



**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**

**ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΤΟΜΕΑΣ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ**

**Αποτίμηση Και Σενάρια Ενίσχυσης Υφιστάμενης Κατασκευής  
Και Προσδιορισμός Πόλου Στροφής**

**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

του

**ΑΠΟΣΤΟΛΙΔΗ ΝΙΚΟΛΑΟΥ**

**Επιβλέπων :** Εμμανουήλ Βουγιούκας  
Λέκτορας Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Νοέμβριος 2016





ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΤΟΜΕΑΣ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

## Αποτίμηση Και Σενάρια Ενίσχυσης Υφιστάμενης Κατασκευής Και Προσδιορισμός Πόλου Στροφής

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

του

**ΑΠΟΣΤΟΛΙΔΗ ΝΙΚΟΛΑΟΥ**

**Επιβλέπων :** Εμμανουήλ Βουγιούκας  
Λέκτορας Ε.Μ.Π.

Εγκρίθηκε από την τριμελή εξεταστική επιτροπή την 1<sup>η</sup> Νοεμβρίου 2016.

(Υπογραφή)

.....  
Εμμανουήλ Βουγιούκας

Λέκτορας Ε.Μ.Π.

(Υπογραφή)

.....  
Τάσος Αβραάμ

Επίκουρος Καθηγητής Ε.Μ.Π.

(Υπογραφή)

.....  
Ευστράτιος Μπαδογιάννης

Επίκουρος Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Νοέμβριος 2016

.....

**ΑΠΟΣΤΟΛΙΔΗΣ ΝΙΚΟΛΑΟΣ**

Διπλωματούχος Πολιτικός Μηχανικός Ε.Μ.Π.

© 2016 – All rights reserved

## Περιεχόμενα

<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1</b> .....	<b>3</b>
1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....	3
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2</b> .....	<b>4</b>
2.1 ΣΤΑΘΜΗ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ .....	4
2.2 ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ .....	6
2.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ ΣΤΟ ETABS .....	8
2.4 ΟΡΙΣΜΟΣ ΥΛΙΚΩΝ .....	10
2.5 ΟΡΙΣΜΟΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ .....	14
2.7 ΟΡΙΣΜΟΣ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΡΘΡΩΣΕΩΝ .....	25
2.8 ΕΝΕΡΓΟΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΔΙΑΤΟΜΩΝ .....	32
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3</b> .....	<b>34</b>
3.1 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ .....	34
3.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ – ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ .....	44
3.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΟΙΧΕΙΩΝ ΕΝΑΝΤΙ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ .....	46
3.4 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ .....	48
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4</b> .....	<b>52</b>
4.1 ΑΛΛΑΓΗ ΧΡΗΣΗΣ – ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ .....	52
4.2 ΠΡΩΤΟ ΣΕΝΑΡΙΟ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ .....	57
4.3 ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΕΝΑΡΙΟΥ – ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ .....	59
4.4 ΔΕΥΤΕΡΟ ΣΕΝΑΡΙΟ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ .....	63
4.5 ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΕΝΑΡΙΟΥ – ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ .....	67
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5</b> .....	<b>71</b>
5.1 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΕΝΤΡΟΥ ΣΤΡΟΦΗΣ ΚΑΤΑ Ε.Α.Κ. ....	71
5.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΕΝΤΡΟΥ ΣΤΡΟΦΗΣ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΩΝ ΑΝΤΙΔΡΑΣΕΩΝ .....	73
5.3 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΕΝΤΡΟΥ ΣΤΡΟΦΗΣ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ ΤΩΝ ΜΕΣΟΚΑΘΕΤΩΝ .....	78
5.4 ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ .....	86
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6</b> .....	<b>87</b>
6.1 ΣΕΝΑΡΙΟ ΑΦΑΙΡΕΣΗΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ ΤΟΙΧΕΙΟΥ ΑΠΟ ΤΟΝ ΤΡΙΩΡΟΦΟ ΦΟΡΕΑ .....	87
6.2 ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΕΝΑΡΙΟΥ – ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ .....	88
6.3 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΟΛΟΥ ΣΤΡΟΦΗΣ .....	90
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7</b> .....	<b>96</b>

7.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΞΟΝΙΚΟΤΗΤΑΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ .....	96
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8 .....</b>	<b>100</b>
8.1 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ .....	100
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9 .....</b>	<b>101</b>
9.1 ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ .....	101
9.2 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ .....	102

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

## 1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Το αντικείμενο του πολιτικού μηχανικού εξελίσσεται συνεχώς ανάλογα με τις απαιτήσεις και τις ανάγκες της κοινωνίας. Το μεγαλύτερο ποσοστό των κατασκευών της Ελλάδας, αλλά και του πλανήτη είναι κατασκευασμένο με προγενέστερους κανονισμούς οι οποίοι υστερούν έναντι των ισχυόντων. Σε μια εποχή, λοιπόν, που οι οικονομικοί πόροι αλλά και οι διαθέσιμοι χώροι είναι περιορισμένοι, δημιουργείται η ανάγκη αποτίμησης και πιθανόν ενίσχυσης των υφισταμένων κτηρίων.

Η παρούσα διπλωματική εργασία στοχεύει στην ανάλυση και αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μιας υφιστάμενης κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα, δηλαδή στον υπολογισμό των πιθανών ανεπαρκειών των δομικών στοιχείων της, με χρήση της κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. ανελαστικής στατικής μεθόδου (μέθοδος pushover). Η ίδια διαδικασία γίνεται και για την προσθήκη ενός ακόμα ορόφου με την ταυτόχρονη αλλαγή χρήσεως. Στην συνέχεια, παρουσιάζονται κάποιοι τρόποι αύξησης της φέρουσας ικανότητας του κτηρίου.

Το κτήριο που μελετήθηκε βρίσκεται στην ευρύτερη περιοχή του Ρέντη και λειτουργεί ως χώρος αποθήκευσης γραφικής ύλης. Πρόκειται για ένα διώροφο κτήριο μεγάλων διαστάσεων 35,4x30,4 m που ανήκει στο Ελληνικό Δημόσιο.



Εικόνα 1.1: Δυτική όψη κτηρίου

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

### 2.1 ΣΤΑΘΜΗ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ

Η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.) αφορά δράσεις ή αντιστάσεις, εκφράζει την επάρκεια των πληροφοριών περί του υφιστάμενου κτιρίου και λαμβάνεται υπόψη κατά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό. Φυσικά, δεν είναι αναγκαστικά ενιαία για ολόκληρο το κτίριο. Προσδιορίζονται επιμέρους Σ.Α.Δ. για τις διάφορες επιμέρους κατηγορίες πληροφοριών. Ωστόσο και σε κάθε περίπτωση θα χρησιμοποιείται η δυσμενέστερη από τις προκύπτουσες αυτές στάθμες.

Διακρίνονται 3 στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων.

1. Υψηλή
2. Ικανοποιητική
3. Χαμηλή

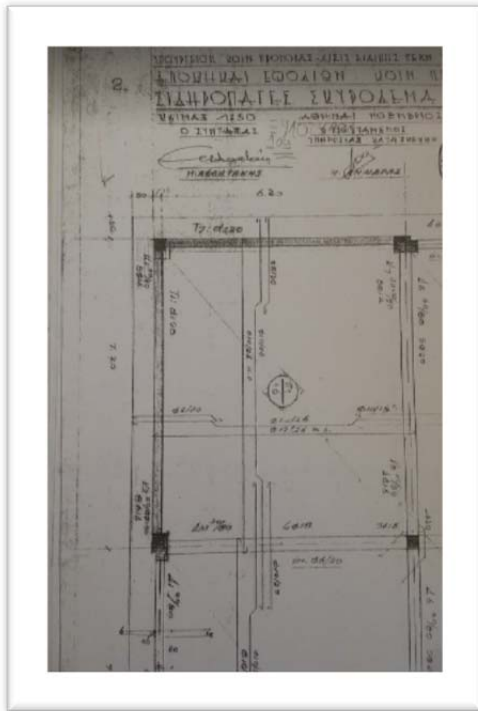
Στον παρακάτω πίνακα αποτυπώνονται οι στάθμες ανάλογα με την ύπαρξη ή όχι και τον βαθμό εφαρμογής των σχεδίων μελέτης.

ΣΧΕΔΙΑ ΑΡΧΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ		ΣΤΑΘΜΗ ΑΞΙΟΠΙΣΤΙΑΣ ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΩΝ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ										
		ΠΡΟΕΛΕΥΣΗ ΔΕΔΟΜΕΝΟΥ		ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΗ	ΔΕΔΟΜΕΝΑ							
					ΕΙΔΟΣ ΚΑΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ Ή ΑΝΩΔΟΜΗΣ			ΠΑΧΗ, ΒΑΡΗ κ.λπ. ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΙΣΤΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΕΝΔΥΣΕΩΝ κ.λπ.			ΔΙΑΤΑΞΗ ΚΑΙ ΛΕΙΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΟΠΛΗΣΗΣ	
ΥΠΑΡΧΟΥΝ	ΔΕΝ ΥΠΑΡΧΟΥΝ		Ανεκτι	Ικανοποιητικό	Υψηλή	Ανεκτι	Ικανοποιητικό	Υψηλή	Ανεκτι	Ικανοποιητικό	Υψηλή	
✓		1	Δεδομένο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει αποδεδειγμένα εφαρμοστεί, χωρίς τροποποιήσεις	(1)			✓			✓		✓
✓		2	Δεδομένο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει εφαρμοστεί με λίγες τροποποιήσεις	(2)			✓			✓		✓
✓		3	Δεδομένο που προέρχεται από επιστολή (π.χ. υπόμνημα σε σχέδιο της αρχικής μελέτης)	(3)	✓				✓		✓	
	✓	4	Δεδομένο που έχει διαπιστωθεί ή και μετρηθεί ή και αποτυπωθεί αξιόπιστα	(4)		✓			✓			✓
	✓	5	Δεδομένο που έχει προσδιοριστεί με έμμεσον αλλά επαρκώς αξιόπιστον τρόπο	(5)	✓				✓			✓
	✓	6	Δεδομένο που έχει πλήρως θερμοθεθεί κατά την κρίση Μηχανικού	(6)	✓	✓			✓	✓		✓

Για την παρούσα εργασία υπήρξε συνεργασία μεταξύ της έδρας του ΕΜΠ με την τεχνική υπηρεσία του φορέα στον οποίο ανήκει το υπό μελέτη κτίριο, που αφορούσε στην εύρεση και παράδοση σε εμάς των απαιτούμενων σχεδίων .



Συγκεκριμένα μας δόθηκαν τα σχέδια ξυλότυπων, των τομών καθώς και των όψεων του ισογείου και του πρώτου ορόφου. Άρα θεωρείται υψηλή Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων, ενιαία για όλα τα δεδομένα.



Εικόνα 2.1: Ξυλότυπος 1<sup>ου</sup> ορόφου

α/α	Κτίριο	Μελέτη	Τίτλος Σχεδίου	Έτος Επέκδοσης	Έγκριση	Έτος Έγκρισης
1	2,3	Επισκευή	Κάτοψη Ισογείου	1964	Σ.Δ.Ε.	1964
2	4	Κατασκευή	Κάτοψη Α' Ορόφου-Τομή Κτιρίου	1959	Σ.Δ.Ε.	1959
3	4	Κατασκευή	Διαμόρφωση Περιμετρικού Δικτύου Ομβρίων	1963	Σ.Δ.Ε.	1963
4	4	Κατασκευή	Κάτοψη Δώματος	1959	Σ.Δ.Ε.	1960
5	4	Κατασκευή	Κάτοψη Δώματος-Λεπτομέρειες	1959	Σ.Δ.Ε.	1960
6	4	Κατασκευή	Κάτοψη Ισογείου-Πρόσοψη	1959	Σ.Δ.Ε.	1960
7	4	Κατασκευή	Ισχυρά Α' Ορόφου	1959	Σ.Δ.Ε.	1960
8	4	Κατασκευή	Ξυλότυπος - Τομή Απόληξης Δώματος	1959	Σ.Δ.Ε.	1960
9	4	Κατασκευή	Ξυλότυπος Ισογείου	1959	Σ.Δ.Ε.	1960
10	4	Κατασκευή	Ξυλότυπος Α' Ορόφου	1959	Σ.Δ.Ε.	1960
11	4	Κατασκευή	Ξυλότυπος Θεμελίωσης	1959	Σ.Δ.Ε.	1960
12	4	Κατασκευή	Σχέδιο Πυλώνων	1960	Σ.Δ.Ε.	1960
13	4	Κατασκευή	Ισχυρά Ρεύματα Ισογείου	1960	Σ.Δ.Ε.	1960
14	4	Κατασκευή	Υδροείση Απόληξης Δώματος	1960	Σ.Δ.Ε.	1960

Πίνακας 2.1: Αναλυτικά τα σχέδια που δόθηκαν

Τα δεδομένα αυτά χρησιμοποιήθηκαν για τους συντελεστές ασφαλείας στην εισαγωγή κάθε υλικού καθώς και για τα εντατικά μεγέθη.

Σ.Α.Δ. Υφισταμένων στοιχείων	$\gamma_m$
Ανεκτή	1.20
Ικανοποιητική	1.10
Υψηλή	1.00

Πίνακας 2.2: Συντελεστής ασφαλείας υλικού  $\gamma_m$ .

Σ.Α.Δ. Υφισταμένων στοιχείων	Πιθανή τιμή $\gamma_c$	Πιθανή τιμή $\gamma_s$
Ανεκτή	1.65	1.25
Ικανοποιητική	1.5	1.15
Υψηλή	1.35	1.05

Πίνακας 2.3: Συντελεστής ασφαλείας σκυροδέματος  $\gamma_c$  και συντελεστής ασφαλείας χάλυβα  $\gamma_s$ .

Σ.Α.Δ. Υφισταμένων στοιχείων	Βασικούς συνδυασμούς και δυσμενείς επιρροές	Υπόλοιπες περιπτώσεις συνδυασμών (Τυχηματική δράση)
Ανεκτή	1.50	1.20
Ικανοποιητική	1.35	1.10
Υψηλή	1.20	1.00

Πίνακας 2.4: Συντελεστής ασφαλείας μόνιμων δράσεων  $\gamma_g$ .

## 2.2 ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Οι μέθοδοι που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την ανάλυση, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. 5.1.1, είναι :

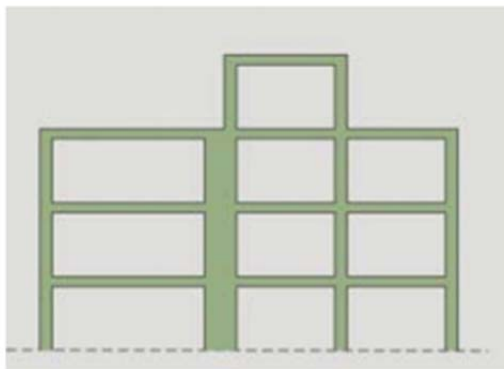
- Ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση, με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς ( $q$ ) ή τοπικό δείκτη πλαστιμότητας ( $m$ )
- Ελαστική δυναμική ανάλυση με καθολικό δείκτη συμπεριφοράς ( $q$ ) ή τοπικό δείκτη πλαστιμότητας ( $m$ )
- Ανελαστική στατική ανάλυση
- Ανελαστική δυναμική ανάλυση

Σε αυτήν την διπλωματική εργασία εφαρμόστηκε η ανελαστική μη-γραμμική στατική ανάλυση (pushover). Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. απαιτεί τουλάχιστον δυο επιλύσεις με διαφορετικές καθ' ύψος κατανομές φορτίου. Κατά τον Ευρωκώδικα 8-1, μπορούν να εφαρμοστούν οι εξής κατανομές:

1. Ιδιομορφική κατανομή: ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζοντίων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση, όπως προκύπτει από ελαστική ανάλυση.

2. Ομοιόμορφη κατανομή: βασισμένη σε οριζόντια φορτία ανάλογα ως προς τη μάζα κάθε ορόφου ανεξάρτητα από τη στάθμη του (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης)

Τα οριζόντια αυτά φορτία επιβάλλονται στην στάθμη κάθε διαφράγματος (πλάκα ορόφου), σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών δυνάμεων του σεισμού. Από τις αναλύσεις προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κτιρίου, για κάθε περίπτωση, η οποία ως επί το πλείστον χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσεως – μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτιρίου (κόμβος ελέγχου). Η καμπύλη αυτή αποτελεί την βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας. Ο κόμβος ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης θα λαμβάνεται εν γένει στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Για κτίρια με σοφίτες ή δώμα, ο κόμβος ελέγχου θα λαμβάνεται στην οροφή του πλήρους υποκειμένου ορόφου, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8.

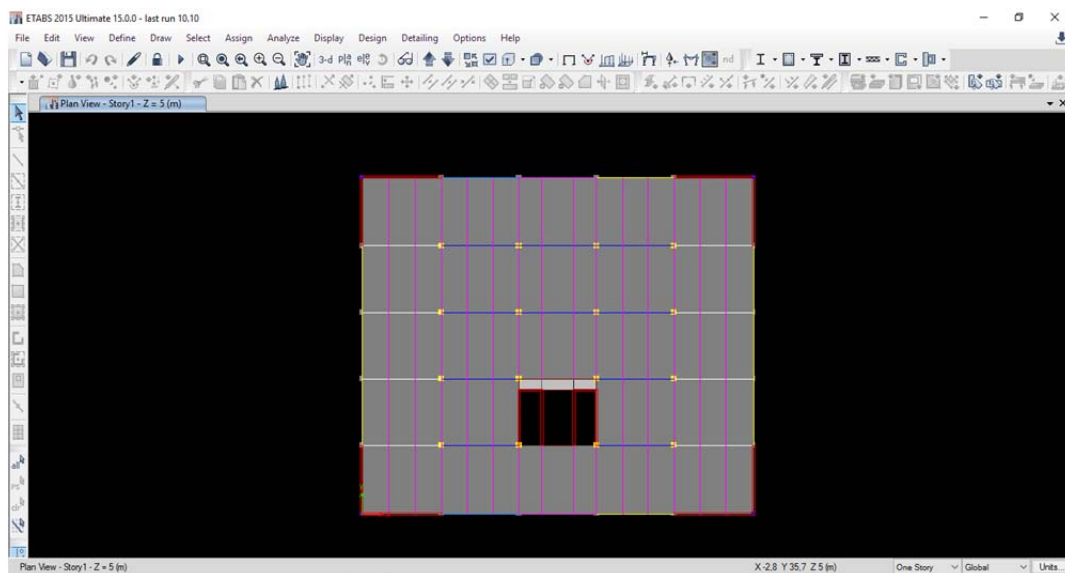


*κτίριο κανονικό σε όψη  
(Το δώμα δεν προσμετράται σαν όροφος)*

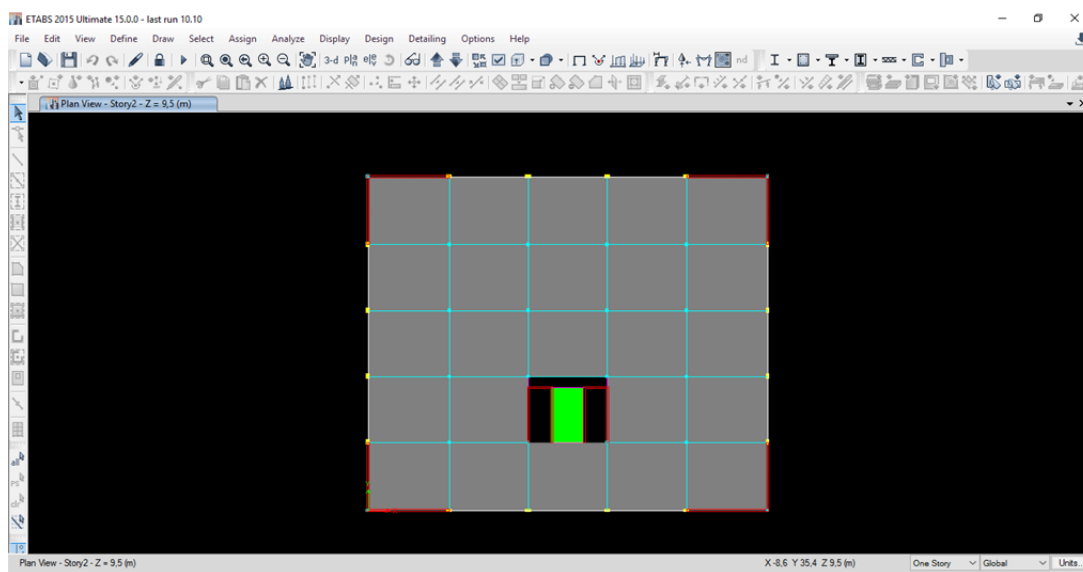
Εικόνα 2.2: Αντίστοιχη περίπτωση με το υπό μελέτη κτήριο.

## 2.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ ΣΤΟ ETABS

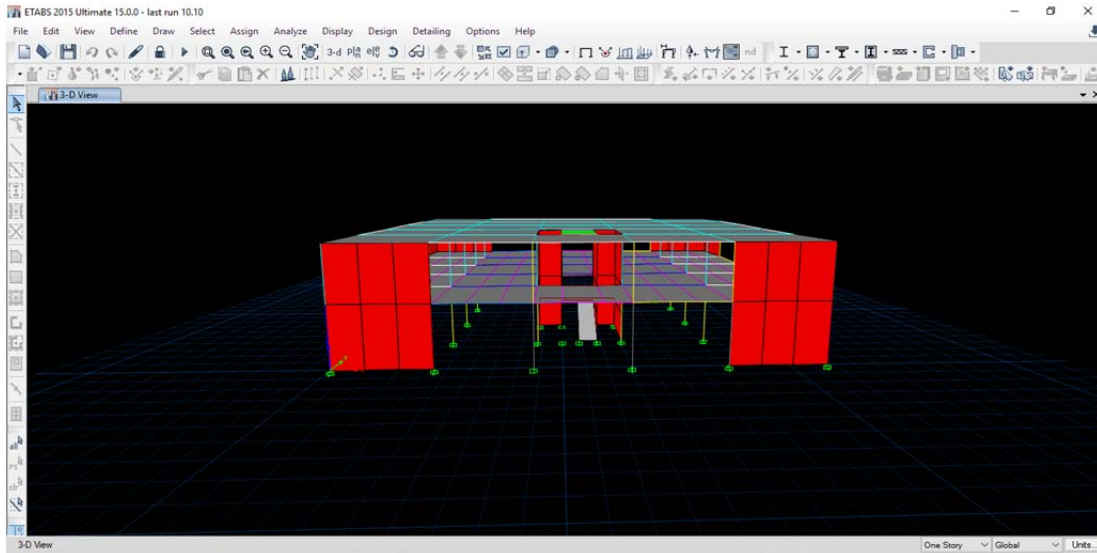
Για την αξιολόγηση της υφιστάμενης κατάστασης του υπό μελέτη κτιρίου απαιτείται η προσομοίωσή του μέσω ενός μοντέλου που να ανταποκρίνεται στην πραγματικότητα με τον πιο ρεαλιστικό τρόπο. Επιλέχθηκε λοιπόν η προσομοίωση του δομήματος στο περιβάλλον του προγράμματος ETABS . Το κτήριο αναλύεται ως ένα χωρικό προσομοίωμα αγνοώντας την επιρροή της τοιχοποιίας στην ανάληψη οριζόντιας δύναμης (αλλά λαμβάνοντας την υπόψη ως φορτίο) και θεωρώντας μόνο την συμβολή των υπολοίπων δομικών στοιχείων (δοκοί, τοιχεία, υποστυλώματα). Η προσομοίωση των οριζόντιων και κατακόρυφων γραμμικών μελών (δοκοί, υποστυλώματα) έγινε με ραβδωτά στοιχεία πλαισίου έξι βαθμών ελευθερίας ενώ οι πλάκες και τα τοιχεία προσομοιώθηκαν με επιφανειακά στοιχεία. Τέλος οι στηρίξεις της κατασκευής με το έδαφος θεωρήθηκαν πακτώσεις.



Εικόνα 2.3: Κάτοψη ισογείου στο ETABS



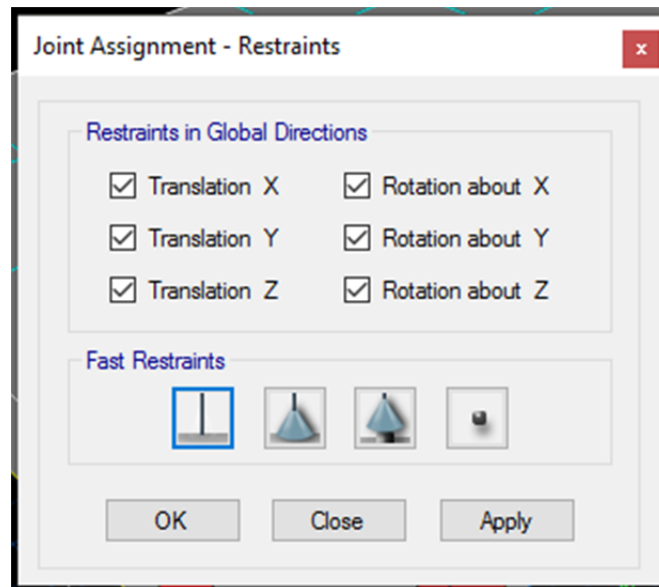
Εικόνα 2.4.1: Κάτοψη 1<sup>ου</sup> ορόφου στο ETABS



Εικόνα 2.4.2: Τρισδιάστατη απεικόνιση του φορέα μετά την αγνόηση του δώματος

Όπως φαίνεται και στα σχήματα το κτήριο είναι πλήρως συμμετρικό ως προς x και σχεδόν ως προς y, άρα αναμένουμε το κέντρο βάρους και ο πόλος στροφής να είναι αριθμητικά κοντά.

Τέλος, οι πακτώσεις ορίσθηκαν από την εντολή *Assign – Joints – Restraints*, με επιλογή όλων των ελευθερώσεων.



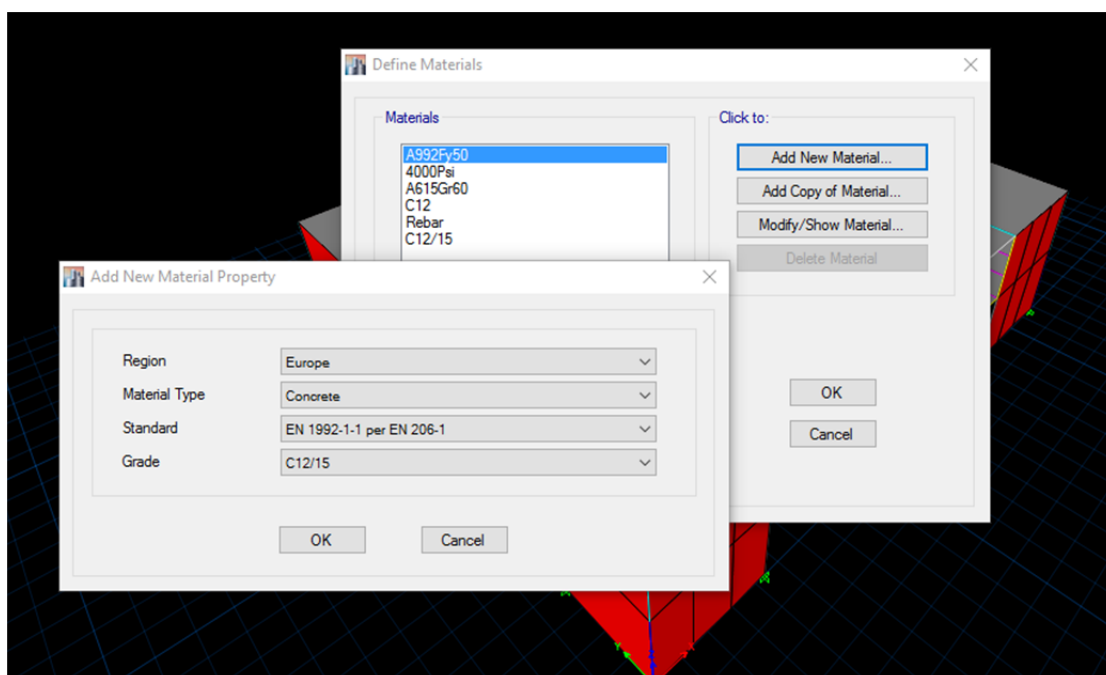
Εικόνα 2.5: Επιλογή Πάκτωσης

## 2.4 ΟΡΙΣΜΟΣ ΥΛΙΚΩΝ

Από τα σχέδια της μελέτης προσδιορίστηκαν τα υλικά κατασκευής του υπό μελέτη κτιρίου. Για το μεν σκυρόδεμα η ποιότητα είναι B150, που αντιστοιχεί σε θλιπτική αντοχή κυλίνδρου  $f_{ck} = 12 \text{ MPa}$  με μέτρο ελαστικότητας  $E=27\text{GPa}$  και για το χάλυβα των οπλισμών  $f_y = 280 \text{ MPa}$  με μέτρο ελαστικότητας  $E=200\text{GPa}$ .

Για τον ορισμό των υλικών στο Etabs χρησιμοποιήθηκε η εντολή *Define-Material properties- Add new material*. Από εκεί, όπως φαίνεται και στο σχήμα, επιλέγοντας την περιοχή και το υλικό που ορίζουμε, εμφανίζει όλους τους τύπους σκυροδέματος τόσο για την ελαστική όσο και για την μη-γραμμική συμπεριφορά του.

Στην συνέχεια, επιλέγοντας το υλικό που ορίσαμε με την εντολή *Modify/Show Material*, έχουμε την δυνατότητα να ελέγξουμε αν τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά είναι σωστά ορισμένα.



Εικόνα 2.6: Διαδικασία ορισμού σκυροδέματος C12/15

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name: C12/15  
 Material Type: Concrete  
 Directional Symmetry Type: Isotropic  
 Material Display Color:  Change...  
 Material Notes: Modify/Show Notes...

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density       Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 24.9926 kN/m<sup>3</sup>  
 Mass per Unit Volume: 2548.538 kg/m<sup>3</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 27000 MPa  
 Poisson's Ratio, U: 0.2  
 Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.00001 1/C  
 Shear Modulus, G: 11250 MPa

**Design Property Data**

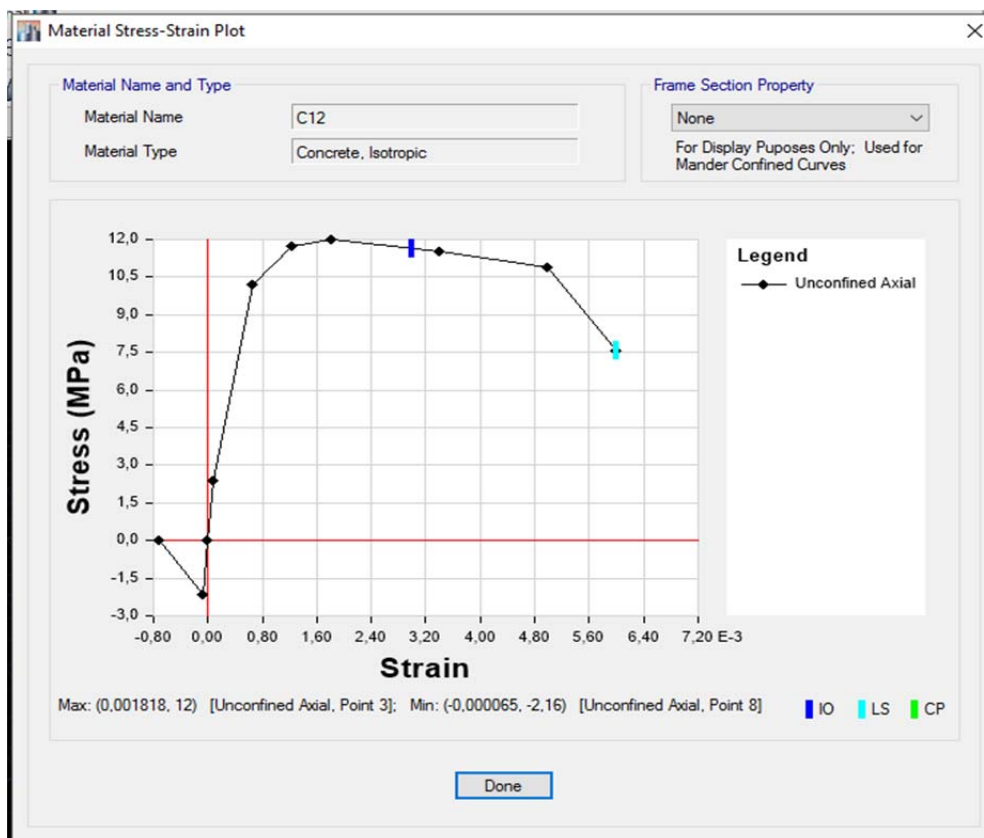
Modify/Show Material Property Design Data...

**Advanced Material Property Data**

Nonlinear Material Data...      Material Damping Properties...  
 Time Dependent Properties...

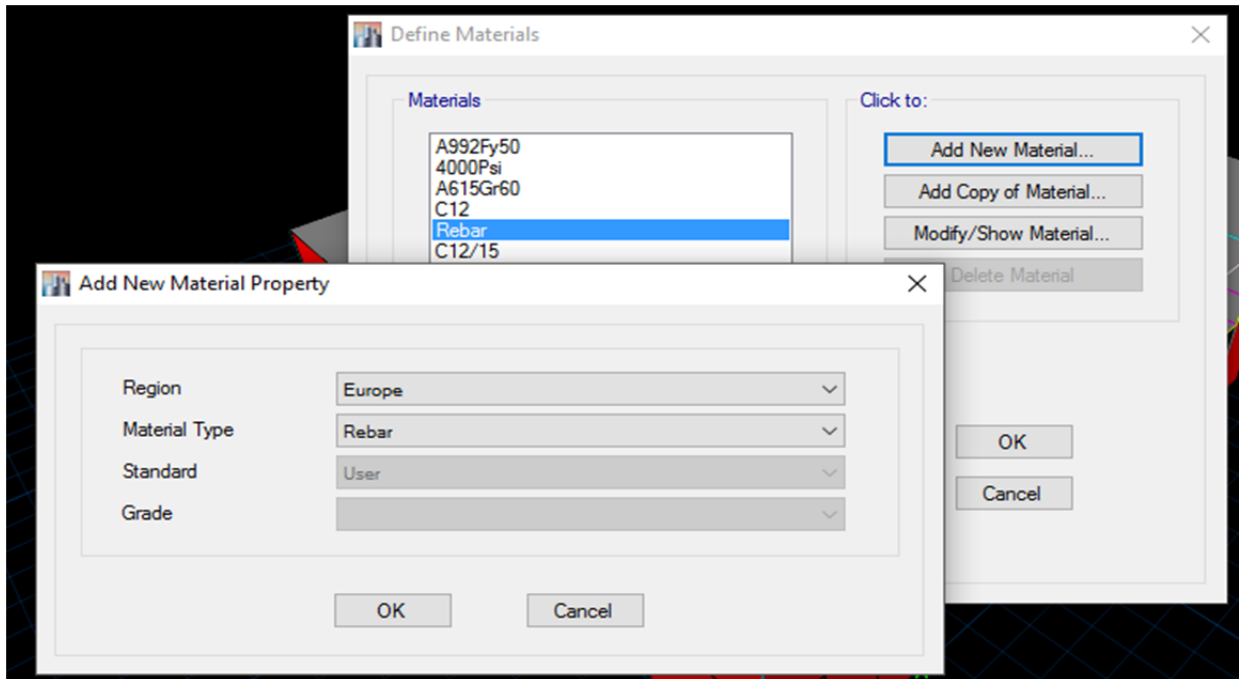
OK      Cancel

Εικόνα 2.7: Χαρακτηριστικά σκυροδέματος C12/15

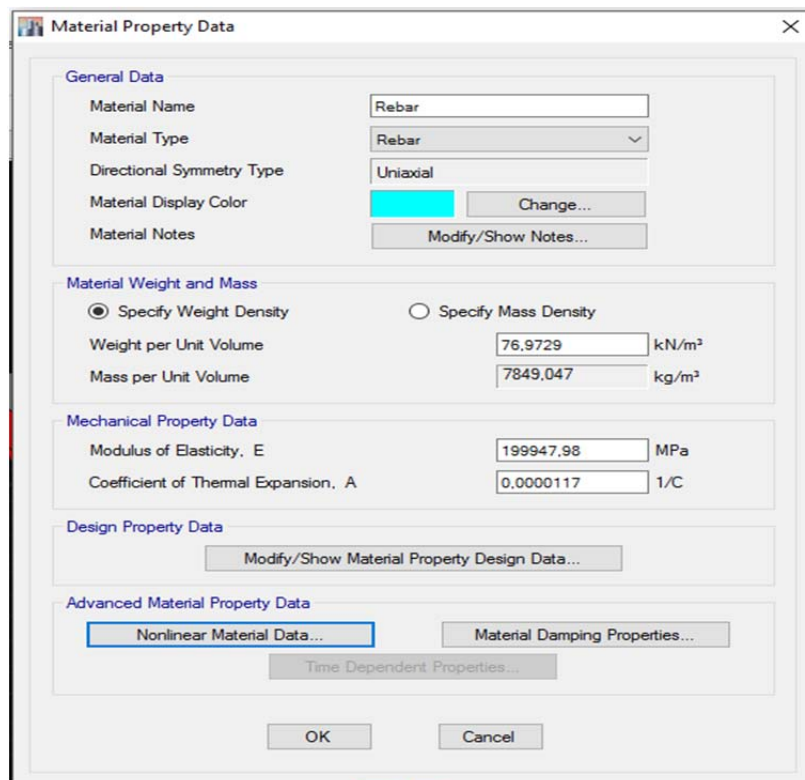


Εικόνα 2.8: Διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων για μη περισιγγμένο σκυρόδεμα

Κατόπιν, ορίσθηκε ο σπλισμός των δομικών στοιχείων ως εξής. *Define-Material properties- Add new material* αλλά ως *Material Type* τέθηκε *Rebar*. Σε αυτήν την περίπτωση πρέπει ο χρήστης να ορίσει την  $f_y$ .



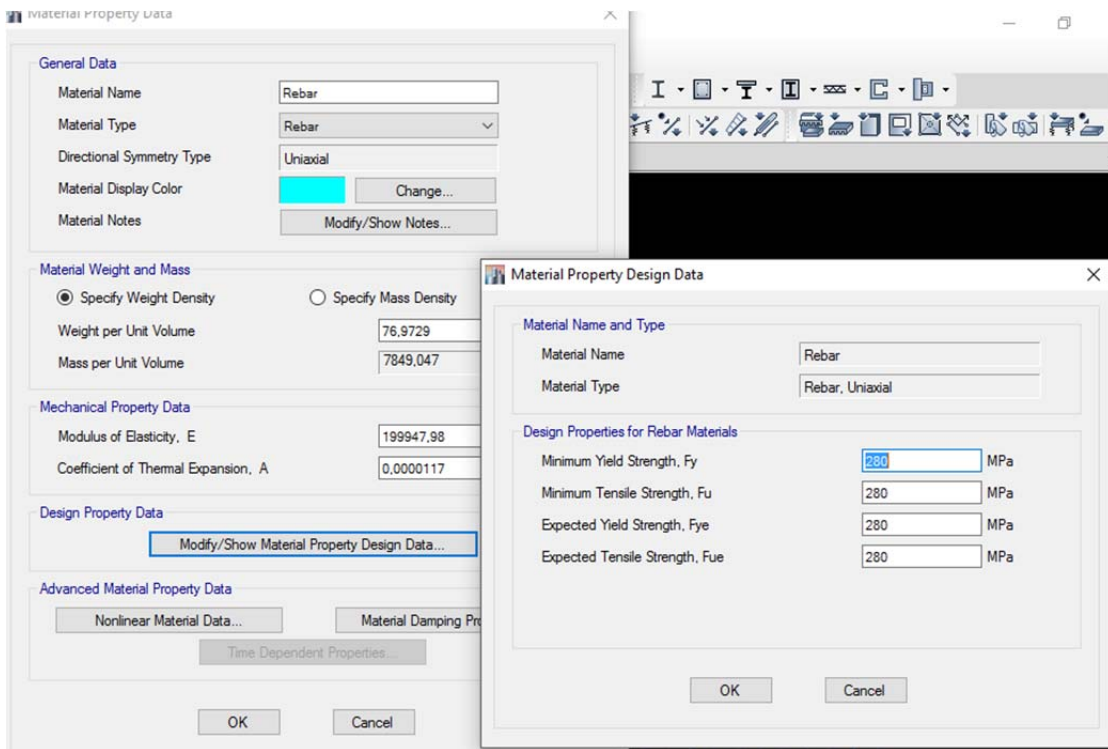
Εικόνα 2.9: Διαδικασία ορισμού χάλυβα σπλισμού



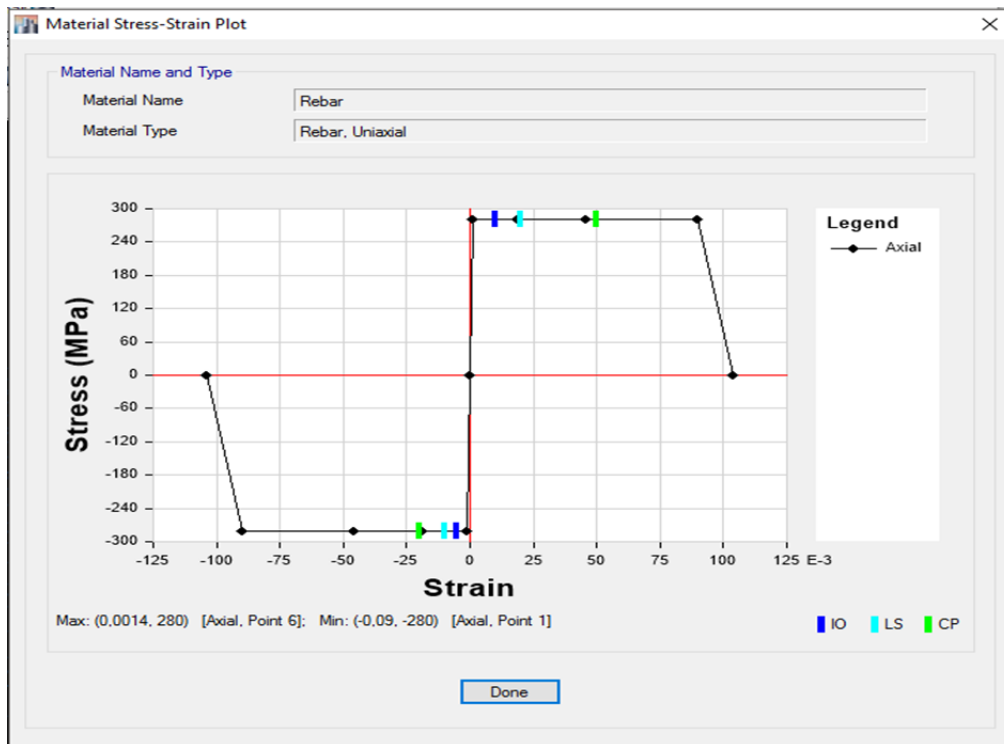
Εικόνα 2.10: Χαρακτηριστικά χάλυβα σπλισμού



Το  $f_y$  ορίζεται από την εντολή *Modify/Show Material Property Design Data* όπου ελλείπει στοιχείων τέθηκε παντού ίδιο χωρίς κράτυνση.



Εικόνα 2.11: Ορισμός αντοχής χάλυβα σπλισμού

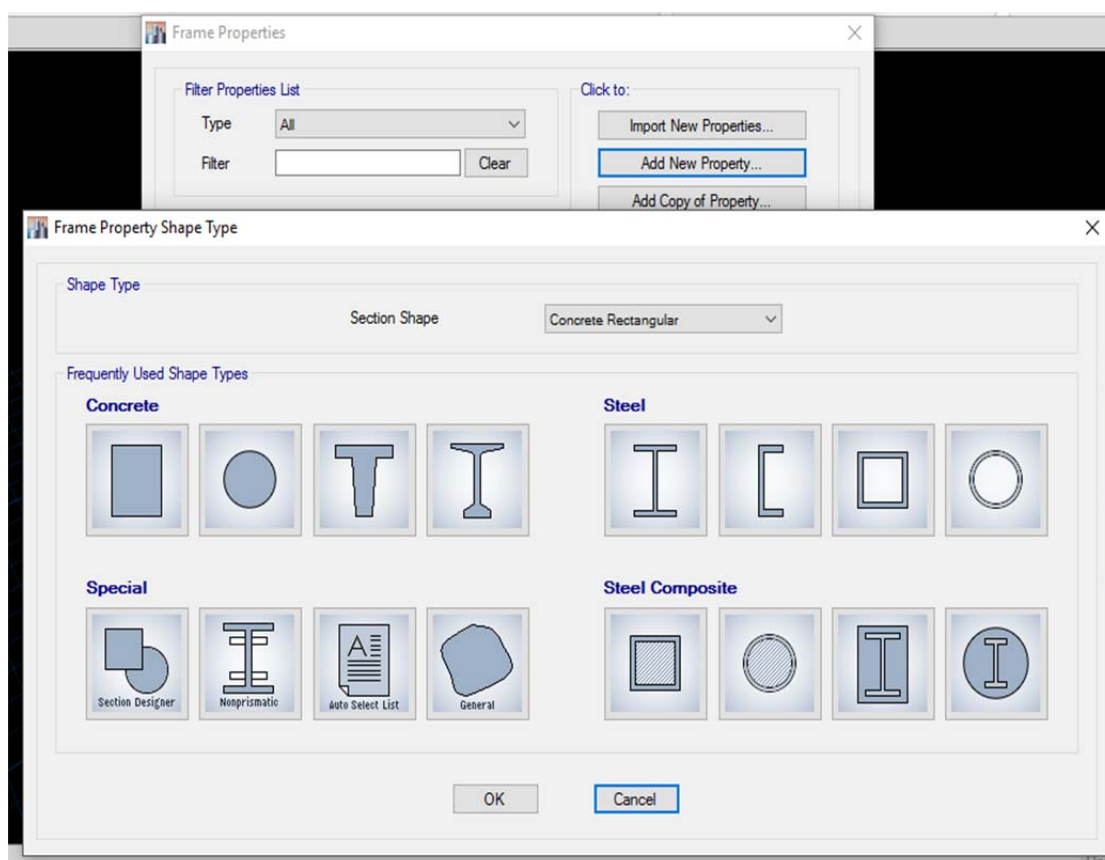


Εικόνα 2.12: Καμπύλη ανελαστικής συμπεριφοράς χάλυβα σπλισμού

## 2.5 ΟΡΙΣΜΟΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

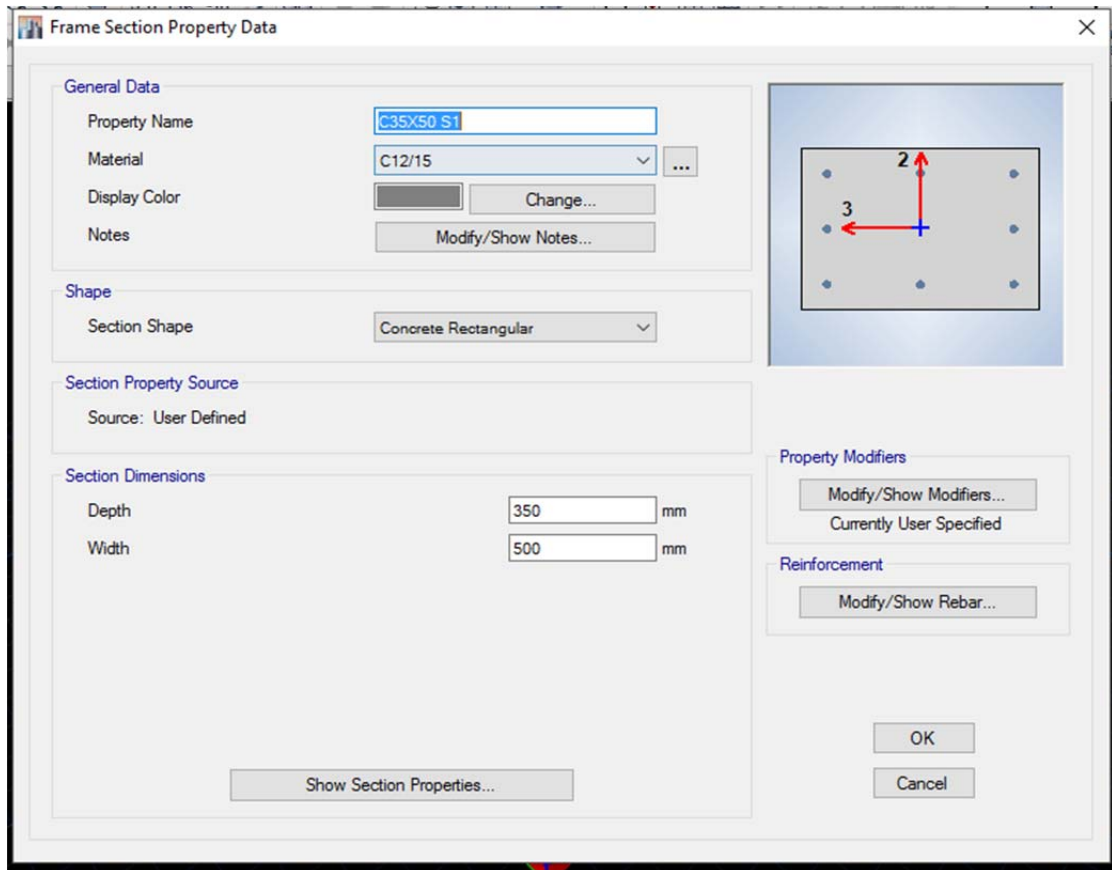
### Δοκοί - Υποστυλώματα

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα έχουν όλα ορθογωνική διατομή, αλλά οι διαστάσεις τους και οι οπλισμοί ποικίλουν ανάλογα την θέση τους αλλά και τον όροφο. Η εισαγωγή λοιπόν των διατομών έγινε από την εντολή *Define - Section Properties – Frame Sections – Add New Property*. Από εκεί ορίζονται όλες οι πιθανές διατομές που μπορεί να χρειαστούν για μια μελέτη.



Εικόνα 2.13: Πίνακας με επιλογές διατομών

Εδώ, επιλέχθηκε το *Concrete* ώστε να ορισθούν διατομές από σκυρόδεμα. Στην συνέχεια, ζητούνται το υλικό (C12/15) και οι διαστάσεις των διατομών.



Εικόνα 2.14: Πίνακας ορισμού υλικού και διαστάσεων

Για να γίνει όμως ο διαχωρισμός δοκού – υποστυλώματος και να ορισθούν οι οπλισμοί απαιτείται να επιλεγεί η επιλογή *Modify/Show Rebar*. Κατόπιν, εμφανίζεται ο παρακάτω πίνακας όπου για κάθε περίπτωση επιλέγεται το αντίστοιχο *Design Type* και ορίζεται το υλικό του οπλισμού. Σημαντικό είναι να αναφερθεί ότι χρησιμοποιείται η επιλογή *Reinforcement to be Checked*, για αποτίμηση των υπαρχουσών διατομών.

P-M2-M3, για υποστυλώματα

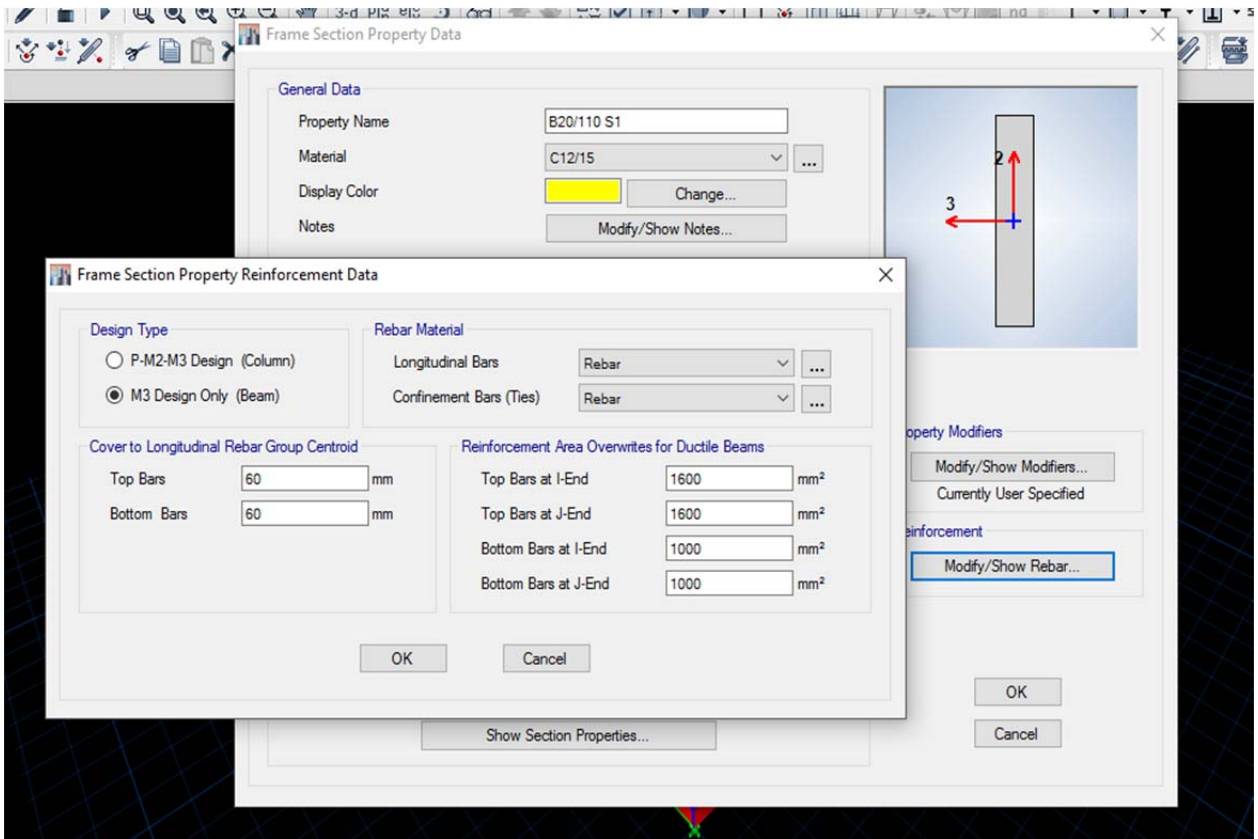
M3, για δοκούς

Εικόνα 2.15: Πίνακας επιλογής διατομής

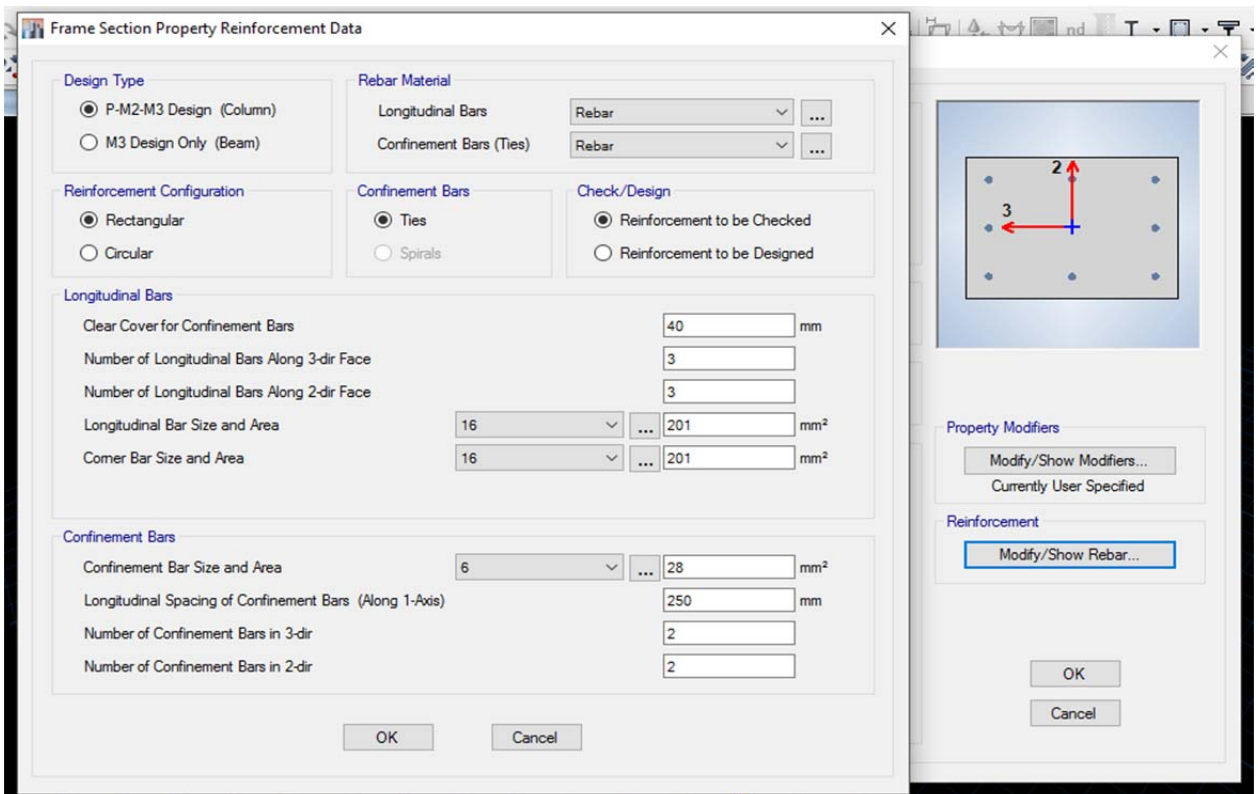
Οι δοκοί έχουν τοποθετηθεί στο προσομοίωμα με τέτοιο τρόπο ώστε η ανώτερη ίνα τους να συμπίπτει με το επίπεδο της πλάκας. Έτσι εξασφαλίζεται η πραγματική σύνδεσή τους με τα υπόλοιπα στοιχεία (υποστυλώματα, έμμεσες δοκούς κλπ). Η παραπάνω προσομοίωση επιτυγχάνεται με την επιλογή για τις δοκούς *Assign - Frame - Insertion point - Cardinal point - Top center*

Για την εισαγωγή των σπλισμών δοκού ελήφθη υπόψη και το συνεργαζόμενο πλάτος τους, διότι δεν τοποθετήθηκε σπλισμός στις πλάκες.

Εικόνα 2.16: Παράδειγμα εισαγωγής σπλισμού δοκού



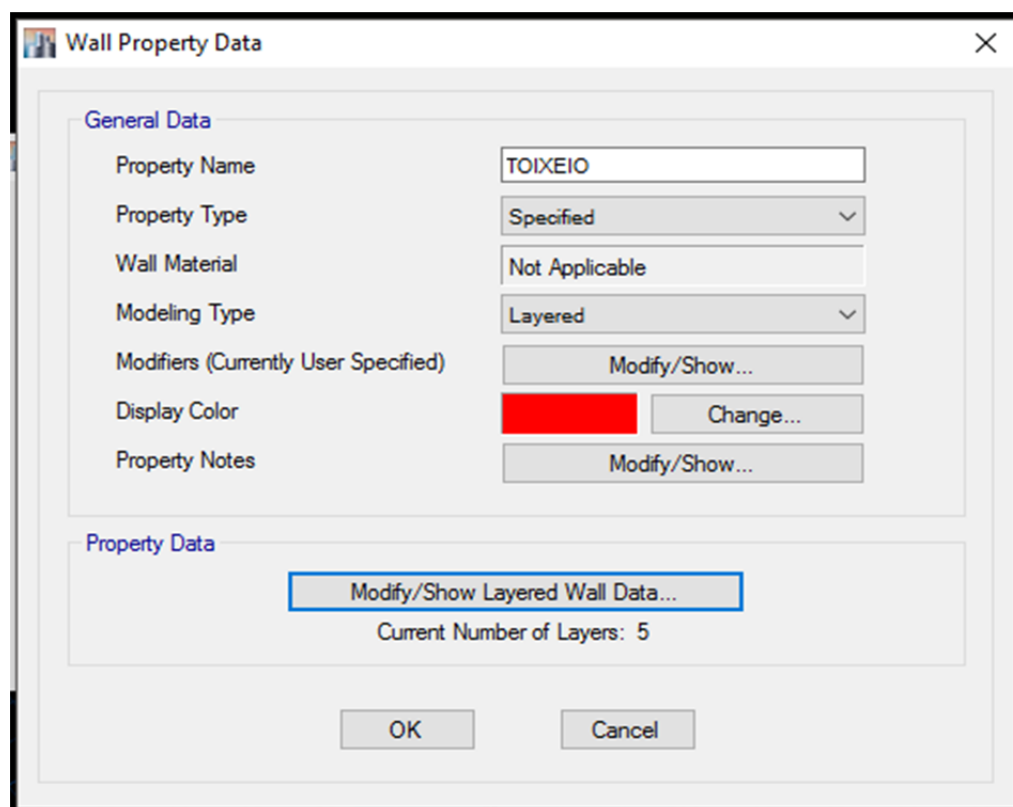
Εικόνα 2.17: Παράδειγμα εισαγωγής σπλισμού υποστυλώματος



Τοιχεία

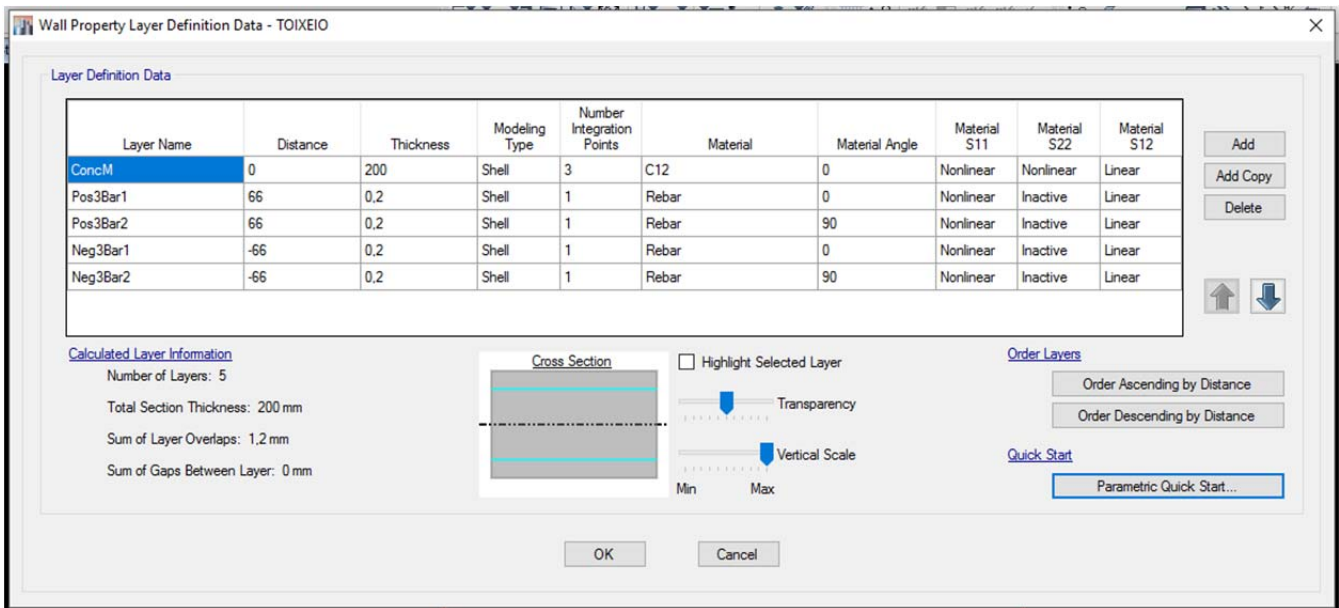
Τα τοιχεία προσομοιώθηκαν ως ενωμένα στρώματα, δηλαδή στοιχεία αποτελούμενα από σκυρόδεμα και οπλισμό. Η επιλογή αυτή έγινε, έτσι ώστε να είναι πραγματική η διατομή που ορίστηκε και να δοθούν ακριβή αποτελέσματα. Ως σύνολο, τα τοιχεία χωρίστηκαν σε μικρότερα ανάλογα με την περίπτωση, έτσι ώστε να συνδέονται με τις δοκούς και τα υποστυλώματα.

Τα τοιχεία εισήχθησαν μέσω της εντολής *Define – Section Properties – Wall Sections – Add New Property*.



Εικόνα 2.18: Επιλογή τύπου τοιχείου

Στην συνέχεια, τοποθετήθηκαν αναλυτικά τα χαρακτηριστικά της διατομής. Στα τοιχεία τοποθετήθηκε οπλισμός εσχάρας Φ8/25. Οι οπλισμοί προσομοιώθηκαν ενεργοί με μη-γραμμική συμπεριφορά στην κύρια διεύθυνση του τοιχείου καθώς και στην δευτερεύουσα όπου όπως φαίνεται συμμετέχει μόνο το σκυρόδεμα, ενώ γραμμική συμπεριφορά θεωρήθηκε στην διατμητική επιφάνεια.



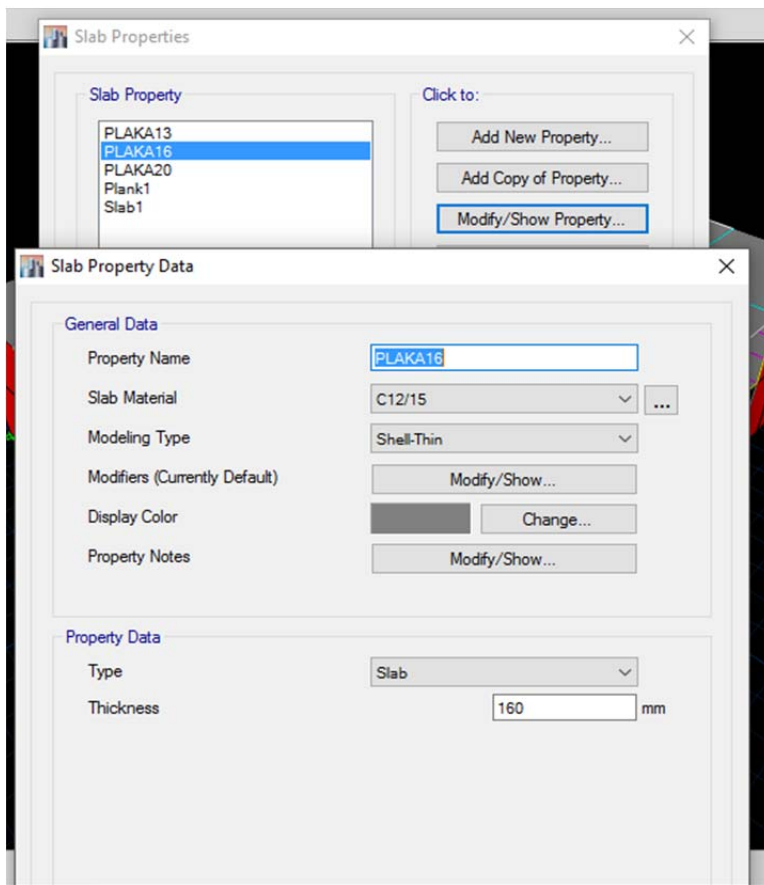
Εικόνα 2.19: Ορισμός διατομής τοιχείου

### Πλάκες – Διαφράγματα

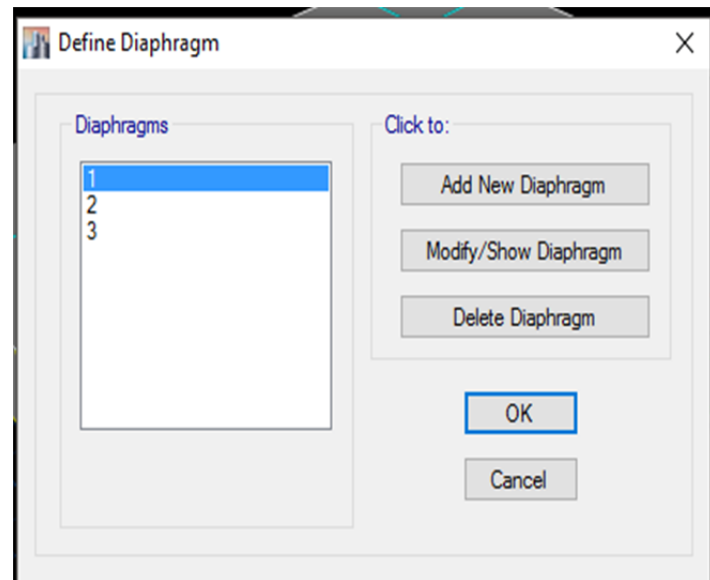
Η προσομοίωση των πλακών έγινε με την επιλογή *shell – thin*, και σχεδιάστηκαν αντίστοιχα με τα τοιχεία, ώστε και σε αυτήν την περίπτωση να υπάρχει σωστή σύνδεση με τις δοκούς και τα υποστυλώματα. Επίσης, οι πλάκες διαιρέθηκαν σε πλάκες  $0,5 \times 0,5$  για καλύτερη κατανομή τάσεων.

Επίσης κρίθηκε απαραίτητος ο ορισμός διαφράγματος σε κάθε όροφο ώστε να εξασφαλιστεί η ίση μετακίνηση όλων των σημείων στο επίπεδο του εκάστοτε ορόφου και να διανεμηθούν οι οριζόντιες φορτίσεις ανάλογα με τη δυσκαμψία των κατακόρυφων στοιχείων. Μέσω της διαφραγματικής λειτουργίας μπορούμε να θεωρήσουμε πλέον τρεις βαθμούς ελευθερίας ανά όροφο (δύο μετακινήσεις και μία στροφή).

Ο ορισμός των πλακών έγινε μέσω της εντολής *Define – Section Properties – Slab Sections*, και για τα διαφράγματα μέσω της εντολής *Define – Diagrams*.



Εικόνα 2.20: Ορισμός και χαρακτηριστικά πλακών



Εικόνα 2.21: Ορισμός διαφραγμάτων

Τέλος, τα διαφράγματα πρέπει να τεθούν στους ορόφους. Αφου επιλεγούν όλες οι επιμέρους πλάκες κάθε ορόφου ακολουθεί η εντολή *Assign – Shell – Diaphragms*, και δίνεται ξεχωριστό όνομα σε κάθε διάφραγμα.

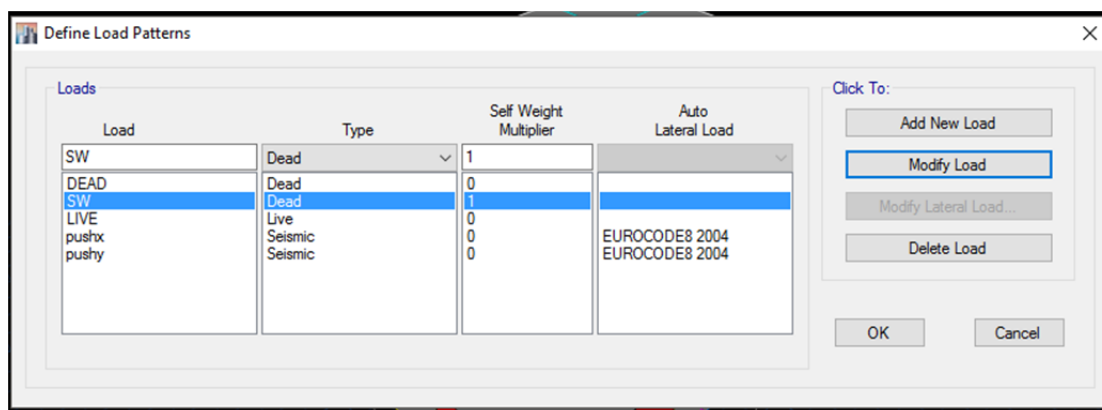


## 2.6 ΟΡΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΩΝ

### Κατακόρυφα φορτία

- Μόνιμα: Εδώ περιλαμβάνονται τόσο το ίδιο βάρος της κατασκευής όσο και τα μονίμως προσαρτημένα στοιχεία όπως επικαλύψεις, μονώσεις, τοιχοποιίες κλπ.

Το ίδιο βάρος της κατασκευής λαμβάνεται κατευθείαν από το πρόγραμμα αν στο *self-weight Multiplier* ορισθεί η τιμή 1. Για τα υπόλοιπα φορτία βάζουμε τιμή 0 και τα ορίζουμε σε οποίους συνδυασμούς θέλουμε. Ο ορισμός τους γίνεται μέσω της εντολής *Define- Load Patterns*.

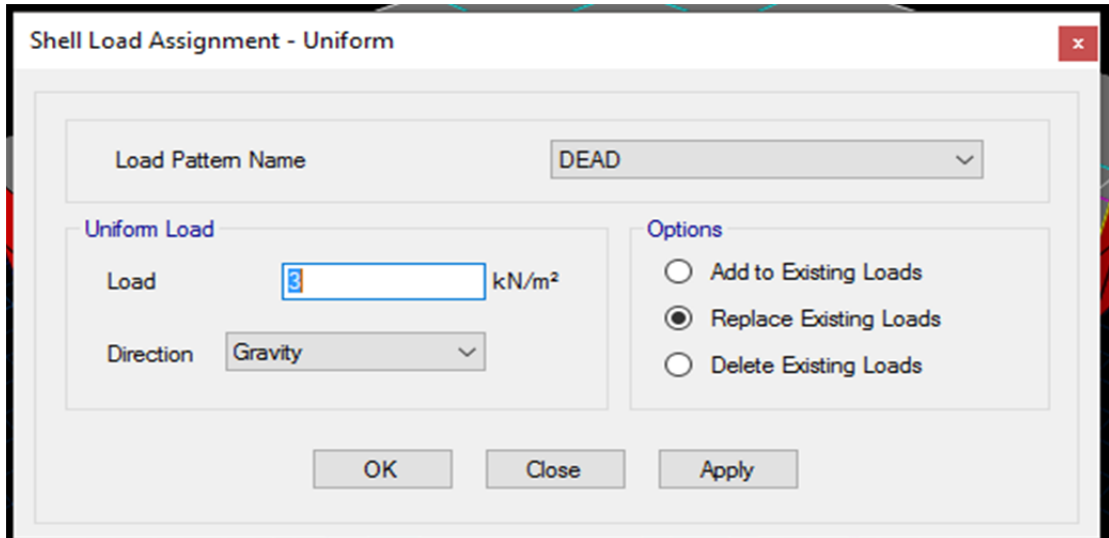


Εικόνα 2.22: Πίνακας ορισμού κατηγοριών φορτίσεων

Φορτία επικάλυψης (dead):  $3 \text{ kN/m}^2$

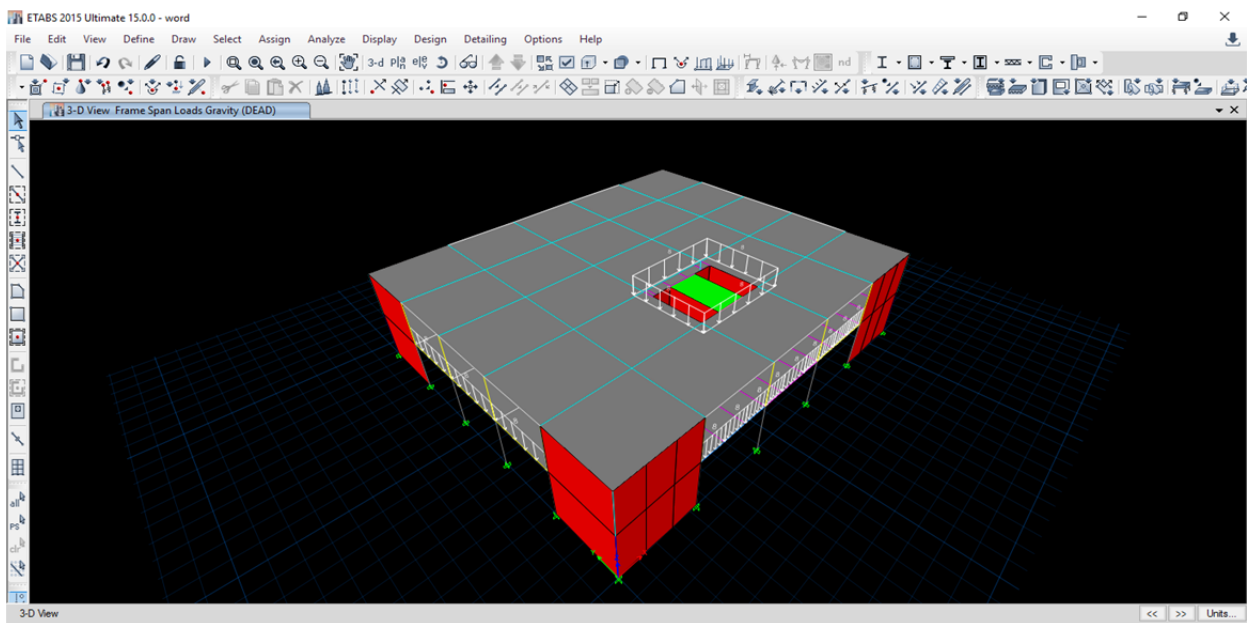
Φορτία τοιχοποιίας (dead):  $8 \text{ kN/m}$

Τα φορτία αυτά εισάγονται μέσω της εντολής *Assign – Shell Loads – Uniform* και με επιλογή της κατηγορίας του φορτίου που θέλουμε στο επιφανειακό στοιχείο που πρέπει.



Εικόνα 2.23: Εισαγωγή φορτίου σε πλάκα

Το φορτίο της τοιχοποιίας ορίζεται πάνω στις περιμετρικές δοκούς ως έξης:  
*Assign – Frame Loads – Distributed* αφού έχουν επιλεγθεί οι δοκοί που το παραλαμβάνουν.



Εικόνα 2.24: Διαδικασία εισαγωγής κατανεμημένου φορτίου σε δοκούς

Frame Load Assignment - Distributed

Load Pattern Name: DEAD

Load Type and Direction:
   
 Forces  Moments
   
 Direction of Load Application: Gravity

Options:
   
 Add to Existing Loads
   
 Replace Existing Loads
   
 Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads:

	1.	2.	3.	4.
Distance	0	0,25	0,75	1
Load	0	0	0	0

Relative Distance from End-I
   
 Absolute Distance from End-I

Uniform Load:
   
 Load: 8 kN/m

OK Close Apply

Εικόνα 2.25: Φορτία περιμετρικής τοιχοποιίας και τοιχοποιίας δώματος

- Κινητά: Οι τιμές που χρησιμοποιήθηκαν είναι ακριβώς αυτές που προτείνονται στα σχέδια μελέτης. Δηλαδή:

Κινητά (live):  $1,5 \text{ kN/m}^2$

Η εισαγωγή τους γίνεται με αντίστοιχο τρόπο με τα μόνιμα απλά με την επιλογή *Load Pattern Name – Live*.

## Οριζόντια φορτία

Η οριζόντια φόρτιση είναι η σεισμική δράση κατά ΕΚ 8. Αυτή εισάγεται με την επιλογή *Define – Load Patterns – Type – Seismic – Eurocode 8 2004*.

The image shows a software dialog box titled "Seismic Load Pattern - Eurocode8 2004". It is divided into several sections:

- Direction and Eccentricity:** Includes checkboxes for "X Dir" (checked), "Y Dir", "X Dir + Eccentricity", "Y Dir + Eccentricity", "X Dir - Eccentricity", and "Y Dir - Eccentricity". There is also a field for "Ecc. Ratio (All Diaph.)" and an "Overwrite Eccentricities" button.
- Time Period:** Includes radio buttons for "Approximate", "Program Calculated" (selected), and "User Defined". There are input fields for "Ct (m)" and "T = ... sec".
- Story Range:** Includes dropdown menus for "Top Story" (set to "Story2") and "Bottom Story" (set to "Base").
- Parameters:** A list of numerical and dropdown parameters: "Country" (CEN Default), "Ground Acceleration, ag/g" (0.16), "Spectrum Type" (1), "Ground Type" (B), "Soil Factor, S" (1.2), "Spectrum Period, Tb" (0.15 sec), "Spectrum Period, Tc" (0.5 sec), "Spectrum Period, Td" (2 sec), "Lower Bound Factor, Beta" (0.2), "Behavior Factor, q" (1), and "Correction Factor, Lambda" (0.85).

At the bottom are "OK" and "Cancel" buttons.

Εικόνα 2.26: Πίνακας εισαγωγής σεισμικής διέγερσης κατά X

Το κτήριο βρίσκεται σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας 1 με επιτάχυνση  $a=0,16$ , και κατηγορία σπουδαιότητας S2 όπου  $\gamma_1=1,00$  και κατηγορία εδάφους B με  $T_B= 0,15$  και  $T_C= 0,50$ , όπως φαίνεται στον πίνακα. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς θεωρήθηκε ίσος με 1.

Με αντίστοιχο τρόπο ορίσθηκε η σεισμική διέγερση κατά Y.

Όπως ορίζεται στον Ευρωκώδικα 8, Μέρος 3 [8], §4.4.4.1 για όλες τις μη γραμμικές στατικές αναλύσεις, που αφορούν την υπό εξέταση κατασκευή, για τα οριζόντια φορτία εφαρμόζονται δύο καθ' ύψος κατανομές, μία ομοιόμορφη και μία ιδιομορφική.

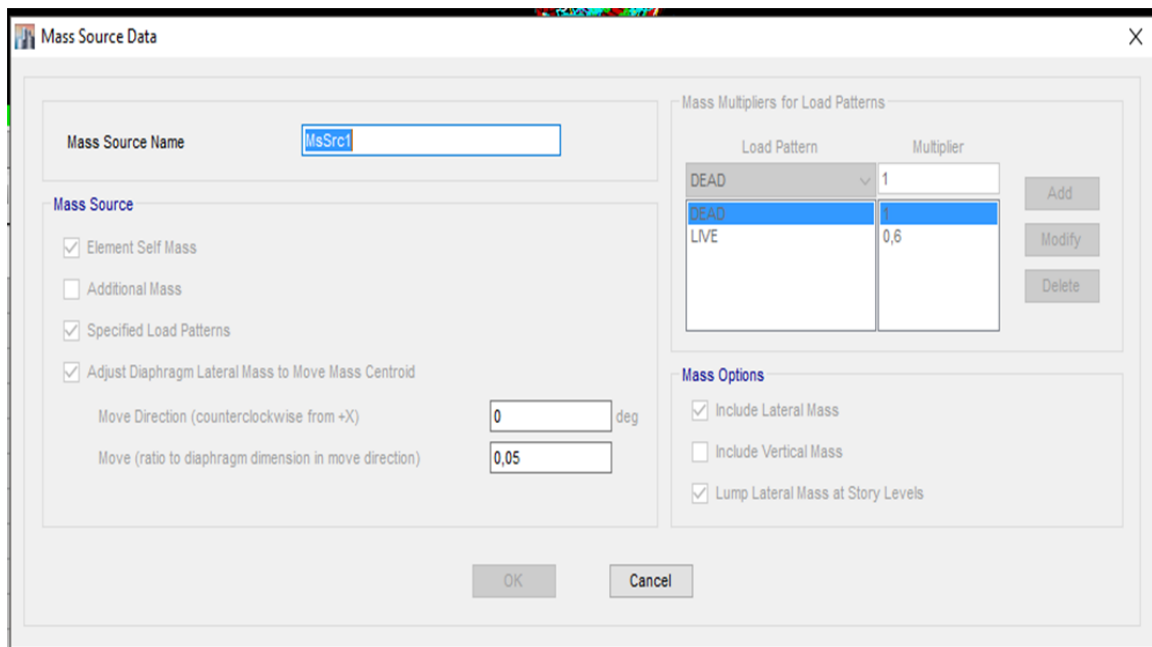
Για κάθε μια περίπτωση ορίζονται τέσσερις επιμέρους φορτίσεις. Μια με κύρια διεύθυνση φόρτισης τον άξονα X (+&-) και μια με κύρια διεύθυνση φόρτισης τον άξονα Y (+&-).

Παρ' όλα αυτά, υπάρχει η δυνατότητα απλοποιητικά να γίνει επαλληλία των συνιστωσών του σεισμού οπότε και δημιουργούνται 16 πιθανοί συνδυασμοί. Σε αυτούς γίνεται η απλοϊκή θεώρηση της ταυτόχρονης δράσης του σεισμού στις δύο κύριες διευθύνσεις x και y σε ποσοστά 100% και 30%.

Άρα έχουμε:

1.  $G + 0.6Q \pm E_x \pm 0.3E_y$
2.  $G + 0.6Q \pm 0.3E_x \pm E_y$

Όσον αφορά την ταλαντούμενη μάζα του κτηρίου κατά την διάρκεια του σεισμού, αυτή είναι  $G+0.6Q$  και ορίζεται από την εντολή: *Define – Mass source – Modify/Show Mass Source*. Να σημειωθεί ότι και εδώ το ίδιο βάρος της κατασκευής λαμβάνεται αυτόματα από το πρόγραμμα.



Εικόνα 2.27: Τρόπος εισαγωγής ταλαντούμενης μάζας κτηρίου

## 2.7 ΟΡΙΣΜΟΣ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΡΘΡΩΣΕΩΝ

Για να επιτευχθεί η πλαστιμότητα του κτηρίου πρέπει να ορισθούν πλαστικές αρθρώσεις στα φέροντα στοιχεία. Ως θέσεις πιθανής ανάπτυξης πλαστικών αρθρώσεων θεωρούνται η αρχή και το τέλος κάθε δομικού στοιχείου, αφού εκεί αναπτύσσεται η μέγιστη ροπή του.

Οι πλαστικές αρθρώσεις που επιλέχθηκαν είναι αλληλεπίδραση διαξονικής κάμψης με αξονικό φορτίο για τα υποστυλώματα, P-M2-M3, και καθαρή κάμψη για τις δοκούς, M3 στο ETABS.

Η πλαστική άρθρωση σε μια διατομή ενεργοποιείται μόνο όταν η ροπή από την ανάλυση ξεπεράσει την αντίστοιχη ροπή διαρροής. Σε κάθε άλλη περίπτωση, το συγκεκριμένο δομικό στοιχείο συμπεριφέρεται ελαστικά και οι πλαστικές αρθρώσεις που έχουν τοποθετηθεί δε λαμβάνονται καθόλου υπόψη.

Τέλος, τα δομικά στοιχεία μπορούν να συμπεριφερθούν είτε πλάστιμα είτε ψαθυρά ανάλογα με τον τρόπο κατά τον οποίο αστοχούν.

Οι πλαστικές αρθρώσεις ορίζονται στο πρόγραμμα ως εξής: *Define – Section Properties – Frame/Wall Hinge Properties*.

Η ιδεατή καμπύλη παραμόρφωσης M-θ, δηλαδή τα χαρακτηριστικά πλαστικοποίησης των διατομών, συμπληρώνονται σύμφωνα με το κεφάλαιο 7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., βάσει του οποίου κατασκευάστηκε η φόρμα υπολογισμού, τόσο για υποστυλώματα όσο και για δοκούς.

Σε περιπτώσεις πλάστιμων στοιχείων (γενικώς, όταν το στοιχείο διαρρέει σε κάμψη πριν να διαρρεύσει σε διάτμηση), κρίσιμες είναι οι παραμορφώσεις, γι' αυτό ο ορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται σε όρους παραμορφώσεων. Αντίθετα, σε περιπτώσεις ψαθυρών στοιχείων (η διαρροή σε διάτμηση προηγείται αυτής σε κάμψη) ο ορισμός γίνεται σε όρους δυνάμεων.

Ο ορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας δεν απαιτεί την εισαγωγή της γωνίας στροφής χορδής κατά την διαρροή και την αστοχία (οριακή γωνία στροφής), αλλά μόνον την διαθέσιμη πλαστική γωνία στροφής χορδής  $\theta_u,pl = \theta_u - \theta_y$ . Αντιστοίχως, για την γωνία στροφής κατά την αστοχία υπό τα φορτία βαρύτητας (θτελ) εισάγεται η τιμή  $\theta_{τελ} = 1.5 \theta_u$ , όπως ορίζεται στο παράρτημα 4.4 του ΚΑΝΕΠΕ. Επιπλέον, ορίστηκαν τιμές για τα κριτήρια αποδοχής των διαφόρων σταθμών επιτελεστικότητας σύμφωνα με την παράγραφο 9.3 του ΚΑΝΕΠΕ για στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές βλάβες» ή «Οιονοί κατάρρευση».

Για πλάστιμα στοιχεία ο έλεγχος ασφαλείας γίνεται σε όρους στροφών. Έτσι για πρωτεύοντα στοιχεία:

- Στη στάθμη επιτελεστικότητας «Σημαντικές βλάβες» υπολογίζεται:  
 $Rd \leq 0.5 * (\theta_y + \theta_u) / \gamma Rd$
- Στη στάθμη επιτελεστικότητας «Οιονοί κατάρρευση» υπολογίζεται:  
 $Rd \leq \theta_u / \gamma Rd$

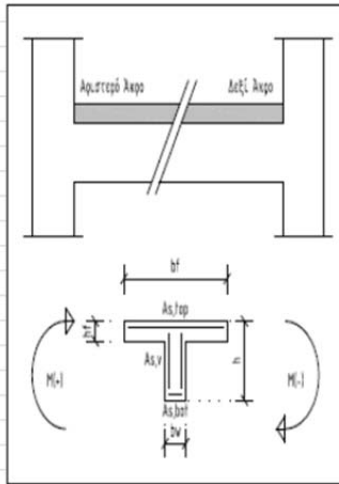
Στις παραπάνω σχέσεις τίθεται όπου  $\theta_y = 0$  και  $\theta_u = \theta_{u,pl}$  και  $\gamma Rd = 1.80$ .

Για στοιχεία που έχουν χαρακτηριστεί ψαθυρά οι γωνίες στροφής χορδής και η ροπή αντίστασης υπολογίζονται όμοια με τα πλαστικά στοιχεία αλλά στη συνέχεια οι τιμές που προκύπτουν πολλαπλασιάζονται με μειωτικούς συντελεστές έτσι ώστε να ληφθεί υπόψη η αστοχία σε διάτμηση που προηγείται της αστοχίας σε κάμψη.

Έτσι ισχύουν τα επόμενα:

- Η γωνία στροφής χορδής διαρροής  $\theta_y$  και η αντίστοιχη ροπή διαρροής  $M_y$  θα πολλαπλασιάζονται με τον λόγο  $V_R / V_{Mu}$  ( $\leq 1.0$ ), δηλαδή με τον λόγο της διατμητικής αντοχής του στοιχείου προς την τέμνουσα δύναμη κατά την εκδήλωση της καμπτικής αστοχίας. Με τον τρόπο αυτόν, οι τιμές των παραμέτρων που υπολογίζονται με θεώρηση πλαστικής καμπτικής αστοχίας ανάγονται στην κατάσταση της ψαθυρής διατμητικής αστοχίας.
- Η πλαστική γωνία στροφής  $\theta_{u,pl}$  στο άκρο του δομικού στοιχείου, μετά την εξάντληση της διατμητικής αντοχής του, επιτρέπεται να λαμβάνεται ίση με το 40% της αντίστοιχης γωνίας στροφής χορδής στην καμπτική διαρροή,  $\theta_y$ , όπως αυτή υπολογίζεται για τα πλαστικά στοιχεία.

Υπολογισμός M <sub>y</sub> , θ <sub>y</sub> , θ <sub>rl</sub> για δοκούς κατά ΚΑΝΕΠΕ									
Χάλυβας			Σκυρόδεμα			Γεωμετρικά στοιχεία διατομής			
Αντοχή διαμήκου χάλυβα	f <sub>y</sub> (Mpa)	280	Αντοχή	f <sub>c</sub> (Mpa)	12	Πλάτος	b <sub>f</sub> (mm)	200	
Αντοχή χάλυβα συνδετήρων	f <sub>yw</sub> (Mpa)	280	Συντελεστής ασφαλείας	γ <sub>s</sub>	1	ύψος διατομής	h (mm)	400	
Συντελεστής ασφαλείας	γ <sub>s</sub>	1	Μέτρο ελαστικότητας	E <sub>c</sub> (Mpa)	27000	Πλάτος κορμού	b <sub>w</sub> (mm)	200	
Μέτρο ελαστικότητας	E <sub>s</sub> (Mpa)	200000	Λόγος Μέτρων Ελαστικότητας	α	7,407407	Στατικό ύψος	d (mm)	340	
Μέγιστη διάμετρος οπλισμού	δ <sub>b</sub> (mm)	14				απόσταση θλ. οπλ. Ακραία ίνα	d' (mm)	60	
						λόγος d'/d	δ'	0,176471	
						μήκος διάτμησης	L <sub>s</sub> (mm)	1000	
						Μήκος διάτμησης κάτω	L <sub>s2</sub> (mm)	1000	
						Λόγος διάτμησης (L <sub>s</sub> /h)	as	2,5	
						Πάχος πλάκας	h <sub>f</sub> (mm)	120	
<b>Εντατικά μεγέθη διατομής</b>						<b>Οπλισμός δεξιού άκρου</b>			
Αξονική δύναμη	N (kN)	0				Άνω διαμήκης	As <sub>,top</sub> (mm <sup>2</sup> )	400	
						Κάτω διαμήκης	As <sub>,bot</sub> (mm <sup>2</sup> )	400	
						Διαμήκης οπλισμός κορμού	As <sub>v</sub> (mm <sup>2</sup> )	0	
<b>Οπλισμός αριστερού άκρου</b>						<b>Εγκάρσιος οπλισμός</b>			
Άνω διαμήκης	As <sub>,top</sub> (mm <sup>2</sup> )	400				Συντελεστής περίσφυξης	α	0	
Κάτω διαμήκης	As <sub>,bot</sub> (mm <sup>2</sup> )	400				Εγκάρσιος οπλισμός κορμού	Ash (mm <sup>2</sup> )	100	
Διαμήκης οπλισμός κορμού	As <sub>v</sub> (mm <sup>2</sup> )	0							
						Απόσταση συνδετήρων	sh (mm)	250	
						Γεωμ. Ποσοστό οπλισμού	ρ <sub>s</sub>	0,002	
<b>Εγκάρσιος οπλισμός</b>						<b>Διαδιαγώνιος οπλισμός</b>			
Συντελεστής περίσφυξης	α	0				Εμβαδόν δισδ.	Ad (mm)	0	
Εγκάρσιος οπλισμός κορμού	Ash (mm <sup>2</sup> )	100				Γεωμ. Ποσοστό δισδ. οπλισμού	ρ <sub>d</sub>	0	
Απόσταση συνδετήρων	sh (mm)	250							
Γεωμ. Ποσοστό οπλισμού	ρ <sub>s</sub>	0,002							
<b>Διαδιαγώνιος οπλισμός</b>						<b>Εγκάρσιος οπλισμός</b>			
Εμβαδόν δισδ.	Ad (mm)	0				Συντελεστής περίσφυξης	α	0	
Γεωμ. Ποσοστό δισδ. οπλισμού	ρ <sub>d</sub>	0				Εγκάρσιος οπλισμός κορμού	Ash (mm <sup>2</sup> )	100	
						Απόσταση συνδετήρων	sh (mm)	250	
						Γεωμ. Ποσοστό οπλισμού	ρ <sub>s</sub>	0,002	
						<b>Διαδιαγώνιος οπλισμός</b>			
						Εμβαδόν δισδ.	Ad (mm)	0	
						Γεωμ. Ποσοστό δισδ. οπλισμού	ρ <sub>d</sub>	0	



Αριστερό Άκρο				Δεξί Άκρο			
Ροπή M(-)		Ροπή M(+)		Ροπή M(-)		Ροπή M(+)	
ρ	0,005882	ρ	0,005882	ρ	0,005882	ρ	0,005882
ρ'	0,005882	ρ'	0,005882	ρ'	0,005882	ρ'	0,005882
ρν	0	ρν	0	ρν	0	ρν	0
ω	0,137255	ω	0,137255	ω	0,137255	ω	0,137255
ω'	0,137255	ω'	0,137255	ω'	0,137255	ω'	0,137255
Χάλυβας	Σκυρόδεμα	Χάλυβας	Σκυρόδεμα	Χάλυβας	Σκυρόδεμα	Χάλυβας	Σκυρόδεμα
A	0,011765	A	0,011765	A	0,011765	A	0,011765
B	0,00692	B	0,00692	B	0,00692	B	0,00692
ξ <sub>y</sub>	0,244696	ξ <sub>y</sub>	0,244696	ξ <sub>y</sub>	0,244696	ξ <sub>y</sub>	0,244696
(1/r) <sub>y</sub>	0,005452	(1/r) <sub>y</sub>	0,005452	(1/r) <sub>y</sub>	0,005452	(1/r) <sub>y</sub>	0,005452
Κρίσιμο υλ.	Χάλυβας	Κρίσιμο υλ.	Χάλυβας	Κρίσιμο υλ.	Χάλυβας	Κρίσιμο υλ.	Χάλυβας
ξ <sub>y</sub>	0,244696	ξ <sub>y</sub>	0,244696	ξ <sub>y</sub>	0,244696	ξ <sub>y</sub>	0,244696
(1/r) <sub>y</sub>	0,005452	(1/r) <sub>y</sub>	0,005452	(1/r) <sub>y</sub>	0,005452	(1/r) <sub>y</sub>	0,005452
M <sub>y</sub> (kNm)	34,64755	M <sub>y</sub> (kNm)	34,64755	M <sub>y</sub> (kNm)	34,64755	M <sub>y</sub> (kNm)	34,64755
V <sub>mu</sub>	34,64755	V <sub>mu</sub>	34,64755	V <sub>mu</sub>	34,64755	V <sub>mu</sub>	34,64755
VR <sub>d1</sub>	41,48777	VR <sub>d1</sub>	41,48777	VR <sub>d1</sub>	41,48777	VR <sub>d1</sub>	41,48777
av	0	av	0	av	0	av	0
θ <sub>y</sub>	0,004828	θ <sub>y</sub>	0,004828	θ <sub>y</sub>	0,004828	θ <sub>y</sub>	0,004828
K <sub>y</sub>	2391,951	K <sub>y</sub>	2391,951	K <sub>y</sub>	2391,951	K <sub>y</sub>	2391,951
K <sub>eff</sub>	36614,2	K <sub>eff</sub>	36614,2	K <sub>eff</sub>	36614,2	K <sub>eff</sub>	36614,2
K <sub>y</sub> /K <sub>eff</sub>	0,065328489	K <sub>y</sub> /K <sub>eff</sub>	0,065328	K <sub>y</sub> /K <sub>eff</sub>	0,065328	K <sub>y</sub> /K <sub>eff</sub>	0,065328
θ <sub>um</sub>	0,038567	θ <sub>um</sub>	0,038567	θ <sub>um</sub>	0,038567	θ <sub>um</sub>	0,038567
θ <sub>umpl</sub>	0,032846	θ <sub>umpl</sub>	0,032846	θ <sub>umpl</sub>	0,032846	θ <sub>umpl</sub>	0,032846
θ <sub>umpl</sub> /γ <sub>Rd</sub>	0,018248	θ <sub>umpl</sub> /γ <sub>Rd</sub>	0,018248	θ <sub>umpl</sub> /γ <sub>Rd</sub>	0,018248	θ <sub>umpl</sub> /γ <sub>Rd</sub>	0,018248
θ <sub>u</sub>	0,037674	θ <sub>u</sub>	0,037674	θ <sub>u</sub>	0,037674	θ <sub>u</sub>	0,037674
μ <sub>θ</sub>	7,987589	μ <sub>θ</sub>	7,987589	μ <sub>θ</sub>	7,987589	μ <sub>θ</sub>	7,987589
V <sub>rmax</sub>	58,68596	V <sub>rmax</sub>	58,68596	V <sub>rmax</sub>	58,68596	V <sub>rmax</sub>	58,68596
V <sub>w</sub> (kN)	31,36	V <sub>w</sub> (kN)	31,36	V <sub>w</sub> (kN)	31,36	V <sub>w</sub> (kN)	31,36
VR (kN)	43,47323	VR (kN)	43,47323	VR (kN)	43,47323	VR (kN)	43,47323
Αστοχία	Πλάστιμη	Αστοχία	Πλάστιμη	Αστοχία	Πλάστιμη	Αστοχία	Πλάστιμη

Εικόνα 2.28: Φόρμα υπολογισμού χαρακτηριστικών πλαστικοποίησης διατομών



## Πλαστικές αρθρώσεις υποστυλωμάτων

Ο ορισμός των κατάλληλων πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα έγινε μέσω της εντολής:

*Define – Section Properties – Frame/Wall Hinge Properties – Add New Property*

και επιλέγεται το *Deformation control (ductile)* γιατί μελετάμε τις παραμορφώσεις καθώς επίσης και *Interacting P-M2-M3*, όπως αναφέρθηκε παραπάνω.

Λόγω της φύσεως της όπλισης επιλέγονται συνθήκες συμμετρίας για κάμψη κατά τον άξονα X-X (M2) και κάμψη κατά τον άξονα Y-Y (M3) μέσω της επιλογής:

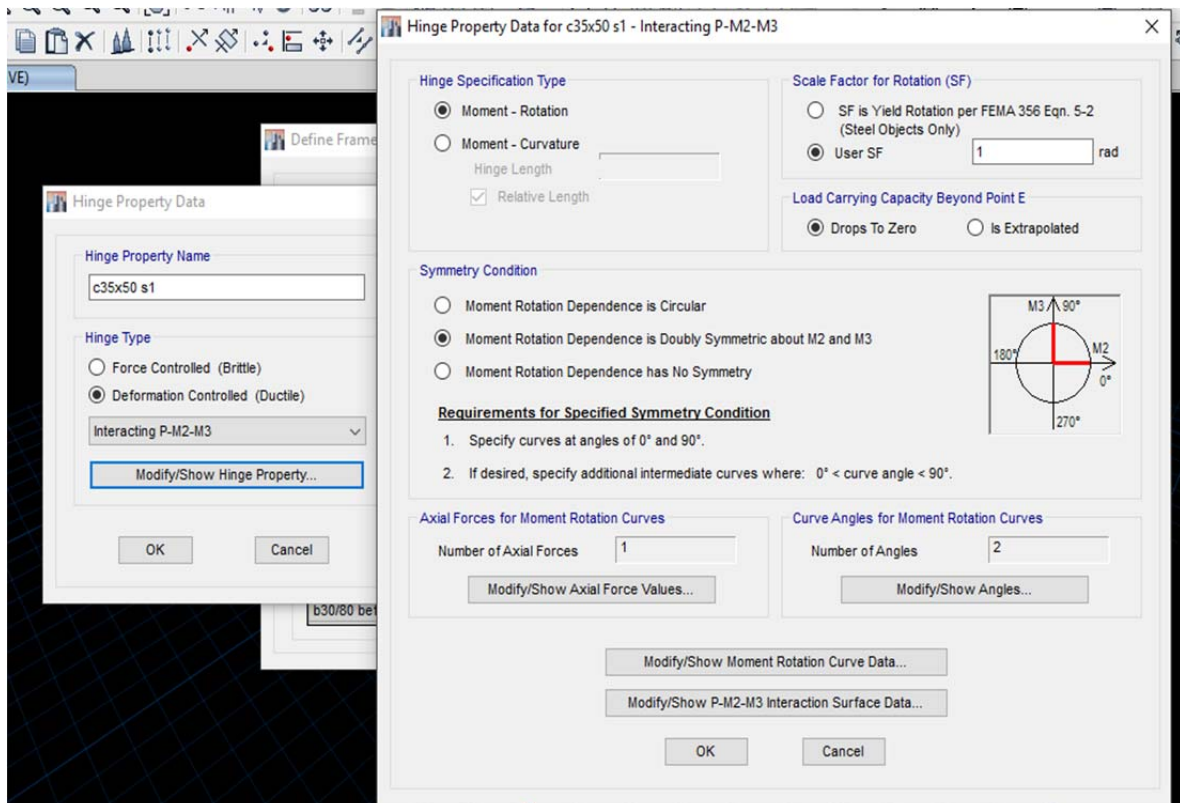
*Moment Rotation Dependence is Doubly Symmetric about M2 and M3*

Η εισαγωγή των γωνιών πλαστικής στροφής καθώς και οι στάθμες επιτελεσματικότητας των διατομών γίνεται με την εντολή:

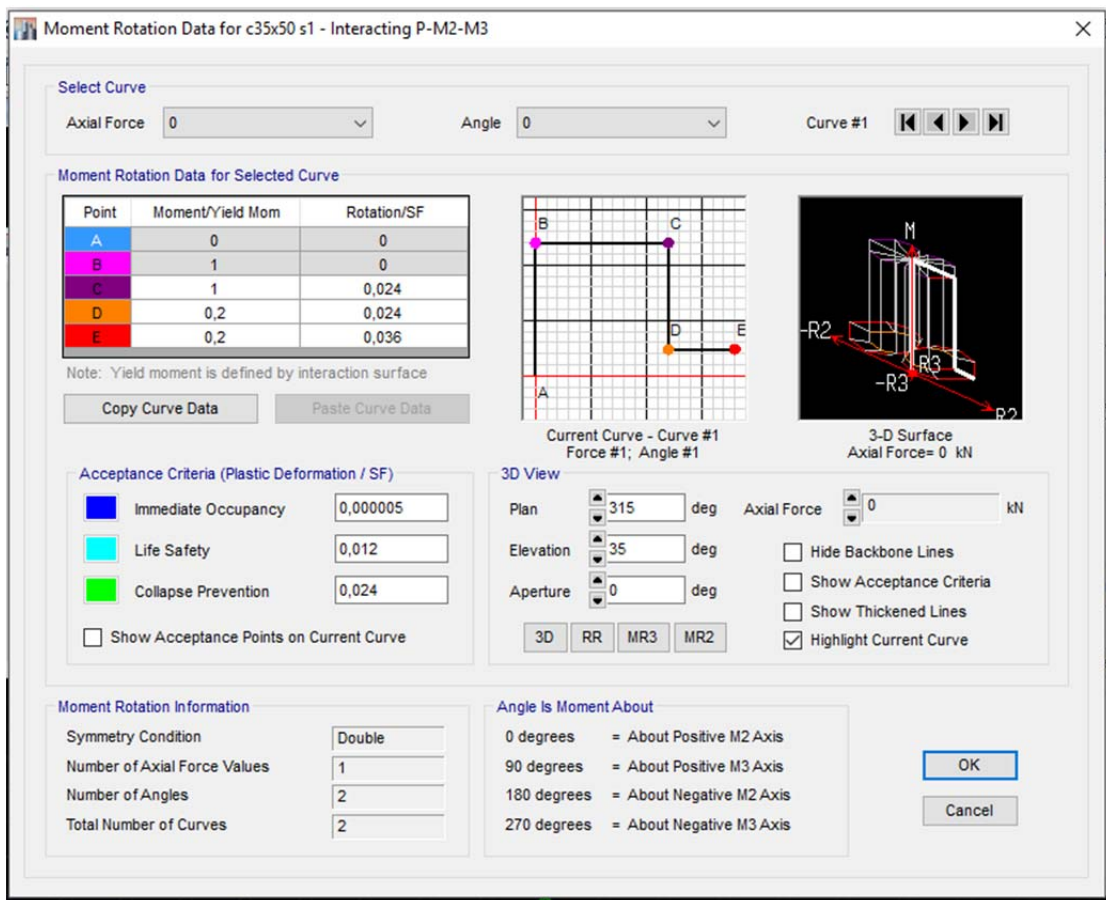
*Modify/Show Moment Rotation Curve Data*

Τέλος, η απόδοση των ανωτέρω χαρακτηριστικών στην διατομή επιτυγχάνεται με την επιλογή της κατάλληλης διατομής και τον συνδυασμό:

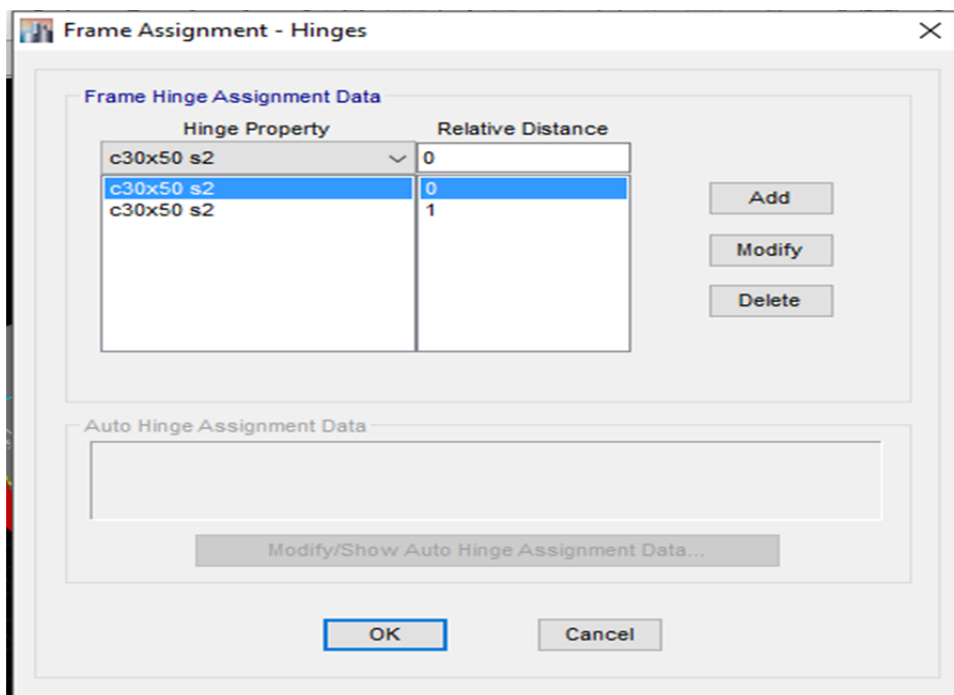
*Assign – Frame – Hinges*



Εικόνα 2.29: Διαδικασία ορισμού πλαστικής αρθρώσεως υποστυλώματος



Εικόνα 2.30: Χαρακτηριστικά τυπικού υποστυλώματος

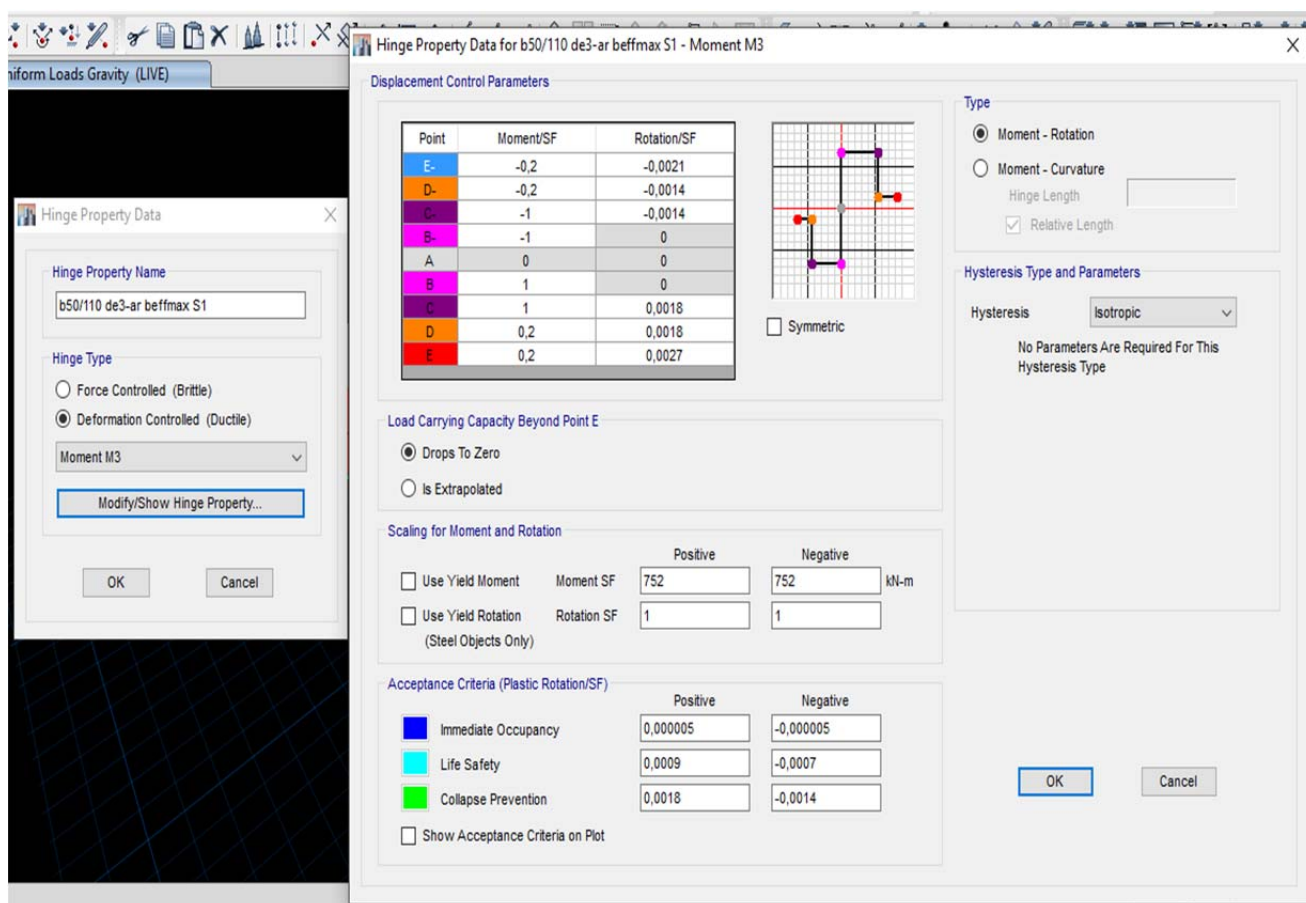


Εικόνα 2.31: Ορισμός hinge στο υποστυλώμα

## Πλαστικές αρθρώσεις δοκών

Με τον ίδιο τρόπο έγινε και ο υπολογισμός των πλαστικών αρθρώσεων των δοκών, με μόνη διαφορά την επιλογή *Moment M3*.

Επίσης, σε αυτήν την περίπτωση είναι απαραίτητο να ορισθεί η ροπή διαρροής  $M_y$ , όπως υπολογίσθηκε κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ..



Εικόνα 2.32: Τυπικό hinge δοκού

## 2.8 ΕΝΕΡΓΟΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

Οι διατομές όταν βρίσκονται υπό τη δράση εφελκυστικών τάσεων ρηγματώνονται. Συνεπώς, υπάρχει ένα τμήμα της το οποίο δε συμμετέχει στην παραλαβή των τάσεων και αυτό έχει σαν αποτέλεσμα τη μείωση της δυσκαμψίας, αφού η ενεργός διατομή του μειώνεται.

Με την προϋπόθεση ότι το ETABS δεν λαμβάνει υπόψη την μείωση αυτή, πρέπει να ορισθεί ξεχωριστά για κάθε διατομή. Ο υπολογισμός του ποσοστού της διατομής που είναι ενεργό στην ανάληψη των τάσεων πραγματοποιείται με το λόγο  $K_{eff}/K_{el}$ , όπου  $K_{eff}$  είναι η ενεργός δυσκαμψία της διατομής κατά ΚΑΝ. ΕΠΕ. και  $K_{el}$  η γεωμετρική δυσκαμψία της. Ο αριθμός αυτός εισάγεται στον πίνακα *Property Modifies* που υπάρχει σε κάθε ορισμένη διατομή. Για τις δοκούς ο αριθμός αυτός εισάγεται μόνο στο *Moment of Inertia around 3 axis*, σύμφωνα με το γεγονός ότι οι δοκοί υπόκεινται σε μονοαξονική κάμψη και για τα υποστυλώματα εισάγεται τόσο *Moment of Inertia around 2 axis* και *Moment of Inertia around 3 axis*, αφού υπόκεινται σε διαξονική κάμψη υπό αξονική δύναμη. Τέλος, για τα τοιχεία η διαφοροποίηση γίνεται στο *Bending m11, m22, m33 Direction*.

Ο τύπος υπολογισμού της ενεργού δυσκαμψίας του μήκους  $L_s$  στοιχείου δίνεται μέσω της παρακάτω σχέσης:

$$K_{eff} = M_y \cdot L_s / (3 \cdot \theta_y),$$

όπου  $M_y$  και  $\theta_y$  η τιμή της ροπής και της γωνίας στροφής χορδής, αντίστοιχα, στη διαρροή της ακραίας διατομής του στοιχείου και  $L_s$  το μήκος μεταξύ της ακραίας διατομής του στοιχείου και του σημείου μηδενισμού των ροπών κάμψης. Η ενεργός δυσκαμψία του συνολικού μήκους του στοιχείου μπορεί να λαμβάνεται ίση με τον μέσο όρο των τιμών που υπολογίζονται από την παραπάνω σχέση στις δύο ακραίες διατομές. Αν οι διατομές έχουν μη συμμετρικό σχήμα ή σπλισμό, λαμβάνονται οι μέσοι όροι των τιμών  $K$  της παραπάνω σχέσης για τις δύο φορές της κάμψης (θετική και αρνητική).

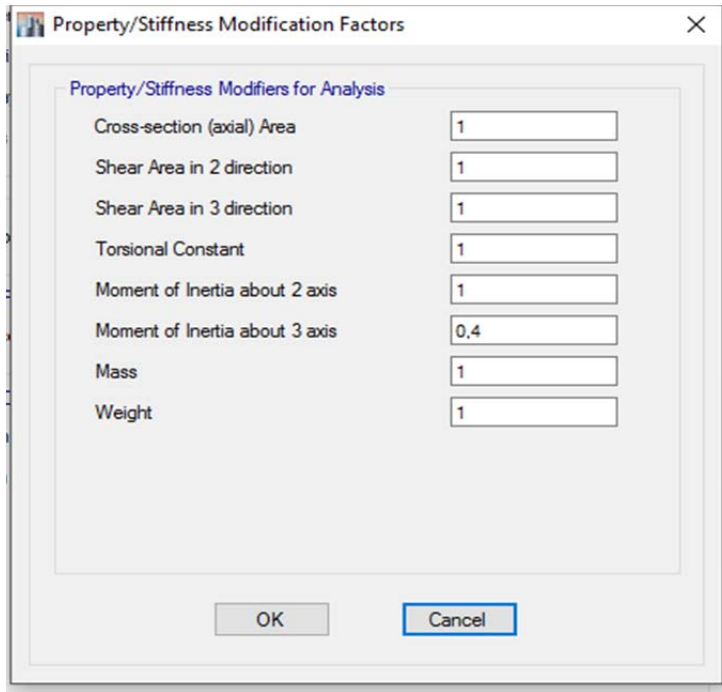
Επίσης, μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι τιμές που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.

A/a	Δομικό στοιχείο	Δυσκαμψία
1.1	Υποστώλομα εσωτερικό	$0,8 \cdot (E_c I_e)$
1.2	Υποστώλομα περιμετρικό	$0,6 \cdot (E_c I_e)$
2.1	Τοίχωμα, μη - ρηγματωμένο	$0,7 \cdot (E_c I_e)$
2.2	Τοίχωμα, ρηγματωμένο (1)	$0,5 \cdot (E_c I_e)$
3	Δοκός (2)	$0,4 \cdot (E_c I_e)$

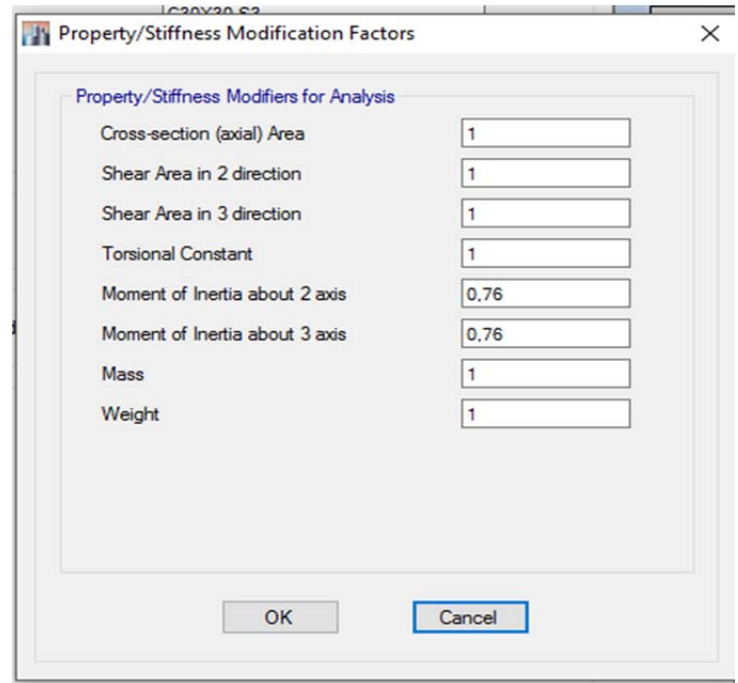
Πίνακας 2.5: Πίνακας τιμών ενεργών δυσκαμψιών κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

- (1) Η επισκευασμένο, με αλλές μεθόδους.
- (2) Για τις πλακοδοκούς, μορφής Γ ή Τ, επιτρέπεται να ληφθεί υπόψη  $I_x = (1,5 \text{ ή } 2,0) I_{x0}$ , αντιστοίχως, όπου  $I_{x0}$  είναι η ροπή αδρανείας της ορθογωνικής διατομής του κορμού μόνον.

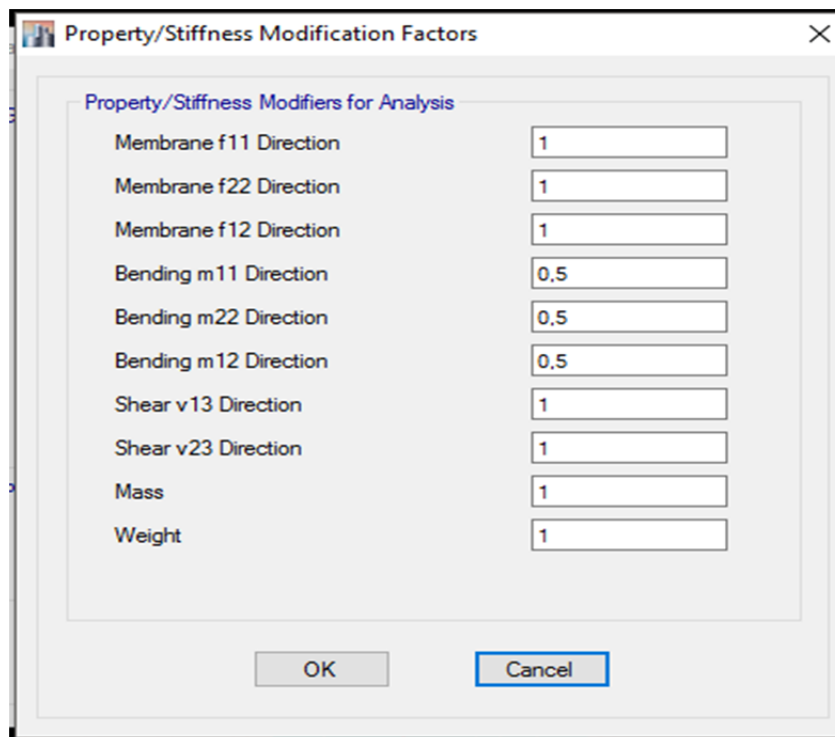
Για την παρούσα διπλωματική έγινε συνδυασμός των μεθόδων για να παρατηρηθούν τυχόν αποκλίσεις, που πράγματι ήταν μικρές.



(α)



(β)



(γ)

Εικόνα 2.33: Μείωση δυσκαμψίας στην περίπτωση (α) δοκού, (β) υποστυλώματος, (γ) τοιχείο

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

### 3.1 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Κατά την ανελαστική στατική ανάλυση εξετάζεται η συμπεριφορά του φορέα υπό τη δράση σταθερών φορτίων βαρύτητας και μονοτονικά αυξανόμενων οριζόντιων φορτίων (EC8 §4.3.3.4.2.1(1)). Βασικό αποτέλεσμα της μεθόδου είναι η καμπύλη ικανότητας (ή καμπύλη αντίστασης) της κατασκευής, όπου αποτυπώνεται η μεταβολή της τέμνουσας βάσης με τη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου, η θέση του οποίου συνήθως αφορά το κέντρο μάζας στην κορυφή του φορέα (EC8 §4.3.3.4.2.3, ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.3.2). Η μέθοδος αυτή είναι ιδιαίτερα διαδεδομένη, αφού περιλαμβάνεται σε πολλούς Κανονισμούς.

Η ανάλυση σταματάει είτε όταν ο κόμβος ελέγχου φτάσει την μετακίνηση που του έχουμε ορίσει, είτε όταν το κτήριο γίνει μηχανισμός και καταρρεύσει.

Για να εφαρμοστεί η οριζόντια φόρτιση στην κατασκευή για κάθε έναν σεισμικό συνδυασμό, πρέπει πρώτα να έχει φορτιστεί ο φορέας με τα κατακόρυφα φορτία που λαμβάνονται υπόψη, δηλαδή τον συνδυασμό  $G + 0,6Q$ .

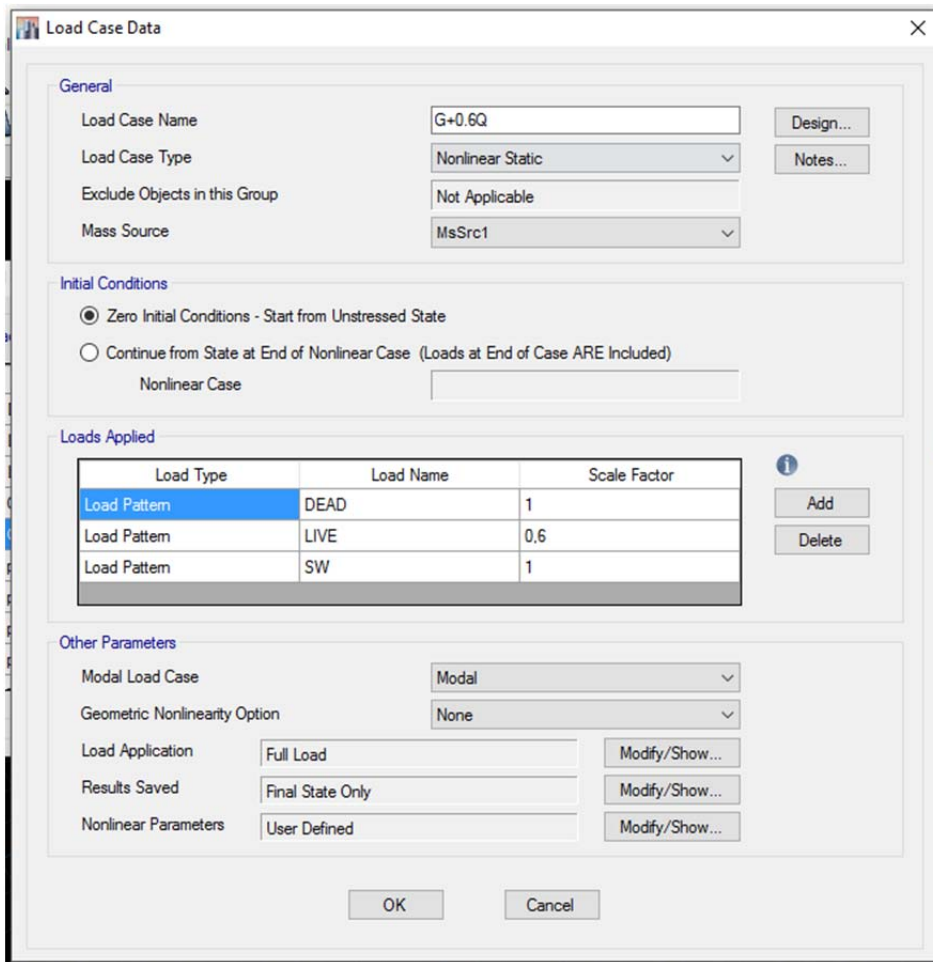
Συνεπώς απαιτούνται δυο ανελαστικές αναλύσεις:

1. Τα κατακόρυφα φορτία υπό σεισμό
2. Η εκάστοτε οριζόντια δράση

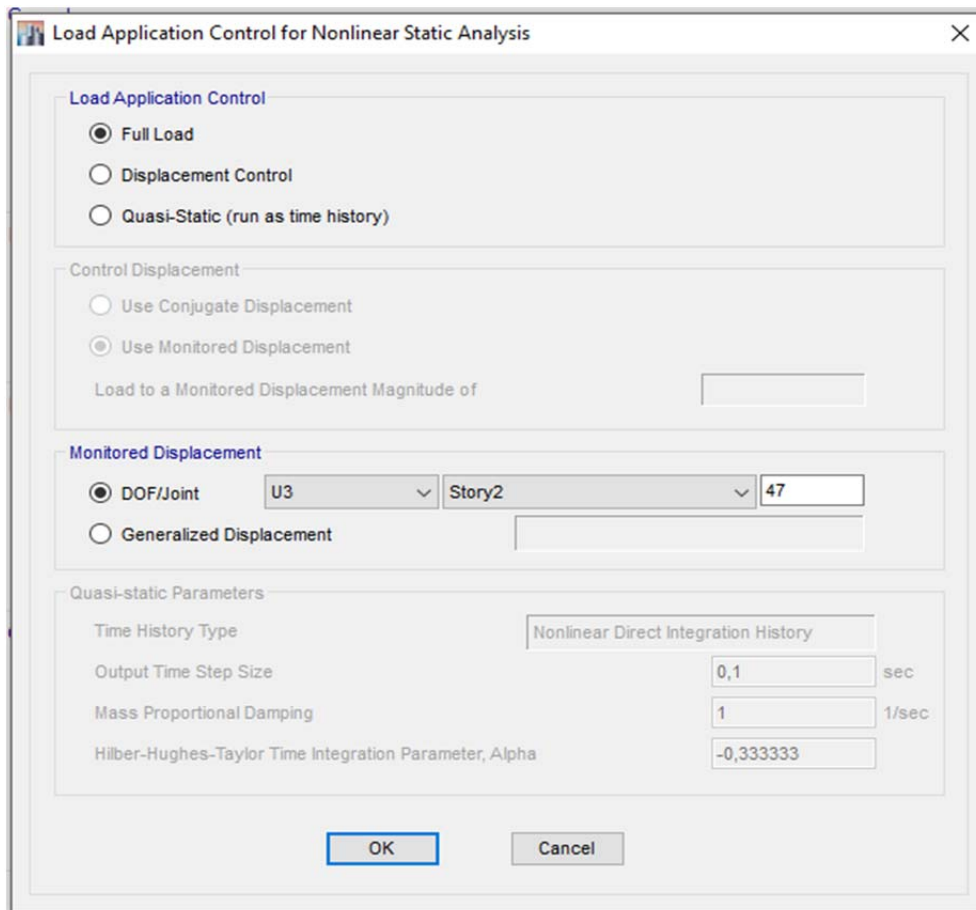
Συγκεκριμένα, για να εφαρμοστεί ο πρώτος συνδυασμός απαιτείται η εξής ακολουθία:

*Define – Load Cases – Add New Case*, και επιβάλλοντας την φόρτιση για μηδενικές αρχικές συνθήκες, από πλήρως αφόρτιστο φορέα (*Zero Initial Conditions – Start from Unstressed State*). Επίσης, στην επιλογή *Load application* βάζουμε *Full Load*.

Τέλος, εισάγεται ο κόμβος ελέγχου της φόρτισης κατά την διεύθυνση επιβολής.



Εικόνα 3.1: Προφόρτιση του φορέα με τα κατακόρυφα φορτία του σεισμικού συνδυασμού (άνω) και επιλογές τρόπου επιβολής τους (κάτω)



Ακολουθούν οι οριζόντιες φορτίσεις:

Οι παράμετροι που μπορούν να μεταβληθούν στο πρόγραμμα είναι:

- Maximum total steps

Είναι ο μέγιστος αριθμός των βημάτων που μπορούν να πραγματοποιηθούν για να ολοκληρωθεί η ανάλυση. Είναι αντιστρόφως ανάλογα του χρόνου ανάλυσης, αλλά ορίζοντας ένα μεγάλο αριθμό εξασφαλίζουμε ότι θα ολοκληρωθεί η ανάλυση

- Maximum null steps

Είναι μηδενικά βήματα της ανάλυσης, δεν πραγματοποιείται μετακίνηση σε αυτά. Εμφανίζονται όταν υπάρχει διαρροή στοιχείου, όταν γίνεται ανακατανομή και όταν δεν υπάρχει σύγκλιση στην πορεία της ανάλυσης και πραγματοποιούνται μικρότερα βήματα.

- Maximum constant-stiffness iterations

Είναι οι επαναλήψεις που πραγματοποιούνται με σκοπό να επιτευχθεί η ισορροπία σε κάθε βήμα της ανάλυσης.

- Maximum Newton-Raphson iterations

Εάν η παραπάνω διαδικασία δεν επιτύχει την ισορροπία η διαδικασία επαναλαμβάνεται με τη μέθοδο Newton-Raphson. Εάν και αυτή δεν δώσει ισορροπία τότε εμφανίζεται null step και επαναλαμβάνεται η ίδια διαδικασία με μικρότερο βήμα.

- Iteration convergence tolerance

Είναι η αριθμητική ανοχή που δείχνει το πρόγραμμα στην παραπάνω επαναληπτική διαδικασία.

- Use event to event stepping

Σου δίνει τη δυνατότητα να ομαδοποιείς σε ένα βήμα τυχόν διαρροές οι οποίες συμβαίνουν για την ίδια περίπου μετακίνηση ή σε κάθε συμβάν να σταματάει το βήμα και να ξεκινάει καινούριο.

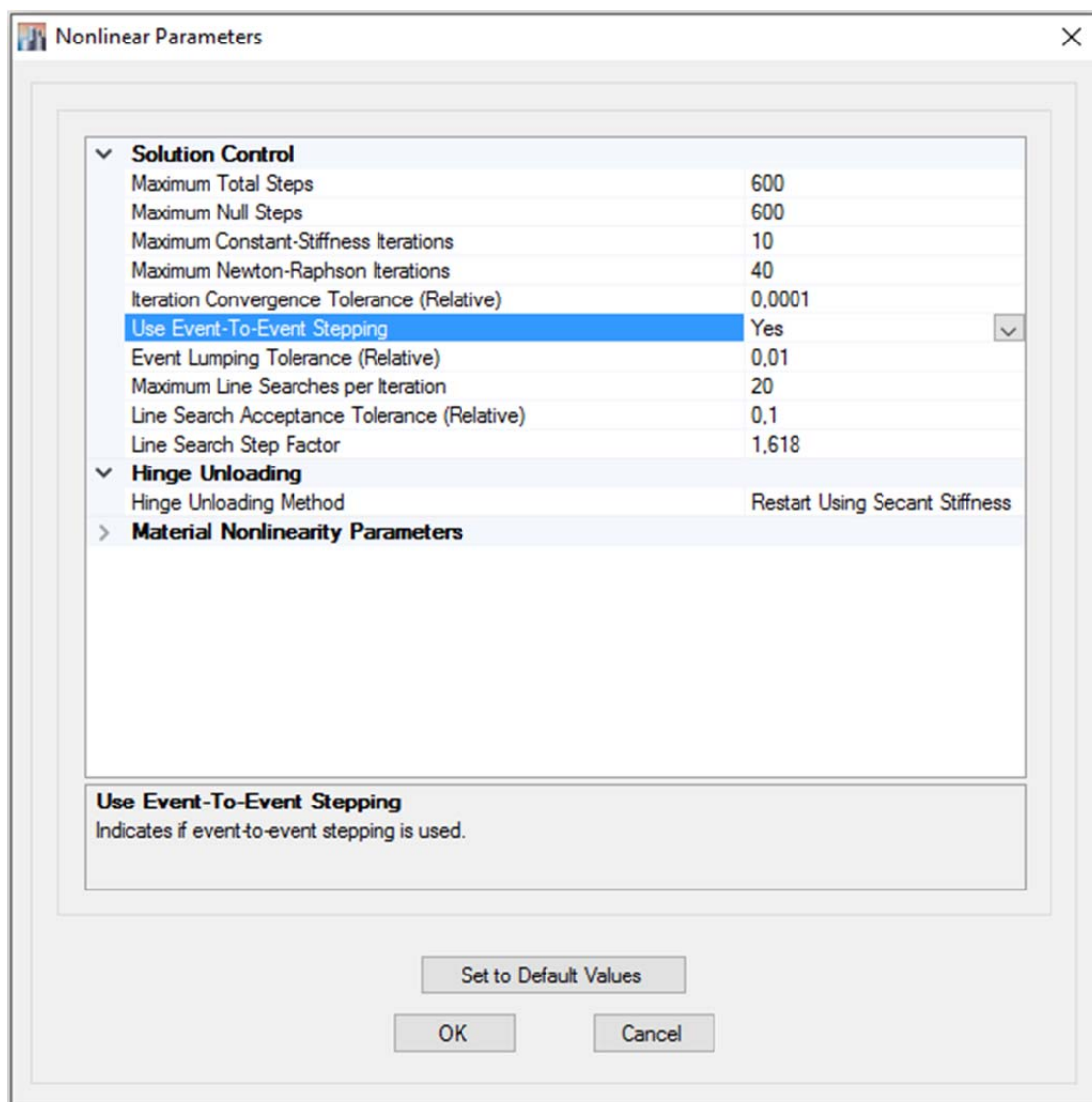


- Hinge unloading method

Όταν σχηματιστεί μια πλαστική άρθρωση το πρόγραμμα πρέπει να βρει ένα τρόπο να κάνει την ανακατανομή της έντασης. Οι μέθοδοι που μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε είναι οι εξής:

- Unload entire structure
- Apply local redistribution
- Restart using secant stiffness

Τελικά επιλέγεται το *Restart using secant stiffness* αφού ανταποκρίνεται καλύτερα στην πραγματική συμπεριφορά του κτηρίου, λαμβάνοντας υπόψη την μειωμένη δυσκαμψία των διατομών σε κάθε βήμα.



Εικόνα 3.2: Παράμετροι που εφαρμόστηκαν στις αναλύσεις

### ❖ Ιδιομορφική

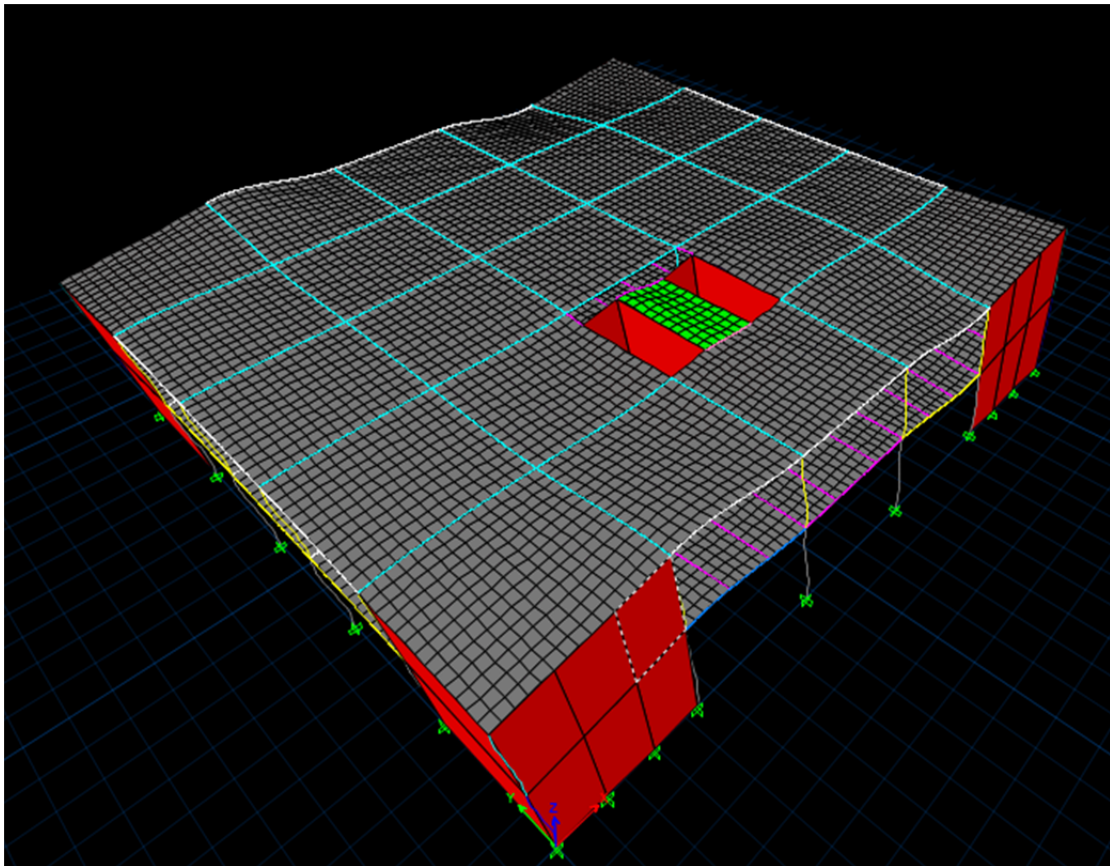
Αρχικά πρέπει να προσδιοριστούν οι ιδιομορφές της κατασκευής. Αυτές προκύπτουν με την ιδιομορφική ανάλυση *modal*. Επιλέχθηκε να εμφανιστούν οι 9 πρώτες ιδιομορφές του κτηρίου.

Modal	1	0,105	0,998	0,002	0	0
Modal	2	0,104	0,002	0,993	0	0,005
Modal	3	0,063	0	0,005	0	0,994
Modal	4	0,035	1	0	0	0
Modal	5	0,032	0	0,984	0	0,016
Modal	6	0,022	0	0,016	0	0,984
Modal	7	0,005	0,905	0,001	0	0,094
Modal	8	0,004	0,002	0,937	0	0,061
Modal	9	0,002	0,001	0,003	0	0,995

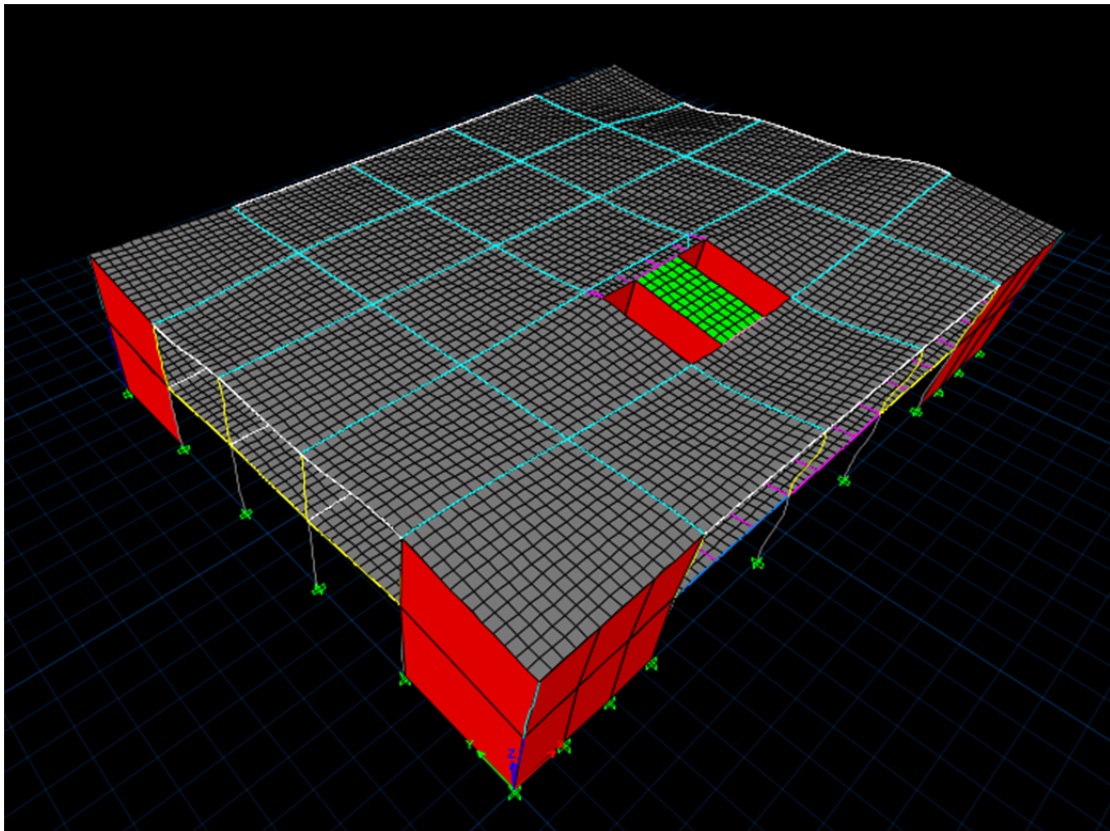
Πίνακας 3.1: Οι 9 πρώτες ιδιομορφές της κατασκευής

Όπως γίνεται αντιληπτό, οι σημαντικότερες ιδιομορφές είναι: η πρώτη με ιδιοπερίοδο  $T = 0,105$  που είναι δεσπόζουσα κατά  $x$  με ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας 99,8%, η δεύτερη που είναι μεταφορική κατά  $y$  με ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας 99,3% και η τρίτη που είναι κυρίως στροφική.

Παρατηρούμε ότι η πρώτη ιδιομορφή είναι κατά  $x$  που σημαίνει ότι το κτήριο είναι πιο εύκαμπτο σε αυτήν την διεύθυνση.

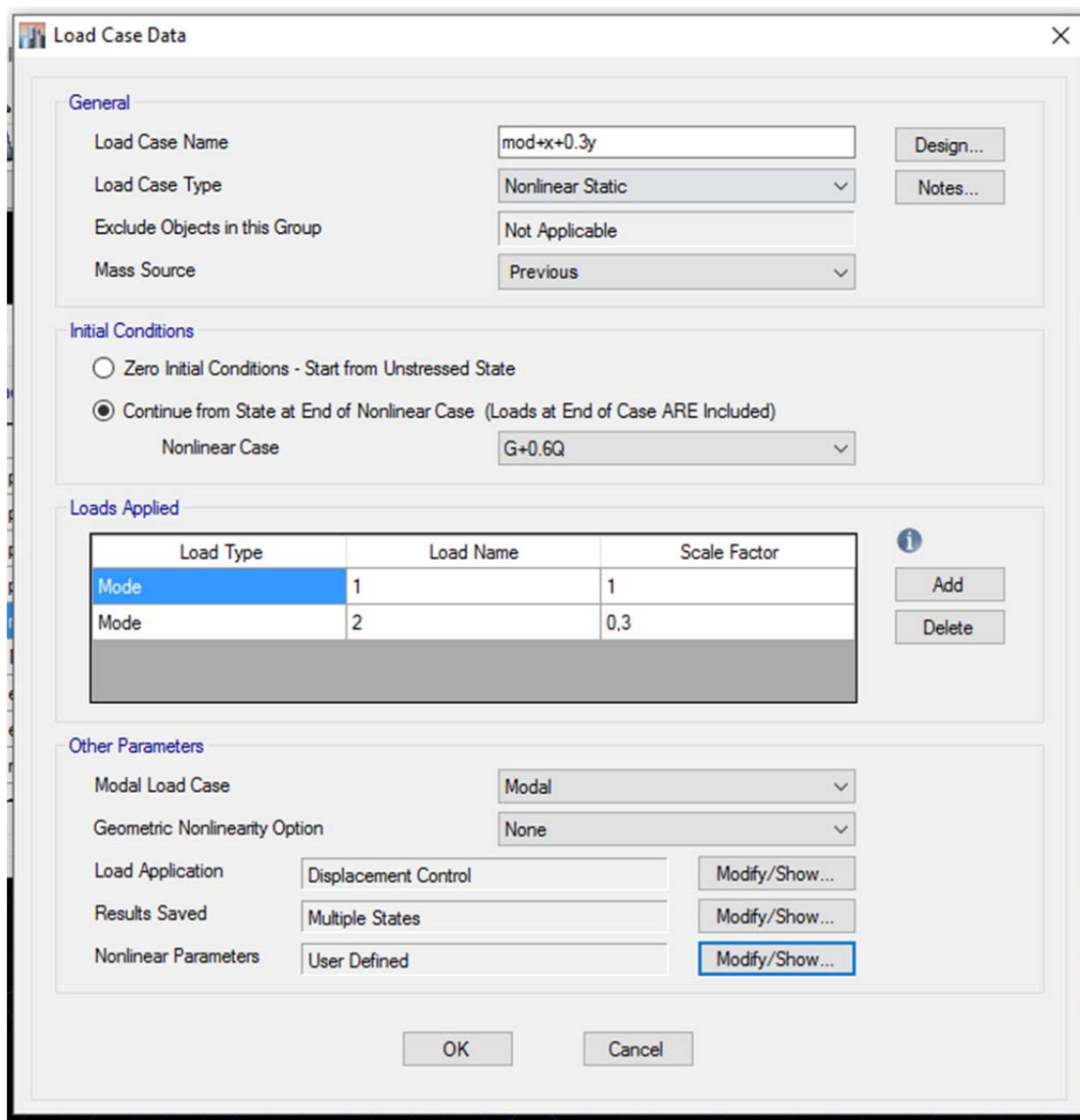


Εικόνα 3.3: 1<sup>η</sup> Ιδιομορφή: δεσπόζουσα κατά Χ



Εικόνα 3.4: 2<sup>η</sup> Ιδιομορφή: δεσπόζουσα κατά Υ

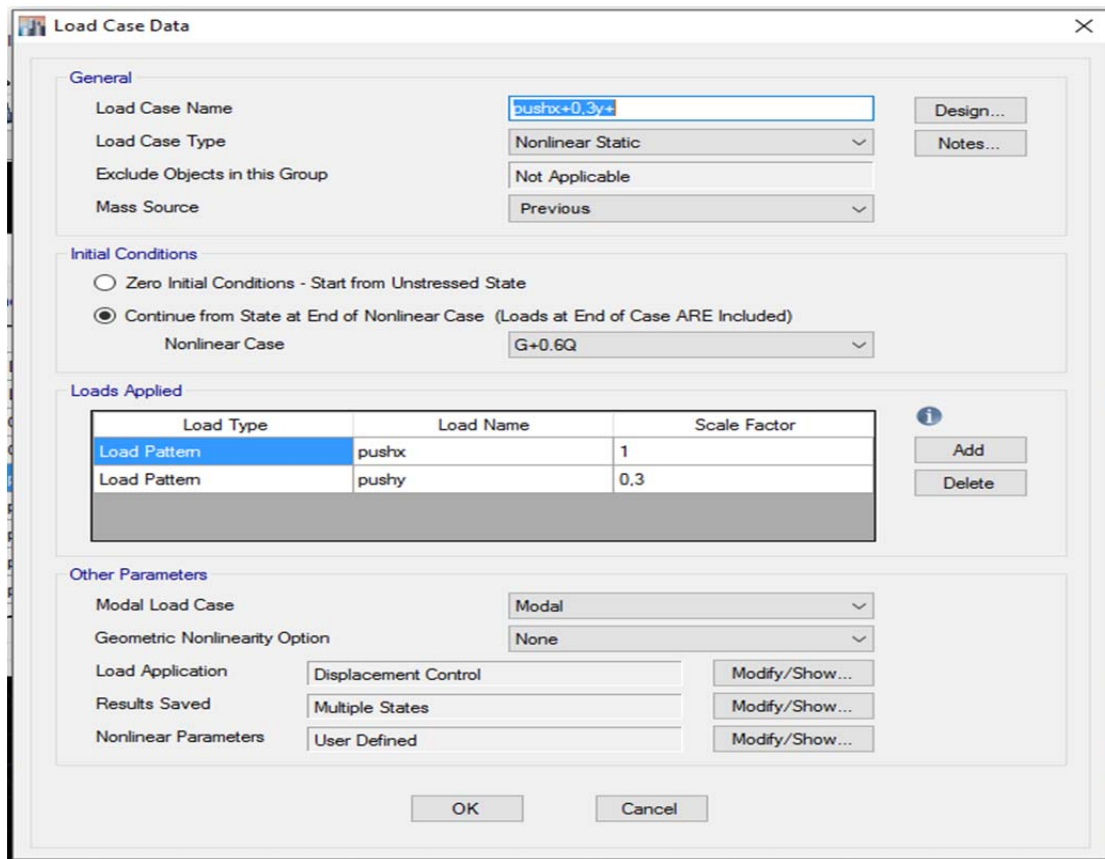




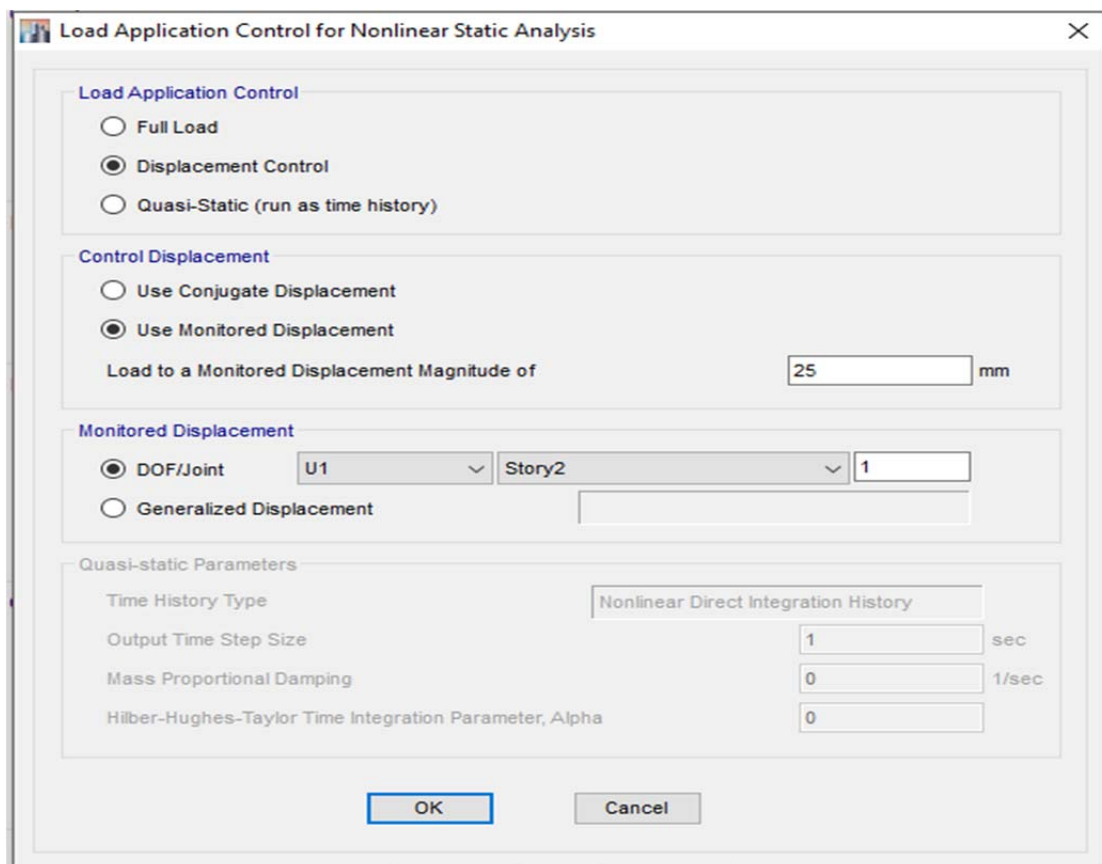
Εικόνα 3.6: Ορισμός μη – γραμμικής ιδιομορφικής ανάλυσης

#### ❖ Ομοιόμορφη

Κατά αντίστοιχο τρόπο πραγματοποιείται η ανελαστική ανάλυση με ομοιόμορφη κατανομή οριζόντιας φόρτισης που ακολουθεί το φάσμα του ΕΚ8.

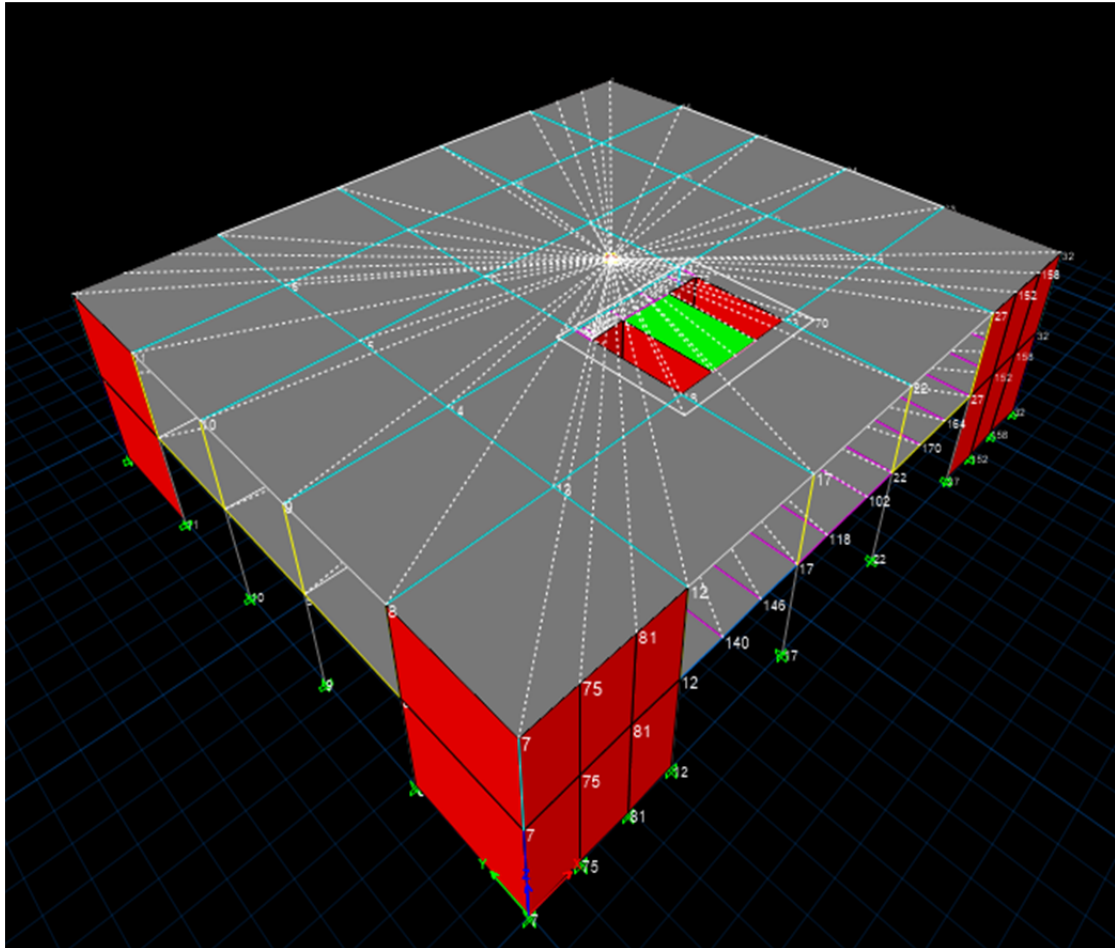


Εικόνα 3.7: Ανάλυση για ομοιόμορφη πλευρική φόρτιση



Εικόνα 3.8: Έλεγχος φόρτισης μέσω της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου

Ο κόμβος έλεγχου είναι το κέντρο βάρους του τελευταίου ορόφου. Αυτό μπορεί εύκολα να προσδιοριστεί από το διάφραγμα του ορόφου αυτού. Συγκεκριμένα, τοποθετήθηκε το σημείο που φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Εικόνα 3.9: Κόμβος έλεγχου φορτίσεων

Τελικά, ελέγχθηκαν οι εξής συνδυασμοί.

```

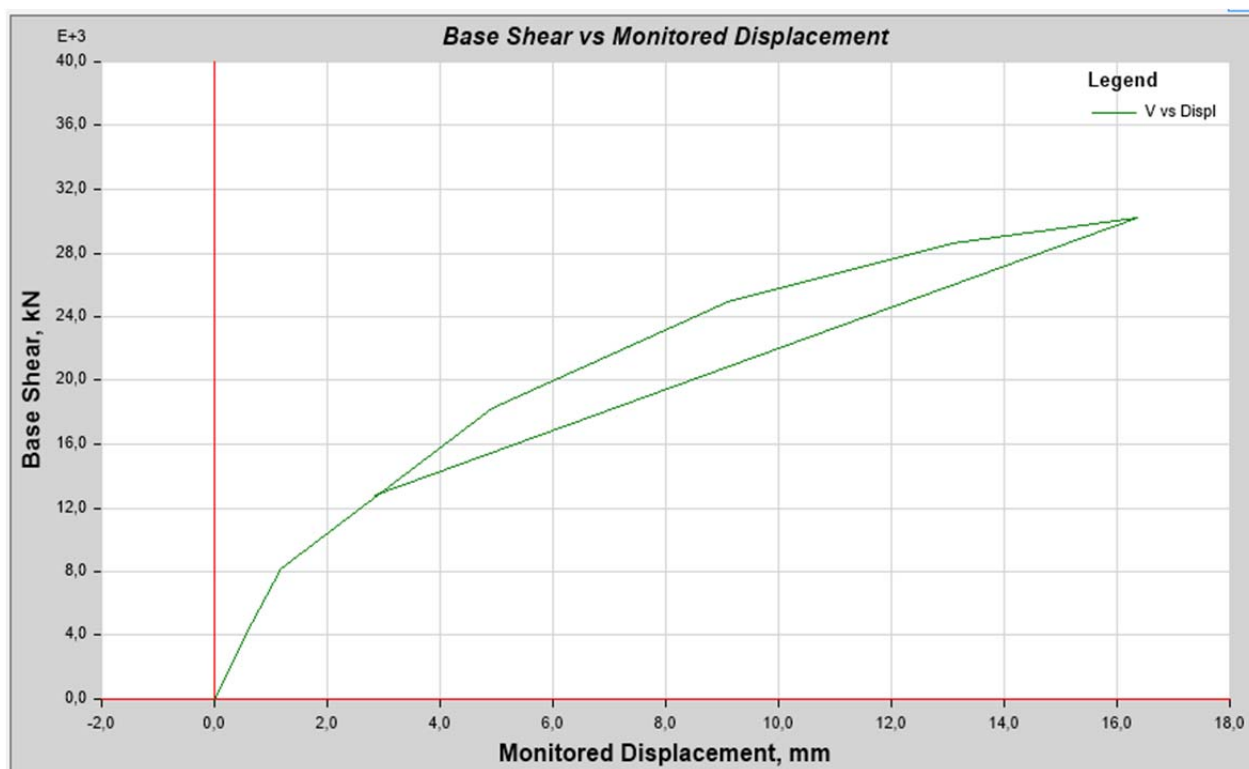
10 0 G+0.6Q (Nonlinear Static)
15 E
10 0 PUSHX+0.3Y+ (Nonlinear Static)
15 E
10 0 PUSHY+0.3X+ (Nonlinear Static)
15 E
10 0 PUSHX-0.3Y+ (Nonlinear Static)
15 E
10 0 PUSHY-0.3X+ (Nonlinear Static)
15 E
10 0 PUSHX+0.3Y- (Nonlinear Static)
15 E
10 0 PUSHY+0.3X- (Nonlinear Static)
15 E
10 0 PUSHX-0.3Y- (Nonlinear Static)
15 E
10 0 PUSHY-0.3X- (Nonlinear Static)
15 E
10 0 MODX (Nonlinear Static)
15 E
10 0 MODY (Nonlinear Static)
15 E
10 0 MOD+X-0.3Y (Nonlinear Static)
15 E
10 0 MOD-X-0.3Y (Nonlinear Static)
15 E
10 0 MODY+0.3X (Nonlinear Static)
15 E
10 0 MODY-0.3X+ (Nonlinear Static)
15 E
10 0 MOD+Y-0.3X (Nonlinear Static)
15 E
    
```

Εικόνα 3.10: Συνδυασμοί δράσεων

### 3.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ – ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

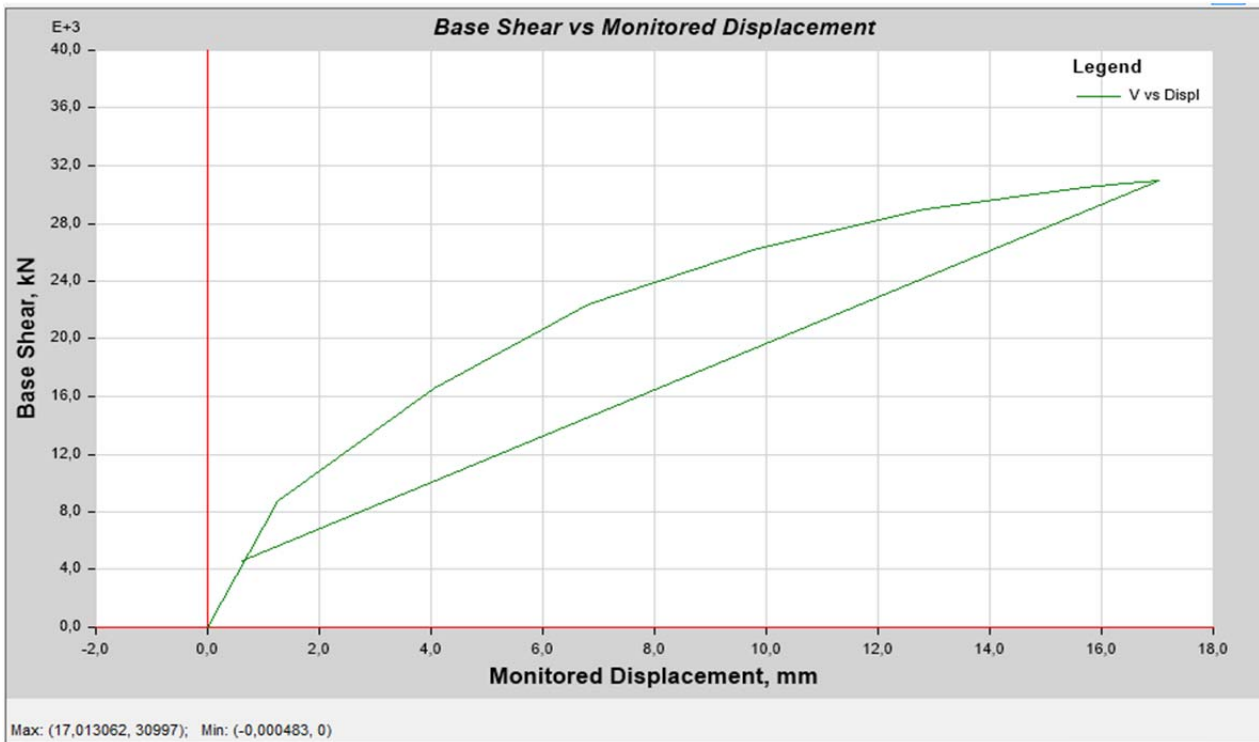
Από τις καμπύλες ικανότητας που προέκυψαν από τις παραπάνω αναλύσεις, φαίνεται ότι το κτήριο είναι πιο ευαίσθητο κατά την διεύθυνση Χ, γεγονός που είναι λογικό αφού η ιδιοπερίοδος είναι μεγαλύτερη. Δηλαδή στην διεύθυνση Χ ο φορέας καταρρέει για μικρότερη τέμνουσα βάσης καθώς και αναπτύσσει μεγαλύτερη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου.

Παρακάτω παρουσιάζονται οι καμπύλες κατά Χ, η δυσμενέστερη από την ομοιόμορφη και η δυσμενέστερη από την ιδιομορφική ώστε να βρεθεί τελικά η δυσμενέστερη όλων.



Εικόνα 3.11: Καμπύλη ικανότητας για pushx+0.3γ





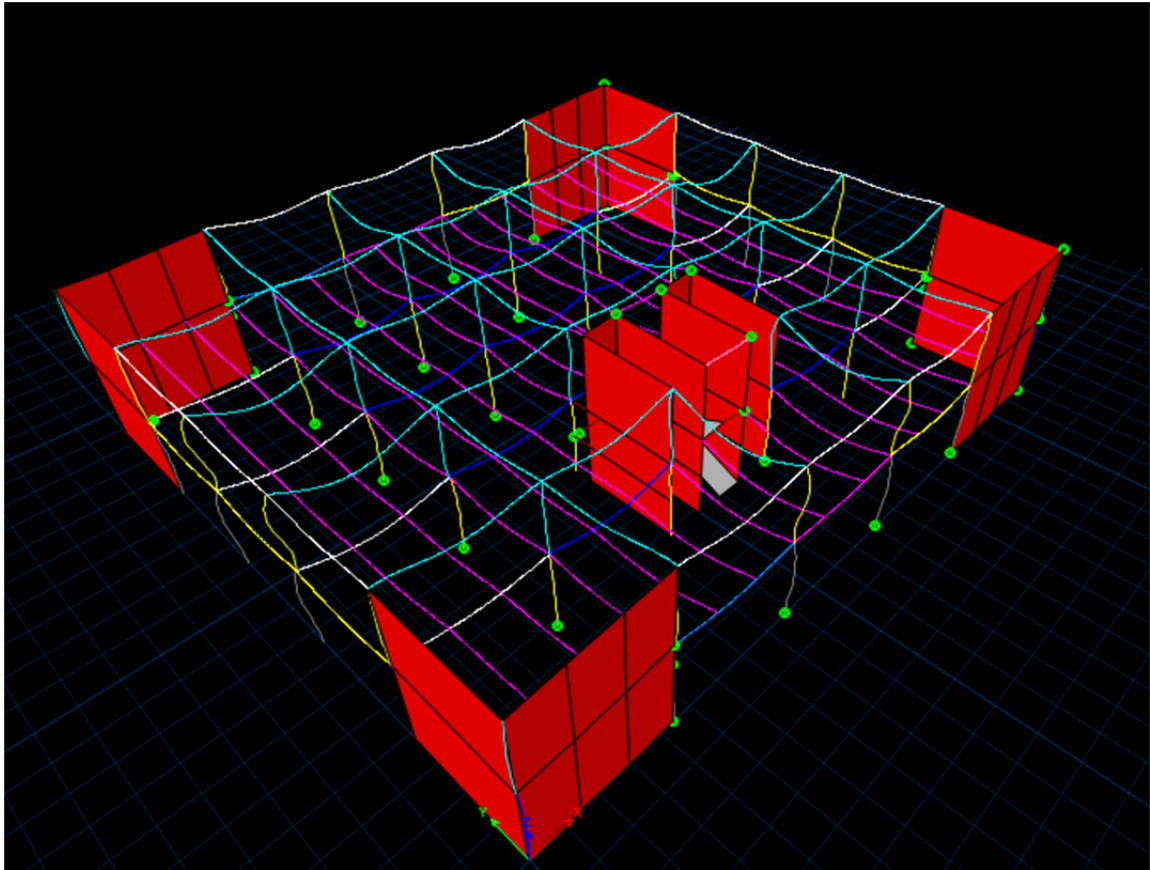
Εικόνα 3.12: Καμπύλη ικανότητας για  $\text{modx}+0.3\gamma$

Συνήθως, δυσμενέστερη είναι η δυναμική ανάλυση με βάση τις ιδιομορφές (τριγωνική). Αυτό εξηγείται αφού στην τριγωνική κατανομή οι πάνω όροφοι φορτίζονται με μεγαλύτερα φορτία και αναπτύσσεται μεγαλύτερη πλαστιμότητα.

Στην πορεία όλες οι διερευνήσεις θα γίνονται για αυτήν την ανάλυση ( $\text{modx}+0,3\gamma$ ).

Η εικόνα της καμπύλης ικανότητας, δείχνει ότι το κτήριο έχει μπει στην πλαστική περιοχή. Ο μηχανισμός κατάρρευσης είναι αυτός που φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Από το γεγονός ότι το κτήριο είναι τοιχωματικό και τα υποστυλώματα έχουν μόλις διαρρεύσει, γίνεται αντιληπτό ότι τα τοιχώματα είναι εκείνα που αστοχούν.

Κάποια υποστυλώματα τα οποία συνορεύουν με τα παράθυρα, θα έπρεπε να μελετηθούν ως κοντά, αλλά είναι τέτοια η συμπεριφορά των τοιχείων που τα υποστυλώματα δεν φορτίζονται παρά ελάχιστα. Σε αντίθετη περίπτωση, θα έπρεπε να αλλάξουν οι καμπυλότητες των υποστυλωμάτων ανάλογα με τον λόγο του ύψους του ελευθέρου τμήματος του υποστυλώματος προς το συνολικό μήκος.



Εικόνα 3.13: Μηχανισμός κατάρρευσης φορέα

### 3.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΟΙΧΕΙΩΝ ΕΝΑΝΤΙ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ

Το πρόγραμμα ETABS δεν ελέγχει τα τοιχεία έναντι τέμνουσας, καθώς θεωρεί ότι τα στοιχεία αυτά επαρκούν. Γεννιέται λοιπόν η απορία για το αν τα τοιχεία θα μπορούσαν να έχουν ήδη αστοχήσει. Για αυτό απαιτείται να πραγματοποιηθεί ο έλεγχος.

Η αντοχή σε τέμνουσα σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 7Γ) υπολογίζεται από τους εξής τύπους.

$$1. V_R = \frac{h-x}{2L_s} \min(N; 0,55A_c f_c) + (1 - 0,05 \min(5, \mu_{\theta}^{pl})) [0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) (1 - 0,16 \min(5; a_s)) \sqrt{f_c} A_c + V_w]$$

$h$ : ύψος διατομής (ίσο με τη διάμετρο  $D$  στις κυκλικές διατομές),

$x$ : ύψος της θλιβόμενης ζώνης.

$N$ : αξονικό φορτίο (θετικό για θλίψη, μηδενικό για εφελκυσμό)

$a_s$ : λόγος διάτμησης.

$A_c$ : εμβαδόν της διατομής σκυροδέματος, ίση με  $b_{wd}$  σε διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους  $b_w$  και στατικό ύψος  $d$ , ή με  $\pi D_c^2/4$  (όπου  $D_c$  = διάμετρος πυρήνα διατομής εντός των συνδετήρων) σε κυκλικές διατομές.

$f_c$ : θλιπτική αντοχή σκυροδέματος (MPa).

$\rho_{tot}$ : συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού (εφελκυσμένου, θλιβόμενου και ενδιάμεσου).

$V_w$ : συμβολή εγκάρσιου οπλισμού στη διατμητική αντοχή, ίση με:

- Για διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους  $b_w$ :

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw} ,$$

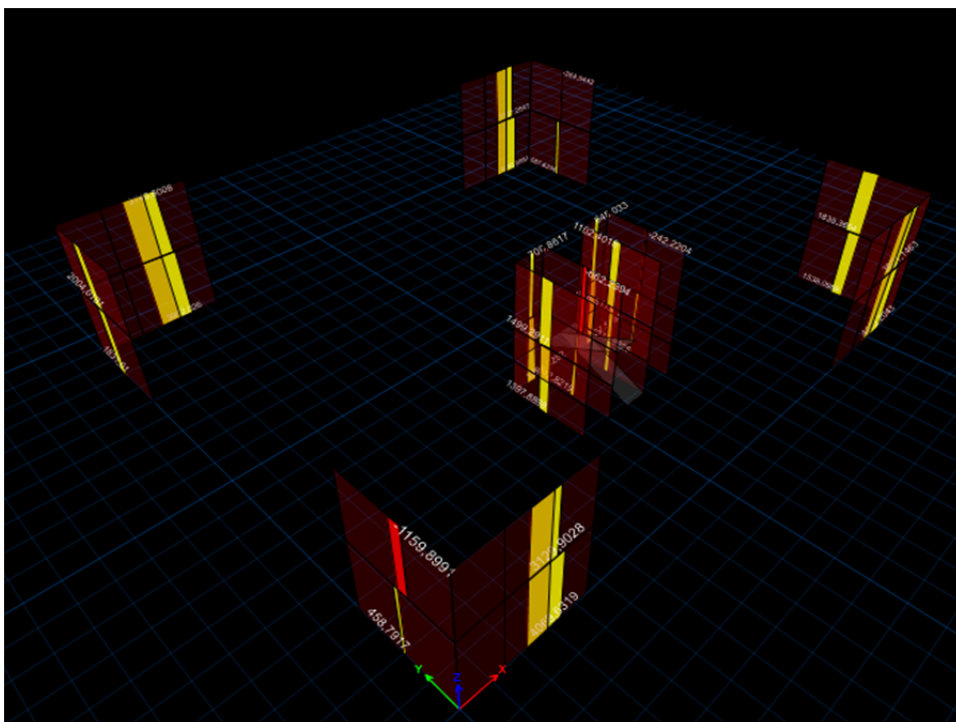
$\rho_w$ : το ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού,

$z$ : ο μμοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων (ίσος με  $d-d'$  σε υποστυλώματα, δοκούς και τοιχώματα διατομής T ή H, ή με  $0.8h$  σε τοιχώματα ορθογωνικής διατομής) και

$f_{yw}$ : η τάση διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού.

$$2. V_{R,max} = 0,85(1 - 0,006 \min(5; \mu_{\theta}^{pl})) (1 + 1,8 \min(0,15; \frac{N}{A_c f_c})) (1 + 0,25 \max(1,75; 100 \rho_{tot})) (1 - 0,2 \min(2; a_s)) \sqrt{f_c} b_w z$$

Τα τοιχεία του φορέα έχουν σχάρα 2Φ/25. Ο έλεγχος έγινε για όλα τα τοιχεία και στις 2 διευθύνσεις. Οι δρώσες τέμνουσες δίνονται από το πρόγραμμα.



Εικόνα 3.14:  
Δρώσες  
τέμνουσες  
τοιχείων

Για ένα τυπικό τοιχείο 7,20\*0,20 προκύπτει :

$$V_R = 5337 \text{ kN}$$

$$V_{R,max} = 6781 \text{ kN}$$

Η δρώσα προκύπτει  $V_{ed} = 4550 \text{ kN}$

Άρα το τοιχείο αντέχει σε τέμνουσα και αστοχεί λόγω κάμψης. Το ίδιο γίνεται για όλα τα τοιχεία.

Συνεπώς, η καμπύλη αντίστασης παραμένει ως έχει.

### 3.4 ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ

Η αποτίμηση της κατασκευής γίνεται μέσω της μετατροπής της καμπύλης ικανότητας σε διάγραμμα επιταχύσεων μετακινήσεων (ADRS) με την παραδοχή ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Αυτό στο πρόγραμμα επιτυγχάνεται με την επιλογή *Display – Static Pushover Curve* και την αλλαγή του *Plot type* σε *FEMA 440 EL*. Στην συνέχεια, επιλέγουμε το φάσμα που έχουμε ορίσει, εν προκειμένω το φάσμα του Ευρωκώδικα, και κοιτάμε για τυχόν κοινά σημεία των καμπυλών.

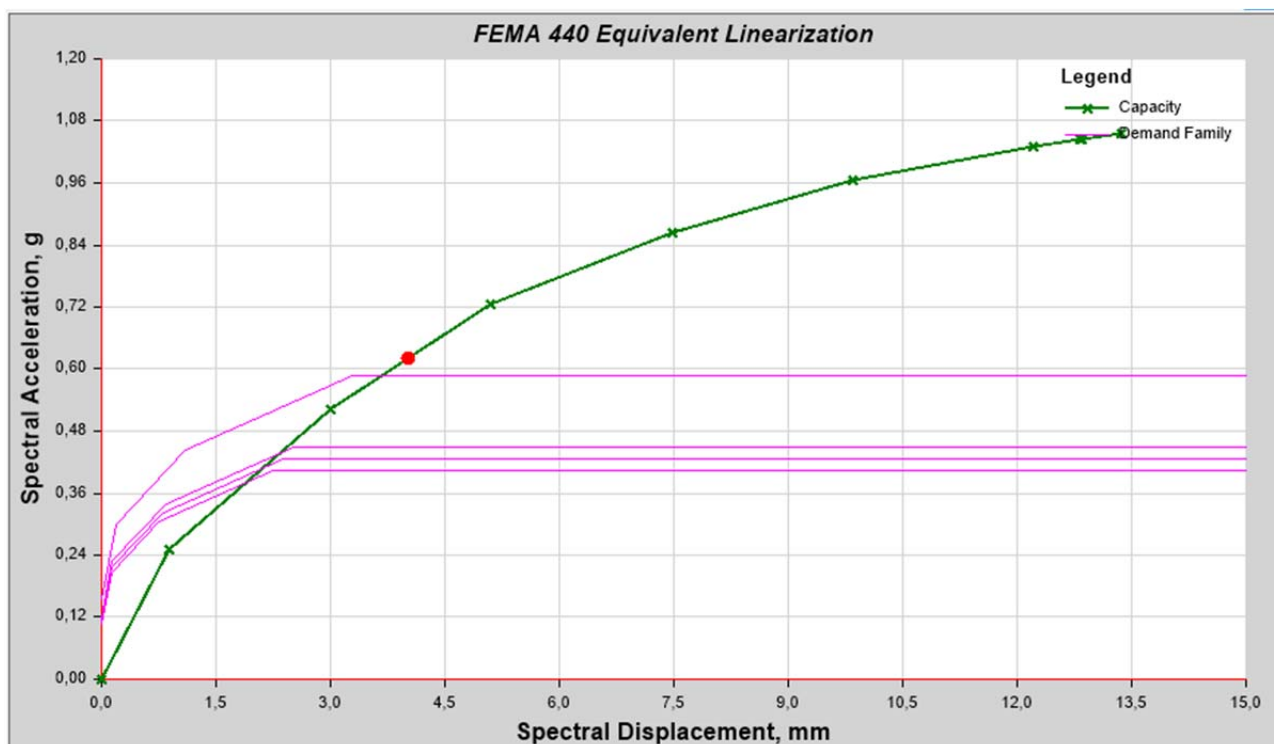
Αρχικά, στην επιλογή *Demand Spectrum* βάζουμε το *Defined Function* και βρίσκουμε το όνομα του φάσματος που ορίσαμε. Το *SF* χαρακτηρίζει τον αριθμό που πρέπει να πολλαπλασιασθεί η επιτάχυνση που ορίσαμε στο φάσμα ώστε να έχει σωστές μονάδες,  $SF = 10000$ .

Τα φάσματα που παρουσιάζονται είναι για τις διάφορες τιμές του  $\zeta$ . Για οποιοδήποτε σημείο της καμπύλης ADRS, αντιστοιχεί διαφορετικό *Ductility Ratio* καθώς υπάρχει μεγαλύτερη πλαστιμότητα στο κτήριο άρα αυξάνεται και η απόσβεση.

Οι τιμές αυτές φαίνονται στον πίνακα.

<b>Plot Definition</b>	
Plot Type	FEMA 440 EL
Load Case	MODX
Legend Type	Integrated
<b>Plot Settings</b>	
Plot Axis Type	Sa - Sd
Show Associated Demand	Yes
<b>Demand Spectrum</b>	
Spectrum Source	Defined Function
Function Name	erq2
SF (mm/sec <sup>2</sup> )	10000
<b>Damping Parameters</b>	
Damping Ratio	0.05
Effective Damping	Default Value
<b>Period Parameters</b>	
<b>Capacity Spectrum Curve</b>	
<b>Family of Demand Spectra</b>	
Visible	Yes
Ductility Ratios	1; 1.5; 2; 2.5
Line Type	Solid
Line Width	1 Pixel (Regular)
Line Color	Magenta
<b>Single Demand Spectrum</b>	

Εικόνα 3.15: Πίνακας με χαρακτηριστικά FEMA 440 EL



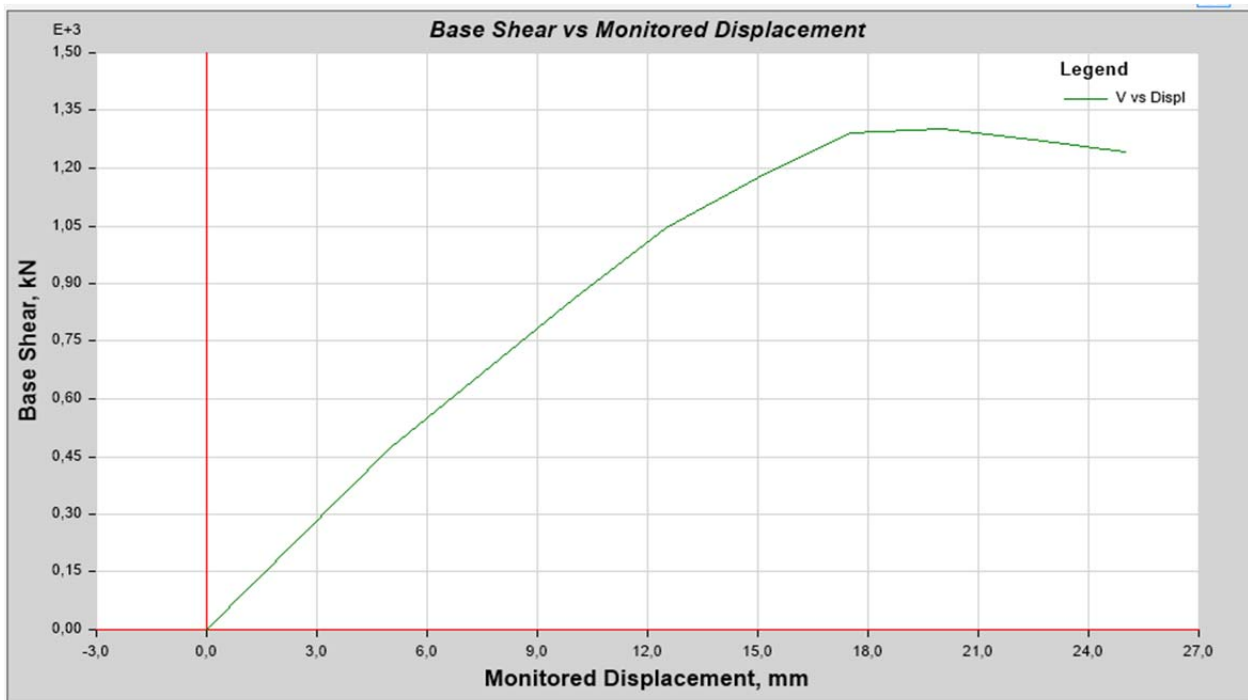
Εικόνα 3.16: Διάγραμμα επιταχύνσεων – μετακινήσεων. Τομή με φάσμα.

Αφού έχουμε σημείο τομής των 2 καμπυλών, το κτήριο αντέχει. Πλέον πρέπει να προσδιοριστεί και η στάθμη επιτελεστικότητας που αυτό βρίσκεται.

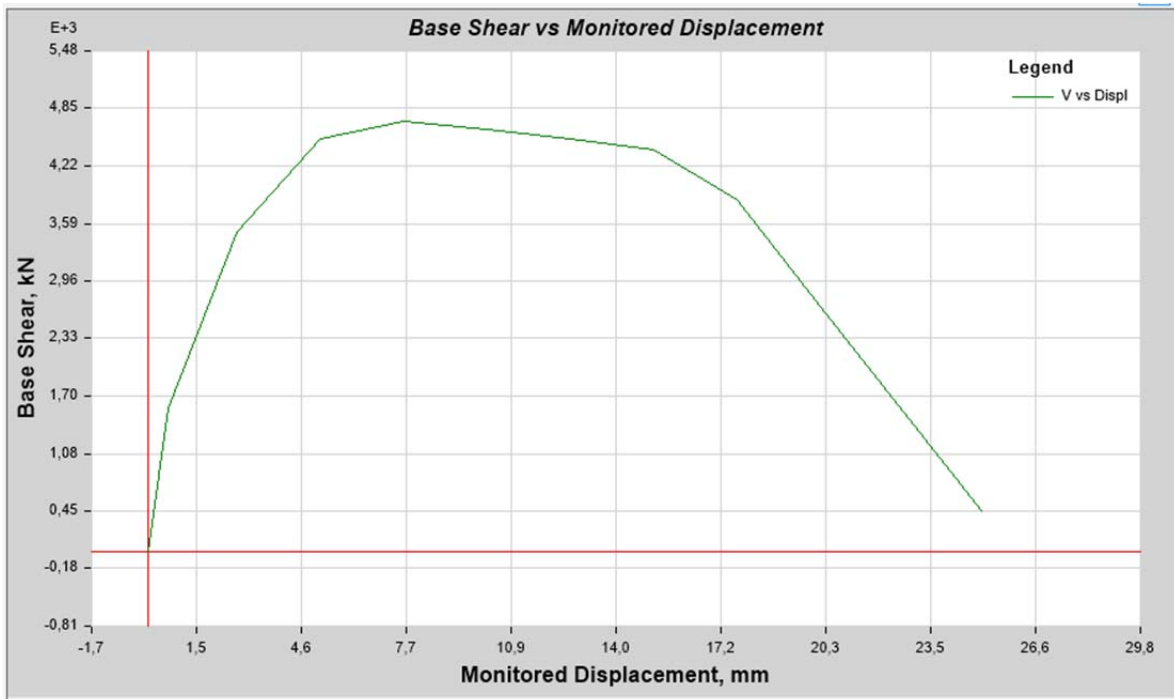
Ορίζουμε πάνω στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής τις στάθμες επιτελεστικότητας σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.. Η στάθμη «οιονεί κατάρρευση» ορίζεται στο σημείο όπου στην κατασκευή εμφανίζεται το πρώτο μέλος που φτάνει την αντίστοιχη στάθμη, η στάθμη «προστασία ζωής» στο σημείο όπου ένα μέλος φτάνει στο  $0,75d_u$  και η στάθμη «άμεση χρήση» στο σημείο όπου κάποιο μέλος της κατασκευής φτάνει στην στάθμη αυτή.

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, δεν περνάει κανένα άλλο στοιχείο την στάθμη <οιονεί κατάρρευση> πριν από τα τοιχεία. Για να προσδιοριστεί η μετακίνηση που περνούν αυτή την στάθμη τα τοιχεία, έγινε μια ξεχωριστή ανάλυση για κάθε τοιχείο μεμονωμένα. Η συγκεκριμένη ανάλυση δείχνει την καμπύλη αντίστασης κάθε τοιχείου κατά την διεύθυνση Χ, για οριζόντια φόρτιση κατά Χ.

Υπάρχουν δυο είδη τοιχείων στην ευαίσθητη διεύθυνση του φορέα. Το πρώτο είναι τοιχείο 2,00 x 0,20 και το δεύτερο 7,20 x 0,20.



Εικόνα 3.17: Καμπύλη ικανότητας τοιχείου 2,00m



Εικόνα 3.18: Καμπύλη ικανότητας τοιχείου 7,20m

Από τα παραπάνω διαγράμματα φαίνεται ότι πρώτο αστοχεί το τοίχειο των 7,20 μέτρων. Η μετακίνηση που αρχίζει να μειώνεται η φέρουσα ικανότητα του χαρακτηρίζεται ως η στάθμη < οιονεί κατάρρευση > όλης της κατασκευής και είναι ίση με  $d_u = 15.15 \text{ mm}$ .

Συνεπώς, η στάθμη < προστασία ζωής > βρίσκεται στα  $0,75 \cdot 15,15 = 11.36 \text{ mm}$ .

Τέλος η στάθμη < άμεση χρήση > θεωρείται ότι αντιστοιχεί σε  $0,00 \text{ mm}$

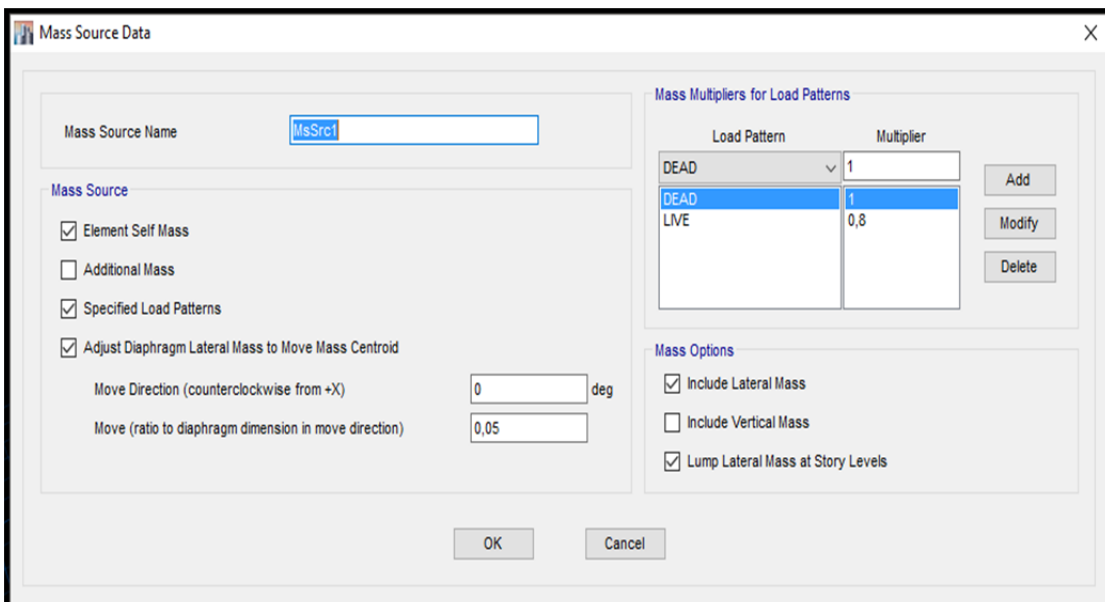
Όπως φαίνεται στο διάγραμμα ADRS, το σημείο τομής (performance point) βρίσκεται στα 4.10 mm, δηλαδή μεταξύ των σταθμών < άμεση χρήση > και < προστασία ζωής >. Άρα το κτήριο δεν χρίζει ενίσχυσης.

Κάποια υποστυλώματα τα οποία συνορεύουν με τα παράθυρα, θα έπρεπε να μελετηθούν ως κοντά, αλλά είναι τέτοια η συμπεριφορά των τοιχείων που τα υποστυλώματα δεν φορτίζονται παρά ελάχιστα. Σε αντίθετη περίπτωση, θα έπρεπε να αλλάξουν οι καμπυλότητες των υποστυλωμάτων ανάλογα με τον λόγο του ύψους του ελευθέρου τμήματος του υποστυλώματος προς το συνολικό μήκος.

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

## 4.1 ΑΛΛΑΓΗ ΧΡΗΣΗΣ – ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ

Παρότι το συγκεκριμένο κτήριο δεν χρίζει ενίσχυσης, για εκπαιδευτικούς λόγους μελετήθηκε η πιθανή προσθήκη επιπλέον ορόφου με αλλαγή χρήσεως. Δηλαδή, η αποτίμηση του κτηρίου θα γίνει για  $\psi_2 = 0,8$  (αποθηκευτικός χώρος) και για κινητό φορτίο  $q = 8 \text{ kN/m}^2$ .

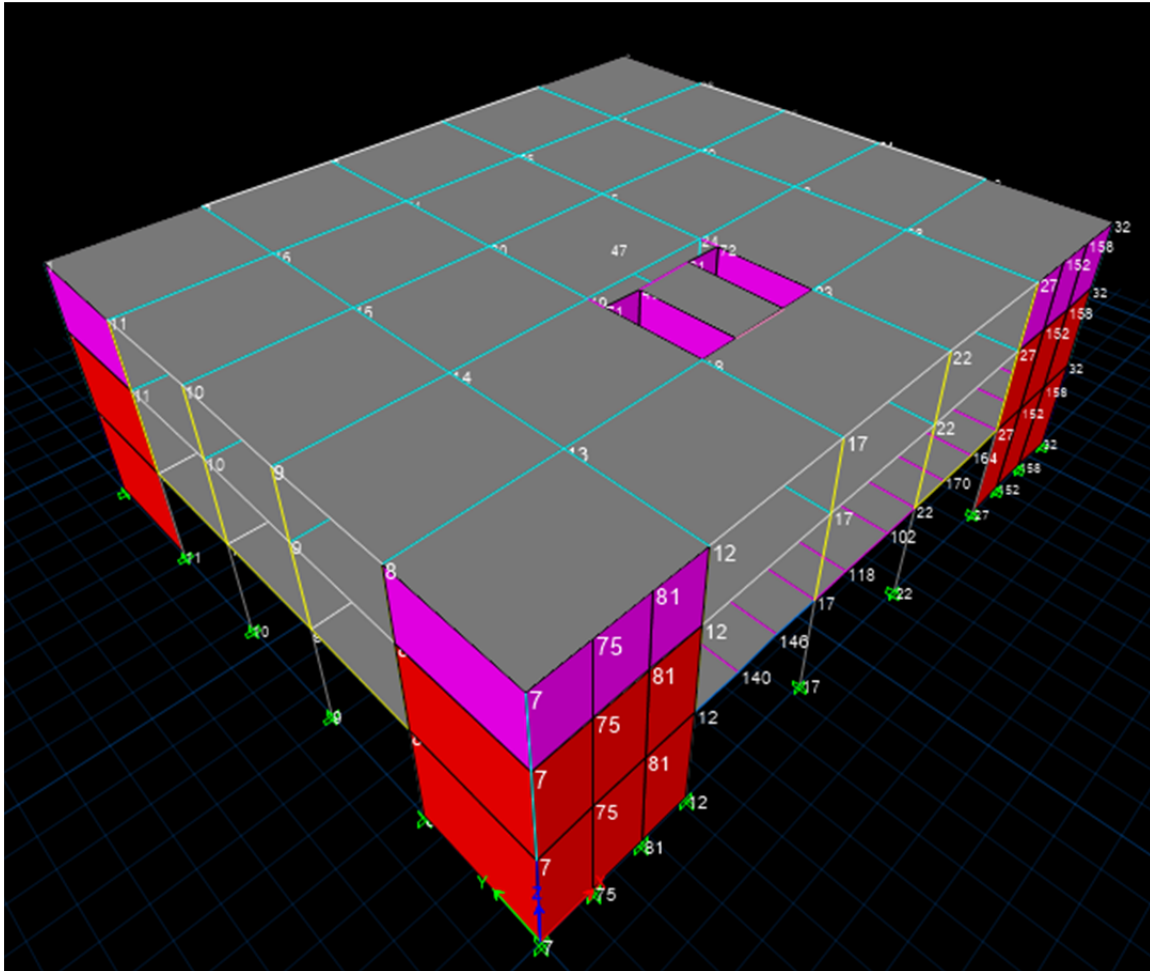


Εικόνα 4.1: Τρόπος εισαγωγής ταλαντούμενης μάζας νέου κτηρίου

Ο νέος όροφος θα έχει τις διατομές του πρώτου ορόφου του κτηρίου, με την μόνη διαφορά ότι το σκυρόδεμα θα είναι C20/25 και ο χάλυβας οπλισμού B500C. Τα νέα τοιχεία θα έχουν τις ίδιες διαστάσεις με των κάτω ορόφων και θα μελετηθούν ως Μεγάλα Ελαφρά Οπλισμένα Τοιχώματα αφού το μήκος τους ξεπερνά τα 4 μέτρα. Συνεπώς, και σε αυτά θα τοποθετηθεί οπλισμός Φ8/250.

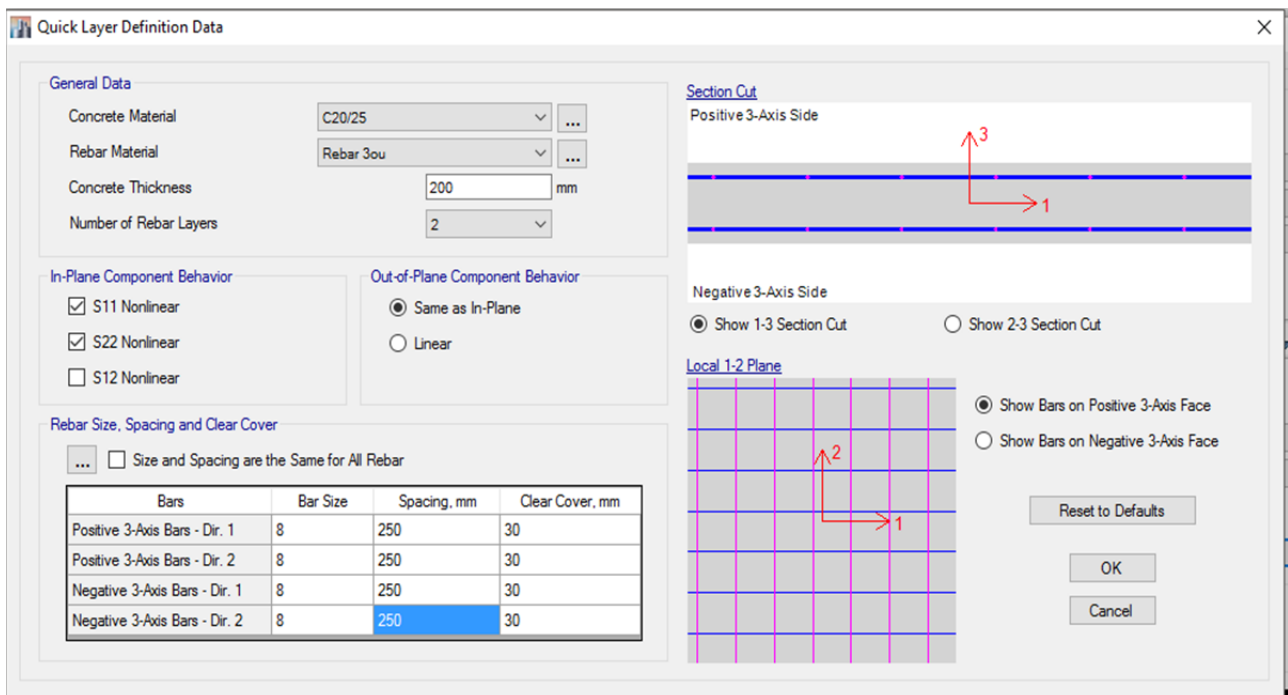


Η μορφή του κτηρίου πλέον θα είναι:



Εικόνα 4.2: Κατασκευή μετά την προσθήκη 3<sup>ου</sup> ορόφου

Η διατομή των νέων τοιχείων εισήχθη με τον ίδιο τρόπο. Δηλαδή:



Εικόνα 4.3: Εισαγωγή χαρακτηριστικων διατομής νέου τοιχείου

Κατόπιν ακολουθεί η ανάλυση του κτηρίου με βάση όσα αναφέραμε παραπάνω.

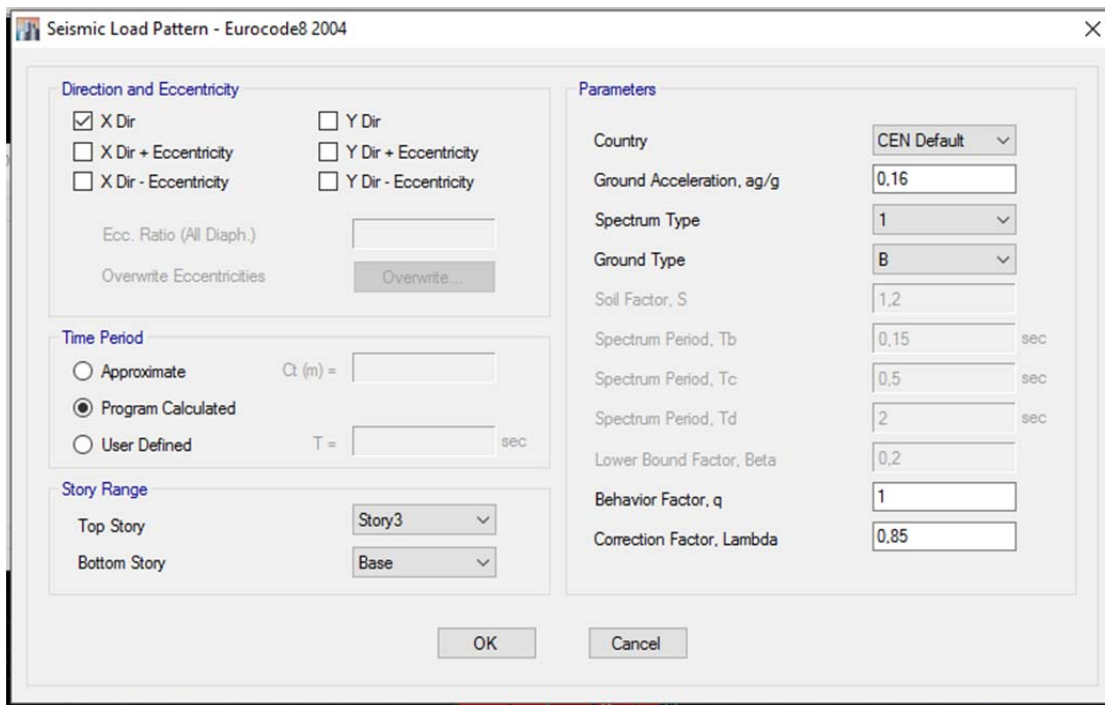
Οι ιδιοπερίοδοι του κτηρίου είναι οι εξής:

Modal	1	0,176	1	0	0	0
Modal	2	0,163	0	0,992	0	0,008
Modal	3	0,104	0	0,008	0	0,992
Modal	4	0,051	0,999	0	0	0
Modal	5	0,044	0	0,979	0	0,021
Modal	6	0,032	0,002	0,021	0	0,977
Modal	7	0,028	0,997	0	0	0,003
Modal	8	0,024	0	0,965	0	0,035
Modal	9	0,018	0,001	0,034	0	0,965

Πίνακας 4.4: Οι 9 πρώτες ιδιομορφές του κτηρίου

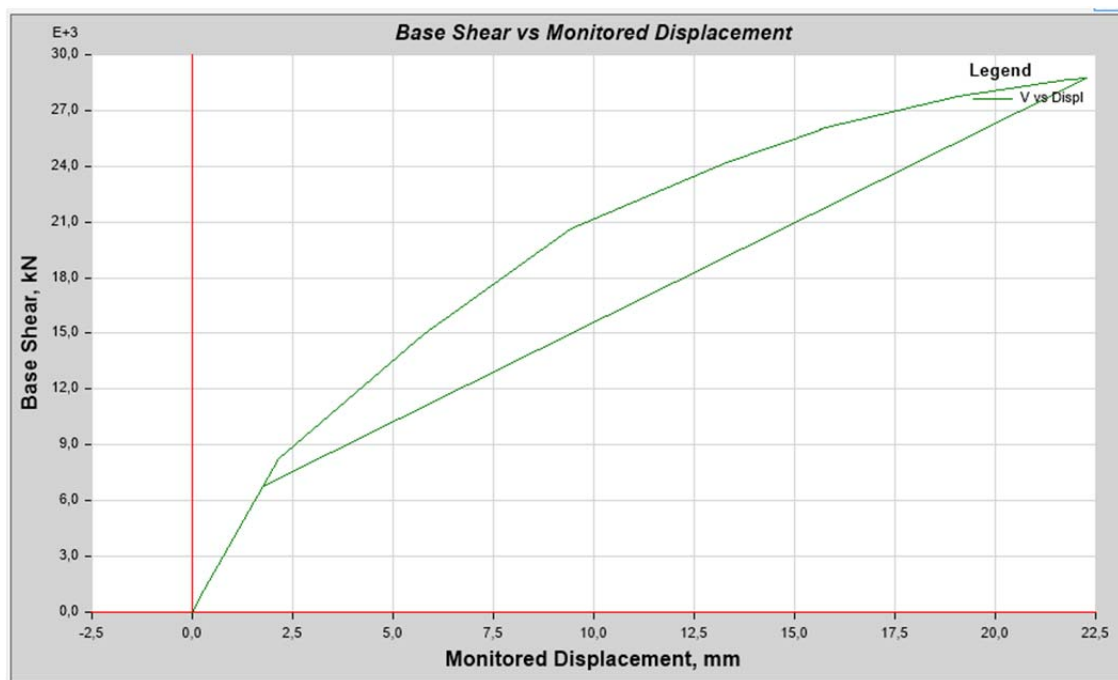
Ο κόμβος ελέγχου όπως είναι λογικό λαμβάνεται πλέον στον 3<sup>ο</sup> όροφο, και είναι πάλι το κέντρο βάρους του ορόφου.

Επίσης, για την ομοιόμορφη κατανομή του οριζόντιου φορτίου, θα πρέπει να δρα πλέον από την βάση έως τον τρίτο όροφο.



Εικόνα 4.5: Μετατροπή σεισμικής δράσης

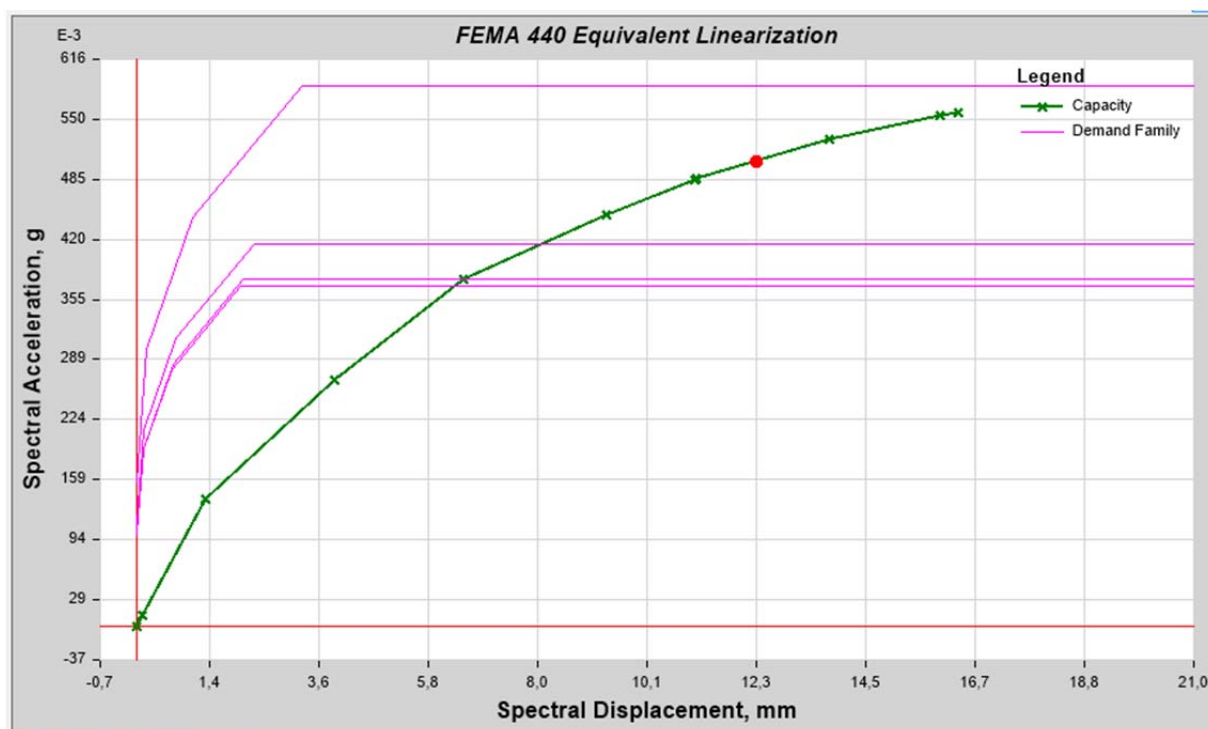
Οι αναλύσεις που έγιναν είναι οι ίδιες με του αρχικού φορέα. Μετά από έλεγχο προέκυψε ότι δυσμενέστερη φόρτιση είναι η  $modx+0,3y$ , η οποία και θα παρουσιαστεί παρακάτω.



Εικόνα 4.6: Καμπύλη ικανότητας για  $modx+0,3y$

Το κτήριο καταρρέει στα 22mm με τέμνουσα βάσης  $V = 29200$  kN.

Στην συνέχεια την μετατρέπουμε στο διάγραμμα ADRS και ελέγχουμε εάν τέμνεται με το φάσμα του σεισμού του Ευρωκώδικα 8.



Εικόνα 4.7: Καμπύλη ADRS – Φάσμα σεισμού

Όπως φαίνεται στο παραπάνω διάγραμμα, παρότι αρχικά δεν υπάρχει κοινό σημείο της καμπύλης με το φάσμα, μόλις το κτήριο μπαίνει στην πλαστική περιοχή και αλλάζει η τιμή της απόσβεσης, τότε υπάρχει τομή.

Άρα λοιπόν και σε αυτήν την περίπτωση το κτήριο δεν χρίζει ενίσχυσης.

Για τα υποστυλώματα τα οποία δεν έχουν ελεγχθεί ως κοντά, για να μην αλλάξει η στάθμη επιτελεστικότητας, επιλέγεται η δημιουργία αρμού μεταξύ υποστυλωμάτων και τοίχου ώστε να λειτουργεί ως ενιαίο.

Παρόλα αυτά σε περίπτωση που θα έπρεπε να κατασκευασθούν κι άλλοι νέοι όροφοι, άλλοι 2 για παράδειγμα, το κτήριο θα χρειαζόταν ενίσχυση. Στην γενική συμπεριφορά του κτηρίου παρατηρούνται κάποια υποστυλώματα που έχουν περάσει την στάθμη < προστασία ζωής > αλλά κρίσιμα για την αστοχία είναι τα τοιχεία τα οποία είτε θα ενισχυθούν είτε θα προσπαθήσουμε να αποφορτιστούν σε κάποιο βαθμό.

## 4.2 ΠΡΩΤΟ ΣΕΝΑΡΙΟ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

Ως πρώτο σενάριο ενίσχυσης, προτείνονται οι μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος στα περιμετρικά τοιχώματα των υπαρχόντων ορόφων. Έτσι εκτός της αύξησης της αντοχής των τοιχείων, αυξάνεται και η δυσκαμψία του κτηρίου με αποτέλεσμα να μειώνεται η ιδιομορφή του.

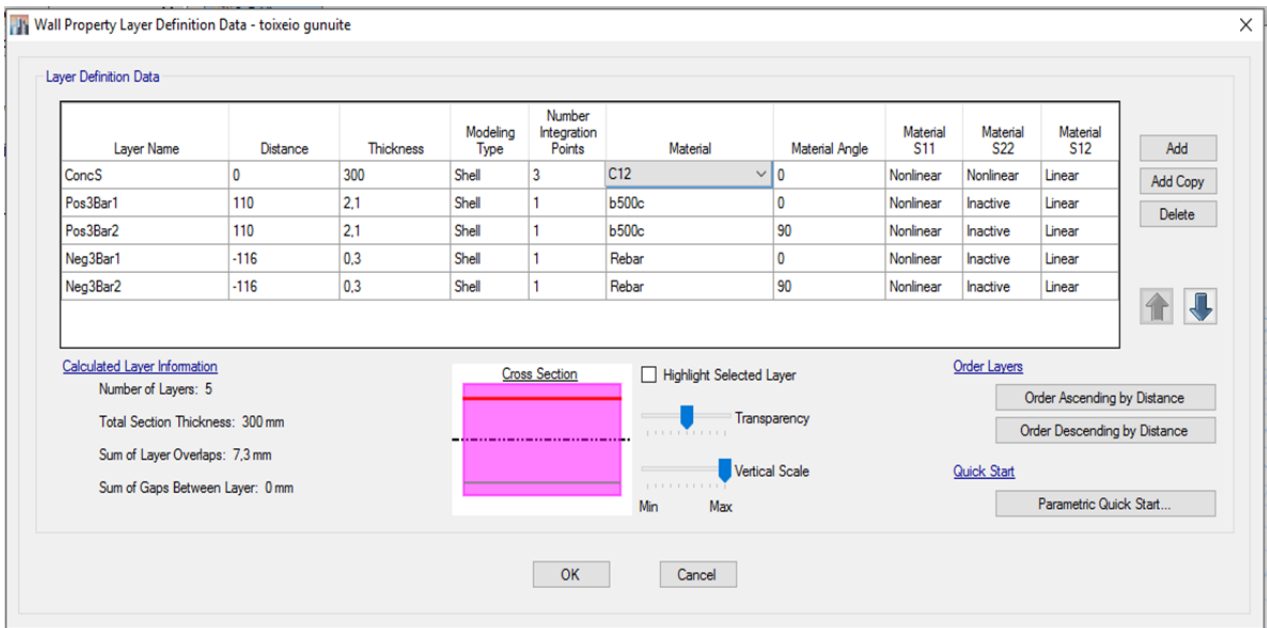


Εικόνα 4.8: Ενίσχυση με μανδύες εκτοξευμένου σκυροδέματος

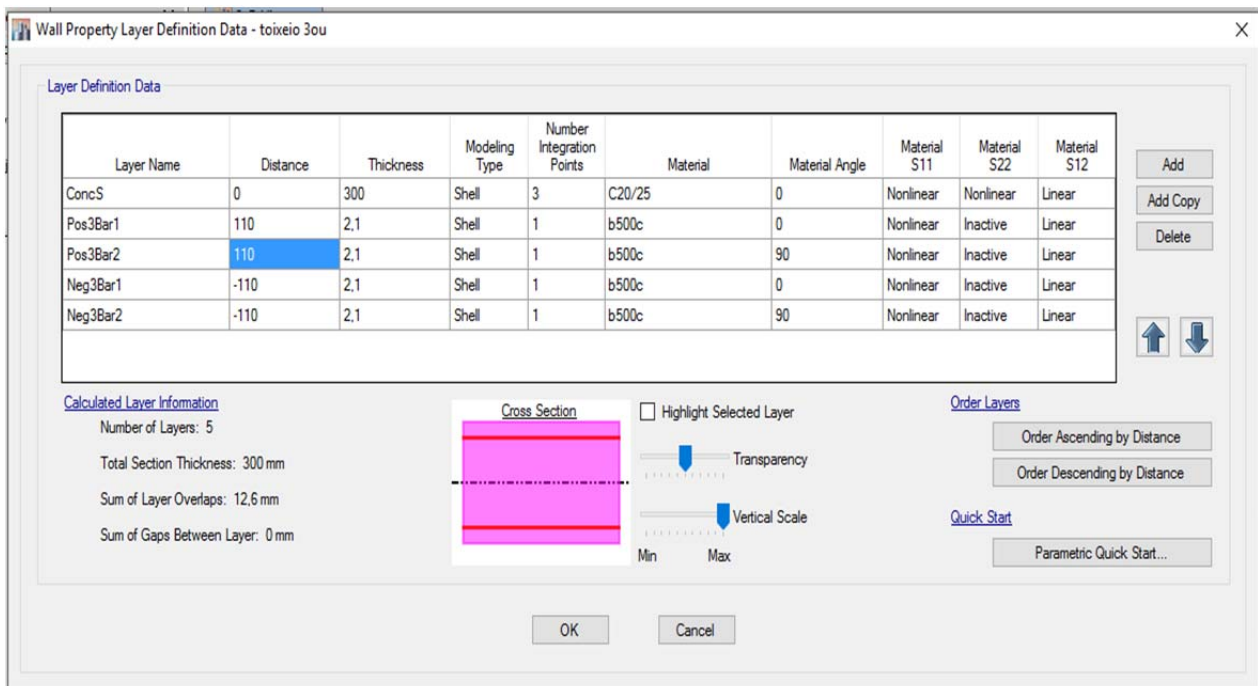
Λόγω της μεγάλης διασποράς στις τιμές της αντοχής του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, θεωρούμε  $f_{ck} = 12$  MPa. Επίσης ο οπλισμός που εισάγεται είναι  $\Phi 20/150$  μόνο από την εσωτερική πλευρά. Το νέο πάχος του τοιχείου θα είναι 300 mm. Τέλος, θα τοποθετηθούν βλήτρα κατά μήκος του τοιχείου ώστε να εξασφαλιστεί η ένωση των δυο σκυροδεμάτων.

Όσον αφορά τα τοιχεία που θα κατασκευάσουν στο 3<sup>ο</sup> όροφο, αυτά θα έχουν το ίδιο πάχος με τα ενισχυμένα, δηλαδή 300 mm, και οπλισμό επίσης  $\Phi 20/150$  διπλή εσχάρα. Η ποιότητα του σκυροδέματος θα είναι C20/25 ενώ του χάλυβα οπλισμού B500C.

Οι διατομές των τοιχείων παρουσιάζονται παρακάτω.

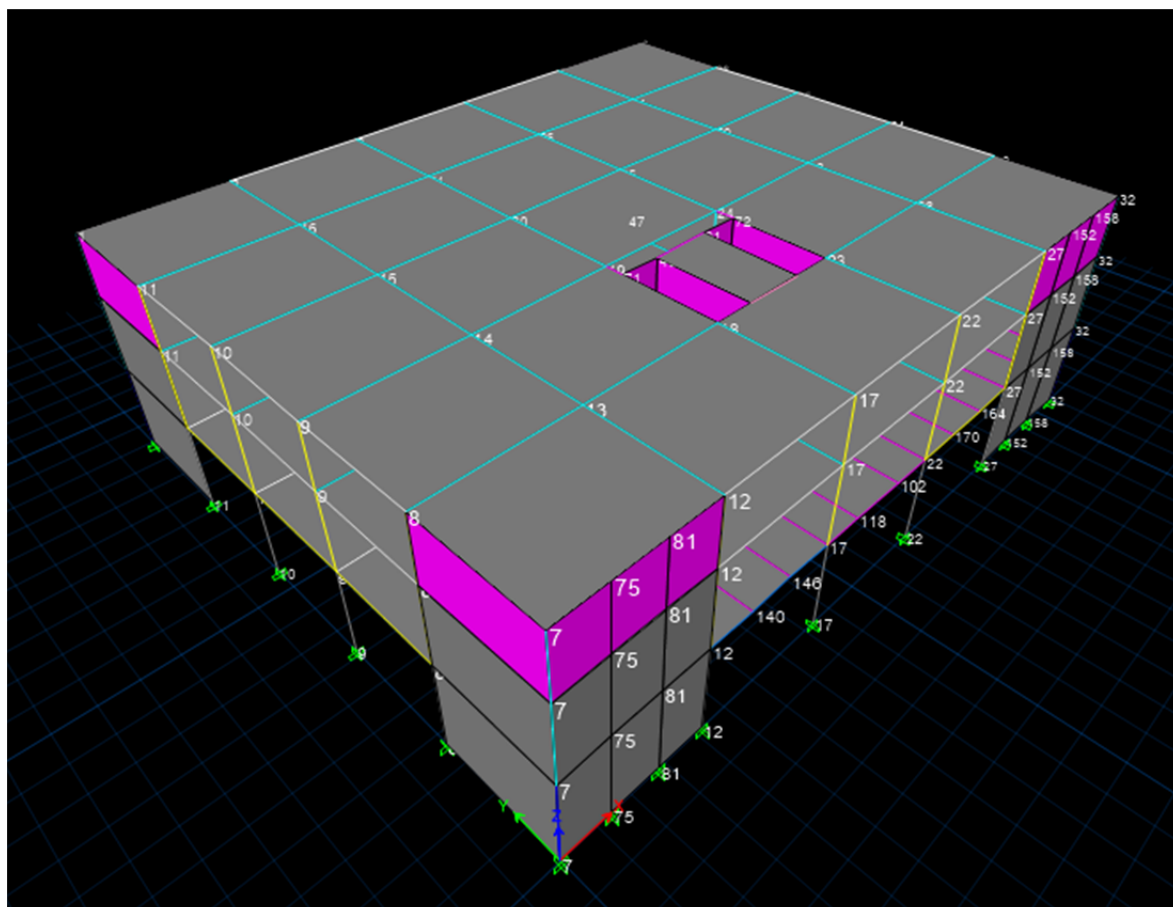


Εικόνα 4.9: Διατομή τοιχείου με gunuite



Εικόνα 4.10: Διατομή νέου τοιχείου 3<sup>ου</sup> ορόφου

Ο φορέας έχει πλέον την μορφή:



Εικόνα 4.11: Κτήριο μετά την ενίσχυση με gunuite και την προσθήκη ορόφου

### 4.3 ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΕΝΑΡΙΟΥ – ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ

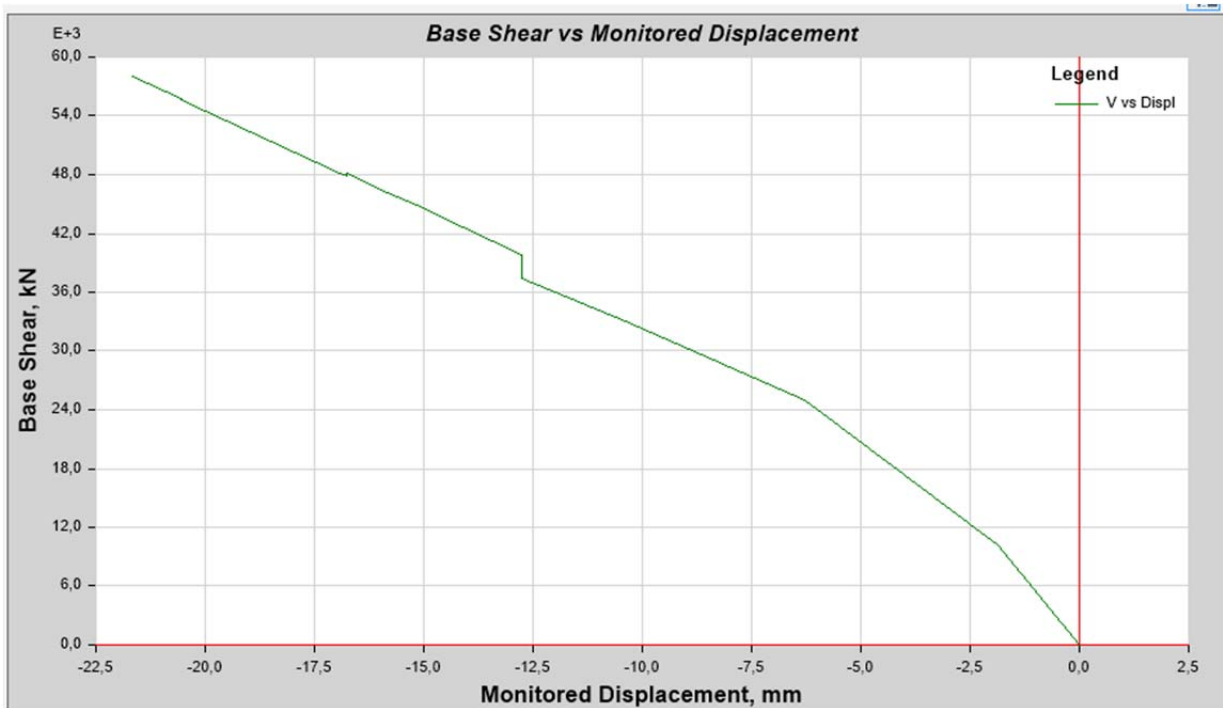
Οι ιδιομορφές που προέκυψαν για το κτήριο είναι οι εξής:

Modal	1	0,158	1	0	0	0
Modal	2	0,146	0	0,992	0	0,008
Modal	3	0,094	0	0,008	0	0,992
Modal	4	0,046	1	0	0	0
Modal	5	0,04	0	0,977	0	0,023
Modal	6	0,03	0,002	0,023	0	0,975
Modal	7	0,026	0,997	0	0	0,003
Modal	8	0,022	0	0,961	0	0,038
Modal	9	0,017	0,001	0,038	0	0,961

Πίνακας 4.1: Ιδιομορφές ενισχυμένου κτηρίου

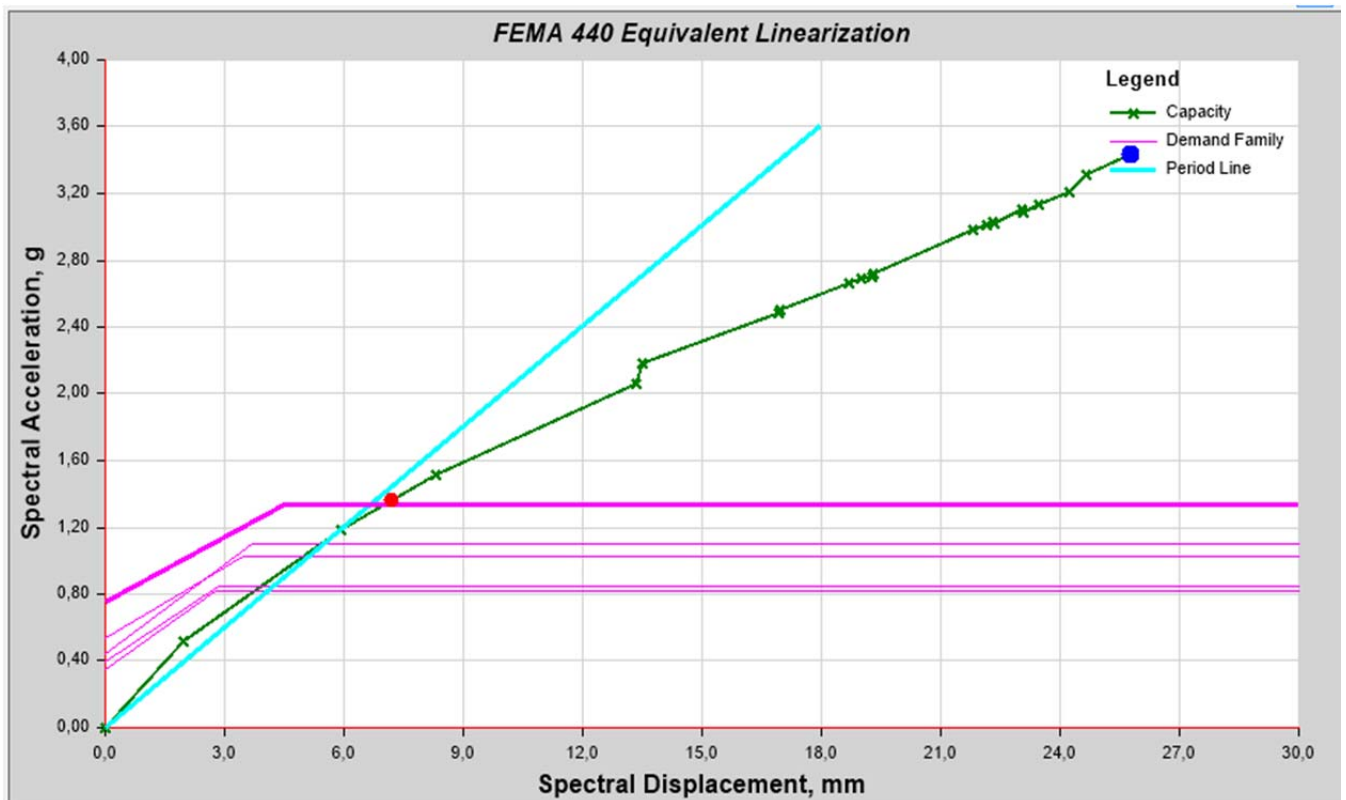
Τα υποστυλώματα μπαίνουν στην στάθμη < οιονεί κατάρρευση > για μετακίνηση 12,5 mm. Άρα, αυτή είναι η μετακίνηση στην οποία όλη η κατασκευή φτάνει την < οιονεί κατάρρευση >. Η στάθμη < προστασία ζωής > θεωρείται στην μετακίνηση  $0,75 \cdot 12,5 = 9,375$  mm.

Τα διαγράμματα που προέκυψαν για την δυναμική ανάλυση κατά Χ είναι:



Εικόνα 4.12: Καμπύλη αντίστασης κατασκευής

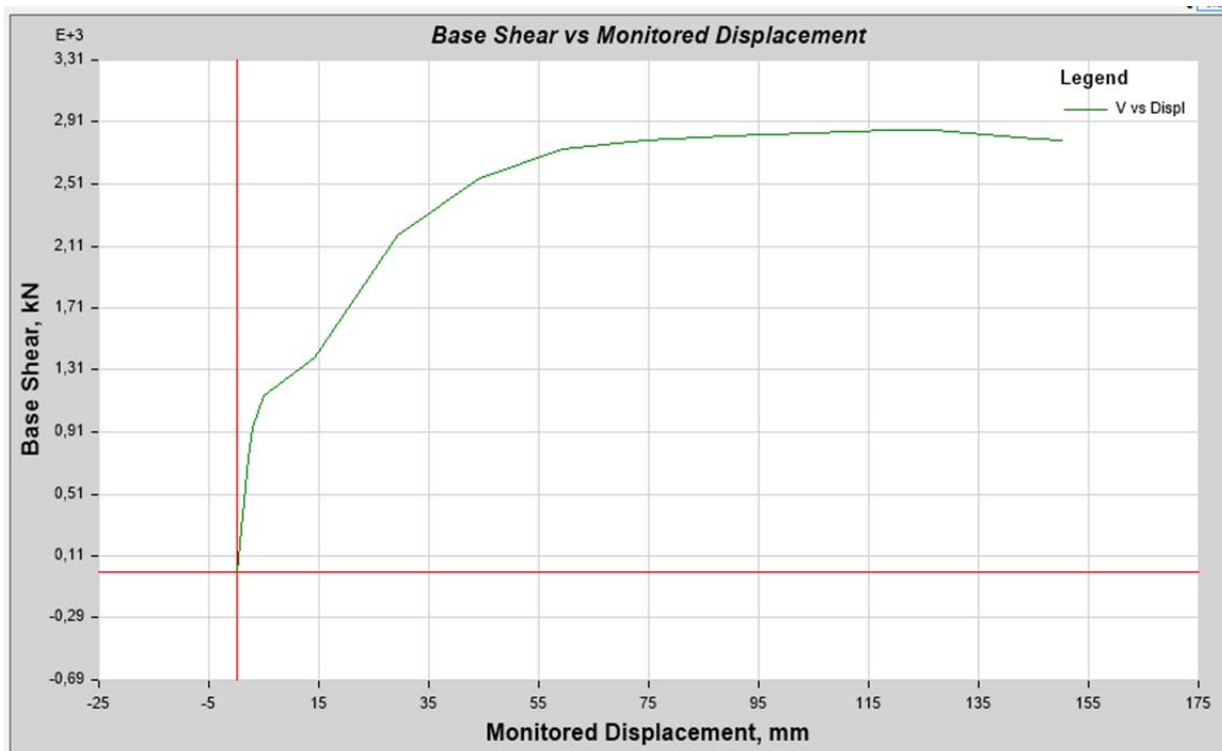




Εικόνα 4.13: Καμπύλη ADRS – σημείο τομής με φάσμα σεισμού

Όπως φαίνεται στο σχήμα το σημείο τομής ( performance point ) για την τελική κατάσταση της κατασκευής καθώς αστοχεί, βρίσκεται στα 7.7 mm, συνεπώς η κατασκευή βρίσκεται μεταξύ < άμεσης χρήσης > και < προστασίας ζωής > και θεωρείται ότι αντέχει. Εδώ φαίνεται και η μεγάλη υπεραντοχή που παρουσιάζει το κτήριο με ενίσχυση μόνο των περιμετρικών τοιχείων.

Για τον προσδιορισμό της καμπύλης ικανότητας των τοιχείων έγινε ανάλυση μεμονωμένου τοιχείου από την οποία προέκυψε ότι πρώτα διαρρέει το υποστύλωμα.



Εικόνα 4.14: Καμπύλη ικανότητας μεμονωμένου τοιχείου

Τέλος, γίνεται και ο έλεγχος σε τέμνουσα. Ο έλεγχος γίνεται για το σημείο τομής της κατασκευής που μας ενδιαφέρει. Για ένα τυπικό τοιχείο 7,20\*0,30 προκύπτει :

$$V_R = 12000 \text{ kN}$$

$$V_{R,max} = 9200 \text{ kN}$$

$$\text{Η δρώσα προκύπτει } V_{ed} = 8500 \text{ kN}$$

Άρα το τοιχείο αντέχει σε τέμνουσα. Το ίδιο γίνεται για όλα τα τοιχεία.

Συνεπώς, η καμπύλη αντίστασης παραμένει ως έχει.

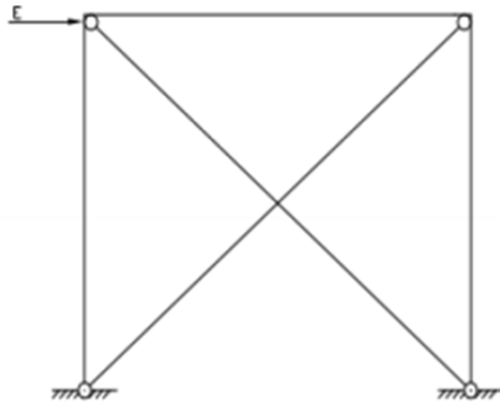
#### 4.4 ΔΕΥΤΕΡΟ ΣΕΝΑΡΙΟ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

Το δεύτερο σενάριο ενίσχυσης περιλαμβάνει χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας για την ελάφρυνση των τοιχείων από τις φορτίσεις.

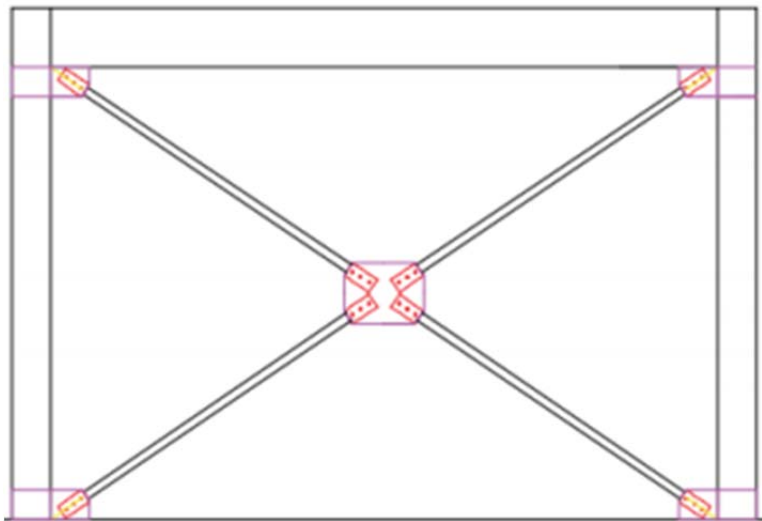


Εικόνα 4.15: Ενίσχυση κτηρίου με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας

Οι ράβδοι αυτοί ενώνονται με τα κατακόρυφα και οριζόντια στοιχεία ενός πλαισίου της κατασκευής και αποτελούν ένα μικτό φορέα αποτελούμενο από το πλαίσιο και το δικτύωμα. Στα μέλη του δικτυώματος η σεισμική δράση δημιουργεί ως επί το πλείστον μόνο αξονική ένταση, είτε εφελκυστική είτε θλιπτική.



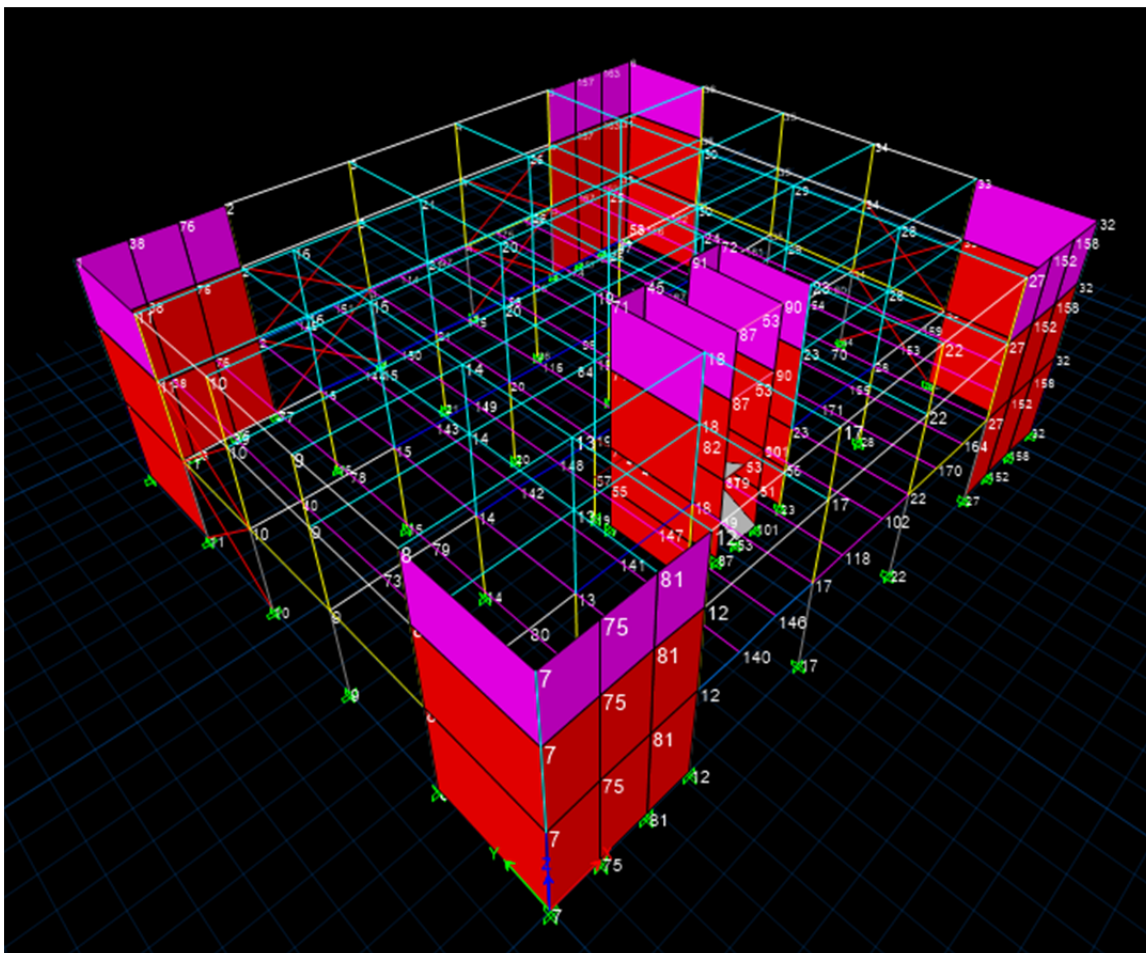
Εικόνα 4.16: Σεισμική δράση σε δικτύωμα μορφής Χ



Εικόνα 4.17: Τρόπος σύνδεσης χιαστί συνδέσμων με υφιστάμενα στοιχεία

Από τις διάφορες αναλύσεις που έγιναν, παρουσιάζεται η περίπτωση που τοποθετείται ο μικρότερος αριθμός χιαστί συνδέσμων, ώστε να διατηρείται το κέντρο στροφής περίπου στην ίδια θέση με πριν την ενίσχυση.

Έτσι η προτεινόμενη διάταξη είναι:

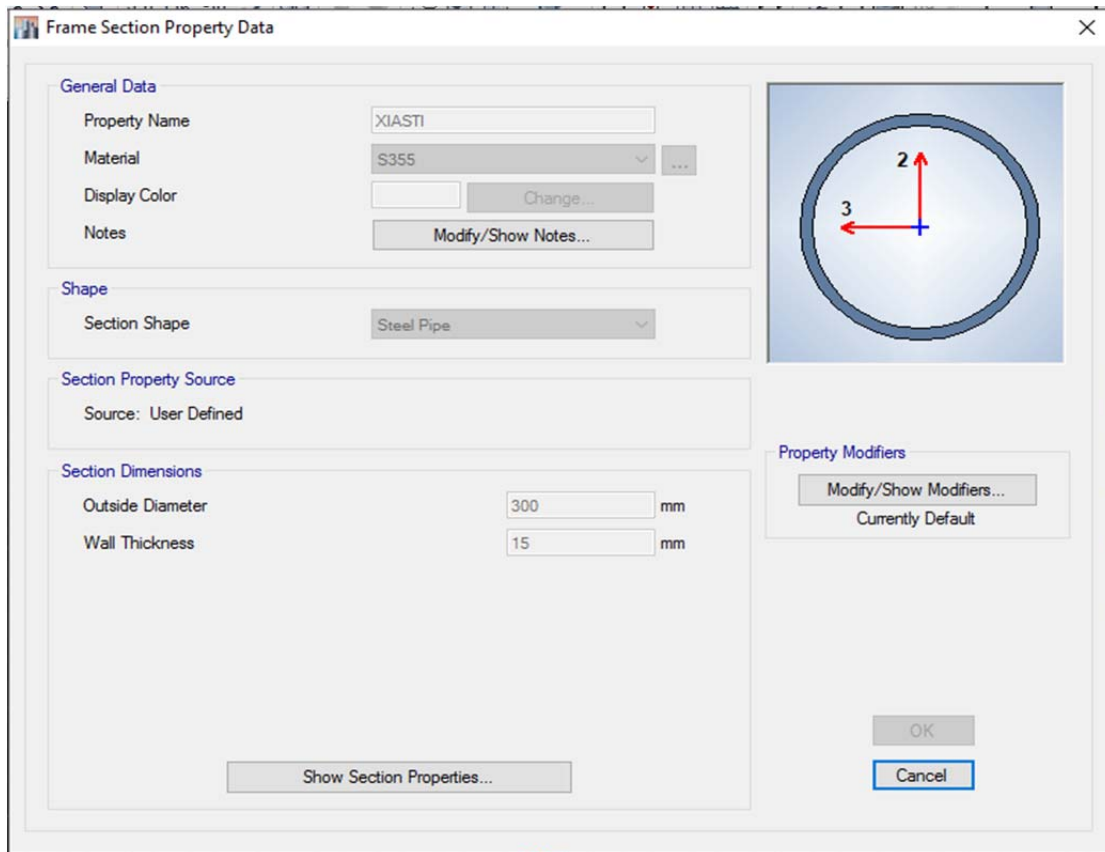


Εικόνα 4.18: Διάταξη χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας στην κατασκευή

Οι θέσεις αυτές κρατούν το κέντρο στροφής περίπου στην ίδια θέση με πριν την ενίσχυση.

Επιλέχθηκαν χιαστί σύνδεσμοι κυκλικής κοίλης διατομής διαμέτρου 300mm και πάχους 15mm, για εξασφάλιση έναντι λυγισμού. Η ποιότητα του δομικού χάλυβα είναι S355.

Στο πρόγραμμα οι χιαστί σύνδεσμοι ορίζονται όπως τα υποστυλώματα και οι δοκοί. Η διαφοροποίηση έγκειται στον τρόπο σχεδιασμού τους στο μοντέλο, αφού τοποθετούνται διαγώνια. Σε αντίθετη περίπτωση μπορούν να θεωρηθούν και δοκοί εάν είναι οριζόντιοι και υποστυλώματα εάν είναι κάθετοι.



Εικόνα 4.19: Διατομή χιαστί συνδέσμων

## 4.5 ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΕΝΑΡΙΟΥ – ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ

Οι νέες ιδιομορφές της κατασκευής είναι:

Modal	1	0,17	0,995	0	0	0,005
Modal	2	0,157	0	0,992	0	0,008
Modal	3	0,1	0,005	0,008	0	0,987
Modal	4	0,053	1	0	0	0
Modal	5	0,047	0	0,981	0	0,019
Modal	6	0,046	0	0,634	0	0,365
Modal	7	0,046	0	0,978	0	0,022
Modal	8	0,044	0	0,02	0	0,98
Modal	9	0,044	0	0,965	0	0,035
Modal	10	0,038	0,57	0,042	0	0,388
Modal	11	0,038	0,983	0,001	0	0,016
Modal	12	0,036	0,001	0,033	0	0,966

Πίνακας 4.2: Ιδιομορφές ενισχυμένου κτηρίου

Με τον δεύτερο τρόπο ενίσχυσης, παραμένει η κρίσιμη ιδιομορφή κατά την διεύθυνση Χ με  $T = 0,17$  sec. Άρα, δυσμενέστερος είναι ο συνδυασμός  $\text{mod}x+0.3y$ , ο οποίος και θα παρουσιαστεί.

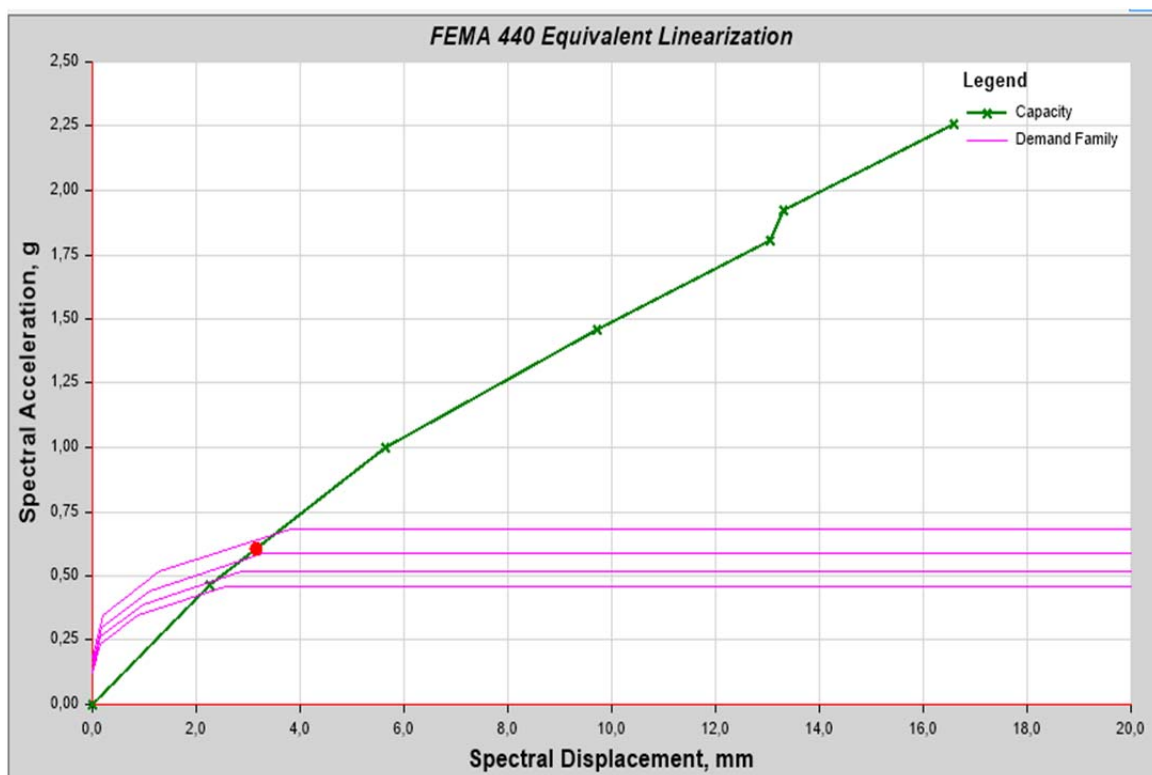
Η καμπύλη ικανότητας του φορέα είναι η παρακάτω:



Εικόνα 4.20: Καμπύλη ικανότητας κατασκευής

Τα υποστυλώματα μπαίνουν στην στάθμη αυτή για μετακίνηση 11,5 mm. Άρα, αυτή είναι η μετακίνηση στην οποία όλη η κατασκευή φτάνει την < οιονεί κατάρρευση >. Η στάθμη < προστασία ζωής > θεωρείται στην μετακίνηση  $0,75 \cdot 11,5 = 8,625$  mm.

Στην συνέχεια την μετατρέπουμε στο διάγραμμα ADRS και ελέγχουμε εάν τέμνεται με το φάσμα του σεισμού του Ευρωκώδικα 8.



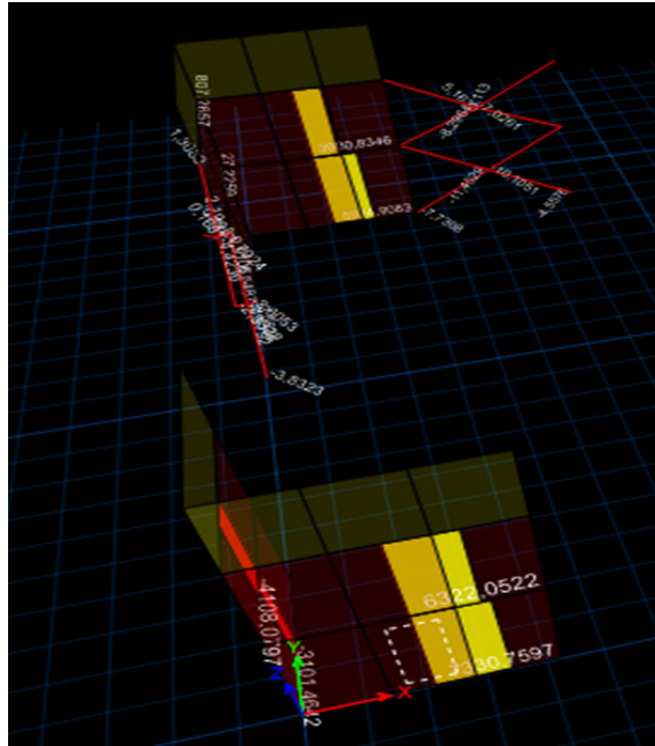
Εικόνα 4.21: Καμπύλη ADRS – φάσμα σεισμού

Αφού υπάρχει κοινό σημείο η κατασκευή αντέχει την σεισμική διέγερση.

Όπως φαίνεται στο σχήμα το σημείο τομής ( performance point ) βρίσκεται στα 3,5 mm, συνεπώς η κατασκευή βρίσκεται μεταξύ < άμεσης χρήσης > και < προστασίας ζωής > και θεωρείται ότι αντέχει.

Απομένει να ελεγχτούν η τέμνουσα των τοιχείων καθώς και η θλίψη και ο εφελκυσμός των χιαστί συνδέσμων.





Εικόνα 4.22: Οι δρώσες ροπές στην κατασκευή

Ο έλεγχος πραγματοποιήθηκε για την δυσμενέστερη περίπτωση τέμνουσας τοιχείου για το βήμα στο οποίο βρίσκεται η στάθμη < οιονεί κατάρρευση >.

Για τον έλεγχο της τέμνουσας χρησιμοποιούνται οι τύποι του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και προκύπτει ότι:

$$V_{r,max} = 7800 \text{ kN} , \text{ για αξονική } N = -6500 \text{ kN}$$

$$V_{rs} = 9600 \text{ kN}, \text{ με την συνεισφορά και του υπάρχοντος σπλισμού.}$$

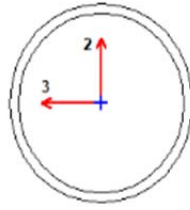
$$\text{Η δρώσα τέμνουσα είναι } V_{ed} = 7350 \text{ kN}$$

Άρα τα τοιχεία αντέχουν σε τέμνουσα.

Πλέον απομένει μόνο ο έλεγχος των χιαστί συνδέσμων. Αυτό όμως γίνεται από το πρόγραμμα αυτόματα και δείχνει ότι επαρκούν οι διατομές που ορίστηκαν.

Συγκεκριμένα, πατώντας στο αρχικό μενού του προγράμματος *Design – Steel Frame Design – Start/Check*. Ο έλεγχος γίνεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3.

Eurocode 3-2005 Steel Section Check (Strength Summary)



Element Details

Level	Element	Length (mm)	Location (mm)	Combo	Design Type	Element Type	Section	Classification	Rolled
Story2	D79	4180.8	2080.4	DStIS1	Brace	DCH MRF	XIASTI	Class 1	No

Design Parameters

National Annex	Combination Equation	Analysis Type	Reliability
CEN Default	Eq. 6.10	Method 2 (Annex B)	Class 2

Design Code Parameters

$\gamma_{M0}$	$\gamma_{M1}$	$\gamma_{M2}$	$A_n/A_g$	LLRF	PLLF	Stress ratio Limit
1	1	1,25	1	1	0,75	0,95

Section Properties

A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>yy</sub> (mm)	W <sub>el,yy</sub> (cm <sup>3</sup> )	A <sub>v,y</sub> (cm <sup>2</sup> )	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>yz</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>t</sub> (cm <sup>4</sup> )
134,3	13673,7	100,9	911,6	85,5	1219,5	0	27347,5
I <sub>zz</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>zz</sub> (mm)	W <sub>el,zz</sub> (cm <sup>3</sup> )	A <sub>v,z</sub> (cm <sup>2</sup> )	W <sub>pl,zz</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>w</sub> (cm <sup>4</sup> )	h (mm)	
13673,7	100,9	911,6	85,5	1219,5		300	
A <sub>net</sub> (cm <sup>2</sup> )	e <sub>Ny</sub> (mm)	e <sub>Nz</sub> (mm)	W <sub>el,yy</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>el,zz</sub> (cm <sup>3</sup> )			
134,3	0	0	911,6	911,6			

Εικόνα 4.23: Ιδιότητες διατομής χιαστί

Axial Force Design

	N <sub>Ed</sub> Force kN	N <sub>c,Rd</sub> Capacity kN	N <sub>t,Rd</sub> Capacity kN	N <sub>byy,Rd</sub> Major kN	N <sub>zzz,Rd</sub> Minor kN
Axial	-222,8659	4767,7596	4767,7596	3912,1369	2361,6622
	N <sub>pl,Rd</sub> kN	N <sub>u,Rd</sub> kN	N <sub>cr,T</sub> kN	N <sub>cr,TF</sub> kN	A <sub>n</sub> /A <sub>g</sub> Unitless
	4767,7596	4931,6093	1084756	4092,478	1

Design Parameters for Axial Design

	Curve	α	N <sub>cr</sub> (kN)	λ	Φ	χ	N <sub>td,Rd</sub> (kN)
Major (y-y)	c	0,49	16369,9121	0,54	0,729	0,821	3912,1369
MajorB (y-y)	c	0,49	16369,9121	0,54	0,729	0,821	3912,1369
Minor (z-z)	c	0,49	4092,478	1,079	1,298	0,495	2361,6622
MinorB (z-z)	c	0,49	4092,478	1,079	1,298	0,495	2361,6622
Torsional TF	c	0,49	4092,478	1,079	1,298	0,495	2361,6622

Εικόνα 4.24: Έλεγχος αντοχής έναντι αξονικής

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

### 5.1 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΕΝΤΡΟΥ ΣΤΡΟΦΗΣ ΚΑΤΑ Ε.Α.Κ.

Οι πόλοι στροφής μελετήθηκαν για τον αρχικό φορέα. Ο Ε.Α.Κ. προτείνει με ποιούς τύπους μπορούν αυτοί να προσδιοριστούν, αλλά δεν προβλέπει τη αλλαγή που προκύπτει κατά τις αναλύσεις στις δυσκαμψίες των διατομών.

Ο πόλος στροφής συμβολίζεται με Ρο. Οι συντεταγμένες του σε ένα ορθογώνιο σύστημα αναφοράς (ΟΧ, ΟΥ) δίνονται από τις σχέσεις:

$$\circ x = \frac{\sum X_i K_{i,y}}{\sum K_{i,y}}$$

$$\circ y = \frac{\sum Y_i K_{i,x}}{\sum K_{i,x}}$$

όπου Χ<sub>ί</sub> και Υ<sub>ί</sub> είναι οι συντεταγμένες του κέντρου του υποστυλώματος και τοιχείου Κ<sub>ί</sub> και Κ<sub>ί,χ</sub> και Κ<sub>ί,γ</sub> οι δυσκαμψίες του στις διευθύνσεις Χ και Υ.

Έτσι, για το συγκεκριμένο κτήριο υπολογίσθηκε ο πόλος στροφής και για τους δυο ορόφους.

Πόλος στροφής ισογείου

ΙΣΟΓΕΙΟ	
ΧΡο=	17,65189
ΥΡο=	12,97749

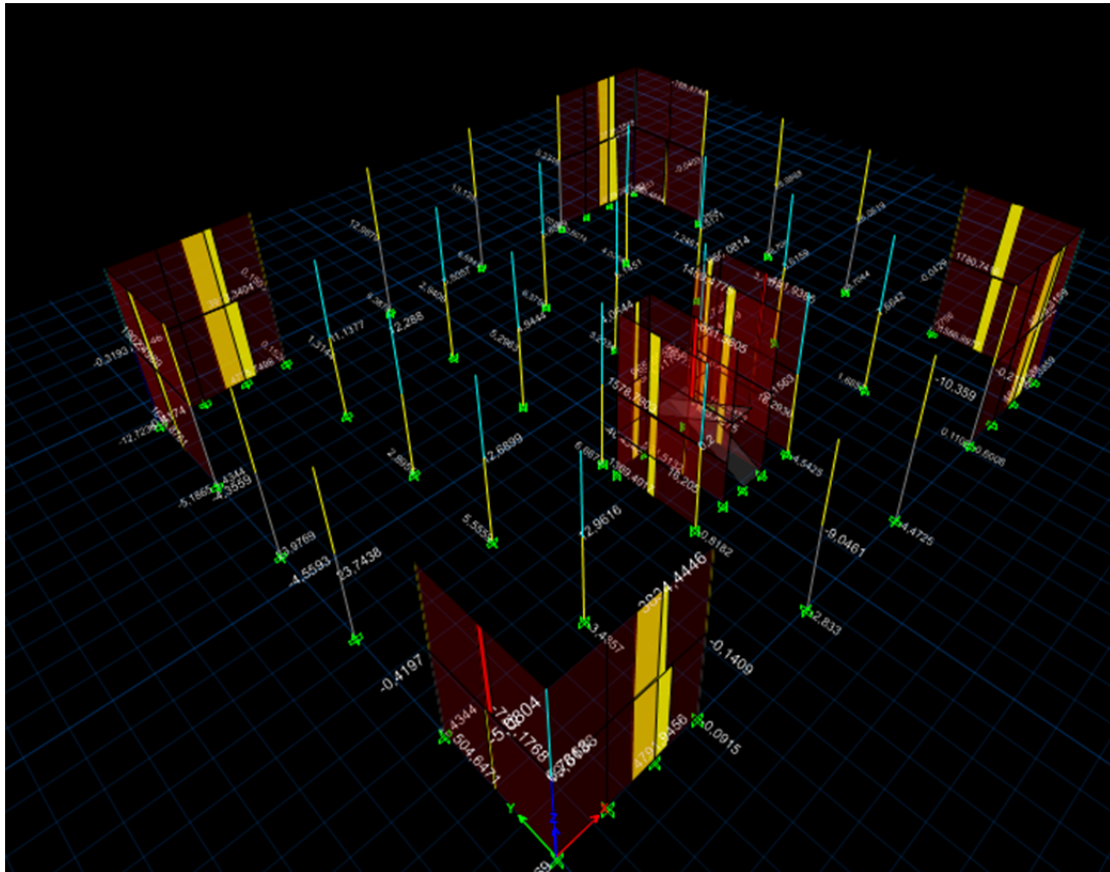
Πόλος στροφής 1<sup>ου</sup>

1ος ΟΡΟΦΟΣ	
ΧΡΟ=	17,65172
ΥΡΟ=	12,96915

Οι φόρμα υπολογισμού των πόλων στροφής παρουσιάζεται παρακάτω:

polos eak isogeiou											
	toixeia	Et=	27000	MN							
	X	Y	b	h	lx	ly	Kx	Ky	x*Kx	y*Ky	
<b>Kata x</b>											
1	3,6	0	7,2	0,2	0,0048	6,2208	11287,02	8,70912	40633,27	0	
2	3,6	30,4	7,2	0,2	0,0048	6,2208	11287,02	8,70912	40633,27	264,7572	
3	31,7	0	7,2	0,2	0,0048	6,2208	11287,02	8,70912	357798,5	0	
4	31,7	30,4	7,2	0,2	0,0048	6,2208	11287,02	8,70912	357798,5	264,7572	
<b>Kata y</b>											
1	0	3,1	6,2	0,2	3,972133	0,004133	7,49952	7207,039	0	22341,82	
2	0	27,3	6,2	0,2	3,972133	0,004133	7,49952	7207,039	0	196752,2	
3	35,4	3,1	6,2	0,2	3,972133	0,004133	7,49952	7207,039	265,483	22341,82	
4	35,4	27,3	6,2	0,2	3,972133	0,004133	7,49952	7207,039	265,483	196752,2	
<b>kentika</b>											
<b>kata x</b>											
1	15,225	11,2	2,9	0,2	0,001933	0,406483	737,5234	3,50784	11228,79	39,28781	
2	20,175	11,2	2,9	0,2	0,001933	0,406483	737,5234	3,50784	14879,53	39,28781	
<b>kata y</b>											
1	14,2	8,7	5	0,2	2,083333	0,003333	6,048	3780	85,8816	32886	
2	16,25	8,7	5	0,2	2,083333	0,003333	6,048	3780	98,28	32886	
3	19,1525	8,7	5	0,2	2,083333	0,003333	6,048	3780	115,8343	32886	
4	21,2	8,7	5	0,2	2,083333	0,003333	6,048	3780	128,2176	32886	
<b>yp 35x35</b>											
1	0	0	0,35	0,35	0,001251	0,001251	2,482874	2,482874	0	0	
2	35,4	0	0,35	0,35	0,001251	0,001251	2,482874	2,482874	87,89374	0	
3	0	30,4	0,35	0,35	0,001251	0,001251	2,482874	2,482874	0	75,47937	
4	35,4	30,4	0,35	0,35	0,001251	0,001251	2,482874	2,482874	87,89374	75,47937	
<b>yp 35x50x</b>											
1	7,2	0	0,5	0,35	0,001786	0,003646	5,67	2,7783	40,824	0	
2	14,2	0	0,5	0,35	0,001786	0,003646	5,67	2,7783	80,514	0	
3	21,2	0	0,5	0,35	0,001786	0,003646	5,67	2,7783	120,204	0	
4	28,2	0	0,5	0,35	0,001786	0,003646	5,67	2,7783	159,894	0	
5	7,2	30,4	0,5	0,35	0,001786	0,003646	5,67	2,7783	40,824	84,46032	
<b>yp 35x50y</b>											
1	0	6,2	0,5	0,35	0,003646	0,001786	2,7783	5,67	0	35,154	
2	0	12,2	0,5	0,35	0,003646	0,001786	2,7783	5,67	0	69,174	
3	0	18,2	0,5	0,35	0,003646	0,001786	2,7783	5,67	0	103,194	
4	0	24,2	0,5	0,35	0,003646	0,001786	2,7783	5,67	0	137,214	
5	35,4	6,2	0,5	0,35	0,003646	0,001786	2,7783	5,67	98,35182	35,154	
6	35,4	12,2	0,5	0,35	0,003646	0,001786	2,7783	5,67	98,35182	69,174	
7	35,4	18,2	0,5	0,35	0,003646	0,001786	2,7783	5,67	98,35182	103,194	
8	35,4	24,2	0,5	0,35	0,003646	0,001786	2,7783	5,67	98,35182	137,214	
<b>yp 50x50</b>											
1	7,2	6,2	0,5	0,5	0,005208	0,005208	10,341	10,341	74,4552	64,1142	
2	14,2	6,2	0,5	0,5	0,005208	0,005208	10,341	10,341	146,8422	64,1142	
3	21,2	6,2	0,5	0,5	0,005208	0,005208	10,341	10,341	219,2292	64,1142	
4	28,2	6,2	0,5	0,5	0,005208	0,005208	10,341	10,341	291,6162	64,1142	
5	7,2	12,2	0,5	0,5	0,005208	0,005208	10,341	10,341	74,4552	126,1602	
6	14,2	12,2	0,5	0,5	0,005208	0,005208	10,341	10,341	146,8422	126,1602	
7	21,2	12,2	0,5	0,5	0,005208	0,005208	10,341	10,341	219,2292	126,1602	
8	28,2	12,2	0,5	0,5	0,005208	0,005208	10,341	10,341	291,6162	126,1602	
9	7,2	18,2	0,5	0,5	0,005208	0,005208	10,341	10,341	74,4552	188,2062	
10	14,2	18,2	0,5	0,5	0,005208	0,005208	10,341	10,341	146,8422	188,2062	
11	21,2	18,2	0,5	0,5	0,005208	0,005208	10,341	10,341	219,2292	188,2062	
12	28,2	18,2	0,5	0,5	0,005208	0,005208	10,341	10,341	291,6162	188,2062	
13	7,2	24,2	0,5	0,5	0,005208	0,005208	10,341	10,341	74,4552	250,2522	
14	14,2	24,2	0,5	0,5	0,005208	0,005208	10,341	10,341	146,8422	250,2522	
15	21,2	24,2	0,5	0,5	0,005208	0,005208	10,341	10,341	219,2292	250,2522	
16	28,2	24,2	0,5	0,5	0,005208	0,005208	10,341	10,341	291,6162	250,2522	
							46920,29	44232,98	828231,7	574033,2	
<b>ΙΣΟΓΕΙΟ</b>											
			Xpo=	17,65189							
			YPo=	12,97749							





Εικόνα 5.2: Προέλευση τεμνουσών για πόλο στροφής 1<sup>ου</sup>

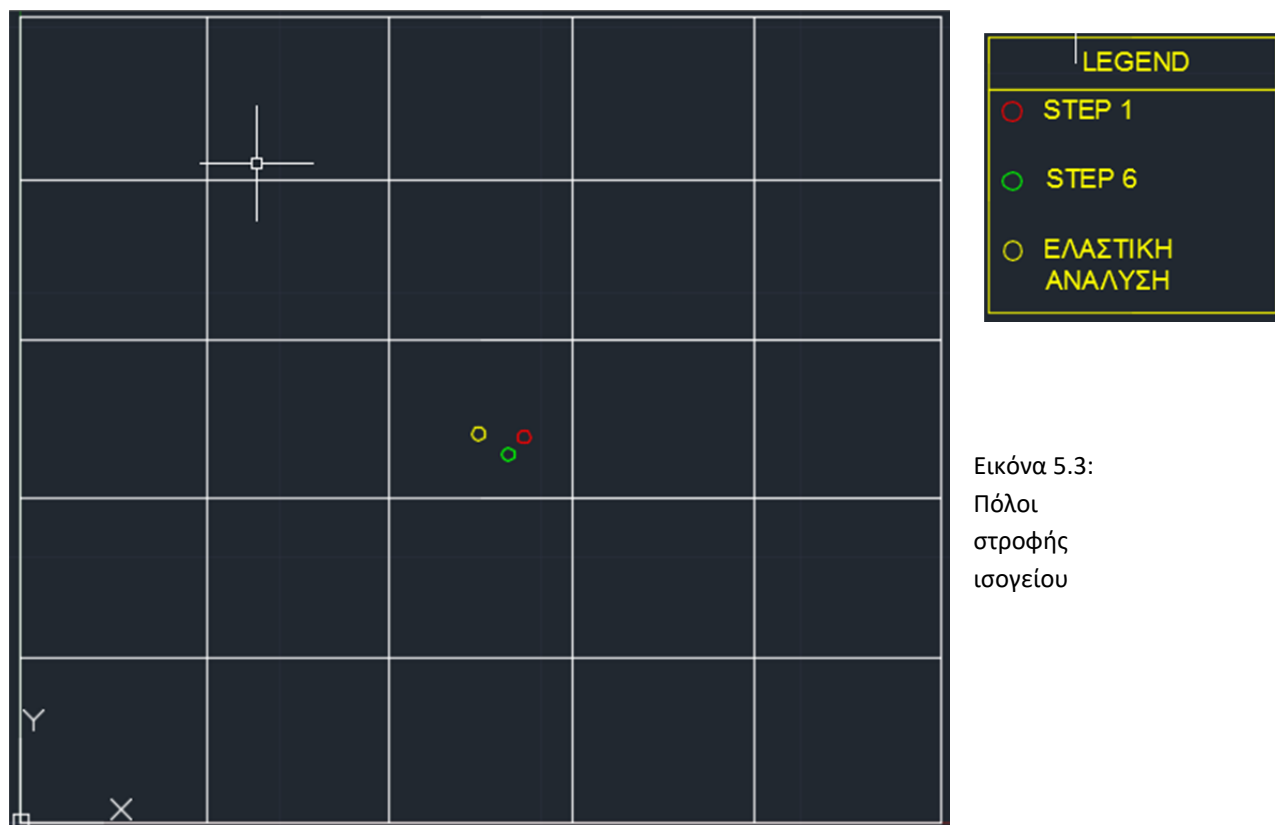
Τα αποτελέσματα που προέκυψαν είναι:

Ελαστική ανάλυση	X	Y
Ισόγειο	17.625 m	14.665 m
1 <sup>ος</sup> Όροφος	19.393 m	17.137 m

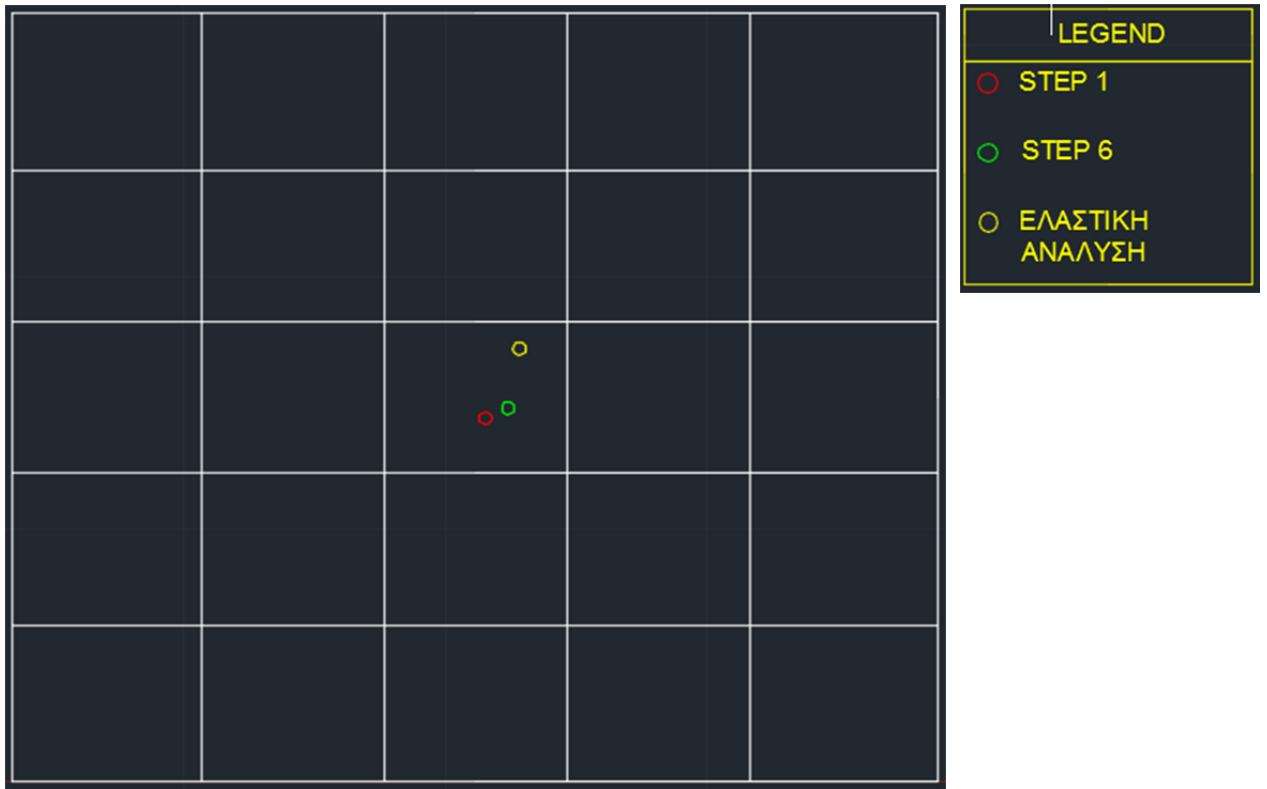
Step 1	X	Y
Ισόγειο	19.354 m	14.544 m
1 <sup>ος</sup> Όροφος	18.092 m	14.376 m

Step 6	X	Y
Ισόγειο	18.757 m	13.876 m
1 <sup>ος</sup> Όροφος	18.955 m	14.785 m

Σχηματικά, η κίνηση του πόλου στροφής στις παραπάνω περιπτώσεις είναι:



Εικόνα 5.3:  
Πόλοι  
στροφής  
ισογείου



Εικόνα 5.4: Πόλοι στροφής 1ου ορόφου



Ο προσδιορισμός των σημείων έγινε με φύλλα υπολογισμού:

POLOS STROFIS (modx+0,3y+) step 1							
Y APO ARXI A3ONWN							
Y=	14,544	12,2<Y<18,2					
<b>F1</b>		-3504,8	d=	14,544	f*d=	-50973,8	SUM -0,26944
f11		-275,8					
f12		-576,8					
f13		-563,5					
f14		-267,7					
f15		-1538,5					
f16		-282,5					
<b>F2</b>		-176,52	d=	8,344		-1472,88	
f21		8,97					
f22		-14,53					
f23		4,11					
f24		-46,03					
f25		-42,3					
f26		-34,14					
f1τοixείου		-1,46					
f2τοixείου		-51,14					
<b>F3</b>		-1871,12	d=	2,344		-4385,91	
f31		5,34					
f32		-22,7					
f33		-234,9					

Εικόνα 5.5: Φόρμα υπολογισμού για προσδιορισμό πόλου στροφής με την μέθοδο των τεμνουσών

### 5.3 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΕΝΤΡΟΥ ΣΤΡΟΦΗΣ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ ΤΩΝ ΜΕΣΟΚΑΘΕΤΩΝ

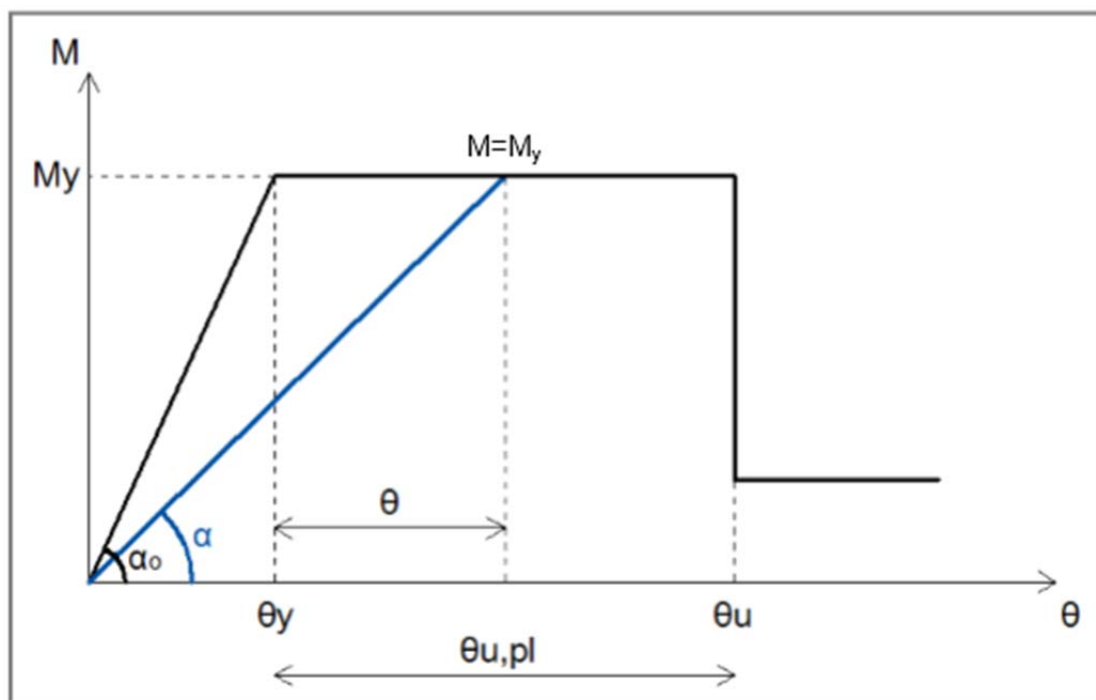
Με βάση τα δεδομένα που προέκυψαν από την Pushover ανάλυση για τις γωνίες στροφής χορδής  $\theta$ , υπολογίστηκαν για ορισμένα βήματα της ανάλυσης, οι μειωμένες τιμές του μέτρου ελαστικότητας,  $E$  των τοιχωμάτων και υποστυλωμάτων που είχαν διαρρεύσει, μέσω της εξίσωσης:

$$\circ E = E_0 \frac{\tan \alpha}{\tan \alpha_0} = E_0 \frac{\left(\frac{M}{\theta y + \theta}\right)}{\left(\frac{M_y}{\theta y}\right)} = E_0 \frac{M \theta y}{M_y (\theta y + \theta)}, \text{ με } E \leq E_0$$

όπου  $E_0$  είναι το μέτρο ελαστικότητας στην περίπτωση ελαστικής συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων (στην παρούσα εργασία  $E_0 = 27\text{GPa}$ ). ,Εάν ισχύει ότι  $M = M_y$ , η παραπάνω εξίσωση γίνεται:

$$\circ E = E_0 \frac{\theta y}{(\theta y + \theta)}$$

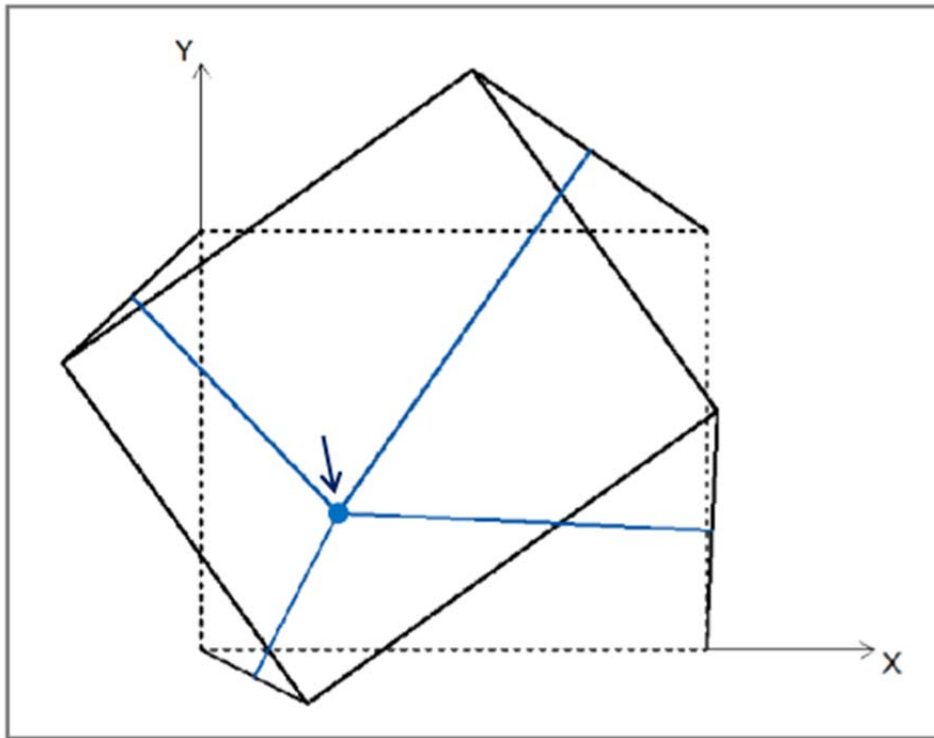
Σημειώνεται, ότι αυτός ο υπολογισμός πραγματοποιήθηκε μόνο για τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία, διότι αυτά θεωρήθηκε πως συμβάλουν περισσότερο στη στρεπτική δυσκαμψία ενός κτιρίου. Αφού υπολογίστηκαν οι τιμές των μέτρων ελαστικότητας  $E$  των κατακόρυφων δομικών στοιχείων για ορισμένα βήματα της Pushover ανάλυσης, εφαρμόστηκαν στα αντίστοιχα υποστυλώματα και τοιχώματα, προκειμένου να προσομοιωθεί η μειωμένη τους αντοχή στην ανελαστική κατάσταση.



Εικόνα 5.6: Τρόπος υπολογισμού μειωμένου μέτρου ελαστικότητας E

Στην συνέχεια, εφαρμόσθηκε μοναδιαία ροπή ως προς τον άξονα z σε οποιοδήποτε σημείο της κατασκευής και έγινε ελαστική ανάλυση για την ροπή αυτή.

Ακολούθως, προσδιορίστηκε ο πόλος στροφής των διαφραγμάτων λόγω της ροπής περί τον κατακόρυφο άξονα z, από το σημείο τομής των μεσοκαθέτων των ευθειών που συνδέουν τα σημεία της τελικής τους θέσης, με τα αντίστοιχα σημεία της αρχικής θέσης.



Εικόνα 5.7: Προσδιορισμός πόλου στροφής διαφράγματος

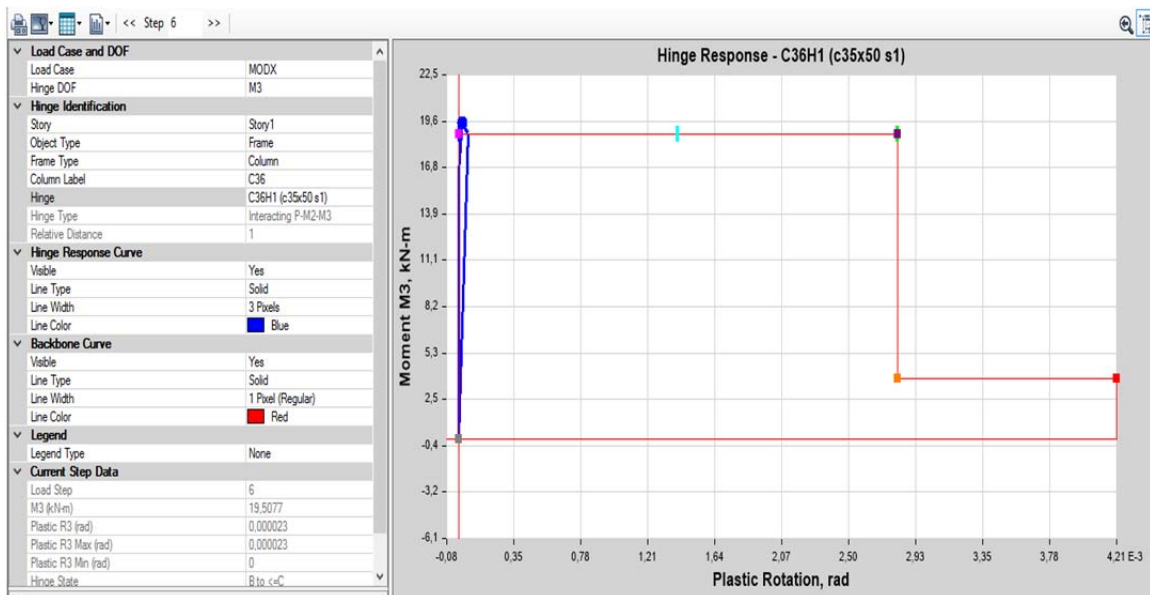
Στην ελαστική κατάσταση οι διατομές παραμένουν ως έχουν, χωρίς καμία απομείωση.

Στο step 1, τα τοιχεία βρίσκονται ακόμα στην ελαστική περιοχή αρά δεν απομειώνεται το μέτρο ελαστικότητας τους, ενώ υπάρχουν μερικά υποστυλώματα στην δεξιά πλευρά της κατασκευής που παίρνουν στην πλαστική περιοχή, και για τα οποία λαμβάνεται υπόψη η απομείωση. Για αυτόν τον λόγο, μετακινείται ο πόλος στροφής αριστερά.

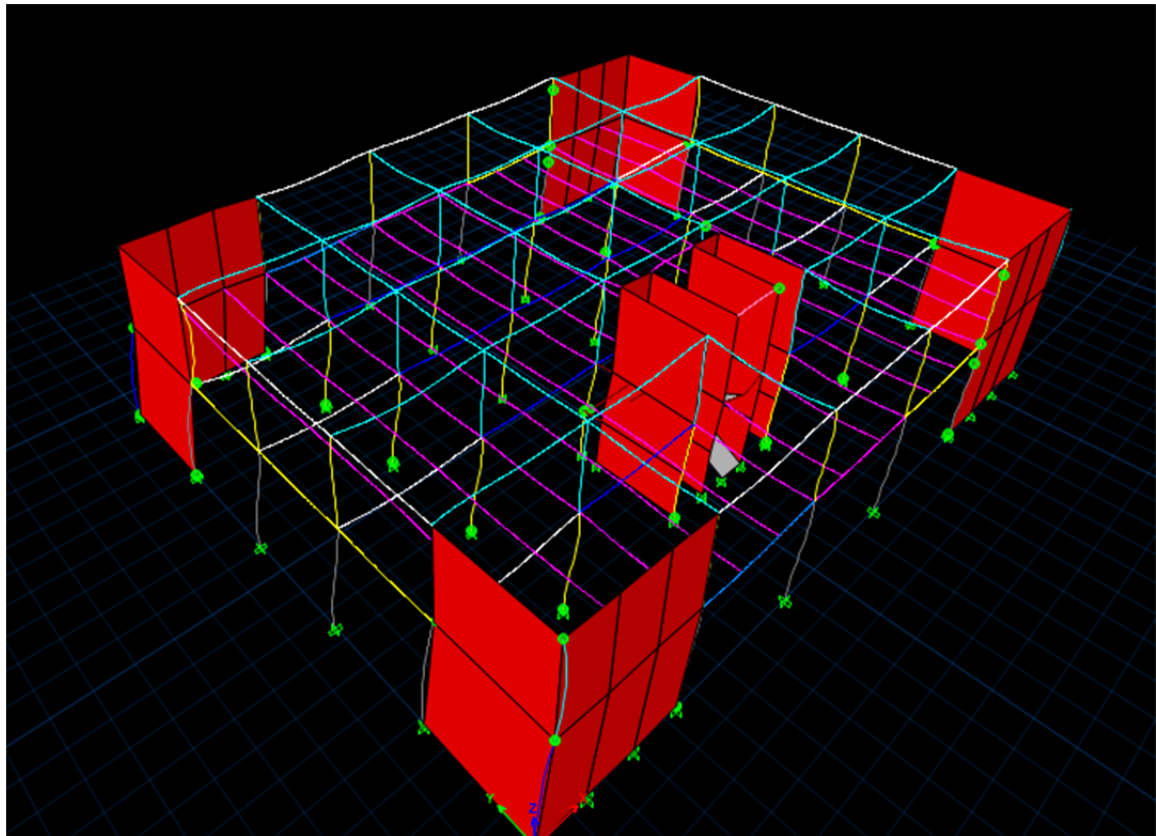
Στο step 6, τα τοιχεία που βρίσκονται κατά την διεύθυνση X διαρρέουν και περνούν στην πλαστική περιοχή, καθώς επίσης και πολλά υποστυλώματα. Για τα τοιχεία, χρησιμοποιήθηκε η καμπύλη τέμνουσας βάσης – μετακινήσεων που δημιουργήθηκε για το μεμονωμένο τοιχείο. Τα υποστυλώματα χρησιμοποιήθηκε η δυνατότητα που προσφέρει το πρόγραμμα για προβολή της κατάστασης των πλαστικών αρθρώσεων από την επιλογή:

Display – Hinge Results,

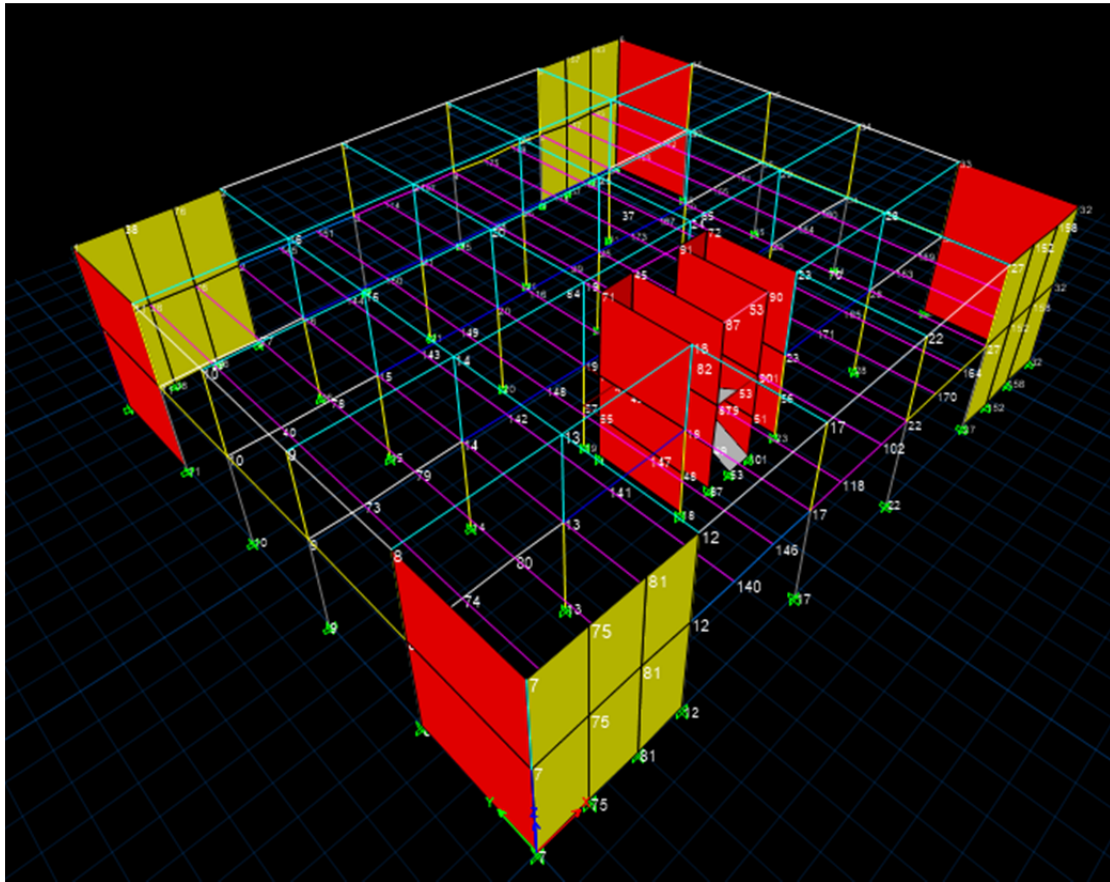
και ελέγχοντας το υποσύλωμα που βλέπουμε πως έχει διαρρεύσει από το σχήμα.



Εικόνα 5.8: Κατάσταση πλαστικής άρθρωσης για υποσύλωμα



Εικόνα 5.9: Στοιχεία που έγινε απομείωση



Εικόνα 5.10: Τοιχεία στα οποία έγινε απομείωση μέτρου ελαστικότητας

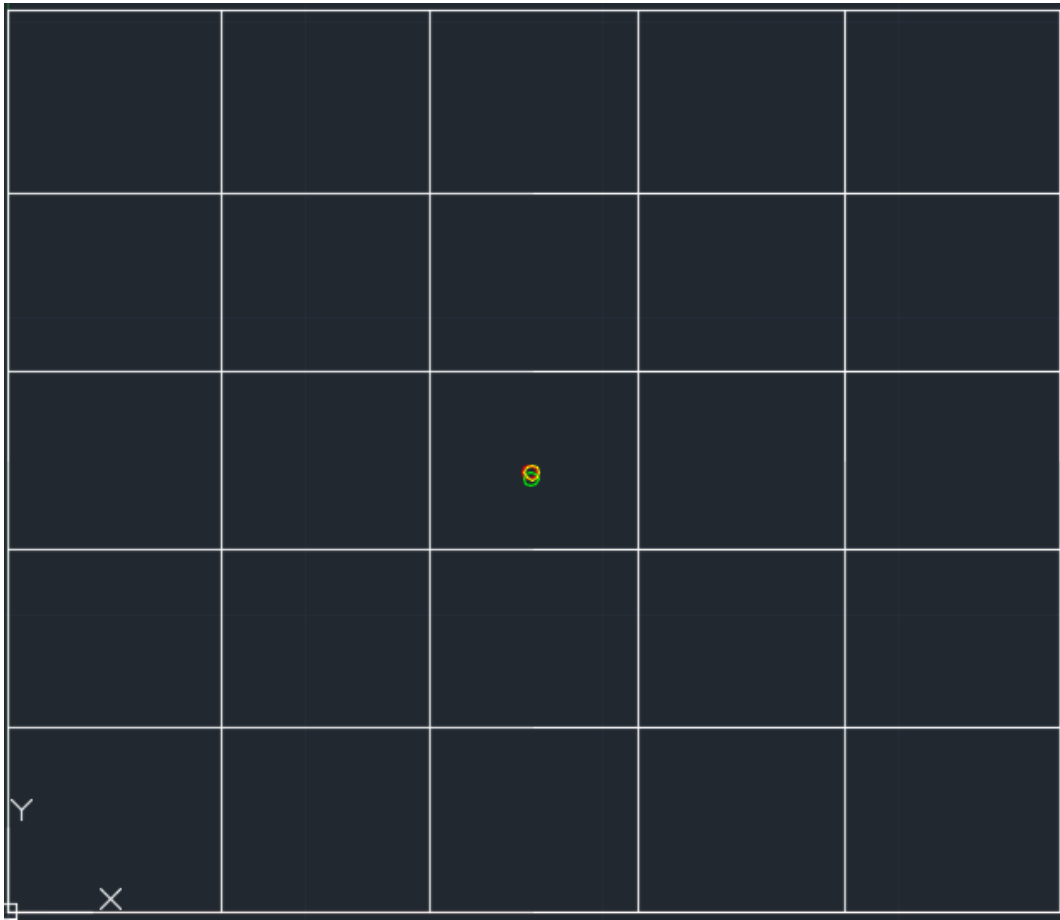
Τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την μέθοδο αυτή είναι τα εξής:

Ελαστική ανάλυση	X	Y
Ισόγειο	17.644 m	14.805 m
1 <sup>ος</sup> Όροφος	17,66 m	15,03 m

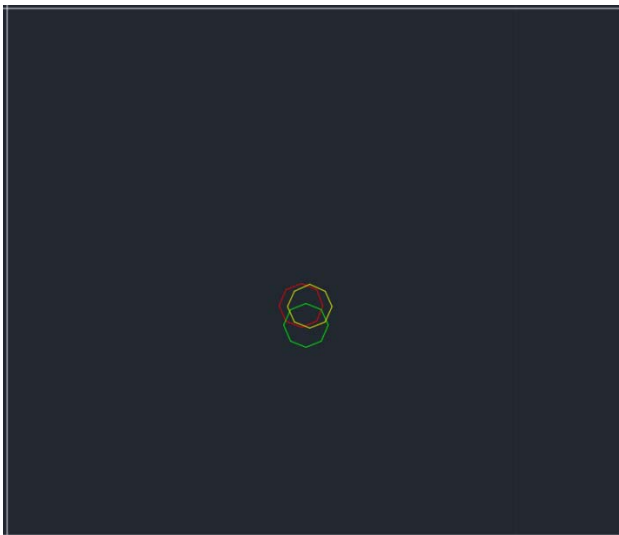
<b>Step 1</b>	X	Y
Ισόγειο	17,546 m	14.816 m
1 <sup>ος</sup> Όροφος	17,69 m	15,21 m

<b>Step 6</b>	X	Y
Ισόγειο	17,60 m	14,59 m
1 <sup>ος</sup> Όροφος	17,65 m	14.70 m

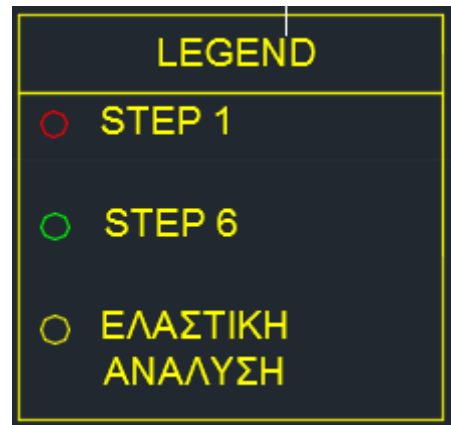
Η διαδικασία της μεθόδου αυτής, προκειμένου να εξασφαλιστεί ότι έχει σωστά αποτελέσματα επαναλήφθηκε με την ροπή  $M_z$  σε διάφορα σημεία της κατασκευής. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι οι αποκλίσεις είναι πολύ μικρές και άρα μπορούν να θεωρηθούν αμελητέες.



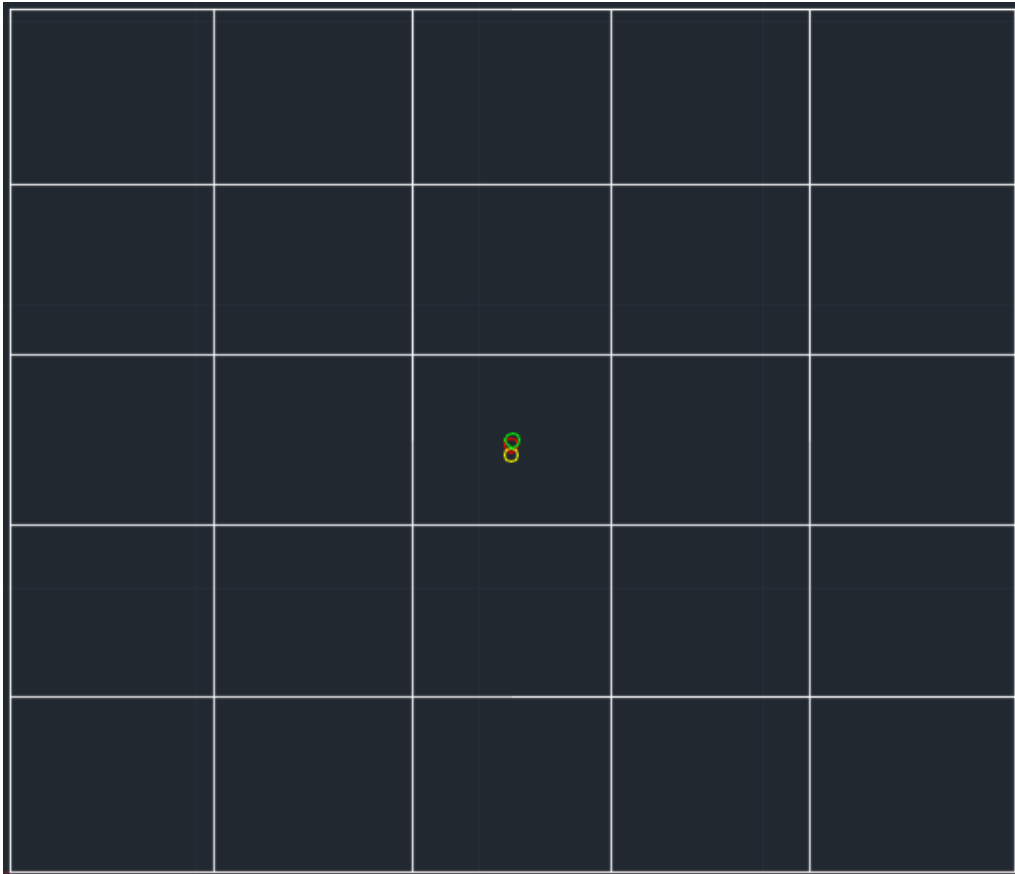
Εικόνα 5.10: Πόλοι στροφής ισογείου



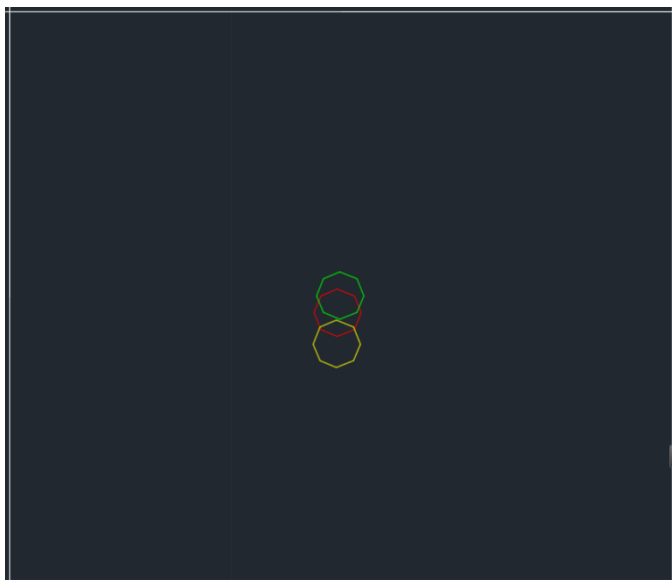
Εικόνα 5.11: Μεγέθυνση θέσεων







Εικόνα 5.12: Πόλοι στροφής 1<sup>ου</sup> ορόφου



Εικόνα 5.13: Μεγέθυνση θέσεων



## 5.4 ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Τα αποτελέσματα που προέκυψαν δείχνουν ότι και στις τρεις μεθόδους για την ελαστική ανάλυση οι πόλοι στροφής κατά Χ είναι αρκετά κοντά. Αντίθετα για την διεύθυνση Υ υπάρχουν κάποιες διαφοροποιήσεις.

Καθώς προχωράμε στην πλαστικοποίηση του φορέα σύμφωνα με την πρώτη μέθοδο, ο πόλος στροφής για το ισόγειο κινείται αρχικά δεξιά (step 1) δείγμα του ότι πλαστικοποιούνται στοιχεία αριστερά της κατασκευής, και στην συνέχεια (step 6) αριστερά που δείχνει ότι πλαστικοποιούνται και κάποια στοιχεία από δεξιά. Για τον πρώτο όροφο οι κινήσεις του πόλου στροφής είναι αντίθετες, αφού αρχικά κινείται αριστερά και στην συνέχεια τείνει να επιστρέψει στη αρχική θέση.

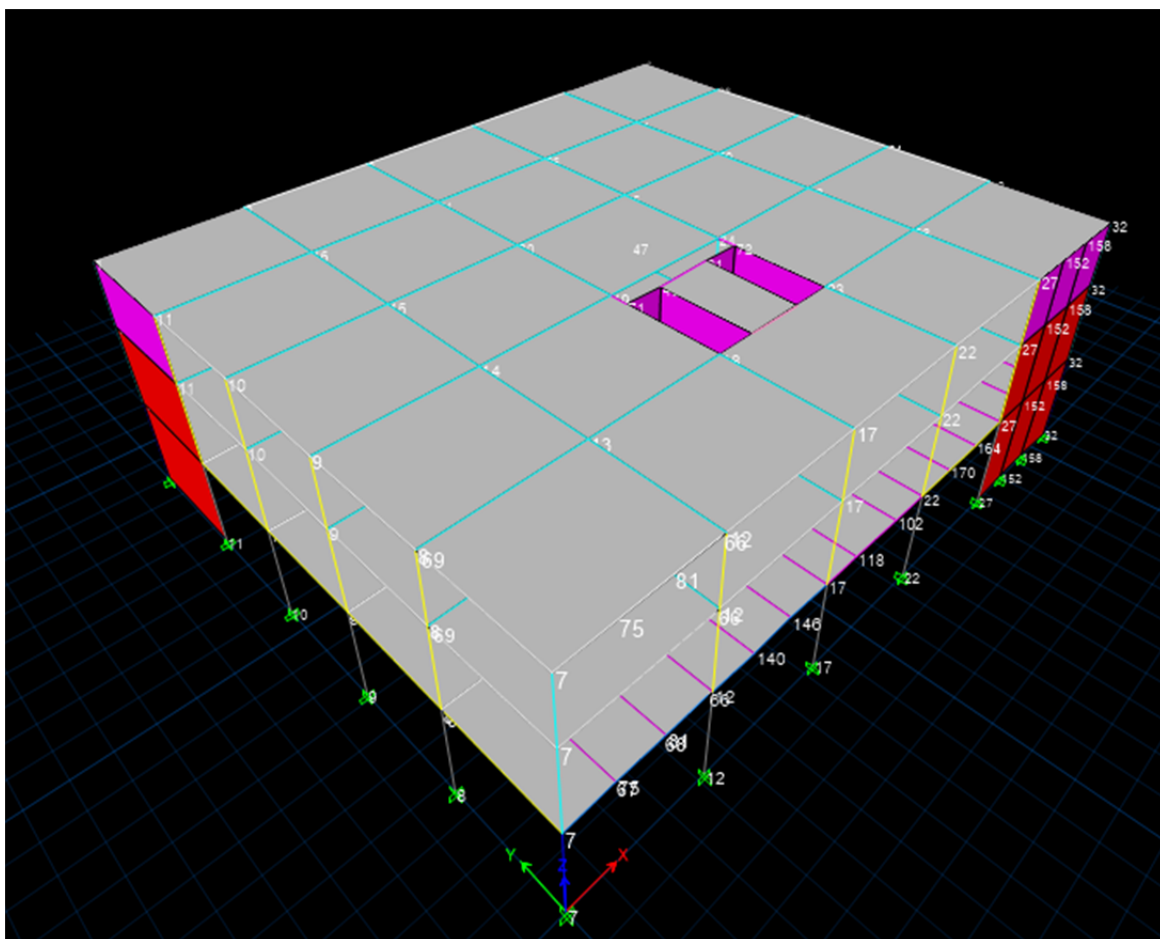
Στην δεύτερη μέθοδο, οι αποκλίσεις ήταν πολύ μικρές καθώς για το step 1 πλαστικοποιούνται κάποια υποστυλώματα δεξιά, άρα ο πόλος κινείται αριστερά, και στο step 6 έχουν πλαστικοποιηθεί σχεδόν ομοιόμορφα τα στοιχεία της κατασκευής εκτός από τον πυρήνα στην μέση, για αυτό ο πόλος κινείται προς τα κάτω.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

### 6.1 ΣΕΝΑΡΙΟ ΑΦΑΙΡΕΣΗΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ ΤΟΙΧΕΙΟΥ ΑΠΟ ΤΟΝ ΤΡΙΩΡΟΦΟ ΦΟΡΕΑ

Με την αφαίρεση του τοιχείου, δημιουργήθηκε μια μεγάλη εκκεντρότητα στο κτήριο γεγονός που το κάνει πιο επιρρεπές σε στρεπτικές δυνάμεις.

Το κτήριο στην νέα του μορφή είναι:



Εικόνα 6.1: Κτήριο μετά τη αφαίρεση γωνιακού τοιχείου

Στην θέση των τοιχείων κατασκευάσθηκαν δοκοί όμοιες των γειτονικών, στις οποίες μπήκαν πλαστικές αρθρώσεις στην αρχή και το τέλος τους.

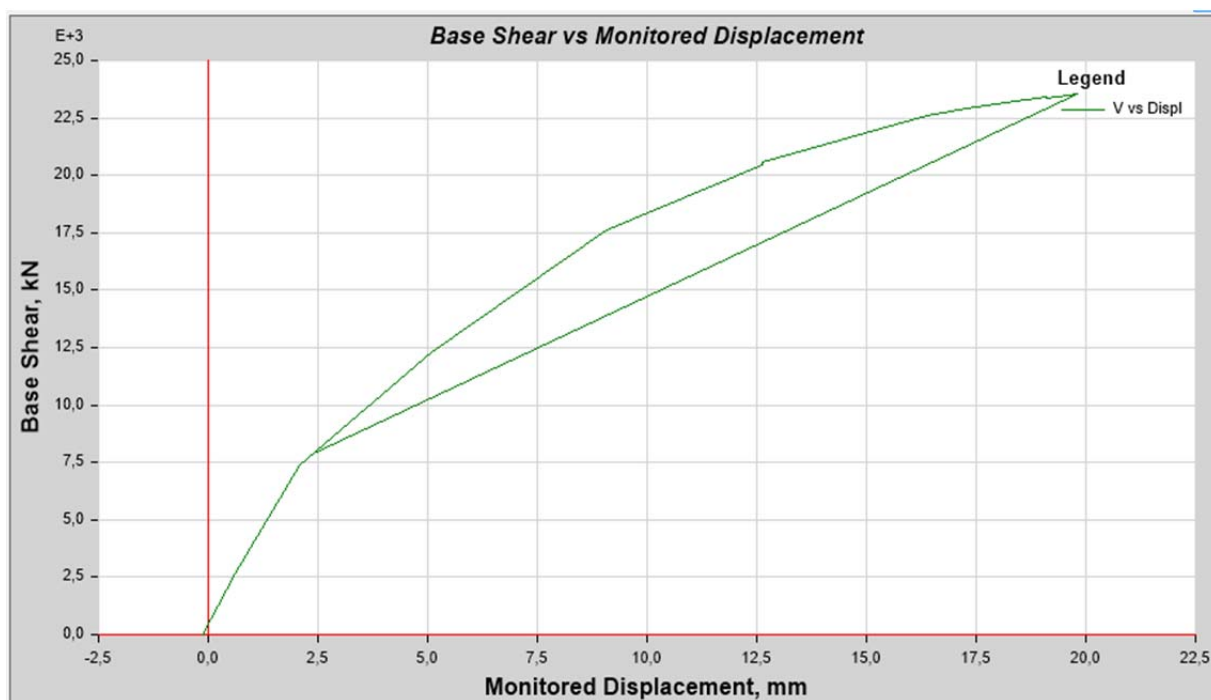
## 6.2 ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΕΝΑΡΙΟΥ – ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ

Προφανώς οι ιδιοπερίοδοι της κατασκευής θα είναι μεγαλύτερες από τον αρχικό φορέα, αφού μειώθηκε η δυσκαμψία του κτηρίου. Οι ιδιομορφές του κτηρίου προκύπτουν:

Modal	1	0,209	0,86	0,088	0	0,052
Modal	2	0,169	0,098	0,901	0	0,001
Modal	3	0,117	0,042	0,011	0	0,946
Modal	4	0,06	0,94	0,012	0	0,048
Modal	5	0,047	0,017	0,974	0	0,009
Modal	6	0,037	0,043	0,014	0	0,943
Modal	7	0,033	0,954	0,002	0	0,043
Modal	8	0,026	0,005	0,982	0	0,013
Modal	9	0,022	0,04	0,016	0	0,944

Εικόνα 6.2: Ιδιομορφές κατασκευής

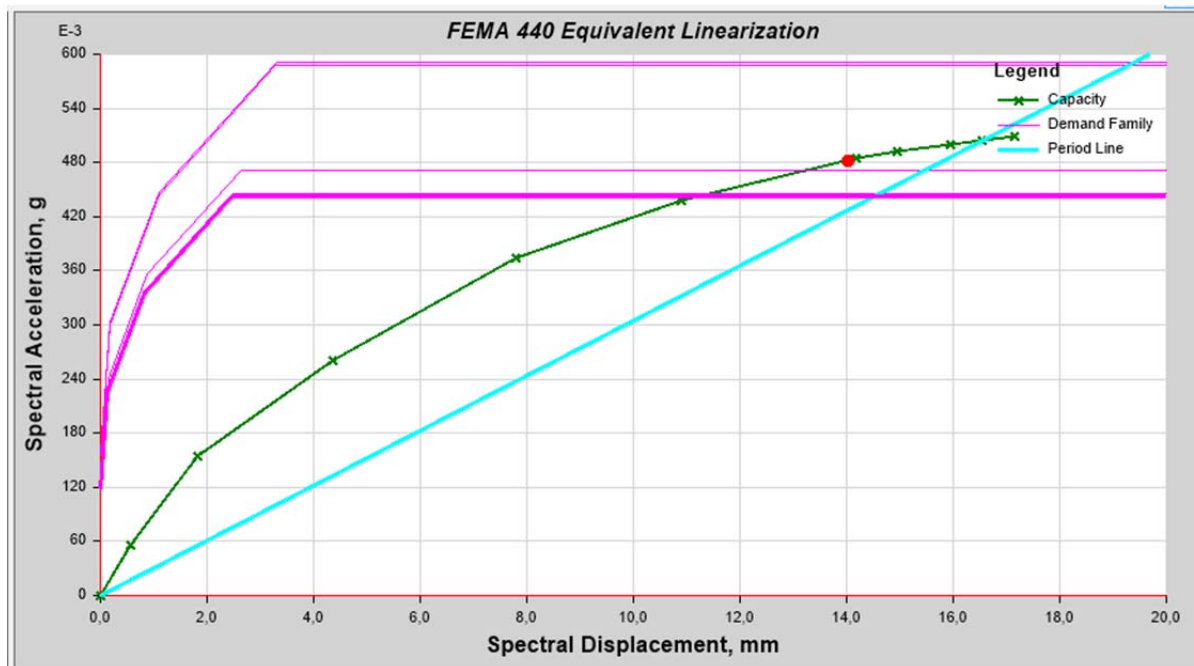
Από την ανάλυση προέκυψε ότι ο φορέας αντέχει μικρότερη τέμνουσα βάσης. Η καμπύλη προκύπτει:



Εικόνα 6.3: Καμπύλη ικανότητας κατασκευής

Το τριώροφο κτήριο πριν την αφαίρεση του τοιχείου άντεχε τέμνουσα βάσης  $V = 29200$  kN και μετακίνηση 22 mm, ενώ τώρα αντέχει  $V = 23450$  kN και μετακίνηση 19.7 mm.

Στην συνέχεια έγινε η μετατροπή σε ADRS από την οποία προέκυψε ότι και σε αυτήν την περίπτωση, παρότι έχει μειωθεί αισθητά η ικανότητα του φορέα, υπάρχει κοινό σημείο για προχωρημένη πλαστιμότητα. Άρα η κατασκευή αντέχει.

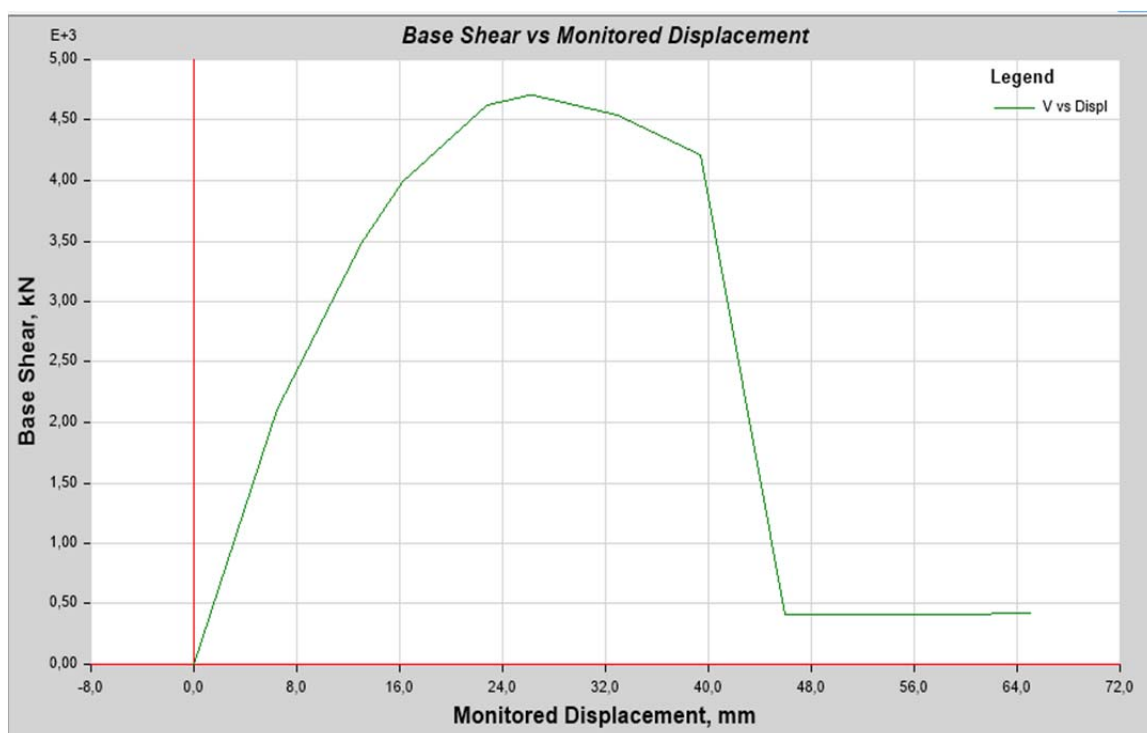


Εικόνα 6.4: ADRS κατασκευής- φάσμα σεισμού σχεδιασμού

### 6.3 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΟΛΟΥ ΣΤΡΟΦΗΣ

Σε αυτήν την περίπτωση ο πόλος στρόφης υπολογίστηκε με την μέθοδο των μεσοκαθέτων.

Και σε αυτήν την περίπτωση, προσδιορίστηκαν οι πόλοι στρόφης για ελαστική ανάλυση, για ανελαστική σε αρχικό στάδιο (step 2) και για ανελαστική σε προχωρημένο στάδιο, λίγο πριν την αστοχία (step 7).



Εικόνα 6.5: Καμπύλη ικανότητας μεμονωμένου τοιχείου

Το step 7 βρίσκεται στα 17 mm άρα θεωρείται ότι τα τοιχεία συμπεριφέρονται ελαστικά και μεταβάλλεται μόνο το E των υποστρωμάτων.

Τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα είναι τα εξής:

<b>Ελαστική ανάλυση</b>	X	Y
Ισόγειο	20.32 m	19.68 m
1 <sup>ος</sup> Όροφος	21.28 m	20.32 m
2 <sup>ος</sup> Όροφος	21.59 m	20.48 m

<b>Step 2</b>	X	Y
Ισόγειο	20.73 m	19.354 m
1 <sup>ος</sup> Όροφος	21.28 m	20.34 m
2 <sup>ος</sup> Όροφος	21.588 m	20.509 m




<b>Step 7</b>	X	Y
Ισόγειο	20.72 m	19.38 m
1 <sup>ος</sup> Όροφος	21.26 m	20.389 m
2 <sup>ος</sup> Όροφος	21.47 m	20.59 m



Εικόνα 6.6: Πόλοι στροφής ισογείου



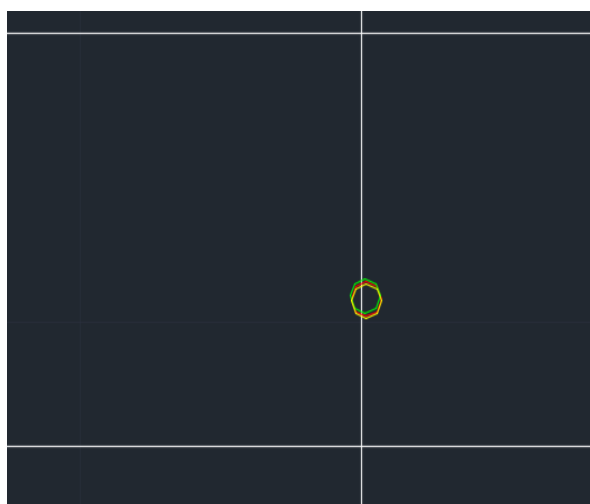
Εικόνα 6.7: Μεγέθυνση θέσεων

LEGEND	
	STEP 2
	STEP 7
	ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ








Εικόνα 6.8: Πόλοι στροφής 1<sup>ου</sup> ορόφου

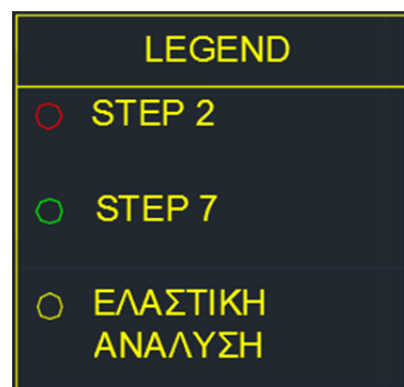
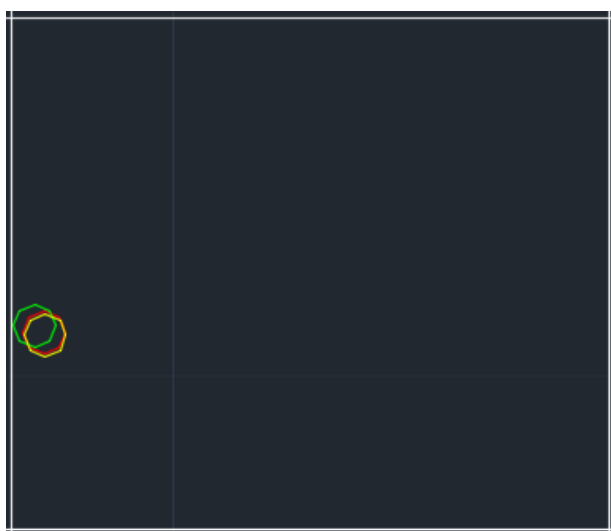


Εικόνα 6.9: Μεγέθυνση θέσεων

LEGEND	
	STEP 2
	STEP 7
	ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ



Εικόνα 6.10: Πόλοι στροφής 2<sup>ου</sup> ορόφου



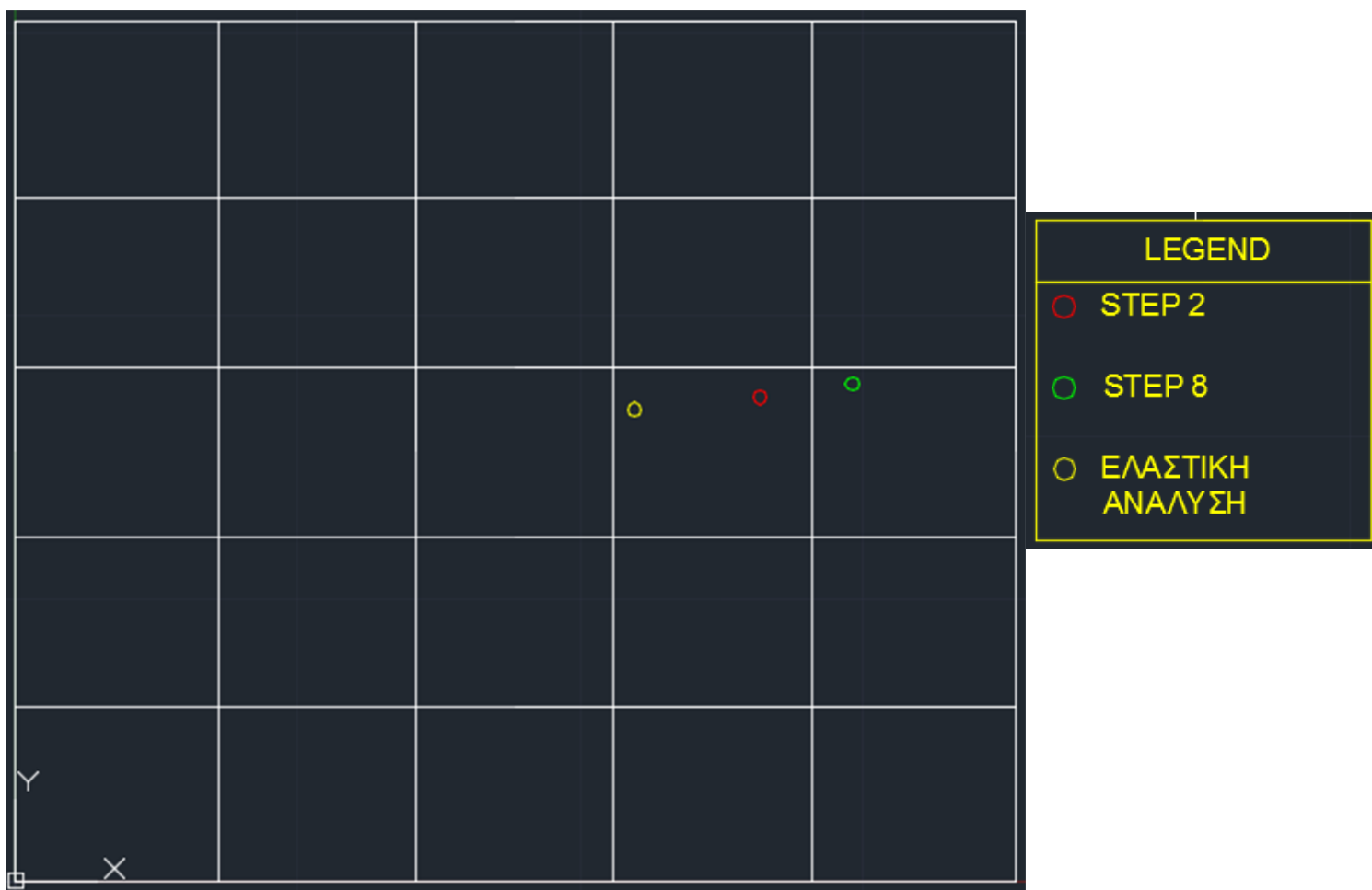
Εικόνα 6.11: Μεγέθυνση θέσεων

Τέλος, για να αξιολογηθεί η μέθοδος των δυνάμεων προσδιορίστηκαν οι πόλοι στροφής του κτηρίου με τα έκκεντρα τοιχεία και με αυτήν την μέθοδο.

Τα αποτελέσματα παρουσιάζουν μια γενική κίνηση του πόλου προς τα πάνω δεξιά καθώς προχωράμε στην καμπύλη ικανότητας. Θεωρώντας την μέθοδο των μεσοκαθέτων ως την ακριβέστερη, αφού πρόκειται για τον ορισμό του πόλου στροφής, η άλλη μέθοδος χρίζει περεταίρω ελέγχου.

Συγκεκριμένα:

ΙΣΟΓΕΙΟ	X	Y
Ελαστική ανάλυση	21.93 m	16.694 m
Step 2	26.365 m	17.116 m
Step 8	29.637 m	17.591 m



Εικόνα 6.12: Θέσεις πόλου στροφής ισογείου με την μέθοδο των αντιδράσεων

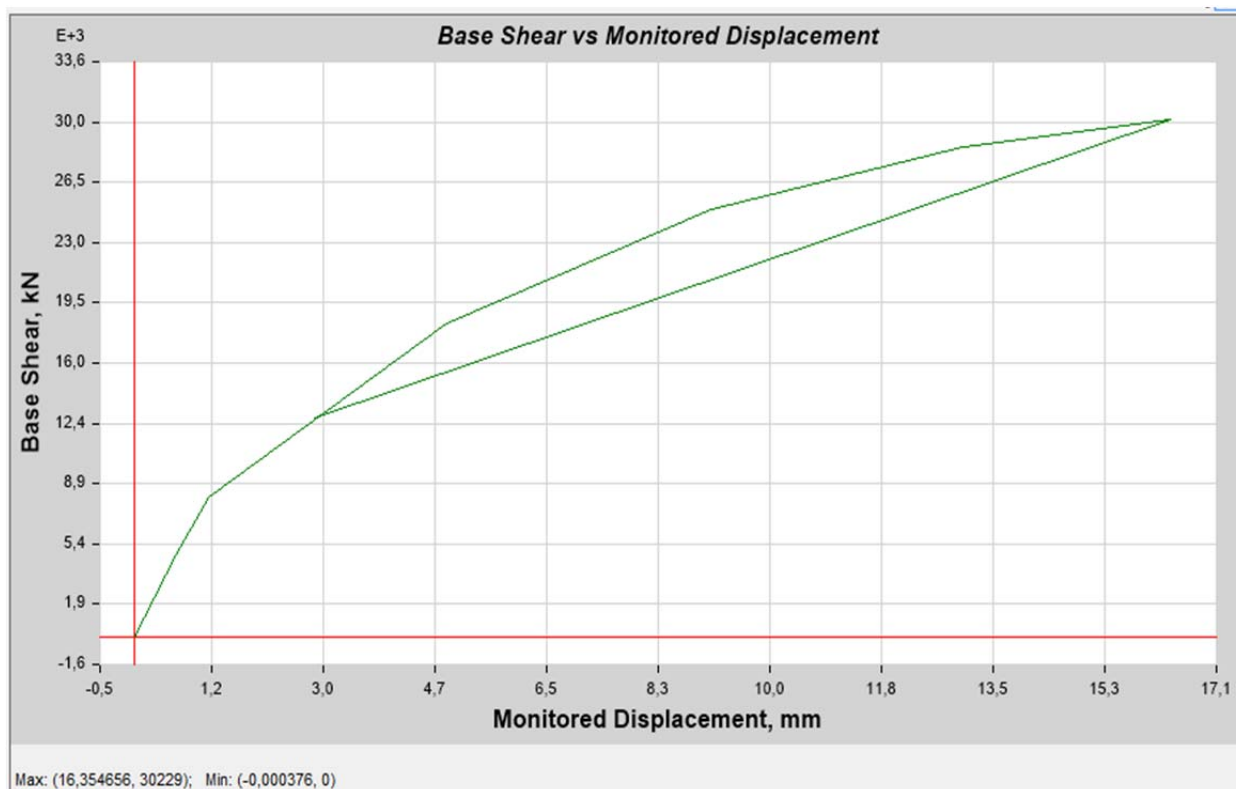
# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

## 7.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΞΟΝΙΚΟΤΗΤΑΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

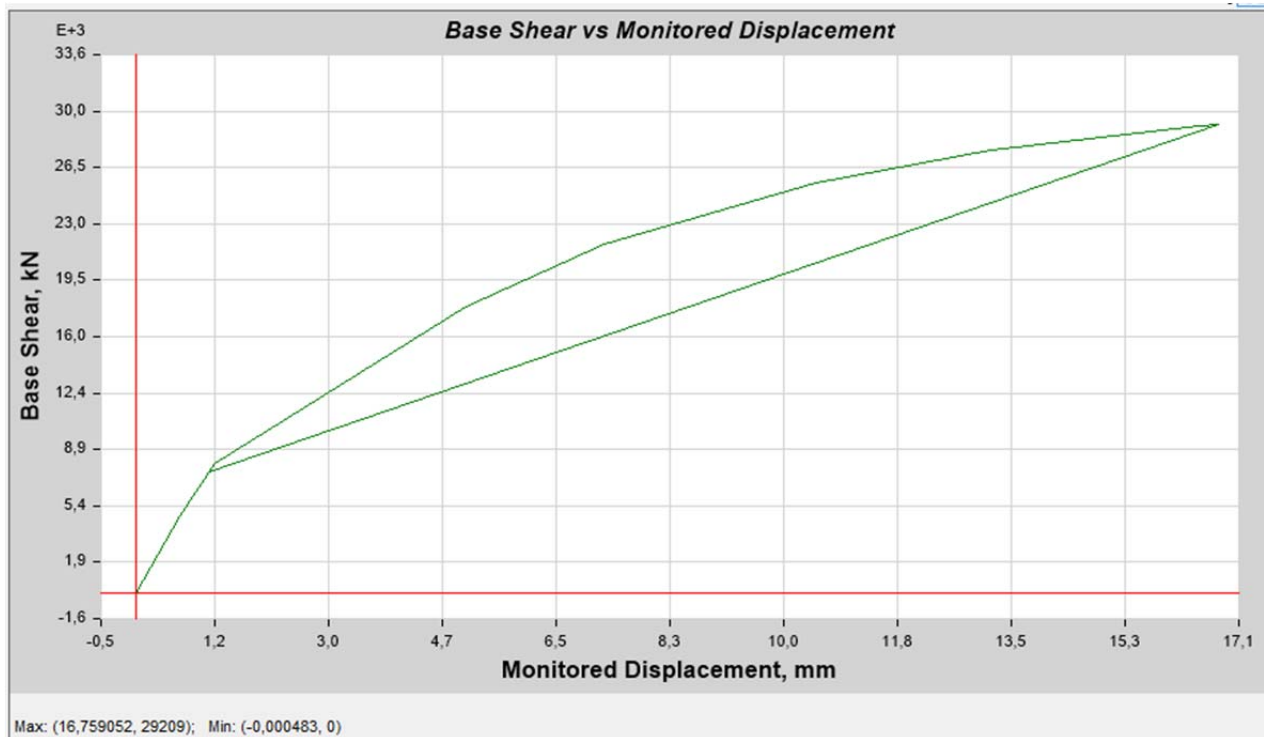
Στην παρούσα εργασία μελετήθηκε ο τρόπος με τον οποίο λαμβάνει υπόψη το πρόγραμμα την διαξονικότητα  $M_x - M_y$ .

Αρχικά, πέραν των αρχικών αναλύσεων με ταυτόχρονη δράση σεισμού κατά  $x$  και  $y$ , έγινε και μια ανάλυση μόνο κατά  $x$ . Όπως είναι αναμενόμενο, η περίπτωση της μονοαξονικής δράσης είναι ευμενέστερη για τον φορέα.

Όλες οι αναλύσεις που θα παρουσιαστούν είναι για τον δώροφο φορέα.



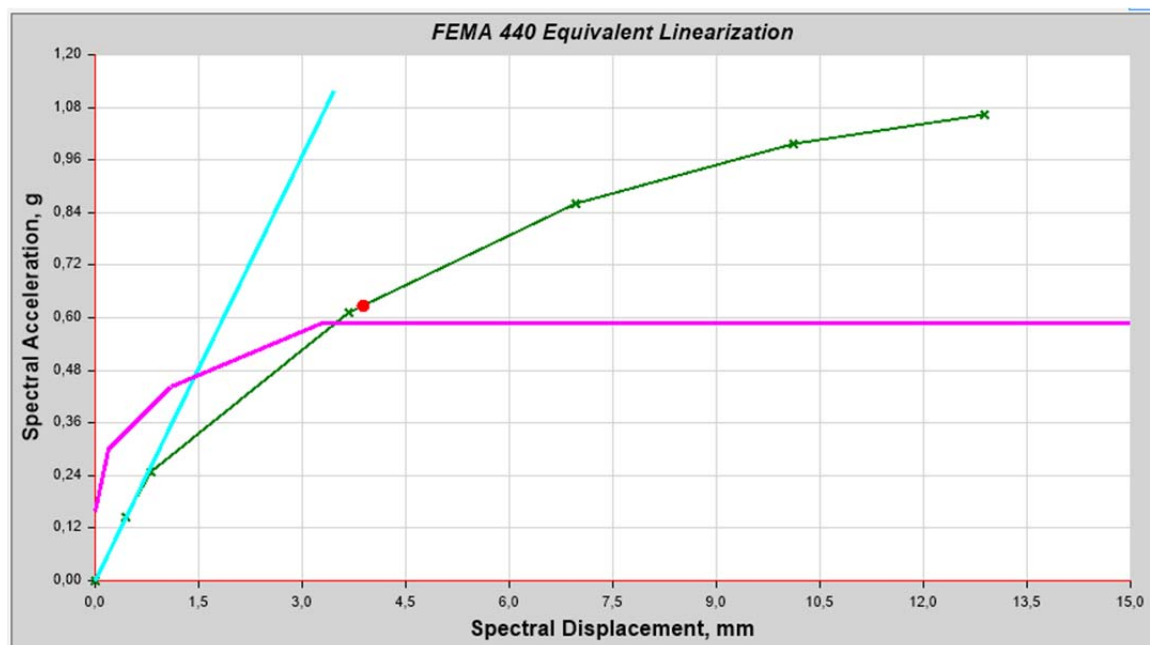
Εικόνα 7.1: Καμπύλη ικανότητας για  $E_x + 0.3 E_y$



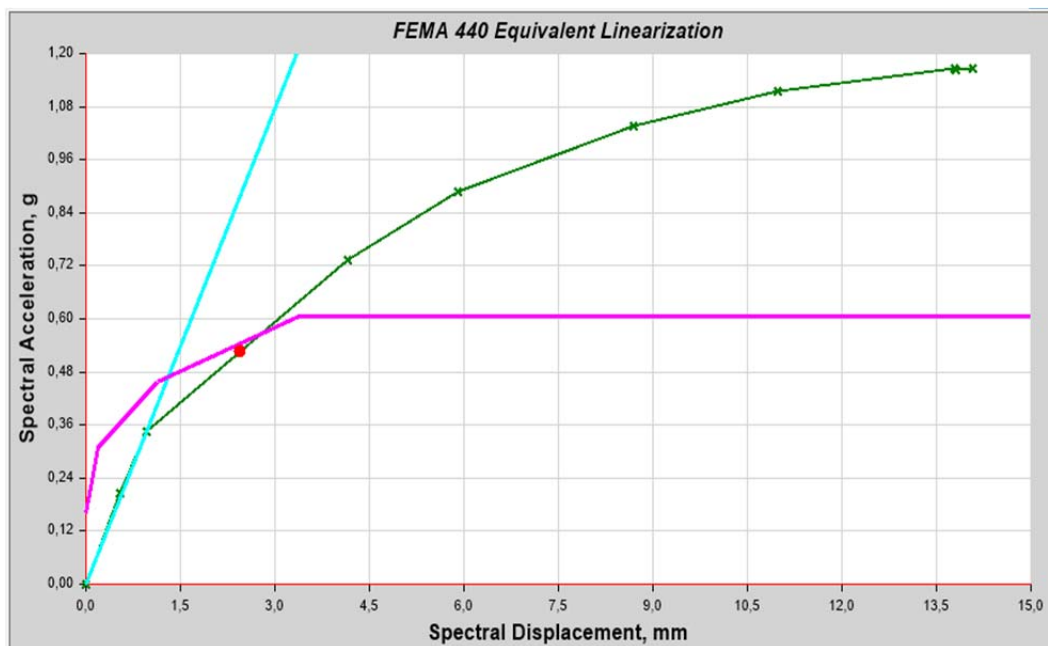
Εικόνα 7.2: Καμπύλη ικανότητας μόνο για Ex

Το συμπέρασμα που προκύπτει από τις καμπύλες είναι ότι για τον σεισμό σε μια διεύθυνση, ο φορέας έχει πάρει μεγαλύτερη μετακίνηση πριν την κατάρρευση του, παρότι έχει μικρότερη τέμνουσα βάσης. Άρα αναπτύσσει μεγαλύτερη πλαστιμότητα, συνεπώς αντέχει μεγαλύτερη σεισμική επιτάχυνση.

Αυτό γίνεται απολύτως ξεκάθαρο, αν δει κανείς τα διαγράμματα ADRS.



Εικόνα 7.3: Καμπύλη ADRS για Ex + 0,3Ey



Εικόνα 7.4: Καμπύλη ADRS για  $E_x$

Όπως φαίνεται, λοιπόν, η κατασκευή αντέχει 1,17 g όταν υπάρχει μονοαξονική σεισμική διέγερση, ενώ για την διαξονική 1,06 g. Συνεπώς, δεν θα πρέπει να αμελείται πιθανή ταυτόχρονη δράση σεισμού.

Αυτή η διαφορά οφείλεται στην επιλογή που ορίστηκε στις πλαστικές αρθρώσεις των υποστυλωμάτων *Interacting P – M2 – M3*.

Ο υπολογισμός του διαγράμματος αλληλεπίδρασης των ροπών γίνεται κατευθείαν από το πρόγραμμα, σύμφωνα με τον Αμερικάνικο Ινστιτούτο Σκυροδέματος. Η εν λόγω διάταξη είναι η ACI 318-02 για  $\Phi = 1$  και παρουσιάζεται συνοπτικά παρακάτω.

Για τις ροπές χρησιμοποιείται ο τύπος:

$$\frac{\sqrt{(M_{ux})^2 + (M_{uy})^2}}{\sqrt{(\phi M_{nx,max})^2 + (\phi M_{ny,max})^2}}$$

από όπου προκύπτει τόσο το διάγραμμα αλληλεπίδρασης της αντοχής σε ροπή, όσο και το διάγραμμα αλληλεπίδρασης για την ροπή διαρροής.

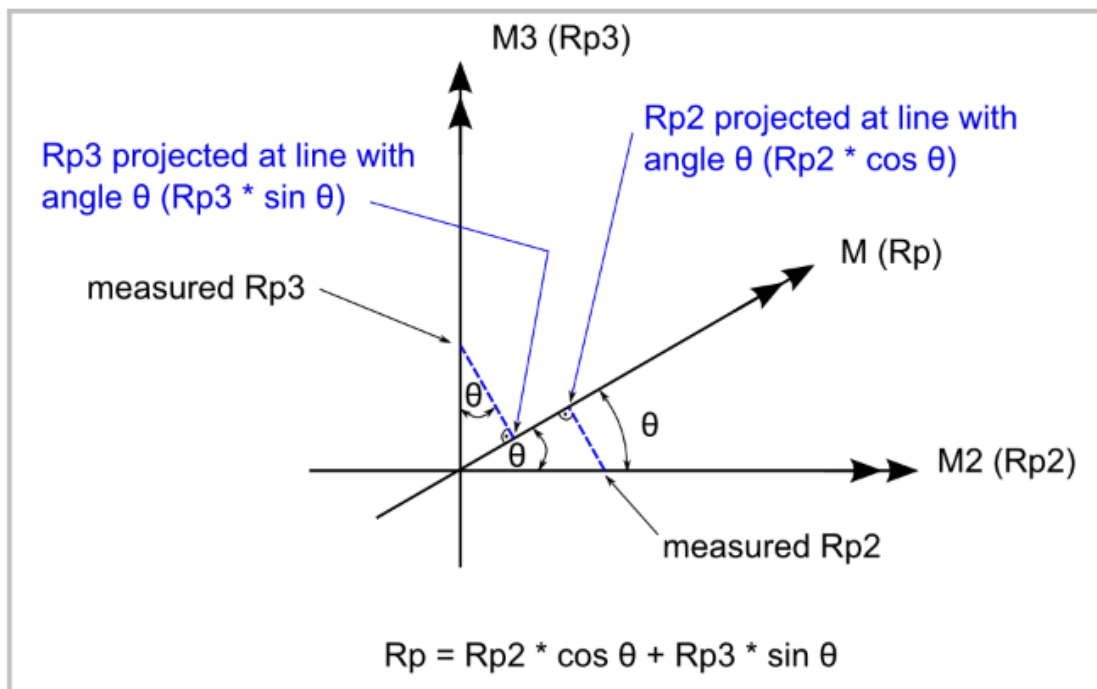
Αντίθετα δεν αναφέρεται πουθενά τι συμβαίνει με την καμπυλότητα όταν υπάρχουν ροπές και στις δυο διευθύνσεις. Αναμενόμενο είναι να υπάρχει μείωση των καμπυλοτήτων διαρροής των διατομών, αλλά στην επίσημη βιβλιογραφία του προγράμματος δεν αναφέρεται κάτι πιο αναλυτικά. Από κάποιες αναζητήσεις στο διαδίκτυο προέκυψε ότι η σχέση που συνδέει τις καμπυλότητες, δείχνοντας την μείωση που θα πρέπει να υπάρχει είναι:

$$\left(\frac{\theta x}{\theta y, x}\right)^{1.2} + \left(\frac{\theta y}{\theta y, y}\right)^{1.2} \leq 1$$

Οι δρώσες τιμές υπολογίζονται σε κάθε περίπτωση:

$$M = M2 * \cos\theta + M3 * \sin\theta$$

$$Rp = Rp2 * \cos\theta + Rp3 * \sin\theta$$



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

### 8.1 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Όπως προέκυψε από την ανάλυση του κτηρίου, το οποίο κατασκευάστηκε το 1959, η αντοχή του κρίνεται σημαντικά υψηλή. Αυτό οφείλεται στην ύπαρξη των τοιχείων τα οποία βρίσκονται περιμετρικά της κατασκευής, παρότι είναι ελαφρώς ωπλισμένα. Έτσι ενισχύεται η θεώρηση ότι τα Μεγάλα Ελαφρώς Οπλισμένα Τοιχώματα αποτελούν λύση στις σεισμογενείς περιοχές, αφού μειώνουν δραστικά τις μετακινήσεις και τις ιδιοπεριόδους των κτηρίων. Το ίδιο συμπέρασμα εξήχθη και από την έκκεντρη τοποθέτηση τοιχείων. Δηλαδή, είναι προτιμότερο να ενισχυθεί κάποιο κτήριο με τοιχεία, ακόμη και έκκεντρα, κάνοντας το ευαίσθητο έναντι στροφής, παρά να μείνει συμμετρικό με άλλου τύπου ενισχύσεως.

Επίσης, επιβεβαιώθηκε το γεγονός ότι η ταυτόχρονη δράση του σεισμού αποτελεί δυσμενέστερη περίπτωση από την μονοαξονική, άρα θα πρέπει να εξετάζεται έναντι της δεύτερης.

Τέλος, για τις εφαρμογές που παρουσιάστηκαν για τον προσδιορισμό του πόλου στροφής, η μέθοδος των μεσοκαθέτων κρίνεται ακριβέστατη. Αντίθετα, για την μέθοδο του κέντρου βάρους των αντιδράσεων οι διαφοροποιήσεις δείχνουν να είναι πιο ευαίσθητες όσο προχωράμε στην πλαστικοποίηση. Όσον αφορά τους τύπους του Ε.Α.Κ., δεν ενδείκνυνται για μη γραμμική ανάλυση.



## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9**

### **9.1 ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ**

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κύριο Βουγιούκα Εμμανουήλ, επιβλέποντα της διπλωματικής μου εργασίας, για την δυνατότητα που μου έδωσε να ασχοληθώ με το παρόν θέμα και το πρόγραμμα ETABS, για την αμέριστη συμπαράσταση, την συνεχή παρακολούθηση και καθοδήγηση καθ' όλη την πορεία εκπόνησης της εργασίας, την εξαγωγή των συμπερασμάτων και τον τρόπο παρουσιάσεως..

Θα ήθελα, επίσης να ευχαριστήσω όλους τους αρμόδιους του κτηρίου για την παροχή όλων των διαθέσιμων σχεδίων και τις συμβουλές τους για θέματα αυτών.

Η παρούσα διπλωματική είναι αφιερωμένη στην οικογένεια μου και στους ανθρώπους του στενού μου περιβάλλοντος για την ηθική και υλική συμπαράσταση τους κατά την διάρκεια εκπόνησης της.

## 9.2 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), Τελικό Εναρμονισμένο Κείμενο», Ο.Α.Σ.Π. (2012), Αθήνα
2. «Ελληνικός κανονισμός ωπλισμένου σκυροδέματος» ΕΚΩΣ 2000, Ο.Α.Σ.Π. (2000), Αθήνα
3. «Ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός» ΕΑΚ 2000, Ο.Α.Σ.Π. (2000), Αθήνα
4. «Οδηγός σχεδιασμού σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών.», Michael N. Fardis, Eduardo Carvalho, Amr Elnashai, Ezio Faccioli, Paolo E. Pinto, Andre Plumier, Κλειδάριθμος 2011
5. «Αντισεισμικός σχεδιασμός και ενίσχυση κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Pushover-πλαστιμότητα και θραύση-εφαρμογές, Κανελλόπουλος Α., cubus hellas, 2007
6. ATC 40 "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", California 1996
7. FEMA 273 "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings" Washington, D.C. 1997
8. FEMA 356 "NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings" Washington, D.C. 2001
9. FEMA 440-ATC 55 "Improvement of nonlinear static analysis procedures" Washington, D.C. 2005

### ΙΣΤΟΣΕΛΙΔΕΣ

1. [http://www.enercalc.com/3d\\_help/toc161394066.html](http://www.enercalc.com/3d_help/toc161394066.html)
2. <https://wiki.csiamerica.com/display/kb/P-M2-M3+hinges>
3. [http://docs.csiamerica.com/help-files/etabs/Output\\_Conventions/Pier\\_Element\\_Internal\\_Forces.htm](http://docs.csiamerica.com/help-files/etabs/Output_Conventions/Pier_Element_Internal_Forces.htm)
4. <http://www.buildinghow.com/LinkClick.aspx?fileticket=5MuEGV83EwA%3D&portalid=0&language=en-US>