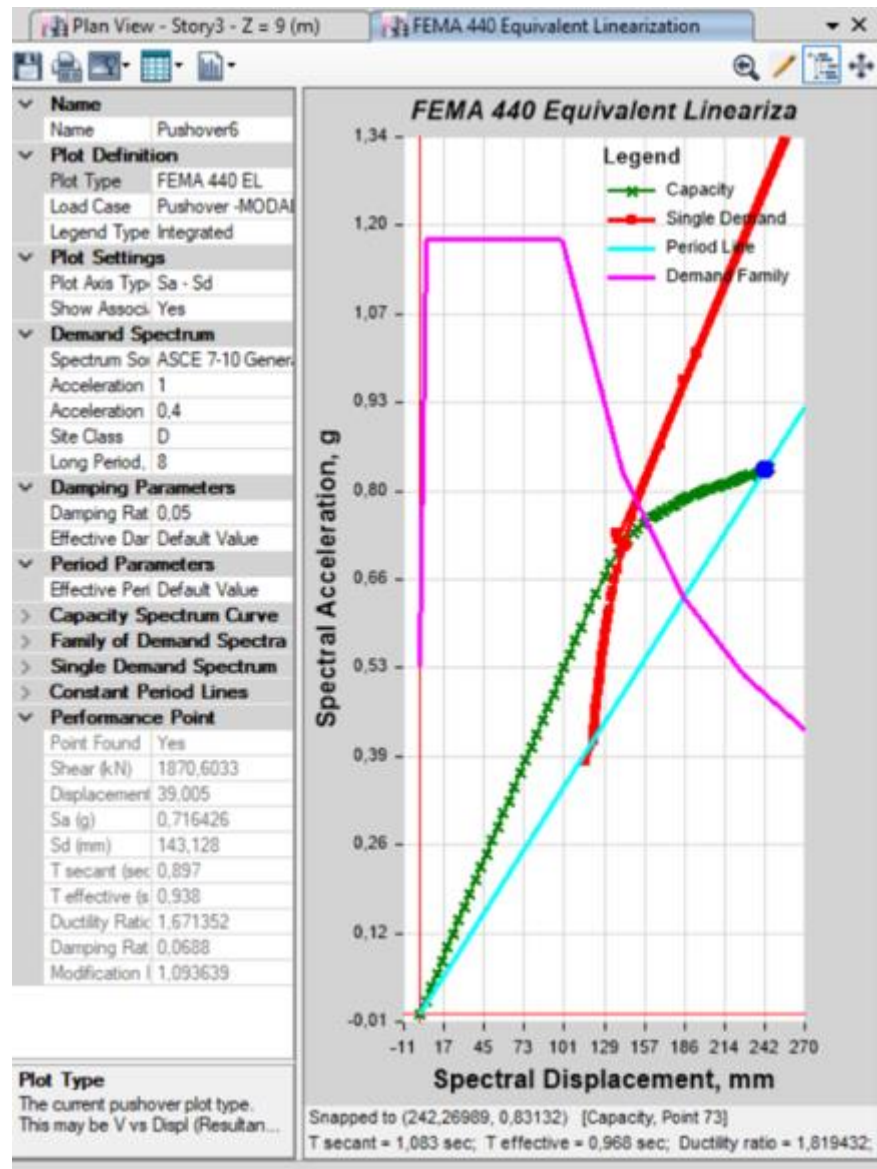
Μετά από δοκιμές καταλήξαμε στο συμπέρασμα πως ο καλύτερος συνδυασμός με την απομείωση για δοκό – υποστύλωμα είναι να απομειώσουμε την κατηγορία υποστυλωμάτων σε HEA450 και να τρέξουμε εκ νέου την Pushover ανάλυση και να εξάγουμε τα αποτελέσματα που θα μας βοηθήσουν στην τελική σύγκριση με άκαμπτους ημιάκαμπτους συνδέσμους αλλά και την περίπτωση που απομειώσουμε τις διατομές τι είδους αποτελέσματα θα λάβουμε.



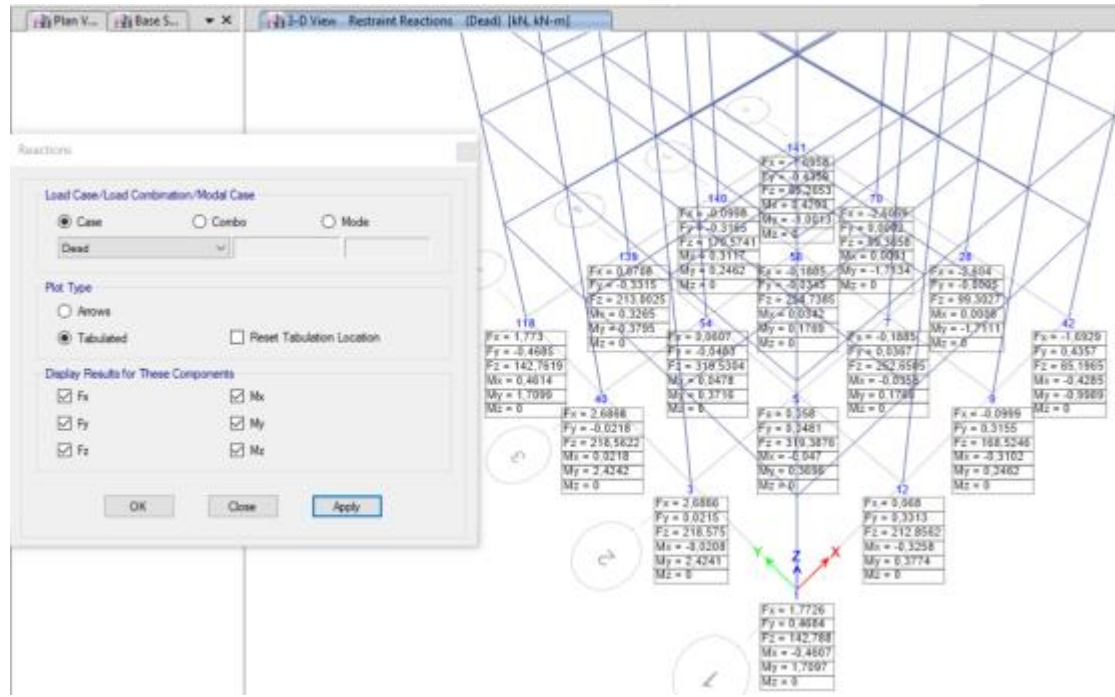
**Σχήμα 6.152** Θα εκτελέσουμε έλεγχο διαστασιολόγησης όπως αναφέρεται στο πρόγραμμα design check ώστε να ελεγχθούν τα στοιχεία αν επαρκούν στις δυνάμεις που προκαλούν τα φορτία dead, live, Ex αλλά και Ey.



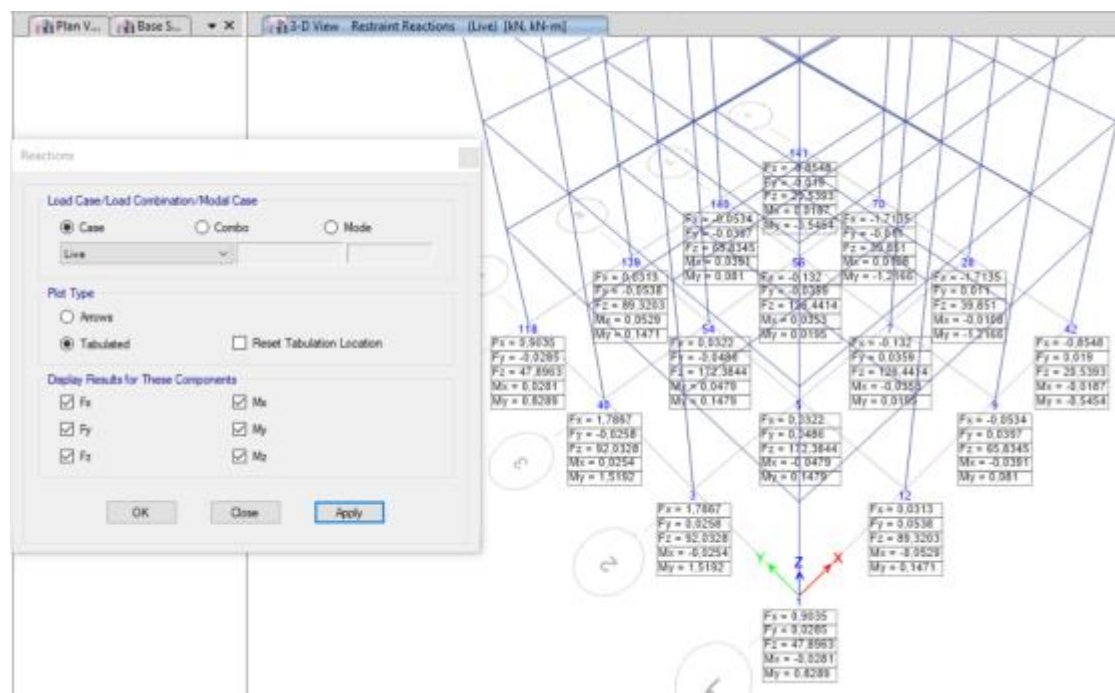
Σχήμα 6.153 «Τρέχουμε» την ανάλυση Pushover για να εξάγουμε τα αποτελέσματα και την επιθυμητή καμπύλη.



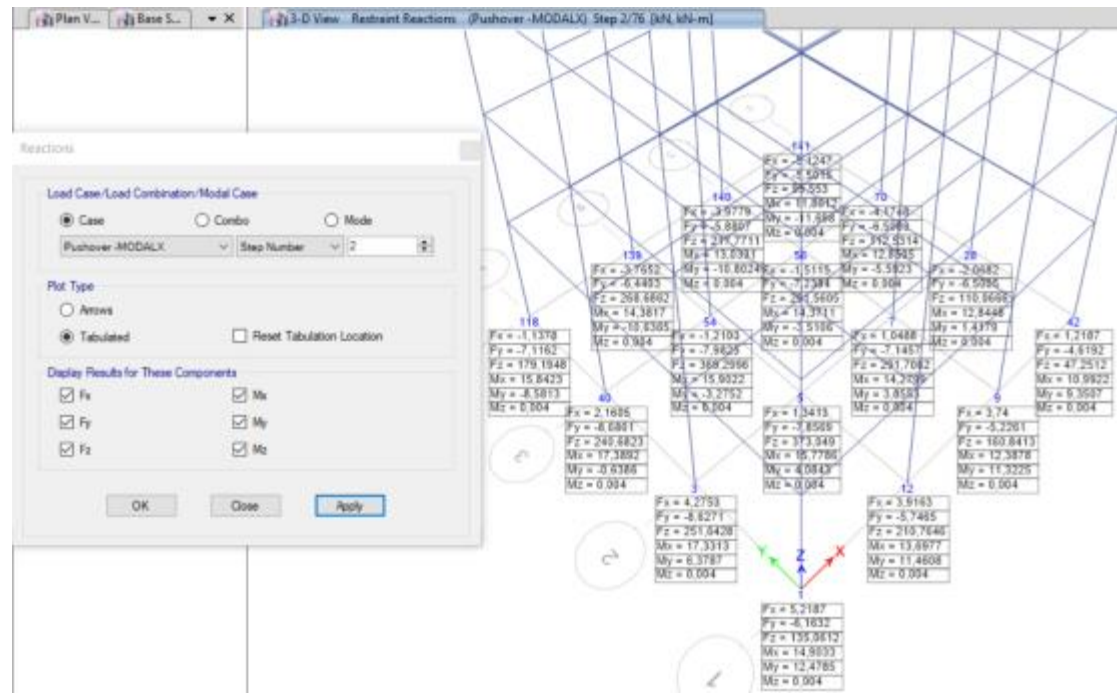
**Σχήμα 6.154** Επιλέγουμε Plot Type = “FEMA 440 EL” για να δούμε το διάγραμμα Sa-Sd και να υπολογισθεί η στοχευόμενη μετακίνηση.



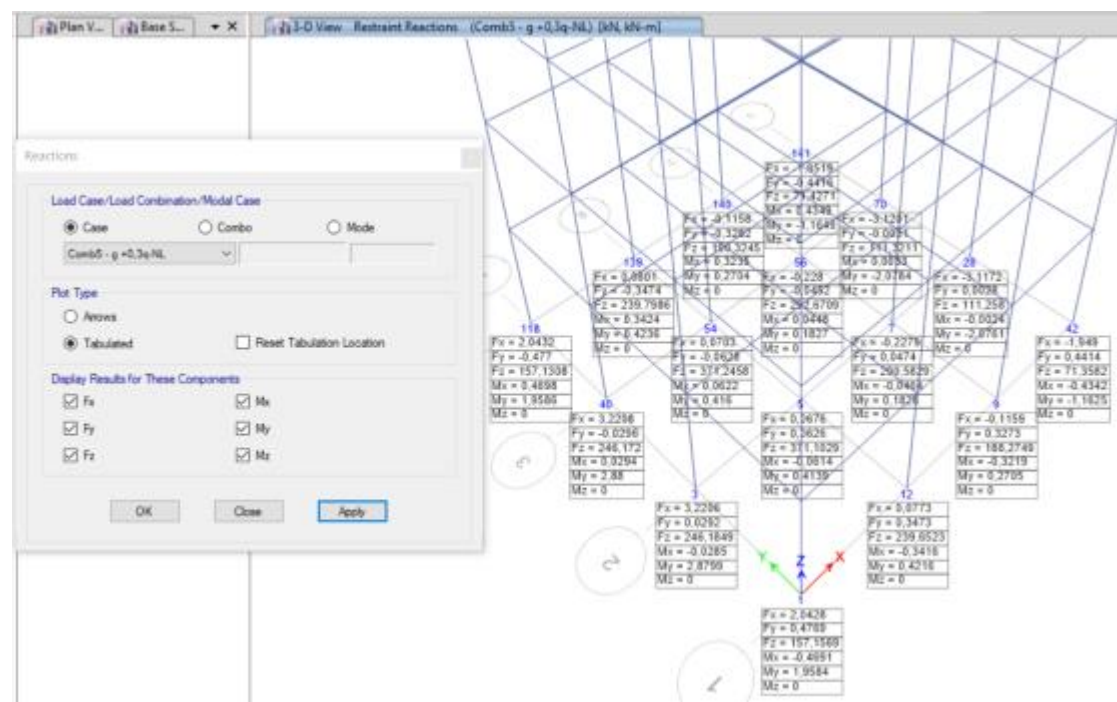
Σχήμα 6.155 Αντιδράσεις Case Dead.



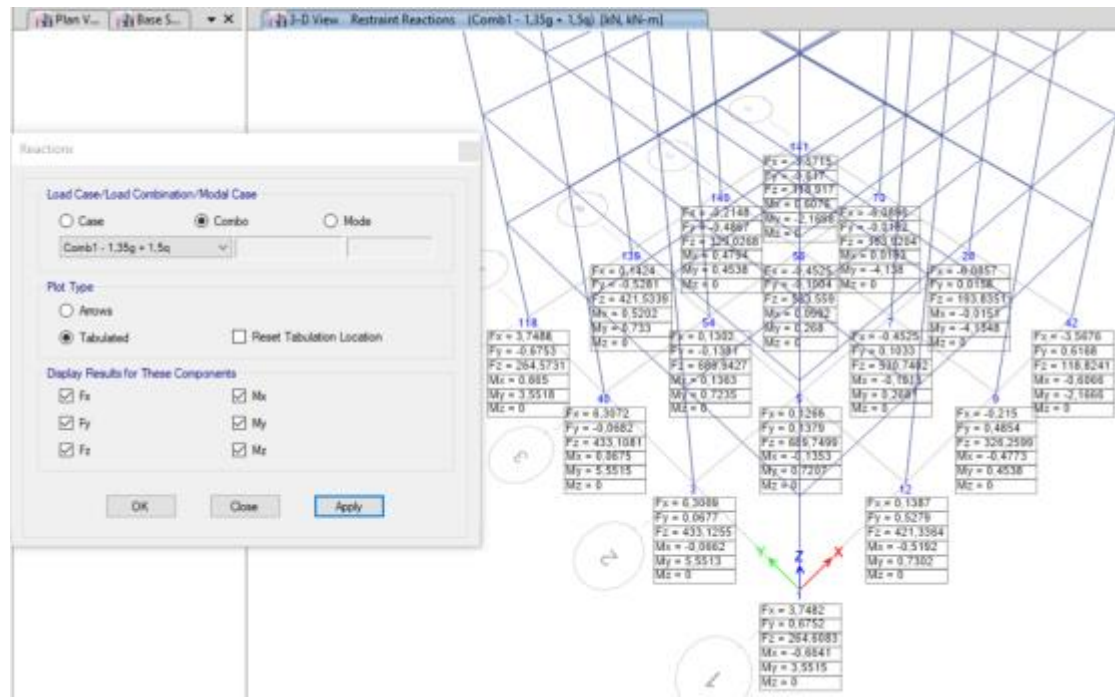
Σχήμα 6.156 Αντιδράσεις Case Live.



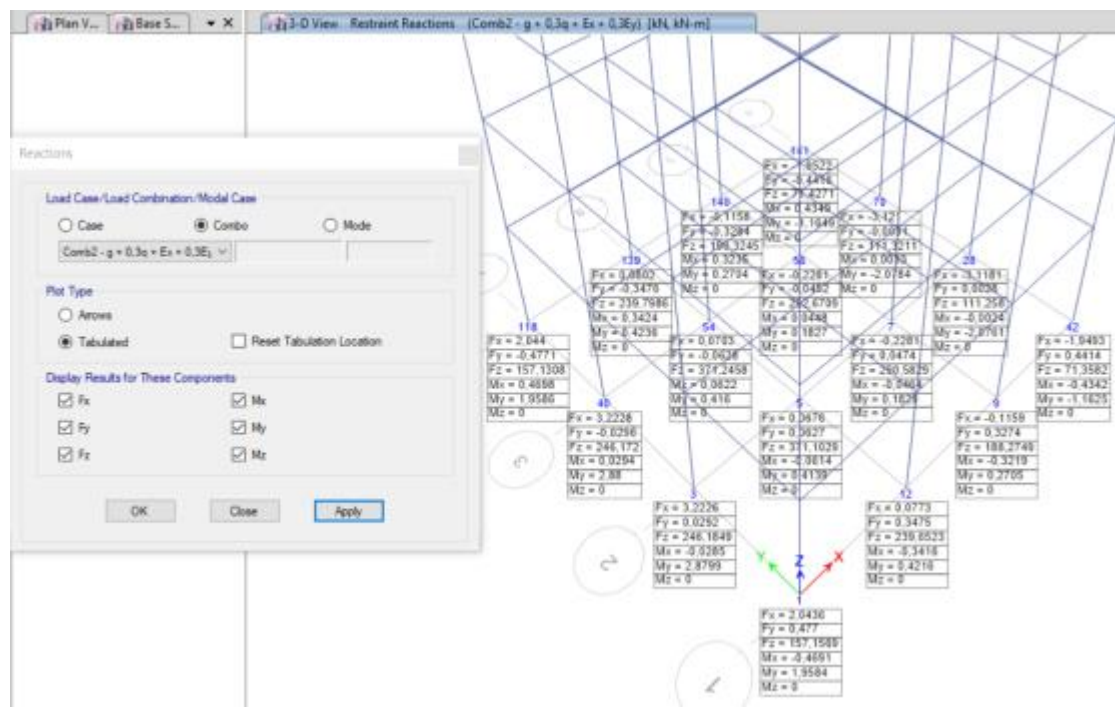
Σχήμα 6.157 Αντιδράσεις Pushover Modal-X.



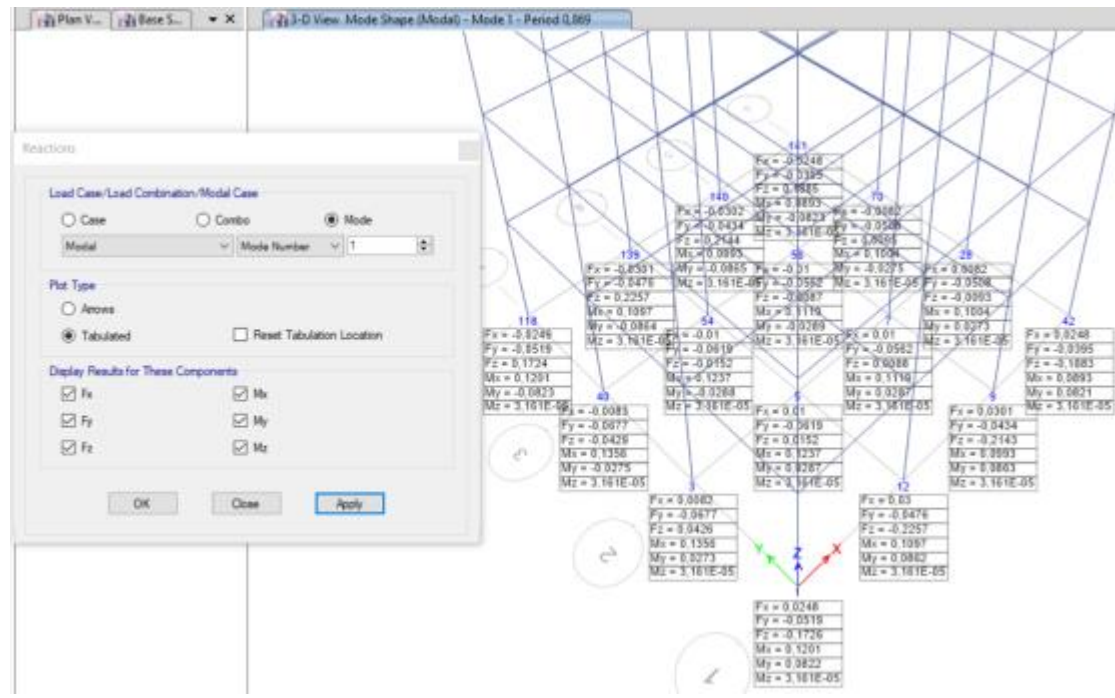
Σχήμα 6.158 Αντιδράσεις Combo g + 0,3q-NL.



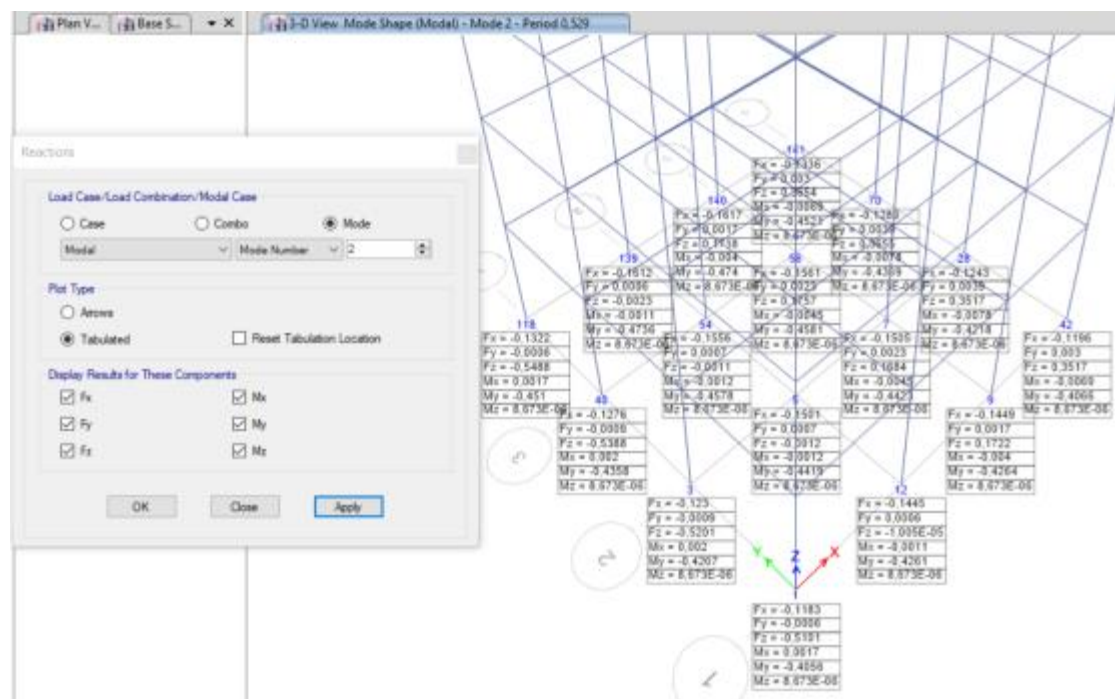
Σχήμα 6.159 Αντιδράσεις Combo 1,35g + 1,5g.



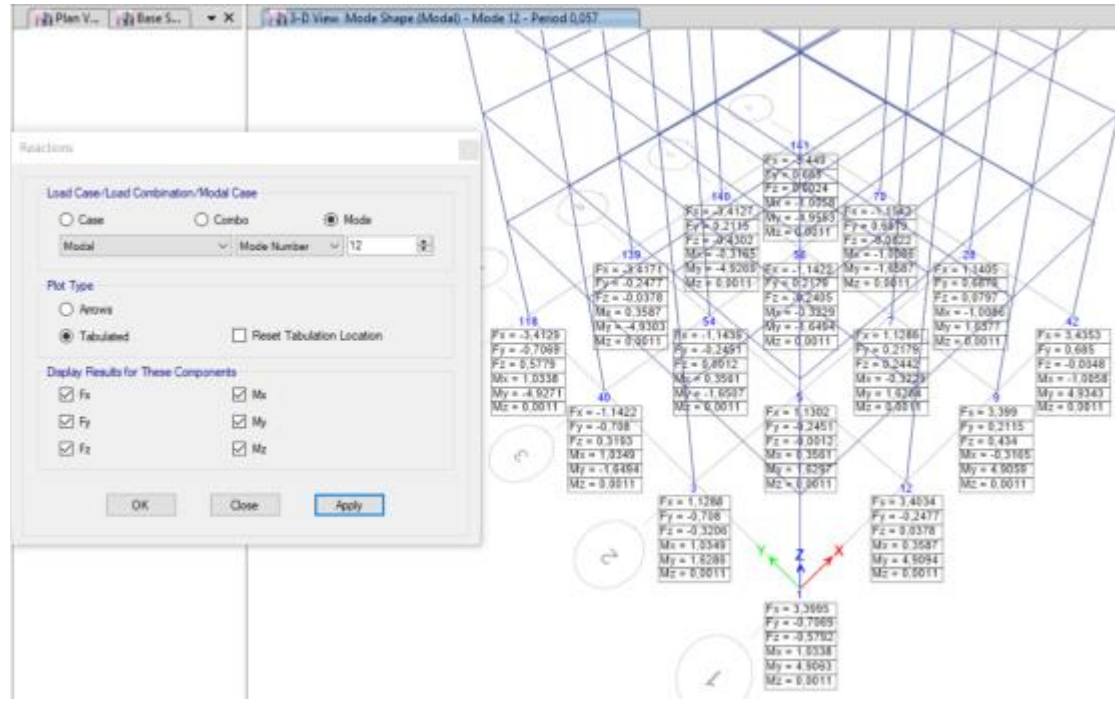
Σχήμα 6.160 Αντιδράσεις Combo g + 0,3g + Ex + 0,3Ey.



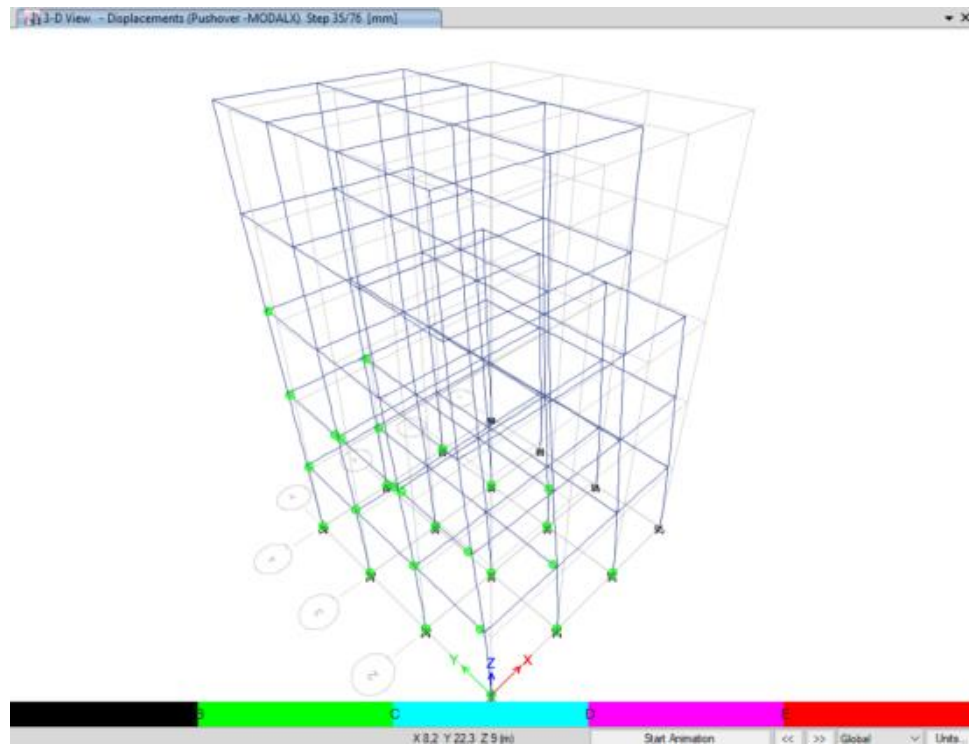
Σχήμα 6.161 Αντιδράσεις Mode1.



Σχήμα 6.162 Αντιδράσεις Mode2.

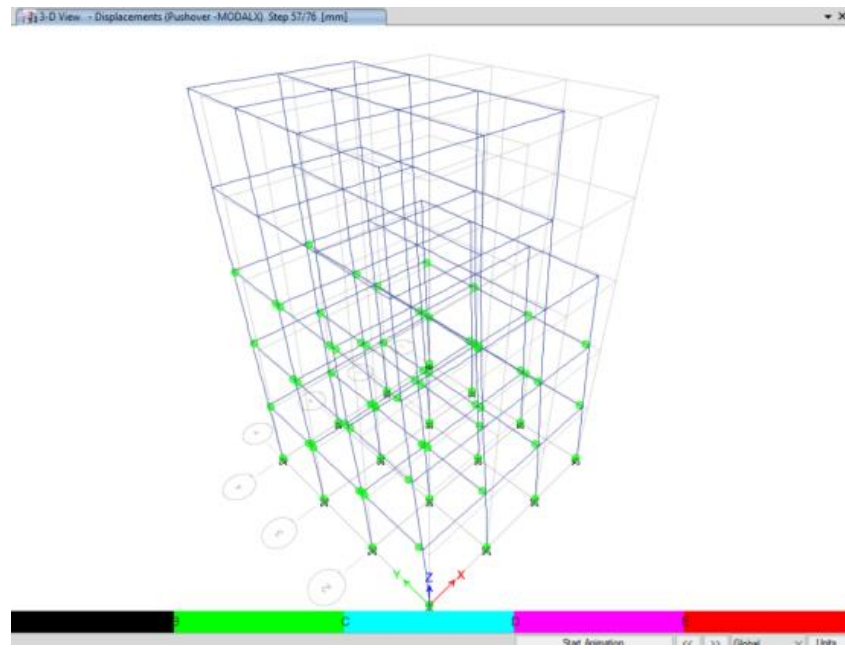


Σχήμα 6.163 Αντιδράσεις Mode 12.

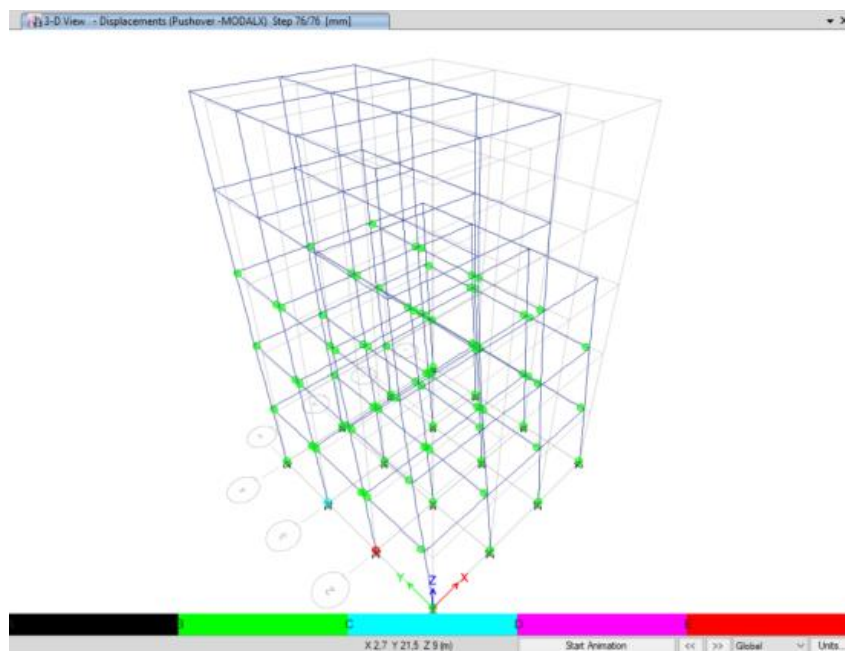


Σχήμα 6.164 Πλαστικές αρθρώσεις για το βήμα 35/76.





Σχήμα 6.165 Πλαστικές αρθρώσεις για το βήμα 57/76.



Σχήμα 6.166 Πλαστικές αρθρώσεις για το βήμα 76/76.

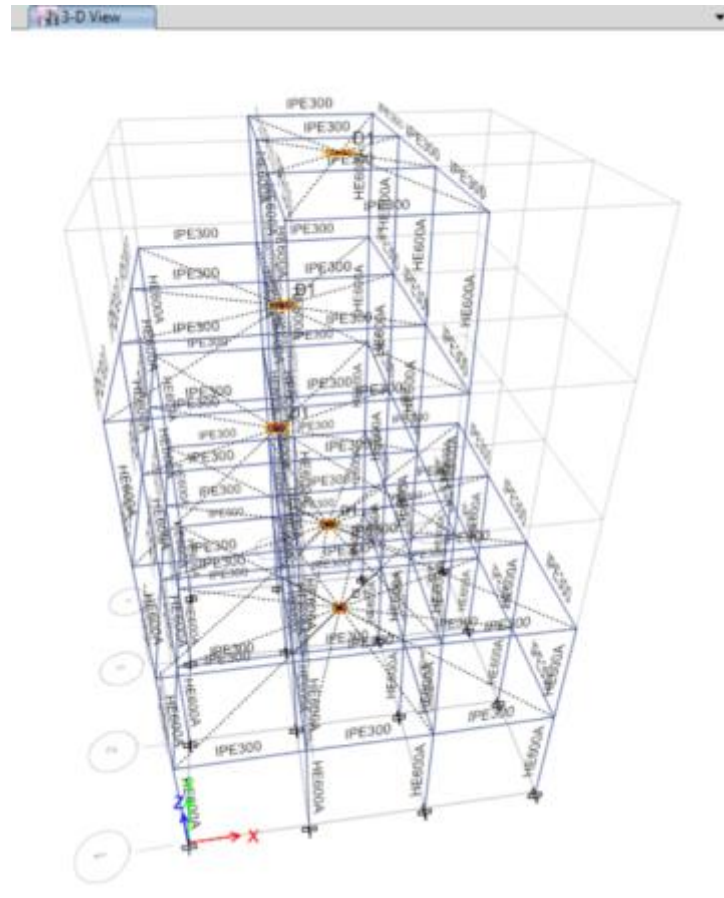
Για το Κτίριο 2:

Προέκυψαν τα εξής αποτελέσματα:

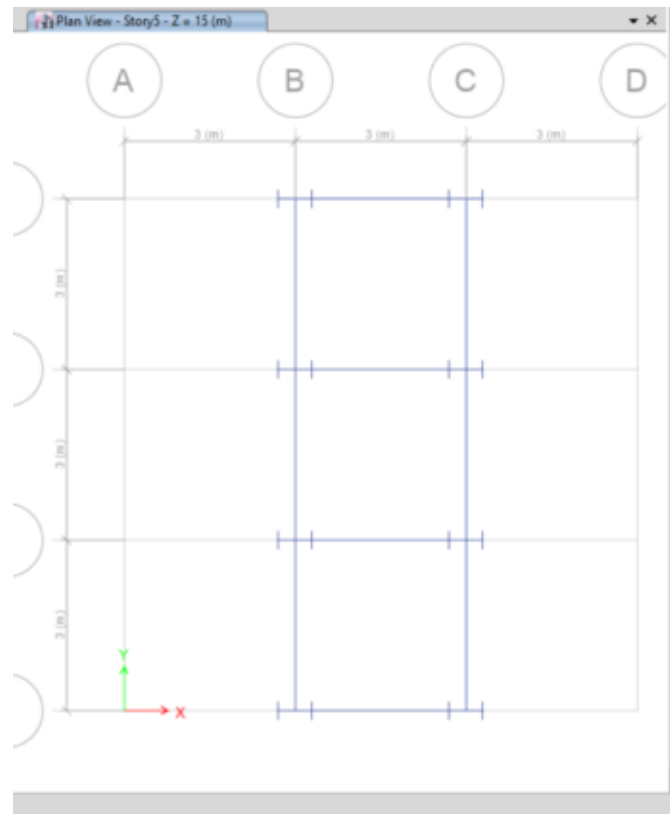
Pushover (ημιάκαμπτοι κόμβοι με απομείωση στις διατομές):

Base Shear: 2299,66KN                      Monitored Displacement: 83,56mm

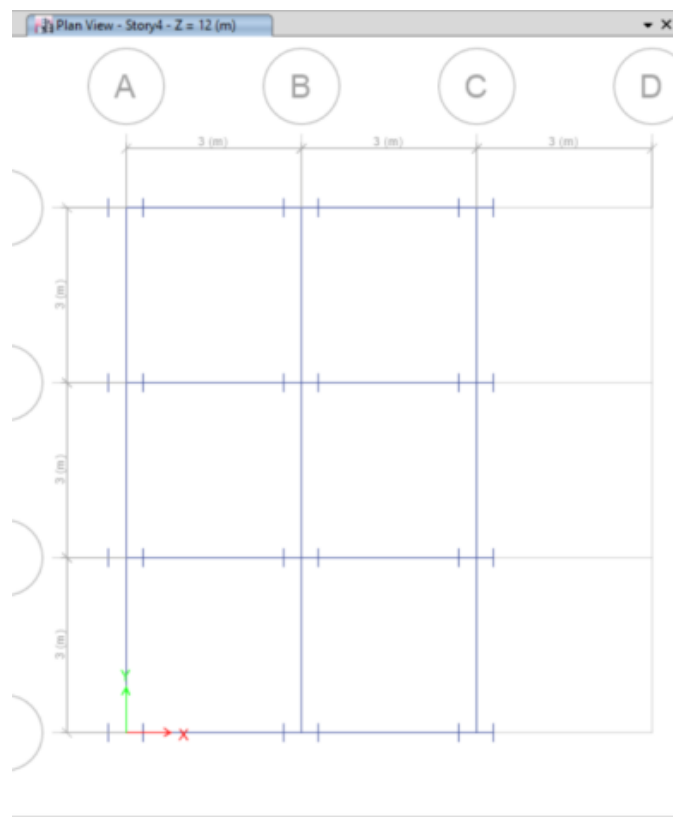
## 6.10 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΤΗΣ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (ΚΤΙΡΙΟ 3) ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ETABS



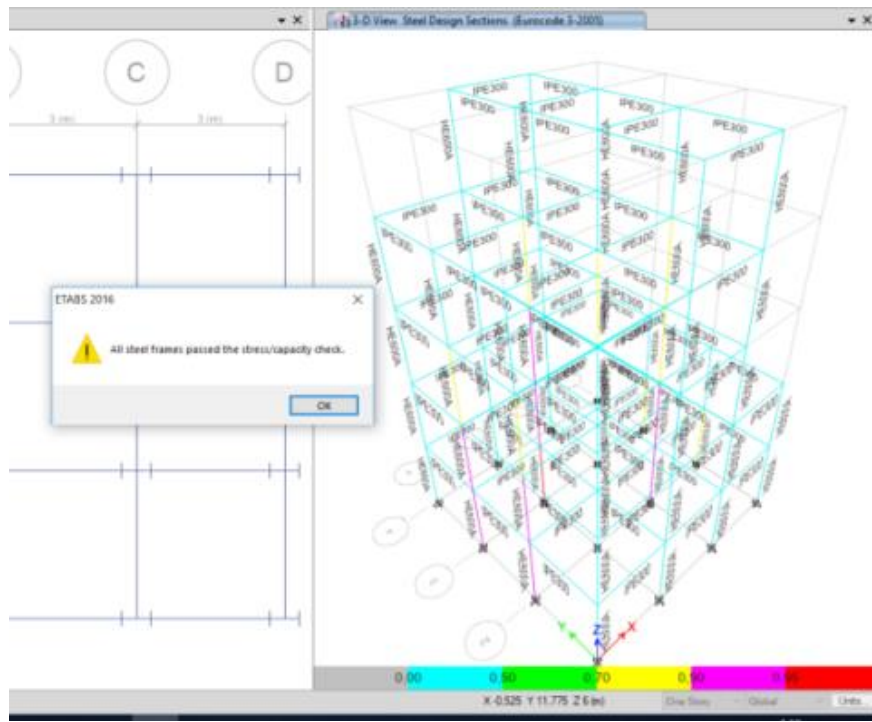
Σχήμα 6.167 Μορφή Κτιρίου 3.



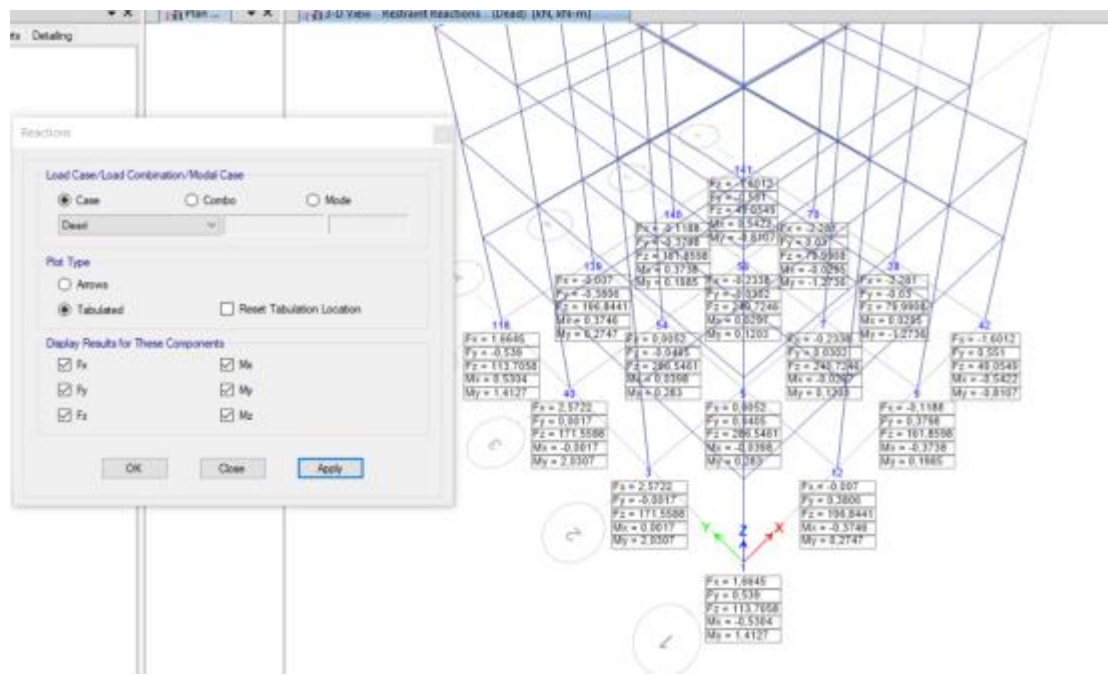
**Σχήμα 6.168** Κάτοψη πέμπτου (5') ορόφου.



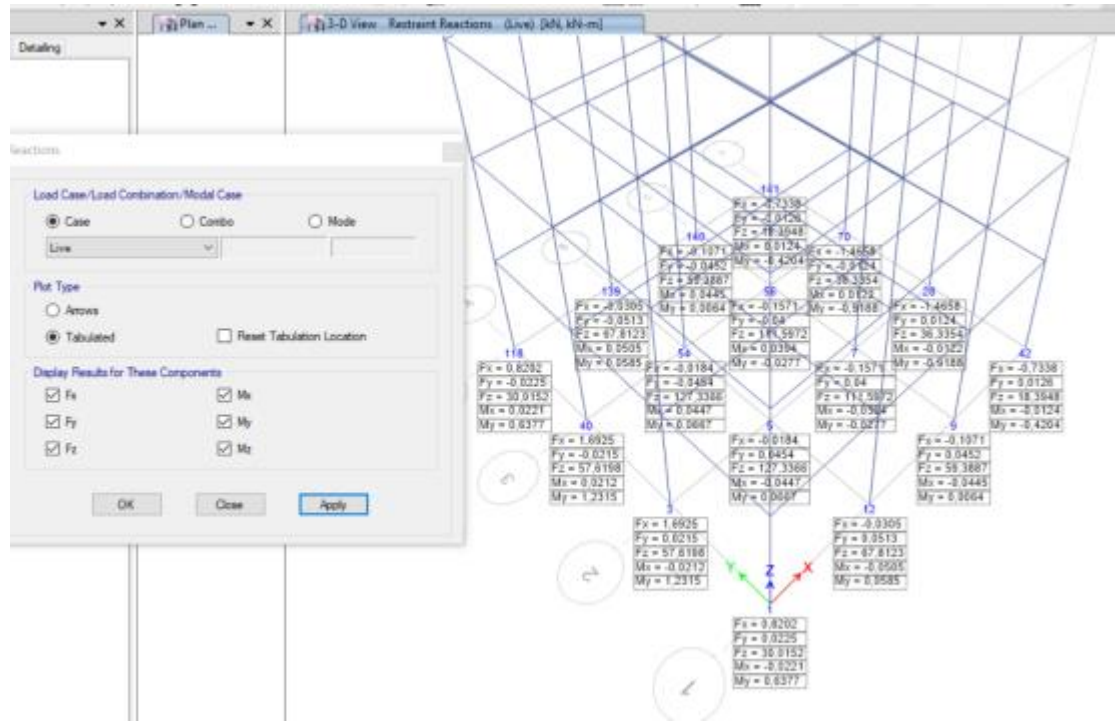
**Σχήμα 6.169** Κάτοψη τετάρτου (4') ορόφου.



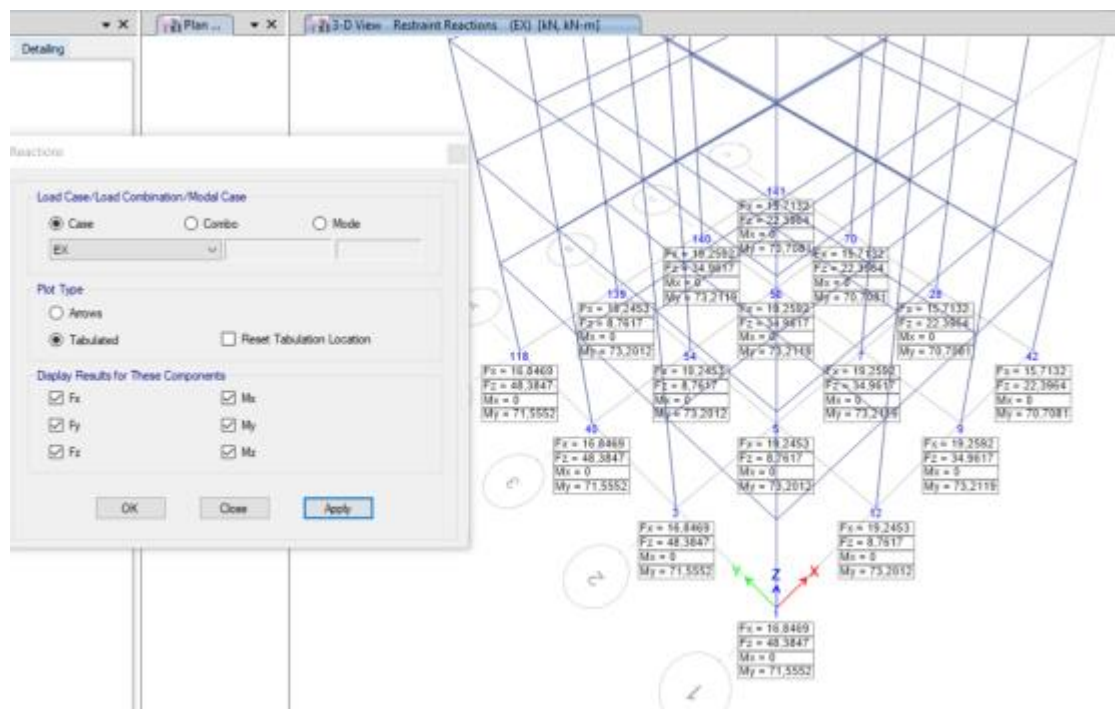
**Σχήμα 6.170** Από το Menu – Design – start design check και από το Menu – Design – Verify all members pass. Σαν αποτέλεσμα διαπιστώνουμε πως όλα τα στοιχεία «περνάνε» τον έλεγχο διαστασιολόγησης.



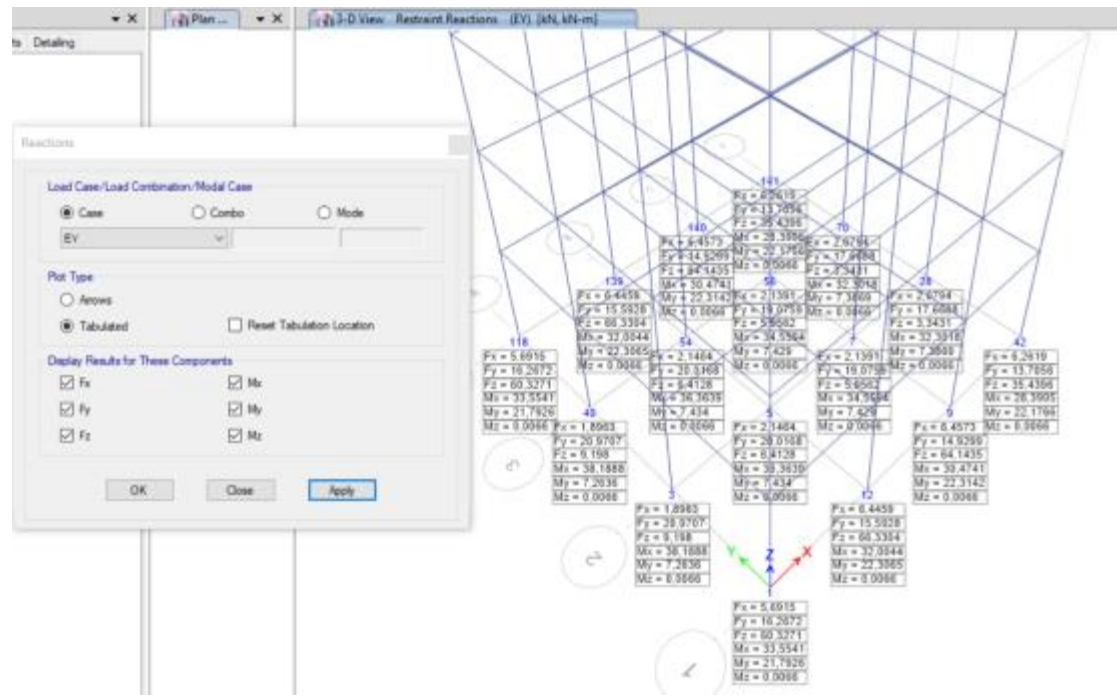
**Σχήμα 6.171** Αντιδράσεις Case Dead.



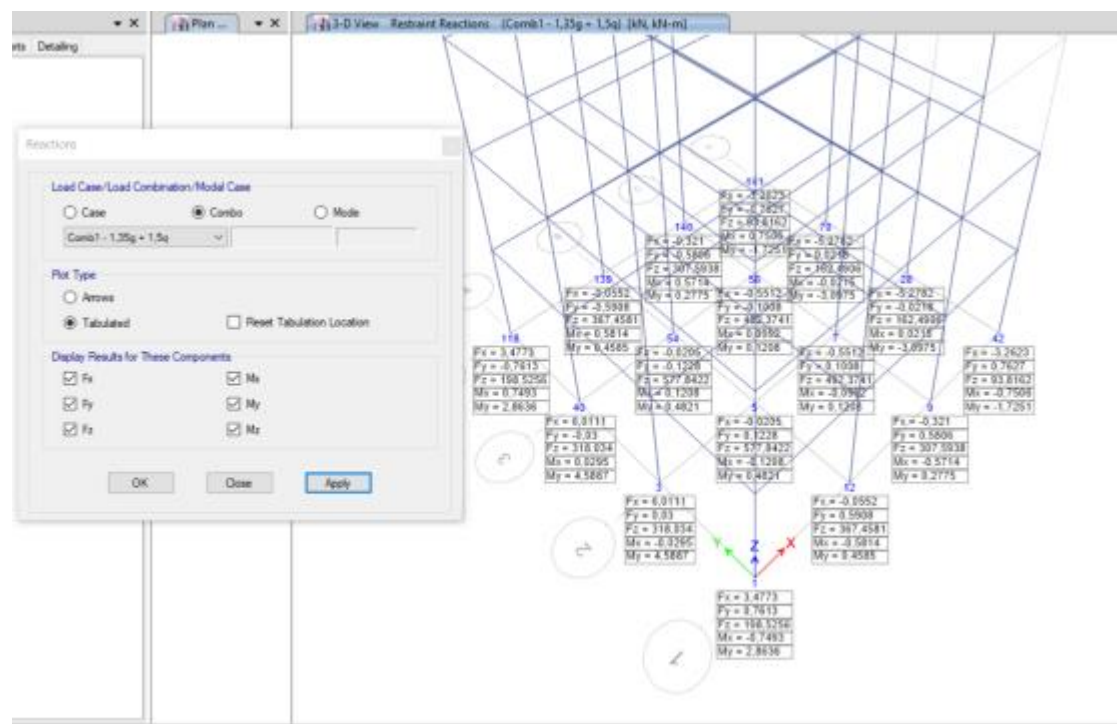
Σχήμα 6.172 Αντιδράσεις Case Live.



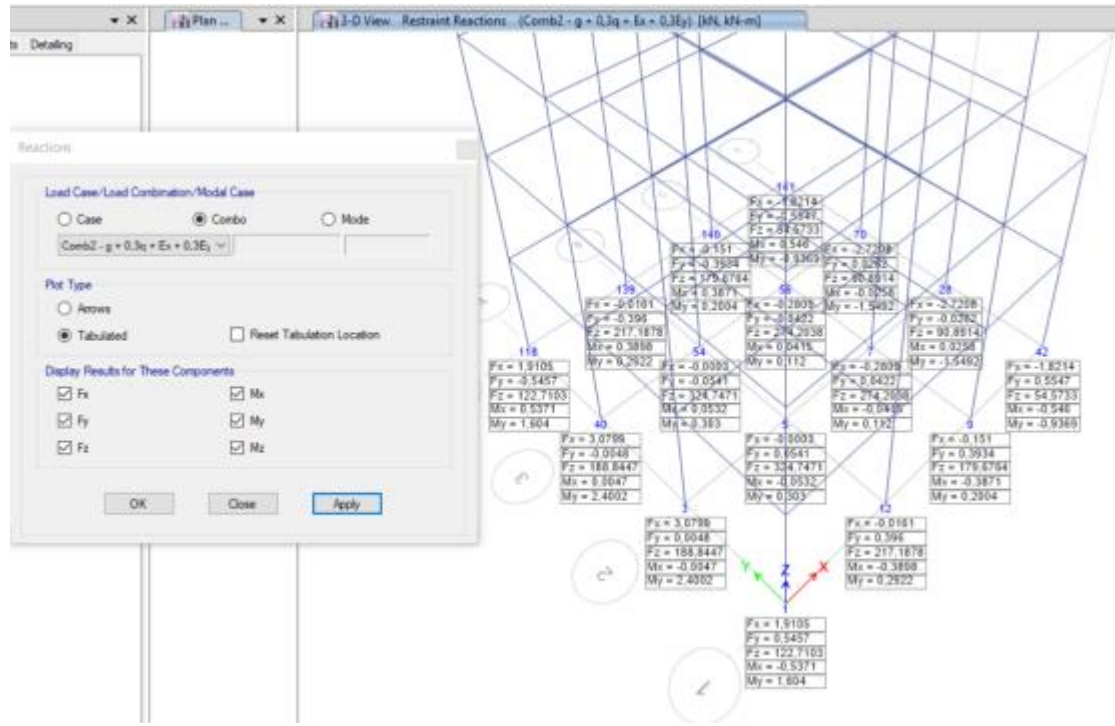
Σχήμα 6.173 Αντιδράσεις Case Ex.



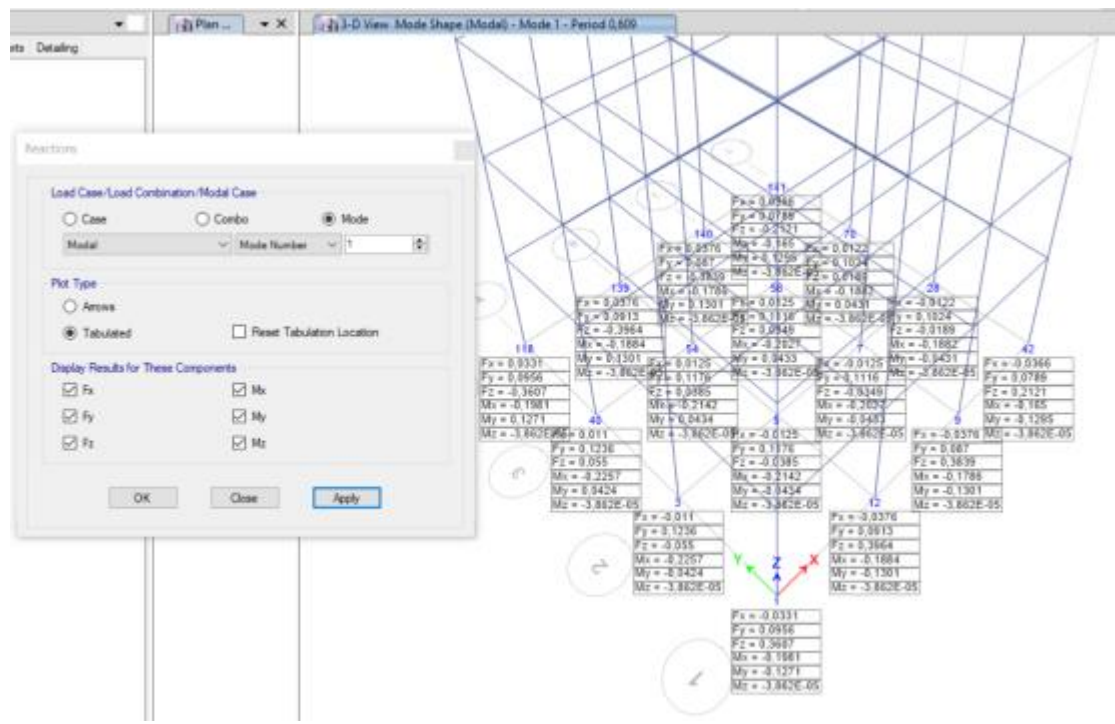
Σχήμα 6.174 Αντιδράσεις Case Eγ.



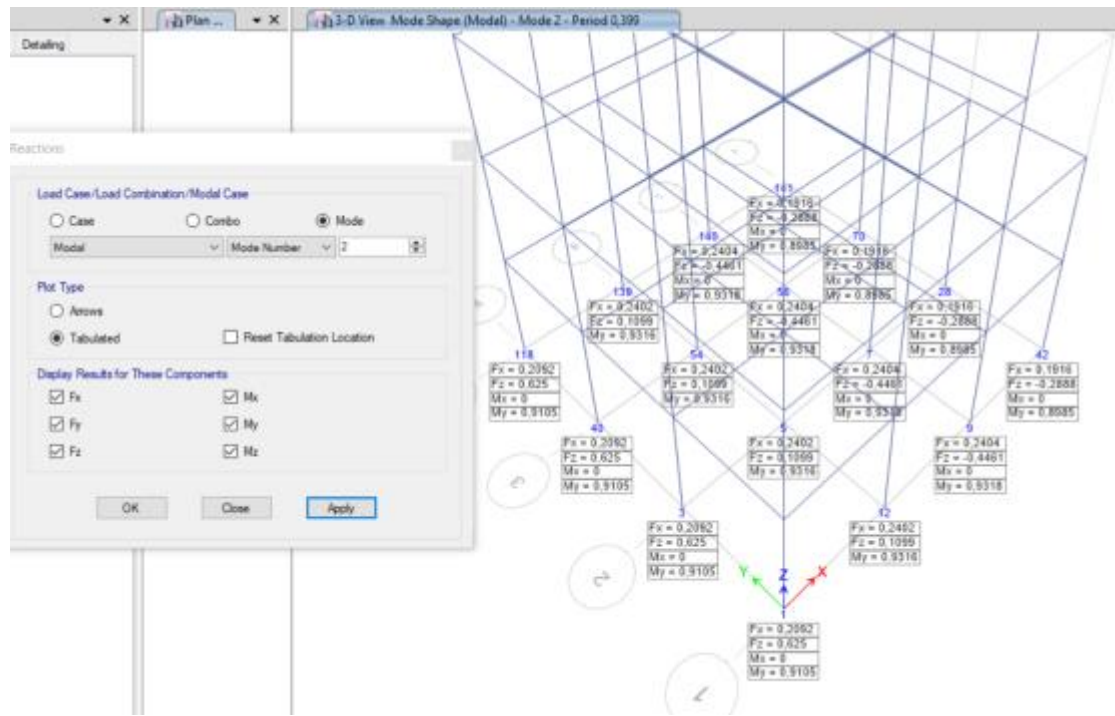
Σχήμα 6.175 Αντιδράσεις Combo 1,35g + 1,5q.



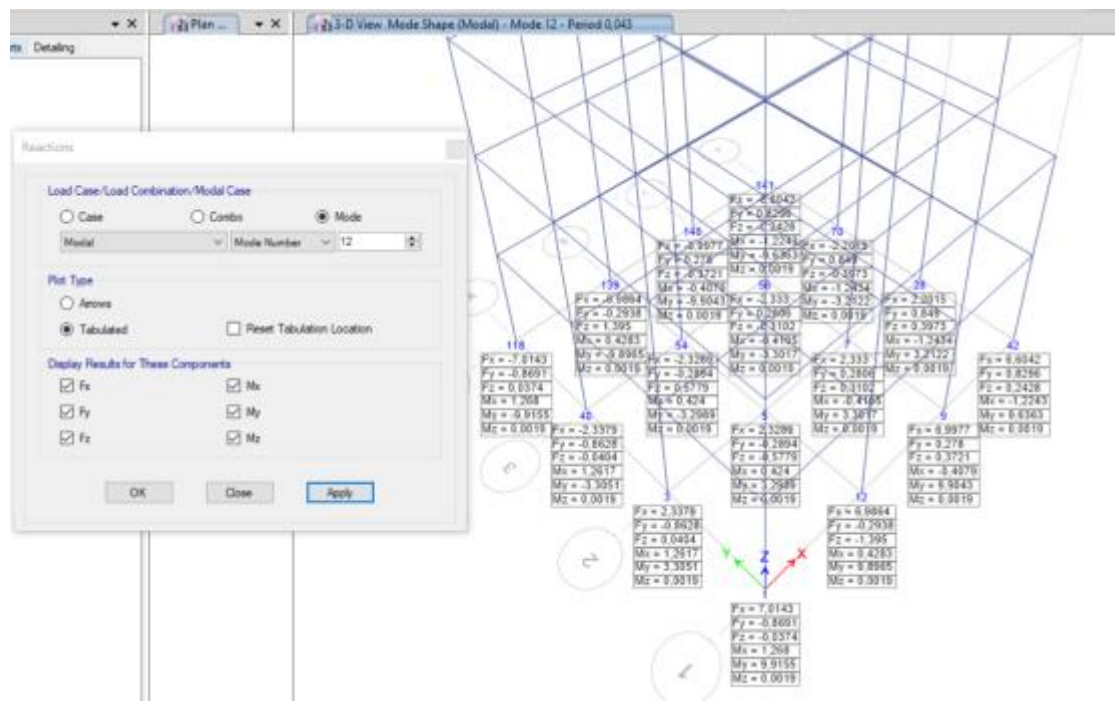
Σχήμα 6.176 Αντιδράσεις Combo g + 0,3q + Ex + 0,3Ey



Σχήμα 6.177 Αντιδράσεις Mode 1.



Σχήμα 6.178 Αντιδράσεις Mode2.

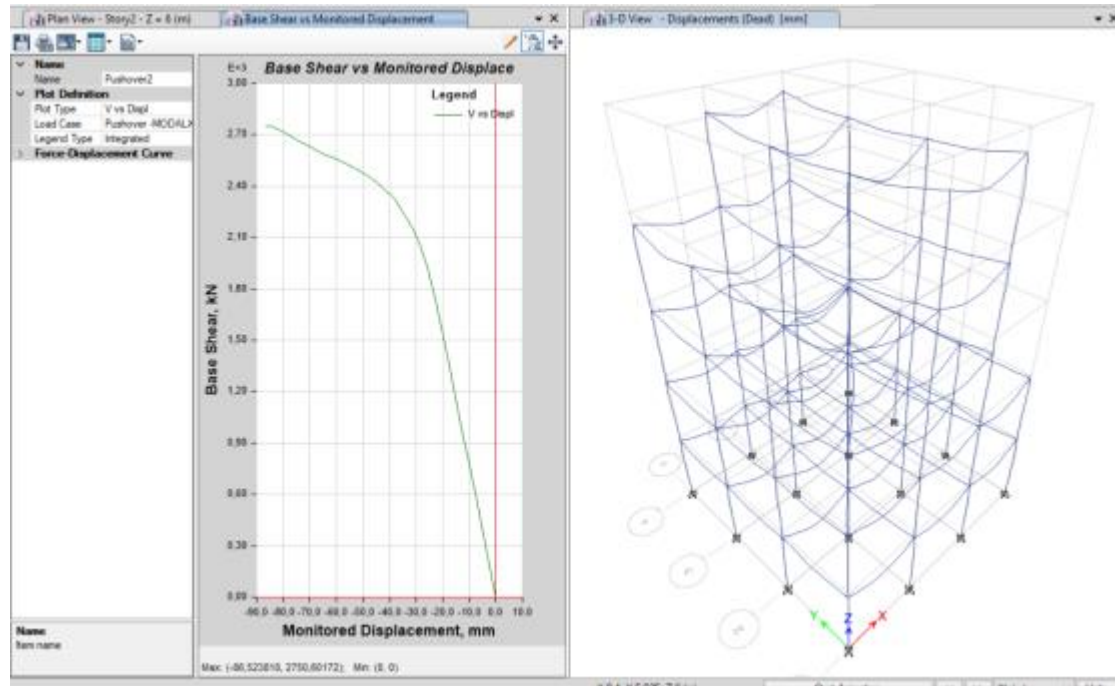


Σχήμα 6.179 Αντιδράσεις Mode12.



## 6.11 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΤΗΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΥΠΟ ΑΥΞΑΝΟΜΕΝΗ ΤΑΣΗ(PUSHOVER)(ΚΤΙΡΙΟ 3) ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ETABS

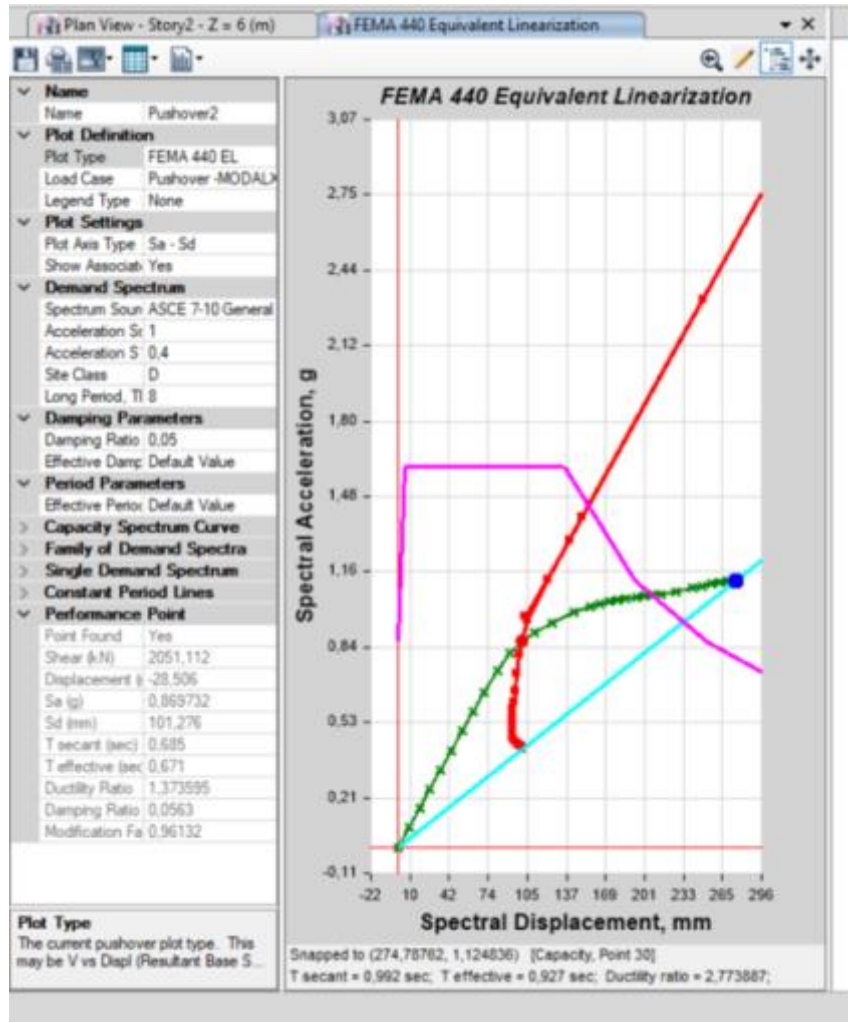
Ακολουθώντας την ίδια διαδικασία με το κτίριο 1 θα εξάγουμε αποτελέσματα για την Pushoverανάλυση, για το κτίριο 3.



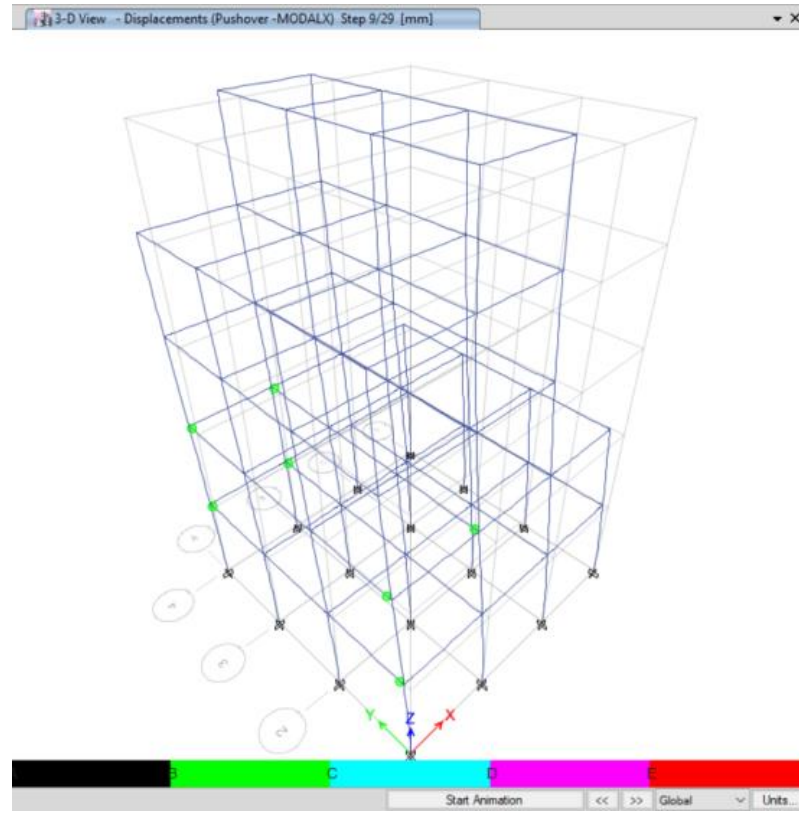
Σχήμα 6.180 Καμπύλη Pushoverγια το Κτίριο 3.

| Step | Monitored Displ mm | Base Force kN | A-B | B-C | C-D | D-E | ∑E | A-D | D-L5 | L5-CF | ∑CF | Total |
|------|--------------------|---------------|-----|-----|-----|-----|----|-----|------|-------|-----|-------|
| 0    | 0                  | 0             | 312 | 0   | 0   | 0   | 0  | 312 | 0    | 0     | 0   | 312   |
| 1    | -2.5               | 194.6634      | 312 | 0   | 0   | 0   | 0  | 312 | 0    | 0     | 0   | 312   |
| 2    | -5                 | 389.3269      | 312 | 0   | 0   | 0   | 0  | 312 | 0    | 0     | 0   | 312   |
| 3    | -7.5               | 583.9903      | 312 | 0   | 0   | 0   | 0  | 312 | 0    | 0     | 0   | 312   |
| 4    | -10                | 778.6538      | 312 | 0   | 0   | 0   | 0  | 312 | 0    | 0     | 0   | 312   |
| 5    | -12.5              | 973.3172      | 312 | 0   | 0   | 0   | 0  | 312 | 0    | 0     | 0   | 312   |
| 6    | -15                | 1167.9807     | 312 | 0   | 0   | 0   | 0  | 312 | 0    | 0     | 0   | 312   |
| 7    | -17.5              | 1362.6442     | 312 | 0   | 0   | 0   | 0  | 312 | 0    | 0     | 0   | 312   |
| 8    | -20                | 1557.3077     | 312 | 0   | 0   | 0   | 0  | 312 | 0    | 0     | 0   | 312   |
| 9    | -23.096            | 1765.4857     | 305 | 7   | 0   | 0   | 0  | 312 | 0    | 0     | 0   | 312   |
| 10   | -25.774            | 1933.943      | 290 | 22  | 0   | 0   | 0  | 312 | 0    | 0     | 0   | 312   |
| 11   | -28.365            | 2045.8342     | 272 | 40  | 0   | 0   | 0  | 312 | 0    | 0     | 0   | 312   |
| 12   | -30.888            | 2140.6892     | 262 | 90  | 0   | 0   | 0  | 312 | 0    | 0     | 0   | 312   |
| 13   | -34.331            | 2233.554      | 251 | 61  | 0   | 0   | 0  | 312 | 0    | 0     | 0   | 312   |
| 14   | -38.55             | 2334.3453     | 245 | 67  | 0   | 0   | 0  | 308 | 4    | 0     | 0   | 312   |
| 15   | -42.307            | 2385.2932     | 240 | 72  | 0   | 0   | 0  | 295 | 17   | 0     | 0   | 312   |
| 16   | -44.888            | 2424.1048     | 234 | 78  | 0   | 0   | 0  | 293 | 19   | 0     | 0   | 312   |
| 17   | -47.629            | 2454.3783     | 232 | 80  | 0   | 0   | 0  | 282 | 30   | 0     | 0   | 312   |
| 18   | -50.249            | 2477.6629     | 230 | 82  | 0   | 0   | 0  | 279 | 33   | 0     | 0   | 312   |
| 19   | -52.749            | 2499.6435     | 230 | 82  | 0   | 0   | 0  | 273 | 39   | 0     | 0   | 312   |
| 20   | -56.364            | 2531.0196     | 228 | 84  | 0   | 0   | 0  | 262 | 50   | 0     | 0   | 312   |
| 21   | -58.864            | 2592.6317     | 228 | 84  | 0   | 0   | 0  | 257 | 54   | 1     | 0   | 312   |
| 22   | -61.364            | 2574.2333     | 228 | 84  | 0   | 0   | 0  | 250 | 60   | 2     | 0   | 312   |
| 23   | -63.864            | 2576.8124     | 228 | 84  | 0   | 0   | 0  | 245 | 64   | 3     | 0   | 312   |
| 24   | -68.736            | 2618.8295     | 227 | 85  | 0   | 0   | 0  | 236 | 64   | 12    | 0   | 312   |
| 25   | -73.568            | 2660.2913     | 224 | 88  | 0   | 0   | 0  | 234 | 58   | 20    | 0   | 312   |
| 26   | -76.534            | 2685.4322     | 222 | 90  | 0   | 0   | 0  | 232 | 48   | 32    | 0   | 312   |
| 27   | -79.024            | 2706.7196     | 222 | 90  | 0   | 0   | 0  | 232 | 42   | 38    | 0   | 312   |
| 28   | -81.524            | 2728.0967     | 222 | 90  | 0   | 0   | 0  | 232 | 36   | 43    | 1   | 312   |
| 29   | -84.024            | 2749.283      | 221 | 91  | 0   | 0   | 0  | 232 | 29   | 49    | 2   | 312   |
| 30   | -86.524            | 2750.6217     | 218 | 94  | 0   | 0   | 0  | 232 | 29   | 49    | 2   | 312   |

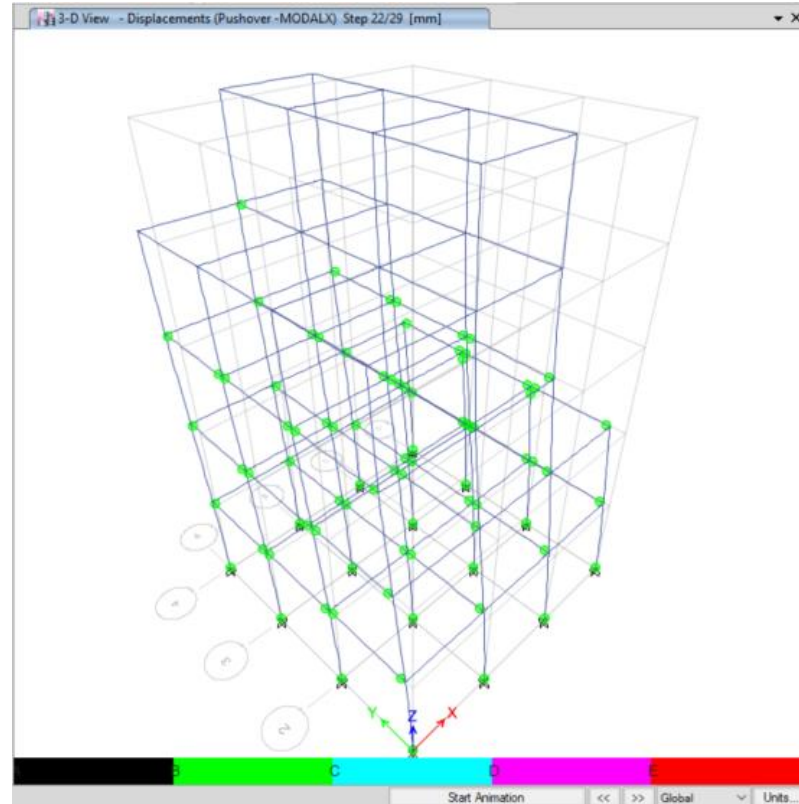
Σχήμα 6.181 λαμβάνουμε τα εξής αποτελέσματα στην μορφή πίνακα ώστε να μπορούμε να εξετάσουμε σε κάθε βήμα τι δυνάμεις ασκούνται στην κατασκευή.



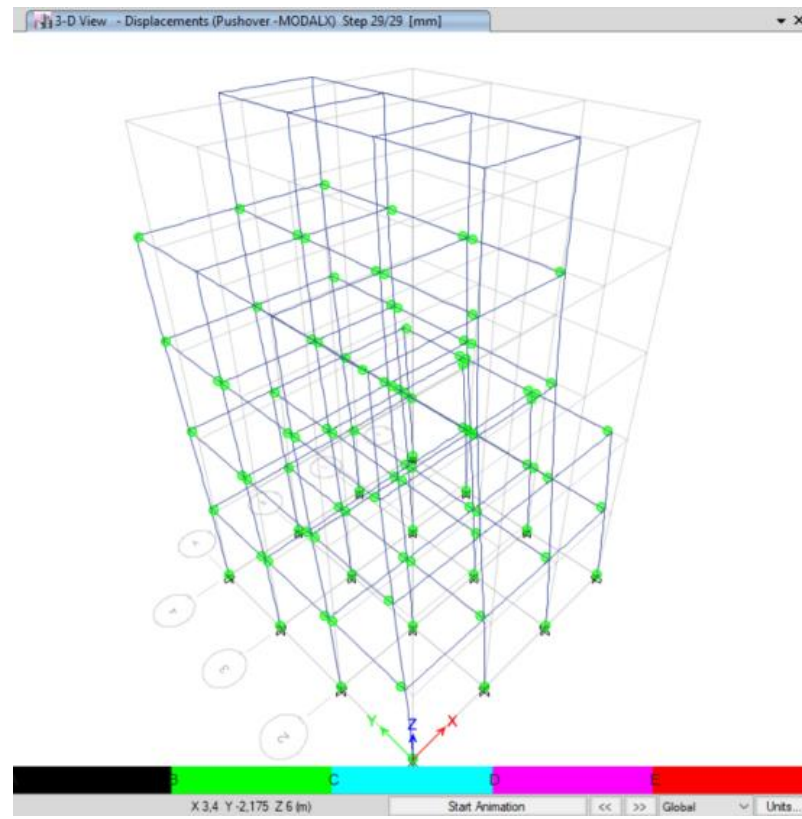
**Σχήμα 6.182** Επιλέγουμε Plot Type = “FEMA 440 EL” για να δούμε το διάγραμμα Sa-Sd και να υπολογισθεί η στοχευόμενη μετακίνηση.



**Σχήμα 6.183** Πλαστικές αρθρώσεις για το βήμα 9/29.



**Σχήμα 6.184** Πλαστικές αρθρώσεις για το βήμα 22/29.



**Σχήμα 6.185** Πλαστικές αρθρώσεις για το βήμα 29/29.

Για το Κτίριο 3:

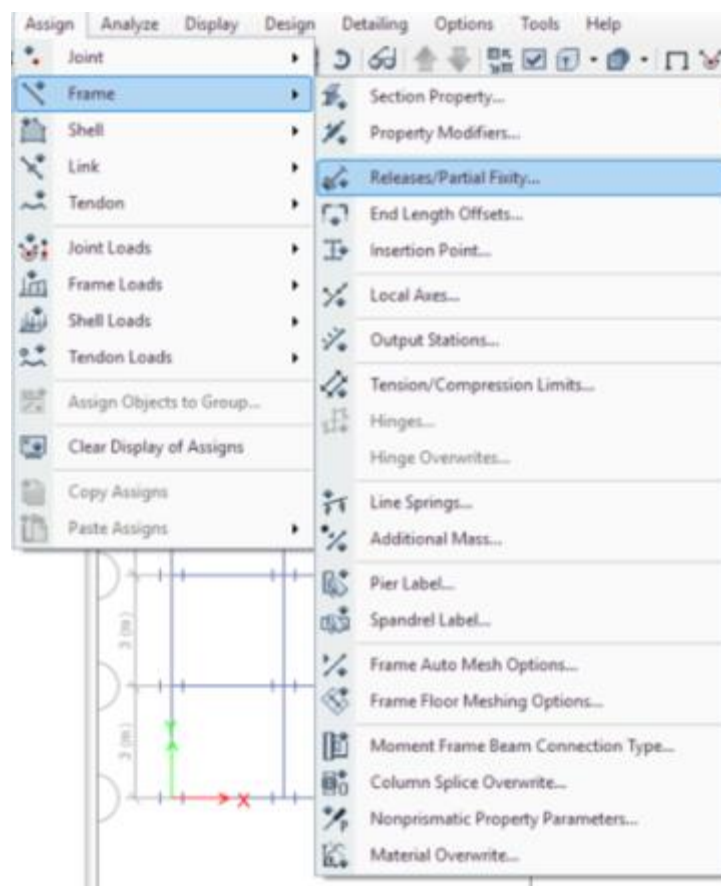
Πρόέκυψαν τα εξής αποτελέσματα:

Pushover (άκαμπτοι κόμβοι):

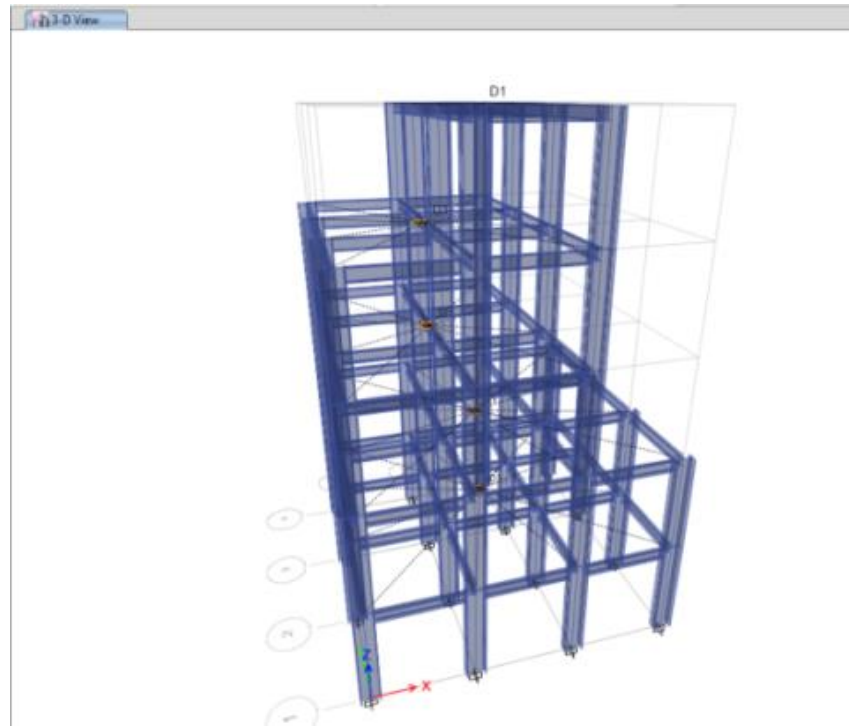
Base Shear: 2750,60kN

Monitored Displacement: 86,52mm

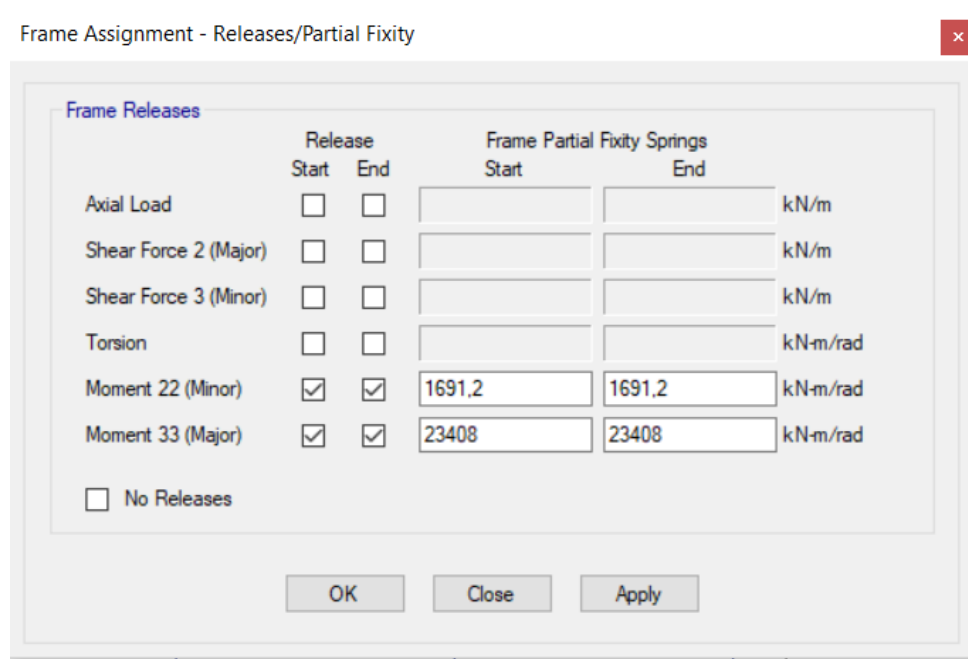
## 6.12 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΤΗΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΥΠΟ ΑΥΞΑΝΟΜΕΝΗ ΤΑΣΗ(PUSHOVER) ΜΕ ΤΗΝ ΧΡΗΣΗ ΗΜΙΑΚΑΜΠΤΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ (ΚΤΙΡΙΟ 3) ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ETABS



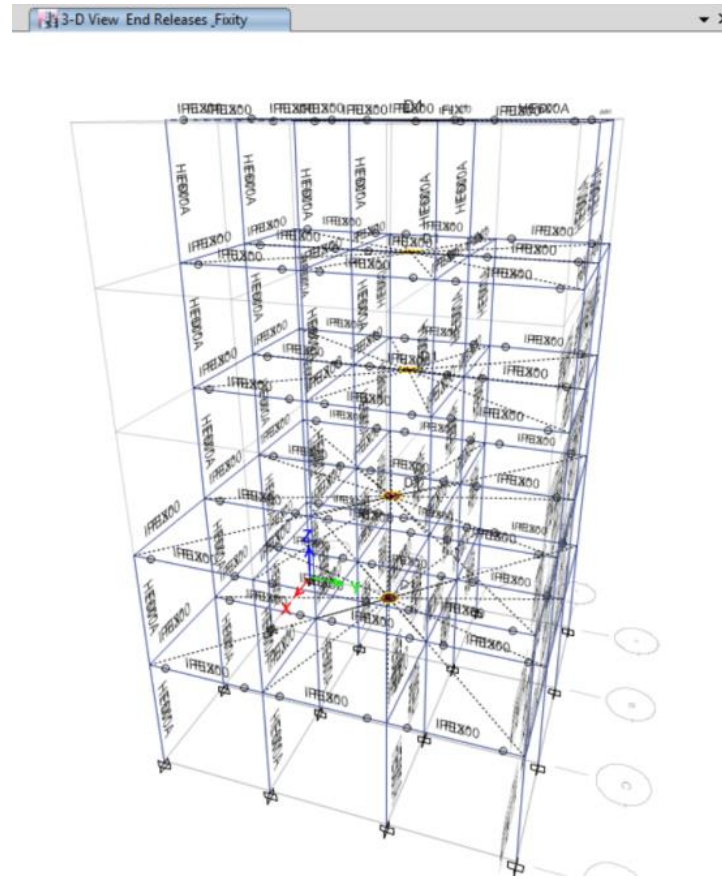
**Σχήμα 6.186** Αφού πρώτα επιλέξουμε τις δοκούς οι οποίες είναι σε σύνδεση με τον ασθενή άξονα του υποστυλώματος, έπειτα θα ορίσουμε από το menu – Assign – Release/Partial Fixity και θα ορίσουμε την δυσκαμψία του στροφικού ελατηρίου που έχουμε επιλέξει προηγουμένως για τον ισχυρό αλλά και τον ασθενή άξονα αντίστοιχα.



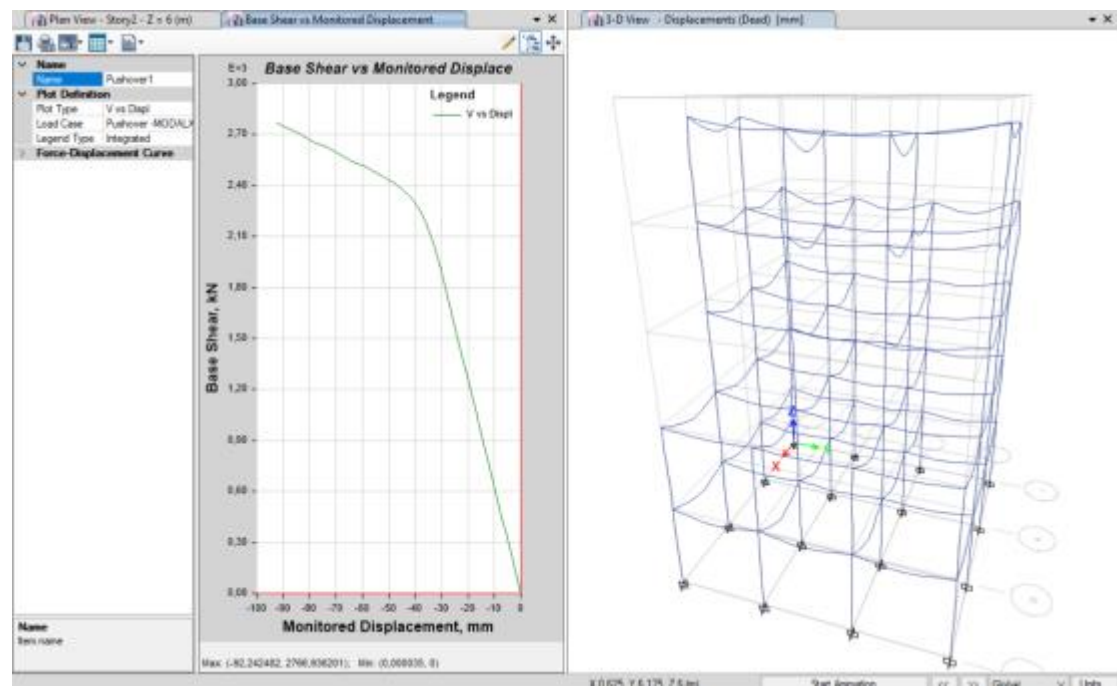
Σχήμα 6.187 Μορφή φορέα και φορά διατομών.



Σχήμα 6.188 Εισαγωγή των στροφικών ελατηρίων και της υπολογισμένης δυσκαμψίας τους.

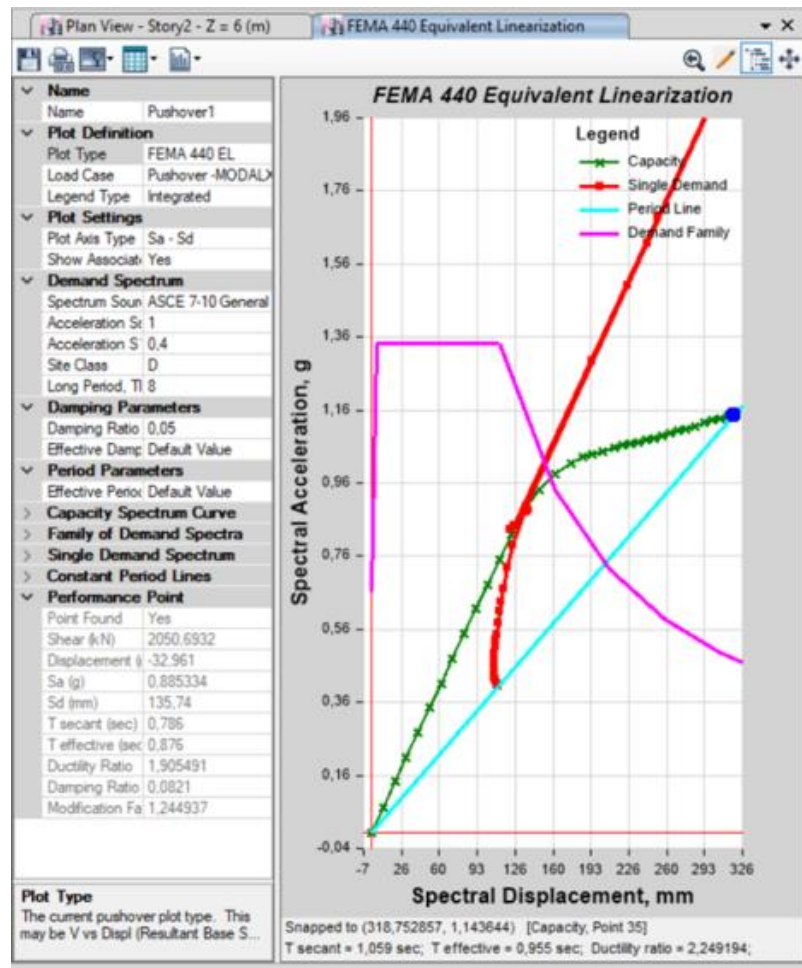


Σχήμα 6.189 Εισαγωγή των ημιάκαμπτων κόμβων στον φορέα.

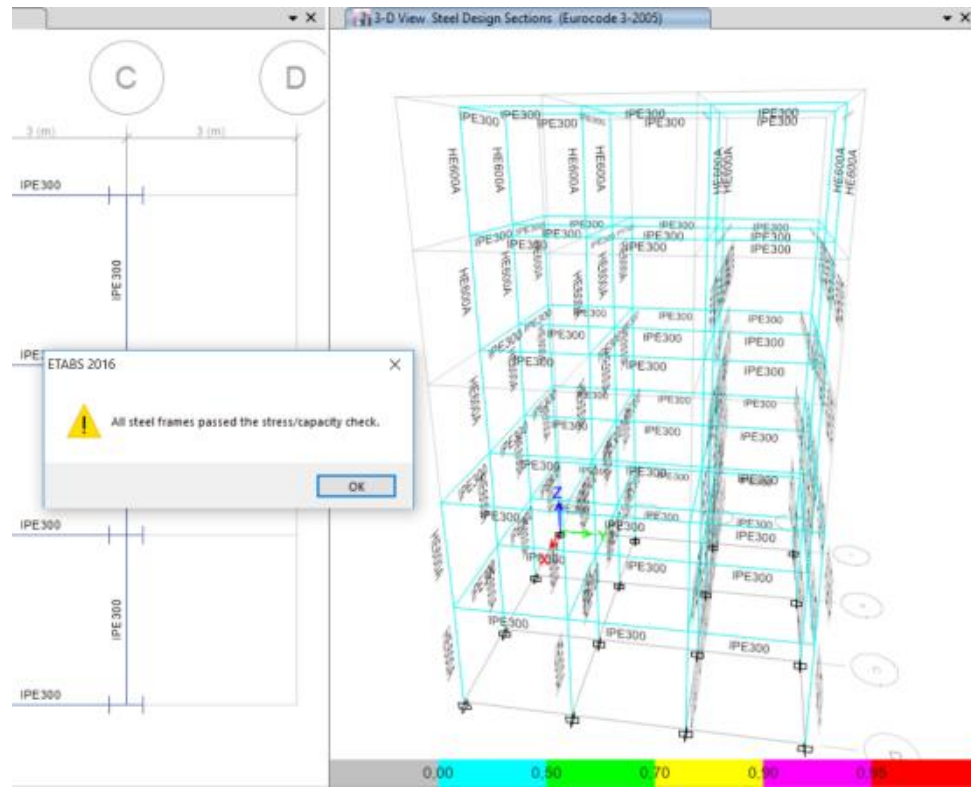


Σχήμα 6.190 Επόμενο βήμα είναι να «τρέξουμε» την Pushover ανάλυση ώστε να εξάγουμε τα ζητούμενα αποτελέσματα.

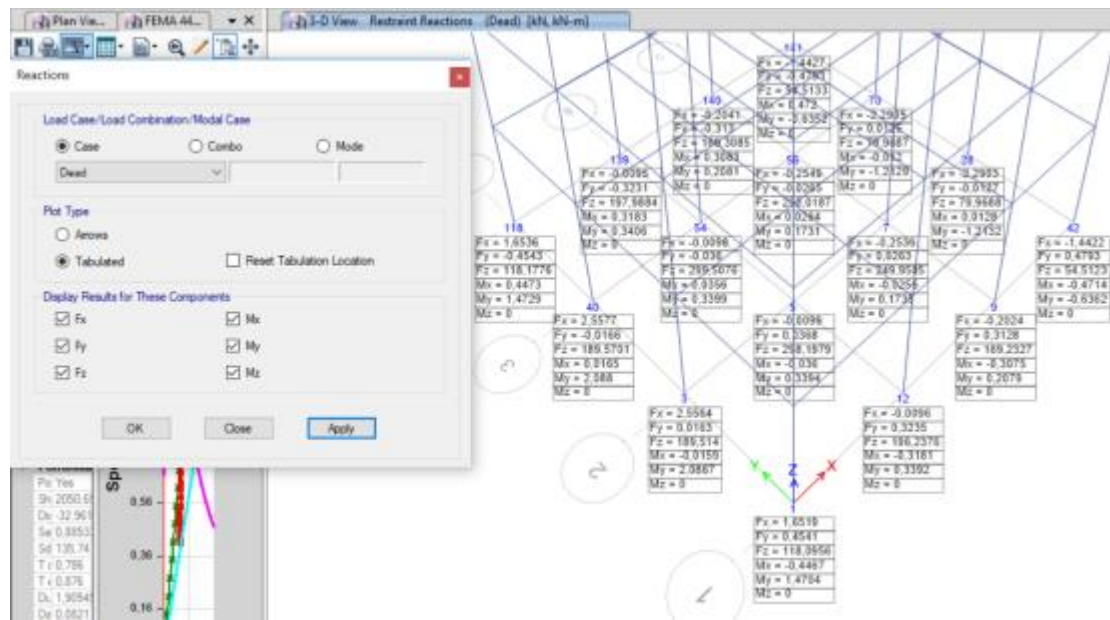




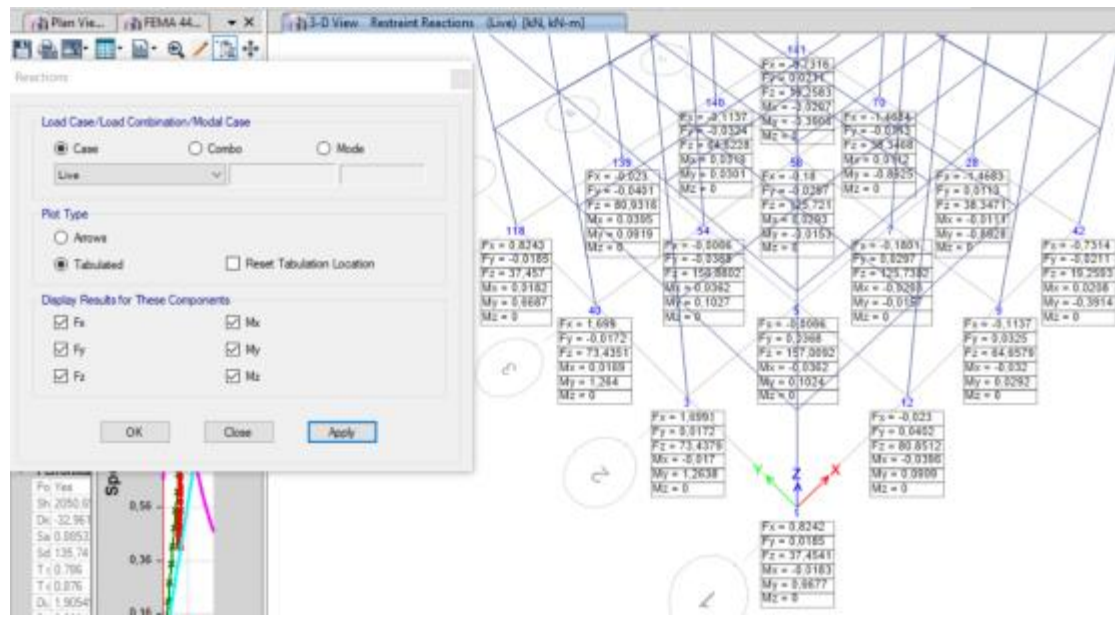
Σχήμα 6.191 Επιλέγουμε Plot Type = “FEMA 440 EL” για να δούμε το διάγραμμα Sa-Sd και να υπολογισθεί η στοχευόμενη μετακίνηση.



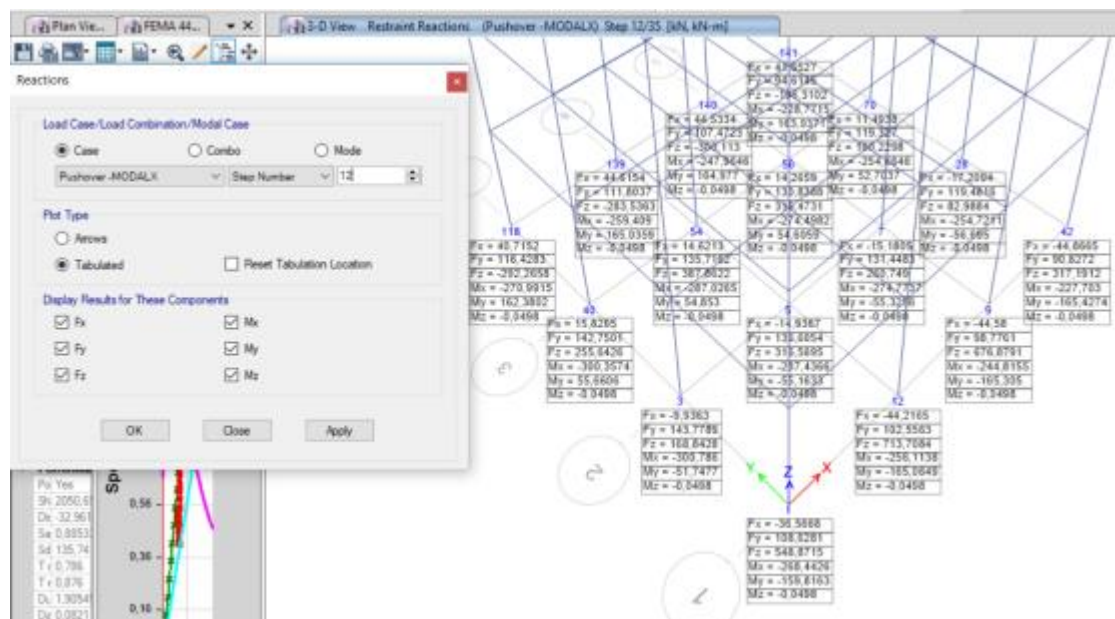
**Σχήμα 6.192** Από το Menu – Design – start design check και από το Menu – Design – Verify all members pass. Σαν αποτέλεσμα διαπιστώνουμε πως όλα τα στοιχεία «περνάνε» τον έλεγχο διαστασιολόγησης.



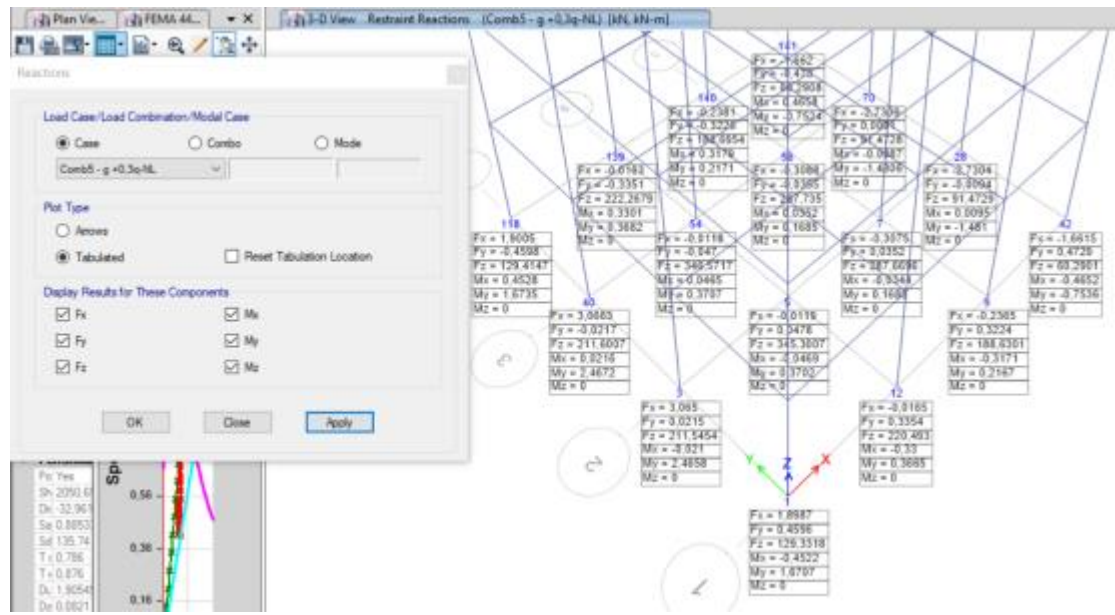
**Σχήμα 6.193** Αντιδράσεις Case Dead.



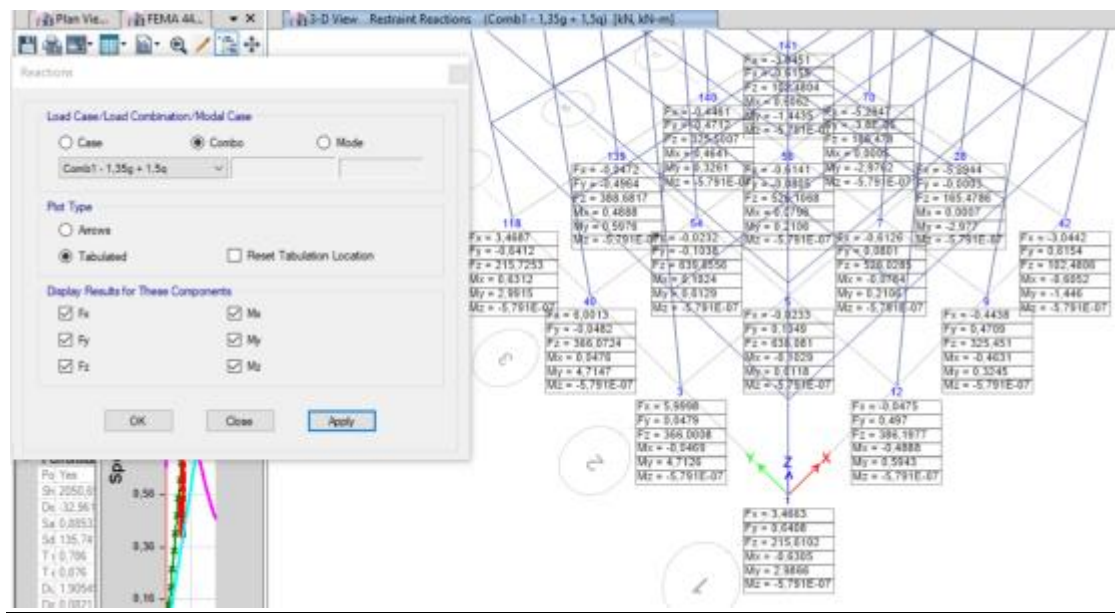
Σχήμα 6.194 Αντιδράσεις Case Live.



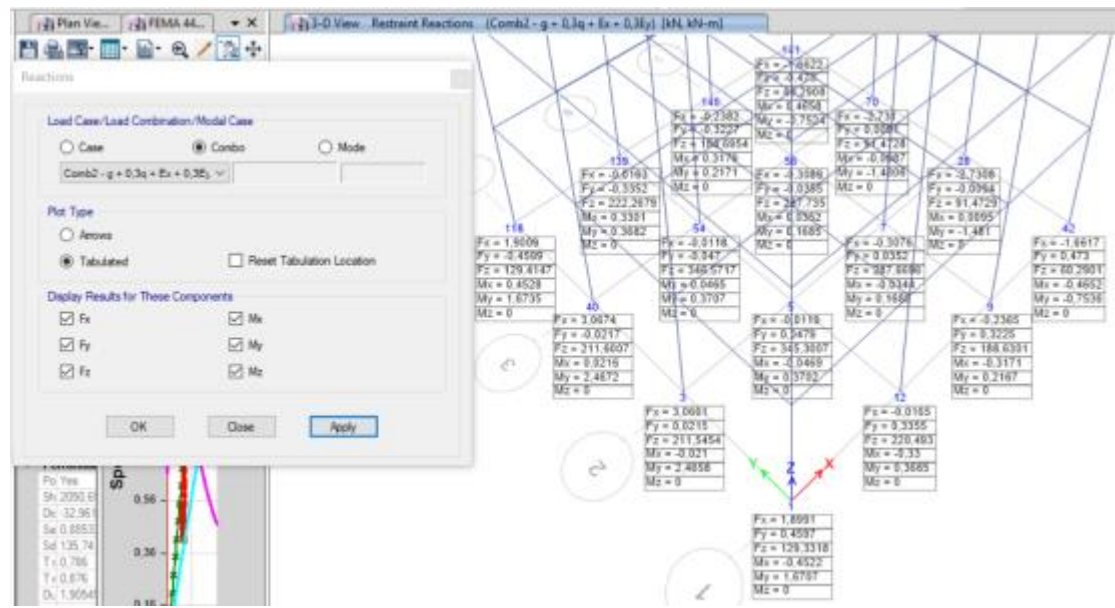
Σχήμα 6.195 Αντιδράσεις Case Pushover Modal X.



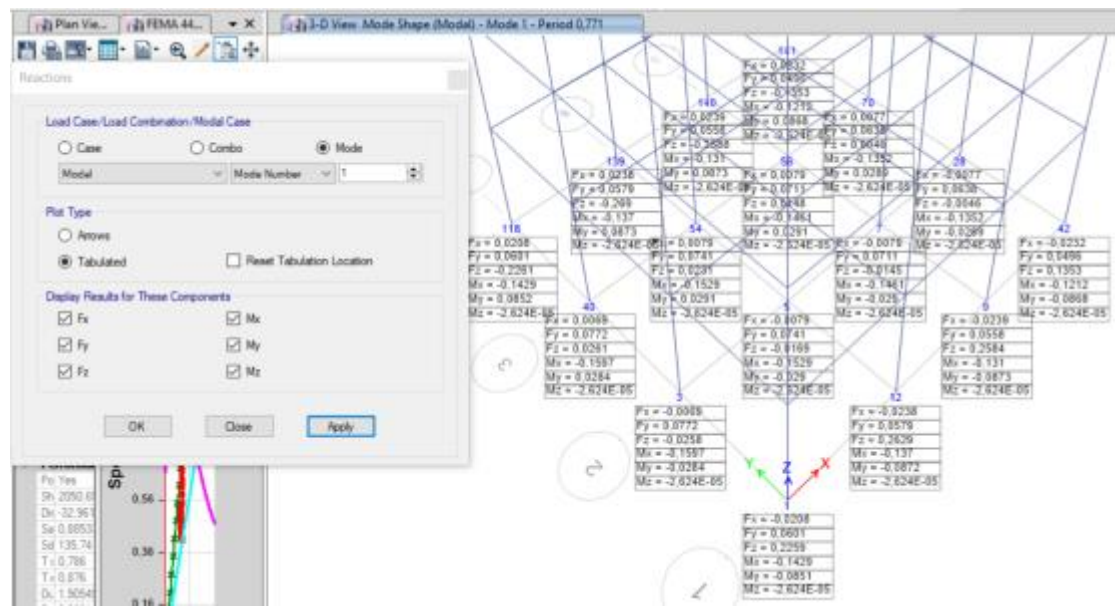
Σχήμα 6.196 Αντιδράσεις Combo g + 0,3q-NL.



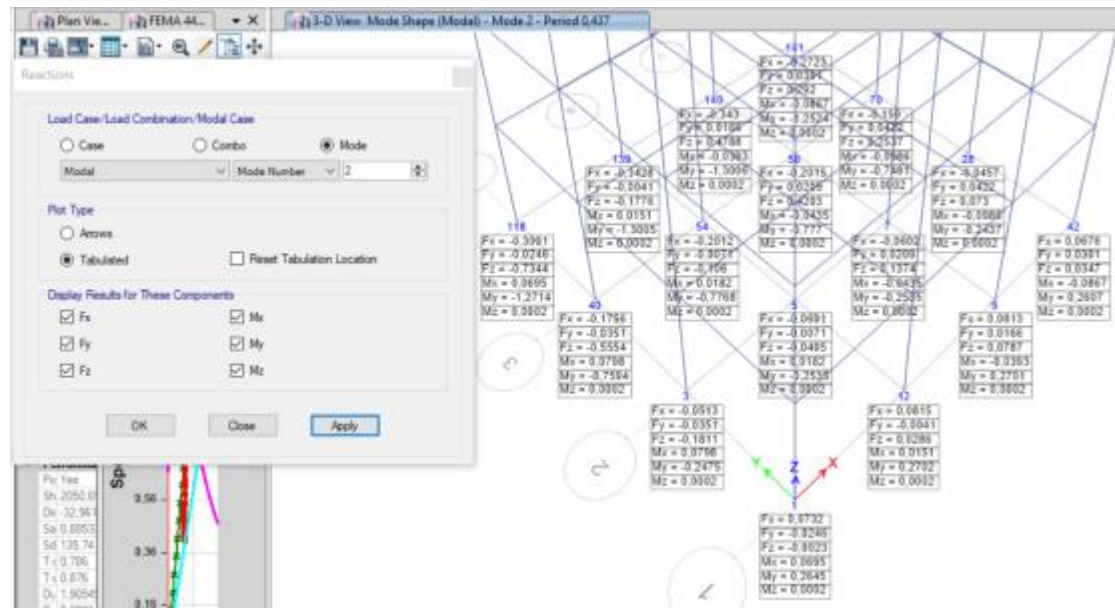
Σχήμα 6.197 Αντιδράσεις Combo 1,35g + 1,5q.



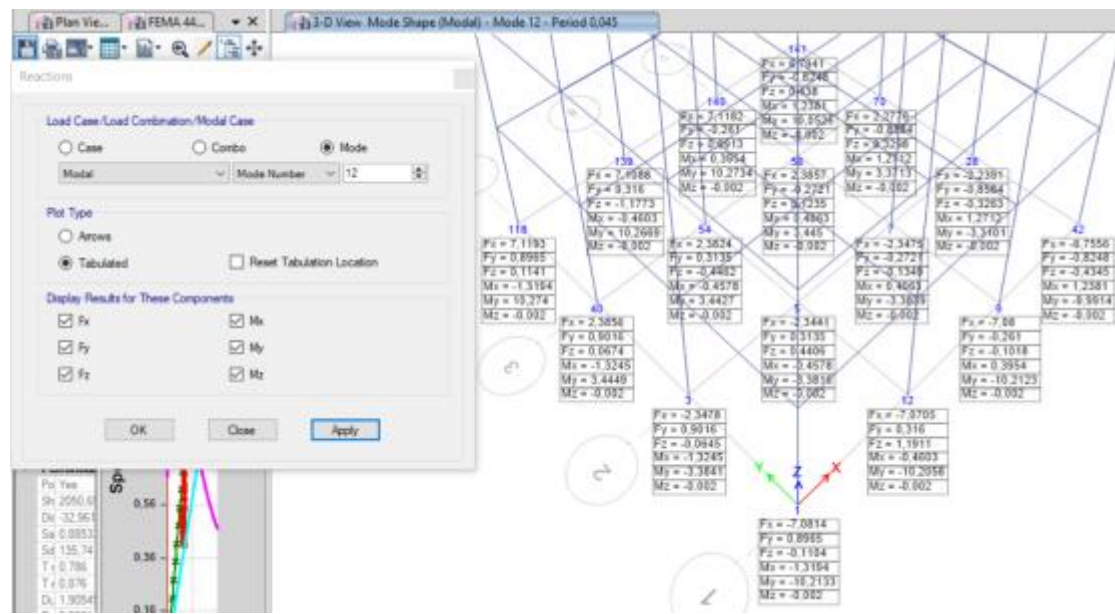
Σχήμα 6.198 Αντιδράσεις Combo g + 0,3q + Ex + 0,3Ey.



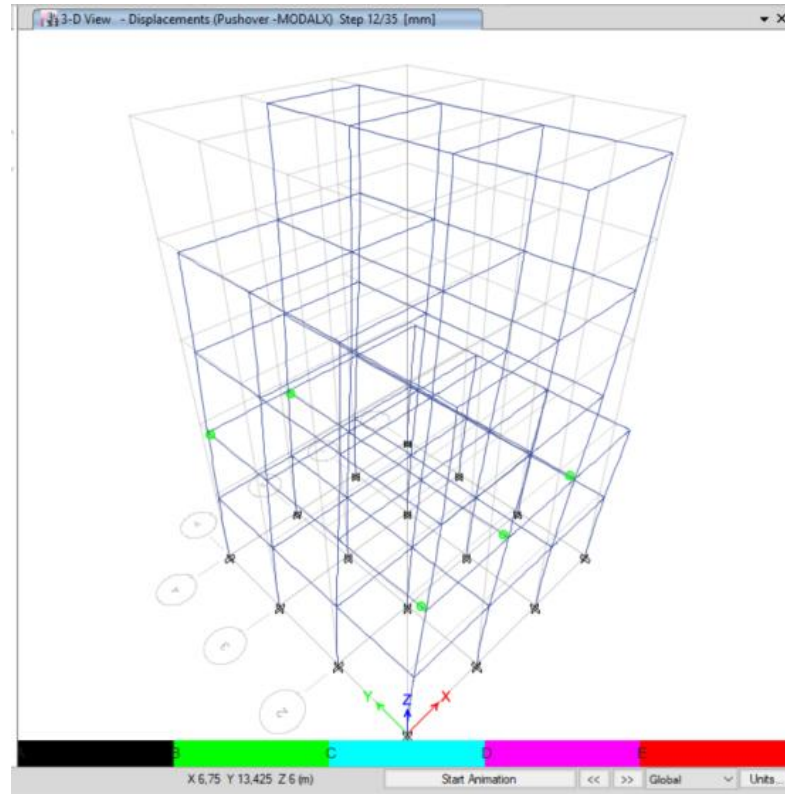
Σχήμα 6.199 Αντιδράσεις Mode1.



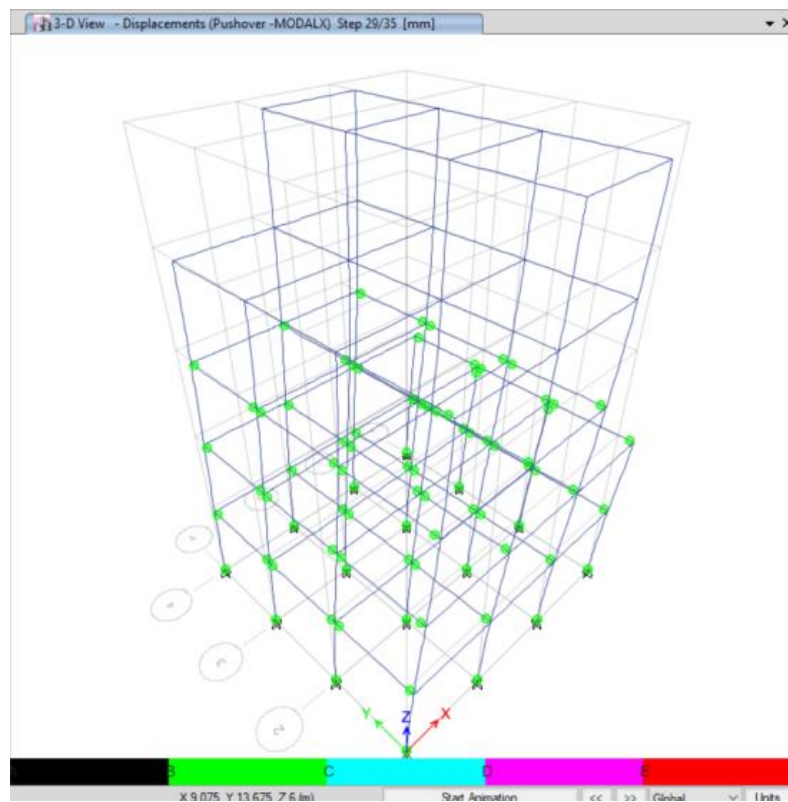
Σχήμα 6.200 Αντιδράσεις Mode2



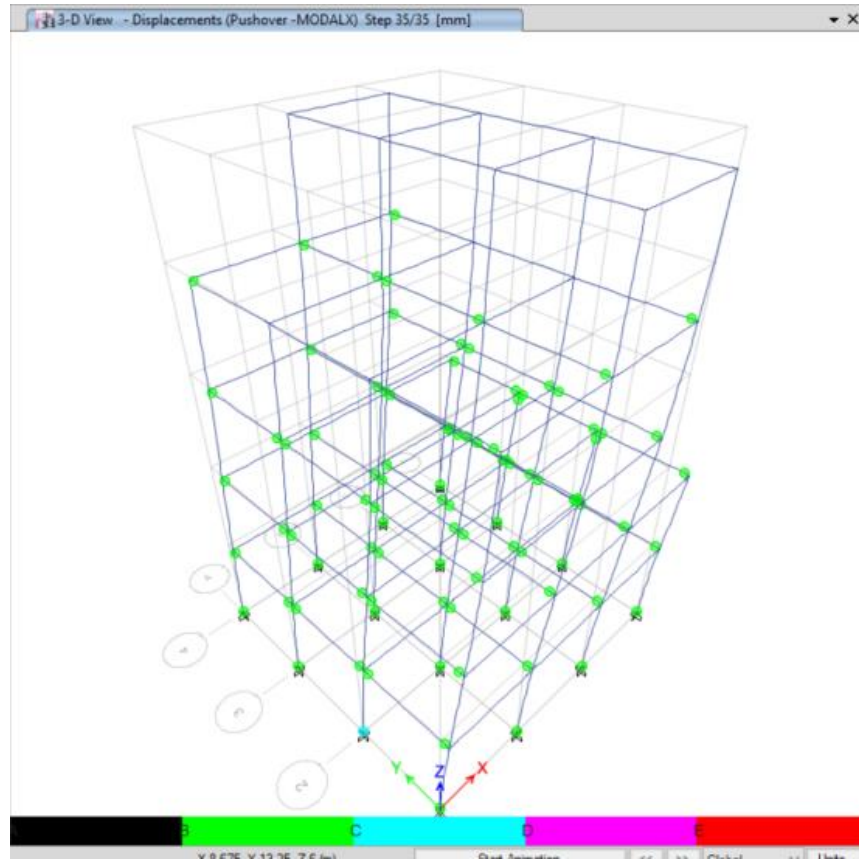
Σχήμα 6.201 Αντιδράσεις Mode 12.



Σχήμα 6.202 Πλαστικές αρθρώσεις για το βήμα 12/35.



Σχήμα 6.203 Πλαστικές αρθρώσεις για το βήμα 29/35.



Σχήμα 6.204 Πλαστικές αρθρώσεις για το βήμα 35/35.

Για το Κτίριο 3:

Πρόέκυψαν τα εξής αποτελέσματα:

Pushover (ημιάκαμπτοικόμβοι):

Base Shear: 2766,93KN

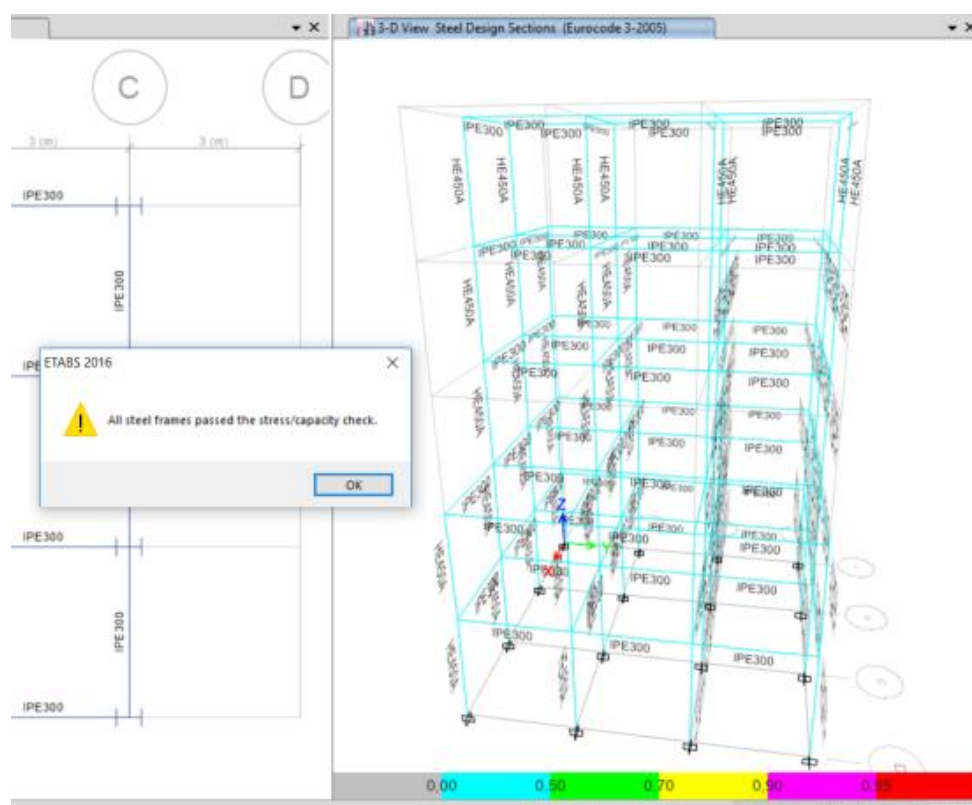
Monitored Displacement:

92,24mm

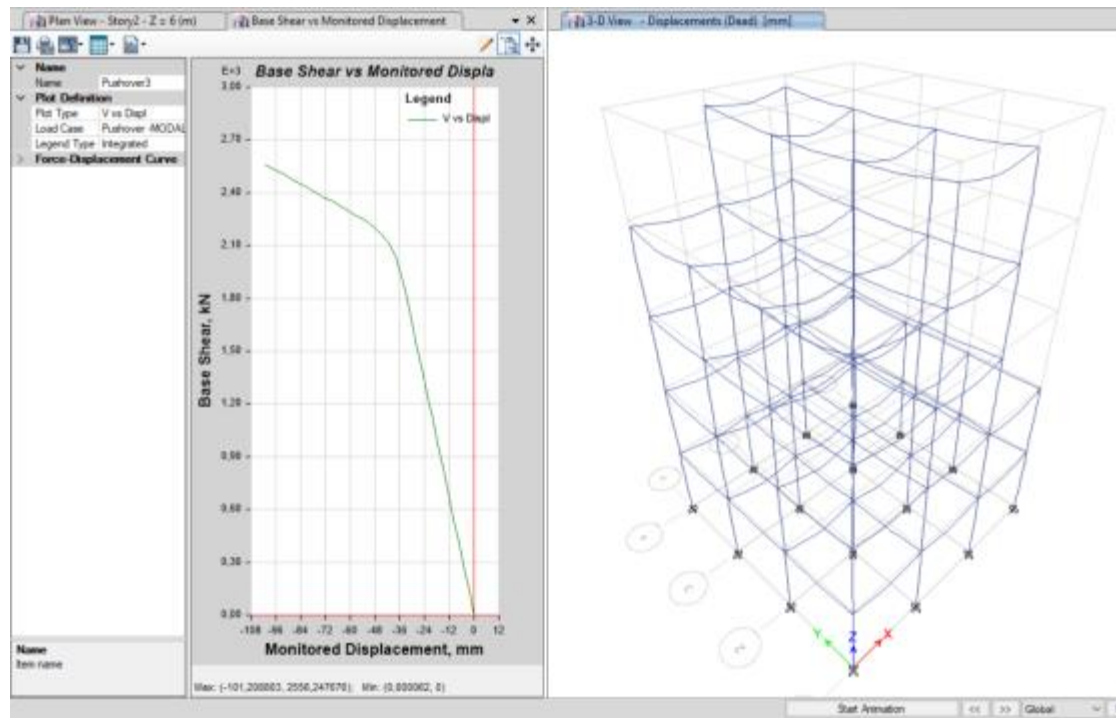


### 6.13 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΕΚΤΕΛΕΣΗ ΤΗΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΥΠΟ ΑΥΞΑΝΟΜΕΝΗ ΤΑΣΗ(PUSHOVER) ΜΕ ΤΗΝ ΧΡΗΣΗ ΗΜΙΑΚΑΜΠΤΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ (ΚΤΙΡΙΟ 3) ΜΕ ΑΠΟΜΕΙΩΣΗ ΤΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ETABS

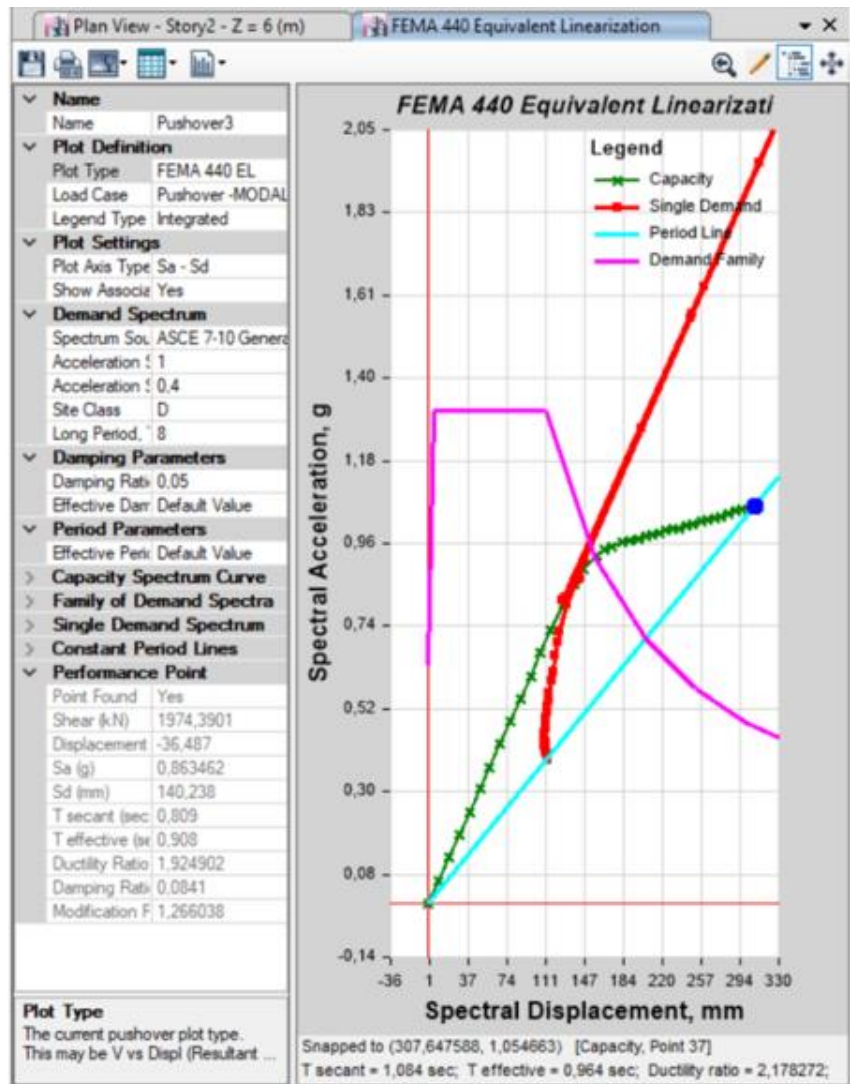
Μετά από δοκιμές καταλήξαμε στο συμπέρασμα πως ο καλύτερος συνδυασμός με την απομείωση για δοκό – υποστύλωμα είναι να απομειώσουμε την κατηγορία υποστυλωμάτων σε HEA450 και να τρέξουμε εκ νέου την Pushover ανάλυση και να εξάγουμε τα αποτελέσματα που θα μας βοηθήσουν στην τελική σύγκριση με άκαμπτους ημιάκαμπτους συνδέσμους αλλά και την περίπτωση που απομειώσουμε τις διατομές τι είδους αποτελέσματα θα λάβουμε.



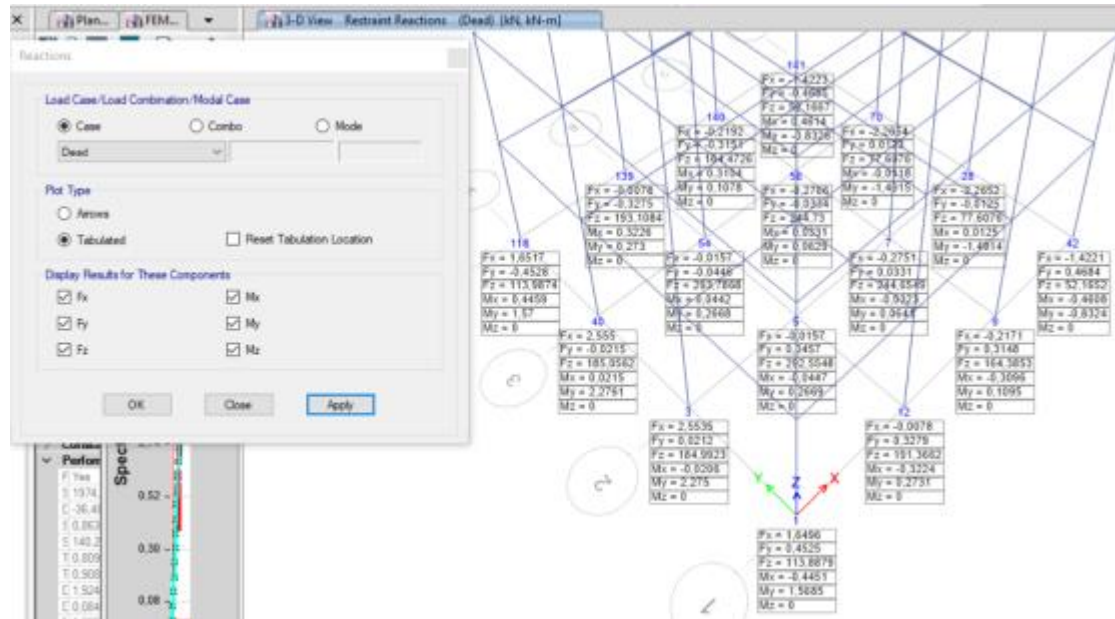
**Σχήμα 6.205** Θα εκτελέσουμε έλεγχο διαστασιολόγησης όπως αναφέρεται στο πρόγραμμα design check ώστε να ελεγχθούν τα στοιχεία αν επαρκούν στις δυνάμεις που προκαλούν τα φορτία dead, live, Εκαλλά και E<sub>y</sub>.



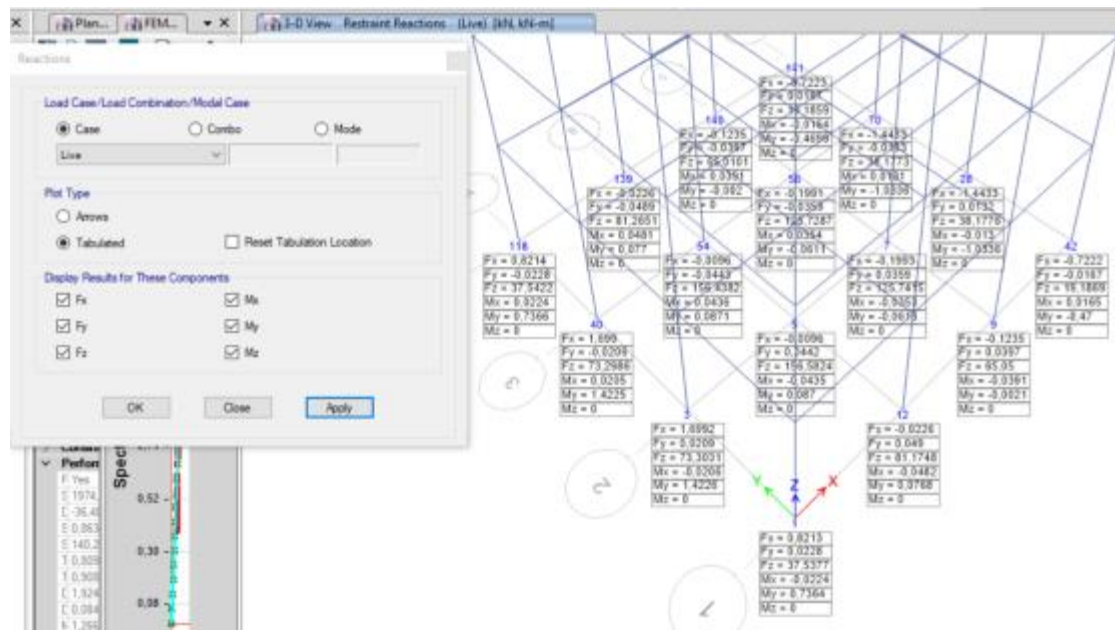
**Σχήμα 6.206** «Τρέχουμε» την ανάλυση Pushover για να εξάγουμε τα αποτελέσματα και την επιθυμητή καμπύλη.



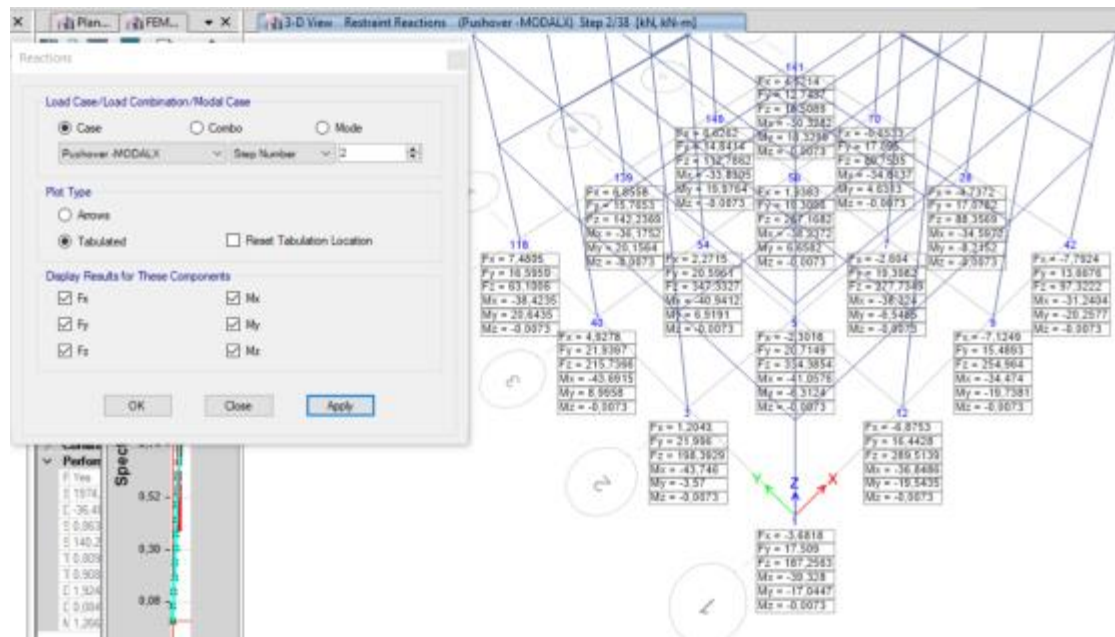
Σχήμα 6.207 Επιλέγουμε Plot Type = “FEMA 440 EL” για να δούμε το διάγραμμα Sa-Sd και να υπολογισθεί η στοχευόμενη μετακίνηση.



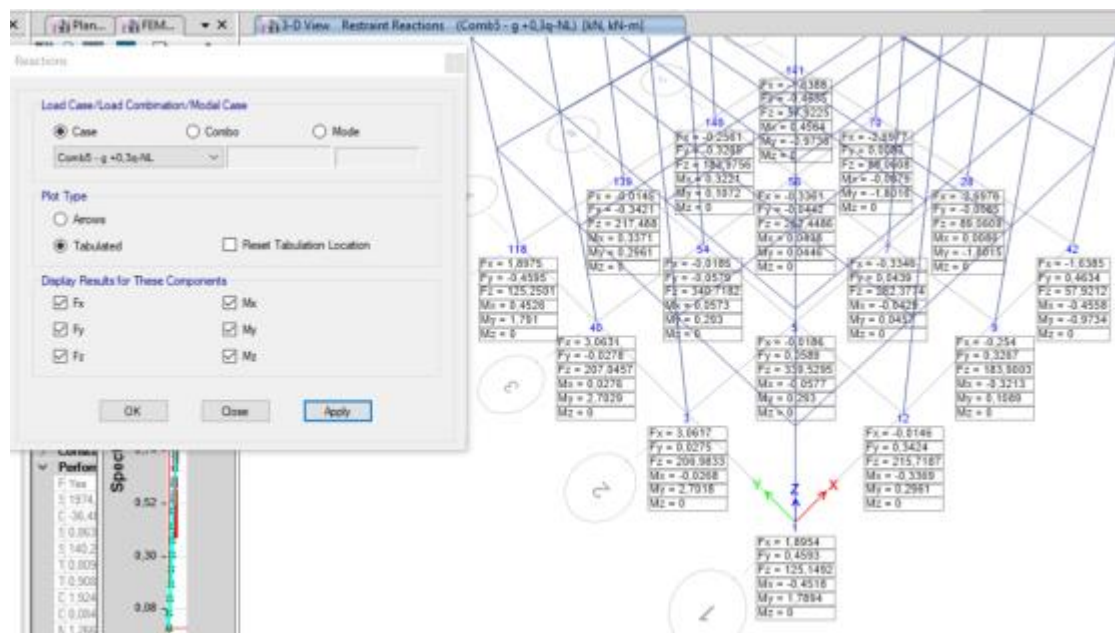
Σχήμα 6.208 Αντιδράσεις Case Dead.



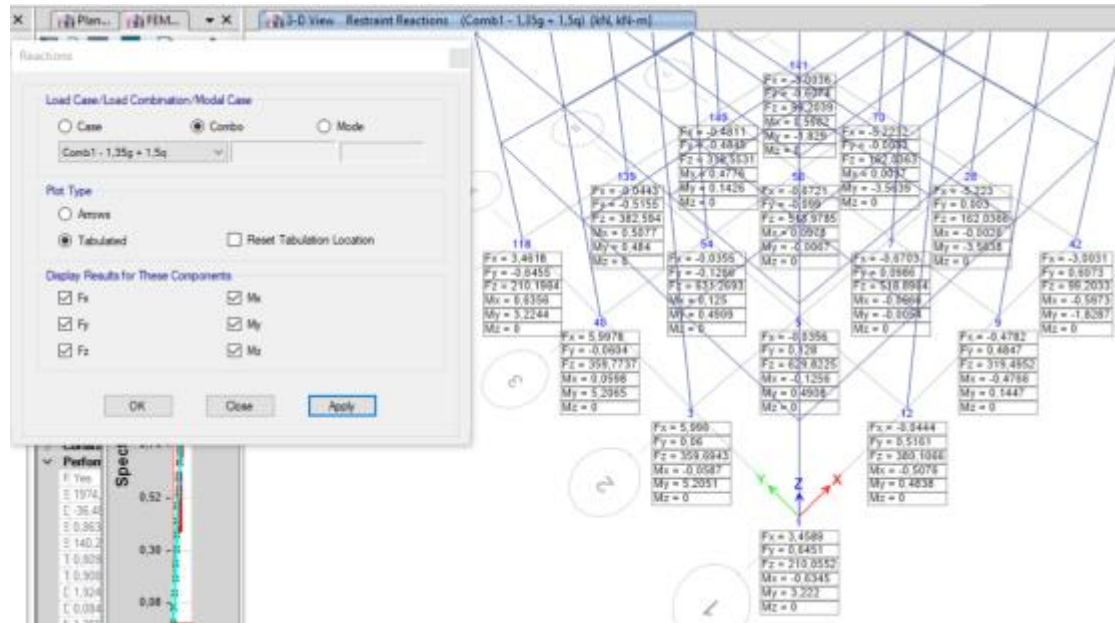
Σχήμα 6.209 Αντιδράσεις Case Live.



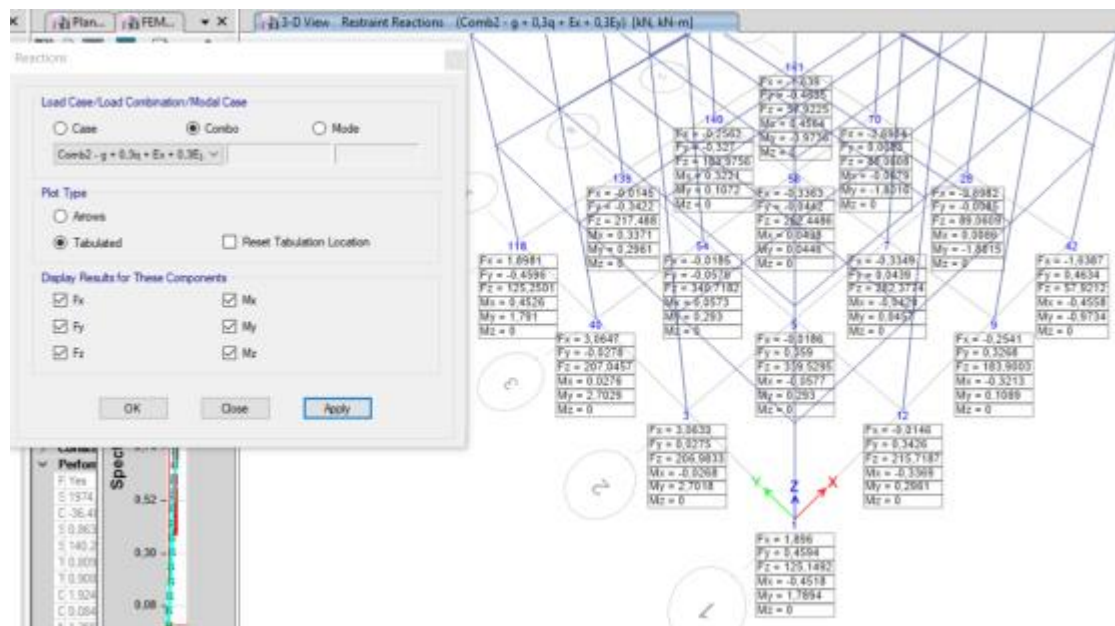
Σχήμα 6.210 Αντιδράσεις PushoverModal-X.



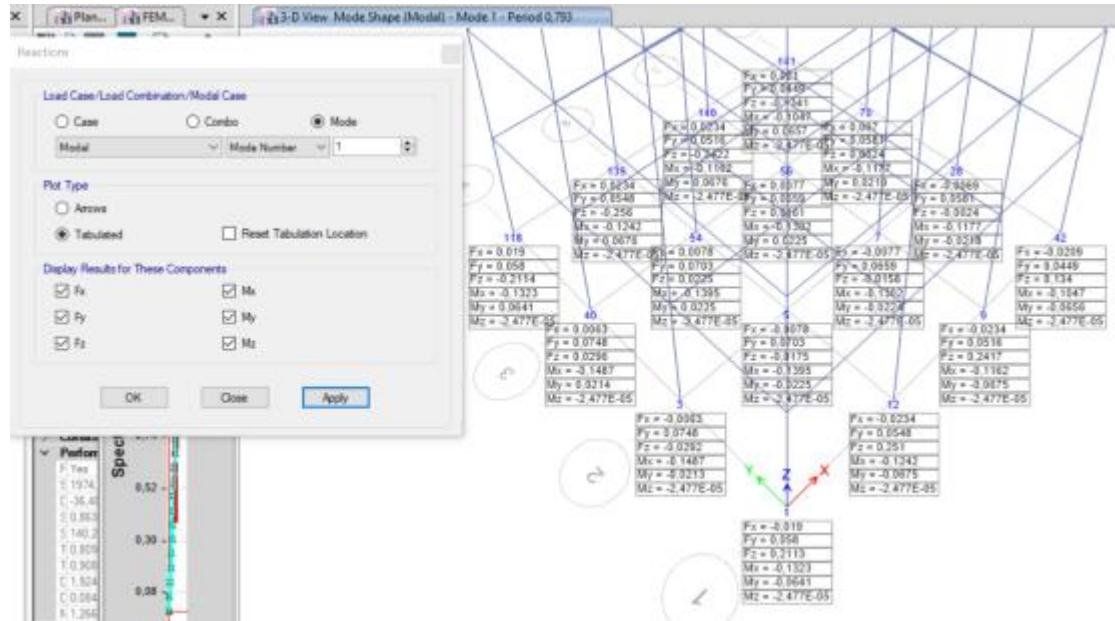
Σχήμα 6.211 Αντιδράσεις Combo g + 0,3q-NL.



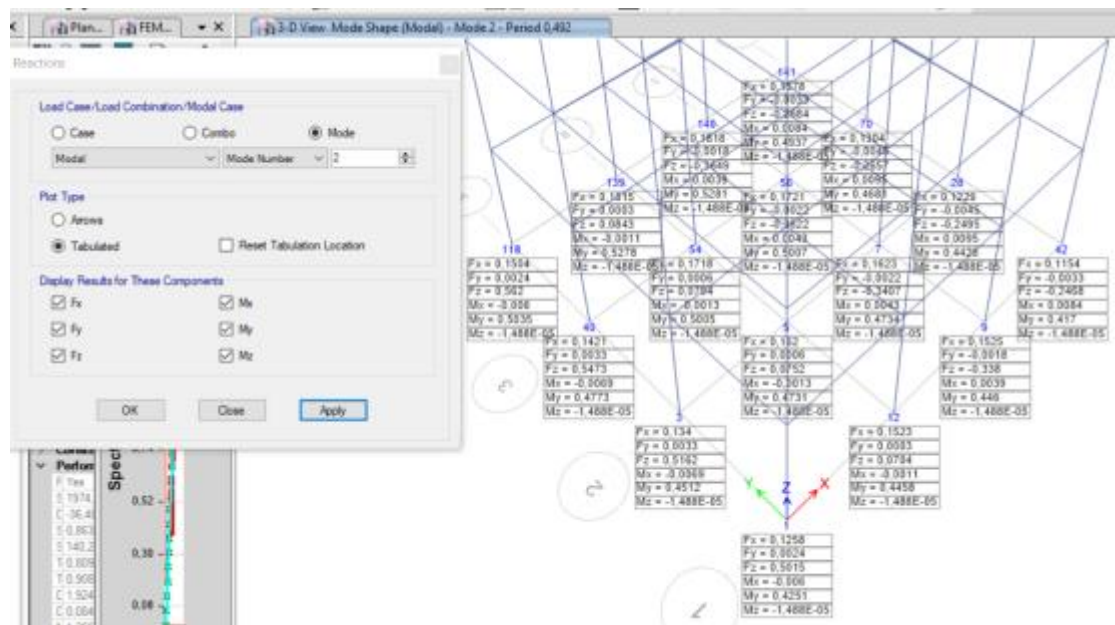
Σχήμα 6.212 Αντιδράσεις Combo 1,35g + 1,5q.



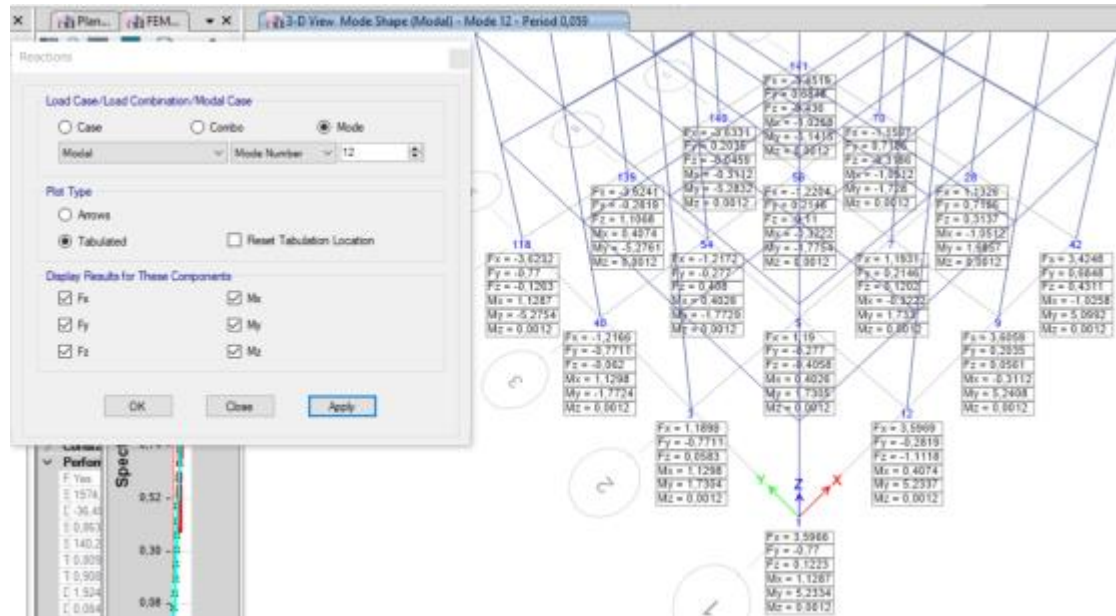
Σχήμα 6.213 Αντιδράσεις Combo g + 0,3q + Ex + 0,3Ey.



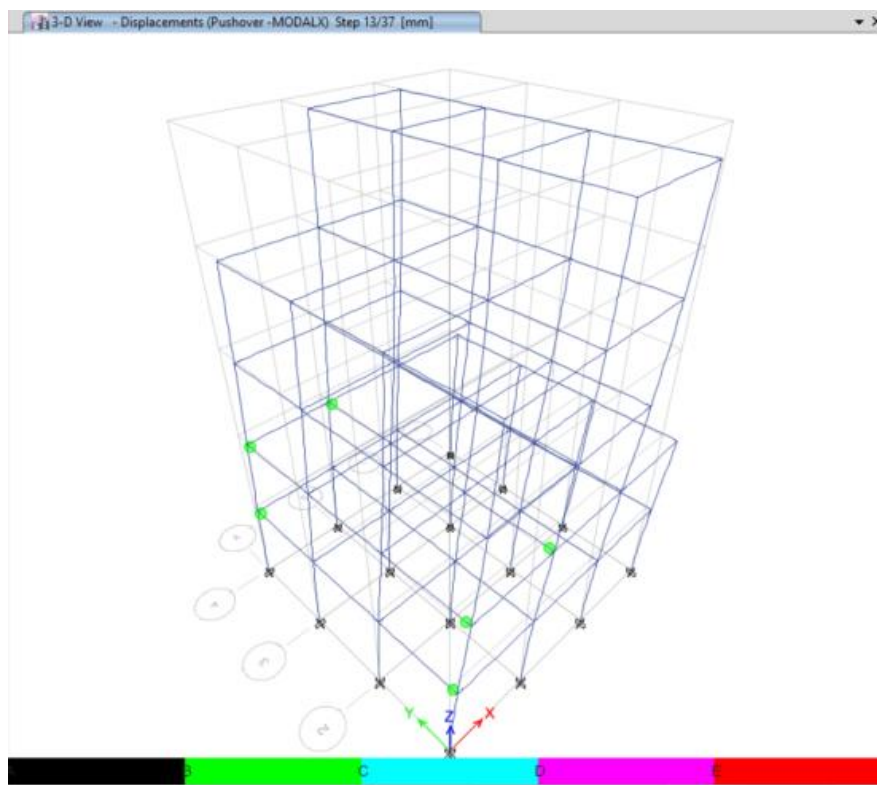
Σχήμα 6.214 Αντιδράσεις Mode1.



Σχήμα 6.215 Αντιδράσεις Mode2.

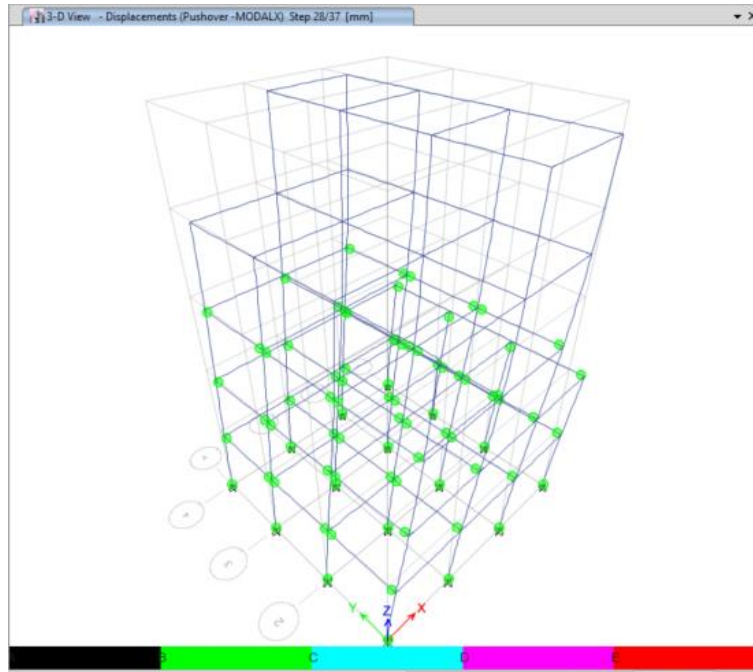


Σχήμα 6.216 Αντιδράσεις Mode12.

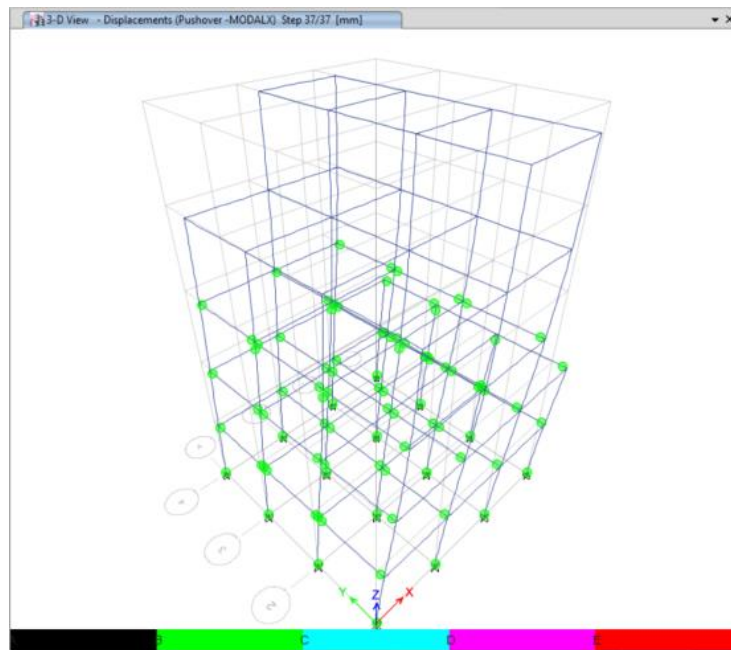


Σχήμα 6.217 Πλαστικές αρθρώσεις για το βήμα 13/37.





Σχήμα 6.218 Πλαστικές αρθρώσεις για το βήμα 28/37.



Σχήμα 6.219 Πλαστικές αρθρώσεις για το βήμα 37/37.

Για το Κτίριο 3:

Πρόέκυψαν τα εξής αποτελέσματα:

Pushover (ημιάκαμπτοι κόμβοι με απομείωση στις διατομές):

Base Shear: 2556,25KN                      Monitored Displacement: 101,21mm

## 6.15 ΓΕΝΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Τα αποτελέσματα που προκύπτουν από τις ανελαστικές αναλύσεις με την μέθοδο Pushover είναι τα εξής:

### Για το Κτίριο 1:

Πρόέκυψαν τα εξής αποτελέσματα:

Pushover (άκαμπτοι κόμβοι):

Base Shear: 2853,28KN                      Monitored Displacement: 86,99mm

Pushover (ημιάκαμπτοι κόμβοι):

Base Shear: 2788,79KN                      Monitored Displacement: 91,38mm

Pushover (ημιάκαμπτοι κόμβοι με απομείωση στις διατομές):

Base Shear: 2582,47KN                      Monitored Displacement: 99,99mm

### Για το Κτίριο 2:

Πρόέκυψαν τα εξής αποτελέσματα:

Pushover (άκαμπτοι κόμβοι):

Base Shear: 2781,14KN                      Monitored Displacement: 87,10mm

Pushover (ημιάκαμπτοι κόμβοι):

Base Shear: 2731,18KN                      Monitored Displacement: 92,69mm

Pushover (ημιάκαμπτοι κόμβοι με απομείωση στις διατομές):

Base Shear: 2299,66KN                      Monitored Displacement: 83,56mm

### Για το Κτίριο 3:

Πρόέκυψαν τα εξής αποτελέσματα:

Pushover (άκαμπτοι κόμβοι):

Base Shear: 2750,60KN                      Monitored Displacement: 86,52mm

Pushover (ημιάκαμπτοι κόμβοι):

Base Shear: 2766,93KN                      Monitored Displacement: 92,24mm

Pushover (ημιάκαμπτοι κόμβοι με απομείωση στις διατομές):

Base Shear: 2556,25KN                      Monitored Displacement: 101,21mm

## **ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ**

Οι παρατηρήσεις που αρχικά προκύπτουν σαν συγκεντρωτικά αποτελέσματα είναι τα εξής:

Αρχικά με την χρήση των ημιάκαμπτων κόμβων παρατηρούμε μία αύξηση της οικονομίας ως προς τις χρησιμοποιούμενες διατομές έναντι των άκαμπτων κόμβων καθώς παρουσιάζεται μείωση των λόγων των δυνάμεων που ασκούνται στις δοκούς και τα υποστυλώματα κατά την φάση που γίνεται ο έλεγχος διαστασιολόγησης από το πρόγραμμα ETABS. Σύμφωνα με παλαιότερες διπλωματικές, αλλά και ερευνητικές εργασίες παρουσιάζει μία οικονομία έναντι των άκαμπτων κόμβων της τάξεως του 8% στα χρησιμοποιούμενα υλικά και διατομές.

Όταν γίνεται χρήση ημιάκαμπτων κόμβων παρατηρείτε μία πτώση του συντελεστή ασφάλειας γύρω στο 2-4% έναντι των άκαμπτων κόμβων. Διαφορά σχεδόν αμελητέα όσον αφορά την οικονομική ελάφρυνση της κατασκευής λόγω της απομείωσης των διατομών. Μείωση που όπως αναφέραμε προηγουμένως αγγίζει το 8% σε κάποιες περιπτώσεις.

Στην περίπτωση που θα κλιθούμε να κάνουμε σύγκριση των μοντέλων που έχουν ήδη ημιάκαμπτους κόμβους (κάνοντας λόγο για την αρχική χρησιμοποιούμενη διατομή και την περίπτωση που έχουμε προβεί σε απομείωση των διατομών), τότε παρατηρούμε πως τα μέγιστα φορτία παρουσιάζουν διαφορά της τάξεως του 7-12%), όμως η μέγιστη μετακίνηση (στην οποία δεν υπάρχει διαφορά ή είναι σχεδόν μηδενική). Επομένως προκύπτει το αποτέλεσμα πως στην περίπτωση όπου έχουμε κάνει απομείωση των διατομών, μας επιφέρει αρκετά μεγαλύτερη οικονομία στα χρησιμοποιούμενα υλικά αλλά και στις διατομές κατά την φάση του σχεδιασμού της κατασκευής έναντι σεισμού χωρίς να υπάρχει μεγάλη επιβάρυνση λόγω φορτίων η έντονης καταπόνησης από τις σεισμικές δυνάμεις και αυτό οφείλεται στους ημιάκαμπτους κόμβους αλλά και στις ιδιότητες που προσδίδει στην κατασκευή έναντι των άκαμπτων κόμβων.

Σε επόμενο στάδιο θα μπορούσε να εξεταστεί το αντικείμενο σε συνέχεια της συγκεκριμένης διπλωματικής εργασίας με τον εξής τρόπο:

- Να γίνει εξέταση των ημιάκαμπτων κόμβων με αντίστοιχη ολική ή μερική πλαστικοποίηση των στροφικών ελατηρίων.
- Να υλοποιηθεί με ασυνέχεια δυσκαμψίας σε ορόφους

## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7**

### **7.1 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

1. <http://ikee.lib.auth.gr/record/45066/files/gri-2006-705.pdf>
2. [http://oceanis.lib.puas.gr/xmlui/bitstream/handle/123456789/3967/PTX\\_XA\\_L\\_mt\\_15\\_11\\_17%20%282%29.pdf?sequence=1](http://oceanis.lib.puas.gr/xmlui/bitstream/handle/123456789/3967/PTX_XA_L_mt_15_11_17%20%282%29.pdf?sequence=1)
3. Repapis - MSc - Apotimisi - Simeioseis 3 - ETABS (v7 2017-12)
4. <https://core.ac.uk/download/pdf/38468133.pdf>
5. [http://library.tee.gr/digital/m2173/m2173\\_kotanidis.pdf](http://library.tee.gr/digital/m2173/m2173_kotanidis.pdf)
6. [https://repository.kallipos.gr/bitstream/11419/1616/1/02\\_chapter\\_12.pdf](https://repository.kallipos.gr/bitstream/11419/1616/1/02_chapter_12.pdf)
7. [https://repository.kallipos.gr/bitstream/11419/1617/1/02\\_chapter\\_13.pdf](https://repository.kallipos.gr/bitstream/11419/1617/1/02_chapter_13.pdf)
8. [https://repository.kallipos.gr/bitstream/11419/1615/1/02\\_chapter\\_11.pdf](https://repository.kallipos.gr/bitstream/11419/1615/1/02_chapter_11.pdf)
9. [https://repository.kallipos.gr/bitstream/11419/1607/1/Numerical\\_Simulation\\_of\\_Structures.pdf](https://repository.kallipos.gr/bitstream/11419/1607/1/Numerical_Simulation_of_Structures.pdf)
10. <https://www.scribd.com/document/181015579/%CE%A3%CF%84%CE%B1%CF%84%CE%B9%CE%BA%CE%AE-4>
11. [http://oceanis.lib.puas.gr/xmlui/bitstream/handle/123456789/105/pol\\_0045\\_5.pdf?sequence=1](http://oceanis.lib.puas.gr/xmlui/bitstream/handle/123456789/105/pol_0045_5.pdf?sequence=1)
12. [http://lee.civil.ntua.gr/pdf/mathimata/antiseismiki\\_texnologia\\_1/simeioseis/notes\\_psyxarh\\_teuxos\\_1.pdf](http://lee.civil.ntua.gr/pdf/mathimata/antiseismiki_texnologia_1/simeioseis/notes_psyxarh_teuxos_1.pdf)
13. <http://www.episkevesold.civil.upatras.gr/Files/Content/58/%CE%9C%CE%A0%CE%9F%CE%A5%CE%A1%CE%A3%CE%99%CE%91%CE%9D%CE%97%CE%A3.pdf>
14. <http://ikee.lib.auth.gr/record/112614/files/GRI-2009-2518.pdf>
15. [http://oceanis.lib.puas.gr/xmlui/bitstream/handle/123456789/227/pol\\_0059\\_8.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://oceanis.lib.puas.gr/xmlui/bitstream/handle/123456789/227/pol_0059_8.pdf?sequence=1&isAllowed=y)
16. <http://www.lhlogismiki.gr/wp-content/uploads/2014/02/Fespapushover.pdf>
17. <https://www.google.gr/?hl=el>