



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΔΠΜΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

**Κατασκευαστικοί αρμοί. Διατήρηση, διαμόρφωση σε  
αντισεισμικούς ή κατάργηση;**

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΤΣΙΛΟΓΙΑΝΝΗΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ**

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ

**ΒΟΥΓΙΟΥΚΑΣ ΕΜΜΑΝΟΥΗΛ**

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

ΑΘΗΝΑ, ΦΕΒΡΟΥΑΡΙΟΣ 2020



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΔΠΜΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

**Κατασκευαστικοί αρμοί. Διατήρηση, διαμόρφωση σε  
αντισεισμικούς ή κατάργηση;**

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΤΣΙΛΟΓΙΑΝΝΗΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ**

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ

**ΒΟΥΓΙΟΥΚΑΣ ΕΜΜΑΝΟΥΗΛ**

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

ΑΘΗΝΑ, ΦΕΒΡΟΥΑΡΙΟΣ 2020

## **ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ**

Θα ήθελα να ευχαριστήσω πρωτίστως τον επιβλέποντα της διπλωματικής μου εργασίας κ. Εμμανουήλ Βουγιούκα , Επίκουρο Καθηγητή Ε.Μ.Π για την άριστη συνεργασία και τις συμβουλές του καθ' όλη τη διάρκεια της διπλωματικής.

Ευχαριστώ επίσης τους συναδέλφους από το μεταπτυχιακό πρόγραμμα για τις ώρες που περάσαμε παρέα, διαβάζοντας και συζητώντας.

Τέλος ευχαριστώ, τους γονείς μου, την αδερφή μου και την κοπέλα μου, που με στήριξαν και με στηρίζουν, και που χωρίς αυτούς δεν θα μπορούσα να ολοκληρώσω την εργασία αυτή.

Οι απόψεις και τα συμπεράσματα σε αυτό το έγγραφο εκφράζουν το συγγραφέα και δεν πρέπει να ερμηνευτεί ότι αντιπροσωπεύουν τις επίσημες θέσεις του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.

Τσιλογιάννης Κωνσταντίνος

Διπλωματούχος Πολιτικός Μηχανικός ΑΠΘ

## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η διπλωματική εργασία ασχολείται με το ζήτημα του κατασκευαστικού αρμού. Ο αρμός αποτελεί βασικό στοιχείο των πτερυγίων των υφιστάμενων κτιρίων. Με τον όρο κατασκευαστικό αρμό ορίζεται το διάκενο ανάμεσα σε δύο όμορα κτίρια.

Στόχος της εργασίας είναι να διερευνηθεί αν η ύπαρξη κατασκευαστικού αρμού μεταξύ υφιστάμενων κτιρίων αποτελεί λύση έναντι σεισμικών διεγέρσεων.

Κατά την διαδικασία ανάλυσης του φορέα παρουσιάζονται 4 μέθοδοι σεισμικής ανάλυσης και επιπροσθέτως εξετάζονται 3 είδη κτιρίων (ενιαίο, με κατασκευαστικό αρμό, με αντισεισμικό αρμό).

Βασικό στοιχείο της μελέτης είναι η σύγκριση της μετακίνησης ενός κόμβου αναφοράς στο τελευταίο όροφο, ανάμεσα στους τρεις τύπους κτιρίου, ώστε μέσα από αυτή την ανάλυση να αναδειχθεί αν χρειάζεται διατήρηση του κατασκευαστικού αρμού, κατάργηση ή διαμόρφωση σε αντισεισμικό.

Η διερεύνηση γίνεται με το πρόγραμμα SAP2000 v20.0.0

Η διάρθρωση της διπλωματικής εργασίας έχει ως εξής:

Στο 1<sup>ο</sup> Κεφάλαιο εξηγείται το αντικείμενο της διπλωματικής εργασίας και περιγράφεται το θέμα του κατασκευαστικού αρμού.

Στο 2<sup>ο</sup> Κεφάλαιο αναπτύσσονται στοιχεία θεωρίας και έννοιες αντισεισμικού σχεδιασμού, βασικά στοιχεία που θα χρησιμοποιηθούν στην ανάλυση.

Στο 3<sup>ο</sup> Κεφάλαιο περιγράφονται οι μέθοδοι ανάλυσης, δύο ελαστικές και δύο ανελαστικές.

Στο 4<sup>ο</sup> Κεφάλαιο περιγράφεται η προσομοίωση του φορέα εξέτασης και όλα τα δεδομένα που εισάγονται στο πρόγραμμα.

Στο 5<sup>ο</sup> Κεφάλαιο παρατίθεται η ανάλυση του προσομοιώματος που αναπτύσσεται ανά μέθοδο ανάλυσης και εξάγονται τα αποτελέσματα.

Στο 6<sup>ο</sup> Κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα και οι προτάσεις.

Στο 7<sup>ο</sup> Κεφάλαιο παρατίθεται η βιβλιογραφική αναφορά.

## ABSTRACT

This diploma thesis deals with the finite element problem. The finite element is a basic part of present buildings. The term finite element is the gap between two adjacent buildings.

The diplomat target is the investigation of whether the existence of the finite element is the defense against seismic stimulation. In the thesis are presented 4 methods of seismic analysis regarding 3 kinds of buildings (without gap, with finite element and anti-seismic element). Basic part of the study is the comparison of the displacement of the reference joint on the top floor, between the three kinds of building, so The study was done with SAP 2000 v20.0.0.

The outline of the thesis is as follows

In Chapter 1 we describe the object of the study.

In Chapter 2 we present elements of the theories regarding anti-seismic designs.

In Chapter 3 we describe the analysis methods.

In Chapter 4 is described the simulation of the buildings and all the data regarding them.

In Chapter 5 we present the results of each analysis method.

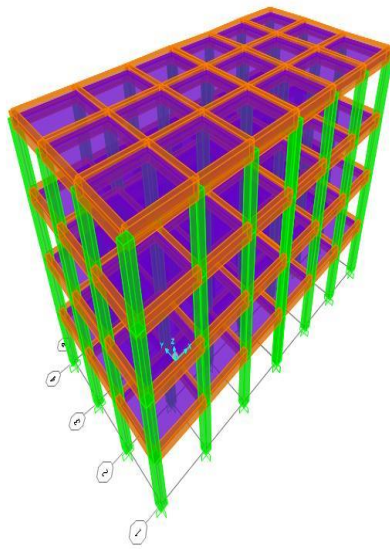
In Chapter 6 we have the conclusions and suggestions for further study.

In Chapter 7 we present the bibliographic references.

1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	4
1.1	ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ.....	4
1.2	ΓΕΝΙΚΑ.....	5
2.	ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΘΕΩΡΙΑΣ.....	7
2.1	ΙΣΧΥΟΝΤΕΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ.....	7
2.2	ΒΑΣΙΚΕΣ ΕΝΝΟΙΕΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ.....	8
2.2.1	ΠΡΩΤΕΥΟΝΤΑ ΚΑΙ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΝΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.....	8
2.3.2	ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΣΤΑΘΜΩΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ.....	8
2.3.3	ΣΤΟΧΕΥΜΕΝΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ.....	12
2.3.4	ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ.....	13
2.3.5	ΜΕΘΟΔΟΣ ATC-40.....	16
2.3.6	ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΦΑΣΜΑ ΣΕΙΣΜΟΥ.....	17
2.3.7	ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ.....	19
3	ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	21
3.1	ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	21
3.2	ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	22
3.3	ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΕΣ.....	24
3.4	ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΕΣ.....	25
3.5	ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ( PUSHOVER ).....	27
4	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΕΑ.....	31
4.1	ΓΕΝΙΚΑ.....	31
4.2	ΜΟΡΦΟΛΟΓΙΑ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ.....	31
4.3	ΥΛΙΚΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ.....	34
4.4	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ.....	36
4.5	ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ.....	37
4.6	ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΣΤΗΡΙΞΕΩΝ.....	38
4.7	ΤΑΛΑΝΤΟΥΜΕΝΗ ΜΑΖΑ.....	39
4.8	ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ.....	40
4.9	ΕΝΤΟΛΕΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΕΚΤΛΕΞΗ ΤΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	41
4.9.1	ΦΑΣΜΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ.....	41
4.9.2	ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΚΑΙ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΕΣ ΤΙΜΕΣ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΡΘΡΩΣΕΩΝ.....	43
4.9.3	ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΤΑΓΡΑΦΗ.....	45
4.9.4	GAP (LINK) - ΣΤΟΙΧΕΙΟ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ.....	47
4.9.5	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΗΣ.....	50
5	ΑΝΑΛΥΣΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ.....	51
5.1	ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	51

5.1.1 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ .....	51
5.1.2 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ .....	56
5.2 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ .....	63
5.2.1 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ .....	63
5.2.2 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER) .....	72
5.3 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ .....	86
5.3.1 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ .....	86
5.3.2 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ .....	86
5.3.3 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ .....	86
5.3.4 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER) .....	86
6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ .....	87
6.1 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ .....	87
6.2 ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ .....	88
7 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ .....	89





# 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

---

## 1.1 ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Η διπλωματική εργασία ασχολείται με το ζήτημα του κατασκευαστικού αρμού. Ο αρμός αποτελεί βασικό στοιχείο των πτερυγίων των υφιστάμενων κτιρίων. Με τον όρο κατασκευαστικό αρμό ορίζεται το διάκενο ανάμεσα σε δύο όμορα κτίρια. Ο κανονισμός προτείνει ως μέτρο το διαχωρισμό και την τήρηση μιας ελάχιστης απόστασης μεταξύ των κτιρίων (seismic separation), δηλαδή την δημιουργία αντισεισμικού αρμού, ώστε κατά την σεισμική διέγερση να αποτελέσει ο αρμός ένα είδος μονωτή που θα ελαχιστοποιήσει τα προβλήματα στη κατασκευή κατά τη σεισμική διέγερση.

Βέβαια η λύση αυτή δεν είναι εύκολο να εφαρμοστεί. Αρχικά υπάρχει ένας τεράστιος αριθμός κτιρίων που έχουν κατασκευαστεί πολύ πριν τον υπάρχοντα κανονισμό και είναι αδύνατη μια τέτοιου είδους παρέμβαση. Αλλά και όσον αφορά τις καινούριες κατασκευές, ιδιοκτήτες και μηχανικοί είναι αρνητικοί στην τήρηση μιας ελάχιστης απόστασης μεταξύ των κτιρίων για λόγους οικονομικούς, τεχνικούς και νομικούς.

Η διπλωματική εξετάζει τις εξής περιπτώσεις:

- δύο όμορα κτίρια τα οποία χωρίζονται από κατασκευαστικό αρμό 2cm
- δύο όμορα κτίρια που διαχωρίζονται με αντισεισμικό αρμό (gap) 2cm
- η περίπτωση που δεν διαχωρίζονται τα κτίρια, δρουν ως ένα ενιαίο

Η ανάλυση πραγματοποιείται με ελαστικές μεθόδους:

- ελαστική φασματική ανάλυση
- δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

και ανελαστικές μεθόδους ανάλυσης

- ανελαστική στατική ανάλυση (pushover)
- ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Η εξέταση πραγματοποιείται με τα δύο κτίρια να έχουν την ίδια δυσκαμψία. Για πιο εμπειριστατωμένη εικόνα θα γίνει και ανάλυση με διαφορετική δυσκαμψία ανάμεσα στα κτίρια αλλάζοντας στο ένα από τα δύο τις διατομές των δοκών και των υποστυλωμάτων.

Παράλληλα γίνονται κάποιες παραδοχές που βοηθούν στην απλοποίηση του προβλήματος και στην καλύτερη διαχείρισή του ώστε να επικεντρωθεί η προσοχή των αναλύσεων στα παραπάνω. Οι παραδοχές που γίνονται είναι:

- Το προσομοίωμα έχει συμμετρική κάτοψη και δεν δημιουργούνται εκκεντρότητες
- Τα κτίρια είναι ισόσταθμα (οι πλάκες των ορόφων και στα δύο κτίρια είναι στο ίδιο ύψος)
- Στις αναλύσεις δεν συμπεριλαμβάνεται η στατική ελαστική ανάλυση καθώς δίνεται προσοχή στις άλλες μεθόδους που περιλαμβάνουν σεισμικά φάσματα και χρονοϊστορίες.

Στόχος της διπλωματικής εργασίας είναι να συγκρίνει τα είδη των αρμών, τον κατασκευαστικό αρμό, τον αντισεισμικό, που χρησιμεύει ως σεισμικός μονωτής και να

παρουσιάζει εάν η χρήση τους είναι ευμενής προς την κατασκευή ή όχι ή αν δεν παίζει ουσιαστικό ρόλο, οπότε και δεν χρειάζεται κανένα είδους διάκενο ανάμεσα στα υφιστάμενα κτίρια.

Παράλληλα τα συμπεράσματα είναι και ένας οδηγός για το πώς ανταποκρίνονται τα υφιστάμενα όμορα κτίρια, με ή χωρίς την χρήση αρμού ανάμεσά τους.

## 1.2 ΓΕΝΙΚΑ

Ένα σημαντικό και σύνηθες πρόβλημα που συναντάται στις σύγχρονες μεγαλουπόλεις είναι η έλλειψη αντισεισμικού αρμού ανάμεσα σε γειτονικά κτίρια. Ιδιαίτερως στην Ελλάδα, για τα κτίρια που είναι κατασκευασμένα προ του 1995, οι κανονισμοί δεν προέβλεπαν την κατασκευή αντισεισμικού αρμού. Επιπλέον, ακόμη και σήμερα που υπάρχει σαφής πρόβλεψη των κανονισμών για υπολογισμό της σεισμικής μόνωσης, αυτή είτε δεν εφαρμόζεται, είτε κρίνεται ανεπαρκής λόγω του μοντέρνου σχεδιασμού των κτιρίων με πλαστιμότητα κάτι το οποίο οδηγεί σε αυξημένες ανελαστικές παραμορφώσεις. Το φαινόμενο αυτό έχει ως αποτέλεσμα την αλληλεπίδραση γειτονικών κτιρίων.

Οι σημερινοί κανονισμοί παροτρύνουν τον μηχανικό να εφαρμόζει αντισεισμικό αρμό ώστε η σεισμική διέγερση να αποσβένεται, να εξασθενεί η μετατόπιση και να μην τίθεται ζήτημα κρούσεων με γειτονικά κτίρια. Οι περισσότερες κατασκευές όμως που κατασκευάστηκαν πριν το 1995 έχουν κατασκευαστικό αρμό που σημαίνει ότι είτε εφάπτονται είτε ο αρμός δεν είναι επαρκής. Έχουν προταθεί διάφοροι τρόποι αντιμετώπισης του ζητήματος αυτού.

Κάποιοι ενδεικτικοί τρόποι που έχουν προταθεί και εφαρμοστεί είναι:

- 1) Η χρήση τοιχωμάτων-προσκρουστήρων. Τα ειδικά τοιχώματα μπορούν να εφαρμοστούν και στην περίπτωση που τα δύο κτίρια κατασκευάζονται σε διαφορετικές χρονικές περιόδους ενώ το ένα εκ των δύο προϋπάρχει και εκτείνεται ως το όριο της γραμμής ιδιοκτησίας. Τα ειδικά τοιχώματα αυξάνουν τη σεισμική αντοχή, δε σταματούν την κρούση αλλά την περιορίζουν καθώς σίγουρα προστατεύουν σε ένα βαθμό τα υποστυλώματα, καθώς αναλαμβάνουν το μεγαλύτερο μέρος της τέμνουσας βάσης, λόγω της πολύ μεγαλύτερης δυσκαμψίας τους.
- 2) Η εισαγωγή μονωτικών υλικών ανάμεσα στα δύο κτίρια είναι μία άλλη τεχνική που εφαρμόζεται χωρίς βέβαια να γίνεται κάποια ιδιαίτερη μελέτη για αυτά. Η λογική εφαρμογής έγκειται στο γεγονός ότι αυτά τα υλικά θα απορροφήσουν ένα μεγάλο ποσοστό της δύναμης που θα αναπτυσσόταν στην περίπτωση της κρούσης χωρίς κάποιο μονωτικό ενδιάμεσα. Αυτή η μέθοδος όμως απαιτεί να μην εφάπτονται ήδη τα κτίρια, διότι τότε δεν θα υπάρχει η δυνατότητα να τοποθετηθούν τα επιπρόσθετα υλικά.
- 3) Υδραυλικοί αποσβεστήρες τοποθετούνται κυρίως σε περιπτώσεις μεγάλων γειτονικών κατασκευών όπως παραδείγματος χάριν ουρανοξύστες όπου διαπιστώνεται ότι θα επέλθει κρούση μεταξύ τους σε περίπτωση υπέρβασης του σεισμού σχεδιασμού. Είναι ένας σχετικά ακριβός τρόπος και απαιτεί μεγάλο κενό μεταξύ των κατασκευών αλλά είναι εφαρμόσιμος σε μεγάλα έργα.

4) Ένωση των γειτονικών κτιρίων. Θεωρείται ο πιο αποτελεσματικός τρόπος για την αντιμετώπιση των πιθανών δυσάρεστων επιπτώσεων της κρούσης. Είναι ένας τρόπος που θέλει εκτενή μελέτη σε κάθε περίπτωση για να διαπιστωθεί η συνολική θετική ή αρνητική επιρροή στη συμπεριφορά του συνόλου. Μέσω της ένωσης ουσιαστικά εξαλείφεται το φαινόμενο της κρούσης αφού τα δύο κτίρια θα συμπεριφέρονται ως ένα. Εφόσον αποδειχτεί η θετική επιρροή της είναι εφαρμόσιμη σχεδόν σε όλες τις περιπτώσεις κτιρίων με κατασκευαστικό αρμό, αν και η διαδικασία διευκολύνεται όταν είναι ισόσταθμα. Προκύπτουν όμως ζητήματα νομικά, όπως ότι τα δύο κτίρια πρέπει είτε να είναι κοινής ιδιοκτησίας είτε θα πρέπει να υπάρχει συμφωνία των διαφορετικών ιδιοκτητών για να εφαρμοστεί η ένωση.

## 2. ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΘΕΩΡΙΑΣ

---

### 2.1 ΙΣΧΥΟΝΤΕΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ

Στην Ελλάδα, πριν το 1959 τα κτίρια κατασκευάζονταν χωρίς Αντισεισμικούς Κανονισμούς. Σε ορισμένες πολύ σεισμικές περιοχές της χώρας, είχε αναπτυχθεί κάποια εμπειρική παράδοση αντισεισμικής τεχνολογίας. Είχαν εφαρμοστεί κάποια αντισεισμικά μέτρα τα οποία κωδικοποιήθηκαν και δημιουργήθηκε ο Κανονισμός 1959 (Β.Δ. 1959). Θεωρείται ανεπαρκής κανονισμός, συνεπώς η θέσπισή του δε σήμαινε ότι οι κατασκευές που σχεδιάστηκαν σύμφωνα με αυτόν, διέθεταν ικανοποιητική αντοχή σε σεισμό (ιδίως οι πολυώροφες) [Καματερή Δ. 2012].

Η ανάλυση και ο έλεγχος για σεισμικά φορτία σύμφωνα με το Β.Δ. 1959 βασίζονταν στο μοντέλο του μονώροφου. Το μοντέλο αυτό αποτελεί την ακριβή και πρακτικά εφικτή λύση που έδωσε ο καθ. Α. Ρουσόπουλος για τα μονώροφα κτίρια. Στην εργασία του, ορίσθηκε η έννοια του ελαστικού κέντρου στροφής των πλακών των κτιρίων και θεμελιώθηκαν και άλλοι κανόνες για τον ορθό αντισεισμικό σχεδιασμό. Η όλη μεθοδολογία, υιοθετήθηκε από τον Αντισεισμικό Κανονισμό 1959. Ο έλεγχος λοιπόν, για σεισμικά φορτία, γινόταν για κάθε όροφο ξεχωριστά, με θεώρηση ελαστικής στήριξης στα υποστυλώματα, χωρίς να λαμβάνεται υπ' όψιν η συμβολή των δοκών στην ανάληψη σεισμικής έντασης.

Σύμφωνα με τον κανονισμό αυτό, τα κτίρια αναλάμβαναν μόνο κατακόρυφα φορτία, γεγονός το οποίο επηρέασε το δομικό σύστημα [Κοσμόπουλος, 2005]. Η αναθεώρηση του Αντισεισμικού Κανονισμού έγινε με τις Πρόσθετες Διατάξεις του 1984. Οι Διατάξεις αυτές, εισήγαγαν για πρώτη φορά όλα σχεδόν τα κύρια χαρακτηριστικά των σύγχρονων Κανονισμών, όπως τον ικανοτικό σχεδιασμό υποστυλωμάτων σε κάμψη, τις λεπτομέρειες όπλισης μελών για λόγους τοπικής πλαστιμότητας, την ανάλυση και τον έλεγχο σύμφωνα με το πολυώροφο μοντέλο. Σε συνδυασμό με την εισαγωγή προγραμμάτων στατικής ανάλυσης στο χώρο, οι διατάξεις έθεσαν τέρμα στο πρόβλημα της ανεπαρκούς προσομοίωσης και των προσεγγιστικών μεθόδων ανάλυσης πολυώροφων κτιρίων για τη σεισμική δράση. Ως αποτέλεσμα, η σεισμική τρωτότητα των κτιρίων που κατασκευάστηκαν μετά το 1984 είναι χαμηλότερη σε σχέση με εκείνη των παλαιότερων κτιρίων.

Το 1995 έγινε γενική ανασύνταξη και εκσυγχρονισμός του Αντισεισμικού Κανονισμού, το οποίο επέφερε βελτίωση της αντισεισμικής προστασίας και ασφάλειας των κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος. Ο νέος Αντισεισμικός Κανονισμός του 1995 (NEAK) εισάγει πλέον τη φασματική μέθοδο ως κύρια μέθοδος ανάλυσης και ανταποκρίνεται για πρώτη φορά στα διεθνή πρότυπα και στο σύγχρονο επίπεδο γνώσης. Με τη βελτίωση του NEAK , το 2000 προέκυψε ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ. 2000) που ισχύει μέχρι και σήμερα. Έχει τη μορφή και τη φιλοσοφία των Ευρωκωδίκων και βρίσκεται σε συμφωνία με τον Κανονισμό για τη Μελέτη και Κατασκευή έργων από Σκυρόδεμα [Παπασταματίου Δ, 1997].

Τέλος, το 2010, ολοκληρώθηκε η σύνταξη του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) για την επισκευή και ενίσχυση κτιρίων από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Σκοπός του είναι η θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας υφισταμένων

δομημάτων και κανόνων εφαρμογής για τον αντισεισμικό σχεδιασμό τους αλλά και για τις ενδεχόμενες επεμβάσεις, επισκευές ή ενισχύσεις [ΚΑΝ.ΕΠΕ., 2010]. Από την παραπάνω αναδρομή προκύπτει ότι οι μετά το 1984 κατασκευές είχαν πολύ καλύτερη σεισμική συμπεριφορά από αυτές που κατασκευάστηκαν μεταξύ του 1959 και 1984 διαστήματος, οι οποίες με τη σειρά τους συμπεριφέρθηκαν καλύτερα από τις προ του 1959.

## 2.2 ΒΑΣΙΚΕΣ ΕΝΝΟΙΕΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

### 2.2.1 ΠΡΩΤΕΥΟΝΤΑ ΚΑΙ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΝΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Όλα εκείνα τα στοιχεία της κατασκευής τα οποία συμβάλουν στην δυσκαμψία και την κατανομή της έντασης στο κτίριο ή παραλαμβάνουν τις οριζόντιες φορτίσεις οι οποίες οφείλονται κυρίως στις σεισμικές διεγέρσεις μπορεί κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό να διακρίνονται σε πρωτεύοντα ή δευτερεύοντα. Ως πρωτεύοντα, χαρακτηρίζονται τα στοιχεία που συμβάλουν στην ανάληψη των σεισμικών φορτίων (π.χ. υποστυλώματα, δοκάρια, τοιχία κλπ.), ενώ σαν δευτερεύοντα χαρακτηρίζονται όλα τα υπόλοιπα επιμέρους στοιχεία ή φορείς τα οποία δεν χαρακτηρίζονται από αυτή την ιδιότητα, δηλαδή να μην συμβάλουν στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων, δεν συμμετέχουν όμως σε σημαντικό βαθμό στην ανάληψη σεισμού. Συνεπώς, η διάκριση αυτή έγκειται στο γεγονός ότι για τα δευτερεύοντα στοιχεία ισχύουν διαφορετικά κριτήρια επιτελεστικότητας, επιτρέπεται δηλαδή να συμβούν σε αυτά τα στοιχεία μεγαλύτερες βλάβες και μετακινήσεις σε περίπτωση σεισμού. Ωστόσο, δεν παύει να απαιτείται σε κάθε περίπτωση η εξασφάλιση της ασφαλούς μεταφοράς των κατακόρυφων φορτίων του ίδιου βάρους υπό την μέγιστη πλευρική παραμόρφωση για τον σεισμό σχεδιασμού. Αυτή η διάκριση γίνεται με στόχο να διαφοροποιηθούν οι έλεγχοι για την κάθε κατηγορία στοιχείου, έτσι ώστε να μην καταλήξει ο μελετητής στο συμπέρασμα ότι ένα κτίριο δεν είναι επαρκές λόγω της αστοχίας κάποιων μεμονωμένων στοιχείων τα οποία δεν είναι καθοριστικά για την ευστάθεια του λόγω σεισμικών δράσεων.

### 2.3.2 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΣΤΑΘΜΩΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας (Performance-Based Design) βασίζεται στην αρχή του καθορισμού αποδεκτού επιπέδου ζημιών, ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης του σεισμού σχεδιασμού, δηλαδή τον καθορισμό του επιδιωκόμενου στόχου σεισμικής ικανότητας. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται ένας βέλτιστος συνδυασμός ασφάλειας και οικονομίας. Η κλασική μεθοδολογία σχεδιασμού όλων των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών εξετάζει την συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι να αρχίσουν οι ζημιές (ελαστική απόκριση). Το ελάχιστο απαιτούμενο επίπεδο ασφαλείας εξασφαλίζεται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς που χρησιμοποιείται στη μελέτη. Ωστόσο σε ορισμένες περιπτώσεις ο σχεδιασμός αυτός μπορεί να είναι επισφαλής, όπως π.χ. σε έντονα μη κανονικά κτίρια.

Η μέθοδος των σταθμών επιτελεστικότητας εφαρμόζεται κυρίως στον έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών και αποτελεί το βασικό κορμό όλων των διεθνών κανονισμών επεμβάσεων. Σε νέες κατασκευές η μέθοδος μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον έλεγχο μιας ήδη διαστασιολογημένης κατασκευής. Απαραίτητη προϋπόθεση για την

εφαρμογή της μεθόδου αποτελεί η γνώση του τρόπου συμπεριφοράς της κατασκευής και πέραν την ελαστικής περιοχής (ανελαστική απόκριση). Για αυτό το σκοπό η μέθοδος εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μη γραμμικές αναλύσεις, είτε στατικές (ανάλυση Pushover) είτε δυναμικές (αναλύσεις χρονοϊστορίας). Ο καθορισμός του στόχου για τον οποίο θα γίνει ο σχεδιασμός εξαρτάται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφαλείας και κόστους, λαμβάνοντας υπόψη και τη σπουδαιότητα της κατασκευής. Στον ελληνικό κανονισμό επεμβάσεων προβλέπονται στόχοι αναφερόμενοι αποκλειστικά και μόνο στον φέροντα οργανισμό.

Οι στάθμες επιτελεστικότητας επομένως, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι:

- Άμεση Χρήση Μετά Το Σεισμό (Immediate Occupancy):

Καμία λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά τον σεισμό σχεδιασμού, εκτός από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Υπάρχει πιθανότητα να εμφανιστούν μικρές τριχοειδής ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα.

- Προστασία Ζωής (Life Safety)

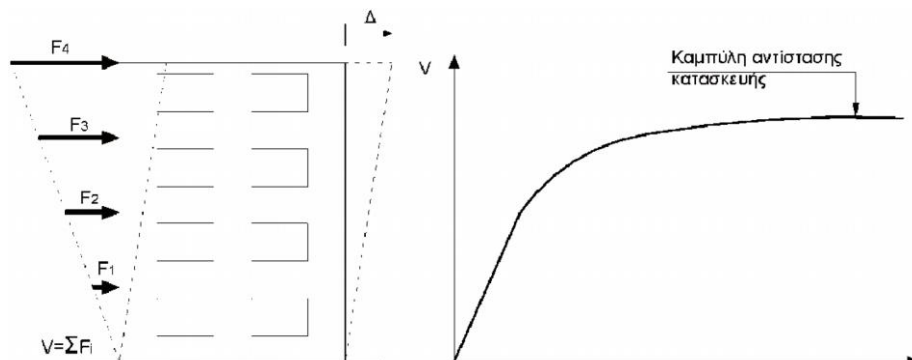
Κατά τον σεισμό σχεδιασμού επιτρέπεται να συμβούν επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου χωρίς όμως να σημειωθεί κάποια απώλεια ζωής ή σοβαρός τραυματισμός ατόμων εξαιτίας των βλαβών αυτών. Επίσης δεν επιτρέπεται να συμβούν ουσιώδεις βλάβες και στα υλικά που είναι αποθηκευμένα στο κτίριο.

- Οιονεί Κατάρρευση (Structural Stability)

Κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να συμβούν εκτεταμένες σοβαρές μη επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου, ο οποίος όμως έχει ακόμα την ικανότητα να φέρει με ασφάλεια τα κατακόρυφα φορτία για ένα χρονικό διάστημα μετά τον σεισμό. Τέλος δεν αποκλείεται ο τραυματισμός ορισμένων ατόμων λόγω βλαβών ή πτώσης στοιχείων του δευτερεύοντος οργανισμού.

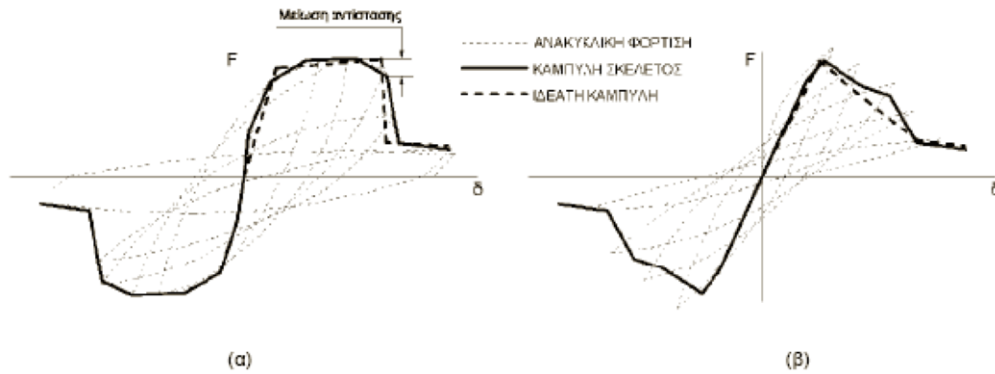
Ο καθορισμός των διαφόρων σταθμών επιτελεστικότητας πραγματοποιείται πάνω στην καμπύλη αντίστασης (capacity curve) της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης στην κορυφή. Κατασκευάζουμε την καμπύλη αντίστασης υπολογίζοντας την ανελαστική μετακίνηση της κορυφής για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου και έχοντας ορίσει μια κατανομή φορτίων στους ορόφους της κατασκευής (τριγωνική κατανομή, 1η ιδιομορφή, συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών).

Η καμπύλη αντίστασης (Εικόνα 2.1) προκύπτει μετά από πληθώρα στατικών επιλύσεων με σταδιακή αύξηση της πλευρικής φόρτισης και άρα της αντίστοιχης τέμνουσας βάσης και διαδοχικό υπολογισμό της μετακίνησης κορυφής. Σε κάθε βήμα, θα έχουμε μια νέα μειωμένη δυσκαμψία σε εκείνα τα μέλη που έφτασαν σε διαρροή.



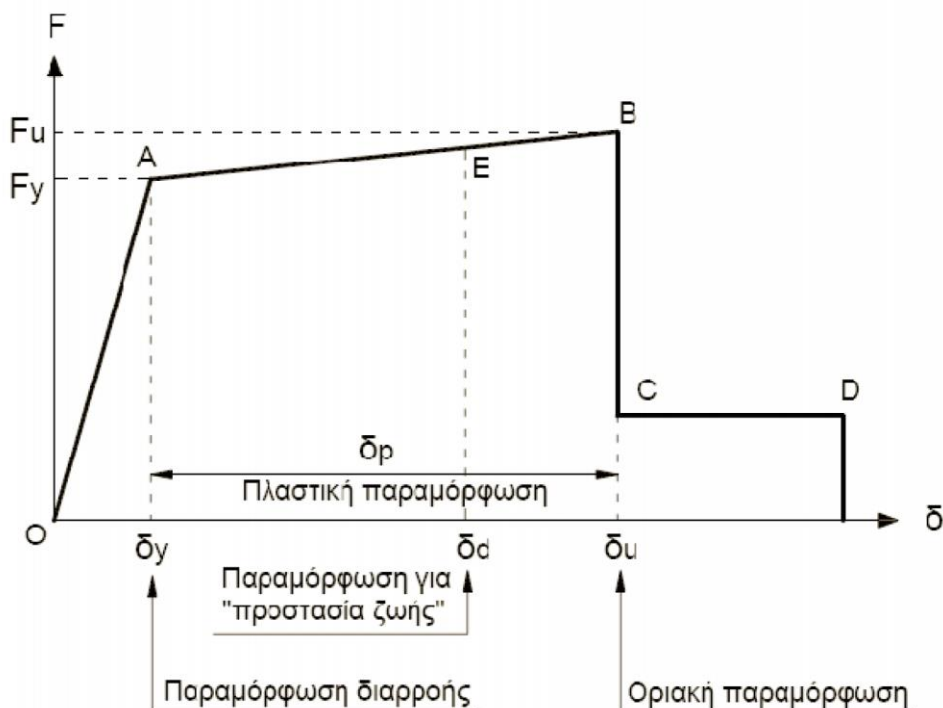
Εικόνα 2.1: Καμπύλη Αντίστασης

Οι νόμοι που περιγράφουν την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής, περιγράφονται μέσω διαγραμμάτων που σχετίζουν εντατικά μεγέθη, «F», με παραμορφώσεις ή σχετικές μετακινήσεις, «δ». Οι σχετικές αυτές μετακινήσεις, «δ», μπορεί να είναι στροφές, παραμορφώσεις, καμπυλότητες κλπ. Σε στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα η καταλληλότερη επιλογή F και δ είναι η ροπή κάμψης, M και η γωνία στροφής χορδής, θ, στα άκρα του στοιχείου. Τα διαγράμματα F-δ έχουν ιδεατή μορφή βάσει της καμπύλης συμπεριφοράς των στοιχείων υπό ανακυκλική φόρτιση. Παρακάτω, φαίνεται η ανελαστική συμπεριφορά ενός στοιχείου το οποίο υποβάλλεται σε α) καμπτική καταπόνηση και β) διατμητική καταπόνηση (Εικόνα 2.2).



Εικόνα 2.2: α) Στοιχείο Υπό Καμπτική Καταπόνηση, β) Στοιχείο Υπό Διατμητική Καταπόνηση

Η γενική μορφή των διαγραμμάτων F-δ είναι συνήθως αυτή που φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Εικόνα 2.3: Γενική Μορφή Καμπύλης Αντίστασης

Οι κλάδοι του παραπάνω διαγράμματος ορίζονται ως εξής:

- ΤΜΗΜΑ ΟΑ:



Αντιπροσωπεύει την ελαστική συμπεριφορά μέχρι το θεωρητικό σημείο διαρροής. Η κλίση της ευθείας OA αντιστοιχεί στην τέμνουσα δυσκαμψία που πρέπει να ληφθεί υπόψη στην ελαστική ανάλυση.

- ΤΜΗΜΑ AB:

Αντιπροσωπεύει τη μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι τη θεωρητική αστοχία. Το σημείο B ορίζεται από την οριακή παραμόρφωση αστοχίας,  $\delta_u$ , που συνήθως αντιστοιχεί σε μείωση της αντίστασης κατά 20% σε σχέση με τη μέγιστη τιμή της. Πολλές φορές, η κλίση του κλάδου AB θεωρείται οριζόντια. Τότε, η αντίσταση διαρροής,  $F_y$ , μπορεί να ληφθεί ίση με την οριακή αντίσταση.

- ΤΜΗΜΑ CD:

Αντιπροσωπεύει την απομένουσα αντίσταση του στοιχείου. Συνήθως μετά την παραμόρφωση αστοχίας ενός μέλους, η ικανότητα του να παραλάβει σεισμικά φορτία μειώνεται σημαντικά, αλλά δεν μηδενίζεται και έτσι το στοιχείο μπορεί να παραλάβει κατακόρυφα φορτία. Στο σημείο D το στοιχείο χάνει και την ικανότητα του να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία. Συνήθως, η τιμή αυτής της απομένουσας αντίστασης λαμβάνεται ίση με το 20% της οριακής αντοχής.

#### ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ, E:

Στην καμπύλη F-δ ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας με βάση τις παραμορφώσεις  $\delta_d$  (Εικόνα 2.4). Το πώς ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας αναφέρθηκε προηγουμένως. Σε περιπτώσεις πλαστικών στοιχείων, κρίσιμες είναι οι παραμορφώσεις και έτσι, ο ορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται σε όρους παραμορφώσεων. Αντίθετα, σε περιπτώσεις ψαθυρών στοιχείων, ο ορισμός γίνεται σε όρους δυνάμεων.

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζει ως εξής τις παραμορφώσεις,  $\delta_d$ , που αντιστοιχούν σε πλάστιμα στοιχεία στη στάθμη επιτελεστικότητας προστασία ζωής:

- Πρωτεύοντα Στοιχεία:  $\delta_d = 0.5(\delta_y + \delta_u) / \gamma_{Rd}$

- Δευτερεύοντα Στοιχεία:  $\delta_d = \delta_u / \gamma_{Rd}$

Όπου  $\gamma_{Rd}$ : συντελεστής ασφαλείας.

Μετά την ολοκλήρωση των διαγραμμάτων F-Δ και τον ορισμό των σταθμών επιτελεστικότητας πάνω σε αυτά, μπορούμε να προχωρήσουμε στην κατασκευή της καμπύλης αντίστασης όλης της κατασκευής και στην τοποθέτηση των σημείων που αντιστοιχούν στις στάθμες επιτελεστικότητας, όπως απεικονίζεται στο παρακάτω διάγραμμα (Εικόνα 2.4).



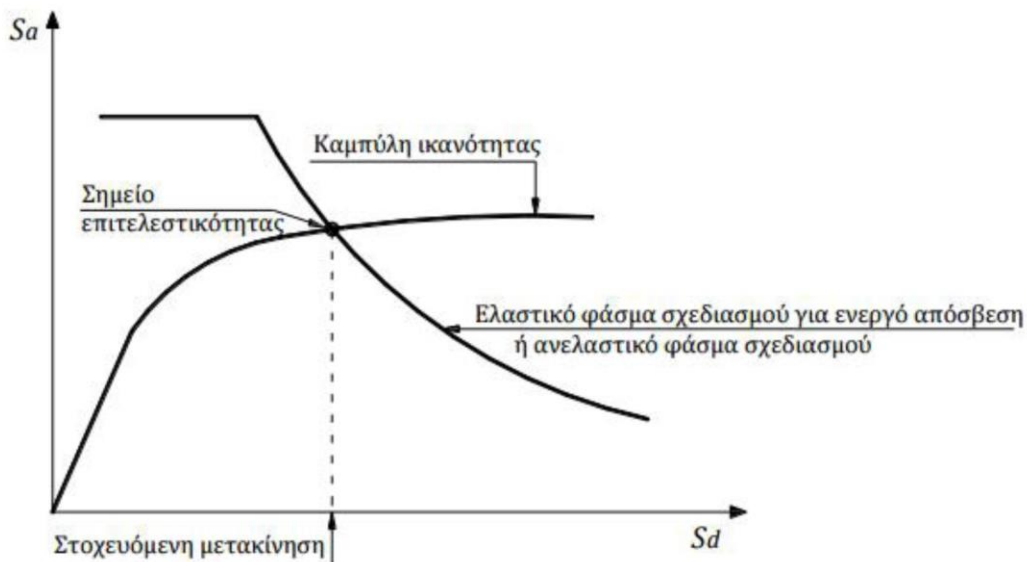
Εικόνα 2.4: Καμπύλη Αντίστασης και Στάθμες Επιτελεστικότητας

Η στάθμη επιτελεστικότητας όλης της κατασκευής, δηλαδή η μετακίνηση κορυφής που αντιστοιχεί σε κάποιο επίπεδο βλαβών, δεν ταυτίζεται πάντα με εκείνο το σημείο που το πρώτο στοιχείο της κατασκευής φτάνει σε αυτή τη στάθμη επιτελεστικότητας. Επειδή η κατασκευή αποτελείται από πολλά στοιχεία ενδέχεται κάποιο ποσοστό αυτών να έχει φτάσει κάποια στάθμη επιτελεστικότητας, ενώ η κατασκευή στο σύνολό της να βρίσκεται ακόμα κάτω από αυτή τη στάθμη.

### 2.3.3 ΣΤΟΧΕΥΜΕΝΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ

Όταν δεν γίνονται μη-γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας, η στοχευμένη μετακίνηση που αντιστοιχεί σε κάποια σεισμική διέγερση με δεδομένο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού μπορεί να υπολογιστεί με τη στατική ανελαστική ανάλυση (pushover).

Ο υπολογισμός της στοχευμένης μετακίνησης βασίζεται στην απόκριση ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος και ο υπολογισμός της απόκρισης της κατασκευής σε κάθε όροφο γίνεται με βάση την παραμόρφωσή της για συγκεκριμένη κατανομή φορτίων καθ' ύψος (Εικόνα 2.5). Η φιλοσοφία καθορισμού του σημείου επιτελεστικότητας βασίζεται στον υπολογισμό του σημείου που αντιστοιχεί στην εξισορρόπηση της απαίτησης (demand), σύμφωνα με το επιθυμητό φάσμα σχεδιασμού, και της ικανότητας (capacity) της κατασκευής. Σε διάγραμμα ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum), η εξισορρόπηση αυτή για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα συμβαίνει στο σημείο τομής της καμπύλης ικανότητας και του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού που αντιστοιχεί στην ενεργό απόσβεση για τη μέγιστη μετακίνηση (η ενεργός απόσβεση υπολογίζεται με βάση την πλαστιμότητα που αντιστοιχεί στη μέγιστη μετακίνηση) ή του αντίστοιχου ανελαστικού φάσματος.



Εικόνα 2.5: Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

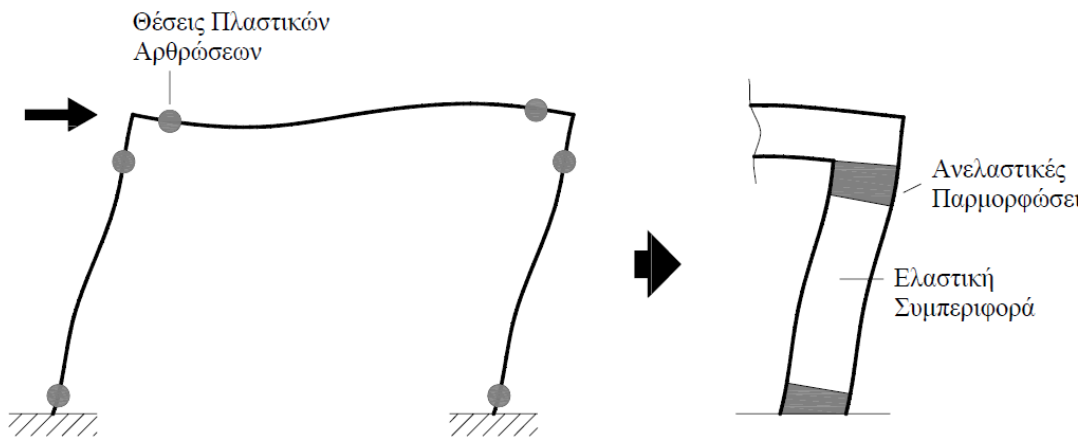
Το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα εξαρτάται από την κατανομή των φορτίων καθ' ύψος που λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό της καμπύλης ικανότητας. Για την κατανομή των φορτίων μπορεί να χρησιμοποιηθεί τριγωνική κατανομή, ομοιόμορφη κατανομή, κατανομή σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή ή περισσότερο πολύπλοκοι συνδυασμοί με συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών.

### 2.3.4 ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ

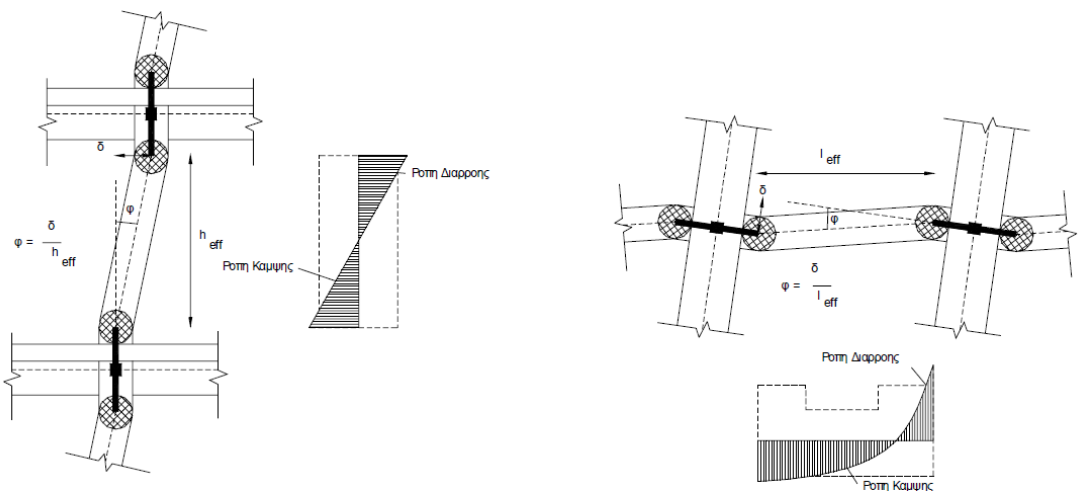
Η συμπεριφορά μιας κατασκευής που αποκρίνεται ελαστικά σε μία εξωτερική δράση περιγράφεται με ακρίβεια από την ελαστική θεωρία. Είναι γνωστό όμως, ότι οι νέες κατασκευές σχεδιάζονται με τρόπο ώστε να μη συμπεριφερθούν ελαστικά, ιδιαίτερα για σεισμικές φορτίσεις αντίστοιχες με τον ισχυρό σεισμό σχεδιασμού. Επομένως, προϋπόθεση του σχεδιασμού είναι η ανάπτυξη σημαντικών ανελαστικών παραμορφώσεων στα μέλη, οι οποίες συμβάλουν στην «κατανάλωση» της ενέργειας που εισάγεται στην κατασκευή μέσω της σεισμικής διέγερσης. Αντίστοιχα είναι σκόπιμο και στην αποτίμηση υφιστάμενων κτιρίων πριν ή μετά την επέμβαση να λαμβάνεται υπόψη η δυνατότητα του υπό μελέτη κτιρίου να «καταναλώνει» ενέργεια μέσω των ανελαστικών παραμορφώσεων των μελών, ώστε να προκύψουν ακριβή συμπεράσματα για την ικανότητά του. Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης λαμβάνουν υπόψη την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής έμμεσα, υιοθετώντας τον δείκτη συμπεριφοράς  $q$ . Αντίθετα, κατά την εφαρμογή ανελαστικών αναλύσεων απαιτείται η άμεση προσομοίωση της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων σε όλο το φάσμα της απόκρισής τους.

Κατά την επιβολή μιας αυξανόμενης έντασης σε μία κατασκευή, τα μέλη της σταδιακά διαρρέουν και αναπτύσσουν ανελαστικές παραμορφώσεις. Η εμφάνιση των διαρρών συνδέεται με την αντοχή των μελών και την σχέση της με την αντίστοιχη ένταση σε διάφορες θέσεις κατά μήκος του μέλους. Προφανώς, δεδομένου ότι η κατανομή των εντατικών μεγεθών κατά μήκος των δοκών και υποστυλωμάτων ενός κτιρίου που καταπονείται από τα κατακόρυφα φορτία του και τη δράση του σεισμού είναι γνωστή, είναι δυνατόν να εντοπιστούν οι θέσεις όπου αναμένεται να αναπτυχθούν ανελαστικές παραμορφώσεις. Οι θέσεις αυτές εντοπίζονται στα άκρα των δοκών και στην κορυφή και

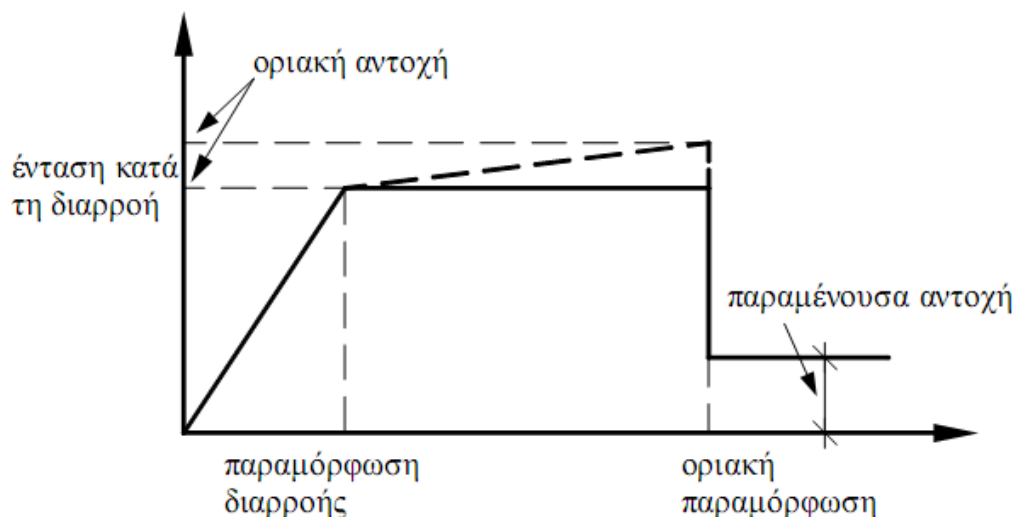
βάση των υποστυλωμάτων. Τα παραπάνω αποτυπώνονται και στο σχεδιασμό νέων κατασκευών με την ύπαρξη κρίσιμων περιοχών σε δοκούς και υποστυλώματα, οι οποίες εκτείνονται σε συγκεκριμένες αποστάσεις από τα άκρα των μελών και για τις οποίες λαμβάνονται αυξημένα μέτρα, ώστε να αντιμετωπιστούν οι αντίστοιχα αυξημένες απαιτήσεις παραμόρφωσης τους σε ακραίες περιπτώσεις σεισμικής έντασης. Κατά συνέπεια, τα μέλη μιας κατασκευής υπό σεισμική φόρτιση αναμένεται να αναπτύξουν ανελαστικές παραμορφώσεις σε περιοχές πεπερασμένου μήκους οι οποίες αναφέρονται με τον όρο πλαστικές αρθρώσεις (Εικόνα 2.6, 2.7).



Εικόνα 2.6: Θέσεις Πιθανών Πλαστικών Αρθρώσεων στο Σώμα της Κατασκευής



Εικόνα 2.7: Πλαστικές Αρθρώσεις και Διαγράμματα Ροπών



Εικόνα 2.8: Καμπύλη Έντασης – Παραμόρφωσης

Γνωρίζοντας λοιπόν ότι οι πλαστικές αρθρώσεις εκτίνονται σε πεπερασμένο μήκος του δομικού στοιχείου, απαιτείται ο εντοπισμός αυτών των περιοχών στο μαθηματικό προσομοίωμα και η περιγραφή της συμπεριφοράς τους. Τελικά η κατενημένη ανελαστικότητα προσομοιώνεται με χρήση ενός στροφικού ελατηρίου, το οποίο βρίσκεται στο μέσον της πλαστικής άρθρωσης και οι ιδιότητές του καθορίζονται από διαγράμματα έντασης παραμόρφωσης (Εικόνα 2.8). Η μορφή του διαγράμματος είναι τέτοια, ώστε να προσεγγίζει κατά το δυνατόν την περιβάλλουσα των βρόχων υστέρησης κατά την επιβολή ανακυκλιζόμενης έντασης στο υπόψη μέλος. Τελικώς υιοθετείται ένα πολυγραμμικό διάγραμμα, με αρχικό ελαστικό κλάδο που εκτείνεται για μέλη σκυροδέματος μέχρι τη θεωρητική διαρροή της κρίσιμης διατομής και στη συνέχεια έναν ευθύγραμμο κλάδο που εκφράζει την ανελαστική απόκριση και εκτείνεται μέχρι τη θεωρητική αστοχία του μέλους. Για καμπτόμενα μέλη ιδιαίτερα διαδεδομένη είναι η περιγραφή της συμπεριφορά σε όρους ροπών-καμπυλοτήτων ( $M - 1/r$ ), καθώς γνωρίζοντας τους νόμους τάσεων-παραμορφώσεων ( $\sigma - \epsilon$ ) των υλικών είναι σχετικά απλή η κατασκευή του διαγράμματος  $M-1/r$  μέχρι την αστοχία και για σταθερή τιμή της αξονικής δύναμης.

Σε στοιχεία από οπλισμένο σκυροδέμα η έννοια της καμπυλότητας στρεβλώνεται λόγω της εμφάνισης ρηγματώσεων, τοπικού λυγισμού των ράβδων οπλισμού και τοπικής καμπτικής αστοχίας του σκυροδέματος. Επιπλέον είναι σκόπιμο στις τιμές της παραμόρφωσης που χρησιμοποιούνται στο διάγραμμα να λαμβάνεται υπόψη η συνύπαρξη καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων, αλλά και φαινόμενα όπως η εξόλκευση των ράβδων οπλισμού. Υπό αυτή την έννοια, στα σύγχρονα προσομοιώματα έντασης - παραμόρφωσης στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος χρησιμοποιούνται μεγέθη όπως η γωνία στροφής πλαστικής άρθρωσης  $\theta_{pl}$  και η γωνία στροφής χορδής, τα οποία καλύπτουν τις ανωτέρω απαιτήσεις.

### 2.3.5 ΜΕΘΟΔΟΣ ATC-40

#### Βήμα 1:

Μεταφορά του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού για  $\zeta=5\%$  στο πεδίο επιτάχυνση-μετακίνηση (μορφή ADRS).

#### Βήμα 2:

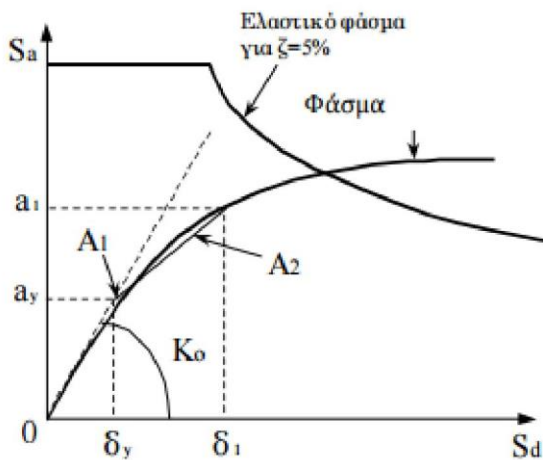
Κατασκευή της καμπύλης ικανότητας (capacity curve) και του φάσματος ικανότητας (capacity spectrum).

#### Βήμα 3:

Εύρεση 1ου σημείου δοκιμών. Από το ελαστικό φάσμα για απόσβεση  $\zeta=5\%$  υπολογίζεται η μετακίνηση  $\delta_1$  για τη δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε ρηγματωμένες διατομές (τέμνουσα δυσκαμψία στο θεωρητικό σημείο διαρροής). Για τη μετακίνηση  $\delta_1$  υπολογίζεται η πρώτη εκτίμηση του σημείου επιτελεστικότητας πάνω στο φάσμα ικανότητας και η αντίστοιχη επιτάχυνση  $a_1$ . Η μετακίνηση  $\delta_1$  είναι η τιμή που θα προέκυπτε από τη θεώρηση ίσης μετακίνησης μεταξύ του ελαστικού και ανελαστικού συστήματος.

#### Βήμα 4:

Κατασκευή διγραμμικού φάσματος ικανότητας (Εικόνα 2.9)



Εικόνα 2.9: Κατασκευή διγραμμικού φάσματος ικανότητας

Από το 1ο σημείο δοκιμής φέρνουμε ευθεία, έτσι ώστε τα εμβαδά  $A_1$  και  $A_2$  να είναι περίπου ίσα και ορίζουμε το σημείο τομής με την ευθεία που αντιστοιχεί στην αρχική δυσκαμψία. Το σημείο αυτό αντιστοιχεί στη διαρροή σύμφωνα με τη διγραμμική καμπύλη συμπεριφοράς και η προβολή του στους άξονες  $S_a$  και  $S_d$  ορίζει την επιτάχυνση διαρροής,  $a_y$  και τη μετακίνηση διαρροής,  $\delta_y$  αντίστοιχα.

#### Βήμα 5:

Υπολογισμός ενεργούς απόσβεσης. Η ενεργός απόσβεση μπορεί να γραφτεί ως:

$$n_{eff} = \zeta_{ελ} + \zeta_{υστ}$$

Στη συνέχεια υπολογίζεται το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού που αντιστοιχεί σε απόσβεση  $\zeta = \zeta_{eff}$  με πολλαπλασιασμό των τιμών του φάσματος για  $\zeta = 5\%$  με τους συντελεστές SRA και SRB

$$SR_A = \frac{1}{B_S} = \frac{3.21 - 0.68 \cdot \ln \zeta_{eff}}{2.12} \geq SR_{A,min}$$

$$SR_V = \frac{1}{B_L} = \frac{2.31 - 0.41 \cdot \ln \zeta_{eff}}{1.65} \geq SR_{V,min}$$

Για να υπολογιστούν απαιτούνται πίνακες οι οποίοι μας δίνουν τον τύπο συμπεριφοράς του κτιρίου, την τιμή του  $\kappa$  καθώς και τις ελάχιστες τιμές μειωτικών συντελεστών απόσβεσης.

Το σημείο τομής μεταξύ του φάσματος σχεδιασμού για  $n = n_{eff}$  και του φάσματος ικανότητας ορίζει το νέο σημείο επιτελεστικότητας. Η προβολή αυτού του σημείου στους άξονες  $S_a$  και  $S_d$  ορίζει την νέα επιτάχυνση,  $a_2$  και τη νέα μετακίνηση,  $\delta_2$  αντίστοιχα.

#### Βήμα 6:

Έλεγχος σύγκλισης Η μέθοδος βασίζεται σε μία επαναληπτική διαδικασία μέχρι να επιτευχθεί σύγκλιση. Θεωρούμε ότι η σύγκλιση έχει επιτευχθεί εάν:

$$0.95 \cdot \delta_1 < \delta_2 < 1.05$$

Εάν το κριτήριο δεν ικανοποιείται, θέτουμε  $a_1 = a_2$  και  $\delta_1 = \delta_2$  και επαναλαμβάνουμε τη διαδικασία από το 4ο βήμα. Εάν το κριτήριο ικανοποιείται, η μετακίνηση  $\delta_2$  αντιστοιχεί στη μέγιστη αναμενόμενη μετακίνηση  $\delta^*$  του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (στοχευόμενη μετακίνηση).

#### Βήμα 7:

Στοχευόμενη μετακίνηση κατασκευής Η μετακίνηση της κορυφής,  $\Delta$ , που αντιστοιχεί στη μετακίνηση  $\delta^*$  του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος, υπολογίζεται από τη σχέση, επιλύοντας ως προς  $\Delta$  και θέτοντας  $S_d = \delta^*$ .

$$\Delta_{top} = \Gamma \cdot S_{de}$$

### 2.3.6 ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΦΑΣΜΑ ΣΕΙΣΜΟΥ

#### Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας

Σε κάθε σεισμική ζώνη ορίζεται μία τιμή αναφοράς  $a_{gR}$ . της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας A, η οποία αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς TNCR. = 475 έτη. Για έδαφος διαφορετικής κατηγορίας, η τιμή αυτή πολλαπλασιάζεται με το Συντελεστή Εδάφους S. Για τις εν λόγω κατασκευές επιλέχθηκε

Ζώνη σεισμικής Επικινδυνότητας Z2, για την οποία σύμφωνα με το Ελληνικό Εθνικό Προσάρτημα, ορίζεται μέγιστη εδαφική επιτάχυνση  $a_{gR} = 0,24 \text{ g}$ :

Ζώνη	$a_{gR}/g$
Z1	0,16
Z2	0,24

Z3	0,36
----	------

### Κατηγορία Εδάφους

Για το σύνολο των κατασκευών επιλέγεται Κατηγορία Εδάφους B, όπως ορίζεται με βάση τη μέση ταχύτητα διατμητικών κυμάτων  $V_{s,30}$  στον Ευρωκώδικα 8 - Μέρος 1.

Ο συντελεστής εδάφους και οι χαρακτηριστικές περίοδοι για Κατηγορία Εδάφους B όπως δίνονται στο Ελληνικό Εθνικό Προσάρτημα του EC8:

Κατηγορία Εδάφους	S	$T_b(s)$	$T_c(s)$	$T_o(s)$
A	1,0	0,15	0,4	2,5
B	1,2	0,15	0,5	2,5
C	1,15	0,20	0,6	2,5
D	1,35	0,20	0,8	2,5
E	1,4	0,15	0,5	2,5

### Συντελεστής Σπουδαιότητας

Τα κτίρια ταξινομούνται σε 4 κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τις συνέπειες της κατάρρευσης σε ανθρώπινες ζωές, την σημασία τους για τη δημόσια ασφάλεια και την προστασία των πολιτών κατά την άμεση μετασεισμική περίοδο και τις κοινωνικές και οικονομικές συνέπειες της κατάρρευσης. Τα εν λόγω κτίρια θεωρούνται Συνήθους Σπουδαιότητας ως προς τη χρήση τους (κατοικίες ή χώροι γραφείων), ή κατά τον κανονισμό, Κατηγορίας Σπουδαιότητας III.

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Κτίρια
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. νευρολογικά κτίρια
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης πολιτών
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυρασβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας κλπ.

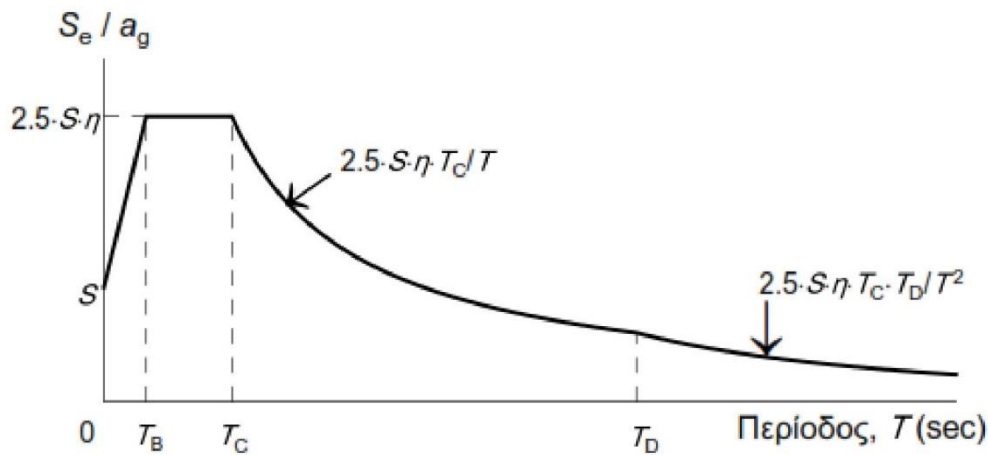
Ο Συντελεστής Σπουδαιότητας  $\gamma = 1,20$  όπως ορίζεται από τον κανονισμό και το Ελληνικό Εθνικό Προσάρτημα για κατασκευές με κατηγορία σπουδαιότητας III:

Κατηγορία Σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής Σπουδαιότητας $\gamma$	0,80	1,00	1,20	1,40

### E.K. 8

Ελαστικό φάσμα απόκρισης ( $S_e$ =ελαστική φασματική επιτάχυνση) (Εικόνα 2.10)





Εικόνα 2.10: Κατασκευή διγραμμικού φάσματος ικανότητας

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού,  $S_d(T)$ , ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

όπου

$T$  η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

$a_g$  η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ( $a_g = \gamma_i \cdot a_{gR}$ );

$T_B$  η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

$T_C$  η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

$T_D$  η τιμή της περιόδου στην αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος

$S$  είναι ο συντελεστής εδάφους

$S_e(T)$  το φάσμα σχεδιασμού

$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0.55 =$  συντελεστής απόσβεσης (το  $\xi$  τίθεται επί τοις εκατό)

### 2.3.7 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ

Τα κτίρια από σκυρόδεμα κατατάσσονται σε δύο κατηγορίες πλαστιμότητας: ΚΠΜ (μέση πλαστιμότητα) και ΚΠΥ (υψηλή πλαστιμότητα), ανάλογα με την ικανότητα υστερητικής απόδοσης ενέργειας που διαθέτουν. Και οι δύο κατηγορίες αντιστοιχούν σε κτίρια που

σχεδιάζονται, διαστασιολογούνται και οι λεπτομέρειές τους διαμορφώνονται σύμφωνα με ειδικές αντισεισμικές διατάξεις που δίνουν την δυνατότητα στον φορέα να αναπτύξει ευσταθείς πλαστικούς μηχανισμούς που συνοδεύονται από μεγάλη απόδοση υστερητικής ενέργειας υπό φόρτιση με επαναλαμβανόμενες αναστροφές χωρίς να υποστεί ψαθυρές αστοχίες. Σημειώνεται ότι αν ο κανονισμός προβλέπει Κατηγορία Πλαστιμότητας Χαμηλή (ΚΠΧ), δηλαδή τη διαστασιολόγηση κατασκευών χωρίς προδιαγραφές πλαστιμότητας, αυτή απαγορεύεται για υπέργειες κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα στον Ελλαδικό χώρο.

Για το σύνολο των κτιρίων που σχεδιάζονται στην εργασία αυτή επιλέγεται Κατηγορία Πλαστιμότητας Υψηλή (ΚΠΥ), αφού είναι επιθυμητό τα μέλη που συμμετέχουν στην ανάληψη των σεισμικών δράσεων (δοκοί και υποστύλωματα) να έχουν αυτές τις λεπτομέρειες όπλισης που θα τους δώσουν την ικανότητα να συμπεριφερθούν πλάστιμα όταν βρεθούν στην πλαστική περιοχή, δηλαδή να σχηματίσουν πλαστικές αρθρώσεις σε εκείνες τις θέσεις και με εκείνες τις δυνατότητες ροπής-στροφής, που θα τους δώσουν τη δυνατότητα ο σχηματισμός του πλαστικού μηχανισμού κατάρρευσης να σχηματιστεί σε στάθμες φορτίων/μετακινήσεων αρκετά μεγαλύτερες από αυτές που προκαλούν την πρώτη διαρροή της κατασκευής.

## 3 ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

---

### 3.1 ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Η ισοδύναμη στατική μέθοδος προκύπτει από τη δυναμική φασματική μέθοδο με προσεγγιστική θεώρηση μόνον της θεμελιώδους ιδιόμορφης ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού (μόνο-ιδιομορφική μέθοδος). Η απλοποίηση αυτή επιτρέπει τον άμεσο υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης με τη βοήθεια «ισοδύναμων» σεισμικών δυνάμεων, οι οποίες εφαρμόζονται σαν στατικά φορτία επάνω στην κατασκευή.

Κατά την εφαρμογή της μεθόδου αυτής δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού εκλέγονται παράλληλα προς τις κύριες διευθύνσεις του κτιρίου και χρησιμοποιείται πάντοτε το φάσμα του σχεδιασμού  $\Phi_a(T)$ . Η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται στις παρακάτω περιπτώσεις :

- Κανονικά κτίρια μέχρι 10 ορόφους
- Μη κανονικά κτίρια μέχρι 5 ορόφους με εξασφαλισμένη την διαφραγματική λειτουργία των πλακών. Εξαιρούνται τα κτίρια σπουδαιότητας Σ4 άνω των δύο ορόφων στις σεισμικές ζώνες II και III.

Ένα κτίριο θα λέγεται κανονικό όταν ικανοποιεί τις παρακάτω συνθήκες :

- Τα πατώματα λειτουργούν ως απαραμόρφωτα διαφράγματα μέσα στο επίπεδό τους. Η λειτουργία αυτή, αν δε γίνεται ακριβέστερος έλεγχος, θεωρείται ότι δεν είναι εξασφαλισμένη σε επιμήκη ορθογωνικά κτίρια (ή τμήματα κτιρίων) με λόγο πλευρών μεγαλύτερο του 4, καθώς επίσης και σε κτίρια με κενά που υπερβαίνουν το 35% της κάτοψης του ορόφου.
- Η αύξηση ή μείωση  $\Delta K_t = K_{t+i} - K_t$  της σχετικής δυσκαμψίας  $K_t$  ενός ορόφου σε κάθε οριζόντια δεν υπερβαίνει τις τιμές 0.35  $K_t$  και 0.50  $K_t$ , αντίστοιχα. Η δυσκαμψία ενός ορόφου σε μία διεύθυνση θα λαμβάνεται ως το άθροισμα των σχετικών δυσκαμψιών  $E \cdot I / h$  των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου
- Η αύξηση ή μείωση  $\Delta m_t = m_{t+1} - m_t$  της μάζας  $m_t$  ενός ορόφου δεν υπερβαίνει τις τιμές 0.35  $m_t$  και 0.50 αντίστοιχα. Από τον έλεγχο του κτιρίου αυτού εξαιρείται ο ανώτερος όροφος και τυχόν απόληξη κλιμακοστασίου.

Στο συγκεκριμένο κτίριο δεν υπάρχουν εκτεταμένα κενά, έχουμε ομαλή μεταβολή των μαζών από όροφο σε όροφο, τα πατώματα είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα, οπότε μπορούν να λειτουργήσουν διαφραγματικά και σύμφωνα με τα παραπάνω, είναι κανονικό και μπορεί να εφαρμοστεί η Ισοδύναμη Στατική Μέθοδος.

Για κάθε κύρια διεύθυνση του κτιρίου το συνολικό μέγεθος των σεισμικών φορτίων (τέμνουσα βάση) υπολογίζεται από τη σχέση :

$$V_o = M R_o(T)$$

Όπου :

$M$  είναι η συνολική ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής  $R_o(T)$  είναι η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού

T είναι η θεμελιώδης ασύζευκτη ιδιοπερίοδος μεταφορικής ταλάντωσης κατά την θεωρούμενη κύρια διεύθυνση του κτιρίου, η οποία υπολογίζεται με οποιαδήποτε αναγνωρισμένη μέθοδο της Μηχανικής.

Σε ορθογωνική κάτοψη, χρησιμοποιείται ο παρακάτω εμπειρικός τύπος για τον υπολογισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου:

$$T = 0.09 * H / V_L * V_H / H + \rho * O$$

όπου :

- T : η θεμελιώδης ασύζευκτη ιδιοπερίοδος της μεταφορικής ταλάντωσης κατά τη θεωρούμενη κύρια διεύθυνση του σεισμού. Η εξέταση αυτή θα γίνεται και ως προς τις δύο κύριες διευθύνσεις:
- H : το ύψος του κτιρίου
- L : το μήκος του κτιρίου κατά τη θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού (χωρίς να ληφθούν υπόψη οι πρόβολοι)
- ρ : ο λόγος της επιφάνειας των διατομών των τοιχωμάτων (τοιχίων) ανά διεύθυνση σεισμικής δράσης, προς τη συνολική επιφάνεια υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων μαζί.
- Η καθ' ύψος κατανομή σεισμικών φορτίων επιτρέπεται να γίνεται (σύμφωνα με Ε.Α.Κ. 2000, για την ισοδύναμη Στατική Μέθοδο και για κανονικά κτίρια) σύμφωνα με τη σχέση :

$$F_l = (V_o - V_H) m_i * z_i / \sum m_i * z_i \quad (1), \text{ όπου } l = 1, 2, \dots, N$$

## 3.2 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Ο σχεδιασμό των κατασκευών συνήθως βασίζεται στις μέγιστες τιμές των δυνάμεων και των παραμορφώσεων για όλη τη διάρκεια της σεισμικά επιβαλλόμενης απόκρισης. Για τα μονοβάθμια συστήματα η μέγιστη απόκριση μπορεί να προσδιοριστεί απευθείας από το φάσμα απόκρισης για την εδαφική κίνηση χωρίς να εκτελεσθεί η ανάλυση χρονοϊστορίας απόκρισης. Ωστόσο για πολυβάθμια συστήματα ο προσδιορισμός της μέγιστης απόκρισης μπορεί να γίνει υπό όρους, δηλαδή μπορεί να υπολογιστεί από το φάσμα απόκρισης, αλλά το αποτέλεσμα δεν είναι ακριβές, με την έννοια ότι δεν είναι το ίδιο με αυτό από την ανάλυση χρονοϊστορίας. Η προσέγγιση που παρέχεται είναι, ωστόσο, επαρκώς ακριβής για εφαρμογές σχεδιασμού κατασκευών.

Η δυναμική φασματική ανάλυση είναι μια μέθοδος δυναμικής ανάλυσης μιας κατασκευής που υπόκειται σε σεισμική διέγερση, που καταλήγει όμως σε μία σειρά στατικών αναλύσεων. Για κάθε ιδιομορφή, η στατική ανάλυση της κατασκευής υποκείμενης σε σεισμικές δυνάμεις παρέχει την ιδιομορφική στατική απόκριση, η οποία πολλαπλασιαζόμενη με την φασματική τεταγμένη της επιτάχυνσης παρέχει τη μέγιστη ιδιομορφική απόκριση. Επομένως η μέθοδος της δυναμικής φασματικής ανάλυσης αποφεύγει την δυναμική ανάλυση μονοβάθμιων συστημάτων που είναι απαραίτητη για τη ανάλυση χρονοϊστορίας απόκρισης. Ωστόσο εξακολουθεί να είναι μια δυναμική μέθοδος ανάλυσης, επειδή χρησιμοποιεί τις ιδιότητες της ταλάντωσης της κατασκευής και τα δυναμικά χαρακτηριστικά της εδαφικής κίνησης μέσω του φάσματος απόκρισης. Απλά δεν χρειάζεται να επιτελεσθεί κανένας υπολογισμός χρονοϊστορίας απόκρισης,

αφού αυτό έχει ήδη γίνει με τον υπολογισμό του φάσματος απόκρισης. Το μεγάλο κέρδος από τη χρησιμοποίηση της μεθόδου έγκειται στη δυνατότητα άμεσου υπολογισμού των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων βάσει της θεωρίας των φασμάτων απόκρισης, ακόμη και στην ανελαστική περιοχή, με την βοήθεια ενός συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  καθώς και τη επιτυγχανόμενη «στατικοποίηση» όλων των υπολογισμών που αφορούν σε μια ορισμένη ιδιομορφική απόκριση. Το σημαντικότερο ίσως μειονέκτημα της μεθόδου είναι η επαλληλία των μέγιστων τιμών των επιμέρους ιδιομορφικών αποκρίσεων, διότι οι τιμές αυτές δεν πραγματοποιούνται ταυτόχρονα και άρα η φασματική επαλληλία δεν μπορεί να γίνει με απλή άθροιση όπως η χρονική. Επομένως θα πρέπει να εισαχθούν προσεγγίσεις στο συνδυασμό των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων που καθορίζονται από το φάσμα σεισμικής απόκρισης επειδή καμία πληροφορία δεν είναι διαθέσιμη για το πότε θα εμφανιστούν αυτές οι μέγιστες ιδιομορφικές τιμές. Οι δύο πιο συνήθεις μέθοδοι επαλληλίας των ιδιομορφών είναι η μέθοδος της τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων ( Square Root of Sum of Squares-SRSS ) και η μέθοδος της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας ( Complete Quadratic Combination-CQC ). Η μέθοδος SRSS παρέχει άριστες εκτιμήσεις για την απόκριση κατασκευών με μεγάλη διαφορά ανάμεσα στις ιδιοσυχνότητες τους, ενώ η μέθοδος CQC είναι εφαρμόσιμη σε μια ευρύτερη τάξη κατασκευών. Λαμβάνοντας υπόψη ότι οι κανόνες συνδυασμού των ιδιομορφών SRSS και CQC βασίζονται στην θεωρία τυχαίων ταλαντώσεων, η τελική μέγιστη τιμή της απόκρισης μπορεί να ερμηνευθεί ως ο μέσος όρος των μέγιστων τιμών της απόκρισης σε ένα σύνολο σεισμικών διεγέρσεων. Επομένως, οι παραπάνω κανόνες προορίζονται για χρήση όταν η διέγερση χαρακτηρίζεται από ένα ομαλό φάσμα απόκρισης, που προέρχεται από τα φάσματα πολλών σεισμικών διεγέρσεων. Το ομαλό φάσμα μπορεί να είναι ο μέσος όρος ή ο στατιστικός μέσος των ανεξάρτητων φασμάτων απόκρισης ή μπορεί να είναι ένα περισσότερο συντηρητικό φάσμα.

### Complete Quadratic Combination-CQC

Σύμφωνα με την μέθοδο της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας (Complete Quadratic Combination-CQC), που παρουσιάζεται στο Κεφάλαιο 3, Παράγραφος 3.4.3 του ΕΑΚ2000, δύο ιδιομορφές  $i$  και  $j$  θεωρούνται ασυσχέτιστες όταν:

$$\frac{1}{r} = \frac{T_i}{T_j} \geq 1 + 0.1\zeta$$

όπου  $\zeta$  (σε %) το ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης των ιδιομορφών.

Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης, οι πιθανές ακραίες τιμές  $exA$  τυχόντος μεγέθους απόκρισης  $A$  δίνονται από τη σχέση:

$$exA = \pm \sqrt{\sum_i \sum_j (\varepsilon_{ij} A_i A_j)}$$

όπου

$$\varepsilon_{ij} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{3/2}}{10^4(1-r^2) + 4\xi^2r(1+r)^2}$$

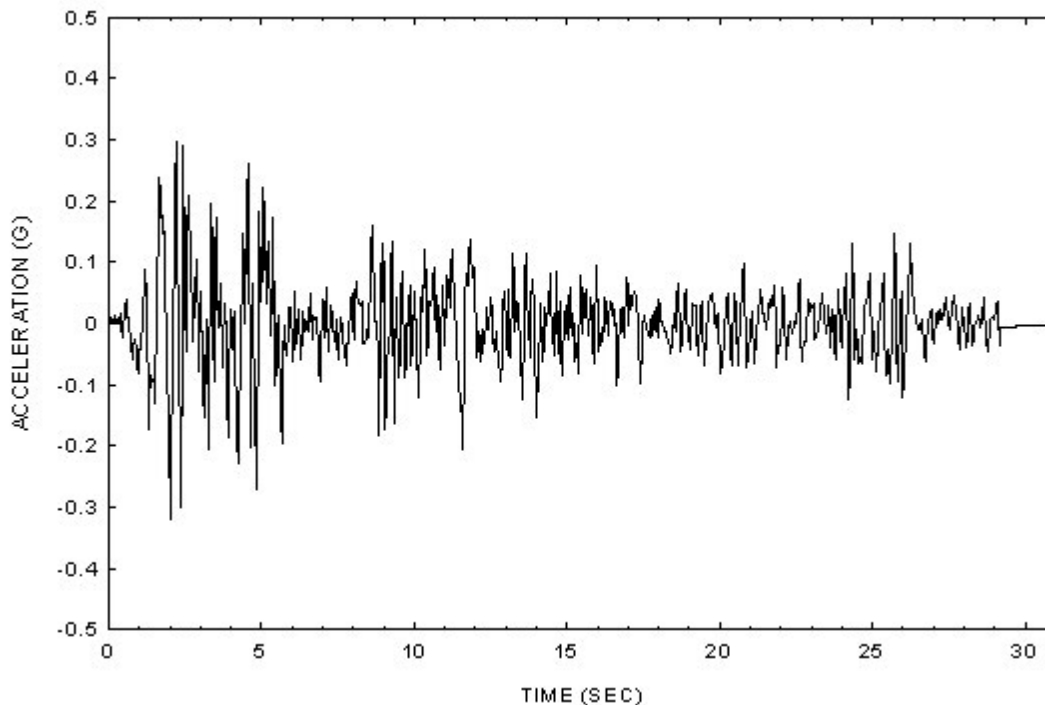
Square Root of Sum of Squares-SRSS

Σύμφωνα με την μέθοδο της τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων (Square Root of Sum of Squares-SRSS), που παρουσιάζεται στο Κεφάλαιο 3, Παράγραφος 3.4.4 του ΕΑΚ2000, η πιθανή ακραία τιμή είναι:

$$exA = \pm \sqrt{\sum_i A_i^2}$$

### 3.3 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΕΣ

Η γραμμική ανάλυση με εν χρόνω ολοκλήρωση επιταχυνσιογραφημάτων, ή αλλιώς γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας είναι μια ελαστική μέθοδος που προβλέπεται από τον ΕΑΚ ως επιπρόσθετη των βασικών μεθόδων ανάλυσης, της Δυναμικής Φασματικής Μεθόδου και της Απλοποιημένης Φασματικής Μεθόδου.



Εικόνα 3.1: Επιταχυνσιογράφημα

Κατά την ανάλυση χρονοϊστορίας εφαρμόζεται στο φορέα σεισμική φόρτιση, η οποία εκφράζεται με επιταχυνσιογραφήματα εδαφικών δονήσεων και πραγματοποιείται επίλυση του δυναμικού προβλήματος για κάθε χρονική στιγμή (Εικόνα 3.1). Η απόκριση της κατασκευής υπολογίζεται με επαναληπτικές βηματικές μεθόδους και έτσι ανά χρονικό διάστημα  $T_t$  υπολογίζονται οι αποκρίσεις του φορέα. Προκειμένου να εφαρμοστεί η μέθοδος πρέπει να γίνει προσεκτική επιλογή των σεισμών και των επιταχυνσιογραφημάτων που θα χρησιμοποιηθούν, διότι η απόκριση της κατασκευής μπορεί να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητη στις μεταβολές των βασικών παραμέτρων (σεισμική διέγερση- επιταχυνσιογράφημα, μάζα, δυσκαμψία και απόσβεση συστήματος). Ακόμη προκειμένου να γίνει ρεαλιστική σύγκριση μεταξύ των αποτελεσμάτων της γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας με τη δυναμική φασματική μέθοδο, πρέπει τα επιλεγμένα επιταχυνσιογραφήματα να υποστούν μια πρότερη επεξεργασία (κλιμάκωση), ώστε τα προκύπτοντα από την ανάλυση χρονοϊστορίας εντατικά μεγέθη να μην ξεπερνούν τα αντίστοιχα της Δυναμικής Φασματικής Μεθόδου σε κάποιο εύλογο και αντιπροσωπευτικό χρονικό διάστημα που είναι εφικτό να μελετηθεί. Οι κανονισμοί συγκεκριμένα επιζητούν να συμπίπτουν όσο είναι δυνατόν τα μέγιστα επιταχύνσεων του φάσματος σχεδιασμού με τα μέγιστα του επιταχυνσιογραφήματος στο διάστημα τιμών χρόνου  $0.5T_{0em} < T < T_{0em}$ , όπου  $T_{0em}$  η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου.

### 3.4 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΕΣ

Στη δυναμική ανελαστική ανάλυση χρησιμοποιείται ένα προσομοίωμα του φορέα το οποίο ενσωματώνει ανελαστικούς νόμους φορτίου - παραμόρφωσης για τα επιμέρους δομικά στοιχεία του κτιρίου. Στον φορέα εφαρμόζεται σεισμική φόρτιση η οποία εκφράζεται από επιταχυνσιογραφήματα εδαφικών δονήσεων. Η απόκριση του φορέα υπολογίζεται με επαναληπτικό τρόπο με χρήση χρονικών βημάτων. Οι υπολογιζόμενες δυνάμεις και μετακινήσεις συγκρίνονται απ' ευθείας με τα κριτήρια αποδοχής των Κανονισμών.

Τα υπολογιζόμενα εντατικά μεγέθη του φορέα αποτελούν ορθολογικές προσεγγίσεις των αναμενόμενων κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, επειδή το μοντέλο προσομοίωσης και η μεθοδολογία προσεγγίζουν με μεγάλη αμεσότητα την ανελαστική απόκριση του φορέα κατά τη διάρκεια του σεισμικού φαινομένου. Για τους παραπάνω λόγους, η μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας μπορεί να εφαρμοστεί χωρίς περιορισμούς σε οποιονδήποτε φορέα ή έδαφος θεμελίωσης. Παρόλα αυτά, η απόκριση της κατασκευής μπορεί να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητη στα χαρακτηριστικά των συγκεκριμένων επιταχυνσιογραφημάτων που χρησιμοποιούνται, συνεπώς, η ανάλυση χρονοϊστορίας πρέπει να επαναλαμβάνεται για περισσότερες από μία εδαφικές διεγέρσεις.

Ενώ η ανελαστική δυναμική ανάλυση είναι η ακριβέστερη μέθοδος ανάλυσης, χρησιμοποιείται σε περιορισμένο βαθμό στο σχεδιασμό των κατασκευών, λόγω του μεγάλου υπολογιστικού κόστους, της ανάγκης προσεκτικής επιλογής επιταχυνσιογραφημάτων και της δυσκολίας στην επεξεργασία του μεγάλου όγκου των εξαγόμενων αποτελεσμάτων. Η μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας χρησιμοποιείται κυρίως για ερευνητικούς σκοπούς ως σημείο αναφοράς και εργαλείο

αξιολόγησης της ακρίβειας των αποτελεσμάτων των υπόλοιπων μεθόδων ανάλυσης και κυρίως της ανελαστικής στατικής μεθόδου.

Η συμβατότητα των επιταχυνσιογραφημάτων προς το φάσμα σχεδιασμού θα επιτευχθεί με κλιμάκωση του εύρους τους, ως εξής:

- Για κάθε σεισμό ο οποίος αποτελείται από ένα ζεύγος οριζοντίων χρονοϊστοριών της εδαφικής διέγερσης (επιταχυνσιογραφημάτων), υπολογίζεται το φάσμα ως τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων (SRSS) των φασμάτων κάθε συνιστώσας, με ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης 5%.
- Ως συνολικό φάσμα της ομάδας των σεισμών θα λαμβάνεται ο μέσος όρος των φασμάτων των επιμέρους σεισμών σύμφωνα με τα προηγούμενα.
- Το συνολικό φάσμα πρέπει να κλιμακωθεί, με την χρήση κατάλληλου συντελεστή κλίμακας, κατά τέτοιο τρόπο ώστε να μην είναι χαμηλότερο από 1.3 φορές το φάσμα σχεδιασμού - με απόσβεση 5%, στην περιοχή περιόδων μεταξύ 0.2Teff και 1.5Teff. Για την περίπτωση όπου η Teff δεν είναι ίδια στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις, η χαμηλότερη τιμή θα χρησιμοποιηθεί για να τον καθορισμό του κατώτερου ορίου (0.2 Teff) και η υψηλότερη τιμή για το ανώτερο όριο (1.5Teff)[EC8, 2004].

Ο συντελεστής κλίμακας που προκύπτει από την προηγούμενη παράγραφο θα εφαρμόζεται σε κάθε μία από τις συνιστώσες της σεισμικής διέγερσης.

Όταν το φάσμα που αντιστοιχεί στις συνιστώσες κάποιου από τα φυσικά επιταχυνσιογραφήματα εμφανίζει επιταχύνσεις των οποίων ο λόγος προς τις αντίστοιχες επιταχύνσεις του φάσματος σχεδιασμού παρουσιάζει έντονη μεταβολή στο διάστημα 0.2 Teff έως 1.5 Teff, επιτρέπεται κατάλληλη τροποποίηση του φυσικού επιταχυνσιογραφήματος, έτσι ώστε το φάσμα των τροποποιημένων συνιστωσών να προσαρμόζεται καλύτερα προς το φάσμα σχεδιασμού.

Οι δύο συνιστώσες κάθε ζεύγους χρονοϊστοριών της εδαφικής διέγερσης πρέπει να εφαρμόζονται ταυτόχρονα.

Αν η μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας γίνει με τριάδες συνιστωσών πραγματικών καταγραφών, η κλιμάκωση των ζευγών οριζοντίων καταγραφών γίνεται ανεξάρτητα από την κλιμάκωση των κατακόρυφων συνιστωσών. Η τελευταία θα γίνει έτσι ώστε ο μέσος όρος των αντίστοιχων φασμάτων να μην υπολείπεται περισσότερο από 10% από το κατακόρυφο φάσμα σχεδιασμού σε κανένα σημείο στην περιοχή περιόδων από 0.2Tn έως 1.5Tn, όπου Tn είναι περίοδος της πρώτης ιδιομορφής στην οποία δεσπόζουν οι κατακόρυφες μετακινήσεις [Βεργίνη Δ κ.α, 2013].

Από τα παραπάνω είναι προφανές ότι υπάρχουν συγκεκριμένες ομοιότητες μεταξύ της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης (pushover) και της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας (time-history), καθώς και ουσιώδεις διαφορές αναφορικά με τη δυνατότητα εφαρμογής τους στον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών και με την άμεση ή έμμεση σύγκριση των τιμών των μεγεθών απόκρισης που παρέχουν οι δύο μέθοδοι. Η σύγκριση των μεγεθών απόκρισης (μετακινήσεις, τάσεις-δυνάμεις, υστερητική ενέργεια), όπως αυτά μεταβάλλονται με το χρόνο για συγκεκριμένη σεισμική διέγερση, είναι ανέφικτη. Παρόλα αυτά μπορούν να γίνουν συγκεκριμένες συγκρίσεις μεταξύ παρεμφερών μεγεθών απόκρισης που προκύπτουν από την εφαρμογή της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας (time-history) και της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης (pushover), όπως:



- Σύγκριση των τεμνουσών βάσης οι οποίες αντιστοιχούν σε δεδομένη τιμή μετακίνησης της οροφής του κτιρίου και το αντίστροφο.
- Σύγκριση των μετακινήσεων των ορόφων οι οποίες αντιστοιχούν σε δεδομένη τιμή της τέμνουσας βάσης και το αντίστροφο.

Σύγκριση του αριθμού των πλαστικών αρθρώσεων που έχουν σχηματιστεί στο κτίριο για δεδομένη τέμνουσα βάση και το αντίστροφο.

### 3.5 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ( PUSHOVER )

Στη στατική ανελαστική ανάλυση χρησιμοποιείται ένα προσομοίωμα του φορέα το οποίο λαμβάνει υπόψη ανελαστικούς νόμους φορτίου - παραμόρφωσης για τα επιμέρους δομικά στοιχεία του κτιρίου. Το προσομοίωμα φορτίζεται με οριζόντια φορτία αμετάβλητης κατανομής καθ' ύψος τα οποία αυξάνουν μονότονα και αναπαριστούν τις αδρανειακές δυνάμεις που εμφανίζονται στα επίπεδα των ορόφων κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Η ανάλυση Pushover διενεργείται μέχρι να σημειωθεί αστοχία του φορέα. Η συνήθης μορφή αστοχίας είναι η αστοχία σε κάμψη μιας κρίσιμης διατομής (ο ικανοτικός σχεδιασμός που επιβάλλουν οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί εξασφαλίζει η καμπτική αστοχία να προηγείται πάντοτε της διατμητικής) ή η μετατροπή του φορέα σε μηχανισμό, τοπικά ή συνολικά (Μακάριος, 2005).

Η μέθοδος Pushover τελεί υπό συνεχή αναθεώρηση, ενώ στους σύγχρονους κανονισμούς (FEMA 356, 2000), (Eurocode 8, 2002) επί του παρόντος χρησιμοποιείται η μέθοδος με βάση τις μετακινήσεις (Displacement Coefficient Method).

Παράλληλα, σε ερευνητικό επίπεδο έχουν προταθεί και οι παρακάτω μέθοδοι με σκοπό τη βελτίωση της κλασικής Pushover:

- Προσαρμοστική μέθοδος Pushover βασισμένη σε φάσματα (Adaptive spectrabased procedure) (Gupta & Kunnath, 2000).
- Ιδιομορφική Ανάλυση Pushover (Modal Pushover Analysis) (Chopra & Goel, 2002), η οποία συνυπολογίζει τη συνεισφορά των ανώτερων ιδιομορφών του ελαστικού φορέα.
- Φασματική Υπερωθητική Ανάλυση (Spectral Pushover Analysis) (Αναστασιάδης, 2001).
- Ενεργειακή Pushover, η οποία προτάθηκε ως βελτίωση της Modal Pushover.

Πολλά έχουν ειπωθεί για την ακρίβεια και τη χρησιμότητα της Pushover στον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών. Όπως τονίζουν και οι Lawson, Vance & Krawinkler (2001), η στατική ανελαστική ανάλυση (pushover) δεν έχει θεωρητικό υπόβαθρο, οπότε στην καλύτερη περίπτωση παρέχει προσεγγιστικά αποτελέσματα. Αυτό που μπορεί να προσφέρει στο μελετητή είναι να παράσχει μια προσεγγιστική εκτίμηση των απαιτούμενων παραμορφώσεων κρίσιμων δομικών στοιχείων της κατασκευής, να αποκαλύψει πιθανές αδυναμίες του φορέα, όπως οι ασυνέχειες στη δυσκαμψία και η υπερφόρτιση ψαθυρών στοιχείων, να ανιχνεύσει περιοχές του φορέα οι οποίες παρουσιάζουν μεγάλες απαιτήσεις σε παραμορφώσεις και να αξιολογήσει την ευστάθεια του δομικού συστήματος στο σύνολό του. Η στατική ανελαστική ανάλυση (pushover) δεν μπορεί να εκτιμήσει με ακρίβεια τη δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής, ιδιαίτερα όταν είναι σημαντική η συνεισφορά των ανώτερων ιδιομορφών

στη σεισμική απόκριση του φορέα. Τα αποτελέσματα της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover) εξαρτώνται σε μεγάλο βαθμό από τη μορφή του προφίλ των οριζόντιων σεισμικών φορτίων που επιβάλλονται. Μεγάλη κριτική έχει δεχθεί η επιλογή της μετακίνησης της οροφής της κατασκευής ως παραμέτρου ελέγχου και συνολικής απόκρισης της κατασκευής. Το «έργο» που ορίζεται από το εμβαδό της καμπύλης τέμνουσας βάσης - μετακίνησης οροφής (καμπύλη Pushover) δεν έχει φυσική σημασία και ήδη έχει προταθεί η χρήση μιας ισοδύναμης μετακίνησης, εργικά ανταποκρινόμενης.

Οι αντισεισμικοί κανονισμοί (FEMA 356, EC8) επιτρέπουν τη χρήση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών. Στην περίπτωση που η συνεισφορά των ανώτερων ιδιομορφών είναι σημαντική, ο FEMA 356 επιβάλλει την παράλληλη χρήση της δυναμικής φασματικής μεθόδου. Ο Ευρωκώδικας 8 δεν έχει ανάλογο περιορισμό στην εφαρμογή της ανελαστικής στατικής μεθόδου ανάλυσης. Οι δύο κανονισμοί απαιτούν τη χρήση δύο τουλάχιστον καθ' ύψος κατανομών της εγκάρσιας φόρτισης με στόχο να «περιβάλλουν» την πραγματική σεισμική απόκριση της κατασκευής. Συγκεκριμένα, ο FEMA 356 προβλέπει τη χρήση τουλάχιστον δύο κατανομών από δύο ομάδες:

Στην πρώτη ομάδα περιλαμβάνεται μία κατανομή ανάλογη των υψών των ορόφων, μία κατανομή που ακολουθεί τη θεμελιώδη ιδιομορφή και μία κατανομή η οποία είναι ανάλογη των τεμνουσών των ορόφων, όπως αυτές προκύπτουν από επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων της κατασκευής λαμβάνοντας υπόψη και ανώτερες ιδιομορφές.

Η δεύτερη ομάδα περιλαμβάνει μία ομοιόμορφη κατανομή (ανάλογη προς τη μάζα των ορόφων) και μία προσαρμοζόμενη κατανομή. Ο EC8 περιλαμβάνει μία «ομοιόμορφη» και μία «ιδιομορφική» κατανομή.

Η ανελαστική στατική ανάλυση, γνωστή και ως pushover, τείνει τα τελευταία χρόνια να καθιερωθεί ως η κύρια μέθοδος για την ανάλυση υφιστάμενων κατασκευών με σκοπό τη σεισμική αποτίμηση τους. Η μέθοδος αυτή είναι απλούστερη και πιο προσιτή από την ανάλυση με χρονοϊστορίες (μη γραμμική δυναμική), χωρίς να υστερεί ως προς την ακρίβεια με την οποία προσεγγίζεται η συμπεριφορά της κατασκευής. (Μανούκας, 2009)

Η καθιέρωση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ως εθνικό κανονιστικό κείμενο για την αποτίμηση την ενίσχυση των υφιστάμενων κατασκευών, θέτει νέες παραμέτρους στην υλοποίηση της μεθόδου, οι οποίες βρίσκονται πιο κοντά στην πραγματικότητα από ότι οι απλουστευμένες παραδοχές που επιβάλλονταν για να χρησιμοποιηθούν οι κανονισμοί άλλων χωρών. (FEMA 356, FEMA 440, ATC-40)

Στόχος της είναι η εκτίμηση και ο υπολογισμός κυρίως των ανελαστικών παραμορφώσεων αλλά και των εντατικών μεγεθών που θα αναπτυχθούν σε μία κατασκευή υπό σεισμική δράση.

Το κτίριο υπόκειται σε μετακινήσεις στην κορυφή του και έτσι καταγράφεται η πραγματική αντίσταση του κτιρίου. Αυτή η μέθοδος ίσως να είναι πιο ορθολογιστική για τον σκοπό τον οποίο επιτελεί σε σχέση με μία ανελαστική ανάλυση όπου υποβάλλονται οι διάφοροι κόμβοι της κατασκευής σε κάποιες πλευρικές δυνάμεις. Αυτό γιατί στην πραγματικότητα ο σεισμός δεν προκαλεί στην κατασκευή κάποια πλευρική δύναμη όπως ο άνεμος αλλά μέσω της μετακίνησης του εδάφους εισάγεται στο δομικό σύστημα μία ενέργεια, την οποία θα την παραλάβουν τα πιο αδύναμα στοιχεία και για αυτό

ενδέχεται πολλά από τα μέλη να μπουν στην πλαστική τους περιοχή και να αστοχήσει πρώιμα η κατασκευή.

Η μεθοδολογία της προβλέπει την εφαρμογή οριζόντιας σεισμικής δύναμης στο προσομοίωμα και την κατανομή της (ομοιόμορφη, τριγωνική ή ιδιομορφική) στους κόμβους και τα μέλη ανάλογα με τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού. Τα φορτία αρχίζουν να αυξάνουν σταδιακά μέχρι ο φορέας να μετατραπεί σε μηχανισμό και να καταρρεύσει. Κατά τη διάρκεια της διαδικασίας, κάθε φορά που κάποια διατομή διαρρέει (δημιουργία πλαστικής άρθρωσης) το προσομοίωμα τροποποιείται κατάλληλα και συνεχίζεται η διαδικασία επαύξεσης. Σε κάθε βήμα εξετάζεται η τέμνουσα βάση και η μετακίνηση ενός χαρακτηριστικού σημείου του φορέα (κόμβος ελέγχου), συνήθως στην κορυφή του.

Το βασικό αποτέλεσμα της ανάλυσης είναι η δημιουργία της καμπύλης Δύναμης (τέμνουσας βάσης) - μετακίνησης ή αλλιώς καμπύλης αντίστασης της κατασκευής. Η καμπύλη αυτή παρέχει μία αντιπροσωπευτική εικόνα της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Στη συνέχεια η καμπύλη αυτή εξιδανικεύεται σε μία διγραμμική καμπύλη που αντιστοιχεί στο διάγραμμα δύναμης - μετακίνησης ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή. Ακολούθως και με βάση το σεισμό σχεδιασμού, υπολογίζεται η στοχευμένη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου η οποία προκύπτει από την ελαστική μετακίνηση του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος πολλαπλασιασμένη με κατάλληλους τροποποιητικούς συντελεστές. Τέλος, γίνεται έλεγχος των κριτηρίων επιτελεστικότητας μέσω του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Ουσιαστικά όπως προβλέπεται στον κανονισμό επεμβάσεων γίνεται σύγκριση των διαθέσιμων αντοχών των στοιχείων του δομήματος με τις αντίστοιχες δράσεις, έτσι όπως αυτές προκύπτουν από την ανάλυση για μετακίνηση του κόμβου ελέγχου ίση με τη στοχευμένη. Οι έλεγχοι γίνονται τόσο σε επίπεδο εντάσεων όσο και σε επίπεδο παραμορφώσεων ανάλογα με την διάκριση των δομικών στοιχείων (πλάστιμα και ψαθυρά). (Μανούκας, 2009)

Η ανελαστική στατική ανάλυση παρέχει επίσης πληροφορίες και πλήρη εποπτεία για τη σειρά εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων στα μέλη. Ο μελετητής έχει πλέον πλήρη εικόνα της σταδιακής παραμορφωσιακής κατάστασης του φορέα σε κάθε βήμα και μπορεί να εντοπίσει εύκολα και γρήγορα τα “αδύνατα” σημεία της κατασκευής.

Η μέθοδος χρησιμοποιείται κυρίως στην αποτίμηση και τον έλεγχο της φέρουσας ικανότητας υπαρχόντων κτιρίων σε σχέση με καθορισμένη στάθμη επιτελεστικότητας δηλαδή με τον επιθυμητό και στοχευμένο τρόπο συμπεριφοράς του κτιρίου, με βάση τα όσα προβλέπει ο νέος κανονισμός επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Η μέθοδος μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί στον ανασχεδιασμό καθώς και σε νέα κτίρια προκειμένου να προσδιοριστεί από την καμπύλη αντίστασης της κατασκευής ο λόγος  $au/ai$  ο οποίος απαιτείται, σύμφωνα με τον EC8, για τον υπολογισμό του συντελεστή  $q$  της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής.

Παρόλα αυτά η αξιοπιστία της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης όσον αφορά τους μηχανισμούς είναι αμφισβητήσιμη καθώς πολλοί παράμετροι αγνοούνται. Μια από αυτές είναι η επιρροή της στρέψης στο κτίριο η οποία αγνοείται, καθώς η pushover είναι μια ανελαστική ανάλυση και ως εκ τούτου δεν ισχύει η αρχή της επαλληλίας, ώστε να θεωρηθεί ταυτόχρονη σεισμική δράση και να είναι δυνατή η επαλληλία των αποτελεσμάτων. (Μανούκας, 2009)

Σε έναν πολλαπλά υπερστατικό φορέα (π.χ. σε έναν κτιριακό πολυώροφο φορέα) είναι γνωστή η ευεργετική και επιδιωκόμενη (με τους νέους κανονισμούς) δυνατότητα απορρόφησης σεισμικής ενέργειας μέσω της μετελαστικής πλαστικής παραμόρφωσης, μέσω δηλαδή της δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων. Πρόκειται για τοπικές εκδηλώσεις «ελεγχόμενων» ζημιών, με διεύρυνση των καμπτικών ρωγμών, χωρίς πρόωρη συντριβή του σκυροδέματος της θλιβόμενης ζώνης των διατομών.

Με βάση τα παραπάνω, η κατάλληλη κατασκευαστική διαμόρφωση αυτών των πιθανών πλαστικών αρθρώσεων κρίνεται αναγκαία σε έναν φορέα  $n$  βαθμού υπερστατικότητας, ώστε κατά την εκδήλωση του σεισμικού φορτίου να εξασφαλίζεται η αρμονική του συμπεριφορά και η σταδιακή του μετάπτωση σε έναν νέο φορέα ( $n-1$ ) βαθμού υπερστατικότητας, μέχρι την μετάβασή του σε ισοστατικό φορέα και τελικά σε «μηχανισμό» κατάρρευσης.

Ίσως τον πιο σημαντικό ρόλο στην ελαστοπλαστική ανάλυση να παίζει το γεγονός του σωστού ορισμού της πλαστικής άρθρωσης. Αρχικώς υιοθετούνται διάφορα όρια (αναλόγως του δομικού μέλους είτε δοκός είτε υποσύλωμα) πέραν των οποίων η διατομή μπαίνει στην πλαστική περιοχή. Αυτές οι προδιαγραφές έχουν προσδιοριστεί από τον αμερικάνικο κανονισμό FEMA, βάσει του οποίου ορίζεται το διάγραμμα ροπής - στροφής μίας πλαστικής άρθρωσης το οποίο θα φανεί στο παρακάτω σχήμα. Παρατηρείται στην περίπτωση που τεθεί σε ένα μέλος πλαστική άρθρωση ροπής ότι ο κόμβος συμπεριφέρεται τελείως άκαμπτα μέχρι την ροπή διαρροής, όπου από εκεί και μετά φαίνεται δυνατή η ανάπτυξη υπολογίσιμης στροφής μέχρι την τελική κατάρρευση.

Αξίζει να σημειωθεί ότι ιδιαίτερη σημασία έχει το γεγονός να οριστούν ξεχωριστά οι πλαστικές αρθρώσεις ανάλογα με το εάν το δομικό μέλος είναι δοκάρι ή κολώνα. Αν για παράδειγμα, ορίζαμε και τα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων ως πλαστικές αρθρώσεις τότε η λύση δεν θα συνέκλινε με αποτέλεσμα όσο αυξάνει η μετατόπιση να αυξάνει και η τέμνουσα βάσης.

Τέλος, η ανελαστική στατική ανάλυση δεν μπορεί να πραγματοποιηθεί για μηδενικές αρχικές συνθήκες. Πρώτα, εκτελείται μία ανάλυση για τα εντατικά μεγέθη και τις μετατοπίσεις που προκύπτουν για τον συνδυασμό φόρτισης  $G+0.3Q$ . Στην συνέχεια εκτελείται η ανελαστική ανάλυση με βάση επιβαλλόμενες μετακινήσεις στην κορυφή του κτιρίου. Με αυτό τον τρόπο, επιτυγχάνεται η αποτύπωση της πραγματικής συμπεριφοράς σε έναν σεισμό μεγάλης έντασης καθώς τα φορτία  $G+0.3Q$  αναγκαστικά θα υπάρχουν στην πραγματική κατασκευή

## 4 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΕΑ

---

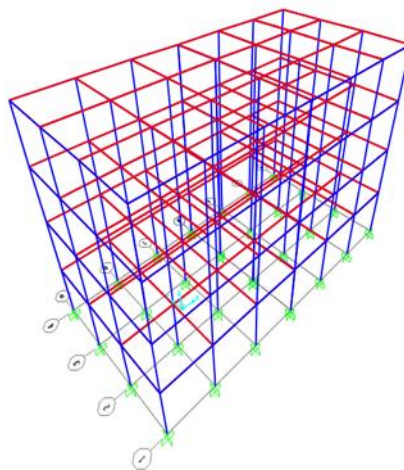
### 4.1 ΓΕΝΙΚΑ

Ο υπό μελέτη φορέας είναι υποθετικός (Εικόνα 4.1).

Τα χαρακτηριστικά του είναι χαρακτηριστικά κτιρίων που βρίσκει κανείς στην Ελλάδα όπως οι διατομές και οι ιδιότητες των γραμμικών στοιχείων και του σκυροδέματος. Παράλληλα το ίδιο ισχύει και για το έδαφος στο οποίο εδράζεται θεωρητικά, αλλά και για την σεισμική διέγερση μέσω χρονοϊστορίας όπου χρησιμοποιήθηκε ο σεισμός του Αιγίου το 1995.

Η προσομοίωση του φορέα έγινε στο πρόγραμμα SAP2000 v20.0.0

Οι μονάδες που χρησιμοποιούνται είναι kN, m, C



Εικόνα 4.1: Προσομοίωμα

### 4.2 ΜΟΡΦΟΛΟΓΙΑ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

Ο φορέας αποτελείται από δύο τετραώροφα γειτονικά κτίρια κατασκευασμένα από σκυρόδεμα, με ίδιο ύψος ορόφων (ύψος ορόφου 3m) και ισόσταθμες πλάκες.

Και τα δύο κτίρια είναι συμμετρικά προς τις δύο διευθύνσεις (9m x 9m).

Τα δομικά χαρακτηριστικά όπως οι διατομές των δοκών και των υποστυλωμάτων και οι στηρίξεις των κατακόρυφων μελών της βάσης είναι ίδια.

Διαφοροποιήσεις υπάρχουν σε δύο περιπτώσεις:

- Όταν γίνεται ανάλυση ως ενιαίο κτίριο όποτε τότε θεωρούμε ένα κτίριο 4οροφο με 6 ανοίγματα των 3m στη διεύθυνση x και 3 ανοίγματα των 3 m στη διεύθυνση y
- Όταν γίνεται ανάλυση με βάση ότι το ένα κτίριο έχει μικρότερη δυσκαμψία μειώνοντας τις διατομές του

Στο προσομοίωμα του φορέα δεν συμπεριλαμβάνεται η τοιχοποιία. Επιπλέον τα φορτία μεταβιβάζονται στους δοκούς ως γραμμικώς καταναμημένα.

Η τοιχοποιία επιτρέπεται σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (Παρ 2.1.4.2) να μην περιλαμβάνεται στο προσομοίωμα όταν η επιρροή της δεν είναι δυσμενής. Η διάταξη των τοιχοπληρώσεων στον παρών φορέα είναι συμμετρική σε κάτοψη και για το λόγο αυτό θεωρείται ευμενής και παραλείπεται.

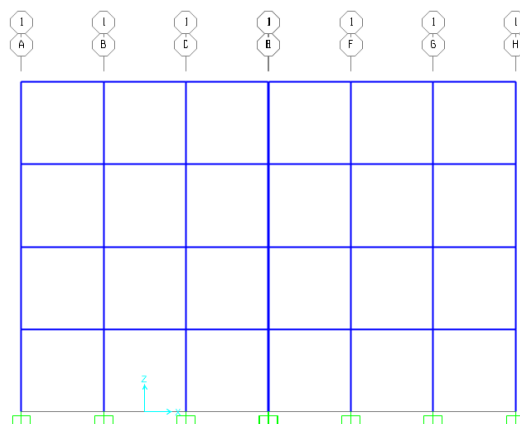
Αρχικά ορίστηκε ο τρισδιάστατος κάναβος εργασίας. Ορίστηκαν τα υλικά, οι διατομές και σχεδιάστηκε η συνδεσμολογία μεταξύ των στοιχείων του φέροντος οργανισμού.

Οι στηρίξεις των κατακόρυφων μελών στη βάση της κατασκευής θεωρούνται πακτώσεις.

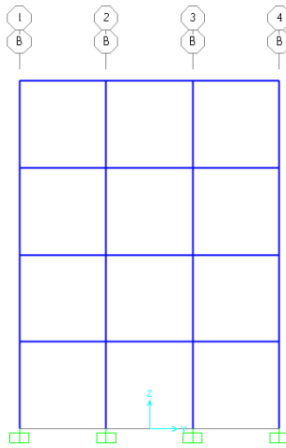
Στις στάθμες των ορόφων θεωρείται ότι εξασφαλίζεται η επίτευξη διαφραγματικής λειτουργίας.

Όσο αναφορά τα προσομοιώματα των μελών:

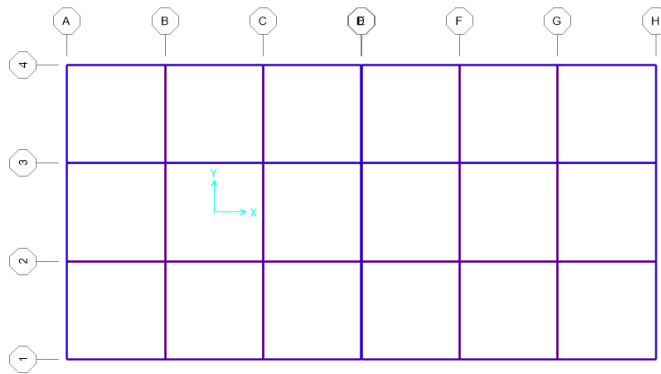
- Οι διατομές των δομικών στοιχείων είναι για τις δοκούς ορθογωνικές και για τα υποστυλώματα τετραγωνικές
- Οι διαστάσεις είναι για τις δοκούς (0,60m x 0,25m) και για τα υποστηλώματα (0,40m x 0,40m). Η επικάλυψη των οπλισμών είναι 0,04
- Κατά την προσομοίωση με την ελαττωμένη δυσκαμψία οι διαστάσεις γίνονται για δοκούς (0,45m x 0,25m) και για τα υποστυλώματα (0,3m x 0,3m)



Εικόνα 4.2: Προσομοίωμα κατά xz



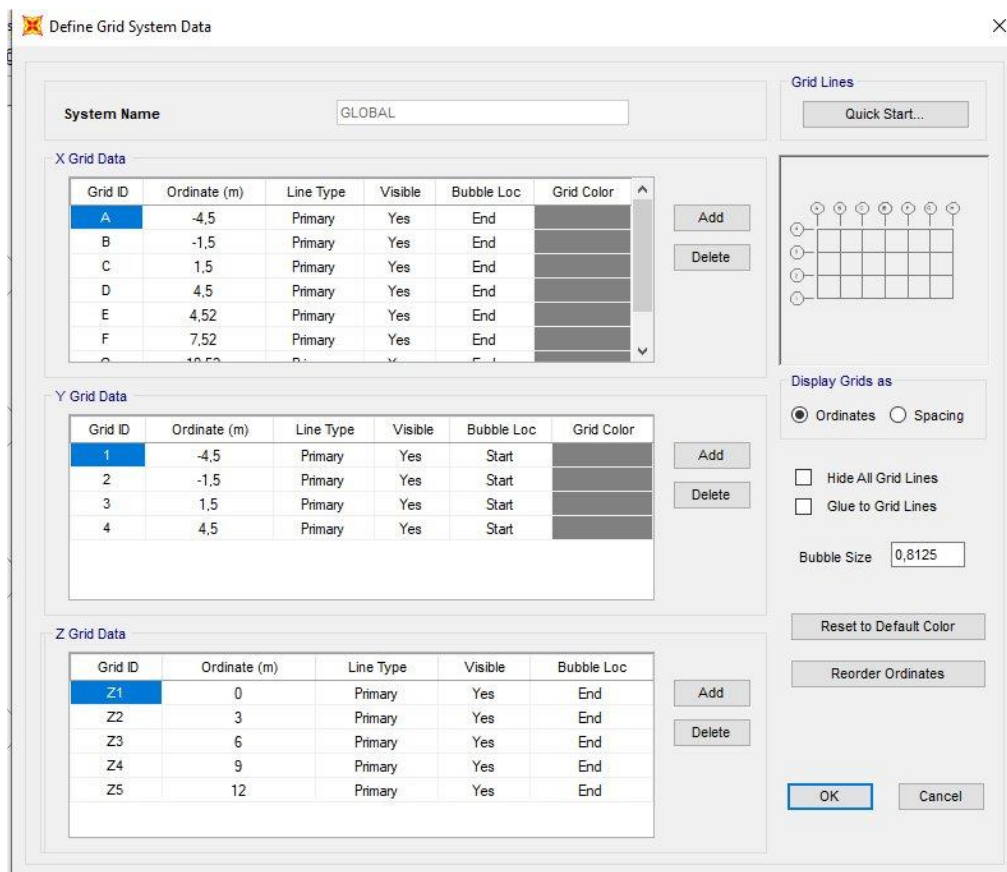
Εικόνα 4.3: Προσομοίωμα κατά yz



Εικόνα 4.4: Προσομοίωμα κατά xy

Ο κάναβος εισάγεται με την εξής διαδικασία:

Δεξί κλικ στην επιφάνεια εργασίας του SAP2000 → Edit Grid Data → Modify/Show System



Εικόνα 1: Κάναβος

## 4.3 ΥΛΙΚΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ

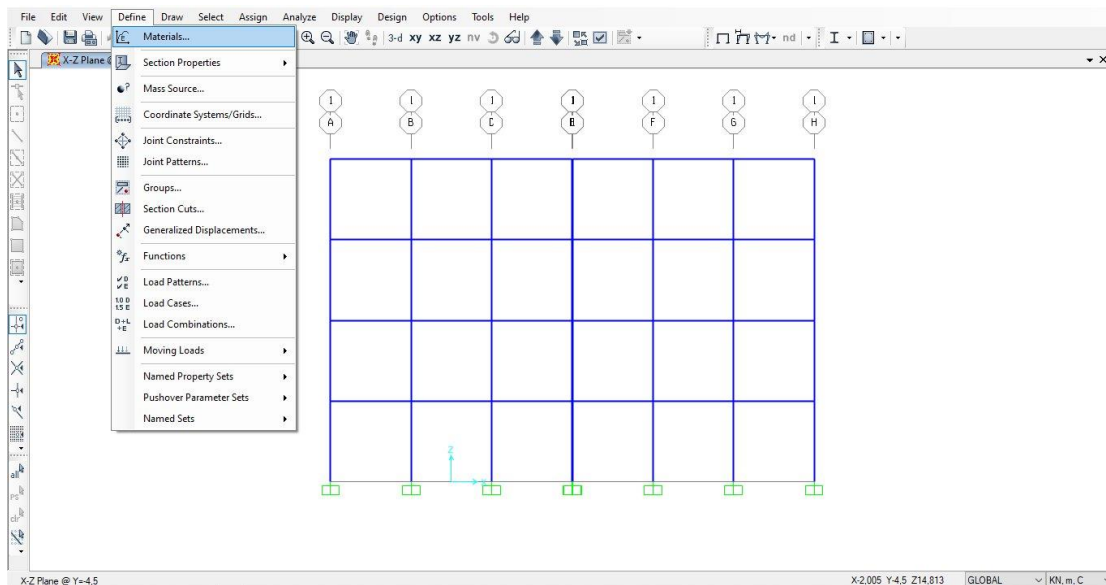
Τα κτίρια έχουν κατασκευαστεί από οπλισμένο σκυρόδεμα C35/45 και χάλυβα B500C.

$$f_{cm} = 35 \text{ MPa}$$

Το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος ορίστηκε  $E_m = 29 \text{ GPa}$  ενώ το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα ορίστηκε  $E_s = 200 \text{ GPa}$  σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα.

Το ειδικό βάρος του οπλισμένου σκυροδέματος είναι  $25 \text{ kN/m}^3$  και του χάλυβα  $78,5 \text{ kN/m}^3$ .

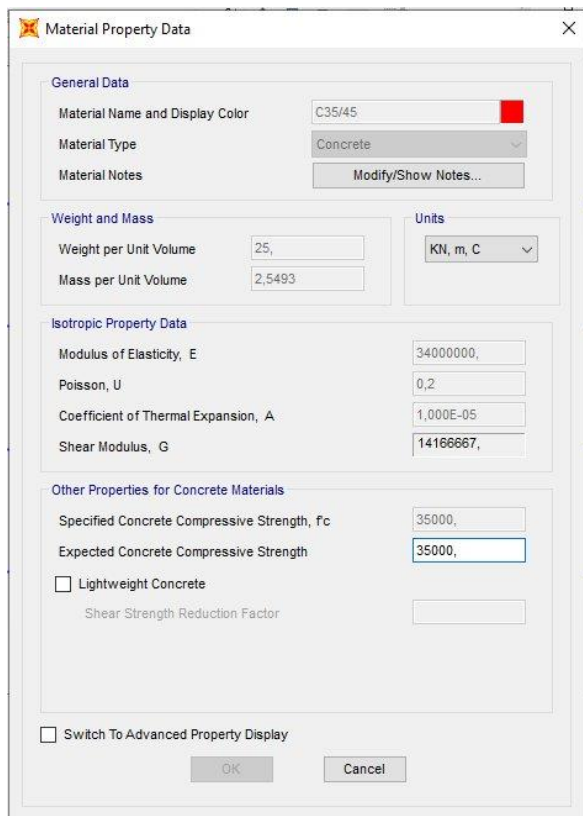




Εικόνα 4.6: Εισαγωγή ιδιοτήτων των υλικών

Οι ιδιότητες των υλικών εισάγονται στο SAP2000 με την παρακάτω διαδικασία :

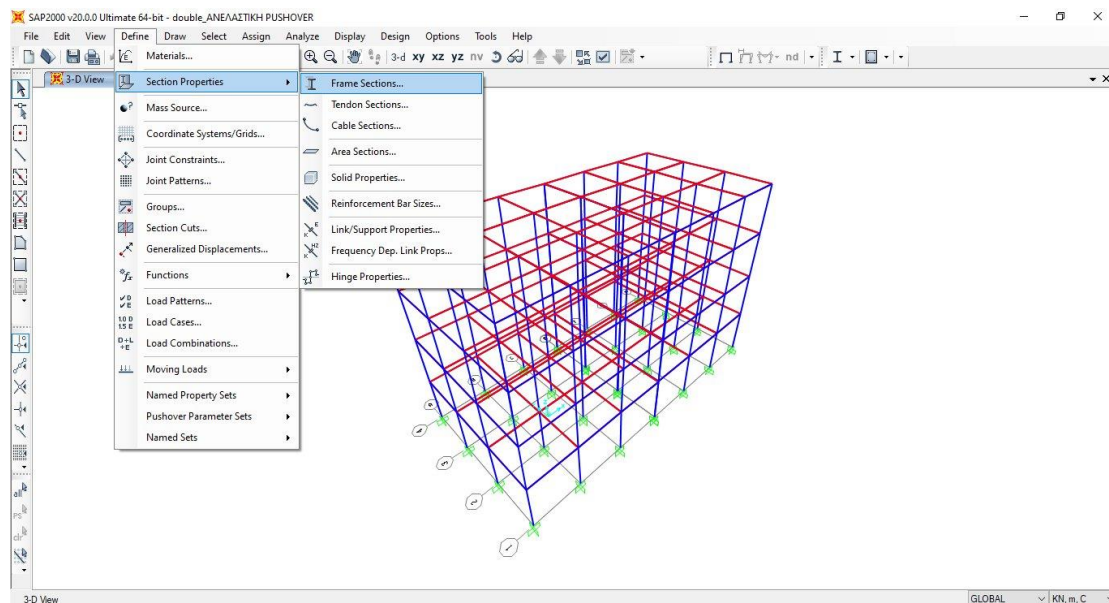
**Define →Materials→ Add new material**



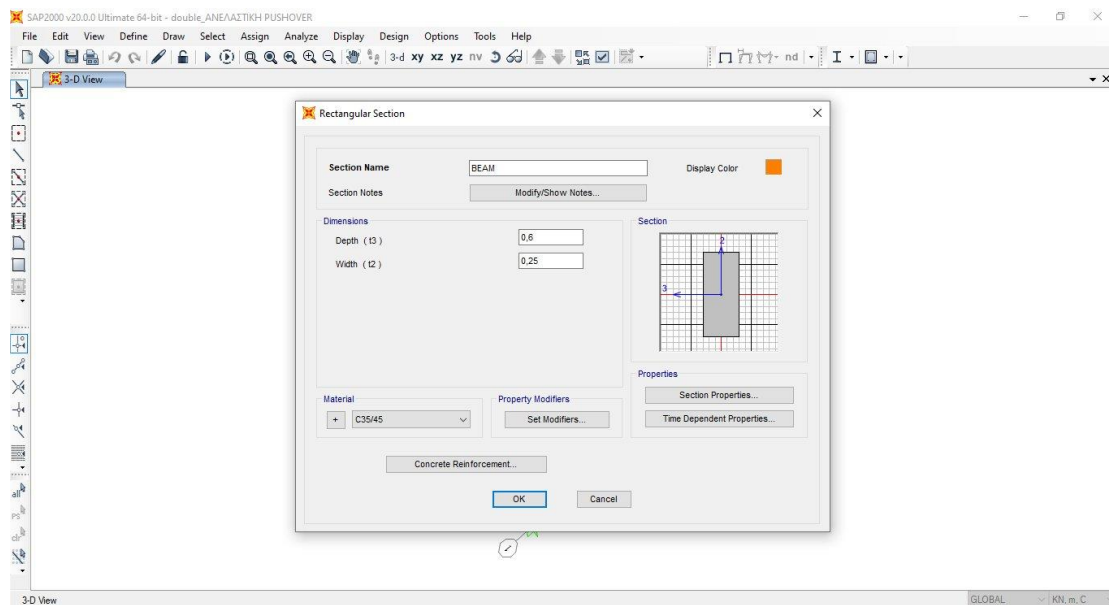
Εικόνα 4.7: Ιδιότητες σκυροδέματος

## 4.4 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

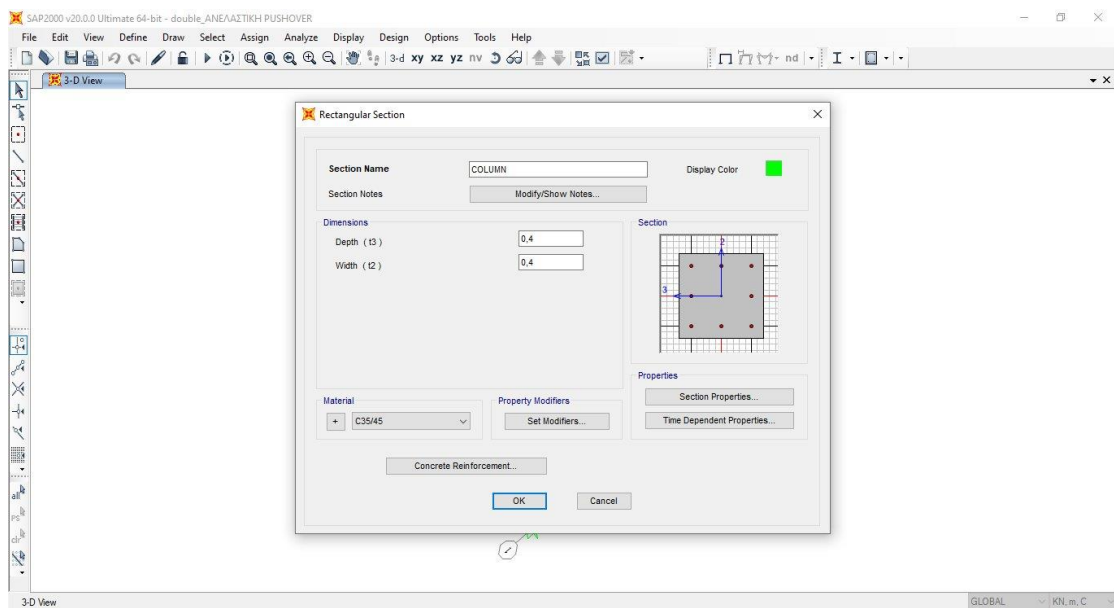
Εισάγεται η γεωμετρία των διατομών των υποστυλωμάτων και των δοκών.



Εικόνα 4.8: Εισαγωγή διατομών



Εικόνα 4.9: Εισαγωγή ιδιοτήτων της δοκού



Εικόνα 4.10: Εισαγωγή ιδιοτήτων του υποστυλώματος

Οι διατομές εισάγονται στο πρόγραμμα με την εντολή:

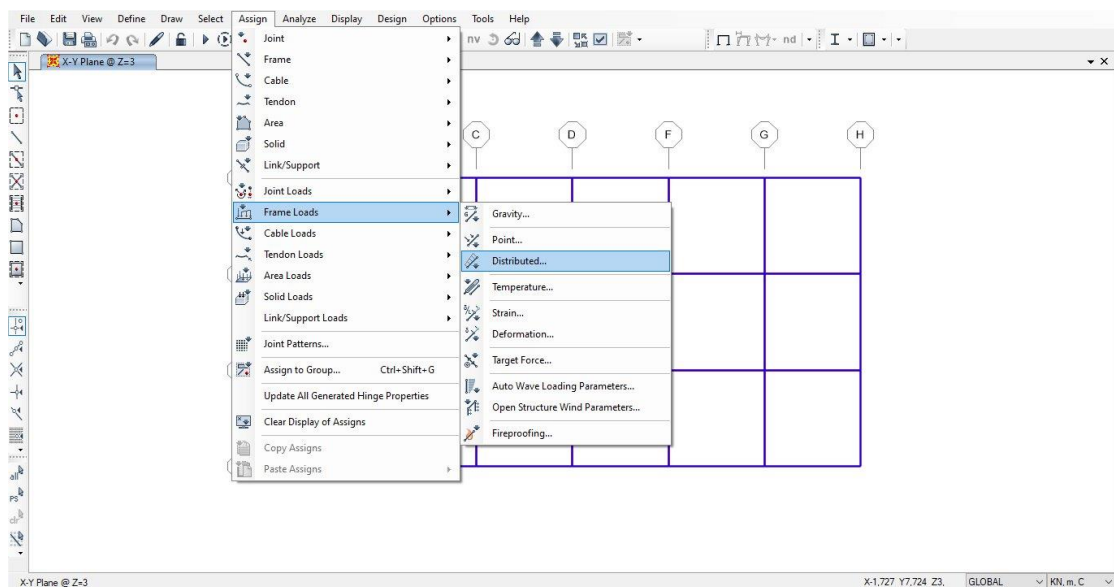
Define Section Properties → Frame Sections → Add New Property

## 4.5 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

Τα φορτία που ασκούνται στον φορέα:

- Μόνιμα φορτία: 20kNm
- Κινητά φορτία: 0 kNm

Οι πλάκες του φορέα δεν προσομοιώνονται στο SAP2000.



Εικόνα 4.11: Ορισμός μόνιμου φορτίου

Γενικά, η επιβολή γραμμικού φορτίου στις δοκούς γίνεται αρχικά επιλέγοντας το ζητούμενο στοιχείο και στη συνέχεια με την εντολή:

Assign → Frame loads → Distributed

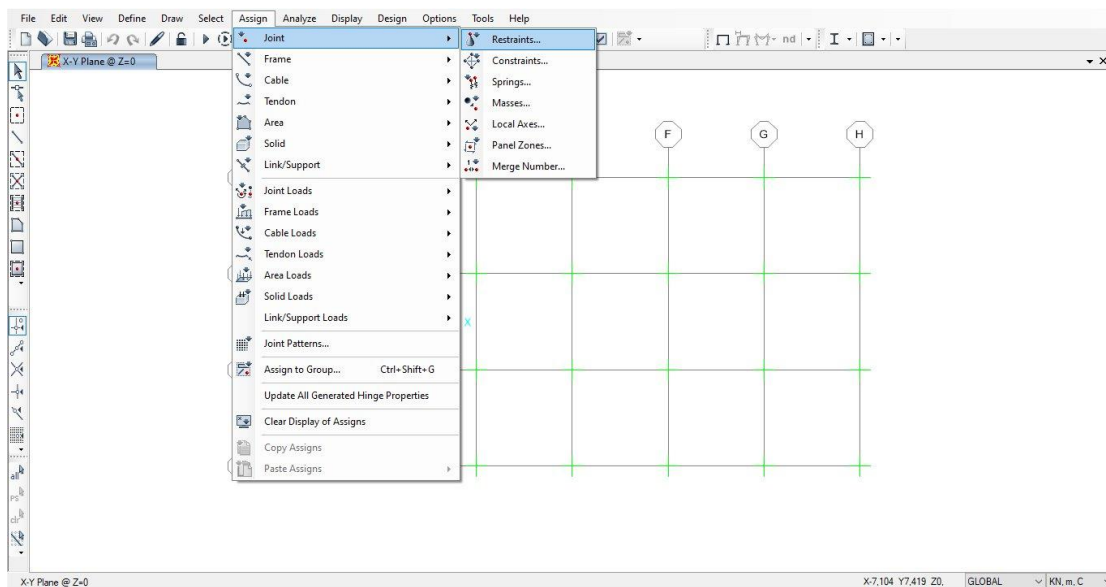
Στο πεδίο Define → Load Cases ορίζονται οι φορτιστικές καταστάσεις.

Πιο συγκεκριμένα ορίζεται η κατάσταση *DEAD* για τα μόνιμα φορτία και η κατάσταση *MODAL* για την ιδιομορφική ανάλυση.

## 4.6 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΣΤΗΡΙΞΕΩΝ

Θεωρούμε πάκτωση στη βάση των κατακόρυφων μελών σε δύσκαμπτη θεμελίωση.

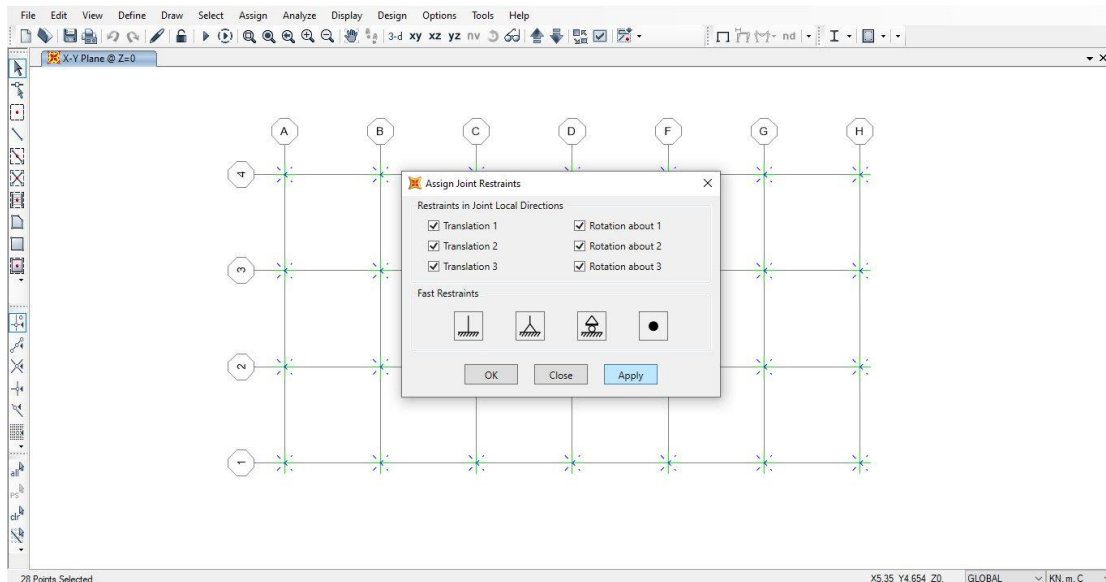
Οι στηρίξεις εισάγονται στο πρόγραμμα με την εξής διαδικασία:



Εικόνα 4.12: Εισαγωγή στηρίξεων

Αφού προεπιλεχθούν όλοι οι κόμβοι που βρίσκονται στη στάθμη  $Z=0$ , με την εντολή:

Assign → Join → Restraints



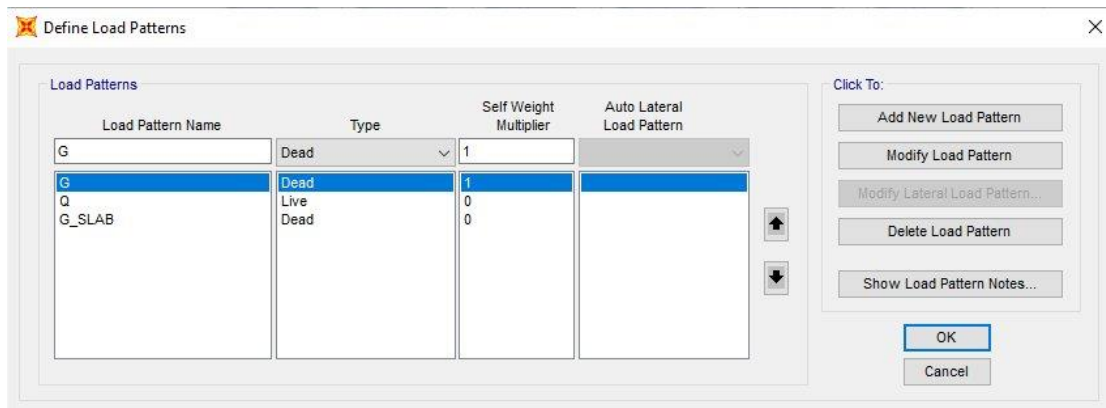
Εικόνα 4.13: Καθορισμός στηρίξεων

## 4.7 ΤΑΛΑΝΤΟΥΜΕΝΗ ΜΑΖΑ

Η μάζα της κατασκευής που συμμετέχει στις αναλύσεις προκύπτει από το σεισμικό συνδυασμό κατακόρυφων φορτίων  $G+0.3Q$  και ορίζεται στο πρόγραμμα ως εξής :

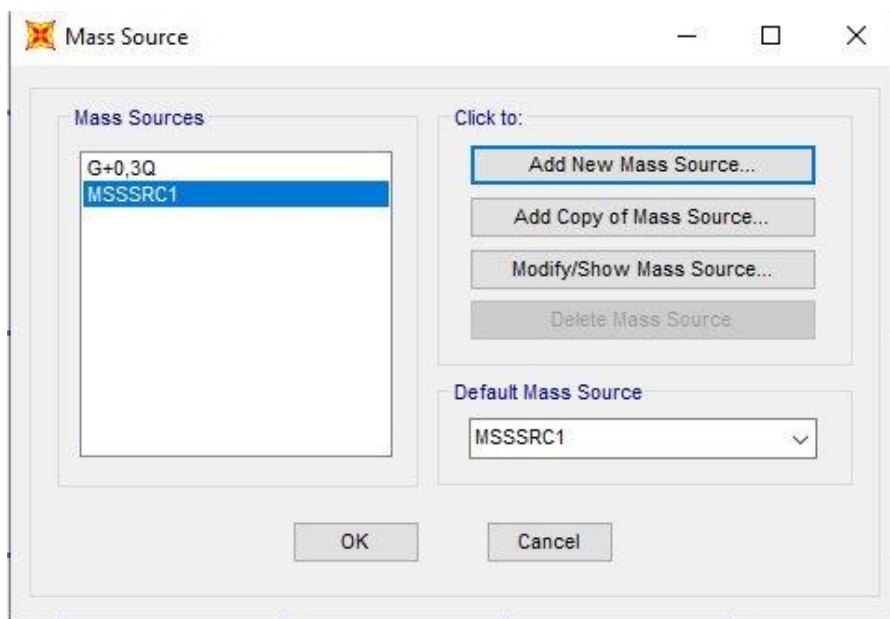
Αρχικά εισάγεται ένα καινούριο Load Pattern μόνιμων φορτίων με όνομα "G\_SLAB" στο οποίο το ίδιο βάρος της κατασκευής δεν υπολογίζεται, δηλαδή έχει Self Weifgt Multiplier μηδέν, με την εντολή:

Define→Load Patterns



Εικόνα 4.14: Καθορισμός Load Patterns

Στη συνέχεια, με την εντολή Define→ Mass Source→ From Element and Additional Masses and Loads :



Εικόνα 4.15: Καθορισμός ταλαντούμενης μάζας

## 4.8 ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ

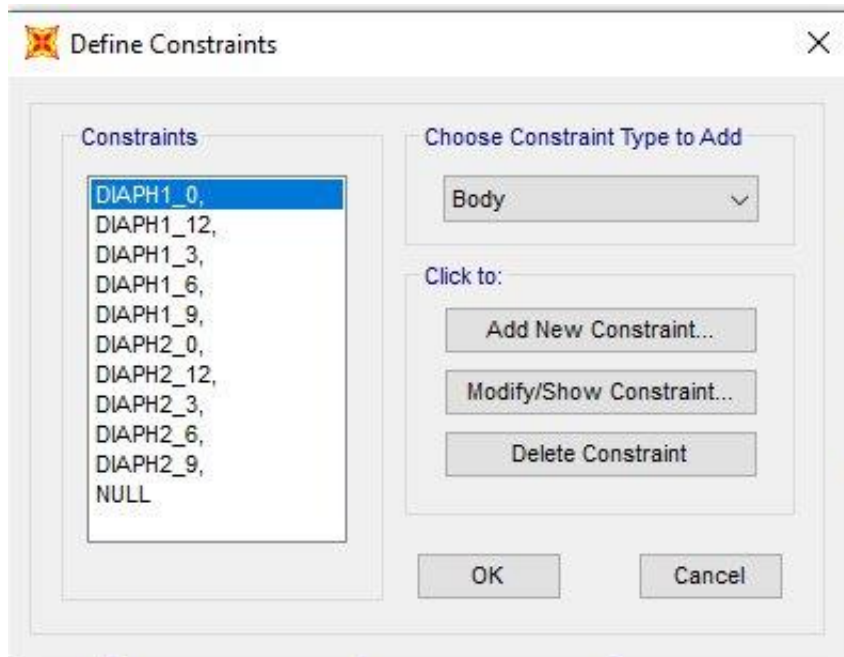
Οι πλάκες προσομοιώνονται μέσω της διαφραγματικής λειτουργίας που προσδίδουν σε κάθε στάθμη ορόφου.

Θεωρώντας διαφραγματική λειτουργία, εξασφαλίζονται οι ίσες μετακινήσεις όλων των κόμβων της ίδιας στάθμης, ενώ αποκλείονται οι εκτός του επιπέδου της στάθμης μετακινήσεις. Ένα διάφραγμα θεωρείται άκαμπτο όταν πριν και μετά το σεισμό η απόσταση μεταξύ δύο τυχαίων σημείων του παραμένει σταθερή. Συνεπώς, κατά την επιβολή της σεισμικής φόρτισης, μπορούμε να θεωρήσουμε τρεις βαθμούς ελευθερίας ανά όροφο (μετακίνηση  $U_1$ , μετακίνηση  $U_2$  και ενιαία στροφή). Η κανονικότητα σε κάτοψη εξασφαλίζει ότι τα διαφράγματα των ορόφων είναι άκαμπτα, απαίτηση που ορίζεται στις βασικές αρχές μελέτης διαμόρφωσης στην §4.2.1.5 του Ευρωκώδικα 8 - Μέρος 1.

Όσον αφορά το υπολογιστικό προσομοίωμα, όπως ορίζεται στην §4.3.1(4) του Ευρωκώδικα 8 - Μέρος 1, όταν τα διαφράγματα δαπέδων του κτιρίου μπορούν να ληφθούν ως άκαμπτα μέσα στο επίπεδό τους, οι μάζες και οι ροπές αδρανείας κάθε δαπέδου μπορούν να συγκεντρωθούν στο κέντρο βάρους. Σημειώνεται ότι ένα διάφραγμα θεωρείται άκαμπτο εάν κατά την προσομοίωση με την πραγματική εντός του επιπέδου ευκαμψία του, οι οριζόντιες μετακινήσεις δεν υπερβαίνουν πουθενά αυτές που προκύπτουν από την υπόθεση άκαμπτου διαφράγματος κατά περισσότερο από το 10% των αντίστοιχων απόλυτων οριζόντιων μετακινήσεων κατά την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Για να ορίσουμε τη διαφραγματική λειτουργία στο πρόγραμμα, αφού προεπιλέξουμε τους κόμβους που συμμετέχουν στο διάφραγμα ανα στάθμη ορόφου, ακολουθούμε την εξής διαδικασία:

Assign → Joint → Constraints → Choose Constraint Type To Add → Diaphragm



Εικόνα 4.16: Καθορισμός διαφραγμάτων

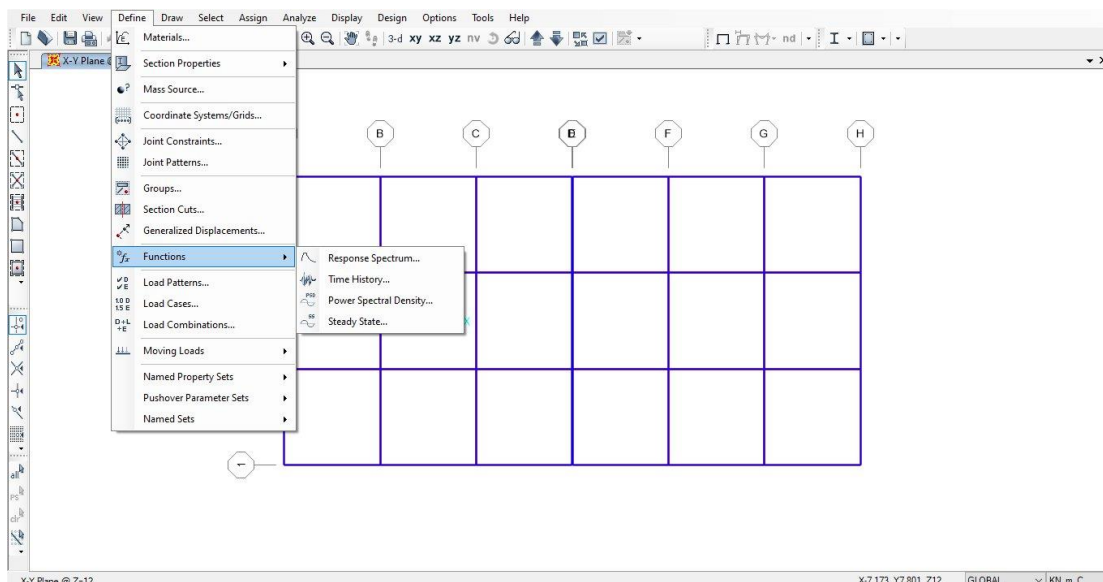
## 4.9 ΕΝΤΟΛΕΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΕΚΤΛΕΣΗ ΤΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Σε αυτή την ενότητα εντάσσονται όλες οι εντολές και τα βήματα που θα πραγματοποιηθούν κατά την ανάλυση. Επειδή η διαδικασία είναι επαναληπτική κατά την εξέταση των μεθόδων ανάλυσης και της διαφοροποίησης των κτιρίων με ή χωρίς διαφοροποίηση της δυσκαμψίας στο ένα από τα δύο κτίρια, προτιμάται να αναφερθούν όλες οι εντολές εδώ μια φορά και παρακάτω στην ανάλυση να δίνονται μόνο τα δεδομένα σε κάθε ανάλυση.

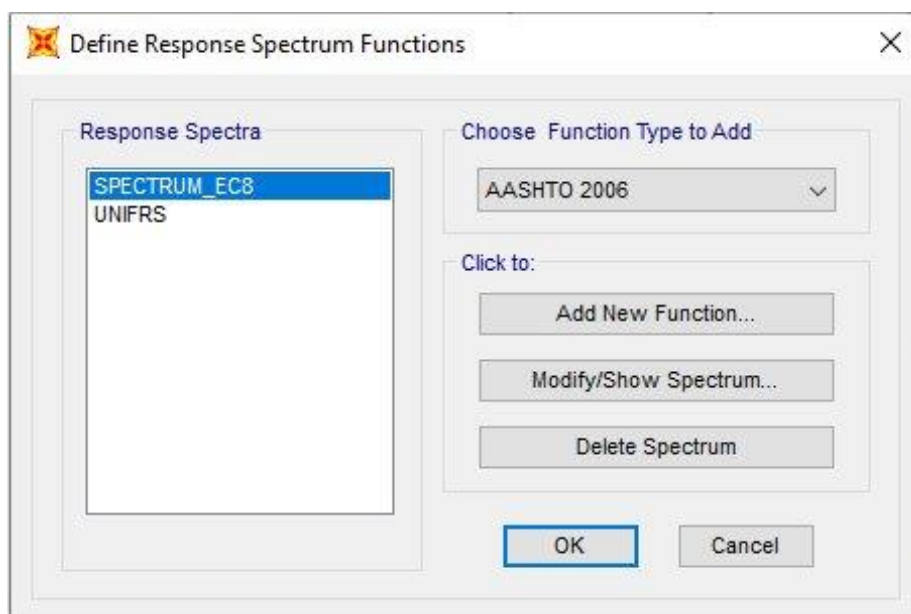
### 4.9.1 ΦΑΣΜΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Η εισαγωγή του φάσματος σχεδιασμού στο πρόγραμμα SAP2000 γίνεται ως ακολούθως:

Define → Functions → Response Spectrum → Eurocode 8 2004 → Add New Function

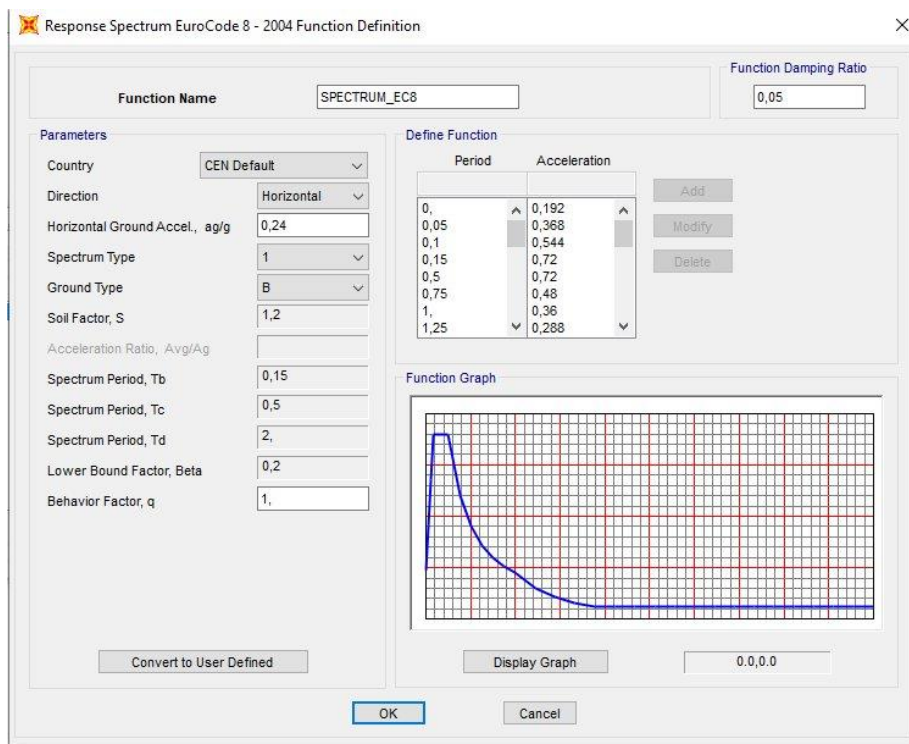


Εικόνα 4.17: Εισαγωγή φάσματος σχεδιασμού



Εικόνα 4.18: Επιλογή φάσματος σχεδιασμού





Εικόνα 4.19: Ορισμός ιδιοτήτων του φάσματος

#### 4.9.2 ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΚΑΙ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΕΣ ΤΙΜΕΣ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΡΘΡΩΣΕΩΝ

Για τα υποστυλώματα, είναι κρίσιμη η αλληλεπίδραση σε διαξονική κάμψη κατά τις δύο διευθύνσεις και αξονική δύναμη. Επειδή όμως οι κλειστοί τύποι υπολογισμού των  $K_y, K_u, M_y, M_u$  του ΚΑΝ.ΕΠΕ ισχύουν για μονοαξονική κάμψη, στην κορυφή και τη βάση κάθε υποστυλώματος εισάγονται δύο πλαστικές αρθρώσεις για μονοαξονική κάμψη τόσο κατά τον κύριο όσο και κατά τον ασθενή άξονα της διατομής (τύπου *Moment*  $M_2$  και *Moment*  $M_3$  στο SAP2000) οι οποίες ενεργοποιούνται ανεξάρτητα η μία από την άλλη. Η αξονική δύναμη των υποστυλωμάτων υπολογίζεται από προκαταρκτική στατική ανάλυση με το σεισμικό συνδυασμό των κατακόρυφων φορτίων  $G+0.3Q$  και στη συνέχεια εισάγεται στους τύπους του ΚΑΝ.ΕΠΕ στον υπολογισμό της ροπής αντοχής της διατομής.

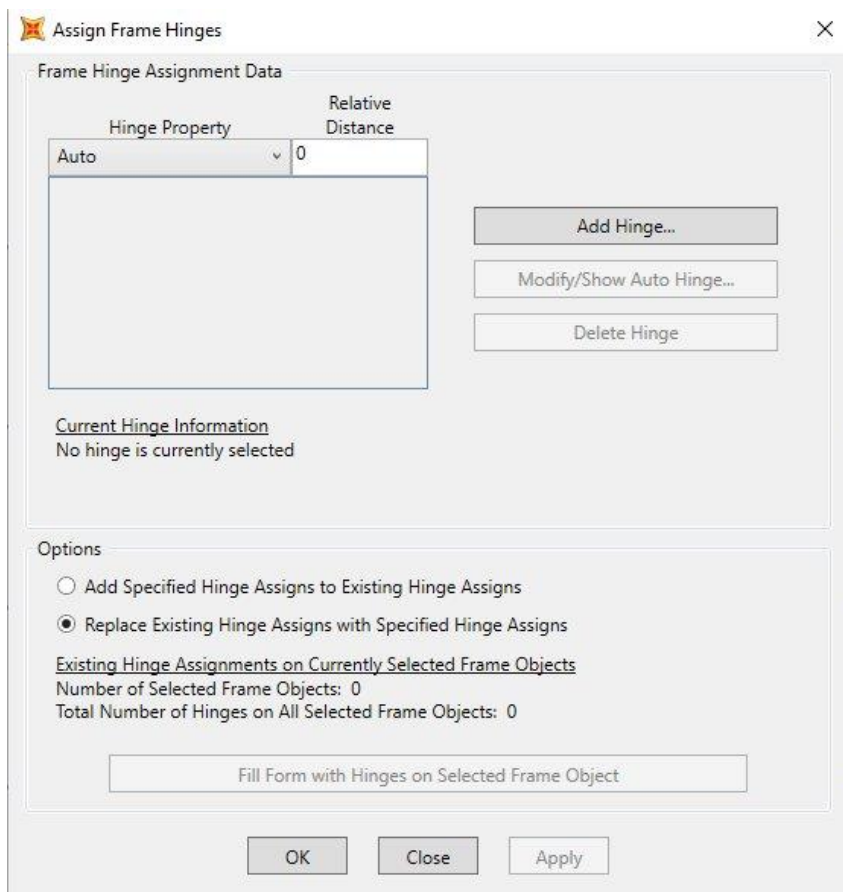
Όσο αναφορά τις δοκούς, κρίσιμη είναι η μονοαξονική κάμψη περί τον κύριο άξονα της διατομής (άξονας 3-3) και εισάγονται στα άκρα τους πλαστικές αρθρώσεις (*Moment*  $M_3$ ).

Κατόπιν, εισάγονται οι πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των δομικών στοιχείων.

Select→Properties→Frame Sections

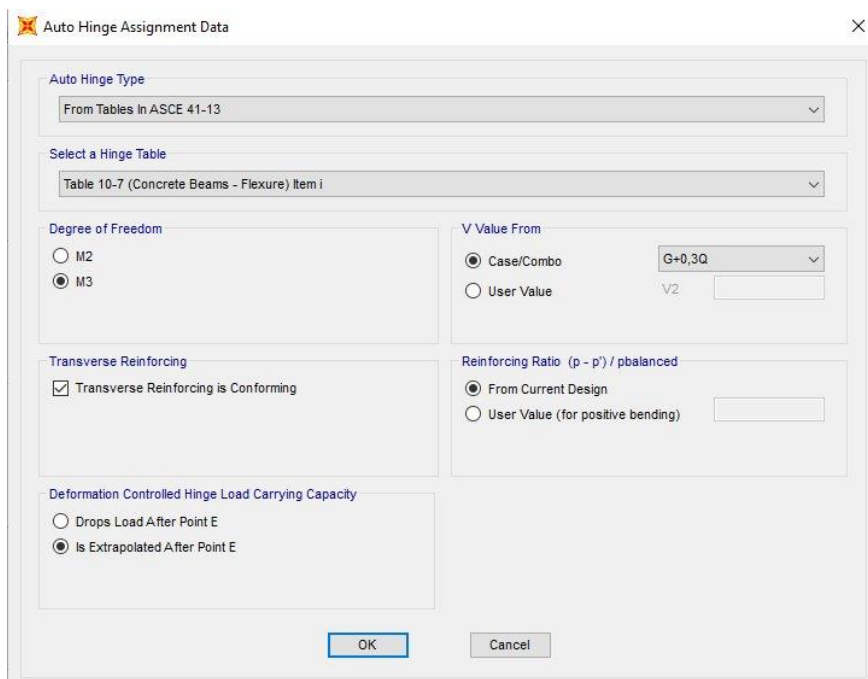
Αφού προεπιλεχθεί το στοιχείο, ακολουθείται η εξής διαδικασία:

Assign →Frame → Hinges

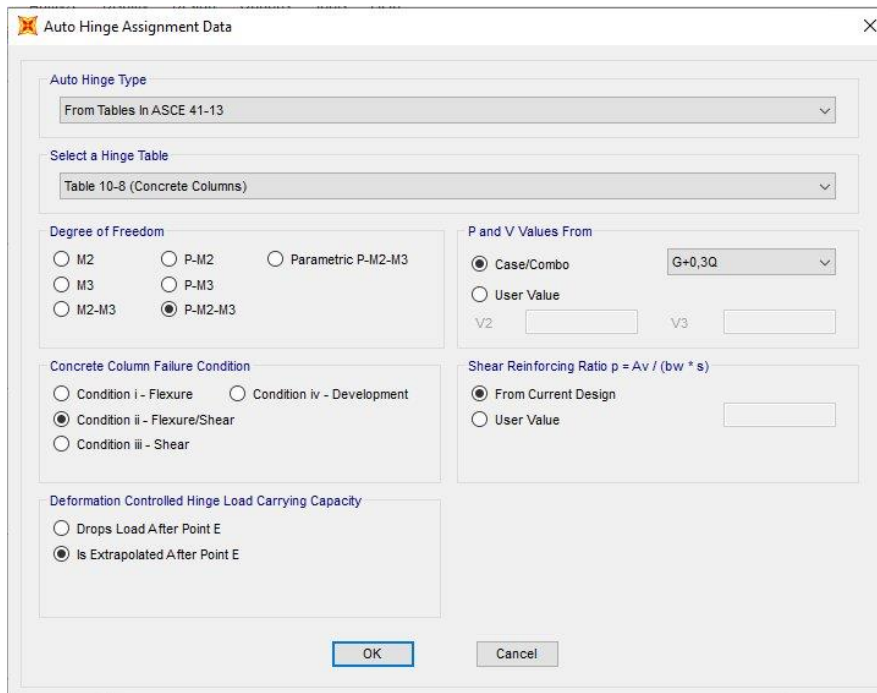


Εικόνα 4.20: Εισαγωγή πλαστικών αρθρώσεων

Δίνεται η τιμή 0,1 για το ένα άκρο του στοιχείου και 0.9 για το άλλο για να προσομοιωθεί ότι η πλαστική άρθρωση δε θα εμφανιστεί μέσα στον κόμβο, αφού τα μέλη τοποθετούνται κεντροβαρικά, αλλά στην παρειά του μέλους.



Εικόνα 4.21: Ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς



Εικόνα 4.22: Ιδιότητες πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα

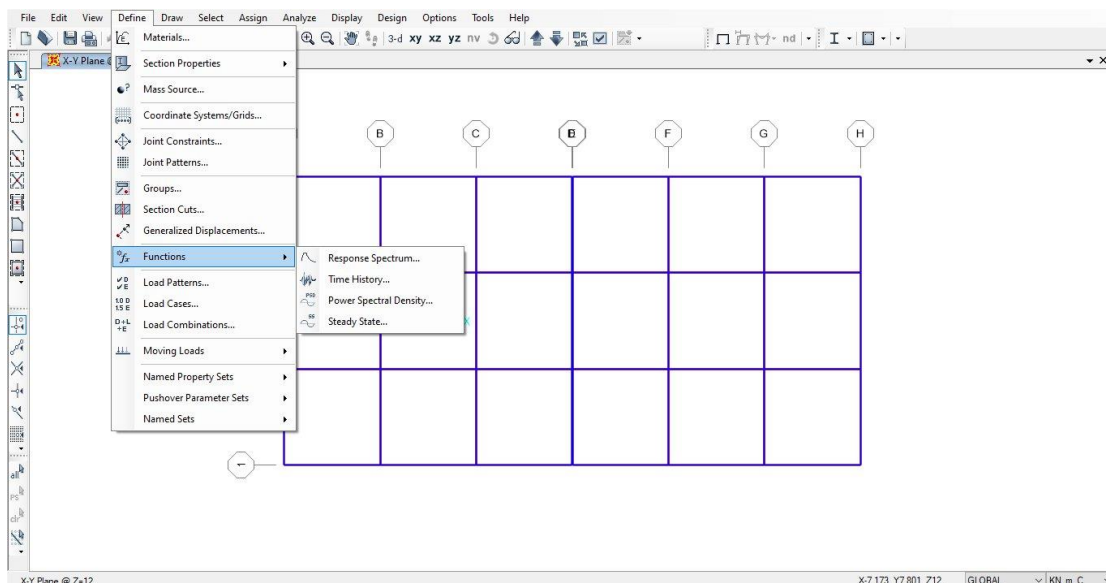
### 4.9.3 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΤΑΓΡΑΦΗ

Έγινε επιλογή του σεισμού του Αιγίου του 1995

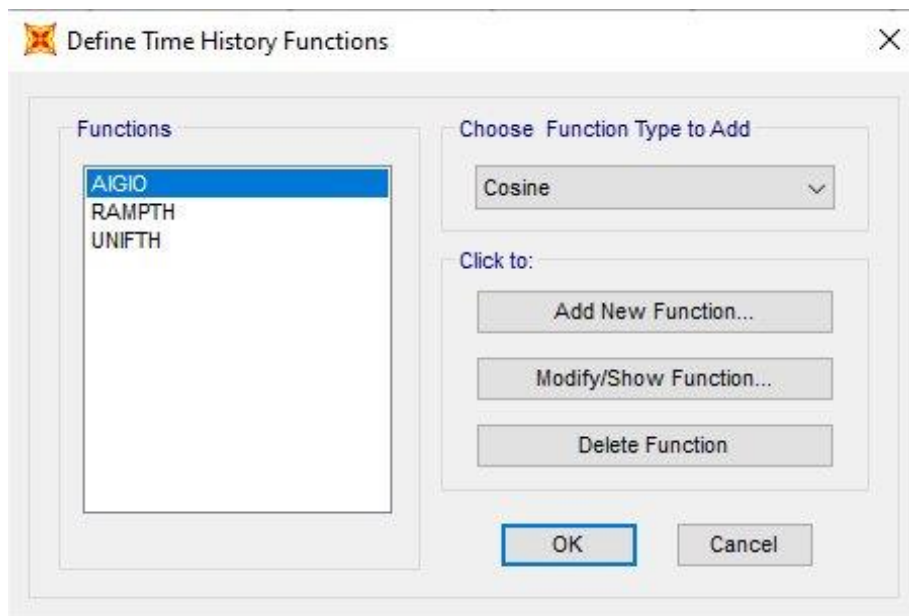
Η εισαγωγή του επιταχυνσιογραφήματος στο λογισμικό γίνεται με την εξής διαδικασία:

Define Functions → Time History → (Choose Function Type to Add) → From File

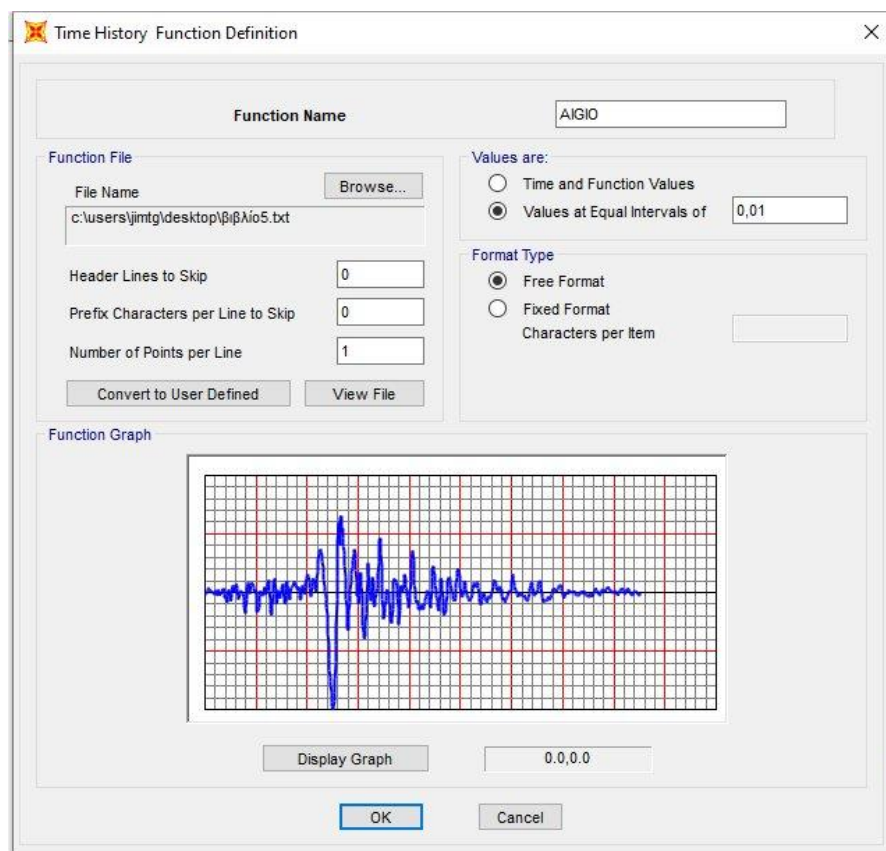
Ο φάκελος που εισάγεται περιέχει το χρόνο της σεισμικής διέγερσης και την αντίστοιχη επιτάχυνση.



Εικόνα 4.23: Εισαγωγή επιταχυνσιογραφήματος



Εικόνα 4.24: Ορισμός επιταχυνσιογραφήματος



Εικόνα 4.25: Ιδιότητες επιταχυνσιογραφήματος

#### 4.9.4 GAP (LINK) - ΣΤΟΙΧΕΙΟ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ

Οι σύνδεσμοι είναι τύπου Link. Στην εφαρμογή επιλέγεται η χρήση GAP μήκους 2cm.

Χρήση συνδέσμου γίνεται για την περίπτωση του αντισεισμικού αρμού.

Αρχικά ορίζεται το ελατήριο (Link) με τα χαρακτηριστικά του. Για την ελαστική ανάλυση ορίζεται γραμμικό ελατήριο και την ανελαστική ανάλυση ορίζεται μη γραμμικό. Οι εντολές που ακολουθούνται στο πρόγραμμα SAP2000 είναι οι εξής:

Define → Section Properties → Link/Support Properties..

Για γραμμική ανάλυση:

Link/Support Property Data

Link/Support Type: Gap

Property Name: GAP

Property Notes:

Total Mass and Weight

Mass	0	Rotational Inertia 1	0
Weight	0	Rotational Inertia 2	0
		Rotational Inertia 3	0

Factors For Line, Area and Solid Springs

Property is Defined for This Length In a Line Spring: 1

Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs: 1

Directional Properties

Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...
<input type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...
<input type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...
<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

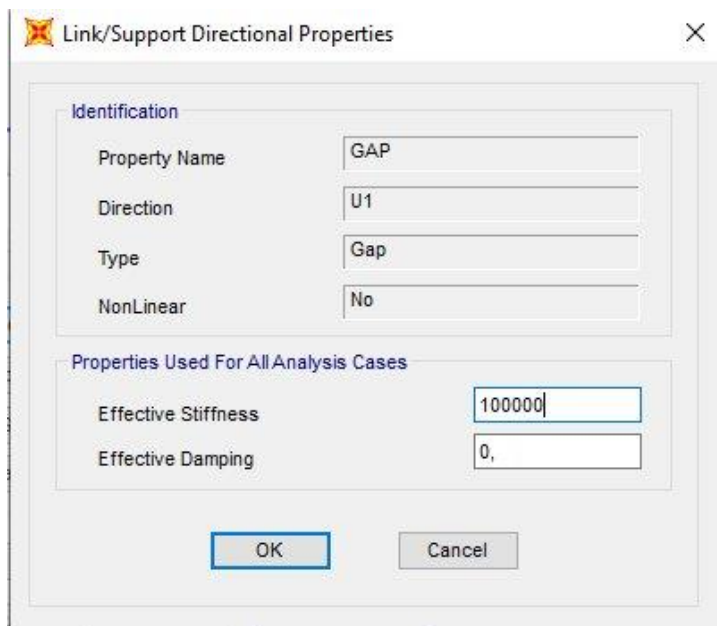
Fix All Clear All

P-Delta Parameters

Advanced...

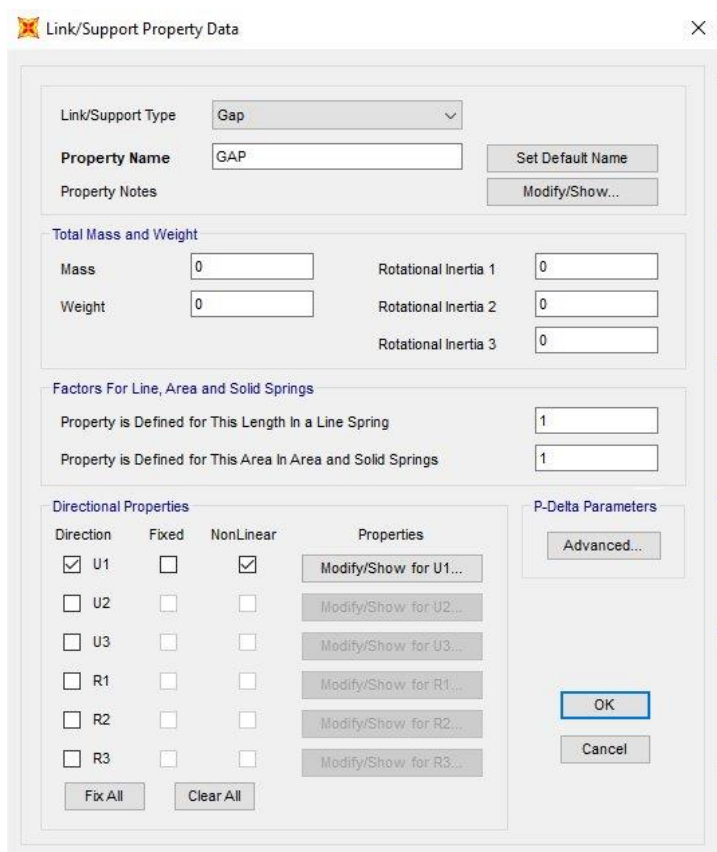
OK Cancel

Εικόνα 4.26: Ορισμός στοιχείου συνδέσμου (GAP) για γραμμική ανάλυση

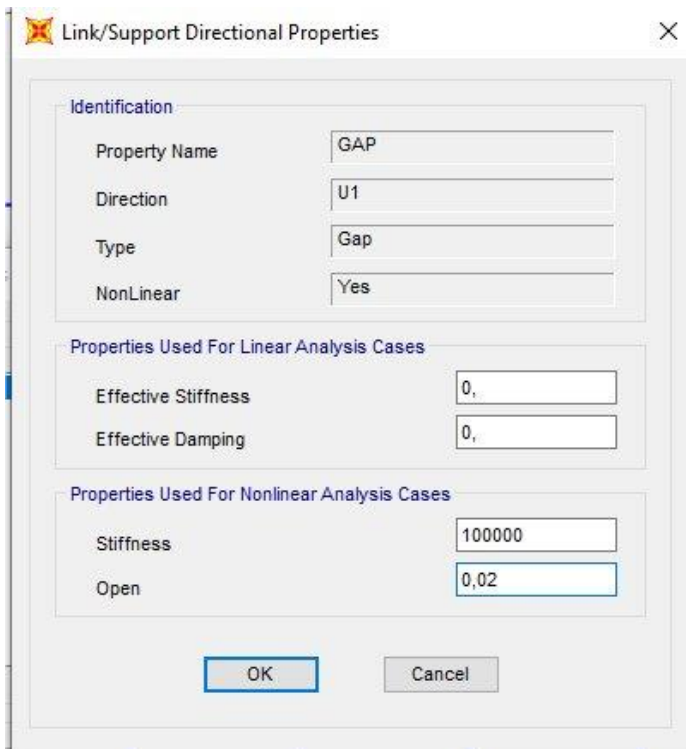


Εικόνα 4.27: Ιδιότητες GAP

Για μη γραμμική ανάλυση:



Εικόνα 4.28: Ορισμός στοιχείου συνδέσμου (GAP) για μη γραμμική ανάλυση

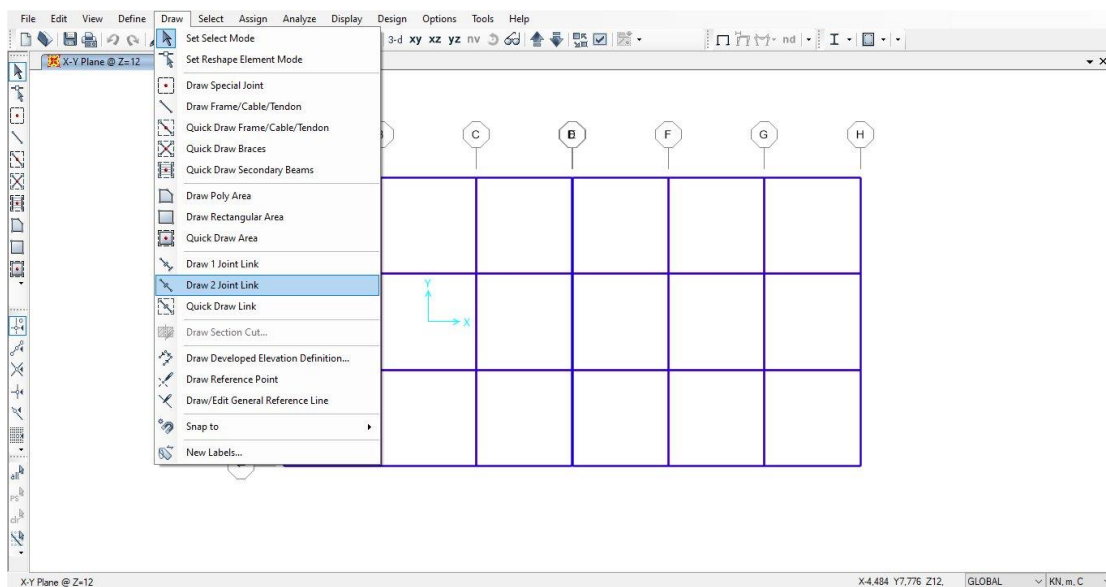


Εικόνα 4.29: Χαρακτηριστικά GAP

Η διαδικασία εφαρμογής τους γίνεται ως εξής:

Εκατέρωθεν του διάκενου για κάθε στάθμη επιλέγονται οι κόμβοι και στη συνέχεια επιλέγονται οι εντολές

Draw → Draw 2 Joint Link



Εικόνα 4.30: Εφαρμογή στους κόμβους

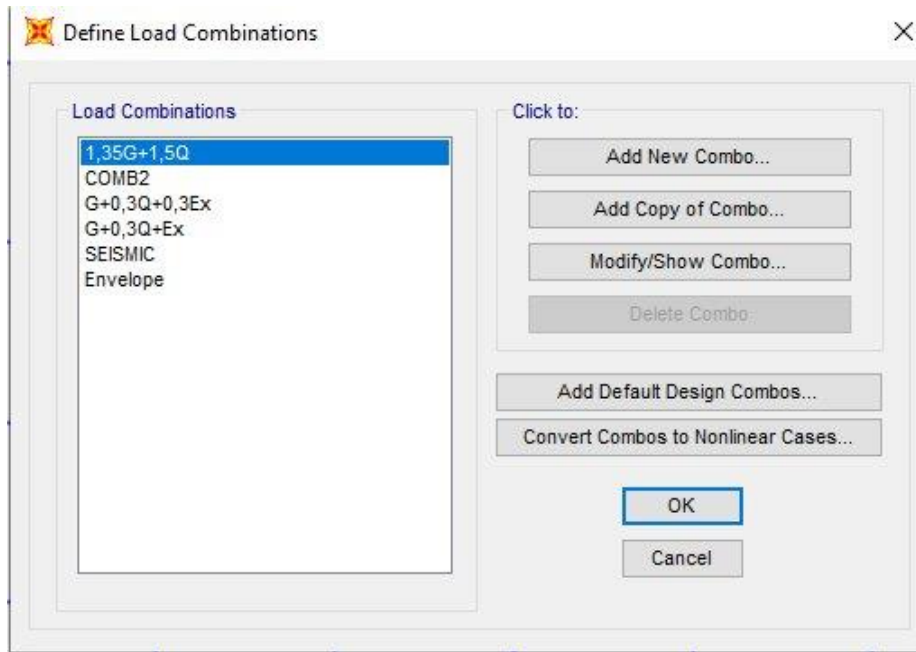
#### 4.9.5 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΗΣ

Κατά τη διάρκεια των αναλύσεων χρειάζεται να οριστούν οι συνδυασμοί φόρτισης.

Πρόκειται για τον συνδυασμό των κατακόρυφων και των σεισμικών φορτίων τα οποία θα συμβάλλουν στην εξαγωγή των συμπερασμάτων.

Από την εντολή Define → Load Combinations

γίνεται με το *Add New Combo* ορισμός των συνδυασμών φόρτισης.



Εικόνα 4.31: Ορισμός συνδυασμών φόρτισης



# 5 ΑΝΑΛΥΣΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ

---

## 5.1 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

### 5.1.1 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Για να γίνει η φασματική ανάλυση χρειάζεται πρώτα να οριστεί η ιδιομορφική ανάλυση του φορέα. Με την εντολή *Add New Load Case* ορίζεται νέα φορτιστική κατάσταση, στην οποία δίνεται ονομασία *Modal* και τύπος *Modal (Load Case Type)*. Λαμβάνοντας υπόψη πως σε κάθε όροφο η μάζα έχει δυο μεταφορικές ελευθερίες κίνησης (κατά *X* και *Y*) και μια στρεπτική γύρω από τον *Z* (λόγω της ροπής αδράνειας μάζας), για ένα τετραώροφο κτίριο αρκούν οι 12 ιδιομορφές που εμφανίζονται. Σε κάθε περίπτωση όμως μπορούν να ζητηθούν περισσότερες, ώστε να γίνει εμμέσως και ένας σχετικός έλεγχος του αδρανειακού προσομοιώματος. Στην περίπτωση εδώ ορίζονται 24 ιδιομορφές.

Από τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης θα προκύψει και ο βαθμός συμμετοχής της κάθε ιδιομορφής στην απόκριση του φορέα, ως ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας ανά διεύθυνση κίνησης. Σημειώνεται πως κατά τη δυναμική φασματική ανάλυση υπάρχει απαίτηση ενεργοποίησης ποσοστού μάζας τουλάχιστο 90% της συνολικής μάζας του κτιρίου ανά διεύθυνση, ενώ παράλληλα πρέπει να συνυπολογίζονται όλες οι ιδιομορφές με ποσοστό ενεργοποίησης μάζας μεγαλύτερο του 5% (*EC8 §3.3.3.3.1· EAK 2000 §3.4.2*).

Στη συνέχεια ορίζεται η δυναμική φασματική ανάλυση της κατασκευής.

Αρχικά εισάγεται το φάσμα σχεδιασμού όπως ορίστηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο (4.9.1). και σε επόμενο βήμα δημιουργείται με την επιλογή *Add New Load Case* και τον ορισμό φορτιστικής κατάστασης τύπου *Response Spectrum* (φάσμα απόκρισης). Ορίζεται μια φορτιστική κατάσταση για την διεύθυνση *x*.

Μετά ορίζονται οι συνδυασμοί δράσεων.

Ο καθορισμός των συνδυασμών δράσεων γίνεται από το

*Define* → *Load Combinations* με *Add New Combo*

Ο φορέας είναι πλέον έτοιμος για ανάλυση, κάτι που γίνεται με την εντολή

*Analyze* → *Run Analysis* και *Run Now*.

Η εμφάνιση των ιδιομορφών του φορέα προσφέρει μια ολοκληρωμένη πρώτη εικόνα της δυναμικής του συμπεριφοράς. Οι ιδιομορφές εμφανίζονται από την ίδια εντολή που δίνει την παραμορφωμένη εικόνα του φορέα, με

*Display* → *Show Deformed Shape*, όπου επιλέγεται η φορτιστική κατάσταση *Modal* και σημειώνεται η επιθυμητή ιδιομορφή.

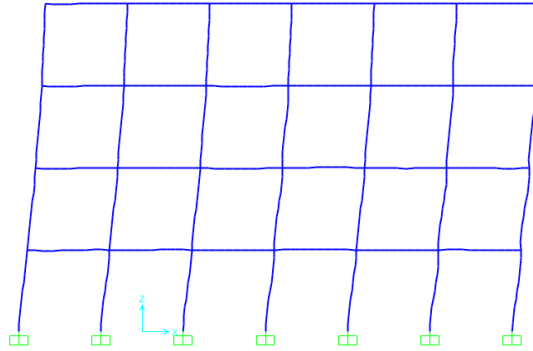
Από το *Display* → *Show Tables* επιλέγονται ενδεικτικά τα μεγέθη του *ANALYSIS RESULTS*

Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της φασματικής ανάλυσης.

Είναι χωρισμένα ανάλογα με το αν έγινε χρήση κατασκευαστικού αρμού (*ΔΙΑΚΕΝΟ*), αντισεισμικού αρμού (*GAP*) ή χωρίς διάκενο (*ΕΝΙΑΙΟ*).

Στις δύο περιπτώσεις που υπάρχει αρμός γίνεται ανάλυση και για τη διαφοροποίηση της δυσκαμψίας στο δεύτερο κτίριο.

### 5.1.1.1 ΕΝΙΑΙΟ ΚΤΙΡΙΟ



Εικόνα 5.1: Παραμορφωμένη εικόνα του φορέα κατά τον σεισμικό συνδυασμό φόρτισης G+0.3Q+E

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,248322	0,00008578	0,68758	2,737E-09	0,00008578	0,68758	2,737E-09	0,08062	0,000004627	0,18258	0,08062	0,000004627	0,18258
MODAL	Mode	2	0,229393	0,88295	0,00018	5,767E-07	0,88304	0,68776	5,794E-07	0,00002057	0,04585	0,00003652	0,08064	0,04586	0,18262
MODAL	Mode	3	0,207321	0,00014	0,1878	3,062E-10	0,88318	0,87556	5,797E-07	0,01955	0,00006857	0,6987	0,10019	0,04586	0,88132

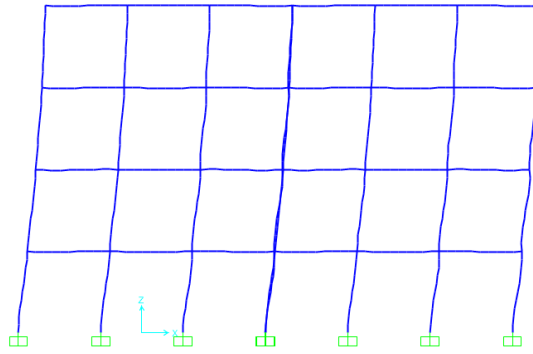
Εικόνα 5.2: Ποσοστό μάζας που ενεργοποιείται από τις ιδιομορφές

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
80	G+0,3Q+E	Combination	Max	0,012044	0,000127	-0,000602	0,000116	0,000047	0,000018
80	G+0,3Q+E	Combination	Min	-0,011802	-0,000125	-0,000806	0,00011	-0,000058	-0,000021

Εικόνα 2: Μετατόπιση σε κόμβο από τον συνδυασμό φόρτισης

### 5.1.1.2 ΔΙΑΚΕΝΟ

#### ΙΔΙΑ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΤΩΝ ΟΜΟΡΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ



Εικόνα 5.4: Παραμορφωμένη εικόνα του φορέα κατά τον σεισμικό συνδυασμό φόρτισης G+0.3Q+Ex

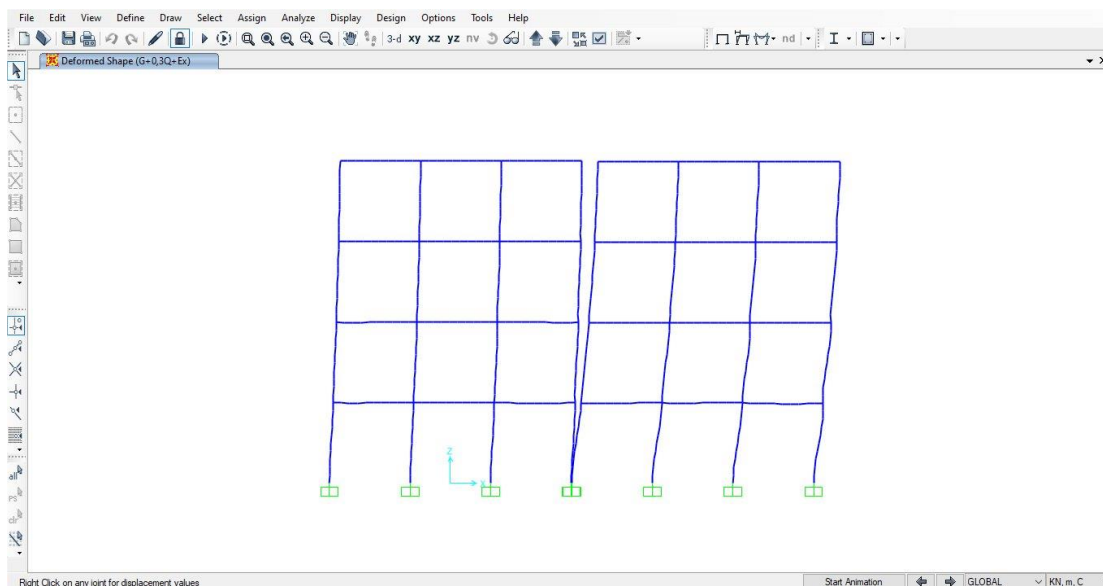
TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,207111	0,0824	0,00018	1,613E-16	0,0824	0,00018	1,613E-16	0,00001979	0,00452	0,0205	0,00001979	0,00452	0,0205
MODAL	Mode	2	0,207111	0,09133	0,59634	3,807E-16	0,17373	0,59652	5,42E-16	0,06532	0,00501	0,10311	0,06534	0,00953	0,12361
MODAL	Mode	3	0,207111	0,04744	0,26664	4,016E-17	0,22118	0,86316	5,822E-16	0,0292	0,0026	0,29102	0,09454	0,01213	0,41463
MODAL	Mode	4	0,207111	0,66538	0,02339	5,303E-15	0,88656	0,88656	5,885E-15	0,00256	0,03649	0,04521	0,0971	0,04862	0,45984

Εικόνα 5.5: Ποσοστό μάζας που ενεργοποιείται από τις ιδιομορφές

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
80	G+0,3Q+Ex	Combination	Max	0,009867	-0,000034	-0,000172	0,000088	0,000144	-0,000007651
80	G+0,3Q+Ex	Combination	Min	-0,009552	-0,000034	-0,000842	0,000084	-0,000309	-0,000007651
96	G+0,3Q+Ex	Combination	Max	0,009867	0,000034	-0,000164	0,000087	0,000316	-0,000007651
96	G+0,3Q+Ex	Combination	Min	-0,009552	0,000034	-0,000834	0,000083	-0,000138	-0,000007651

Εικόνα 5.6: Μετατόπιση σε κόμβο από τον συνδυασμό φόρτισης

## ΔΙΑΦΟΡΟΠΟΙΗΣΗ ΤΗΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΣΤΟ ΕΝΑ ΑΠΟ ΤΑ ΔΥΟ ΚΤΡΙΑ



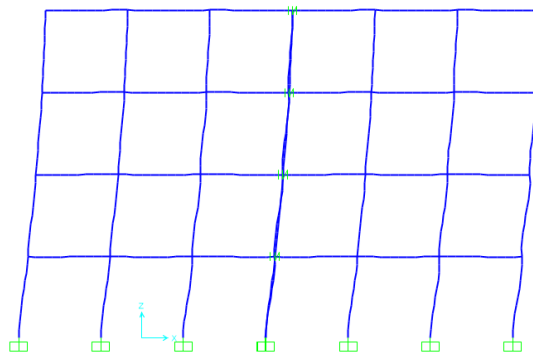
Εικόνα 5.7: Παραμορφωμένη εικόνα του φορέα κατά τον σεισμικό συνδυασμό φόρτισης G+0.3Q+Ex

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
80	G+0,3Q+Ex	Combination	Max	0,009867	-0,000034	-0,000172	0,000088	0,000144	-0,000007651
80	G+0,3Q+Ex	Combination	Min	-0,009552	-0,000034	-0,000842	0,000084	-0,000309	-0,000007651
96	G+0,3Q+Ex	Combination	Max	0,024331	0,000088	-0,000268	0,00018	0,000668	-0,00002
96	G+0,3Q+Ex	Combination	Min	-0,023488	0,000088	-0,001375	0,000162	-0,00025	-0,00002

Εικόνα 3 Μετατόπιση σε κόμβο από τον συνδυασμό φόρτισης

### 5.1.1.3 GAP

#### ΙΔΙΑ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΤΩΝ ΟΜΟΡΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ



Εικόνα 4 Παραμορφωμένη εικόνα του φορέα κατά τον σεισμικό συνδυασμό φόρτισης G+0.3Q+E

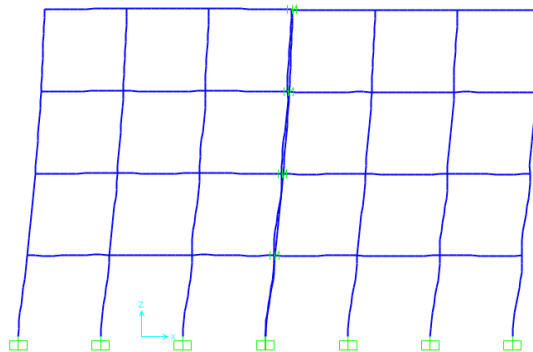
TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,207111	0,44463	0,06159	2,725E-16	0,44463	0,06159	2,725E-16	0,00675	0,02438	0,19727	0,00675	0,02438	0,19727
MODAL	Mode	3	0,207111	0,0158	0,81868	2,164E-15	0,88656	0,88656	3,254E-15	0,08967	0,00087	0,02701	0,0971	0,04862	0,45984

Εικόνα 5.10: Ποσοστό μάζας που ενεργοποιείται από τις ιδιομορφές

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
80	G+0,3Q+E	Combination	Max	0,009867	-0,000034	-0,000172	0,000088	0,000144	-0,000007651
80	G+0,3Q+E	Combination	Min	-0,009552	-0,000034	-0,000842	0,000084	-0,000309	-0,000007651
96	G+0,3Q+E	Combination	Max	0,009867	0,000034	-0,000164	0,000087	0,000316	-0,000007651
96	G+0,3Q+E	Combination	Min	-0,009552	0,000034	-0,000834	0,000083	-0,000138	-0,000007651

Εικόνα 5.11: Μετατόπιση σε κόμβο από τον συνδυασμό φόρτισης

## ΔΙΑΦΟΡΟΠΟΙΗΣΗ ΤΗΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΣΤΟ ΕΝΑ ΑΠΟ ΤΑ ΔΥΟ ΚΤΡΙΑ



Εικόνα 5.12: Παραμορφωμένη εικόνα του φορέα κατά τον σεισμικό συνδυασμό φόρτισης G+0.3Q+Ex

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	2	0,246079	0,88934	5,508E-19	3,04E-16	0,88934	0,42982	3,149E-16	1,532E-17	0,04431	1,308E-18	0,03904	0,04431	0,25069
MODAL	Mode	4	0,207111	0	0,46551	6,902E-20	0,88934	0,89533	5,088E-16	0,04614	0	0,21619	0,08519	0,04431	0,89683

Εικόνα 5.13: Ποσοστό μάζας που ενεργοποιείται από τις ιδιομορφές

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
80	G+0,3Q+Ex	Combination	Max	0,013623	-0,000049	-0,00005	0,000089	0,000231	-0,000011
80	G+0,3Q+Ex	Combination	Min	-0,013169	-0,000049	-0,000968	0,000084	-0,000393	-0,000011
96	G+0,3Q+Ex	Combination	Max	0,014166	0,000052	-0,000495	0,000177	0,00048	-0,000012
96	G+0,3Q+Ex	Combination	Min	-0,013692	0,000052	-0,001153	0,000166	-0,000067	-0,000012

Εικόνα 5 Μετατόπιση σε κόμβο από τον συνδυασμό φόρτισης

### 5.1.2 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ

Η δυναμική ανάλυση με χρονοϊστορία επιταχύνσεων αφορά την καταγραφή της απόκρισης ενός φορέα όταν σε αυτόν επιβληθεί ως δύναμη το επιταχυνσιογράφημα ενός σεισμού, η πραγματική δηλαδή σεισμική κίνηση κατά τη διάρκεια του σεισμικού γεγονότος.

Αρχικά εισάγεται η συνάρτηση χρονοϊστορίας όπως αναλύθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο (4.9.3)

Ο ορισμός της ιδιομορφικής ανάλυσης, η οποία προηγείται της δυναμικής ανάλυσης με χρονοϊστορία, μπορεί να γίνει από το *Define* → *Load Cases* με προσθήκη νέας φορτιστικής κατάστασης με την εντολή *Add New Load Case*. Η νέα φορτιστική κατάσταση θα είναι τύπου *Modal (Load Case Type)*

Η ιδιομορφική ανάλυση μπορεί να εκτελεστεί πριν την ολοκλήρωση της προσομοίωσης του φορέα, αρκεί να έχουν οριστεί πλήρως οι μάζες και η δυσκαμψία (διατομές, υλικά) του φορέα.

Η φορτιστική κατάσταση ορίζεται από την εντολή

*Define* → *Load Cases* με το *Add New Load Case* και τύπο ανάλυσης

*Time History (Load Case Type)*.

Η επιβαλλόμενη φόρτιση είναι τύπου *Accel* (επιτάχυνση) κατά  $x$  ( $U1$ ).

Καθώς η συγκεκριμένη χρονοϊστορία ορίστηκε σε μονάδες  $g$ , τίθεται συντελεστής  $9,81$  (*Scale factor*) ώστε να γίνει η μετατροπή σε  $m/s^2$

Ο τύπος της ανάλυσης που ορίζεται αντιστοιχεί σε γραμμική ελαστική ανάλυση (*Linear*), ενώ στο παρόν επιλέγεται η μέθοδος ανάλυσης με επαλληλία ιδιομορφών (*Modal*), στην οποία δίνεται σταθερή απόσβεση ίση με 5% από το *Modal Damping-Constant at 0.05* (συνήθης τιμή απόσβεσης για φορείς οπλισμένου σκυροδέματος).

Η διάρκεια της συγκεκριμένης χρονοϊστορίας είναι  $10.24s$ , όπως προκύπτει από τα  $1024$  σημεία ανά  $0.01sec$ . Στα πεδία *Number of Output Time Steps* και *Output Time Step Size* καθορίζεται η πυκνότητα των αποτελεσμάτων που θα προκύψουν μέσω της επιλογής του χρονικού βήματος. Το χρονικό αυτό βήμα πρέπει να είναι αρκετά μικρό, ώστε να περιγράφεται με ακρίβεια το φαινόμενο, όχι όμως περισσότερο από όσο χρειάζεται καθώς ενδέχεται να δημιουργήσει αρχεία αποτελεσμάτων μεγάλου μεγέθους. Συχνά ορίζεται χρονικό βήμα αντίστοιχο με αυτό της χρονοϊστορίας, ενώ τιμή βήματος μεταξύ  $0.005-0.01s$  είναι συνήθως επαρκής, οπότε η τιμή  $0.01s$  είναι επιτρεπτή.

Καθώς οι αναλύσεις του παραδείγματος είναι γραμμικές-ελαστικές, τα αποτελέσματα από τη συνδυασμένη δράση του σεισμού με τα κατακόρυφα φορτία είναι δυνατό να προκύψουν με συνδυασμό των αποτελεσμάτων των επιμέρους αναλύσεων,

χρησιμοποιώντας την αντίστοιχη δυνατότητα του προγράμματος από το *Define* → *Load Combinations*.

Ο φορέας είναι πλέον έτοιμος για ανάλυση, κάτι που γίνεται με την εντολή

Analyze → Run Analysis και Run Now.

Η εμφάνιση των αποτελεσμάτων της ανάλυσης, σε συγκεκριμένη χρονική στιγμή της φόρτισης, μπορεί να γίνει με τις κλασσικές εντολές *Display* → *Show Deformed Shape*

Τα αναλυτικά αποτελέσματα σε μορφή χρονοϊστοριών απόκρισης εμφανίζονται από την εντολή *Display* → *Show Plot Functions*. Στο παράθυρο που εμφανίζεται από το *Define Plot Functions..*, καθορίζεται το στοιχείο (κόμβος ή γραμμικό στοιχείο) και το μέγεθος απόκρισης τα οποία θα αποτυπωθούν στη χρονοϊστορία αποτελεσμάτων.

Για την εμφάνιση της χρονοϊστορίας μετακίνησης ενός κόμβου επιλέγεται η εντολή *Add Joint Disps/Forces*.

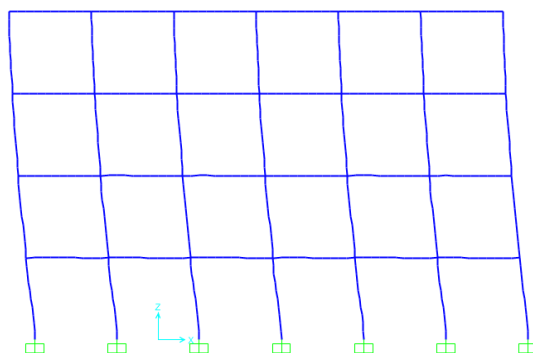
Στη συνέχεια, από το *Add Plot Function..*, καθορίζεται το ζητούμενο μέγεθος απόκρισης (εδώ μετακίνηση *Displ*) στον ζητούμενο κόμβο όπως και η διεύθυνση της εν λόγω μετακίνησης. Εδώ γίνεται διπλή επιλογή. Για την ανάλυση του ενιαίου κτιρίου επιλέγεται ο κόμβος 80 που βρίσκεται στο μεσαίο υποστύλωμα στην κορυφή του κτιρίου. Για τις περιπτώσεις με τον αρμό επιλέγονται οι κόμβοι εκατέρωθεν του αρμού στην κορυφή του κτιρίου, δηλαδή ο κόμβος 80 και 96.

Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της δυναμικής ελαστικής ανάλυσης χρονοϊστορίας.

Είναι χωρισμένα ανάλογα με το αν έγινε χρήση κατασκευαστικού αρμού (*ΔΙΑΚΕΝΟ*), αντισεισμικού αρμού (*GAP*) ή χωρίς διάκενο (*ΕΝΙΑΙΟ*).

Στις δύο περιπτώσεις που υπάρχει αρμός γίνεται ανάλυση και για τη διαφοροποίηση της δυσκαμψίας στο δεύτερο κτίριο.

### 5.1.2.1 ΕΝΙΑΙΟ ΚΤΙΡΙΟ



Εικόνα 5.15: Παραμορφωμένη εικόνα του φορέα κατά τον σεισμικό συνδυασμό φόρτισης G+0.3Q+SEISMIC

Modal Participating Mass Ratios

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Modal Participating Mass Ratios

Filter:

	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless
▶	MODAL	Mode	1	0,248322	8,578E-05	0,68758	2,737E-09	8,578E-05	0,68758	2,737E-09	0,08062
	MODAL	Mode	2	0,229393	0,88295	0,00018	5,767E-07	0,88304	0,68776	5,794E-07	2,057E-05
	MODAL	Mode	3	0,207321	0,00014	0,1878	3,062E-10	0,88318	0,87556	5,797E-07	0,01955
	MODAL	Mode	4	0,08296	5,51E-06	0,07493	7,518E-09	0,88318	0,95049	5,872E-07	0,33251
	MODAL	Mode	5	0,076654	0,09031	1,028E-05	7,918E-06	0,9735	0,9505	8,506E-06	5,07E-05
	MODAL	Mode	6	0,06859	5,337E-06	0,0203	1,221E-09	0,9735	0,9708	8,507E-06	0,11058
	MODAL	Mode	7	0,050457	1,166E-06	0,01856	1,291E-07	0,9735	0,98936	8,636E-06	0,02068
	MODAL	Mode	8	0,046413	0,02194	1,672E-06	4,839E-06	0,99544	0,98936	1,347E-05	1,319E-06
	MODAL	Mode	9	0,040745	4,805E-07	0,00524	1,442E-07	0,99545	0,9946	1,362E-05	0,00487
	MODAL	Mode	10	0,038755	5,213E-07	0,00416	3,662E-07	0,99545	0,99876	1,398E-05	0,01493
	MODAL	Mode	11	0,035311	0,00454	9,832E-07	4,54E-05	0,99999	0,99876	5,939E-05	5,299E-06
	MODAL	Mode	12	0,030536	3,739E-07	0,00122	0,00024	0,99999	0,99998	0,0003	0,00849
	MODAL	Mode	13	0,030252	8,8E-08	4,504E-07	0,61599	0,99999	0,99998	0,61629	1,273E-07
	MODAL	Mode	14	0,028945	2,252E-07	5,054E-09	0,00862	0,99999	0,99998	0,62491	5,76E-07
	MODAL	Mode	15	0,026797	1,321E-08	1,548E-10	0,10207	0,99999	0,99998	0,72698	4,17E-05

Record: << < 1 > >> of 24

Add Tables... Done

Εικόνα 5.16: Ποσοστό μάζας που ενεργοποιείται από τις ιδιομορφές

Joint Displacements

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Joint Displacements

Filter:

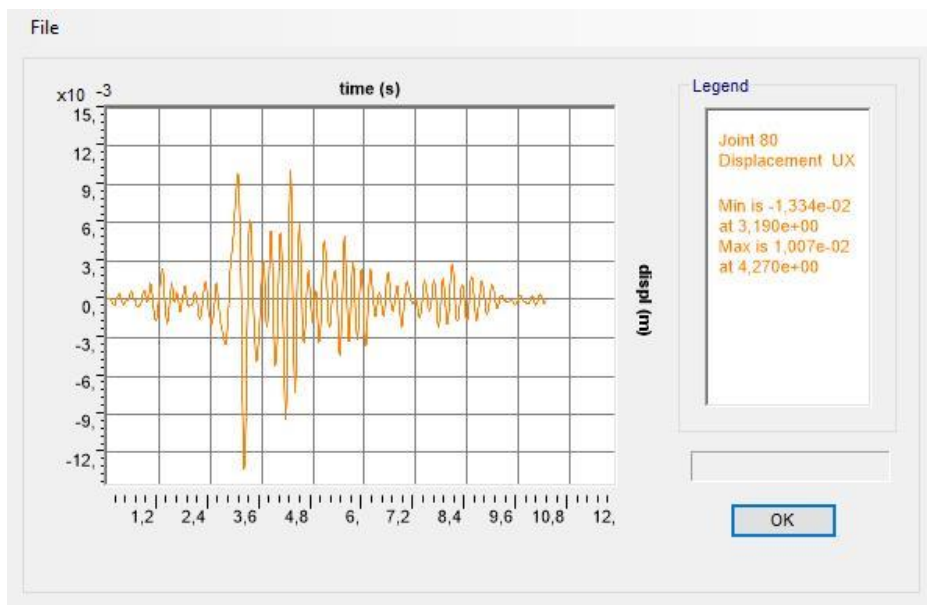
	Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
	75	G+0,3Q+SEI...	Combination	Min	-0,013205	-8,4E-05	-0,001024	2,9E-05	-5,5E-05	-1,6E-05
	77	G+0,3Q+SEI...	Combination	Max	0,003591	2,7E-05	-0,000225	6,2E-05	0,000277	3,914E-06
	77	G+0,3Q+SEI...	Combination	Min	-0,004519	-2,8E-05	-0,000328	5,1E-05	-0,000365	-5,223E-06
	78	G+0,3Q+SEI...	Combination	Max	0,006671	5,3E-05	-0,000403	6,9E-05	0,00021	7,866E-06
	78	G+0,3Q+SEI...	Combination	Min	-0,008579	-5,4E-05	-0,000568	6,1E-05	-0,000277	-1E-05
	79	G+0,3Q+SEI...	Combination	Max	0,008865	7,4E-05	-0,00053	7,3E-05	0,000136	1,1E-05
	79	G+0,3Q+SEI...	Combination	Min	-0,011575	-7,2E-05	-0,00072	6,7E-05	-0,000181	-1,4E-05
▶	80	G+0,3Q+SEI...	Combination	Max	0,010194	8,5E-05	-0,000595	0,000115	3,9E-05	1,3E-05
	80	G+0,3Q+SEI...	Combination	Min	-0,013223	-8,4E-05	-0,00079	0,000111	-6,2E-05	-1,6E-05
	161	G+0,3Q+SEI...	Combination	Max	0,01016	0,000126	-0,000394	-2,3E-05	8,4E-05	1,3E-05
	161	G+0,3Q+SEI...	Combination	Min	-0,013202	-0,000159	-0,000921	-2,8E-05	-0,000357	-1,6E-05
	162	G+0,3Q+SEI...	Combination	Max	0,01016	9,7E-05	-0,000906	-2,8E-05	6,3E-05	1,3E-05
	162	G+0,3Q+SEI...	Combination	Min	-0,0132	-0,000118	-0,000939	-3E-05	-0,000143	-1,6E-05
	163	G+0,3Q+SEI...	Combination	Max	0,010158	7,8E-05	-0,000922	-3E-05	5,2E-05	1,3E-05
	163	G+0,3Q+SEI...	Combination	Min	-0,013194	-8,5E-05	-0,000961	-3,1E-05	-6E-05	-1,6E-05
	164	G+0,3Q+SEI...	Combination	Max	0,008838	0,000107	-0,000337	-1,9E-05	0,000282	1,1E-05

Record: << < 153 > >> of 280

Add Tables... Done

Εικόνα 5.17: Μετατόπιση σε κόμβο από τον συνδυασμό φόρτισης

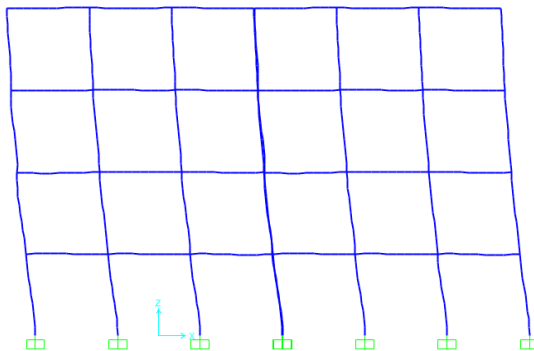




Εικόνα 5.18: Εμφάνιση της χρονοϊστορίας μετακίνησης του κόμβου 80

## 5.1.2.2 ΔΙΑΚΕΝΟ

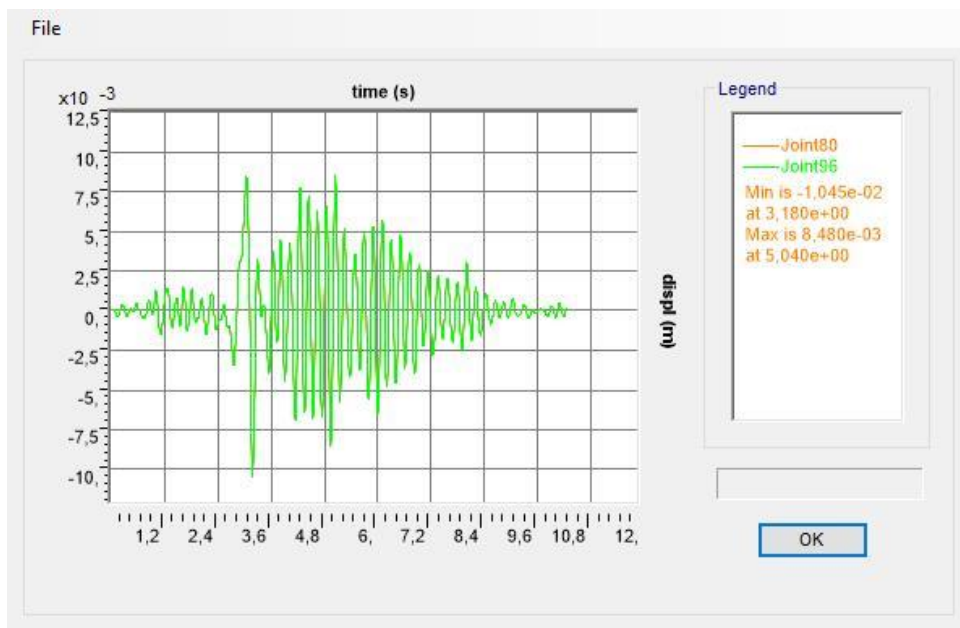
### ΙΔΙΑ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΤΩΝ ΟΜΟΡΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ



Εικόνα 5.19: Παραμορφωμένη εικόνα του φορέα κατά τον σεισμικό συνδυασμό φόρτισης SEISMIC\_AIGIO

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,207111	0,0824	0,00018	1,613E-16	0,0824	0,00018	1,613E-16	0,00001979	0,00452	0,0205	0,00001979	0,00452	0,0205
MODAL	Mode	2	0,207111	0,09133	0,59634	3,807E-16	0,17373	0,59652	5,42E-16	0,06532	0,00501	0,10311	0,06534	0,00953	0,12361
MODAL	Mode	3	0,207111	0,04744	0,26664	4,016E-17	0,22118	0,86316	5,822E-16	0,0292	0,0026	0,29102	0,09454	0,01213	0,41463
MODAL	Mode	4	0,207111	0,66538	0,02339	5,303E-15	0,88656	0,88656	5,885E-15	0,00256	0,03649	0,04521	0,0971	0,04862	0,45984

Εικόνα 5.20: Ποσοστό μάζας που ενεργοποιείται από τις ιδιομορφές



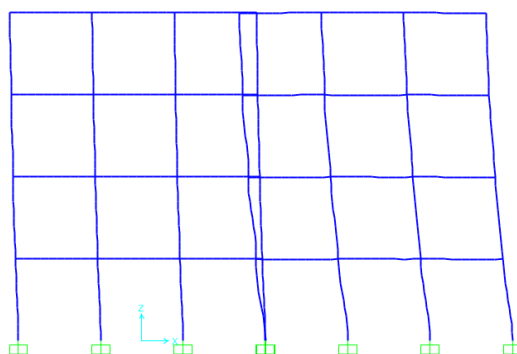
Εικόνα 5.21: Εμφάνιση της χρονιοστορίας μετακίνησης του κόμβου 80 και 96

**TABLE: Joint Displacements**

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
80	SEISMIC_AIGIO	Combination	Max	0,008638	-0,000034	-0,000152	0,000088	0,00011	-0,000007651
80	SEISMIC_AIGIO	Combination	Min	-0,010293	-0,000034	-0,000796	0,000084	-0,000321	-0,000007651
96	SEISMIC_AIGIO	Combination	Max	0,008638	0,000034	-0,000211	0,000087	0,000281	-0,000007651
96	SEISMIC_AIGIO	Combination	Min	-0,010293	0,000034	-0,000854	0,000083	-0,00015	-0,000007651

Εικόνα 5.22: Μετατόπιση σε κόμβο από τον συνδυασμό φόρτισης

## ΔΙΑΦΟΡΟΠΟΙΗΣΗ ΤΗΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΣΤΟ ΕΝΑ ΑΠΟ ΤΑ ΔΥΟ ΚΤΡΙΑ

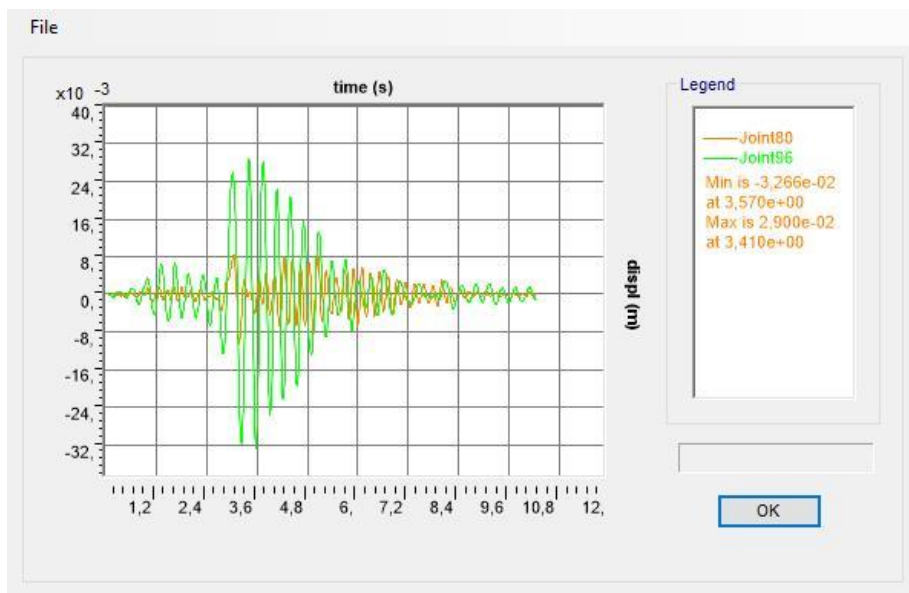


Εικόνα 5.23: Παραμορφωμένη εικόνα του φορέα κατά τον σεισμικό συνδυασμό φόρτισης SEISMIC\_AIGIO

**TABLE: Modal Participating Mass Ratios**

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,326572	0,42561	0	5,735E-18	0,42561	0	5,735E-18	0	0,02073	0	0	0,02073	0
MODAL	Mode	2	0,30467	1,71E-20	0,42982	1,434E-17	0,42561	0,42982	2,008E-17	0,03904	1,727E-18	0,25069	0,03904	0,02073	0,25069
MODAL	Mode	3	0,278695	0	0	2,492E-19	0,42561	0,42982	2,032E-17	1,099E-19	0	0,20361	0,03904	0,02073	0,4543
MODAL	Mode	4	0,207111	0,03311	0,43239	4,837E-19	0,45872	0,86222	2,081E-17	0,04286	0,00164	0,20081	0,08191	0,02237	0,65511
MODAL	Mode	5	0,207111	0,43239	0,03311	1,114E-19	0,89112	0,89533	2,092E-17	0,00328	0,02148	0,01538	0,08519	0,04385	0,67048

Εικόνα 5.24: Ποσοστό μάζας που ενεργοποιείται από τις ιδιομορφές



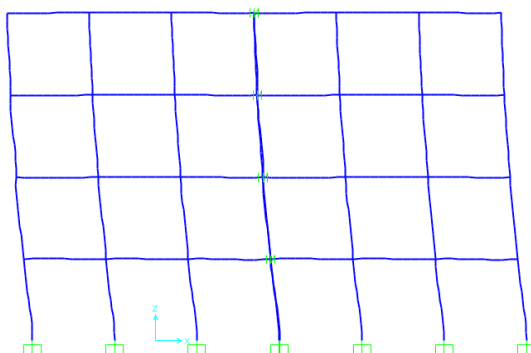
Εικόνα 5.25: Εμφάνιση της χρονιοστορίας μετακίνησης του κόμβου 80 και 96

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
80	SEISMIC_AIGIO	Combination	Max	0,008638	-0,000034	-0,000152	0,000088	0,000111	-0,000007651
80	SEISMIC_AIGIO	Combination	Min	-0,010295	-0,000034	-0,000796	0,000084	-0,000323	-0,000007651
96	SEISMIC_AIGIO	Combination	Max	0,02942	0,000088	-0,000156	0,000183	0,000749	-0,00002
96	SEISMIC_AIGIO	Combination	Min	-0,032235	0,000088	-0,001572	0,000161	-0,000412	-0,00002

Εικόνα 5.26: Μετατόπιση σε κόμβο από τον συνδυασμό φόρτισης

### 5.1.2.3 GAP

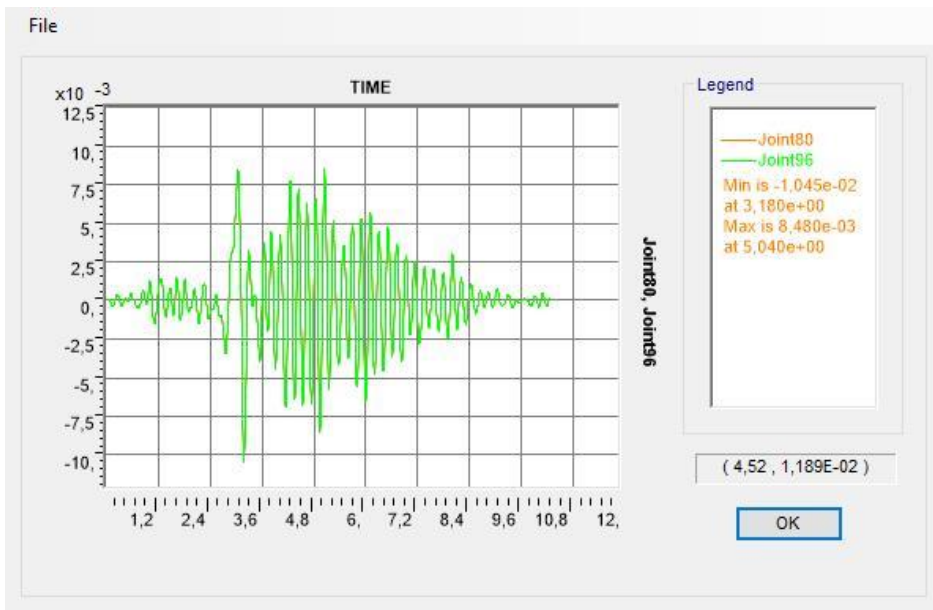
#### ΙΔΙΑ ΔΥΣΚΑΨΙΑ ΤΩΝ ΟΜΟΡΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ



Εικόνα 5.27: Παραμορφωμένη εικόνα του φορέα κατά τον σεισμικό συνδυασμό φόρτισης G+0,3Q+QUAKE

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,207111	0,44463	0,06159	2,725E-16	0,44463	0,06159	2,725E-16	0,00675	0,02438	0,19727	0,00675	0,02438	0,19727
MODAL	Mode	2	0,207111	0,42613	0,00628	8,177E-16	0,87076	0,06787	1,09E-15	0,00069	0,02337	0,23556	0,00743	0,04775	0,43283
MODAL	Mode	3	0,207111	0,0158	0,81868	2,164E-15	0,88656	0,88656	3,254E-15	0,08967	0,00087	0,02701	0,0971	0,04862	0,45984

Εικόνα 5.28: Ποσοστό μάζας που ενεργοποιείται από τις ιδιομορφές

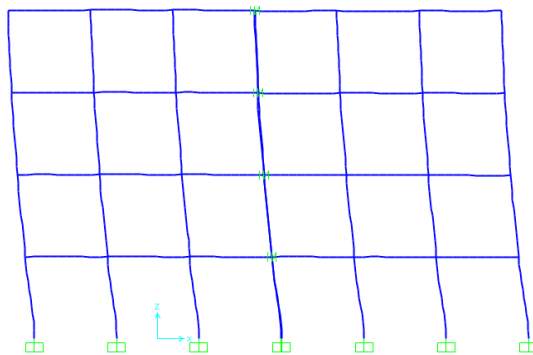


Εικόνα 5.29: Εμφάνιση της χρονοϊστορίας μετακίνησης του κόμβου 80 και 96

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
80	G+0,3Q+QUAKE	Combination	Max	0,008638	-0,000034	-0,000152	0,000088	0,00011	-0,000007651
80	G+0,3Q+QUAKE	Combination	Min	-0,010293	-0,000034	-0,000796	0,000084	-0,000321	-0,000007651
96	G+0,3Q+QUAKE	Combination	Max	0,008638	0,000034	-0,000211	0,000087	0,000281	-0,000007651
96	G+0,3Q+QUAKE	Combination	Min	-0,010293	0,000034	-0,000854	0,000083	-0,00015	-0,000007651

Εικόνα 5.30: Μετατόπιση σε κόμβο από τον συνδυασμό φόρτισης

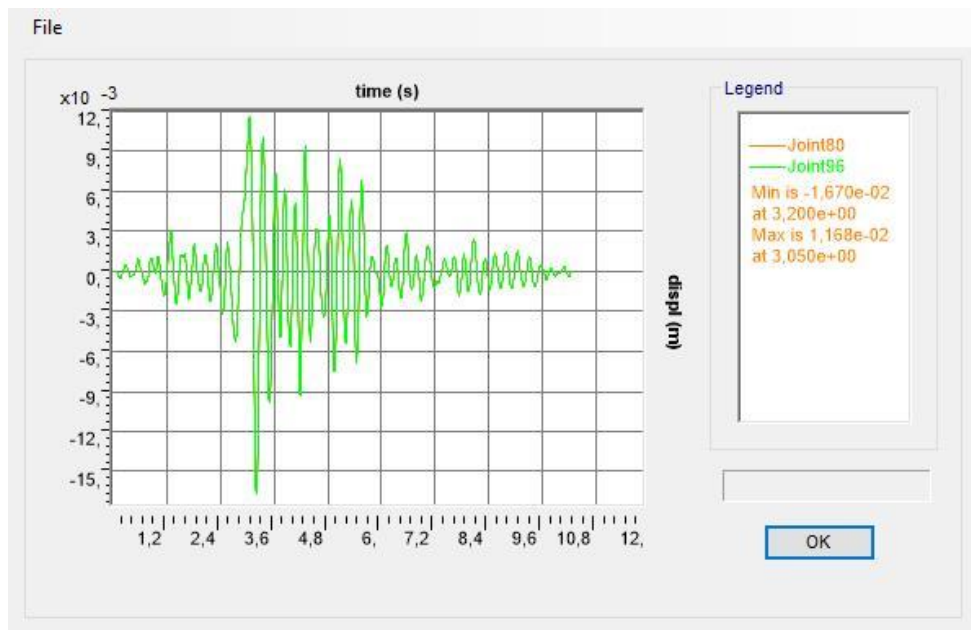
## ΔΙΑΦΟΡΟΠΟΙΗΣΗ ΤΗΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΣΤΟ ΕΝΑ ΑΠΟ ΤΑ ΔΥΟ ΚΤΡΙΑ



Εικόνα 5.31: Παραμορφωμένη εικόνα του φορέα κατά τον σεισμικό συνδυασμό φόρτισης G+0,3Q+QUAKE

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,30467	0	0,42982	1,088E-17	0	0,42982	1,088E-17	0,03904	9,086E-20	0,25069	0,03904	9,086E-20	0,25069
MODAL	Mode	2	0,246079	0,88934	5,508E-19	3,04E-16	0,88934	0,42982	3,149E-16	1,532E-17	0,04431	1,308E-18	0,03904	0,04431	0,25069
MODAL	Mode	4	0,207111	0	0,46551	6,902E-20	0,88934	0,89533	5,088E-16	0,04614	0	0,21619	0,08519	0,04431	0,89683

Εικόνα 5.32: Ποσοστό μάζας που ενεργοποιείται από τις ιδιομορφές



Εικόνα 5.33: Εμφάνιση της χρονιοστορίας μετακίνησης του κόμβου 80 και 96

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
80	G+0,3Q+QUAKE	Combination	Max	0,011517	-0,000049	0,00003	0,000088	0,00016	-0,000011
80	G+0,3Q+QUAKE	Combination	Min	-0,015861	-0,000049	-0,000877	0,000083	-0,000442	-0,000011
96	G+0,3Q+QUAKE	Combination	Max	0,011916	0,000052	-0,000567	0,000177	0,000412	-0,000012
96	G+0,3Q+QUAKE	Combination	Min	-0,016466	0,000052	-0,001208	0,000167	-0,00011	-0,000012

Εικόνα 5.34: Μετατόπιση σε κόμβο από τον συνδυασμό φόρτισης

## 5.2 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

### 5.2.1 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ

Η δυναμική ανελαστική ανάλυση αφορά μη-γραμμική ανελαστική απόκριση του φορέα, όπου η δράση των οριζόντιων φορτίων είναι δυναμικού τύπου και προκαλεί την αδρανειακή απόκριση της κατασκευής.

Για την εκπόνηση ανελαστικής ανάλυσης στο πρόγραμμα SAP 2000 παρέχεται η δυνατότητα προσομοίωσης της ανελαστικής συμπεριφοράς σε προκαθορισμένα σημεία ενός φορέα με τη χρήση:

- Πλαστικών αρθρώσεων (*Hinges*) που μπορούν να χρησιμοποιηθούν τόσο στην περίπτωση ανελαστικής στατικής ανάλυσης όσο και δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης.
- Μη-γραμμικών συνδέσμων (*Nonlinear Links*) που μπορούν να χρησιμοποιηθούν μόνο στην περίπτωση δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης.

Η μέθοδος που συνήθως χρησιμοποιείται για τη διενέργεια δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης ενός φορέα με ιστορία επιταχύνσεων είναι η προσέγγιση της απευθείας ολοκλήρωσης στο χρόνο.

Καθώς ο προσδιορισμός σταθερών ιδιομορφών δεν είναι δυνατός σε φορέα που επιδεικνύει ανελαστική συμπεριφορά, λόγω της συνεχώς μειούμενης δυσκαμψίας σε κάθε βήμα της ανάλυσης, η μέθοδος επαλληλίας των ιδιομορφών που χρησιμοποιήθηκε κατά τη δυναμική ελαστική ανάλυση θεωρείται αρχικά ακατάλληλη. Ειδικά όμως για περιπτώσεις στατικών συστημάτων με προκαθορισμένες θέσεις σημειακής πλαστιμότητας, έχει αναπτυχθεί μια τροποποιημένη προσέγγιση της μεθόδου επαλληλίας των ιδιομορφών η οποία χρησιμοποιείται στο πρόγραμμα *SAP 2000*, οδηγώντας μάλιστα ευκολότερα σε σύγκλιση των αποτελεσμάτων της ανάλυσης.

Για την αποτελεσματικότερη εφαρμογή της μεθόδου συνίσταται η εύρεση των ιδιομορφών μέσω των διανυσμάτων *Ritz* (*Ritz vectors*), τα οποία εξαρτώνται από την επιβαλλόμενη φόρτιση (Computers and Structures Inc., 2010).

Για τη χρήση της μεθόδου επαλληλίας των ιδιομορφών, απαιτείται ο ορισμός μιας νέας ιδιομορφικής ανάλυσης

(Define → Load Cases → Add New Load Case με τύπο Load Case Type: Modal)

που ονομάζεται *RITZMODES* και χρησιμοποιεί διανύσματα τύπου *Ritz* (*Type of Modes: Ritz Vectors*)

Κατά τον ορισμό της ιδιομορφικής κατάστασης με διανύσματα *Ritz*, ορίζονται ως αρχικά διανύσματα φόρτισης τα φορτία στατικού τύπου ή/και οι επιταχύνσεις που αντιστοιχούν στις δράσεις που εφαρμόζονται στον φορέα.

Ειδικά στην περίπτωση της δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης, θα πρέπει να δοθούν και διανύσματα φόρτισης που διεγείρουν την ανελαστική συμπεριφορά των συνδέσμων (*Links*). Γίνεται χρήση τους στην ανάλυση για τα όμορα κτίρια που το διάκενο ορίζεται ως *gap* (*Link*). Αυτό μπορεί να γίνει με την αυτοματοποιημένη επιλογή *Link-All*.

Τα υπόλοιπα φορτία που δρουν στον φορέα καλύπτονται από τη μορφή φόρτισης *G* (για τα κατακόρυφα) και από την επιτάχυνση κατά *X* (*Accel UX*) για τη δυναμική φόρτιση. Δεν χρειάζεται να οριστούν τα μεταβλητά φορτία *Q*, καθώς αρκεί να περιλαμβάνεται ένα μόνο φορτίο από τον κάθε τύπο φόρτισης (εδώ τα κατακόρυφα κατανεμημένα φορτία εκπροσωπούνται από τα *G*).

Κατά τη διάρκεια της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης, θα πρέπει ταυτόχρονα με τα σεισμικά να ασκούνται στον φορέα και τα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας του συνδυασμού  $G+0.3Q$ . Για την επιβολή των στατικών φορτίων με τον συγκεκριμένο τύπο ανάλυσης, σύμφωνα με το εγχειρίδιο χρήσης του προγράμματος (CSI, 2010), θα πρέπει πριν τη δυναμική ανελαστική ανάλυση με τη ιστορία επιταχύνσεων να προηγηθεί μια επίσης ανελαστική ανάλυση ιστορίας για τα κατακόρυφα φορτία.

Αρχικά, δημιουργείται από την εντολή

## Define → Functions → Time History

μια ιστορία τύπου *RAMPTH* (ή τροποποιείται η υφιστάμενη), ώστε η αύξηση της φόρτισης που περιγράφεται από αρχική τιμή 0 έως τιμή 1 (επιβολή πλήρους φορτίου) να ολοκληρώνεται σε χρονικό διάστημα αρκετά μεγαλύτερο της ιδιοπεριόδου του φορέα. Τιμές δεκαπλάσιες της ιδιοπεριόδου (*Ramp Time=10*) θεωρούνται κατάλληλες προκειμένου η επιβολή της φόρτισης να είναι ψευδοστατική. Η συνάρτηση συνεχίζει με σταθερή τιμή μονάδα για τουλάχιστο άλλο τόσο χρονικό διάστημα, ώστε να σταθεροποιηθούν τα αποτελέσματα της κατακόρυφης φόρτισης στον φορέα.

Καθώς η διάρκεια επιβολής της παραπάνω ιστορίας εξαρτάται από την τιμή της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου της κατασκευής, θα πρέπει να ληφθούν τα αποτελέσματα μιας κλασσικής ιδιομορφική ανάλυσης (*Load Case Type: Modal* με χρήση *Eigen Vectors*).

Στην περίπτωση γραμμικής ελαστικής ανάλυσης με ιστορία φόρτισης, ο συνδυασμός κατακόρυφων με τα οριζόντια φορτία μπορεί να γίνει με τον συνδυασμό των αποτελεσμάτων των αντίστοιχων φορτιστικών καταστάσεων μετά το πέρας της ανάλυσης, μέσω της εντολής *Load Combinations*.

Στην περίπτωση όμως ανελαστικής ανάλυσης η παραπάνω διαδικασία δεν είναι κατάλληλη, καθώς δεν ισχύει η αρχή της επαλληλίας. Αντίθετα, η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στον φορέα έχει ως αποτέλεσμα τη συνεχή τροποποίηση του φέροντος οργανισμού και την ανακατανομή των εντατικών μεγεθών, με αποτέλεσμα να είναι απαραίτητη η ταυτόχρονη εφαρμογή των κατακόρυφων στατικών δράσεων και των οριζόντιων δυναμικών φορτίων. Με τον τρόπο αυτόν, η συμπεριφορά του φορέα σε κάθε βήμα ανελαστικής απόκρισης καθορίζεται από τις συνδυασμένες δράσεις που δρουν στο φέροντα οργανισμό, όπως άλλωστε συμβαίνει στην πραγματικότητα κατά τη σεισμική καταπόνηση μιας κατασκευής.

Κατά τη χρήση του προγράμματος *SAP 2000*, ειδικά για την ανελαστική δυναμική ανάλυση με τη μέθοδο επαλληλίας των ιδιομορφών, απαιτείται η επιβολή των κατακόρυφων φορτίων να έχει γίνει με μια προηγούμενη ανάλυση του ίδιου τύπου (*FNA-Fast Nonlinear Analysis*).

Για την επιβολή μιας φόρτισης στατικού χαρακτήρα, όπως αυτή που αφορά τα κατακόρυφα μόνιμα και μεταβλητά φορτία, μέσω ανελαστικής ανάλυσης ιστορίας, θα πρέπει να ληφθεί μέριμνα σταδιακής εφαρμογής της στον φορέα ώστε να μην προκαλέσει ανεπιθύμητη αδρανειακή απόκριση. Θα πρέπει συνεπώς, κατά τον καθορισμό των παραμέτρων της ανάλυσης, ο ρυθμός επιβολής των φορτίων να είναι σημαντικά μικρότερος της ιδιοπεριόδου του φορέα. Παράλληλα, μετά την επιβολή της πλήρους τιμής των κατακόρυφων φορτίων, θα πρέπει να ακολουθεί ένα χρονικό διάστημα σταθεροποίησής τους με παράλληλο καθορισμό μεγάλης τιμής απόσβεσης, ώστε να «σβήσουν» όποιες ενδεχόμενες παρασιτικές ταλαντώσεις έχουν προκληθεί κατά τη διάρκεια της ανάλυσης. Χρονική διάρκεια δεκαπλάσια της ιδιοπεριόδου του φορέα για την επιβολή της φόρτισης, όπως και αντίστοιχο χρονικό διάστημα για τη σταθεροποίησή της, θεωρούνται ασφαλείς επιλογές για την αποφυγή ανεπιθύμητων φαινομένων.

Η ιστορία *RAMPTH* που ορίστηκε προηγουμένως, θα χρησιμοποιηθεί στη συνέχεια για την επιβολή των κατακόρυφων στατικών φορτίων στον φορέα. Η φορτιστική κατάσταση ορίζεται από το *Define → Load Cases*, όπου προστίθεται μια ανάλυση τύπου *Time History* με ονομασία *NL-GRAVM* για τα κατακόρυφα φορτία *G+0.3Q* που

συνυπάρχουν με το σεισμό. Γίνεται χρήση των *RITZMODES* που έχουν υπολογιστεί προηγουμένως, ενώ δίνεται προσοχή ώστε η απόσβεση κατά τη διάρκεια της συγκεκριμένης ανάλυσης να λαμβάνει πολύ μεγάλη τιμή (π.χ. 0.99 από το *Modify/Show* στο *Modal Damping*). Ο συνολικός χρόνος της ανάλυσης (αριθμός χρονικών βημάτων 300 πολλαπλασιασμένος με τη διάρκεια του κάθε

βήματος 0.01s) θα πρέπει να συμπίπτει με τη συνολική διάρκεια της ιστορίας *RAMPTH*.

Για τον ορισμό της δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης θα πρέπει να έχει προηγηθεί η εισαγωγή της επιθυμητής ιστορίας επιταχύνσεων. Η διαδικασία πραγματοποιείται όπως περιγράφηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο.

Η δυναμική ανελαστική ανάλυση ορίζεται από το

Define → Load Cases → Add New Case,

όπου επιλέγεται *Analysis Case Type: Time History* και *Analysis Type: Nonlinear*. Στην ανάλυση δίνεται ονομασία (προσθέτοντας στην ονομασία το NL), ώστε να γίνεται άμεσα αντιληπτό πως αφορά ανελαστική ανάλυση (Non-Linear) με τη μέθοδο επαλληλίας των ιδιομορφών (*MODES-M*) που περιλαμβάνει και τη δράση των κατακόρυφων φορτίων (*GQ*).

Επιλέγεται η χρήση ιδιομορφών τύπου *Ritz* (*Use Modes From Case: RITZMODES*).

Η συγκεκριμένη δυναμική ανελαστική ανάλυση ξεκινά τη στιγμή που έχει ολοκληρωθεί η επιβολή των κατακόρυφων φορτίων. Ορίζεται συνεπώς η ανάλυση *NL-GRAVM* ως η αρχική κατάσταση πάνω στην οποία θα εφαρμοστεί η ιστορία επιταχύνσεων, επιτυγχάνοντας έτσι τη συνύπαρξη των κατακόρυφων φορτίων στην κατασκευή (πεδίο *Continue From State at End of Modal History*).

Από την επιλογή *Show Advanced Load Parameters* εμφανίζονται περισσότερες δυνατότητες καθορισμού της δυναμικής ανάλυσης. Σημειώνεται πως ο χρόνος έναρξης του σεισμικού φορτίου (*Arrival Time*) ορίζεται στα 0.0s, δεν απαιτείται δηλαδή καθορισμός χρονικής στιγμής που να περιλαμβάνει και τη διάρκεια επιβολής των κατακόρυφων φορτίων, καθώς η ανάλυση ξεκινά αυτόματα με αρχικές συνθήκες που έχουν προκύψει από την φορτιστική κατάσταση *NL-GRAVM*.

Ο συντελεστής απόσβεσης διατηρείται στην προεπιλεγμένη από το πρόγραμμα τιμή, ίσος με 0.05 (5%).

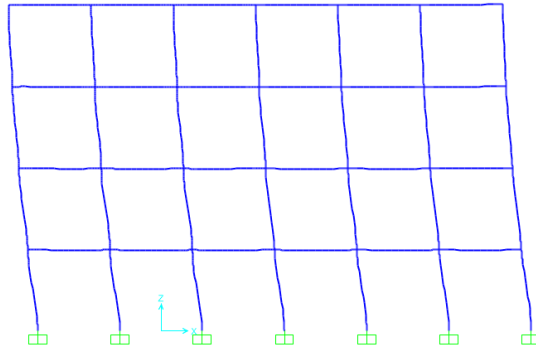
Ο φορέας είναι πλέον έτοιμος για ανάλυση από την εντολή

Analyze → Run Analysis και Run Now.

Τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων εμφανίζονται αναλυτικά από το *Display* → *Show Plot Functions* και με την επιλογή *Define Plot Functions* μπορούν να καθοριστούν τα προς εμφάνιση μεγέθη.



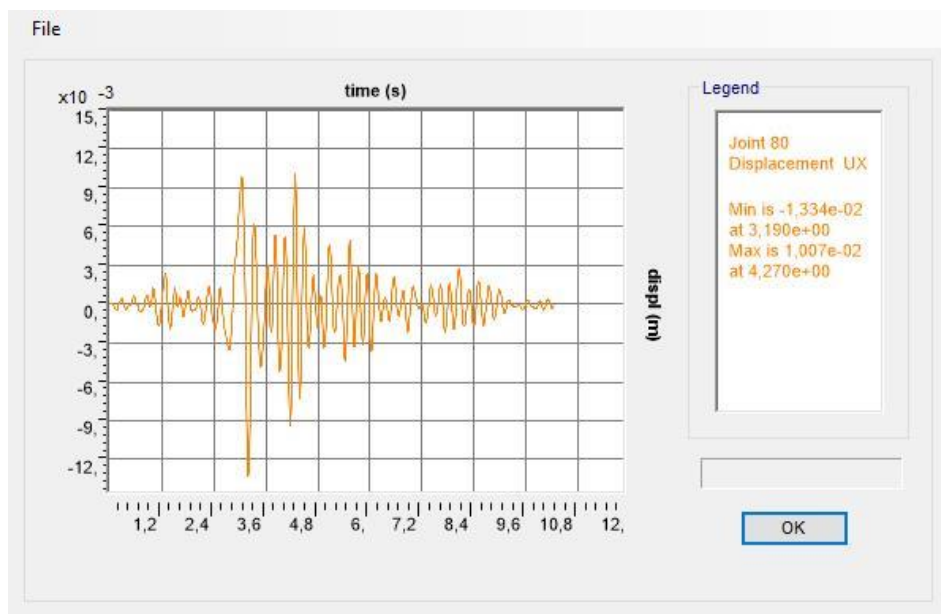
### 5.2.1.1 ENIAIO



Εικόνα 5.35: Παραμορφωμένη εικόνα του φορέα κατά τον σεισμικό συνδυασμό φόρτισης G+0,3Q+E

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
RITZMODES	Mode	1	0,248017	0,00008294	0,67295	2,382E-09	0,00008294	0,67295	2,382E-09	0,07317	0,000004243	0,17133	0,07317	0,000004243	0,17133
RITZMODES	Mode	2	0,229289	0,85812	0,00017	6,802E-07	0,8582	0,67312	6,826E-07	0,00001794	0,04192	0,00003407	0,07319	0,04193	0,17137
RITZMODES	Mode	3	0,206721	0,00013	0,17784	2,753E-10	0,85833	0,85096	6,829E-07	0,0167	0,000005936	0,68111	0,0899	0,04193	0,85248

Εικόνα 5.36: Ποσοστό μάζας που ενεργοποιείται από τις ιδιομορφές



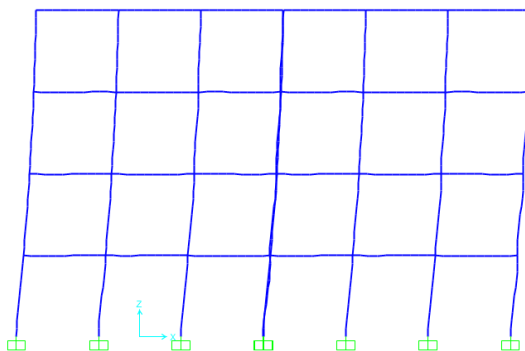
Εικόνα 5.37: Εμφάνιση της χρονιοστορίας μετακίνησης του κόμβου 80

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
80	G+0,3Q+E	Combination	Max	0,010317	0,000085	-0,0013	0,000227	0,000032	0,000011
80	G+0,3Q+E	Combination	Min	-0,0131	-0,000082	-0,001494	0,000224	-0,000066	-0,000017

Εικόνα 5.38: Μετατόπιση σε κόμβο από τον συνδυασμό φόρτισης

## 5.2.1.2 ΔΙΑΚΕΝΟ

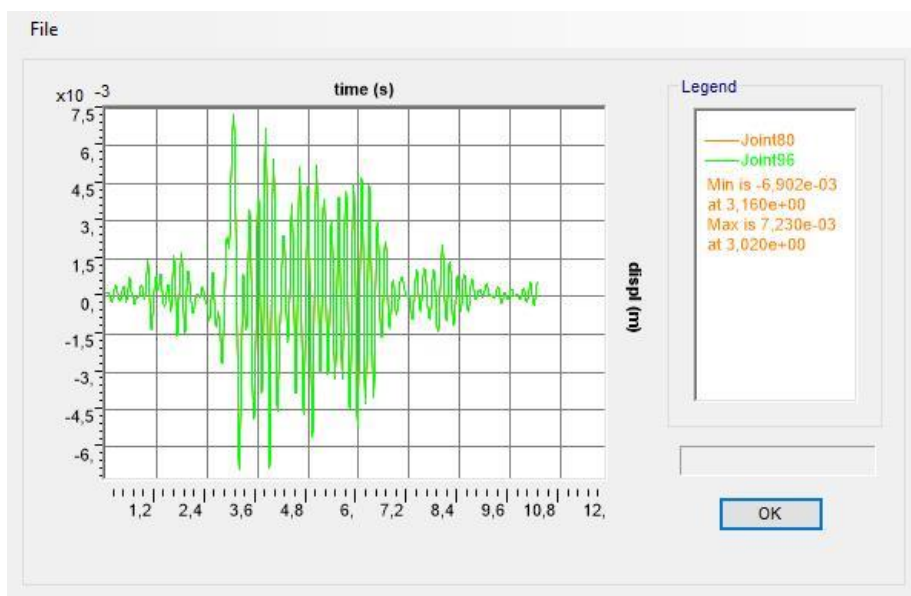
### ΙΔΙΑ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΤΩΝ ΟΜΟΡΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ



Εικόνα 5.39: Παραμορφωμένη εικόνα του φορέα κατά τον σεισμικό συνδυασμό φόρτισης SEISMIC

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,226219	2,788E-20	<b>0,46199</b>	1,795E-17	2,788E-20	0,46199	1,795E-17	0,06343	3,382E-18	0,2035	0,06343	3,382E-18	0,2035
MODAL	Mode	2	0,226219	0	0,39472	4,528E-18	3,639E-20	0,85671	2,248E-17	0,05419	1,305E-18	0,23818	0,11762	4,687E-18	0,44168
MODAL	Mode	3	0,184728	<b>0,13645</b>	1,221E-20	2,44E-16	0,13645	0,85671	2,665E-16	2,099E-18	0,00851	1,696E-20	0,11762	0,00851	0,44168
MODAL	Mode	4	0,184728	0,74057	0	0	0,87702	0,85671	2,665E-16	0	0,04618	0	0,11762	0,05469	0,44168

Εικόνα 5.40: Ποσοστό μάζας που ενεργοποιείται από τις ιδιομορφές

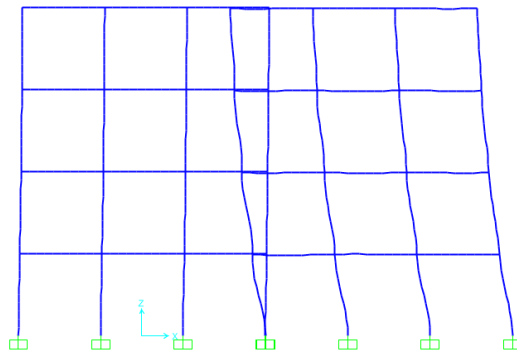


Εικόνα 5.41: Εμφάνιση της χρονόιστορίας μετακίνησης του κόμβου 80 και 96

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
80	SEISMIC	Combination	Max	0,007353	-0,000062	-0,000564	0,00013	0,000045	-0,000014
80	SEISMIC	Combination	Min	-0,00678	-0,000062	-0,00106	0,000128	-0,000307	-0,000014
96	SEISMIC	Combination	Max	0,007353	0,000062	-0,000561	0,000128	0,000306	-0,000014
96	SEISMIC	Combination	Min	-0,00678	0,000062	-0,001056	0,000126	-0,000046	-0,000014

Εικόνα 5.42: Μετατόπιση σε κόμβο από τον συνδυασμό φόρτισης

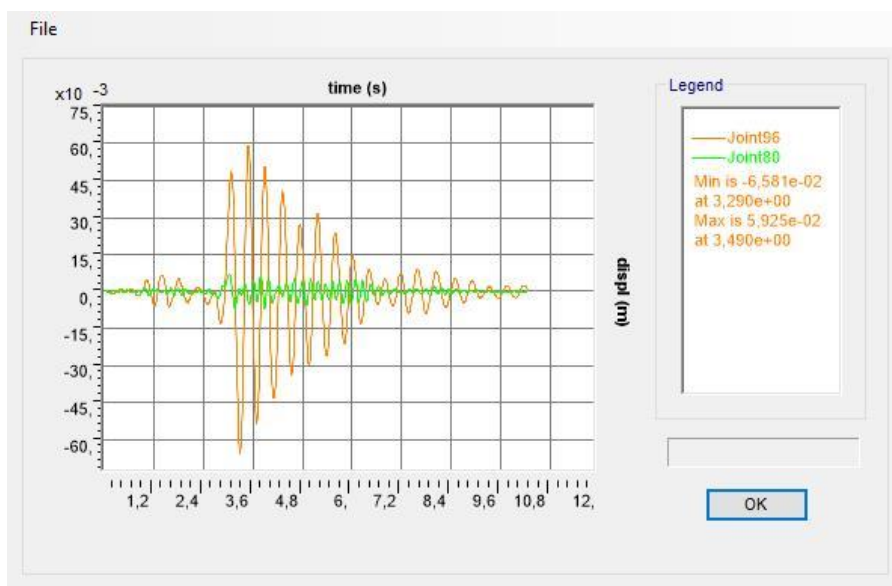
## ΔΙΑΦΟΡΟΠΟΙΗΣΗ ΤΗΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΣΤΟ ΕΝΑ ΑΠΟ ΤΑ ΔΥΟ ΚΤΡΙΑ



Εικόνα 5.43: Παραμορφωμένη εικόνα του φορέα κατά τον σεισμικό συνδυασμό φόρτισης SEISMIC

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,416742	<b>0,31561</b>	0,04729	8,091E-20	0,31561	0,04729	8,091E-20	0,00473	0,01619	0,03643	0,00473	0,01619	0,03643
MODAL	Mode	2	0,416742	0,04729	<b>0,31561</b>	0	0,3629	0,3629	8,282E-20	0,03155	0,00243	0,24315	0,03628	0,01861	0,27958
MODAL	Mode	3	0,367543	0	0	0	0,3629	0,3629	8,38E-20	0	0	0,17132	0,03628	0,01861	0,4509
MODAL	Mode	4	0,226219	8,5E-19	0,51093	5,506E-17	0,3629	0,87382	5,514E-17	0,06234	5,156E-18	0,17228	0,09862	0,01861	0,62318
MODAL	Mode	5	0,184728	0,52304	7,033E-20	3,06E-19	0,88594	0,87382	5,545E-17	2,232E-18	0,02905	2,466E-20	0,09862	0,04766	0,62318

Εικόνα 5.44: Ποσοστό μάζας που ενεργοποιείται από τις ιδιομορφές



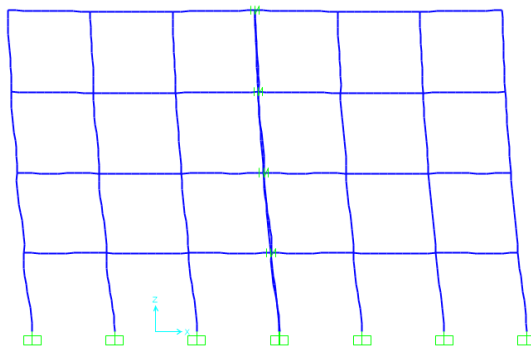
Εικόνα 5.45: Εμφάνιση της χρονιοστορίας μετακίνησης του κόμβου 80 και 96

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
80	SEISMIC	Combination	Max	0,007353	-0,000062	-0,000564	0,00013	0,000045	-0,000014
80	SEISMIC	Combination	Min	-0,00678	-0,000062	-0,00106	0,000128	-0,000307	-0,000014
96	SEISMIC	Combination	Max	0,060975	0,000388	-0,001104	0,000655	0,001519	-0,000086
96	SEISMIC	Combination	Min	-0,064094	0,000388	-0,00319	0,000614	-0,000245	-0,000086

Εικόνα 5.46: Μετατόπιση σε κόμβο από τον συνδυασμό φόρτισης

### 5.2.1.3 GAP

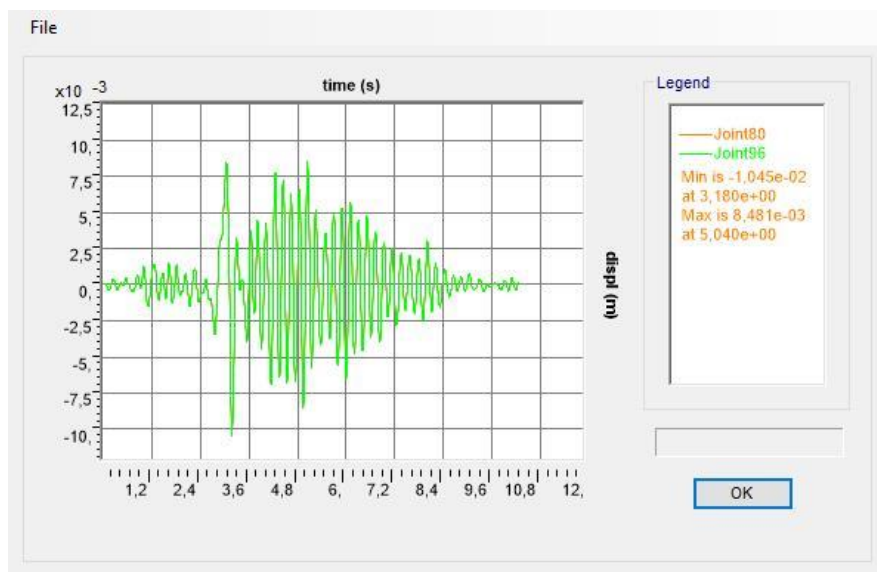
#### ΙΔΙΑ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΤΩΝ ΟΜΟΡΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ



Εικόνα 5.47: Παραμορφωμένη εικόνα του φορέα κατά τον σεισμικό συνδυασμό φόρτισης G+0,3Q+E

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,207111	0,26641	0,00977	6,046E-18	0,26641	0,00977	6,046E-18	0,00107	0,01461	0,04966	0,00107	0,01461	0,04966
MODAL	Mode	2	0,207111	0,21317	0,01898	5,261E-16	0,47958	0,02875	5,321E-16	0,00208	0,01169	0,33878	0,00315	0,0263	0,38843
MODAL	Mode	3	0,207111	0,38084	0,06436	6,842E-16	0,86043	0,09311	1,216E-15	0,00705	0,02089	0,04154	0,0102	0,04719	0,42998
MODAL	Mode	4	0,207111	0,02613	0,79344	2,405E-15	0,88656	0,88656	3,621E-15	0,08691	0,00143	0,02986	0,0971	0,04862	0,45984

Εικόνα 5.48: Ποσοστό μάζας που ενεργοποιείται από τις ιδιομορφές

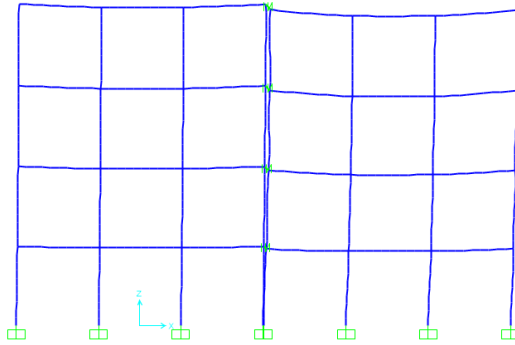


Εικόνα 5.49: Εμφάνιση της χρονιοστορίας μετακίνησης του κόμβου 80 και 96

TABLE: Joint Displacements										
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3	
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians	
80	G+0,3Q+E	Combination	Max	0,002749	-0,000045	-0,000553	0,000112	-0,000049	-0,000009946	
80	G+0,3Q+E	Combination	Min	-0,00293	-0,000045	-0,000746	0,000111	-0,000179	-0,000009946	
96	G+0,3Q+E	Combination	Max	0,002749	0,000045	-0,000562	0,000111	0,000173	-0,000009946	
96	G+0,3Q+E	Combination	Min	-0,00293	0,000045	-0,000755	0,00011	0,000044	-0,000009946	

Εικόνα 5.50: Μετατόπιση σε κόμβο από τον συνδυασμό φόρτισης

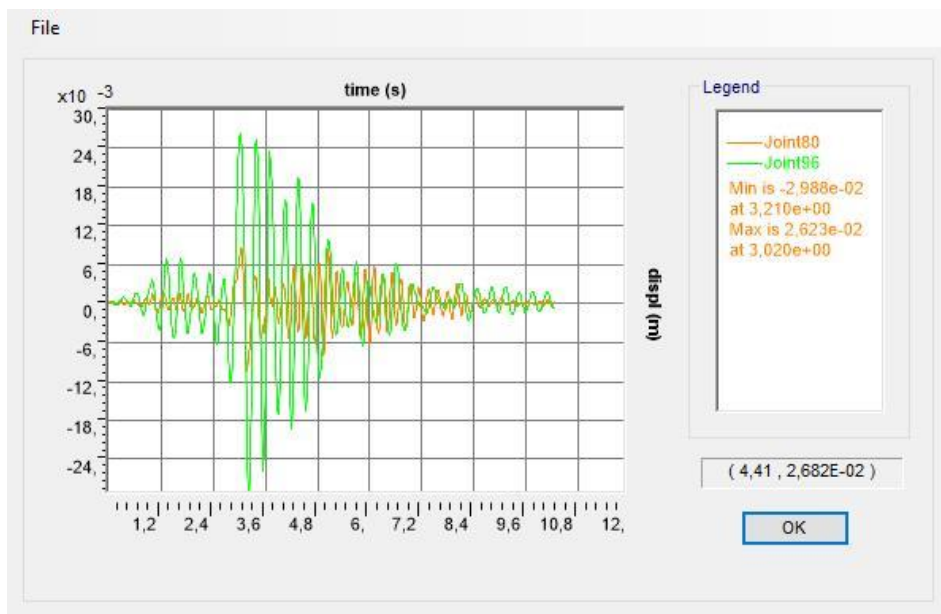
## ΔΙΑΦΟΡΟΠΟΙΗΣΗ ΤΗΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΣΤΟ ΕΝΑ ΑΠΟ ΤΑ ΔΥΟ ΚΤΡΙΑ



Εικόνα 5.51: Παραμορφωμένη εικόνα του φορέα κατά τον σεισμικό συνδυασμό φόρτισης NONLINEAR\_AIGIO\_M\_GQ

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	4	0,207111	0,45543	0,01008	1,491E-16	0,88104	0,4399	1,647E-16	0,001	0,02262	0,00468	0,04004	0,04335	0,45898
MODAL	Mode	5	0,207111	0,01008	0,45543	5,54E-20	0,89112	0,89533	1,647E-16	0,04514	0,0005	0,21151	0,08519	0,04385	0,67048

Εικόνα 5.52: Ποσοστό μάζας που ενεργοποιείται από τις ιδιομορφές



Εικόνα 5.53: Εμφάνιση της χρονοϊστορίας μετακίνησης του κόμβου 80 και 96

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
80	NONLINEAR_AIGIO_M_GQ	NonModHist	Max	0,008626	-0,000004792	-0,000152	0,000089	0,000102	-0,000001065
80	NONLINEAR_AIGIO_M_GQ	NonModHist	Min	-0,010293	-0,000068	-0,000785	0,000083	-0,000366	-0,000015
96	NONLINEAR_AIGIO_M_GQ	NonModHist	Max	0,026229	0,000151	-0,000166	0,000184	0,000909	-0,000003281
96	NONLINEAR_AIGIO_M_GQ	NonModHist	Min	-0,029884	0,000015	-0,001507	0,000157	-0,000326	-0,000034

Εικόνα 5.54: Μετατόπιση σε κόμβο από τον συνδυασμό φόρτισης

## 5.2.2 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)

Η στατική ανελαστική ανάλυση αφορά μη- γραμμική ανελαστική απόκριση του φορέα, υπό τη δράση οριζόντιων δυνάμεων στατικού τύπου για την προσομοίωση της σεισμικής φόρτισης.

Για την εκτέλεση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης στο συγκεκριμένο πρόγραμμα θα χρησιμοποιηθεί η δυνατότητα προσομοίωσης της ανελαστικής συμπεριφοράς σε προκαθορισμένα σημεία ενός φορέα, με τη χρήση των σημειακών πλαστικών αρθρώσεων (*hinges*).

Στο προηγούμενο κεφάλαιο (4.9.2) αναφέρθηκε ο τρόπος εισαγωγής και τα χαρακτηριστικά των πλαστικών αρθρώσεων.

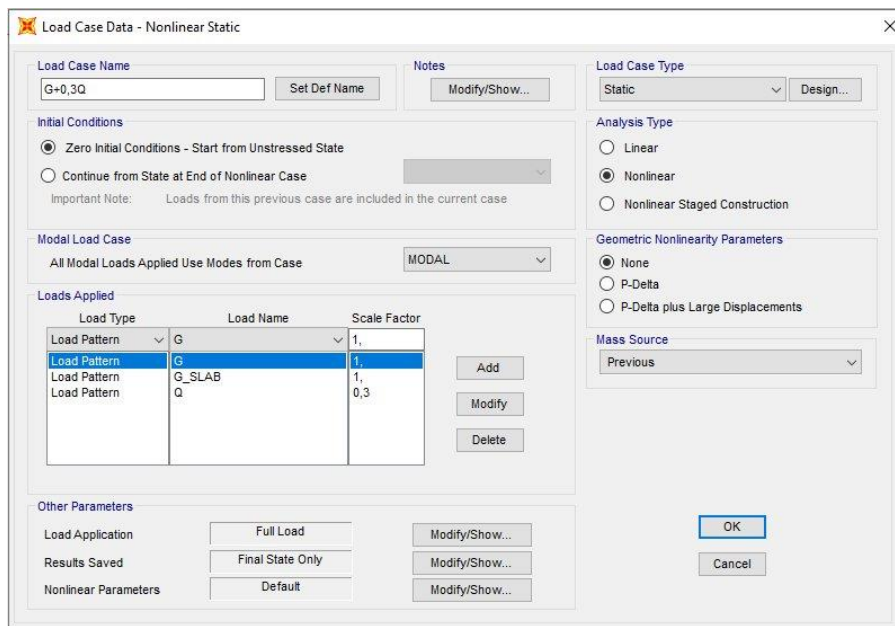
Ο ορισμός της στατικής ανελαστικής ανάλυσης γίνεται από το

Define → Load Cases → Add New Load Case,

όπου επιλέγεται Load Case Type: Static και Analysis Type: Nonlinear

Η σεισμική δράση δεν εφαρμόζεται σε έναν αφόρτιστο φορέα, αλλά σε έναν φορέα στον οποίο ενεργούν ήδη κάποια κατακόρυφα φορτία. Θα πρέπει συνεπώς, κατά την επιβολή της σεισμικής δράσης και την εκτέλεση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης, να δρουν στον φορέα τα υφιστάμενα κατακόρυφα φορτία. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί με τον ορισμό μιας πρώτης ανελαστικής στατικής ανάλυσης η οποία θα αφορά αποκλειστικά τα κατακόρυφα φορτία που ασκούνται στον φορέα κατά τη διάρκεια του σεισμού  $G+0.3Q$ .

Στη συνέχεια, η ανελαστική ανάλυση με τα οριζόντια φορτία θα ξεκινήσει από το πέρας της προηγούμενης που αφορά τα κατακόρυφα φορτία, ώστε να συνυπολογιστούν και αυτά στην τελική απόκριση.



Εικόνα 5.55: Πρώτη φάση φόρτισης

Στο παράθυρο του σχήματος επιλέγεται στο *Load Application* → *Full Load* εφόσον είναι γνωστό το επιβαλλόμενο φορτίο, στο *Results Saved* → *Final State Only* καθώς αυτό έτσι αποθηκεύεται το τελευταίο στάδιο της φόρτισης αυτής το οποίο θα αποτελεί και τις αρχικές συνθήκες για τις επόμενες φορτίσεις. Στο *Nonlinear Parameters* χρησιμοποιούνται οι προεπιλεγμένες τιμές των παραμέτρων.

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ (5.7.3.3) απαιτείται η εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών φορτίων, ώστε να λαμβάνεται (κατά το δυνατό) υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία επιλέγονται η ομοιόμορφη κατανομή και η ιδιομορφική κατανομή. Σύμφωνα με τα προβλεπόμενα στον EC8, μπορούν να εφαρμοστούν οι εξής κατανομές:

- "Ομοιόμορφη", βασισμένη σε οριζόντια φορτία ανάλογα ως προς τη μάζα κάθε ορόφου ανεξάρτητα από τη στάθμη του (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης)

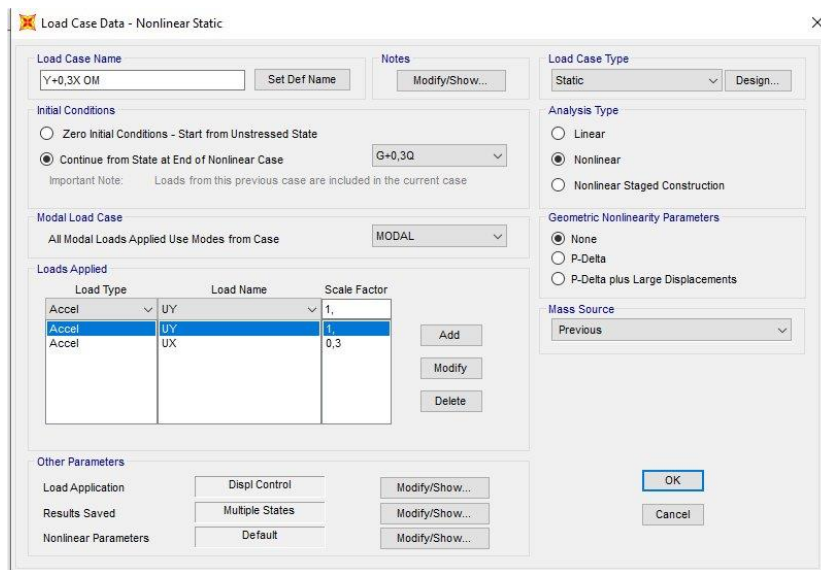
- "Ιδιομορφική", ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζοντίων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση, όπως προκύπτει από ελαστική ανάλυση.

Στην περίπτωση εφαρμογής της ανελαστικής στατικής μεθόδου το κτίριο θα αναλύεται για φορτία σε δύο διευθύνσεις, με λόγο των αντίστοιχων τεμνουσών βάσεως 10:3 και (χωριστά) 3:10. (KAN.ΠΕ 5.4.9).

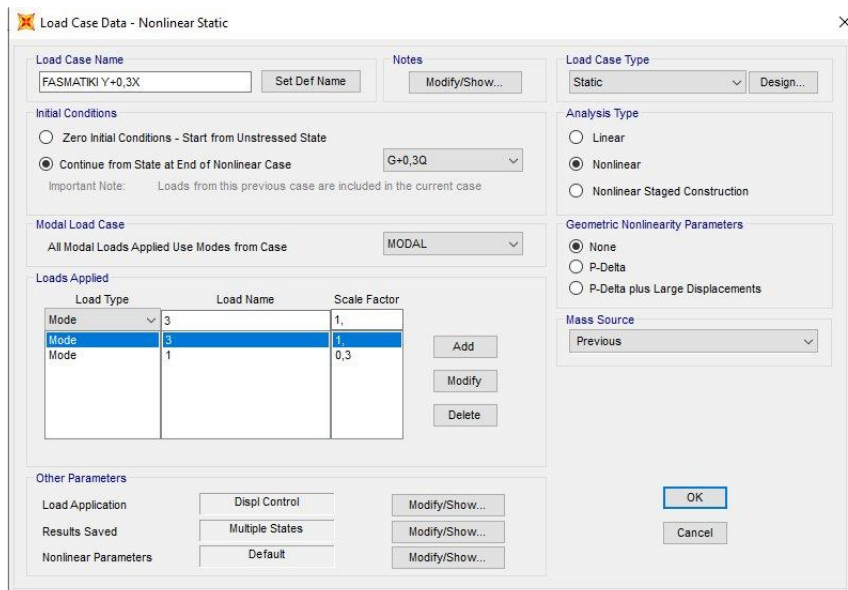
Εισάγονται οι συνδυασμοί φορτίσεως ως εξής

Define → Load Cases → Add New Load Case

Επειδή είναι συμμετρικά σε κάτοψη και τα μέλη τους είναι συμμετρικά οπλισμένα στα άκρα τους, ελέγχονται μόνο οι περιπτώσεις φόρτισης X+0,3Y και Y+0,3X.



Εικόνα 5.56: Ορισμός ομοιόμορφης κατανομής



Εικόνα 5.57: Ορισμός ιδιομορφικής κατανομής



Ως κόμβος ελέγχου ορίζεται ο κόμβος 80 που βρίσκεται στο κέντρο του φορέα και στον τελευταίο όροφο.

Οι παράμετροι της ανάλυσης είναι η εξής:

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

Full Load

Displacement Control

Control Displacement

Use Conjugate Displacement

Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of

Monitored Displacement

DOF  at Joint

Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

Εικόνα 5.58: Παράμετροι συνδυασμών φόρτισης

Results Saved for Nonlinear Static Load Cases

Results Saved

Final State Only  Multiple States

For Each Stage

Minimum Number of Saved States

Maximum Number of Saved States

Save positive Displacement Increments Only

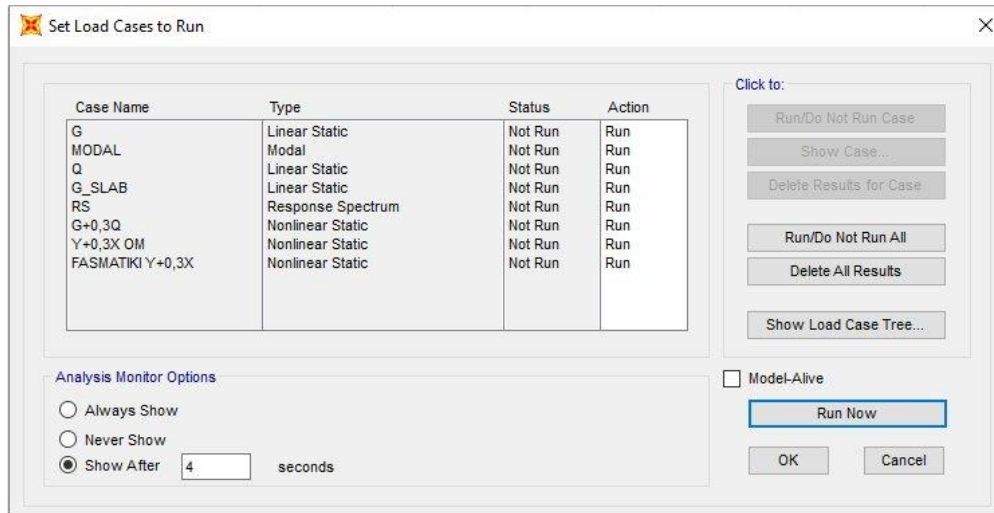
Εικόνα 5.59: Παράμετροι συνδυασμών φόρτισης

Το φάσμα αυτό εισάγεται στη διαδικασία εύρεσης του σημείου επιτελεστικότητας της ATC-40 μεθοδολογίας ως εξής:

## Defined Pushover Parameter Sets -> ATC 40 Capacity Spectrum

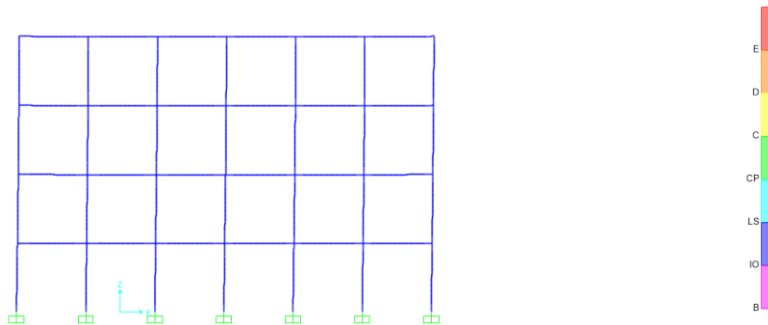
Η εκτέλεση της ανελαστικής στατικής ανάλυσης επιλέγεται

Analyze → Run Analysis → Run Now

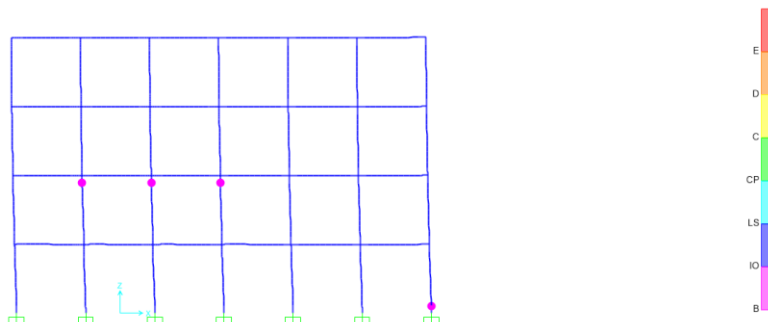


Εικόνα 5.60: Τα φορτία που θα εκτελεστούν από το SAP2000

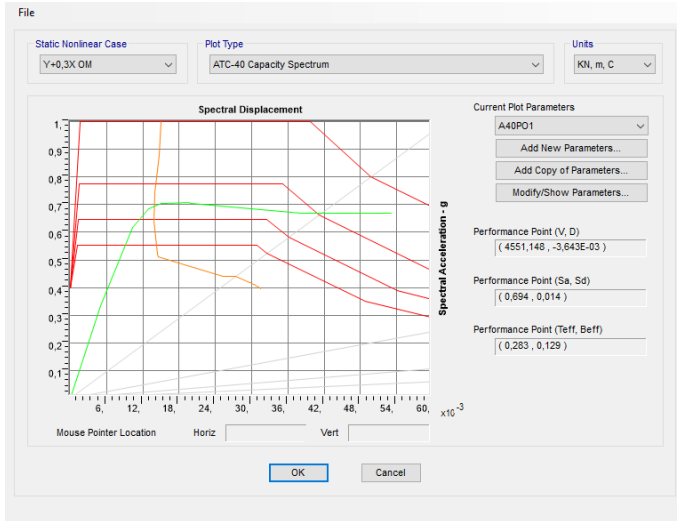
### 5.2.2.1 ENIAIO



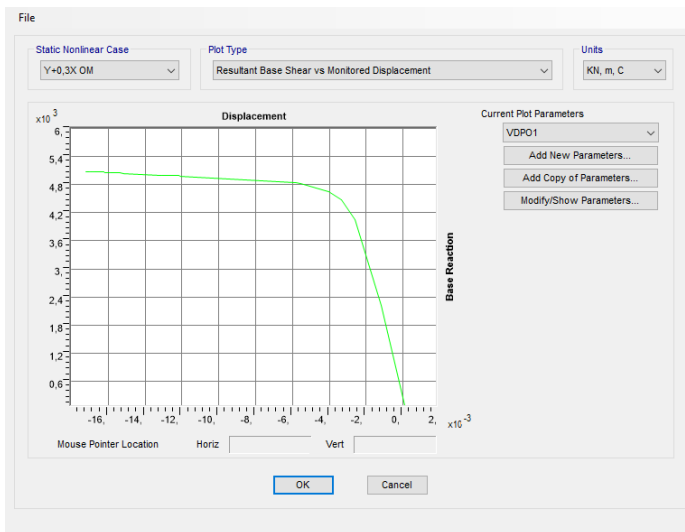
Εικόνα 5.61: Προσομοίωμα του φορέα



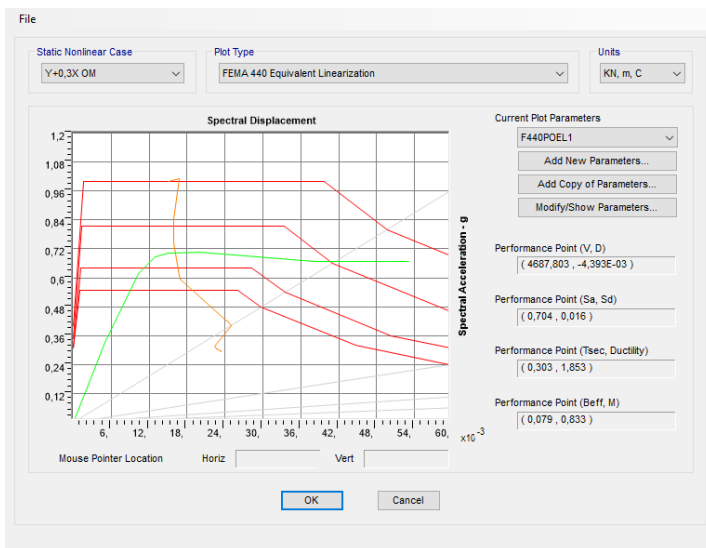
Εικόνα 5.62: Πλαστικές αρθρώσεις στην ομοιόμορφη κατανομή – STEP 2



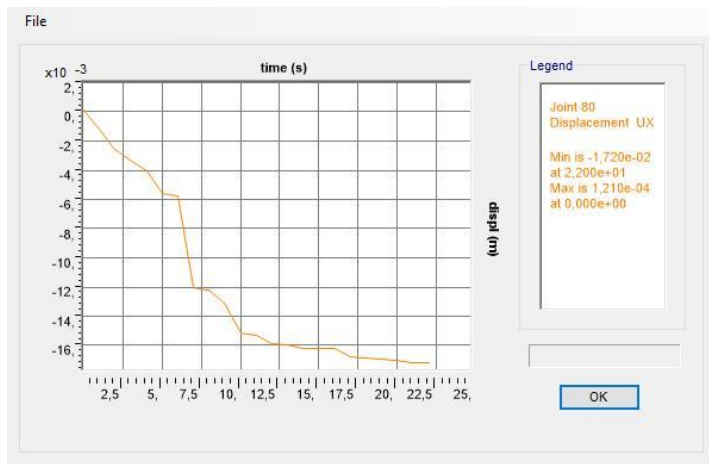
Εικόνα 5.63: Σημείο επιτελεστικότητας κατά ATC-40



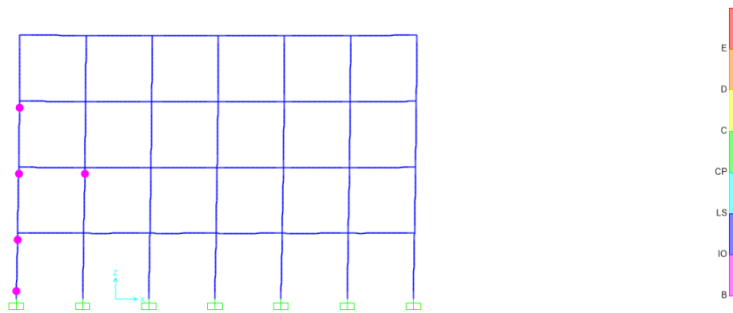
Εικόνα 5.64: Καμπύλη ικανότητας



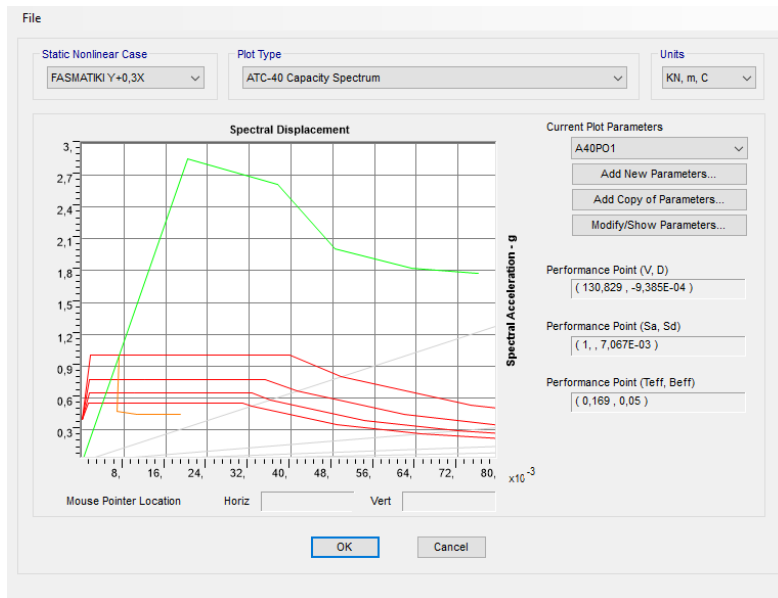
Εικόνα 5.65: Σημείο επιτελεστικότητας κατά FEMA 440



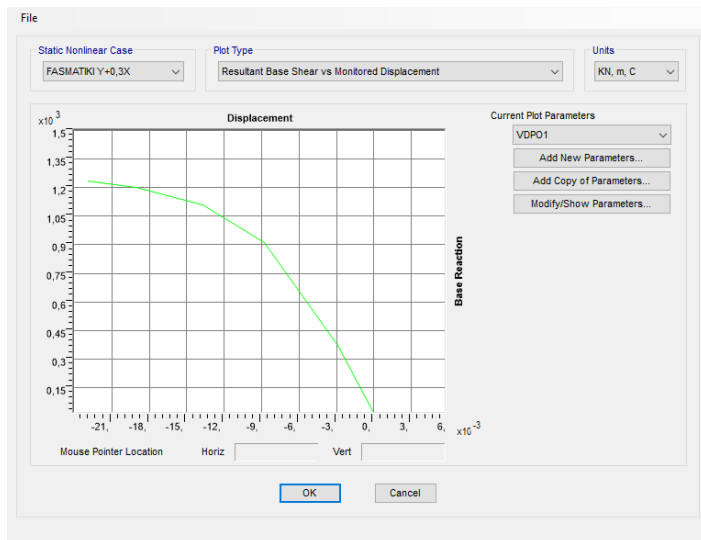
Εικόνα 5.66: Μετακίνηση στο κόμβο 80



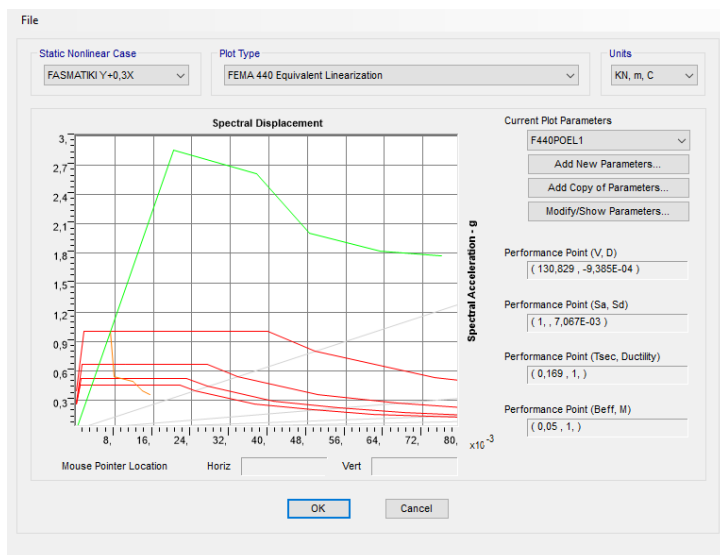
Εικόνα 5.67: Πλαστικές αρθρώσεις στην ιδιομορφική κατανομή – STEP 2



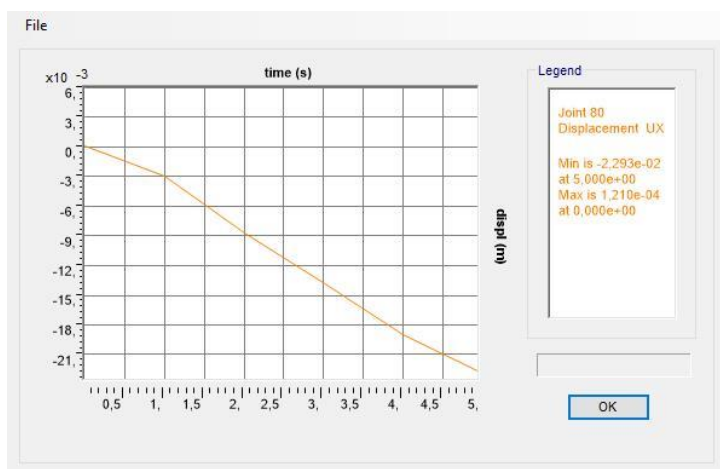
Εικόνα 5.68: Σημείο επιτελεστικότητας κατά ATC-40



Εικόνα 5.69: Καμπύλη ικανότητας



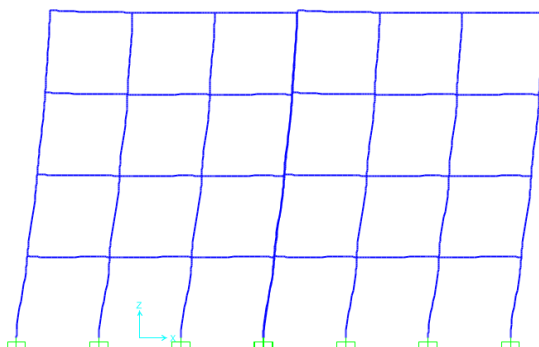
Εικόνα 5.70: Σημείο επιτελεστικότητας κατά FEMA 440



Εικόνα 5.71: Μετακίνηση στο κόμβο 80

## 5.2.2.2 ΔΙΑΚΕΝΟ

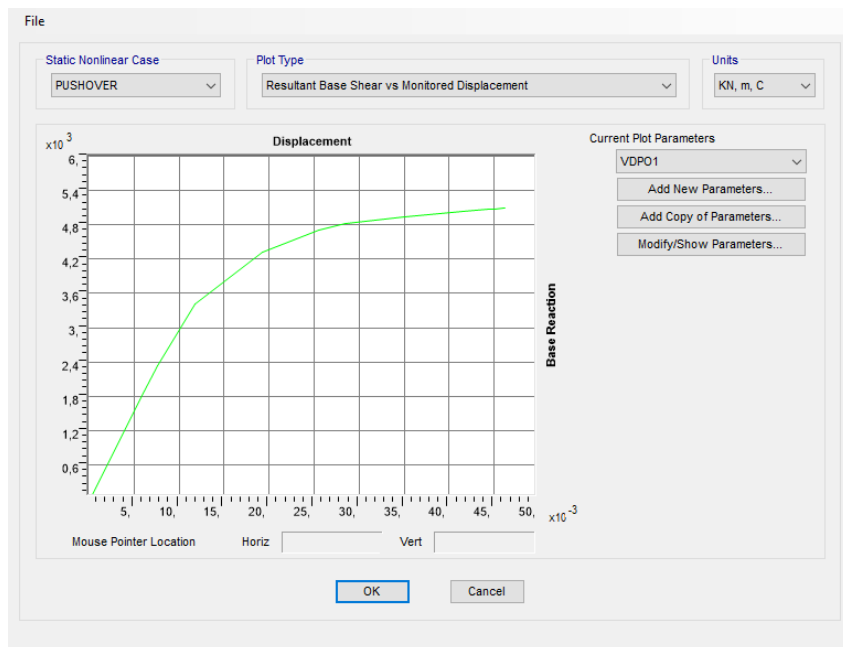
### ΙΔΙΑ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΤΩΝ ΟΜΟΡΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ



Εικόνα 5.72: Παραμορφωμένη εικόνα του φορέα κατά την PUSHOVER

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,21004	0,41647	0,00001126	6,445E-16	0,41647	0,00001126	6,445E-16	0,000001119	0,02115	0,00004108	0,000001119	0,02115	0,00004108
MODAL	Mode	2	0,21004	0,44407	0,00011	6,116E-16	0,86054	0,00012	1,256E-15	0,00001072	0,02256	0,00003841	0,00001183	0,04371	0,00007949
MODAL	Mode	3	0,21004	0,0000103	0,33578	1,502E-17	0,86055	0,3359	1,271E-15	0,03335	5,234E-07	0,27327	0,03336	0,04371	0,27335
MODAL	Mode	4	0,21004	0,00001598	0,52467	2,926E-15	0,86056	0,86056	4,197E-15	0,05211	8,118E-07	0,17479	0,08548	0,04371	0,44814

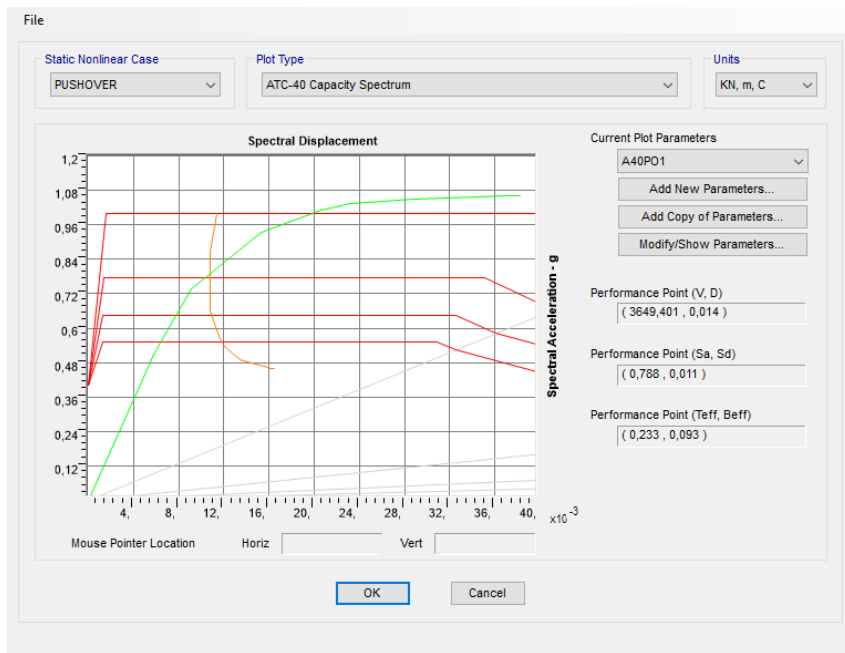
Εικόνα 5.73: Ποσοστό μάζας που ενεργοποιείται από τις ιδιομορφές



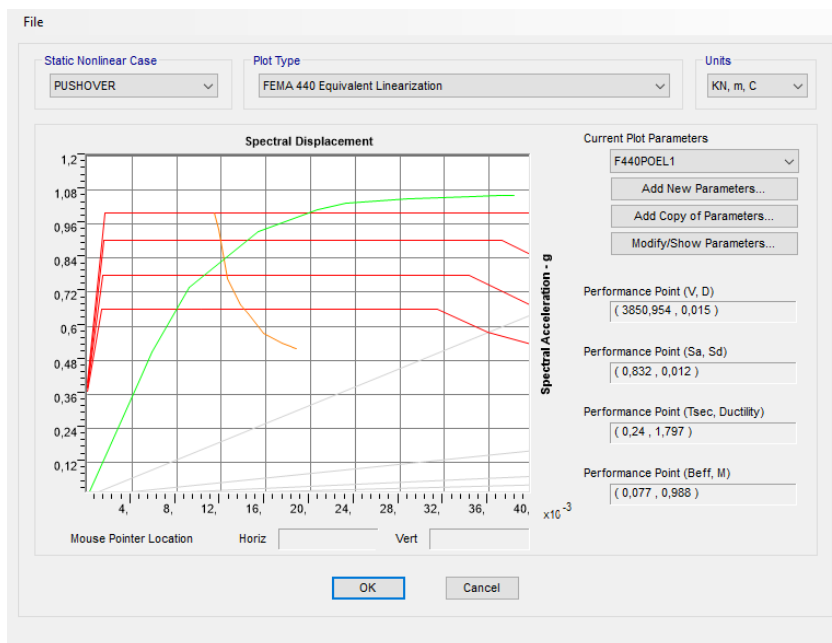
Εικόνα 5.74: Καμπύλη ικανότητας

TABLE: Base Reactions																				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ	GlobalX	GlobalY	GlobalZ	XCentroidFX	YCentroidFX	ZCentroidFX	XCentroidFY	YCentroidFY	ZCentroidFY	XCentroidFZ	YCentroidFZ	ZCentroidFZ
Text	Text	Text	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
PUSHOVER	NonStatic	Max	-48	1,299E-11	16926,001	6,045E-10	-76696,2632	72	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PUSHOVER	NonStatic	Min	-5134,022	-6,535E-11	16926,001	-1,467E-10	-122470,46	72	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

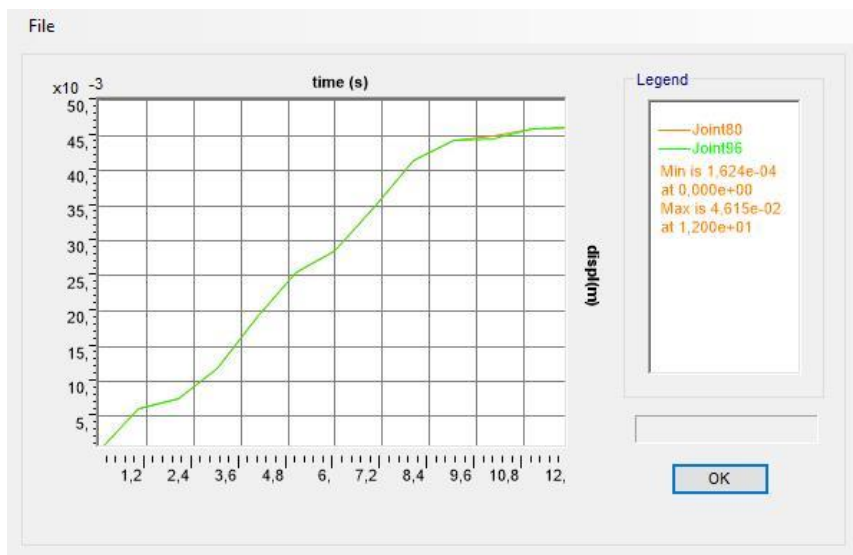
Εικόνα 5.75: Τέμνουσα βάση



Εικόνα 6 Σημείο επιτελεστικότητας κατά ATC-40



Εικόνα 5.77: Σημείο επιτελεστικότητας κατά FEMA 440

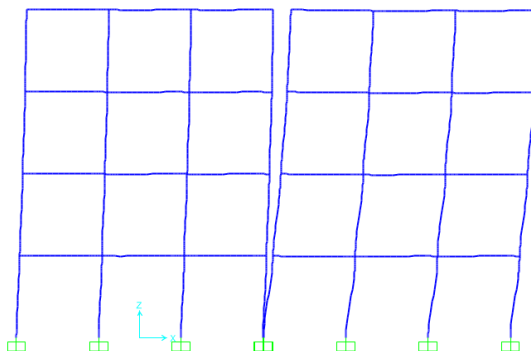


Εικόνα 5.78: Μετακίνηση στο κόμβο 80 και 96

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
80	PUSHOVER	NonStatic	Max	0,046146	-0,000035	-0,000522	0,000104	0,000286	-0,000007876
80	PUSHOVER	NonStatic	Min	0,000162	-0,000105	-0,001077	0,000089	-0,000085	-0,000043
96	PUSHOVER	NonStatic	Max	0,046047	0,000262	0,000066	0,000088	0,000049	-0,000007876
96	PUSHOVER	NonStatic	Min	0,000162	0,000035	-0,000514	0,000076	0,000091	-0,00004

Εικόνα 5.79: Μετατόπιση σε κόμβο από τον συνδυασμό φόρτισης

## ΔΙΑΦΟΡΟΠΟΙΗΣΗ ΤΗΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΣΤΟ ΕΝΑ ΑΠΟ ΤΑ ΔΥΟ ΚΤΡΙΑ

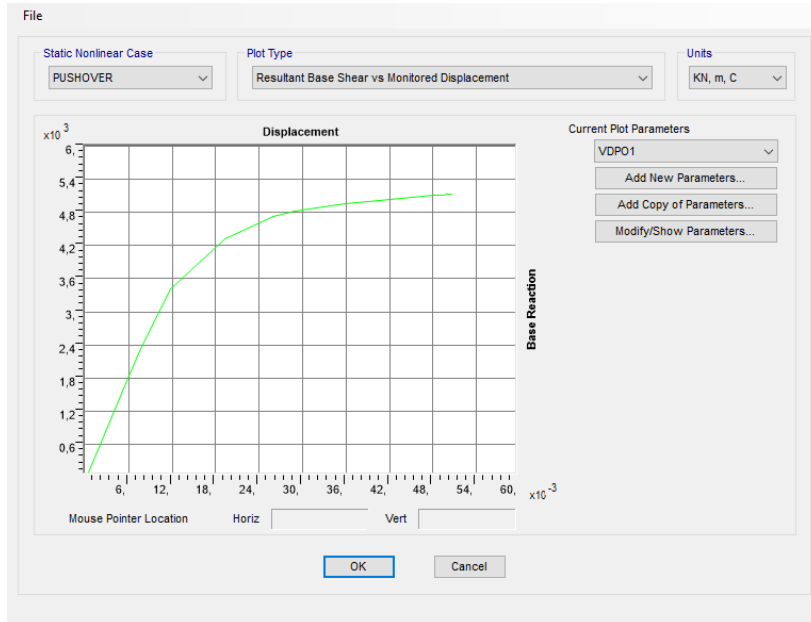


Εικόνα 5.80: Παραμορφωμένη εικόνα του φορέα κατά την PUSHOVER



TABLE: Modal Participating Mass Ratios																
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ	
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	
MODAL	Mode	1	0,331271	0,41505	0	3,895E-18	0,41505	0	3,895E-18	1,127E-17	0,01911	2,299E-20	1,127E-17	0,01911	2,299E-20	
MODAL	Mode	2	0,309064	1,018E-19	0,41924	3,712E-18	0,41505	0,41924	7,608E-18	0,03533	7,235E-18	0,24578	0,03533	0,01911	0,24578	
MODAL	Mode	3	0,280252	0	0	9,06E-19	0,41505	0,41924	8,514E-18	4,928E-19	1,639E-20	0,19629	0,03533	0,01911	0,44208	

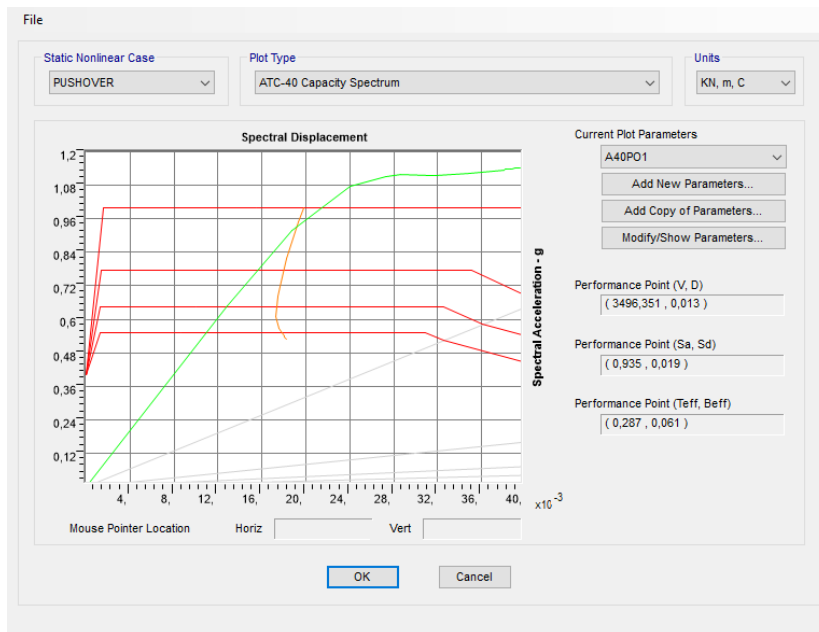
Εικόνα 5.81: Ποσοστό μάζας που ενεργοποιείται από τις ιδιομορφές



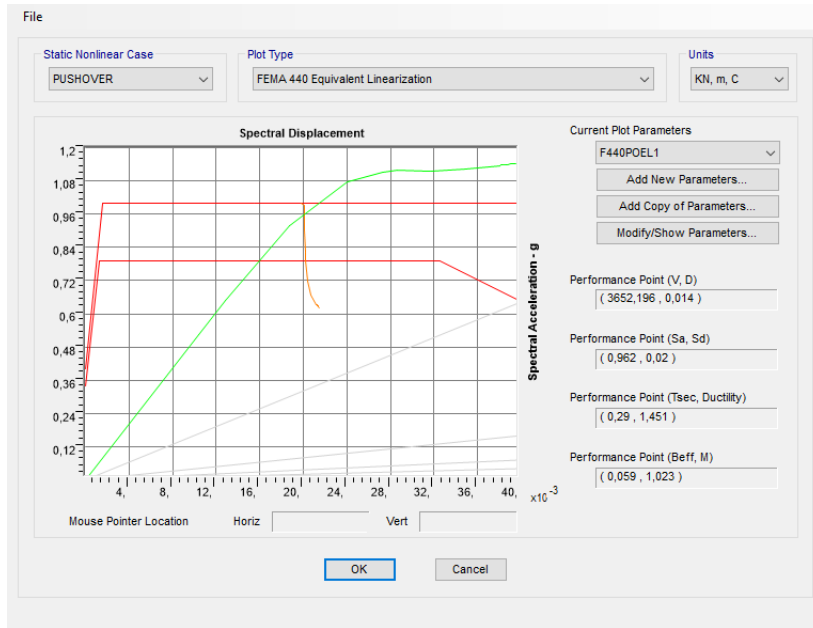
Εικόνα 5.82: Καμπύλη ικανότητας

TABLE: Base Reactions																				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ	GlobalX	GlobalY	GlobalZ	XCentroidFX	YCentroidFX	ZCentroidFX	XCentroidFY	YCentroidFY	ZCentroidFY	XCentroidFZ	YCentroidFZ	ZCentroidFZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
PUSHOVER	NonStatic	Max	-48	3,311E-11	1,6635,001	1,563E-09	-74071,4416	72	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PUSHOVER	NonStatic	Min	-5179,695	-1,549E-10	1,6635,001	-8,97E-11	-120296,695	72	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

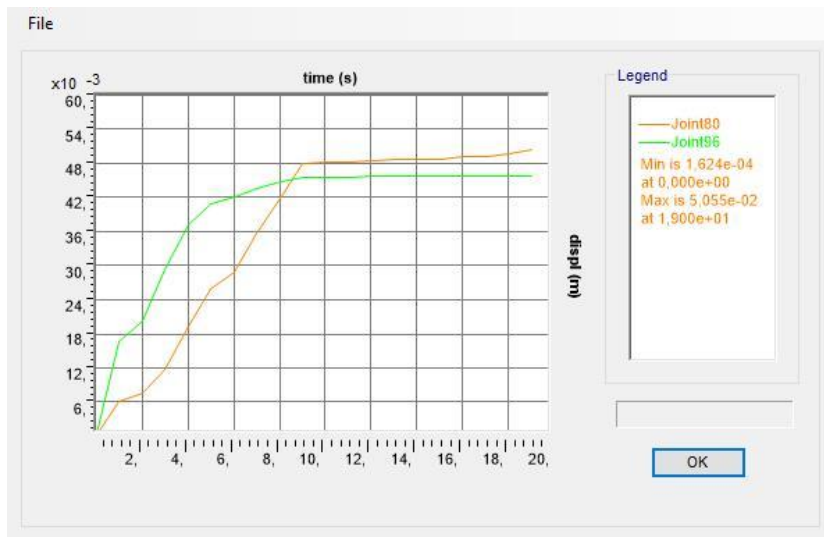
Εικόνα 5.83: Μετατόπιση σε κόμβο από τον συνδυασμό φόρτισης



Εικόνα 5.84: Σημείο επιτελεστικότητας κατά ATC-40



Εικόνα 5.85: Σημείο επιτελεστικότητας κατά FEMA 440



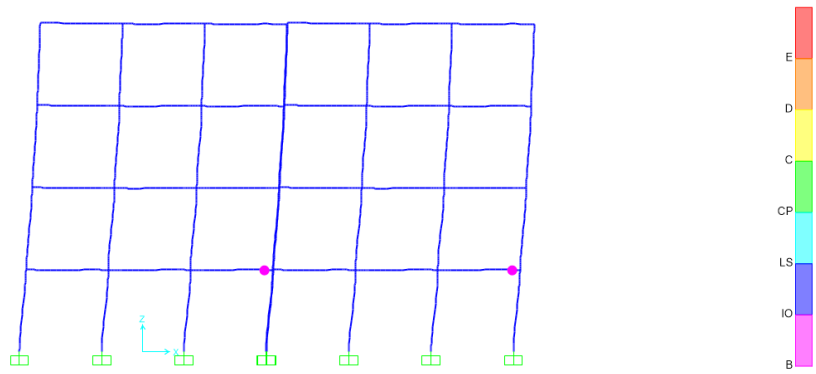
Εικόνα 5.86: Μετακίνηση στο κόμβο 80 και 96

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
80	PUSHOVER	NonStatic	Max	0,050553	-0,000035	-0,000522	0,000106	0,000285	-0,000007876
80	PUSHOVER	NonStatic	Min	0,000162	-0,000105	-0,001082	0,000089	-0,000085	-0,000057
96	PUSHOVER	NonStatic	Max	0,045916	0,000122	0,000205	0,000176	0,001143	-0,00002
96	PUSHOVER	NonStatic	Min	0,000434	0,000091	-0,000845	0,000161	0,000215	-0,000026

Εικόνα 5.87: Μετατόπιση σε κόμβο από τον συνδυασμό φόρτισης

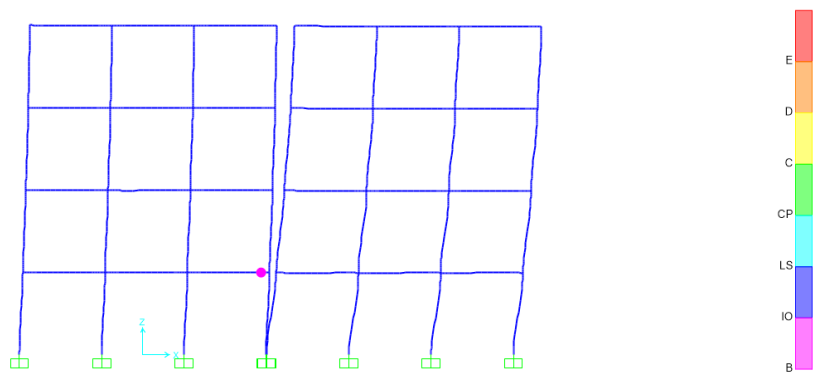
Εδώ παρουσιάζονται τα προσομοιώματα την πρώτη στιγμή που διαρρέουν:

Χωρίς διαφοροποίηση της δυσκαμψίας



Εικόνα 5.88: Πλαστικές αρθρώσεις – STEP 3

Με διαφοροποίηση της δυσκαμψίας



Εικόνα 5.89: Πλαστικές αρθρώσεις – STEP 3

## 5.3 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

### 5.3.1 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Συμπερασματικά εξάγεται ως αποτέλεσμα ότι κατά την ελαστική φασματική ανάλυση μικρότερη μετατόπιση του κόμβου στο υψηλότερο όροφο στο κόμβο αναφοράς (joint 80) έχουμε στις περιπτώσεις που υπάρχει διάκενο.

Αυτό αλλάζει μόνο όταν αλλάξει η δυσκαμψία ενός κτιρίου και σε αυτό με την μειωμένη, έχουμε τη μεγαλύτερη μετατόπιση.

Αυτή η τιμή μετριάζει στην περίπτωση που το διάκενο είναι αντισεισμικός αρμός (gar).

### 5.3.2 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ

Συμπεραίνεται ότι κατά την ελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας η μετατόπιση του κόμβου αναφοράς είναι ίδια και στις τρεις περιπτώσεις κτιρίου.

Εκεί που διαφοροποιείται είναι στη μείωση δυσκαμψίας του ενός στελέχους, που σε αυτή τη περίπτωση όπως είναι λογικό αυξάνεται η μετατόπιση, αλλά στο φορέα με το gar η τιμή αυτή είναι υποπολλαπλάσιά της. Οπότε εκτιμάται ότι σε αυτή τη περίπτωση η εφαρμογή αντισεισμικού αρμού (gar) συμβάλλει πολύ θετικά

### 5.3.3 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ

Κατά την ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας μικρότερη μετατόπιση πραγματοποιείται στα κτίρια με τον αντισεισμικό αρμό (gar).

Όταν αλλάξει η δυσκαμψία του ενός κτιρίου, σε αυτό με την μειωμένη, έχουμε τη μεγαλύτερη μετατόπιση.

Η εφαρμογή του gar μειώνει κατά πολύ τη τιμή αυτή.

### 5.3.4 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)

Κατά την ανάλυση Pushover η μετακίνηση του κόμβου 80 στον τελευταίο όροφο στο ενιαίο κτίριο είναι μικρότερη.

Μάλιστα η διαφορά στη τιμή είναι αξιόλογη σε σχέση με τους άλλους δύο τρόπους που περιλαμβάνουν διάκενο .

Επιπλέον όπως παρουσιάστηκε κατά την ανάλυση, η μέθοδος Pushover δίνει τη δυνατότητα της χρήσης πλαστικών αρθρώσεων και την εξαγωγή συμπερασμάτων για τη στιγμή διαρροή του φορέα.

Έτσι στην περίπτωση που εξετάζεται εδώ, από τα προσομοιώματα που παρουσιάστηκαν παραπάνω, φαίνεται ότι διαρρέει σε δύο σημεία ο φορέας που δεν έχει μεταβολή στη δυσκαμψία του. Θετικό στοιχείο είναι ότι η διαρροή γίνεται στις δοκούς και στις δύο περιπτώσεις.

Τέλος μέσα από τα διαγράμματα (τέμνουσας βάσης- μετατόπισης) παρατηρείται ότι στο φορέα με το διάκενο οι μεγαλύτερες τέμνουσες βάσης (και για τις δύο περιπτώσεις δυσκαμψίας) επιφέρουν μεγαλύτερες μετακινήσεις.

# 6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

---

## 6.1 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Κατά την διαδικασία ανάλυσης του φορέα παρουσιάστηκαν 4 μέθοδοι σεισμικής ανάλυσης και επιπροσθέτως εξετάστηκαν 3 είδη κτιρίων.

Πιο συγκεκριμένα εφαρμόστηκαν οι εξής μέθοδοι:

- ελαστική φασματική ανάλυση
- δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας
- ανελαστική στατική ανάλυση (pushover)
- ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

και τα εξής είδη κτιρίων:

- δύο όμορα κτίρια τα οποία χωρίζονται από κατασκευαστικό αρμό 2cm
- δύο όμορα κτίρια που διαχωρίζονται με αντισεισμικό αρμό (gar) 2cm
- η περίπτωση που δεν διαχωρίζονται τα κτίρια, δρουν ως ένα ενιαίο

Στόχος της μελέτης αυτής ήταν να απαντηθεί το ερώτημα που βάζει από τον τίτλο κιόλας η διπλωματική εργασία «Κατασκευαστικοί αρμοί. Διατήρηση, διαμόρφωση σε αντισεισμικούς ή κατάργηση;».

Έτσι ορίστηκε ένας κόμβος σαν κόμβος αναφοράς και εξετάστηκε η μετακίνησή του κατά τη διάρκεια εκτέλεσης των μεθόδων ανάλυσης. Για τα δύο είδη κτιρίων με διάκενο, αυτό με κατασκευαστικό αρμό και αυτό με τον αντισεισμικό (gar), ορίστηκε και δεύτερος κόμβος αναφοράς, οι οποίοι βρίσκονταν εκατέρωθεν του διάκενου.

Συμπερασματικά καταλήγουμε στα εξής:

- ✓ Το ενιαίο κτίριο παρουσίασε τα καλύτερα αποτελέσματα στην πλειοψηφία των αναλύσεων.
- ✓ Η μέθοδος με το gar μειώνει σε μεγάλο βαθμό τις μετακινήσεις. Στο στέλεχος του κτιρίου που έγινε μείωση της δυσκαμψίας και άρα αυξήθηκαν οι μετακινήσεις του, με την ύπαρξη του ελατηρίου (gar), η μετατόπιση του κόμβου στο στέλεχος αυτό έπεσε σε τιμές αντίστοιχες του ενιαίου φορέα.
- ✓ Στην πλειοψηφία των αναλύσεων που έγιναν οι μετακινήσεις του ενιαίου κτιρίου έφτασαν στην τιμή των 2,5cm, σε αντίθεση με τις δυο περιπτώσεις με διάκενο όπου έφτασε η μετακίνηση του κόμβου στον τελευταίο όροφο του φορέα στα 5cm.

Η απάντηση στο ερώτημα που έβαζε η διπλωματική εργασία ,καταλήγοντας η διερεύνηση, είναι η κατάργηση των κατασκευαστικών αρμών στα υφιστάμενα κτίρια και στις καινούργιες κατασκευές η μη εφαρμογή τους, έχοντας υπόψη όλες τις παραδοχές που έχουν γίνει στην αρχή και κατά τη διάρκεια της διερεύνησης.

Θετικό σενάριο θα ήταν και η εφαρμογή αντισεισμικών αρμών βάσει των αποτελεσμάτων που παρουσιάστηκαν παραπάνω στην ενότητα, αλλά οι διάφορες δυσκολίες που εμπεριέχει η εφαρμογή τους, καθιστούν μια ενιαία κατασκευή, χωρίς κατασκευαστικό αρμό την πιο εύκολη και συμφέρουσα από όλες τις απόψεις.

## 6.2 ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

Όπως έχει αναφερθεί και από την εισήγηση κιάλας το θέμα του κατασκευαστικού αρμού είναι ένα περίπλοκο ζήτημα που δημιουργεί αντιπαραθέσεις στο χώρο των μηχανικών, για το ποιος τρόπος εφαρμογής είναι ορθότερος.

Η διπλωματική εργασία εξέτασε το ζήτημα αυτό καταλήγοντας μέσα από παραδοχές και συγκεκριμένους τρόπους ανάλυσης στο συμπέρασμα ότι δεν χρειάζεται κατασκευαστικός αρμός και σε όποια υφιστάμενη κατασκευή υπάρχει θα μπορούσε να καταργηθεί και τα σεισμικά οριζόντια φορτία θα τα παραλάμβανε επιτυχώς.

Η διερεύνηση μπορεί να προχωρήσει παρακάτω και σε άλλα ζητήματα που προκύπτουν μέσα από το θέμα του κατασκευαστικού αρμού ή να επαναλάβει την διερεύνηση αυτή παίρνοντας υπόψη κι άλλα ζητήματα ή αλλάζοντας παραδοχές. Πιο συγκεκριμένα:

- Θα μπορούσε αρχικά να αλλάξει το γραμμικό στοιχείο σύνδεσης των δύο πτερυγίων των κτιρίων. Αντί για gar θα μπορούσε να εφαρμοσθεί ένα άλλο στοιχείο και να εξεταστεί το πώς θα αντιδράσει ο φορέας.
- Η ανάλυση να γίνει απαλείφοντας παραδοχές που ορίστηκαν στη τωρινή εργασία όπως η μη ύπαρξη εκκεντρότητας. Ένας φορέας που σχηματίζει π.χ. γάμα (Γ) δημιουργεί άλλο εντατικό πεδίο (παρουσία στρέψης) σε σχέση με τον φορέα που αναλύθηκε που ήταν συμμετρικός.  
Μια άλλη θεώρηση που έγινε ήταν η παραδοχή ότι οι όροφοι των υφιστάμενων κτιρίων είναι ισόσταθμοι (ίδιο ύψος ορόφων και πλάκας ορόφου). Μια διαφοροποίηση σε αυτό στο ένα από τα δύο στελέχη του προσομοιώματος θα δημιουργούσε άλλη κατάσταση.
- Ένα άλλο στέλεχος της ανάλυσης που θα μπορούσε να αλλαχθεί και θα διαφοροποιούσε τα αποτελέσματα είναι ο ορισμός διαφορετικής σεισμικής διέγερσης και εισαγωγής περισσότερων συναρτήσεων χρονοϊστορίας στην ανάλυση
- Τέλος η προσομοίωση του φορέα να πραγματοποιηθεί σε άλλο λογισμικό πρόγραμμα (εδώ έγινε χρήση του SAP2000 v20.0.0) και να συγκριθούν τα αποτελέσματα, ώστε να εξακριβωθεί σε ποιο βαθμό επηρεάζουν οι παραδοχές του λογισμικού το πόρισμα της μελέτης.

## 7 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

---

- [1] Ο.Α.Σ.Π., **ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ**, 1η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013
- [2] Ο.Α.Σ.Π., **Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός**, 2003
- [3] ΚΑΝ.ΕΠΕ, **Κανονισμός Επεμβάσεων Τελικό κείμενο-3**, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.) Αθήνα, 2013
- [4] ΕΑΚ, **Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός** 2000, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.) Αθήνα, 2000
- [5] **CEN (2004)**, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, **EN 1998-3:2005**
- [6] Μανούκας Γ. Αθανοσοπούλου Α. , Αβραμίδης Ι., **Πρόσφατες Εξελίξεις στις Απλοποιητικές Μεθόδους Ανάλυσης Κατασκευών Ω.Σ**, [Βιβλίο] -Πάφος 16ο Συνέδριο Σκυροδέματος 2009
- [7] Παπασταματίου Δ., **Τεχνική σεισμολογία**, Αθήνα, 1997
- [8] Βεργίνη Δ., Τσιουμπής Κ., **Αποτίμηση της Σεισμικής Συμπεριφοράς Κτιρίων από Ω.Σ με Χρήση Ελαστικών-Ανελαστικών Μεθόδων**, Τει Πειραιά- Τμήμα Πολιτικών Δομικών Έργων, 2013
- [9] Κοσμόπουλος Α., **Αποτίμηση Σεισμικής Συμπεριφοράς και Ενίσχυση Μη-Κανονικών σε Κάτοψη Κατασκευών Ωπλισμένου Σκυροδέματος**, Διδακτορική Διατριβή , Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών – Πατρα, 2005
- [10] Μώκος Β., **Κανονισμός Επεμβάσεων**, ΚΑΝ.ΕΠΕ (Σχέδιο 5ο) Βασικές Αρχές , Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας
- [11] CSI, **Analysis Reference Manual Chapter XIV The Link/Support Element—Basic**
- [12] ΙΩΑΝΝΗΣ Ν. ΨΥΧΑΡΗΣ, **ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕ ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ, ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΟ ΜΑΘΗΜΑ ΤΟΥ 9ου ΕΞΑΜΗΝΟΥ - ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑ 2**, 2015
- [13] Ζέρης Χρήστος, Μαχαίρας Ευάγγελος, **Επιρροή της Διαφραγματικής Λειτουργίας σε Κτίρια με Τοιχώματα από ΟΣ**, Πρακτικά 3ου Πανελληνίου Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας, Αθήνα, 5-7 Νοεμβρίου, Άρθρο 2033, 2008

[14] Ηλίας Παναγιώτης, **Αποτίμηση ανελαστικής συμπεριφοράς κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα**, διπλωματική εργασία, επιβλέπων Β. Κουμούσης, Νοέμβριος 2010

[15] Δόδουλα Ευγενία, **Προσομοίωση σεισμικής συμπεριφοράς τοιχωμάτων-προσκρουστήρων σε κτίρια**, διπλωματική εργασία, επιβλέπων Κωνσταντίνος Σπηλιόπουλος, Αθήνα, Μάρτιος 2013

[16] Κουραμάνου Ματίλντα, **Ενίσχυση κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. έναντι προοδευτικής κατάρρευσης**, διπλωματική εργασία, επιβλέπων Ν. Λαγαρός, Αθήνα 2013

[17] Εξακουστίδου Ε. Αγγελική Μαρία, Σουξές Π. Αθανάσιος, **Διερεύνηση του τρόπου σύνδεσης των διαφραγμάτων όμορων και ισόσταθμων κτιρίων, με ταυτόχρονη ενίσχυση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ, με σκοπό τη βελτίωση της συμπεριφοράς του συνόλου**, διπλωματική εργασία, επιβλέπων Εμμανουήλ Βουγιούκας, Αθήνα, 2015