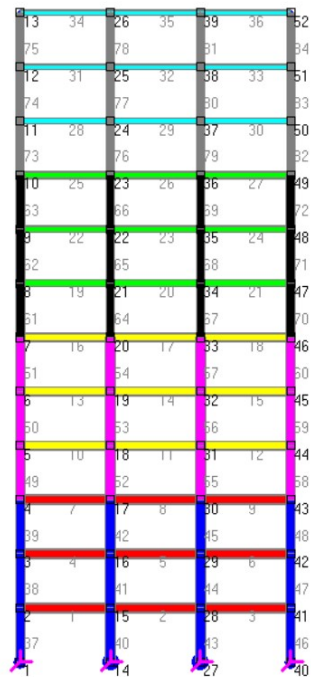


ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΠΙΠΕΔΩΝ ΠΛΑΙΣΙΑΚΩΝ ΦΟΡΕΩΝ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΚΑΤΑΛΛΗΛΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ



ΓΛΗΓΟΡΗΣ ΜΑΡΙΟΣ : 7585

ΜΠΑΣΙΑΔΓΜΑΣ ΑΝΑΣΤΑΣΙΟΣ : 7479

ΕΠΟΠΤΕΥΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ : ΔΙΟΝΥΣΙΟΣ ΜΠΙΣΚΙΝΗΣ

ΠΑΤΡΑ 2023

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Στη πορεία αυτής της πτυχιακής, βασιστήκαμε σε άτομα τα οποία θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε ξεχωριστά, στην προσπάθεια μας να καλύψουμε ένα θέμα με μεγάλο ενδιαφέρον στον χώρο της μηχανικής , καθώς και στην απόκτηση νέων γνώσεων.

Για αρχή, θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε τον Καθηγητή κ. Δημήτριο Μπάρο, που δέχθηκε να αναλάβει την πτυχιακή μας εργασία, καθώς και για την συνεχή παροχή βοήθεια, την επίλυση αποριών και τη παρακολούθηση της προόδου της εργασίας.

Θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε, επίσης, θερμά τον Καθηγητή κ. Διονύσιο Μπισκίνη, ο οποίος ανέλαβε την επίβλεψη της πτυχιακής μας εργασίας, μετά τον κ. Μπάρο. Οι γνώσεις του πάνω στο αντικείμενο και η προθυμία του για βοήθεια αποτέλεσαν βασικό παράγοντα στην ορθή ολοκλήρωση της εργασίας.

Τέλος, σε προσωπικό επίπεδο, ως Αναστάσιος Μπασιαδήμας, θα ήθελα να ευχαριστήσω την μητέρα μου, Βασιλική Τσιάκα, για την ανεκτίμητη στήριξή της και γνώση της, που με βοήθησαν σε κάθε δύσκολη στιγμή.

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Ο κλάδος της τεχνικής σχεδίασης των κατασκευών έχει γνωρίσει σημαντικές αλλαγές και εξελίξεις καθώς χάρη στην εξέλιξη της τεχνολογίας και την ανάπτυξη προγραμμάτων ανάλυσης, έγινε πιο εύκολος ο έλεγχος της σεισμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής σε σχέση με παλαιότερα χρόνια όπου απαιτούνταν πολλαπλές δοκιμές από τον ίδιο τον μηχανικό δοκιμές οι οποίες απαιτούσαν πολύ χρόνο και εξαιρετική θεωρητική γνώση του αντικειμένου.

Εξαιτίας όλης αυτής της ανάπτυξης σήμερα οι μηχανικοί και οι σχεδιαστές των κατασκευών πρέπει να είναι σε θέση να εφαρμόζουν τις διάφορες τεχνικές και πρακτικές που έχουν στη διάθεσή τους, ενώ θα πρέπει να έχουν ικανότητα να χρησιμοποιούν τους υπολογιστές. Υπάρχουν διάφορα προγράμματα χάρη στα οποία πραγματοποιούνται σήμερα οι αναλύσεις εξοικονομώντας χρόνο από το μηχανικό και την κατασκευή.

Χάρη στους υπολογιστές και τα προγράμματα μπορούμε να προσομοιώσουμε πλέον με μεγάλη ακρίβεια τις κατασκευές μας, να μελετήσουμε τη συμπεριφορά τους με βάση πραγματικά γεγονότα (π-χ σεισμούς) και να αλλάξουμε με μεγάλη ακρίβεια την αντισεισμική συμπεριφορά τους.

Για να συμβούν όλα αυτά πρέπει να υπάρχει η γνώση του τρόπου συμπεριφοράς των κατασκευών σε ανελαστικά φαινόμενα μετά από τυχόν ζημιές έως το σημείο κατάρρευσης. Γι' αυτό και στα πλαίσια της εργασίας εστιάσαμε στην ανάλυση push-over η οποία είναι μια σύγχρονη μέθοδος με εφαρμογή σε όλα τα στάδια της κατασκευής που περιγράψαμε πάνω, καθώς και στην ανάλυση χρονοϊστορίας η οποία με βάση πραγματικά σεισμικά γεγονότα μας δίνει τη δυνατότητα να αντιληφθούμε τη συμπεριφορά της κατασκευής.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Σκοπός της εργασίας είναι η προσομοίωση και ανελαστική ανάλυση διαφόρων μεταλλικών πλαισίων με χρήση διαφόρων μεθόδων με σκοπό την εκτίμηση της συμπεριφοράς αυτών σε περίπτωση σεισμού.

Στο πρώτο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι διάφοροι μέθοδοι ανάλυσης ελαστικές και ανελαστικές καθώς και οι βασικές αρχές των θεσμικών κανονισμών που χρησιμοποιούμε σήμερα.

Στο δεύτερο κεφάλαιο αναλύεται η ανελαστική στατική ανάλυση pushover και ανελαστική δυναμική ανάλυση(ανάλυση χρονοϊστορίας). Αναφέρονται γενικές πληροφορίες οι διάφορες χρήσεις των μεθόδων, ο τρόπος προσομοίωσης κατά τη χρήση των αναλύσεων αυτών κλπ.

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζεται η προσομοίωση και ανάλυση των πλαισιακών φορέων που εξετάστηκαν στην παρούσα πτυχιακή με τη χρήση του προγράμματος Telaio2D. Γίνεται αναλυτικά λόγος για τις αναλύσεις που χρησιμοποιήθηκαν και παρουσιάζονται τα προσομοιώματα, τα φορτία και τα αποτελέσματα των αναλύσεων.

Τέλος στο τέταρτο κεφάλαιο σημειώνονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από τις αναλύσεις αυτές και συνολικά από την πτυχιακή εργασία.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ:

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ – ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	8
1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	8
1.2 ΚΑΤΗΓΟΡΙΟΠΟΙΗΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	8
1.2.1 ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ.....	9
1.2.2 ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	10
1.2.3 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	11
2. ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ – ΑΝΑΛΥΣΗ PUSHOVER ΚΑΙ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ – ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ	
2.1 ΓΕΝΙΚΑ.....	14
2.1.1 ΓΕΝΙΚΕΣ ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΕΣ.....	14
2.1.2 ΧΡΗΣΗ PUSHOVER ΣΕ ΝΕΑ ΚΑΙ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΑ ΚΤΗΡΙΑ....	15
2.1.3 Ο ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ a_u/a_1	15
2.1.4 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ PUSHOVER.....	17
2.1.4.1 ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΦΟΡΤΙΩΝ.....	18
2.1.4.2 ΚΑΘ΄ΥΨΟΣ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΦΟΡΤΙΩΝ.....	18
2.1.4.3 ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΦΟΡΤΙΩΝ.....	19
2.1.4.4 ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΦΟΡΤΙΩΝ.....	19
2.1.5 ΚΥΡΙΑ ΚΑΙ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΝΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.....	19
2.1.6 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΡΟΠΩΝ ΚΑΜΠΥΛΟΤΗΤΩΝ (M-φ).....	20
2.1.7 ΓΩΝΙΑ ΣΤΡΟΦΗΣ – ΧΟΡΔΗΣ.....	21
2.1.8 ΕΝΕΡΓΟΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ.....	26
2.1.9 ΔΙΑΤΜΗΣΗ.....	26
2.1.10 ΔΙΑΦΟΡΟΠΟΙΗΣΕΙΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ.....	28
2.1.10.1 ΔΟΚΟΙ ΚΑΙ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΣΕ ΚΑΜΨΗ.....	28
2.1.10.2 ΜΕΛΗ ΥΠΟ ΑΞΟΝΙΚΗ ΕΝΤΑΣΗ.....	29
2.2 ΚΑΜΠΥΛΗ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ.....	30
2.2.1 ΓΕΝΙΚΑ.....	30
2.2.2 ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΠΙΛΥΣΗΣ.....	30
2.2.2.1 ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ.....	31
2.2.2.2 ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΩΝ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΕΩΝ.....	33
2.2.2.3 ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ – ΜΕΘΟΔΟΣ EC8 (ΜΕΘΟΔΟΣ N2).....	34
2.2.2.4 ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ ΚΑΜΠΥΛΗΣ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟΥ ΣΕ ΔΙΓΡΑΜΜΙΚΟ ΦΑΣΜΑ.....	37
2.2.2.5 ΤΕΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ.....	39

2.2.2.5.1	ΚΑΘΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	39
2.2.2.5.2	ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΠΙΠΕΔΟ ΜΕΛΟΥΣ.....	40
2.2.2.5.3	ΕΥΡΕΣΗ ΜΕΓΙΣΤΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΠΟΥ ΑΝΤΙΣΤΟΙΧΕΙ ΣΕ ΚΑΘΕ ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ.....	41
2.3	ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ – ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑΣ.....	44
2.3.1	ΓΕΝΙΚΑ.....	44
2.3.2	ΠΡΟΥΠΟΘΕΣΕΙΣ – ΒΑΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ	44
2.3.3	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	45
2.3.4	ΘΕΤΙΚΑ ΚΑΙ ΑΡΝΗΤΙΚΑ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ.....	45
3.	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΠΛΑΙΣΙΑΚΩΝ ΦΟΡΕΩΝ.....	47
3.1	ΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΤΕΛΑΙΟ 2D FRAME.....	47
3.2	ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΠΟΥ ΠΡΑΓΜΑΤΟΠΟΙΗΘΗΚΑΝ.....	47
3.3	ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ – ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ.....	49
3.3.1	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ 6-ΟΡΟΦΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ.....	49
3.3.1.1	ΑΠΛΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	50
3.3.1.2	ΙΣΙΟΠΕΡΙΟΔΟΙ – ΙΣΙΟΣΥΧΝΟΤΗΤΕΣ.....	51
3.3.1.3	ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER).....	53
3.3.1.3.1	ΓΡΑΜΜΙΚΑ ΑΥΞΑΝΟΜΕΝΟ (MODAL) ΦΟΡΤΙΟ	53
3.3.1.3.2	ΣΤΑΘΕΡΟ/ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΟ (UNIFORM) ΦΟΡΤΙΟ	55
3.3.1.4	ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ.....	57
3.3.2	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ 12-ΟΡΟΦΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ.....	60
3.3.2.1	ΑΠΛΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	61
3.3.2.2	ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΙ – ΙΔΙΟΣΥΧΝΟΤΗΤΕΣ.....	62
3.3.2.3	ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER).....	65
3.3.2.3.1	ΓΡΑΜΜΙΚΑ ΑΥΞΑΝΟΜΕΝΟ (MODAL) ΦΟΡΤΙΟ	65
3.3.2.3.2	ΣΤΑΘΕΡΟ/ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΟ (UNIFORM) ΦΟΡΤΙΟ	66
3.3.2.4	ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ.....	69
3.3.3	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ 15-ΟΡΟΦΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ.....	73
3.3.3.1	ΑΠΛΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	74
3.3.3.2	ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΙ – ΙΔΙΟΣΥΧΝΟΤΗΤΕΣ.....	75
3.3.3.3	ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER).....	78

3.3.3.3.1 ΓΡΑΜΜΙΚΑ ΑΥΞΑΝΟΜΕΝΟ (MODAL) ΦΟΡΤΙΟ	79
3.3.3.3.2 ΣΤΑΘΕΡΟ/ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΟ (UNIFORM) ΦΟΡΤΙΟ	82
3.3.3.4 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ	85
4. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	89
5. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	91

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1:

ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Με την πάροδο των ετών, έχει αυξηθεί το ενδιαφέρον για την έρευνα στον τομέα της σεισμικής μηχανικής λόγω των επιπτώσεων των ισχυρών σεισμών του παρελθόντος. Η ανάπτυξη πιο σύγχρονων αντιλήψεων όσον αφορά την κατασκευή και η συνεχής πρόοδος στην τεχνολογία των δομικών υλικών έχουν ως αποτέλεσμα οι κατασκευές που δημιουργούνται σήμερα να είναι ασφαλέστερες από ό,τι στο παρελθόν, τόσο λόγω των υλικών που χρησιμοποιούνται όσο και λόγω των αυξημένων απαιτήσεων που τίθενται όσον αφορά τη σεισμική απειλή. Με βάση την προηγούμενη παρατήρηση, πολλά από τα κτίρια προ του 1985 θεωρούνται ανεπαρκή σύμφωνα με τις κατασκευαστικές αντιλήψεις της εποχής μας, επομένως το 80% των κτιρίων είναι ανέφικτο να αντικατασταθούν.

Το γεγονός αυτό και η ανάπτυξη της τεχνολογίας των υπολογιστικών συστημάτων συνέβαλαν στη δημιουργία μιας έννοιας που εφαρμόζεται ακόμη και σήμερα για την αξιολόγηση και την ανάλυση των κατασκευών για σεισμικά φορτία. Μέσω της σεισμικής αξιολόγησης προσπαθούμε να ποσοτικοποιήσουμε τη σεισμική ικανότητα της κατασκευής και να προσδιορίσουμε μέσω κριτηρίων αν μπορεί να θεωρηθεί επαρκής, διαφορετικά να βρούμε το βαθμό ανεπάρκειάς της. Χρησιμοποιούμε κατάλληλα μαθηματικά προσομοιώματα για μια πιο ρεαλιστική θεώρηση του σεισμού ως μεταβαλλόμενη κίνηση που εισάγεται στην κατασκευή. Με αυτόν τον τρόπο η σεισμική απειλή αποτυπώνεται σε καμπύλες ικανότητας που μπορούν να συγκριθούν με τα φάσματα ψευδοεπιταχύνσεων που αντιπροσωπεύουν την τάση στην κατασκευή.

1.2 ΚΑΤΗΓΟΡΙΟΠΟΙΗΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Οι μέθοδοι σεισμικής ανάλυσης διακρίνονται σε ελαστικές μεθόδους, οι οποίες χρησιμοποιούνται κυρίως για την ανάλυση νέων κτιρίων, με ορισμένες τροποποιήσεις ώστε να λαμβάνονται υπόψη οι ιδιαιτερότητες των υφιστάμενων κατασκευών, και σε ανελαστικές μεθόδους, οι οποίες είναι πιο απαιτητικές από πλευράς υπολογισμών αλλά παρέχουν ακριβέστερα αποτελέσματα λόγω της λεπτομερούς προσομοίωσης της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων και της ορθολογικής επεξεργασίας της σεισμικής απειλής.

Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης περιλαμβάνουν την ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση με δείκτες συμπεριφοράς (q) ή (m) και την ελαστική δυναμική ανάλυση με δείκτες συμπεριφοράς (q) ή (m).

Οι ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης περιλαμβάνουν την ανελαστική δυναμική ανάλυση με χρονοϊστορία, η οποία επιτρέπεται για όλες τις κατασκευές, και την ανελαστική στατική ανάλυση pushover, η οποία μπορεί να χρησιμοποιηθεί υπό ορισμένες συνθήκες.

1.2.1 ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ

Ο σεισμικός σχεδιασμός ενός κτιριακού δομικού συστήματος σχετίζεται άμεσα με τους κανονισμούς εγχώριους και ευρωπαϊκούς. Στην Ελλάδα η εφαρμογή αντισεισμικών κανονισμών ξεκίνησε το 1959, ωστόσο οι απαιτήσεις και γενικότερα οι διατάξεις των παλαιών αντισεισμικών κανονισμών απέχουν πολύ απ' τις σύγχρονες αντιλήψεις. Σημαντική αλλαγή έγινε το 1995 με την εφαρμογή του νέου ΕΑΚ, ο οποίος ήταν προσαρμοσμένος στις σύγχρονες τεχνικές και αντιλήψεις ιδιαίτερα μετά την αναθεώρηση του 2000, που αποτελούσε προσαρμογή στους Ευρωκώδικες 2&8. Ο Ευρωκώδικας 8 «Αντισεισμικός Σχεδιασμός» περιλαμβάνει διατάξεις για τη μελέτη έργων σε σεισμικές περιοχές, που ισχύουν πρόσθετα και συμπληρωματικά με τις διατάξεις άλλων Ευρωκωδίκων.

Βασικές απαιτήσεις της αντισεισμικής σχεδίασης είναι η “Μη-κατάρρευση υπό τη σεισμική δράση σχεδιασμού” και ο “Περιορισμός βλαβών» υπό τη «σεισμική δράση περιορισμού βλαβών“. Ο σχεδιασμός γίνεται σύμφωνα με την “σεισμική δράση αναφοράς” και βασίζεται σε μία πρόβλεψη για πιθανότητα επαναφοράς 10% σε 50 χρόνια για απλά κτίρια, συντελεστής που όσο αλλάζει η σπουδαιότητα του κτιρίου αλλάζει και αυτός. Εκτός από τις απαιτήσεις συμπεριφοράς λαμβάνονται υπόψιν κριτήρια συμμόρφωσης ως προς αυτές, με πρώτη να είναι ο περιορισμός της σχετικής μετακίνησης μεταξύ των ορόφων, δηλαδή η εξασφάλιση αυτό διαθέτει την ικανότητα να αντεπεξέλθει στις μετακινήσεις και παραμορφώσεις που θα του προκληθεί από σεισμική δράση με ασφάλεια, επιτρέποντας και τις ανελαστικές παραμορφώσεις ως ένα σημείο. Αυτό συμβαίνει γιατί αν και υπάρχει η δυνατότητα από το φορέα να ανταπεξέλθει ελαστικά στις επιβεβλημένες παραμορφώσεις, χάρις στην αντοχή του και μόνον, αυτό θα ήταν αντικοινομικό σε μεγάλο βαθμό.

Σημαντικό ρόλο στην συμπεριφορά της κατασκευής παίζει και το έδαφος πάνω στο οποίο βρίσκεται για αυτό και από τους κώδικες, υπήρξε η ανάγκη δημιουργίας κατηγοριών εδάφους ανάλογα με την σύσταση τους η οποία επηρεάζει την αλληλεπίδραση με την κατασκευή ανάλογα και με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας.

Κατά την διάρκεια του αντισεισμικού σχεδιασμού υπόψιν λαμβάνεται και το φάσμα σχεδιασμού. Στην οριζόντια διεύθυνση η σεισμική δράση δρα ταυτόχρονα και ανεξάρτητα σε δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις που έχουν το ίδιο φάσμα απόκρισης και μέσω των επιταχύνσεων δημιουργείται το ελαστικό φάσμα, ενώ υπάρχει πρόβλεψη και για φάσμα σχεδιασμού στην κατακόρυφο (όταν απαιτείται να ληφθεί υπόψη) αλλά και για συνδυασμό σεισμού οριζοντίωνμε κατακόρυφες δράσεις

Αν εστιάσουμε στα κτίρια θα δούμε τα βασικά σημεία που μελετάμε, με πρώτο να τοποθετείται η διαμόρφωση του φορέα και την έμφαση που πρέπει να δώσουμε στην στατική απλότητα, στην ομοιομορφία και την συμμετρία, στην ικανοποιητική αντοχή και δυσκαμψία στις οριζόντιες και κατακόρυφες διευθύνσεις και την καλή θεμελίωση. Σημαντικός είναι και ο διαχωρισμός των κύριων και των δευτερευόντων στοιχείων της κατασκευής καθώς τα δεύτερα αν και υπάρχουν και παραλαμβάνουν κατακόρυφα φορτία ,δεν λαμβάνονται υπόψιν στις σεισμικές αναλύσεις. Αφού γίνει αυτός ο διαχωρισμός αρχίζει η ανάλυση για την σεισμική δράση με διάφορες μεθόδους ,όπως θα δούμε παρακάτω, με πιο διαδεδομένη να είναι αυτή της ελαστικής ανάλυσης με χρήση του φάσματος σχεδιασμού

1.2.2 ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, υπάρχουν δύο τύποι μεθόδων ελαστικής ανάλυσης: ελαστική (ισοδύναμη) στατική ανάλυση και ελαστική δυναμική ανάλυση. Σύμφωνα με τον ΕΑΚ, η ελαστική στατική ανάλυση, που ονομάζεται επίσης μέθοδος ισοδύναμης στατικής ανάλυσης, έχει αυστηρές προϋποθέσεις για την εφαρμογή της και διαφέρει ως προς τις διαδικασίες της. Οι προϋποθέσεις αυτές σχετίζονται με τη μορφολογική ικανότητα της κατασκευής και την ομοιομορφία της κατανομής της μάζας και της δυσκαμψίας. Πιο σημαντικό είναι ότι υπάρχουν κριτήρια που σχετίζονται με την τιμή του δείκτη αστοχίας, δηλαδή του λόγου καταπόνησης-αντοχής S/R_m του στοιχείου, ο οποίος πρέπει να είναι μικρότερος του 2,5 για να χρησιμοποιηθεί η ελαστική μέθοδος. Για κτίρια με υψηλό βαθμό ανεπαρκούς αντοχής του στοιχείου, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ απαιτεί τη χρήση της ανελαστικής μεθόδου, η οποία παρέχει ακριβέστερη εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας του υπό εξέταση κτιρίου.

Όσον αφορά τους περιορισμούς των ελαστικών μεθόδων στην αξιολόγηση υφιστάμενων κατασκευών, όπως έχει ήδη αναφερθεί, ένα σημαντικό ζήτημα είναι ο δείκτης συμπεριφοράς q , του οποίου η τιμή για τις υφιστάμενες κατασκευές είναι συχνά άγνωστη. Ο συντελεστής συμπεριφοράς q περιγράφει την ικανότητα μιας κατασκευής να απορροφά ενέργεια κατά την πλαστική συμπεριφορά χωρίς υπερβολική μείωση της αντοχής. Στους αντισεισμικούς κανονισμούς, ο συντελεστής συμπεριφοράς ορίζεται ως ενιαία τιμή για ολόκληρο το κτίριο και προσδιορίζεται πειραματικά με βάση τις παρατηρούμενες βλάβες στο κτίριο μετά από έναν καταστροφικό σεισμό. Δεδομένου ότι η τιμή του q δεν είναι πάντα γνωστή, όπως προαναφέρθηκε, η εκτίμησή του βασίζεται στα χαρακτηριστικά του συγκεκριμένου κτιρίου και στη χρήση πινάκων όπως ο παρακάτω.

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί μελέτης (και κατασκευής)	Ευμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων (1)		Δυσμενής (γενικώς) παρουσία τοιχοπληρώσεων (1)	
	Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία		Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία	
	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι
1995≤...	3,0	2,3	2,3	1,7
1985≤...<1995(2)	2,3	1,7	1,7	1,3
...<1985	1,7	1,3	1,3	1,1

Πίνακας 1.1 Τιμές δείκτη συμπεριφοράς q (KAN.ΕΠΕ 2022)

Οι παραπάνω προτεινόμενες τιμές σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ είναι εμπειρικές και επηρεάζουν την ακρίβεια των αποτελεσμάτων της αξιολόγησης. Έχουν καταβληθεί σημαντικές προσπάθειες για την εκτίμηση της τιμής του εκθέτη q μέσω ενός αλγορίθμου (Ο δείκτης q προσεγγίζει με ικανοποιητική ακρίβεια την τιμή που προκύπτει με βάση την ανελαστική ανάλυση. Συνεπώς, η τιμή του q προκύπτει από μια εμπειρική εκτίμηση, γεγονός που επηρεάζει την αξιοπιστία του υπολογισμού. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ και η FEMA 356 στις ΗΠΑ συνιστούν επίσης τη χρήση του δείκτη τοπικής συμπεριφοράς m που ορίζεται στην εξίσωση (1) για ελαστικές αναλύσεις: $m = \delta_d / \delta_y$. Όπου δ_d ορίζεται ως η παραμόρφωση σχεδιασμού για το εξεταζόμενο επίπεδο επιλεκτικότητας και δ_y η παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη θεωρητική διαρροή της κρίσιμης περιοχής του εξεταζόμενου στοιχείου.

1.2.3 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗ

Οι ανελαστικές μέθοδοι που συνιστώνται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ και στο FEMA356 για την ανάλυση των κατασκευών πριν και μετά την επέμβαση είναι α) η στατική ανάλυση pushover και β) η δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας. Η μη γραμμική στατική ανάλυση

χρησιμοποιείται ευρέως στον τομέα της αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών. Η ανελαστική ανάλυση έχει τη δυνατότητα πρόβλεψης της σεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών. Η ανελαστική ανάλυση αξιολογεί τη σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών εξαλείφοντας την αβεβαιότητα του δείκτη q . Η ανελαστική στατική ανάλυση χρησιμοποιεί προσομοιώματα στα οποία λαμβάνονται υπόψη ανελαστικοί νόμοι φόρτισης παραμόρφωσης για τα δομικά στοιχεία του κτιρίου. Στο προσομοίωμα εφαρμόζονται μονότονα αυξανόμενα οριζόντια φορτία για την αναπαράσταση των αδρανειακών δυνάμεων που εμφανίζονται κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Η ανάλυση pushover συνεχίζεται μέχρι να επέλθει κατάρρευση της κατασκευής. Η βλάβη αυτή είναι συνήθως καμπτική βλάβη μιας κρίσιμης διατομής. Η ανελαστική στατική ανάλυση παρέχει μια κατά προσέγγιση εκτίμηση της απαιτούμενης παραμόρφωσης των κρίσιμων δομικών στοιχείων της κατασκευής και αποκαλύπτει αδυναμίες της κατασκευής, όπως ασυνέχειες δυσκαμψίας, υπερφόρτωση χαλαρών στοιχείων, ενώ παράλληλα αξιολογεί την ευστάθεια του συνολικού δομικού συστήματος. Ωστόσο, οι ωθήσεις δεν μπορούν να εκτιμήσουν με ακρίβεια τη δυναμική συμπεριφορά μιας κατασκευής και τα αποτελέσματά τους εξαρτώνται σημαντικά από τη μορφή του εφαρμοζόμενου οριζόντιου σεισμικού φορτίου. Η στατική ανελαστική ανάλυση δεν είναι μια νέα μέθοδος, αλλά δεν την περιελάμβαναν οι παλαιότεροι ελληνικοί κανονισμοί και επομένως δεν ήταν γνωστή στους περισσότερους μηχανικούς. Τα τελευταία χρόνια η ανελαστική ανάλυση εφαρμόζεται ευρέως στην αποτίμηση και ενίσχυση κτιρίων, καθώς τα προσομοιώματα που αναπτύσσονται στην ανελαστική ανάλυση παρέχουν μια αποτελεσματική προσέγγιση της συμπεριφοράς των στοιχείων. Σε κάθε περίπτωση, η ανελαστική στατική ανάλυση οδηγεί σε ακριβέστερη εκτίμηση των δυνατοτήτων μιας κατασκευής από ό,τι οι ελαστικές μέθοδοι, αρκεί να εφαρμόζονται κατάλληλες προσομοιώσεις και τα αποτελέσματα να ερμηνεύονται προσεκτικά, ώστε να αποφεύγεται η εξαγωγή λανθασμένων συμπερασμάτων. Η μη γραμμική δυναμική ανάλυση είναι μια πολύπλοκη και ως εκ τούτου δαπανηρή μέθοδος. Όσον αφορά την εφαρμογή της, ισχύουν όσα αναφέρονται στη στατική ανελαστική ανάλυση. Η μόνη διαφορά είναι ότι για την περιγραφή της συμπεριφοράς του μέλους λαμβάνεται υπόψη η πλήρης απόκριση του μέλους υπό κυκλική καταπόνηση και η σεισμική απειλή αναπαρίσταται με ένα φυσικό ή τεχνητό επιταχυνσιογράφημα. Το υπολογιζόμενο εντατικό ή παραμορφωσιακό μέγεθος του μέλους είναι μια λογική προσέγγιση του μεγέθους που αναμένεται κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι το μοντέλο προσομοίωσης και η μεθοδολογία παρέχουν μια εξαιρετικά διαισθητική προσέγγιση της ανελαστικής απόκρισης του μέλους κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Η δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας μπορεί να εφαρμοστεί σε όλες τις κατασκευές και τα εδάφη θεμελίωσης χωρίς περιορισμούς. Ωστόσο, λόγω των χαρακτηριστικών του επιταχυνσιογραφήματος που χρησιμοποιείται, η κατασκευή μπορεί να είναι πολύ ευαίσθητη και η ανάλυση χρονοϊστορίας θα πρέπει να επαναληφθεί για πολλαπλές εδαφικές διεγέρσεις. Η ανελαστική δυναμική ανάλυση είναι η πιο ακριβής μέθοδος ανάλυσης, αλλά η χρήση της στο σχεδιασμό κατασκευών είναι περιορισμένη λόγω του υψηλού υπολογιστικού κόστους, της ανάγκης προσεκτικής επιλογής των επιταχυνσιογραφήματων και της δυσκολίας επεξεργασίας του μεγάλου όγκου των αποτελεσμάτων που προκύπτουν.

Η ανάλυση χρησιμοποιείται για ερευνητικούς σκοπούς ως αναφορά και εργαλείο για την αξιολόγηση της ακρίβειας των αποτελεσμάτων άλλων μεθόδων ανάλυσης, ιδίως των μεθόδων ανελαστικής στατικής ανάλυσης. Από τα παραπάνω γίνεται αντιληπτό ότι αν και υπάρχουν σημαντικές ομοιότητες μεταξύ της ανάλυσης pushover και της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης με χρονοϊστορία, υπάρχουν σημαντικές διαφορές όσον αφορά την εφαρμογή τους στον σεισμικό σχεδιασμό κατασκευών και την άμεση ή έμμεση σύγκριση των τιμών που προκύπτουν από τις δύο. Πιθανές συγκρίσεις μεταξύ των δύο αυτών μεθόδων ανάλυσης είναι οι ακόλουθες :

- 1) Σύγκριση των τέμνουσών βάσης που αντιστοιχούν στη μετατόπιση της οροφής ενός συγκεκριμένου κτιρίου και αντίστροφα.
- 2) Σύγκριση των μετατοπίσεων κορυφής που αντιστοιχούν σε μια δεδομένη τιμή τέμνουσας βάσης και αντίστροφα.
- 3) Σύγκριση του αριθμού των πλαστικών αρθρώσεων που σχηματίζονται για μια δεδομένη τιμή τέμνουσας βάσης.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 : **Στατική Ανελαστική Ανάλυση-Pushover**

2.1 Γενικά:

2.1.1 Γενικές Πληροφορίες:

Η σημερινή εργασία του μηχανικού χαρακτηρίζεται από μια μεγάλη ανάγκη για ακρίβεια στον υπολογισμό της συμπεριφοράς των κατασκευών σε περίπτωση σεισμού. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, 2004, τον Αμερικανικό κανονισμό για τη σεισμική αποκατάσταση υπαρχουσών κατασκευών (ASCE, 2007) και τον Ελληνικό κανονισμό επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ, 2022) προτείνεται η διαθέσιμη πλαστικότητα της κατασκευής να υπολογίζεται μέσω της στατικής, ανελαστικής ανάλυσης Pushover.

Η ανάλυση Pushover προσεγγίζει τη συμπεριφορά των μελών με μεγαλύτερη ακρίβεια, χρησιμοποιώντας μη-γραμμικά προσομοιώματα υλικών και εκφράζοντας τη σεισμική ένταση μέσω αυξανόμενης οριζόντιας στατικής φόρτισης. Η φόρτιση αυτή κατανέμεται ανάλογα με τις αδρανειακές δυνάμεις και αυξάνεται σταδιακά έως να καταρρεύσει η κατασκευή. Μια κατασκευή θεωρείται ότι καταρρέει όταν δημιουργείται πλαστικός μηχανισμός ή όταν αδυνατεί να αναλάβει τα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας. Αυτές οι παραμορφώσεις συγκρίνονται με τα όρια παραμόρφωσης που ορίζουν οι στάθμες επιτελεστικότητας.

Πλεονεκτήματα Ανελαστικής Ανάλυσης:

Κάποια από τα πλεονεκτήματα της μη γραμμικής ανάλυσης που τη καθιστούν προτιμητέα από τη κλασική ελαστική ανάλυση είναι τα εξής:

- Βασισμένη μονάχα στη δυσκαμψία των μελών, έχει μεγαλύτερη ακρίβεια, εκτιμώντας και την αντοχή αυτών των μελών.
- Μπορεί να γίνει έλεγχος δυνατότητας παραμόρφωσης όπως διαμορφώνεται.
- Εξασφάλιση εποπτείας κατανομής των βλαβών του φορέα.
- Απαλλαγή από ικανοτικά προσομοιώματα.
- Ικανότητα ελέγχου επάρκειας του φορέα για πολλαπλές επιτελεστικότητες ταυτόχρονα, όπως άμεση χρήση, προστασίας ζωής, αποφυγή κατάρρευσης.
- Πληροφόρηση σχετικά με τη μορφή δομικής ανεπάρκειας και βοηθά στη σχεδίαση της ενίσχυσης με αύξηση της αντοχής ή της πλαστιμότητας ή με συνδυασμό των δυο.

Στόχοι Μη Γραμμικής Στατικής Ανάλυσης:

Βασικοί στόχοι της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης είναι οι εξής:

- Δημιουργία της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής. Μέσω αυτής εκφράζεται η μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλομένου οριζοντίου φορτίου και της μετατόπισης κορυφής. Αυτή η καμπύλη είναι η βάση όλων των απαιτούμενων ελέγχων ικανοποίησης των κριτήριων επιτελεστικότητας.

- Απόδειξη της ύπαρξης επαρκούς υπεραντοχής του κτηρίου (λόγος α_u/α_1)
- Εποπτεία συμπεριφοράς των μελών της κατασκευής, της σειράς και των σημείων εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων.

2.1.2 Χρήση Pushover σε Νέα και Υφιστάμενα Κτήρια:

Νέα Κτήρια:

Αυτό που έχει να προσφέρει η ανάλυση Pushover σε νέα κτήρια είναι η χάραξη της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής και επομένως ο λόγος α_u/α_1 . Χρησιμοποιείται ο λόγος αυτός για την εύρεση του συντελεστή συμπεριφοράς q της κατασκευής. Οι έλεγχοι της κατασκευής γίνονται με βάση τα αποτελέσματα ελαστικής ανάλυσης. Θεωρείται ότι υπάρχει πλήρης γνώση της γεωμετρίας του φορέα, της θεωρητικής ποιότητας των υλικών που χρησιμοποιούνται και των κατασκευαστικών λεπτομερειών.

Υφιστάμενα Κτήρια:

Στα παλαιότερες κατασκευές, στόχος της ανάλυσης Pushover είναι η χάραξη της καμπύλης αντίστασης και επομένως ο προσδιορισμός του σημείου επιτελεστικότητας για δεδομένη σεισμική διέγερση. Οι έλεγχοι σε ορούς παραμορφώσεων ή δυνάμεων γίνονται με βάση το σημείο επιτελεστικότητας. Θεωρείται ότι υπάρχει πλήρης γνώση της γεωμετρίας του φορέα, της πραγματικής ποιότητας των υλικών και των κατασκευαστικών λεπτομερειών.

2.1.3 Ο Συντελεστής α_u/α_1 :

Ο συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής, q , είναι σταθερός ή ανάλογος του λογού αυτού. Ο λόγος απαιτείται από τον EC8 στην ανάλυση νέων κατασκευών και υπολογίζεται με δυο τρόπους:

- Προσεγγιστικά, ανάλογα με το στατικό σύστημα του φορέα και με κατάλληλη απομείωση σε περίπτωση που το κτήριο δεν είναι κανονικό σε κάτοψη.
- Υπολογιστικά, με πραγματοποίηση μη γραμμικής ανάλυσης Pushover

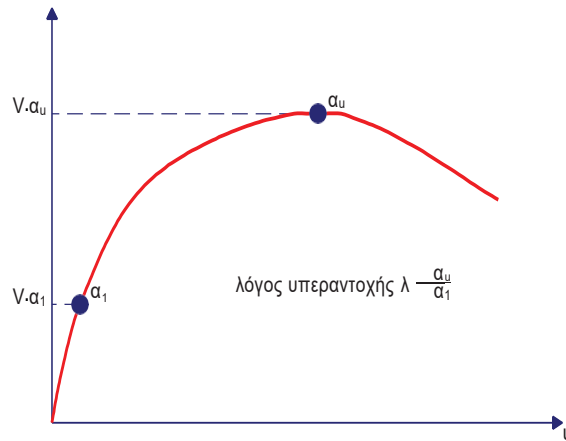
Τα στοιχεία του λογού αυτού είναι:

- α_u = τιμή με την οποία πολλαπλασιάζουμε τα οριζόντια φορτία για τη δημιουργία επαρκούς αριθμού πλαστικών αρθρώσεων στο κτήριο για την αστάθεια του τελευταίου, ενώ όλες οι άλλες φορτίσεις μένουν σταθερές.
- α_1 = τιμή με την οποία πολλαπλασιάζουμε τα οριζόντια φορτία ώστε κάποιο μέλος της κατασκευής να φτάσει στη καμπτική διαρροή ενώ οι άλλες φορτίσεις μένουν σταθερές (εμφάνιση πρώτης πλαστικής άρθρωσης στο φέροντα οργανισμό).

Σε μια αμφιέριστη δοκό ο λόγος αυτός θα είναι ίσος με 1, αφού η εμφάνιση της πρώτης πλαστικής άρθρωσης σε συνδυασμό με τη μη ύπαρξη υπεραντοχής, είναι ικανή να οδηγήσει σε κατάρρευση. Επομένως ο λόγος αυτός είναι ανάλογος της ικανότητας κατανάλωσης ενέργειας της κατασκευής μέσω πλαστικών παραμορφώσεων.

Σύμφωνα με τον EC8, όταν δε πρόκειται για ανάλυση Pushover, η μέγιστη τιμή του λογού είναι 1.3, ενώ σε περίπτωση μεγαλύτερων τιμών απαιτείται επαλήθευση με τη χρήση μη γραμμικής στατικής ανάλυσης. Μέσω αυτής της επαλήθευσης καταλαβαίνουμε εάν η κατασκευή είναι ικανή να αναπτύξει μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις πριν φτάσει σε σημείο κατάρρευσης

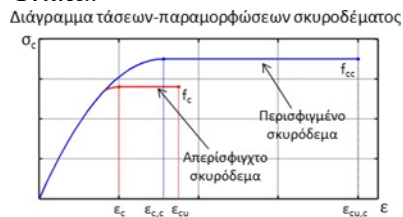
Πιο κάτω φαίνεται ένα παράδειγμα καμπύλης αντίστασης κατασκευής,



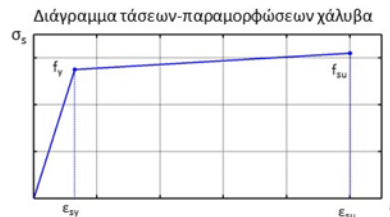
Εικόνα 2.1: Καμπύλη Αντίστασης Κατασκευής, θεωρητικό κανονιστικό υπόβαθρο προγράμματος Fespa.

Διαγραμματική Ροή Ανάλυσης Pushover:

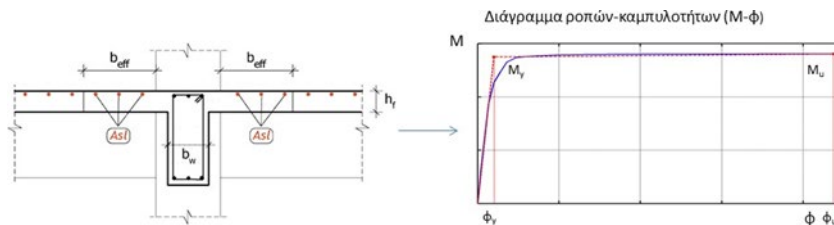
- **Υλικά:**



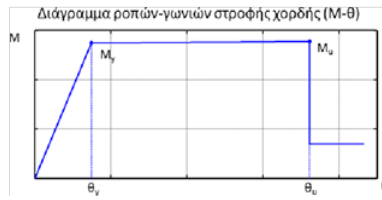
+



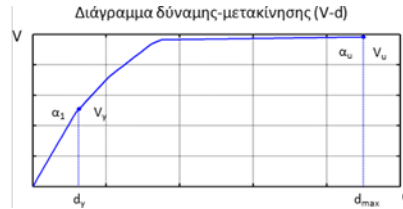
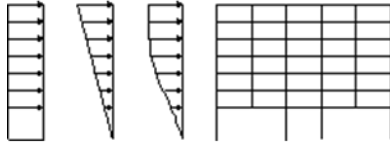
- **Επίπεδο Διατομής:**



- Επίπεδο Μέλους:



- Επίπεδο Κατασκευής:



Εικόνα 2.2 : Διαγράμματα παραμορφώσεων και ροπών κατασκευής, θεωρητικό κανονιστικό υπόβαθρο προγράμματος Fespa.

Απαραίτητη προϋπόθεση για την εξαγωγή της καμπύλης αντίστασης αποτελεί ο προσδιορισμός της αντοχής των μελών της κατασκευής. Αυτή ξεκινά με τη τοπική αντοχή των κρίσιμων διατομών μέσα στη κατασκευή και καταλήγει με τη γενική απόκριση ολόκληρης της κατασκευής. Πρώτον, ορίζουμε τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών και χαράσσουμε το διάγραμμα **ροπών-καμπυλοτήτων** των ακραίων διατομών των φερόντων μελών της κατασκευής για διαφορά επίπεδα αξονικής δύναμης. Έτσι, συνεκτιμάται η αλληλεπίδραση αξονικής ορθής έντασης και διαξονικής κάμψης.

Εκφράζουμε τη συμπεριφορά ενός μέλους με το διάγραμμα **ροπών-γωνιών στροφής**, εφόσον γνωρίζουμε το τρόπο απόκρισης των κρίσιμων διατομών.

2.1.4 Προσομοίωση κατά την ανάλυση Pushover

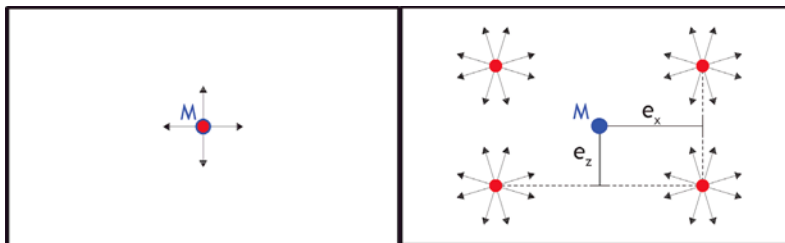
Σημαντικό για την ανάλυση Pushover είναι η ορθή προσομοίωση της κατασκευής και η τοποθέτηση των κατάλληλων φορτίων, έτσι ώστε να λάβουμε αξιόπιστα αποτελέσματα.

Κατανομή Σεισμικών Φορτίων:

Εκφράζουμε τη σεισμική ένταση με οριζόντια φόρτιση κατανομής σύμφωνης με τη κατανομή των αδρανειακών δυνάμεων. Αυξάνεται σταδιακά μέχρι το επίπεδο κρίσιμης μετακίνησης του δομήματος, το οποίο συσχετίζουμε με την οροφή του κτηρίου.

- **2.1.4.1 Οριζόντια Κατανομή Φορτίων:**

Η εφαρμογή των οριζοντίων φορτίων γίνεται στη στάθμη του διαφράγματος, δηλαδή τη πλακά ορόφου, σύμφωνα με EC8-3, ΚΑΝ.ΕΠΕ 5.7.3.3. Σύμφωνα με την EC8-1 παράγραφο 4.3.3.4.1(7)Α και ΚΑΝ.ΕΠΕ παράγραφο 5.7.3.1(β) εφαρμόζονται σε δυο διευθύνσεις για θετικό και αρνητικό πρόσημο. Υπάρχει η δυνατότητα εισαγωγής τυχηματικής εκκεντρότητας, σύμφωνα με τις απαιτήσεις του EC8-1 για το συνδυασμό οριζοντίων φορτίων. Η μη γραμμικότητα της ανάλυσης σημαίνει ότι δεν ισχύει η αρχή της επαλληλίας. Αυτή η χωρική επαλληλία επιτυγχάνεται όταν λάβουμε τους συνδυασμούς δράσεων οι οποίοι καλύπτουν όλες τις διευθύνσεις φόρτισης. Η ταυτόχρονη δράση των εντατικών μεγεθών υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη 100% των μεγεθών στη κύρια διεύθυνση φόρτισης και το 30% στη δευτερεύουσα.

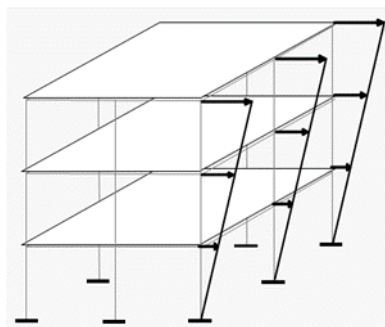


Εικόνα 2.3 : διεύθυνση φόρτισης διαφράγματος χωρίς τυχηματική εκκεντρότητα και με τυχηματική εκκεντρότητα, θεωρητικό κανονιστικό υπόβαθρο προγράμματος Fespa.

- **2.1.4.2 Καθ' ύψος Κατανομή:**

1. Τριγωνική Κατανομή:

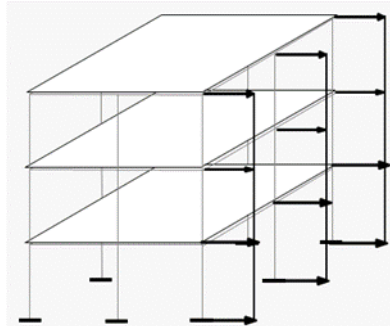
Η επιλογή της κατανομής αυτής οριζοντίων φορτίων είναι ανάλογη με πλευρικές δυνάμεις που είναι συμβατές με τη κατανομή οριζοντίων δυνάμεων που προκύπτουν από την ελαστική ανάλυση όπως στο παρακάτω σχήμα.



Εικόνα 2.4 : Καθ' ύψος τριγωνική κατανομή φορτίων

- **2.1.4.3 Ομοιόμορφη Κατανομή:**

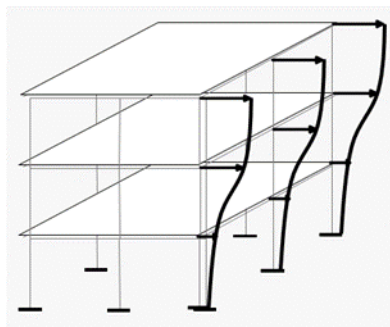
Η επιλογή της κατανομής αυτής οριζοντίων φορτίων βασίζεται σε οριζόντιες δυνάμεις, οι οποίες είναι ανάλογες με τη μάζα ανεξάρτητα από τη στάθμη.



Εικόνα 2.4 : Καθ' ύψος ομοιόμορφη κατανομή φορτίων

- **2.1.4.4 Ιδιομορφική Κατανομή:**

Η επιλογή της κατανομής αυτής οριζοντίων φορτίων βασίζεται στο σχήμα της ιδιομορφής της κατασκευής που αντιστοιχεί στο μεγαλύτερο ποσοστό ιδιομορφικής μάζας όπως αυτή προέκυψε από ελαστική ιδιομορφική ανάλυση.



Εικόνα 2.4 : Καθ' ύψος ιδιομορφική κατανομή φορτίων

2.1.5 Κύρια και Δευτερεύοντα Στοιχεία:

Βασικό κριτήριο στη διάκριση των στοιχείων σε κύρια και δευτερεύοντα αποτελεί η συνεισφορά τους στη παραλαβή σεισμικών φορτίων. Κύρια ονομάζονται τα στοιχεία, οριζόντια και κατακόρυφα, τα οποία συμβάλλουν στην αντοχή της κατασκευής υπό σεισμικά φορτία. Δευτερεύοντα ονομάζονται τα στοιχεία των οποίων η ικανότητα παραλαβής σεισμικών φορτίων θεωρείται αμελητέα, ενώ διατηρούν την ικανότητα παραλαβής κατακόρυφων φορτίων βαρύτητας.

Πιο συγκεκριμένα, δευτερεύοντα χαρακτηρίζονται:

- Υφιστάμενα υποστυλώματα και δοκοί με χαμηλή αντίσταση κατά του σεισμού λόγω βλαβών ή λόγω αβεβαιότητας σχετικά με τον τρόπο δόμησης.
- Φυτευτά υποστυλώματα.

- Δοκοί σύζευξης και δοκοί μικρού μήκους που συμβάλλουν σε τοιχώματα και είναι οπλισμένες ακατάλληλα.
- Εάν τα σεισμικά φορτία τα αναλάβουν νέοι φορείς, τότε ολόκληρος ο υφιστάμενος φορέας μπορεί να χαρακτηριστεί ως δευτερεύον.

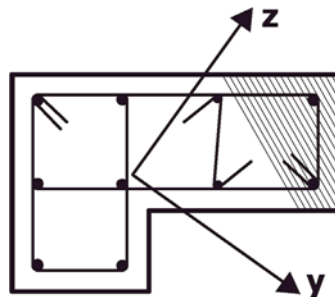
Τα στοιχεία μπορούν να διακριθούν σε κύρια και δευτερεύοντα και να έχουν επίδραση στους συντελεστές ασφάλειας υλικών σε ορούς δυνάμεων. Στα δευτερεύοντα μέλη η αντοχή υπολογίζεται από τις μέσες ή τις χαρακτηριστικές τιμές χωρίς διαίρεση με συντελεστές ασφάλειας γ_c, γ_s . Αυτό έχει ως αποτέλεσμα οι αντοχές, και επομένως οι αντιστάσεις, να προκύπτουν μεγαλύτερες στα δευτερεύοντα στοιχεία απ' ό,τι στα κύρια.

Η διάκριση σε κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία σε ορούς παραμορφώσεων αφορά τις στάθμες επιτελεστικότητας Β-Σημαντικών Βλαβών (SD) και Γ- Οιονεί κατάρρευση (NC). Για αυτές τις δυο στάθμες, για δευτερεύοντα μέλη, ισχύουν διαφορετικά κριτήρια επιτελεστικότητας. Επομένως, επιτρέπεται να υποστούν μεγαλύτερες βλάβες και μετακινήσεις από τα κύρια στοιχεία. Για έλεγχο στην στάθμη Α – Περιορισμός βλαβών (DL) τα κριτήρια επιτελεστικότητας για κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία ταυτίζονται.

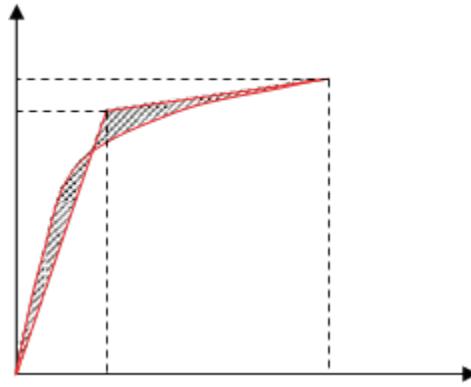
Η τοιχοποιία δεν αποτελεί δευτερεύον στοιχείο και επίδραση της στη κατασκευή θα πρέπει να εκτιμηθεί από το μελετητή-μηχανικό και να ληφθεί υπόψη σε περίπτωση δυσμένειας. Ο χαρακτηρισμός των στοιχείων ως δευτερεύοντα σεισμικά μέλη δε θα πρέπει να αλλάξει τη ταξινόμηση του φορέα από μη-κανονικό (όψη και κάτοψη) σε κανονικό (όψη και κάτοψη).

2.1.6 Διάγραμμα Ροπών-Καμπυλοτήτων (Μ-φ):

Η αντοχή των διατομών των μελών απαιτείται για το προσδιορισμό της συμπεριφοράς των μελών της κατασκευής στη μη γραμμική ανάλυση. Είναι δυνατόν να βρούμε το διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για κάθε κρίσιμη διατομή, με βασική παραδοχή ότι η επιτελεστικότητα των διατομών διατηρείται στη παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα. Ο υπολογισμός του διαγράμματος μπορεί να γίνει για συμμετρικές και ασύμμετρες διατομές, καθώς και για συνδυασμό αξονικής δύναμης και διαξονικής κάμψης.



Εικόνα 2.5 : Διατομή με θλιβόμενη ζώνη τυχαίου σχήματος.



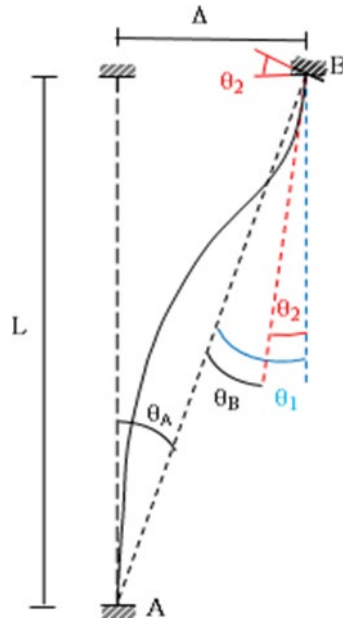
Εικόνα 2.6: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων διατομής, θεωρητικό κανονιστικό υπόβαθρο προγράμματος Fespa.

Το διάγραμμα αυτό είναι μη γραμμικό και επιτυγχάνεται με την εξαγωγή διγραμμικού διαγράμματος του οποίου η ενέργεια ισούται με την ενέργεια του αρχικού μη γραμμικού διαγράμματος. Αυτή η ενέργεια είναι το εμβαδόν του χώρου αναμεσα στο διάγραμμα και τον οριζόντιο άξονα. Η διγραμμικοποίηση του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων τελικά έγκειται στην εξίσωση των γραμμοσκιασμένων εμβαδών που διακρίνονται στο διάγραμμα παραπάνω.

2.1.7 Γωνιά Στροφής-Χορδής:

Όσον αφορά στις καμπτικές παραμορφώσεις μελών οπλισμένου σκυροδέματος, η καμπυλότητα χάνει το φυσικό της νόημα να περιγράψει τον βαθμό παραμόρφωσης του μέλους μετά τη ρηγμάτωση. Αυτό οφείλεται στη συνύπαρξη εκτός από καμπτικών παραμορφώσεων και παραμορφώσεων που οφείλονται σε διατμητική ρηγμάτωση λόγω λοξών εφελκυστικών τάσεων, σε διατμητικά φαινόμενα αλλά και σε φαινόμενα όπως η εξόλκευση των ράβδων οπλισμού. Για τον υπολογισμό της αντοχής χρησιμοποιούνται τα μεγέθη της ροπής M και η γωνιά στροφής χορδής θ .

Γωνιά στροφής χορδής ονομάζεται η γωνιά μεταξύ της εφαπτομένης στο παραμορφωμένο άξονα του στοιχείου στο άκρο και της χορδής που συνδέει αυτό το άκρο με το άκρο του μήκους διάτμησης, στο οποίο μηδενίζονται οι ροπές. Με λίγα λόγια, γωνιά στροφής χορδής είναι η στροφή στο άκρο του μέλους όταν εξαλειφθούν οι κινήσεις στερεού σώματος.

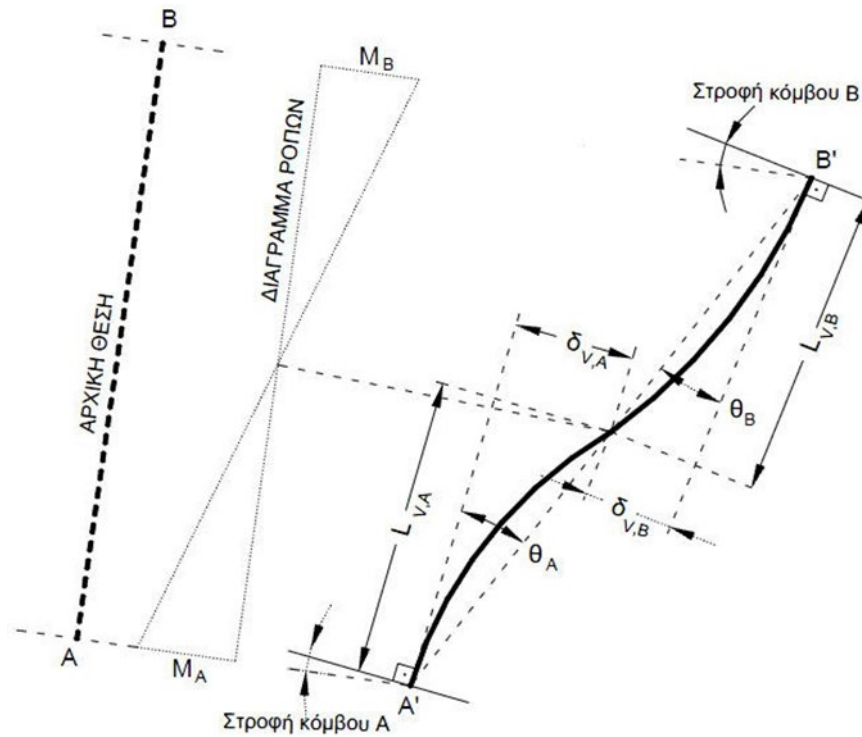


Εικόνα 2.7 :Γωνία στροφής χορδής, θεωρητικό κανονιστικό υπόβαθρο προγράμματος Fespa.

Στο παραπάνω σχήμα απεικονίζεται γραφικά η γωνιά στροφής χορδής σε καμπτόμενο υποστύλωμα. Στη κορυφή του υποστυλώματος επιβάλλεται οριζόντια μετατόπιση Δ και στροφή θ_2 , άρα η γωνία στροφής χορδής του ακρο B είναι η διαφορά της επικόμβιας στροφής από τη στροφή λόγω της μετακίνησης Δ . Στο ακρο A , όμως, η γωνία στροφής χορδής προκύπτει μόνο από τη μετακίνηση Δ . Δηλαδή:

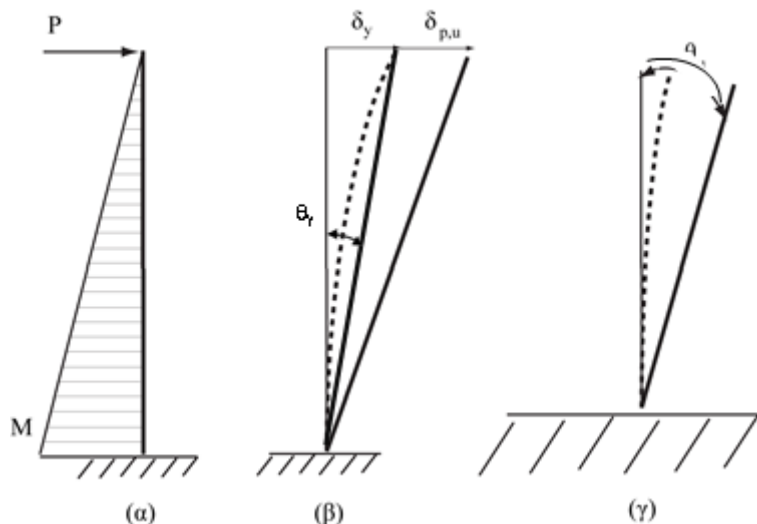
$$\theta_B = \theta_1 - \theta_2 = \frac{\Delta}{L} - \theta_2$$

$$\theta_A = \frac{\Delta}{L}$$



Εικόνα 2.8 : Διάγραμμα γωνίας στροφής και παραμορφώσεων φορέα, θεωρητικό κανονιστικό υπόβαθρο προγράμματος Fespa.

Στο παραπάνω σχήμα φαίνονται το μήκος διάτμησης L_v και οι γωνίες στροφής χορδής θ σε κάθε κόμβο. Οι γωνίες αυτές σχετίζονται με τη παραμορφωμένη κατάσταση του αντίστοιχου μέλους στην ελαστική περιοχή.



Εικόνα 2.9 : Γωνία στροφής προβόλου, θεωρητικό κανονιστικό υπόβαθρο προγράμματος Fespa.

Σε αυτό το σχήμα φαίνεται η γωνιά στροφής χορδής προβόλου υποκειμένου σε οριζόντια φόρτιση. Η διακεκομμένη γραμμή απεικονίζει τη παραμορφωμένη κατάσταση του προβόλου σε διαρροή, με τιμή οριζόντιας μετακίνησης κορυφής δ_y και γωνιά στροφής χορδής θ_y .

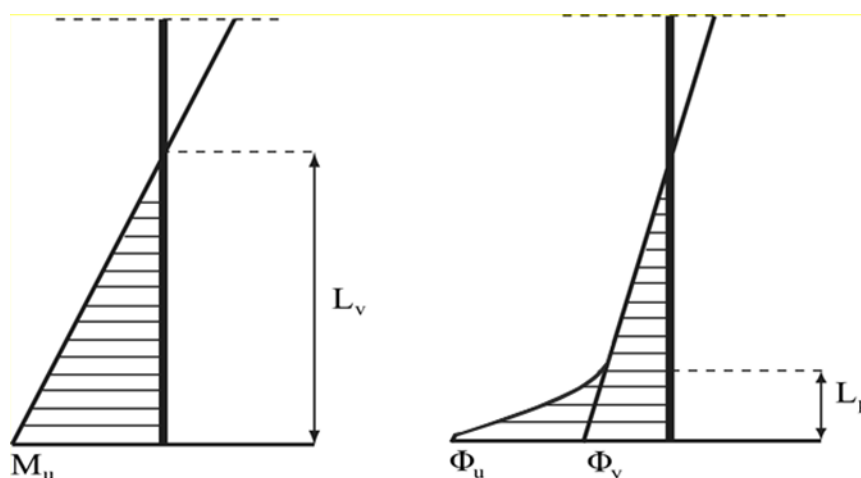
Η γωνιά στροφής χορδής για πρόβολο δίνεται από τον τύπο:

$$\theta = \frac{\Delta}{L_v}$$

Η γενική πλαστιμότητα ενός φορέα εξαρτάται από τη τοπική πλαστιμότητα σε πλαστικές αρθρώσεις. Αυτή εκφράζεται ως λόγος της καμπυλότητας της διατομής στην οριακή κατάσταση αστοχίας προς αυτή σε διαρροή:

$$\mu_\Phi = \frac{\Phi_u}{\Phi_y}$$

Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται το διάγραμμα ροπών και οι καμπυλότητες κατά μήκος ενός μέλους το οποίο έχει μια πλαστική άρθρωση στο ένα άκρο. Από το σχήμα φαίνεται πως στο σημείο εμφάνισης της πλαστικής άρθρωσης η ροπή έφτασε στη ροπή αστοχίας M_u και πως η καμπυλότητα μέσα στο μήκος της πλαστικής άρθρωσης L_p παρουσιάζει σημαντική αύξηση μη διατηρώντας ωστόσο τη γραμμική κατανομή της.



Εικόνα 2.10 : Διάγραμμα ροπών – καμπυλότητας μέλους, θεωρητικό κανονιστικό υπόβαθρο προγράμματος Fespa.

- Δοκοί και υποστύλωματα: $\theta_y = (1/r)_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v}\right) + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}}$
- Τοιχώματα: $\theta_y = (1/r)_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0,0013 + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_{cm}}}$

Οπού:

$1/r_y$ = είναι η καμπυλότητα στη διαρροή (αλλιώς και ϕ_y), η οποία είναι δυνατό να υπολογιστεί με ακρίβεια για οποιοδήποτε σχήμα της θλιβόμενης ζώνης της διατομής.

L_v = το μήκος διάτμησης του στοιχείου.

a_v = είναι μια παράμετρος που είναι ίση με 1 αν αναμένεται διατμητική ρηγμάτωση (λοξή ρηγμάτωση) του στοιχείου πριν την καμπτική διαρροή ενώ διαφορετικά είναι ίση με το 0. Ο έλεγχος πραγματοποιείται με σύγκριση της αντοχής του μέλους χωρίς συνδετήρες σε διάτμηση και του M_y/L_v .

h = είναι το ύψος της διατομής σε περίπτωση ορθογωνικής θλιβόμενης ζώνης. Στην περίπτωση που ο ουδέτερος άξονας δεν είναι παράλληλος σε κάποια πλευρά της διατομής (όπως συνήθως συμβαίνει στην περίπτωση των υποστυλωμάτων), το h λαμβάνεται με βάση την εισαγωγή στη διατομή μιας έλλειψης, που έχει διαστάσεις ίσες με τις 2 πλευρές του υποστυλώματος. Για συγκεκριμένη γωνία στροφής του ουδέτερου άξονα ως προς την οριζόντια διεύθυνση, είναι δυνατός ο υπολογισμός του αντίστοιχου ύψους της διατομής.

z = είναι ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων που έχει ληφθεί ίσος με το 0.9 του στατικού ύψους.

d_b = είναι η μέση διάμετρος ράβδου του εφελκυόμενου οπλισμού.

Οι τιμές των f_y και f_c τίθενται σε MPa. Πρέπει να σημειωθεί εδώ πως η αντοχή του σκυροδέματος, που υπεισέρχεται στις εξισώσεις της γωνίας στροφής χορδής στη διαρροή είναι η μέση τιμή f_{cm} .

Ο 1^{ος} όρος των παραπάνω εξισώσεων εκφράζει τη συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων στη θ_y .

Ο 2^{ος} όρος εκφράζει τις μεσες διατμητικές παραμορφώσεις στο μήκος L_v .

Ο 3^{ος} όρος εκφράζει την επιρροή της εξόλκευσης του τμήματος ραβδών, εκτός της ακρικής διατομής του στοιχείου.

Η διαθέσιμη τιμή της γωνίας στροφής χορδής υπολογίζεται από τη σχέση, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ:

$$\theta_{um} = 0,016 (0.3^v) \left[\frac{\max(\frac{0,01}{\omega'})}{\max(\frac{0,01}{\omega})} f_c \right]^{0,225} (a_s)^{0,35} 25^{(a_s \frac{f_{yw}}{f})} (1,25^{100\rho_d})$$

Οπού στις παραπάνω σχέσεις:

a_s = λόγος διάτμησης που δίδεται από M/Y_h .

ω, ω' = μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού (ο ενδιάμεσος διαμήκης οπλισμός μεταξύ εφελκόμενου και θλιβόμενου πέλματος θεωρείται ως εφελκόμενος).

$v = N/bhf_c$, όπου b το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης.

$\rho_s = A_{sh}/bwsh$, γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση φόρτισης.

ρ_d = γεωμετρικό ποσοστό τυχόν δισδιαγώνιου οπλισμού.

2.1.8 Ενεργός Δυσκαμψία:

Η ενεργός δυσκαμψία του μήκους διάτμησης ενός μέλους L_v υπολογίζεται με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ:

$$EI_{eff} = \frac{M_y L_v}{3\theta_y}$$

Οπού:

M_y = τιμή ροπής στη διαρροή ακραίας διατομής του στοιχείου

θ_y = τιμή γωνίας στροφής χορδής στη διαρροή ακραίας διατομής του στοιχείου

Η τελική τιμή της ενεργού δυσκαμψίας για κάθε μέλος λαμβάνεται ως ο μέσος όρος των τεσσάρων τιμών που προκύπτουν στα άκρα του για αρνητικές και θετικές ροπές σε αντισυμμετρική κάμψη.

2.1.9 Διάτμηση:

Για τον υπολογισμό της διατμητικής αντοχής V_R μέλους υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση υπολογίζεται από τη παρακάτω σχέση, σύμφωνα με το παράρτημα 7Γ.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ:

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

Όπου:

h = ύψος διατομής (ίσο με τη διάμετρο D στις κυκλικές διατομές).

x = ύψος της θλιβόμενης ζώνης.

N = αξονικό φορτίο (θετικό για θλίψη, μηδενικό για εφελκυσμό).

L_v = μήκος διάτμησης.

A_c = εμβαδόν διατομής σκυροδέματος, ισούται με $b_w d$ σε ορθογωνικές διατομές πάχους κορμού b_w και στατικό ύψος d . Για κυκλικές διατομές ισούται με $\pi D_c^2/4$, όπου D_c η διάμετρος του πυρήνα της διατομής εντός των συνδετήρων.

f_c = θλιπτική αντοχή σκυροδέματος σε MPa.

ρ_{tot} = συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού (εφελκυσμένου, θλιβόμενου και ενδιάμεσου).

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

- Για διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους b_w :

$$V_w = \rho_w b z f_{yw}$$

Όπου:

ρ_w = ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού.

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

f_{yw} = τάση διαρροής εγκάρσιου οπλισμού

- Για κυκλικές διατομές:

$$V_w = \frac{\pi}{2} \frac{A_{sw}}{s} f_{yw} (D - 2c)$$

Όπου:

A_{sw} = εμβαδόν της διατομής ενός κυκλικού συνδετήρα.

s = απόσταση μεταξύ διαδοχικών συνδετήρων.

c = επικάλυψη του οπλισμού.

Διατμητική αντοχή κορμού τοιχώματος υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση σε όρους σύνθλιψης του κορμού:

Σύμφωνα με το παράρτημα 7Γ.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ:

$$V_{R,max} = \frac{0,85 (1-0,06 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl}))}{\gamma_{el}} (1+1,8 \min(0,15; \frac{N}{A_c f_c})) (1+0,25 \max(1,75; 100 \rho_{tot}))$$
$$(1-0,2 \min(2; \frac{L_v}{h})) \sqrt{f_c} b_w z$$

Διατμητική αντοχή «κοντού» υποστυλώματος υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση σε όρους σύνθλιψης της διαγωνίου:

Σύμφωνα με το παράρτημα 7Γ.5 του ΚΑΝ.ΕΠΕ:

$$V_{R,max} = \frac{4/7 (1-0,02 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl}))}{\gamma_{el}} (1+1,35 \frac{N}{A_c f_c}) (1+0,45 (100 \rho_{tot}))$$
$$\sqrt{\min(40; f_c)} b_w z \sin 2\delta$$

2.1.10 Διαφοροποιήσεις Μεταλλικών Κατασκευών:

Διάγραμμα F-δ:

2.1.10.1 Δοκοί και υποστυλώματα σε κάμψη:

Το διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης στην περίπτωση καμπτόμενων μελών από χάλυβα όπως και στην περίπτωση του σκυροδέματος δίδεται ως διάγραμμα ροπής M και γωνίας στροφής-χορδής θ .

Για γραμμική μεταβολή της ροπής κάμψεως, η στροφή διαρροής θ_y μπορεί να υποτεθεί εξιδανικευμένα ίση με:

$$\theta_y = \frac{M_y L_s}{3EI}$$

Η ικανότητα οριακής ανελαστικής παραμόρφωσης θ_u , θα πρέπει να εκφράζεται σε όρους πλαστικής στροφής στο άκρο του μέλους, ως πολλαπλάσιο της στροφής της χορδής στη διαρροή θ_y στο εν λόγω άκρο ανάλογα με την κατηγορία της διατομής. Για δοκούς και υποστυλώματα με αδιάστατο αξονικό φορτίο ν , όχι μεγαλύτερο από 0,30, οι ικανότητες ανελαστικής παραμόρφωσης στις τρεις οριακές καταστάσεις μπορεί να προσδιορίζονται σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα:

	Οριακή κατάσταση		
Κατηγορία διατομής	DL	SD	NC
1	1,0 θ_y	6,0 θ_y	8,0 θ_y
2	0,25 θ_y	2,0 θ_y	3,0 θ_y

2.1.10.2 Μέλη υπό αξονική ένταση

Το διάγραμμα F- δ στην περίπτωση αξονικά καταπονούμενων μελών από χάλυβα δίδεται ως διάγραμμα δύναμης F και αξονικής παραμόρφωσης.

Για συνδέσμους υπό θλίψη η ικανότητα ανελαστικής παραμόρφωσης θα πρέπει να εκφράζεται σε όρους αξονικής παραμόρφωσης του συνδέσμου, ως πολλαπλάσιο της αξονικής παραμόρφωσης του συνδέσμου υπό φορτίο λυγισμού, Δ_c . Για συνδέσμους υπό θλίψη (εκτός από τους συνδέσμους πλαισίων με έκκεντρους συνδέσμους) οι ικανότητες ανελαστικής παραμόρφωσης στις τρεις οριακές καταστάσεις μπορούν να λαμβάνονται σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα:

$$\Delta_c = \frac{P_{cr}L}{EA}$$

	Οριακή Κατάσταση		
Κατηγορία διατομής	DL	SD	NC
1	0,25 Δ_c	4,0 Δ_c	6,0 Δ_c
2	0,25 Δ_c	1,0 Δ_c	2,0 Δ_c

Πίνακας 2.1 : Ικανότητες ανελαστικής παραμόρφωσης στις τρεις οριακές καταστάσεις για συνδέσμους υπό θλίψη

Για συνδέσμους σε εφελκυσμό η ανελαστική ικανότητα παραμόρφωσης θα πρέπει να εκφράζεται σε όρους αξονικής παραμόρφωσης του συνδέσμου, ως πολλαπλάσιο της αξονικής παραμόρφωσης του συνδέσμου στο εφελκυστικό όριο διαρροής, Δ_t . Για συνδέσμους σε εφελκυσμό (εκτός από συνδέσμους σε πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους) κατηγορίας διατομής 1 ή 2, οι ικανότητες ανελαστικής παραμόρφωσης στις τρεις οριακές καταστάσεις μπορούν να λαμβάνονται σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα:

$$\Delta_t = \frac{f_v L}{E}$$

Οριακή κατάσταση		
DL	SD	NC
0,25 Δ_t	7,0 Δ_t	9,0 Δ_t

Πίνακας 2.2 Ικανότητες ανελαστικής παραμόρφωσης στις τρεις οριακές καταστάσεις για συνδέσμους υπό εφελκυσμό

Για δοκούς ή υποστυλώματα σε εφελκυσμό η ικανότητα ανελαστικής παραμόρφωσης θα πρέπει να εκφράζεται σε όρους αξονικής παραμόρφωσης του μέλους, ως πολλαπλάσιο της αξονικής του παραμόρφωσης στο όριο εφελκυστικής διαρροής, Δ_t . Για δοκούς ή υποστυλώματα σε εφελκυσμό (εκτός από εκείνα σε πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους) κατηγορίας διατομής 1 ή 2, οι ικανότητες ανελαστικής παραμόρφωσης στις τρεις οριακές καταστάσεις μπορούν να λαμβάνονται σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα:

Οριακή κατάσταση		
DL	SD	NC
0,25 Δ_t	3,0 Δ_t	5,0 Δ_t

Πίνακας 2.2 Ικανότητες ανελαστικής παραμόρφωσης στις τρεις οριακές καταστάσεις για μέλη υπό εφελκυσμό

2.2 Καμπύλη αντίστασης:

2.2.1 Γενικά:

Για τη δημιουργία της καμπύλης αντίστασης πραγματοποιούνται διαδοχικές στατικές αναλύσεις με σταδιακή αύξηση της οριζόντιας φόρτισης κατά τη φορά μιας διεύθυνσης και υπολογισμό της μετακίνησης στον κόμβο ελέγχου, ο οποίος βρίσκεται στο κέντρο μάζας της οροφής του κτιρίου. Κατά τη διάρκεια αυτής τη διαδικασίας στοιχεία τα οποία έχουν διαρρεύσει εμφανίζουν μειωμένη δυσκαμψία, η οποία λαμβάνεται υπόψη στο μητρώο δυσκαμψίας του κτιρίου σε επόμενο βήμα. Οι θέσεις πεπερασμένου μήκους όπου αναμένονται ανελαστικές παραμορφώσεις είναι τα άκρα των δοκών και η κορυφή και βάση των υποστυλωμάτων. Πέραν αυτών των περιοχών η συμπεριφορά του μέλους βασίζεται στην ελαστική θεωρία. Η καμπύλη αντίστασης θα προσδιορίζεται με βάση τον EC8-1, §4.3.3.4.2.3(1), (2).

2.2.2 Μέθοδοι επίλυσης:

Η εξαγωγή της καμπύλης αντίστασης γίνεται είτε με αύξηση του επιβαλλόμενου φορτίου, είτε με αύξηση επιβαλλόμενων μετατοπίσεων και εύρεση του φορτίου που

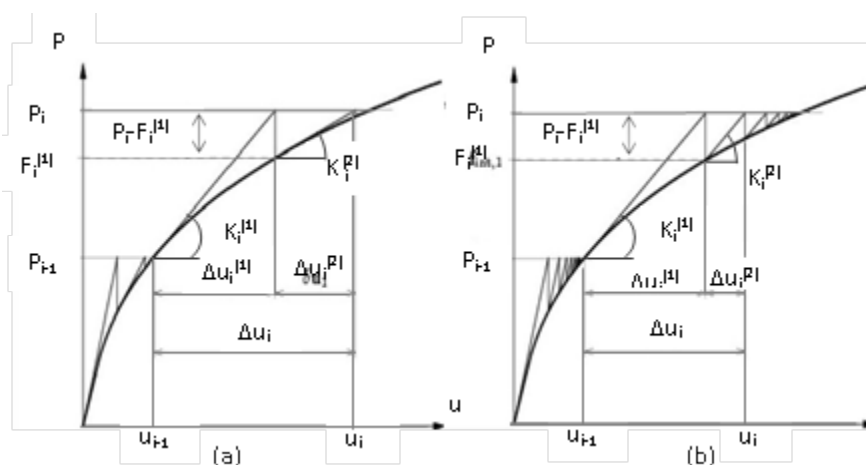
ισορροπεί τις παραμορφώσεις αυτές. Σύμφωνα με το θεωρητικό κανονιστικό υπόβαθρο του προγράμματος Fespa, το οποίο είναι σύμφωνο με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, πρώτη περίπτωση αναφέρεται ως

«Μέθοδος ελέγχου Δυνάμεων» (Load control) και η δεύτερη περίπτωση

«Μέθοδος ελέγχου Μετακινήσεων» (Displacement control).

2.2.2.1 Μέθοδος ελέγχου δυνάμεων:

Η μέθοδος αυτή σχετίζεται με σταθερή αύξηση της επιβαλλόμενης δύναμης και υπολογισμό της μετακίνησης του κόμβου ελέγχου. Η γενικότερη μη-γραμμική συμπεριφορά της κατασκευής αντιμετωπίζεται με διαδοχικές γραμμικές επιλύσεις σύμφωνα με τη γενική μεθοδολογία επίλυσης μη-γραμμικών συστημάτων Newton-Raphson.



Εικόνα 2.11: πλήρης και τροποποιημένη μέθοδος Newton – Raphson, αντίστοιχα, για τη μέθοδο των δυνάμεων.

Ο αλγόριθμος ανίχνευσης της μη-γραμμικής καμπύλης περιλαμβάνει την επιβολή του εξωτερικού φορτίου σε βήματα ΔP και την επίλυση του αντίστοιχου γραμμικού συστήματος σύμφωνα με το τρέχον εφαπτομενικό μητρώο δυσκαμψίας της κατασκευής. Η μη-γραμμική φύση του προβλήματος απαιτεί τη διενέργεια διαδοχικών επαναληπτικών επιλύσεων μέσα σε κάθε βήμα ώστε να επιτευχθεί ισορροπία. Πιο συγκεκριμένα μέσα σε κάθε βήμα i πραγματοποιούνται οι ακόλουθοι υπολογισμοί.

- Υπολογισμός επαυξητικών επικόμβιων μετατοπίσεων $\Delta u_i^{(1)}$ της 1ης επανάληψης.

$$\Delta P = K_i^{(1)} * \Delta u_i^{(1)}$$

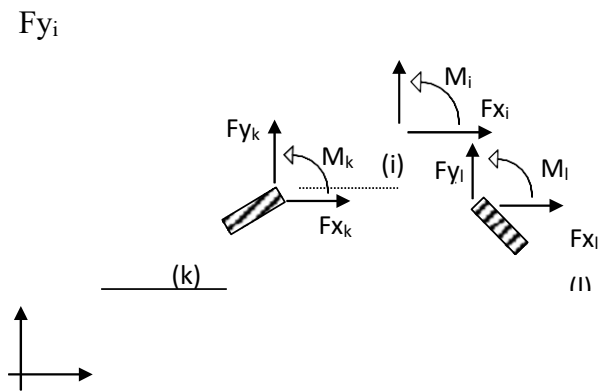
Το εφαπτομενικό μητρώο δυσκαμψίας $K_i^{(1)}$ είναι το ίδιο με το μητρώο που έχει υπολογιστεί στην τελευταία επανάληψη j του προηγούμενου βήματος $i-1$,

$K_{i-1}^{(1)}$, ενώ παράλληλα αποθηκεύονται τα εφαπτομενικά μητρώα δυσκαμψίας του κάθε μέλους $k_{i-1}^{(1)}$.

- Ανανέωση των συνολικών επικόμβιων μετακινήσεων.

$$u_i^{(1)} = u_{i-1} + \Delta u_i^{(1)}$$

- Προσδιορισμός των γωνιών στροφής χορδής κάθε μέλους από τις ολικές επικόμβιες μετατοπίσεις της τρέχουσας επανάληψης.
- Εύρεση της τρέχουσας εφαπτομενικής δυσκαμψίας κάθε άκρου μέλους και υπολογισμός των τοπικών μητρώων δυσκαμψίας των μελών $k_1^{(1)}$.
- Υπολογισμός των επαυξητικών επικόμβιων δράσεων των μελών και μόρφωση του συνολικού μητρώου εσωτερικών δράσεων σύμφωνα με τη συμβολή του κάθε μέλους.



Εικόνα 2.12 : μόρφωση μητρώου εσωτερικών δράσεων

- Υπολογισμός υπολειμματικών δράσεων (διαφορά εσωτερικών-εξωτερικών φορτίων) και έλεγχος σύγκλισης της μεθόδου.

$$\Delta P_i^{(1)} = P_i - F_i^{(1)}$$

- Σε περίπτωση ικανοποίησης του κριτηρίου σύγκλισης το βήμα ολοκληρώνεται και γίνεται εκ νέου επαύξηση του εξωτερικού φορτίου. Σε περίπτωση μη ικανοποίησης, ανάλογα με το είδος της μεθόδου Newton- Raphson που επιλέγεται γίνονται τα ακόλουθα:

Πλήρης μέθοδος Newton-Raphson: Μόρφωση του συνολικού εφαπτομενικού μητρώου δυσκαμψίας της κατασκευής $K_i^{(2)}$ σύμφωνα με τα ανανεωμένα τοπικά μητρώα των μελών.

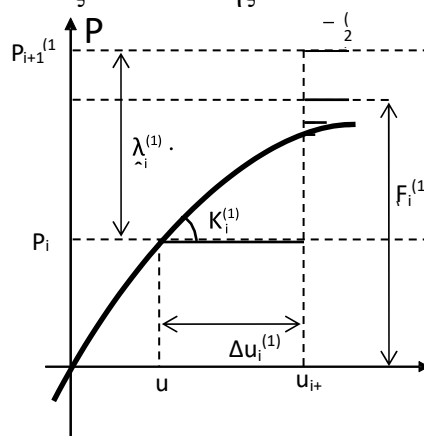
Τροποποιημένη μέθοδος Newton-Raphson: Διατηρείται το εφαπτομενικό μητρώο της αρχικής επανάληψης $K_i^{(2)} = K_i^{(1)}$.

- Εκκίνηση της 2ης επανάληψης και εύρεση των νέων επαυξητικών μετατοπίσεων $\Delta u_i^{(2)}$ με το ρόλο της εξωτερικής δύναμης να διαδραματίζει το μη ισορροπούμενο φορτίο $\Delta P_i^{(1)}$.

Σύμφωνα με το σχήμα της μεθόδου των δυνάμεων, αν και η πλήρης μέθοδος Newton-Raphson εκτελεί λιγότερες επαναλήψεις μέσα σε κάθε βήμα, ο συνολικός υπολογιστικός χρόνος του βήματος είναι μεγαλύτερος από τον αντίστοιχο της τροποποιημένης μεθόδου, λόγω του αυξημένου υπολογιστικού κόστους της μόρφωσης και αντιστροφής του ανανεωμένου μητρώου δυσκαμψίας. Η καταλληλότητα της κάθε μεθόδου εξαρτάται από το είδος και το βαθμό της μη-γραμμικότητας του εκάστοτε προβλήματος. Σε γενικές γραμμές πάντως, προτείνεται να εκτελείται αρχικά η τροποποιημένη μέθοδος Newton-Raphson και σε περίπτωση αποτυχίας αριθμητικής σύγκλισης να δοκιμάζεται έπειτα η πλήρης.

2.2.2.2 Μέθοδος ελέγχου μετατοπίσεων:

Η δεύτερη μέθοδος σχετίζεται με επιβολή μετακινήσεων και εύρεση του συντελεστή που πρέπει να πολλαπλασιαστούν τα εξωτερικά φορτία ώστε η προκύπτουσα μετατόπιση στον κόμβο ελέγχου να προκύψει ίση με τη δεδομένη. Ως δεδομένο τίθεται η μέγιστη μετατόπιση του κόμβου ελέγχου και διαιρώντας την τιμή αυτή με τον αριθμό βημάτων προκύπτει η μετακίνηση κάθε βήματος. Ως άγνωστες παράμετροι είναι οι επικόμβιες μετατοπίσεις της κατασκευής (εκτός από τη δεδομένη μετατόπιση του κόμβου ελέγχου) και ο φορτιστικός συντελεστής λ .



Εικόνα 2.13 : Μέθοδος των μετακινήσεων

Στη μέθοδο των μετακινήσεων οι επαναλήψεις που πραγματοποιούνται μέσα σε κάθε βήμα γίνονται για σταθερή μετατόπιση. Συνεπώς οι επαυξητικές επικόμβιες μετατοπίσεις παίρνουν σταθερή τιμή κατά την 1η επανάληψη ($\Delta u_i^{(1)}=c$), ενώ στις επόμενες επαναλήψεις παραμένουν μηδενικές ($\Delta u_i^{(j)}=0$ για $j \geq 2$), (Σχήμα 1.25). Πιο συγκεκριμένα μέσα σε κάθε επαυξητικό βήμα πραγματοποιούνται τα ακόλουθα:

- Δεδομένα είναι η συνολικές μετατοπίσεις u_i , η επιβαλλόμενη επαυξητική μετατόπιση $\Delta u_i^{(1)}$ του κόμβου ελέγχου και η συνολική δυσκαμψία $K_i^{(1)}$ στο

τέλος του προηγούμενου βήματος. Επίσης, σταθερό δεδομένο σε κάθε βήμα είναι η ονομαστική κατανομή των φορτίων \hat{P} .

- Με βάση την εφαπτομενική δυσκαμψία $K_i^{(1)}$ του τρέχοντος βήματος υπολογίζονται οι ονομαστικές μετατοπίσεις $\Delta \hat{u}_i$ που προκαλεί το ονομαστικό διάνυσμα του φορτίου \hat{P}

$$\hat{P} = K_i^{(1)} * \Delta \hat{u}_i$$

- Υπολογισμός του φορτιστικού συντελεστή $\lambda_i^{(1)}$ και εύρεση των εξωτερικών επιβαλλόμενων φορτίων $P_{i+1}^{(1)}$:

$$\lambda_i^{(1)} = \Delta u_i^{(1)} / \Delta \hat{u}_i$$

$$P_{i+1}^{(1)} = P_i + \lambda_i^{(1)} * \hat{P}$$

- Για τις τρέχουσες ολικές μετατοπίσεις της κατασκευής υπολογίζεται το διάνυσμα των εσωτερικών δράσεων της κατασκευής $F_i^{(1)}$.
- $P_{i+1}^{(1)} - F_i^{(1)} = K_i * \overline{\Delta u_i^{(2)}}$
- Αν οι υπολοιπούμενες μετατοπίσεις δεν ικανοποιούν το κριτήριο σύγκλισης υπολογίζεται ο φορτιστικός συντελεστής της 2ης επανάληψης.

$$\lambda_i^{(2)} = \overline{\Delta u_i^{(2)}} / \Delta \hat{u}_i$$

- Η διαδικασία συνεχίζεται μέχρι να εξαλειφθούν οι υπολειπούμενες μετατοπίσεις, σύμφωνα με το σχήμα της μεθόδου των μετακινήσεων, όταν πρακτικά δηλαδή η νόρμα τους γίνει μικρότερη από μία ανοχή.

Πλεονεκτήματα-Μειονεκτήματα της κάθε μεθόδου:

- Μέθοδος ελέγχου δυνάμεων:

+ : Φορτίο σαφώς καθορισμένο σε κάθε βήμα.

- : Αδυναμία προσδιορισμού του φθίνοντα κλάδου της καμπύλης αντίστασης.

- Μέθοδος ελέγχου Μετακινήσεων:

+ : Δυνατότητα προσδιορισμού του φθίνοντα κλάδου της καμπύλης αντίστασης.

- : Υπολογιστικά πιο χρονοβόρα από τη μέθοδο των δυνάμεων.

2.2.2.3 Στοχευόμενη Μετατόπιση- Μέθοδος EC8 (Μέθοδος N2)

Μετατροπή του πολυβάθμιου συστήματος σε ισοδύναμο μονοβάθμιο

Για να γίνει δυνατή η σύγκριση της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής με τη σεισμική απαίτηση που ορίζεται από το φάσμα σχεδιασμού είναι αναγκαία αρχικά η μετατροπή της απόκρισης του πολυβάθμιου συστήματος στην αντίστοιχη του ισοδύναμου μονοβαθμίου. Η κατανομή των φορτίων στο επίπεδο του κέντρου βάρους

των ορόφων γίνεται με βάση την κατανομή των αδρανειακών του χαρακτηριστικών σύμφωνα με την παρακάτω εξίσωση:

$$F_i = V \frac{m_i \varphi_i}{\sum_{j=1}^N (m_j \varphi_j)}$$

όπου i, j οι στάθμες της κατασκευής, V είναι η τέμνουσα βάσης, φ_i οι ιδιομορφικές μετατοπίσεις του διαφράγματος i και m_i οι αντίστοιχες μάζες. Οι συντελεστές φ_i υποδεικνύουν την κατανομή των μετακινήσεων στους ορόφους.

Οι τιμές των ιδιομορφικών μετατοπίσεων κανονικοποιούνται ως προς την μετακίνηση οροφής ώστε η τιμή του φ στην οροφή να γίνεται ίση με τη μονάδα.

Με χρήση της εξίσωσης του F_i η μετατροπή του μονοβάθμιου ισοδύναμου συστήματος σε πολυβάθμιο σύστημα γίνεται σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

$$Q = \Gamma Q^*$$

Όπου

Q^* οποιοδήποτε μέγεθος στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα

Q το αντίστοιχο μέγεθος στο πολυβάθμιο σύστημα

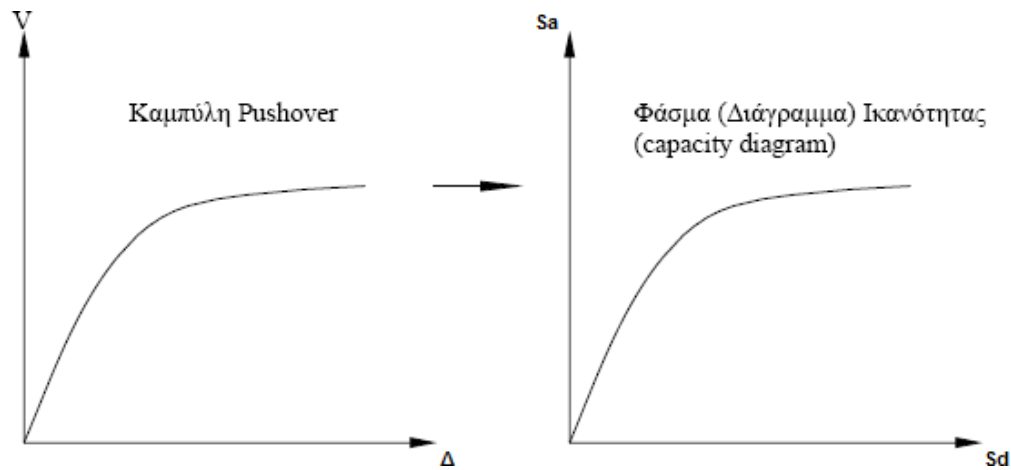
Γ ο συντελεστής συμμετοχής που δίνεται από την ακόλουθη σχέση [EC8- 1 (B.3)]:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \varphi_i}{\sum m_i \varphi_i^2}$$

Ο αριθμητής στη παραπάνω σχέση ισούται με τη μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος m^* .

Εφόσον οι δυνάμεις και οι μετακινήσεις ακολουθούν τον ίδιο μετασχηματισμό που δίνεται από τη σχέση που δίνει το Q , η δυσκαμψία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος θα ισούται με τη δυσκαμψία του αντίστοιχου πολυβάθμιου. Δε συμβαίνει όμως το ίδιο με τις ιδιοπεριόδους των δύο συστημάτων.

Για να είναι δυνατή η αντιπαραβολή της ικανότητας της κατασκευής με τη σεισμική απαίτηση ώστε να είναι εφικτός ο σχεδιασμός τους στο ίδιο διάγραμμα, η καμπύλη Pushover του μονοβάθμιου μετατρέπεται σε φάσμα ικανότητας (ADRS). Σύμφωνα με το θεωρητικό κανονιστικό υπόβαθρο του προγράμματος Fespa, η μετατροπή γίνεται με βάση τις παρακάτω σχέσεις.



Εικόνα 2.14 : Μετατροπή της καμπύλης αντίστασης του πολυβάθμιου συστήματος σε φάσμα ικανότητας του μονοβάθμιου ισοδύναμου συστήματος

$$S_a = \frac{V}{a \cdot m_{tot}}$$

$$S_d = \frac{\Delta}{\Gamma \cdot \varphi_{top}}$$

Όπου:

V: τέμνουσα βάσης του πολυβάθμιου συστήματος.

m_{tot} : συνολική μάζα πολυβάθμιου συστήματος.

φ_{top} : η κανονικοποιημένη ιδιομορφική μετακίνηση κορυφής. Συνήθως ισούται με τη μονάδα.

a: ποσοστό συνολικής μάζας που συμμετέχει στη δυναμική απόκριση της κατασκευής για την αναμενόμενη ιδιομορφή της παραμόρφωσης, που δίνεται από την ακόλουθη σχέση, όπου φαίνεται πως ο όρος του αθροίσματος στον αριθμητή αντιπροσωπεύει τη μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

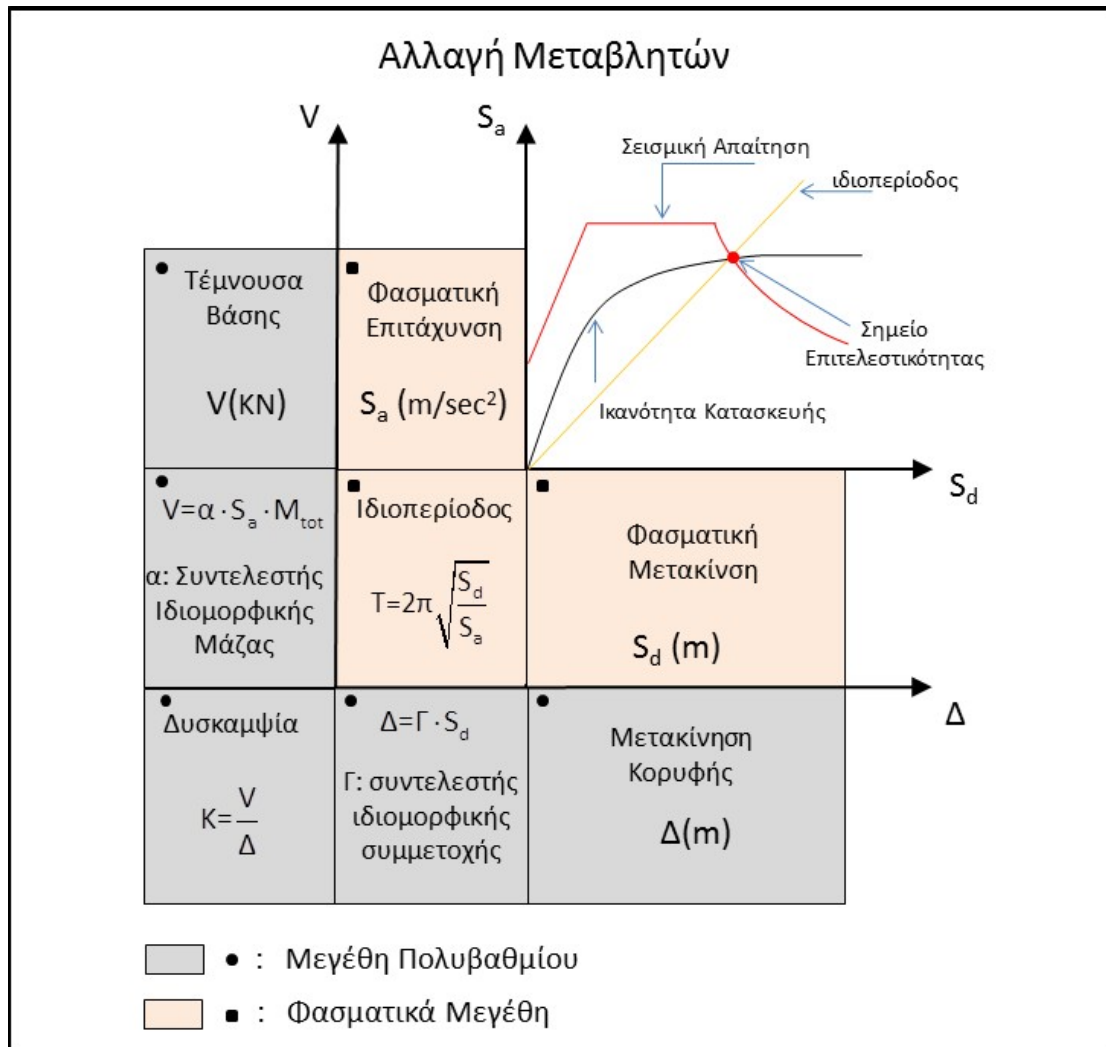
$$a = \frac{\Gamma \sum m_i \varphi_i}{m_{tot}} = \Gamma \frac{m^*}{m_{tot}}$$

Δ : μετακίνηση οροφής πολυβάθμιου συστήματος

Οι παραπάνω σχέσεις μπορούν να μετατραπούν σε όρους δύναμης-μετακίνησης του αντίστοιχου μονοβαθμίου όπως αναγράφονται στο Παράρτημα Β του EC8-1, ως εξής:

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} = S_a m^*$$

$$d^* = \frac{\Delta}{\Gamma} = S_d$$



Εικόνα 2.15 : Διαδικασία μετατροπής της καμπύλης ικανότητας του κτιρίου σε φάσμα ικανότητας, θεωρητικό κανονιστικό υπόβαθρο προγράμματος Fespa.

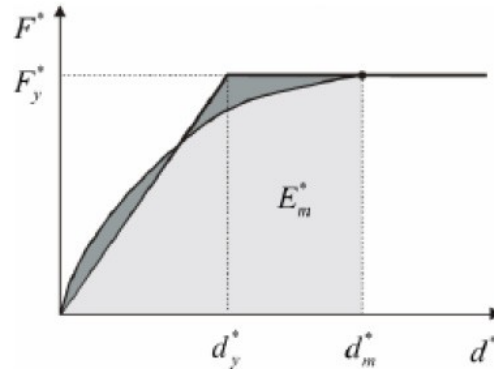
2.2.2.4 Μετατροπή της καμπύλης αντίστασης του μονοβάθμιου σε ιδεατό διγραμμικό φάσμα:

Σύμφωνα με το Παράρτημα Β του EC8-1 η καμπύλη αντίστασης του μονοβάθμιου συστήματος διαγραμματικοποιείται καθώς η πρώτη διαρροή στο πολυβάθμιο σύστημα δεν ταυτίζεται με τη διαρροή του μονοβαθμίου. Το διγραμμικό διάγραμμα αντίστασης κατασκευάζεται χωρίς κράτνυση, το οποίο σημαίνει πως ο μετελαστικός κλάδος είναι οριζόντιος. Η κλίση του ελαστικού κλάδου είναι τέτοια ώστε τα εμβαδά που αποκόπτονται κάτω και πάνω από την αρχική καμπύλη να είναι ίσα, όπως φαίνεται στην εικόνα 2.16.

Βάσει αυτής της παραδοχής, η μετακίνηση διαρροής του εξιδανικευμένου μονοβάθμιου συστήματος d_y^* δίνεται από:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right)$$

όπου E_m^* είναι το εμβαδόν κάτω από την αρχική καμπύλη έως τη μέγιστη μετακίνηση και εκφράζει την ενέργεια παραμόρφωσης. Ακολουθεί μια επαναληπτική διαδικασία για τον προσδιορισμό της μετακίνησης διαρροής.



Εικόνα 2.16 : μετατροπή του φάσματος αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή σε διγραμμικό κατά EC8-1.

Η ιδιοπερίοδος του εξιδανικευμένου ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος δυνάμει των προαναφερθέντων σχέσεων δίνεται από τη σχέση [EC8-1 (B.7)]:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}}$$

Υπολογισμός της ανελαστικής μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος:

Μετά τον υπολογισμό της ιδιοπερίοδου του μονοβάθμιου ισοδύναμου συστήματος, είναι δυνατός ο υπολογισμός ελαστικής στοχευόμενης μετακίνησης σύμφωνα με τη σχέση:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2$$

Όπου:

$S_e(T^*)$ η ελαστική φασματική επιτάχυνση στην περίοδο T^* .

Η ανελαστική στοχευόμενη μετακίνηση d_t^* του μονοβάθμιου συστήματος υπολογίζεται ως εξής:

1. $T^* < T_c$ (μικρές ιδιοπερίοδοι κατασκευών):

- Εάν $F_y^* / m^* \geq S_e(T^*)$, η απόκριση είναι ελαστική και συνεπώς

$$d_t^* = d_{et}^*$$

- Εάν $F_y^* / m^* \leq S_e(T^*)$, η απόκριση είναι μη γραμμική και $d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} (1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*}) \geq d_{et}^*$ όπου $q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*}$
- 2. $T^* \geq T_c$ (μεσαίες και μεγάλες ιδιοπερίοδοι κατασκευών) όπου θεωρείται ότι ισχύει η παραδοχή των ίσων μετακινήσεων και συνεπώς

$$d_t^* = d_{et}^*$$

Επαναληπτική Διαδικασία:

Εάν η επιδιωκόμενη μετακίνηση d_t^* διαφέρει σημαντικά από τη μέγιστη μετακίνηση του μονοβαθμίου d_m^* , μπορεί να εφαρμοστεί βηματική διαδικασία στην οποία υπολογίζεται ξανά το διγραμμικό διάγραμμα όπου πλέον αντί της d_m^* χρησιμοποιείται η d_t^* (και η αντίστοιχη F_y^*) στη σχέση του d_y^* .

Υπολογισμός της ανελαστικής μετακίνησης του πολυβάθμιου συστήματος:

Τελικά η ανελαστική στοχευόμενη μετακίνηση του πολυβάθμιου συστήματος δίνεται από:

$$d_t = \Gamma d_t^*$$

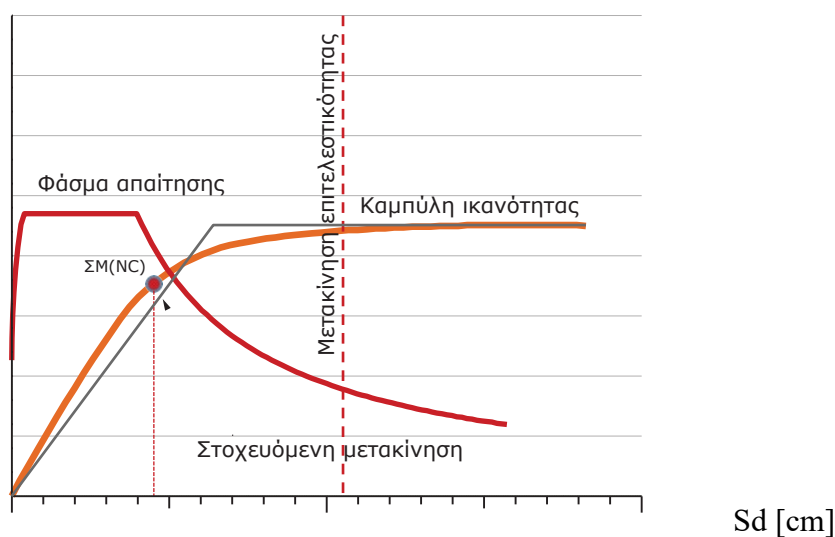
2.2.2.5 Τελικός Έλεγχος Επάρκειας:

2.2.2.5.1 Καθολικός έλεγχος κατασκευής

Ο σχεδιασμός ενός νέου κτιρίου με βάση τους Ευρωκώδικες έγινε με τέτοιο τρόπο ώστε να επαρκεί για στάθμη επιτελεστικότητας Αποφυγής Κατάρρευσης. Στο παρακάτω σχήμα φαίνονται το ελαστικό φάσμα, η καμπύλη αντίστασης της κατασκευής και η μετακίνηση που αντιστοιχεί σε στάθμη επιτελεστικότητας Αποφυγής Κατάρρευση. Σημειώνεται επίσης η στοχευόμενη μετακίνηση που λόγω των αυξημένων πλαστικών παραμορφώσεων δεν βρίσκεται στο σημείο τομής της καμπύλης με το ελαστικό φάσμα, αλλά στο σημείο όπου θα αντιστοιχούσε η τομή με ένα υποβαθμισμένο πλαστικό φάσμα.

Ο έλεγχος γίνεται με βάση τις μετακινήσεις και συγκεκριμένα αν η ικανότητα μετακίνησης της κατασκευής για τη συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας είναι μεγαλύτερη από τη στοχευόμενη. Η διαδικασία αυτή έγκειται στην παρατήρηση αν η διακεκομμένη γραμμή (μετακίνηση για την αστοχία του πρώτου κύριου μέλους της κατασκευής) βρίσκεται δεξιά της στοχευόμενης μετατόπισης, γεγονός που θα σήμαινε την επάρκεια της κατασκευής. Στο συγκεκριμένο παράδειγμα η απαίτηση αυτή ικανοποιείται.

Sa [m/s²]



Εικόνα 2.17 : Τελικός Έλεγχος Επάρκειας Κατασκευής, θεωρητικό κανονιστικό υπόβαθρο προγράμματος Fespa.

Τελικός Έλεγχος Επάρκειας Κατασκευής

2.2.2.5.2 Έλεγχος σε επίπεδο μέλους:

Έπειτα από την εύρεση της στοχευόμενης μετακίνησης της κατασκευής, βρίσκονται για κάθε μέλος ξεχωριστά οι γωνίες στροφής-χορδής που αντιστοιχούν στο βήμα επίλυσης όπου παρατηρείται η μετακίνηση αυτή. Ως συντελεστής επάρκειας της κάθε στάθμης επιτελεστικότητας ορίζεται ο λόγος της ευρισκόμενης αυτής τιμής προς την αντίστοιχη τιμή που ορίζει το κριτήριο επιτελεστικότητας. Τα παραπάνω ισχύουν για την περίπτωση της κάμψης, ενώ όσον αφορά την τέμνουσα ο λόγος επάρκειας αφορά μόνο την Αποφυγή Κατάρρευσης και υπολογίζεται ως ο λόγος της τέμνουσας του μέλους που αντιστοιχεί στη στοχευόμενη μετακίνηση προς την διατμητική αντοχή του μέλους.

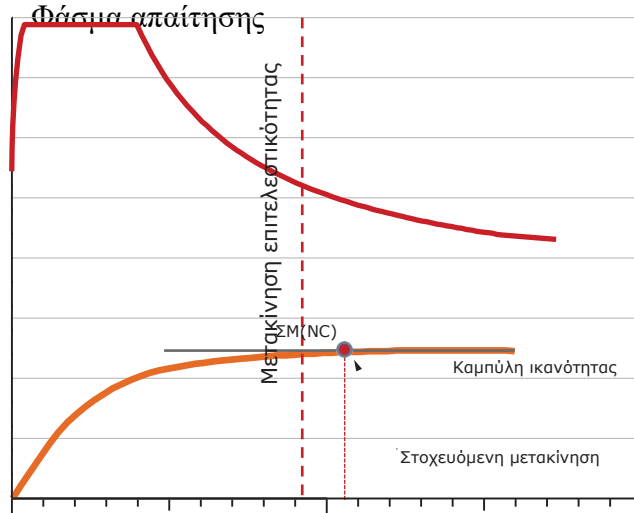
$$\lambda = \frac{\theta}{\theta_{lim}}, \lambda = \frac{V}{V_R}$$

Για κάθε μέλος υπολογίζονται οι λόγοι επάρκειας της κάθε στάθμης επιτελεστικότητας για όλες τις σεισμικές φορτίσεις που εκτελούνται. Στην περίπτωση που η κατασκευή δεν πληρεί τον καθολικό έλεγχο επάρκειας, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα, κάποιοι λόγοι επάρκειας θα υπερβούν τη μονάδα. Συνεπώς, απαιτείται επανασχεδιασμός του φορέα σε περίπτωση νέου δομήματος ή ενίσχυση σε περίπτωση υπάρχοντος. Στόχος είναι η εκπλήρωση όλων των στόχων επιτελεστικότητας και επιτυγχάνεται γενικά με τις εξής περιπτώσεις:

- Με αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής μέσω αύξησης των διαστάσεων των διατομών και του οπλισμού.

- Με αύξηση της διατιθέμενης πλαστιμότητας της κατασκευής μέσω της καλύτερης περίσφιξης των διατομών.

Sa [m/s²]



Sd [cm]

Εικόνα 2.18 : Μη ικανοποίηση του ελέγχου επάρκειας, θεωρητικό κανονιστικό υπόβαθρο προγράμματος Fespa.

2.2.2.5.3 Εύρεση του μέγιστου σεισμικού συντελεστή που αντιστοιχεί σε κάθε στάθμη επιτελεστικότητας:

Πλεονέκτημα της μη γραμμικής ανάλυσης Pushover αποτελεί η δυνατότητα προσδιορισμού του μέγιστου σεισμικού συντελεστή που μπορεί να επιβληθεί σε μία κατασκευή έτσι ώστε αυτή να μην ξεπεράσει οριακά την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας. Παράλληλα, είναι εφικτός ο υπολογισμός της πιθανότητας υπέρβασης του μέγιστου σεισμικού γεγονότος κατά τη συμβατική διάρκεια ζωής του έργου. Είναι προφανής η σημασία της παραπάνω πληροφορίας στη διαδικασία αποδοχής ενός σχεδιασμού νέου δομήματος ή στη διαδικασία αποτίμησης ενός υφιστάμενου δομήματος.

Οι εδαφικές σεισμικές επιταχύνσεις που αναφέρονται στο Εθνικό Προσάρτημα για τον Ευρωκώδικα 8 αναφέρονται σε σεισμικό γεγονός με περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια (10% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια). Στον Ευρωκώδικα 8 (EC8-2, Παράρτημα Α) δίνεται η ακόλουθη σχέση με την οποία γίνεται δυνατός ο υπολογισμός της εδαφικής επιτάχυνσης που αντιστοιχεί σε σεισμό με δεδομένη πιθανότητα επαναφοράς.

$$\frac{a_{gC}}{a_{gR}} = \left(\frac{T_{RC}}{T_{NCR}} \right)^{1/3}$$

a_{gC} η σεισμική εδαφική επιτάχυνση του ζητούμενου σεισμού

$a_{g,R}$ η σεισμική εδαφική επιτάχυνση για συγκεκριμένη ζώνη σεισμικότητας.

(Εθνικό Προσάρτημα για τον Ευρωκώδικα 8.1).

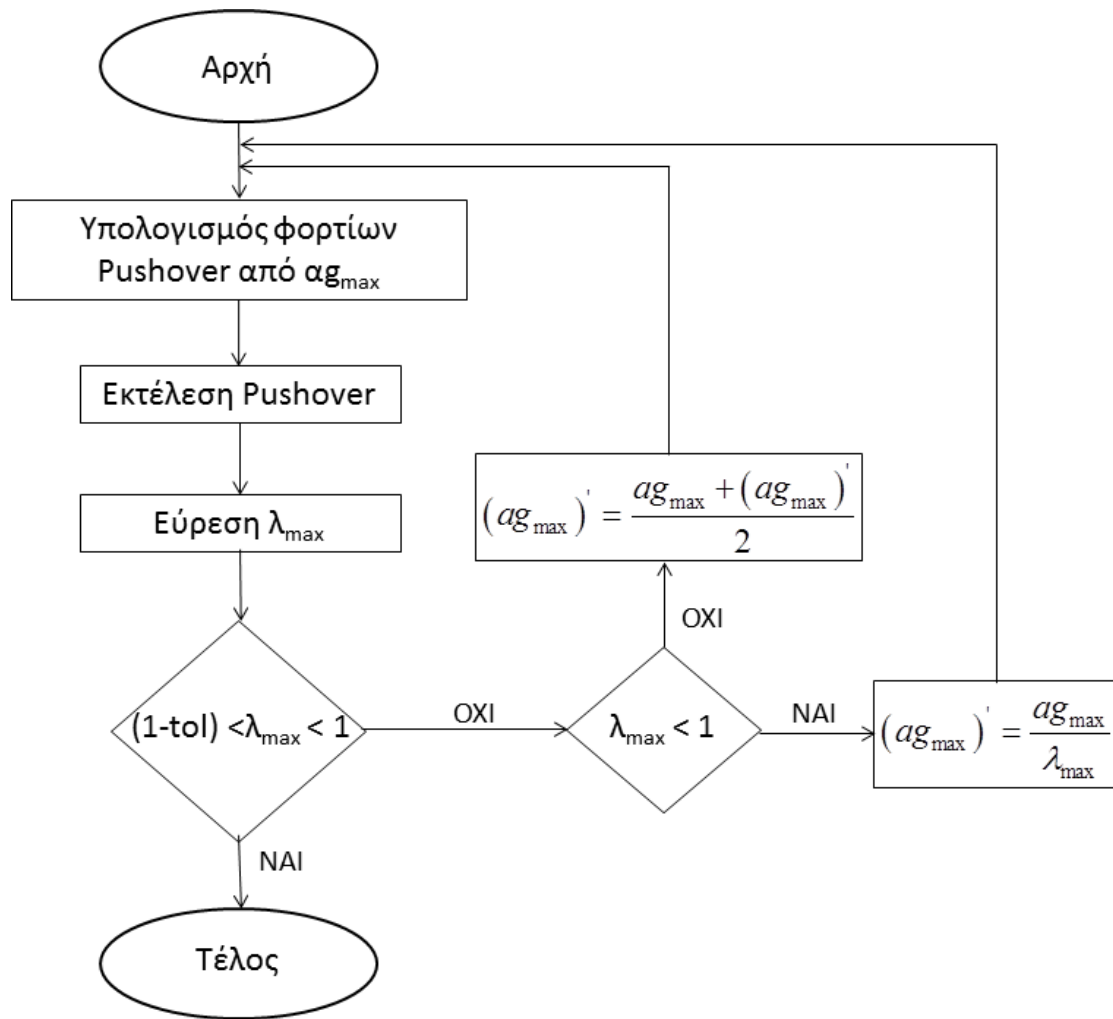
T_{RC} η περίοδος επανάληψης του ζητούμενου σεισμού (π.χ. 72 χρόνια)

T_{NCR} η περίοδος επανάληψης του σεισμού σχεδιασμού ($T_{NCR} = 475$ χρόνια)

Η χρησιμότητα της παραπάνω σχέσης αναδεικνύεται όταν οριστεί ως στόχος σχεδιασμού η εκπλήρωση κάποιας στάθμης επιτελεστικότητας για δεδομένη περίοδο επανάληψης. Συνεπώς, γίνεται υπολογισμός του αντίστοιχου σεισμικού συντελεστή και υπολογίζονται τα φορτία με τα οποία θα πραγματοποιηθεί η ανάλυση Pushover. Μετά το πέρας της ανάλυσης υπολογίζεται ο δυσμενέστερος συντελεστής επάρκειας των μελών. Λόγω της μη γραμμικότητας δεν ισχύει η αναλογία μεταξύ δεδομένου και αποτελέσματος και επομένως ο μέγιστος σεισμικός συντελεστής πρέπει να εκτιμηθεί βάση μιας επαναληπτικής διαδικασίας με τη μέθοδο της διχοτόμησης.

Η διαδικασία προϋποθέτει διαδοχικές μη γραμμικές επιλύσεις και υπολογισμό του μέγιστου συντελεστή επάρκειας κάθε φορά. Ο νέος σεισμικός συντελεστής (ag_{max}) κάθε νέας ανάλυσης μπορεί να υπολογιστεί με βάση τον προηγούμενο ag_{max} και τον μέγιστο λόγο επάρκειας λ_{max} , σύμφωνα με το παρακάτω διάγραμμα. Η επαναληπτική μέθοδος ολοκληρώνεται όταν ο μέγιστος συντελεστής επάρκειας πλησιάσει τη μονάδα χωρίς ωστόσο να την ξεπεράσει.

Η προτεινόμενη επαναληπτική διαδικασία περιγράφεται σύμφωνα με το διάγραμμα ροής του παρακάτω σχήματος.



Εικόνα 2.19 : Διάγραμμα ροής της διαδικασίας υπολογισμού του μέγιστου σεισμικού συντελεστή, θεωρητικό κανονιστικό υπόβαθρο προγράμματος Fespa.

Έπειτα, με δεδομένη τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση υπολογίζεται πάλι από τη σχέση του λόγου $a_{g,c}/a_{g,R}$ η περίοδος επανάληψης της επιτάχυνσης αυτής T_{RC} . Τέλος, η πιθανότητα υπέρβασης της στάθμης αυτής στη διάρκεια ζωής του έργου δίνεται από τη σχέση:

$$P_{RC} = 1 - e^{-\frac{T_L}{T_{RC}}}$$

P_{RC} πιθανότητα υπέρβασης του μέγιστου σεισμικού γεγονότος με περίοδο επανάληψης T_{RC}

T_L η συμβατική διάρκεια ζωής του έργου (TL=50 χρόνια)

T_{RC} η περίοδος επανάληψης του μέγιστου σεισμού που αντέχει η κατασκευή

2.3 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΙΣΤΡΟΙΑΣ)

2.3.1 ΓΕΝΙΚΑ

Η μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας (non linear time history analysis) παρουσιάζεται συνήθως σαν την δεύτερη κατηγορία μη γραμμικής ανάλυσης κατασκευών (τόσο στον Ευρωκώδικα 8 όσο και στον ΚΑΝ.ΕΠΕ) και πρόκειται για μια μέθοδο που τα τελευταία χρόνια βρίσκει όλο και περισσότερη εφαρμογή και σε επίπεδο σχεδιασμού αλλά κυρίως σε ερευνητικό καθώς πρόκειται για μια αρκετά πολύπλοκη μέθοδο η οποία απαιτεί ένα αρκετά καλό γνωστικό υπόβαθρο καθώς και την ύπαρξη του κατάλληλου λογισμικού. Με τον όρο χρονοϊστορία εννοούμε τα δεδομένα από τα οποία για κάθε καθορισμένη χρονική στιγμή μας δίνουν μία συγκεκριμένη τιμή (τιμές μετακίνησης ή επιτάχυνσης συνήθως), προσομοιάζοντας την κίνηση του εδάφους, δεδομένα τα οποία λαμβάνουμε από τα επιταχυνσιογραφήματα και μπορεί να είναι είτε τεχνητά είτε από καταγραφές πραγματικών σεισμών. Συνήθως στα επιταχυνσιογραφήματα επειδή το βήμα Δt με το οποίο «μετράμε» την χρονική διάρκεια του σεισμού είναι μικρό, με σκοπό την ορθότητα των αποτελεσμάτων, εισάγονται στην ανάλυση πολλά δεδομένα από εκατοντάδες έως και χιλιάδες ζεύγη τιμών. Η πραγματοποίηση των μη γραμμικών αναλύσεων δυναμικού χαρακτήρα πραγματοποιούνται με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων (ΜΠΣ), στην οποία μέθοδο χρησιμοποιούνται διαφορετικά μοντέλα αριθμητικής επίλυσης των μητρώων κίνησης. Τα μοντέλα αυτά χωρίζονται σε υποκατηγορίες, αναφορικά υπάρχουν : οι άμεσες μέθοδοι αριθμητικής ολοκλήρωσης (που με την σειρά τους διακρίνονται στις πεπλεγμένες μορφή και στις και στις απλές μεθόδους) και στις ειδικές μεθόδους που δεν γίνεται χρήση αριθμητικής ολοκλήρωσης (όπως είναι η φασματική ανελαστική μέθοδος και η στατική ανελαστική ανάλυση).

2.3.2 ΠΡΟΥΠΟΘΕΣΕΙΣ – ΒΑΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ.

Για να προχωρήσουμε λοιπόν στην επίλυση προβλημάτων με την χρήση αυτής της μεθόδου πρέπει αρχικά να εφαρμόσουμε τα κατάλληλα κριτήρια και προϋποθέσεις όπως αυτά ορίζονται από τους υπάρχοντες κανονισμούς. Βασική προϋπόθεση αποτελεί η προϋπάρχουσα εμπειρία και η ορθή κρίση του μηχανικού ενώ υπάρχει ισχυρή σύσταση για την για την διασφάλιση τουλάχιστον «Ικανοποιητική» ΣΑΔ, επίσης πρέπει να υπάρχει και το κατάλληλο λογισμικό όπως αναφέρθηκε και παραπάνω. Βασική αρχή της μεθόδου είναι ότι το προσομοίωμα της κατασκευής λαμβάνει υπόψιν τα μη γραμμικά στοιχεία των μεταβλητών της έντασης και της παραμόρφωσης και τα φορτία που ασκούνται να είναι σεισμικά με τη μορφή επιταχυνσιογραφημάτων όπως αυτά ορίζονται από τους κανονισμούς ώστε να υπολογίζονται και να συγκρίνονται οι τιμές των μετακινήσεων και των εντατικών μεγεθών με τις τιμές σχεδιασμού. Επιπλέον λαμβάνεται υπόψιν ότι σε κάθε τμήμα του φορέα στο οποίο αναμένεται να παρατηρηθούν φαινόμενα ανελαστικότητας η φόρτιση έχει μορφή καμπυλών και περιλαμβάνει τα στάδια της εξασθένησης, της αντίστασης καθώς και της αντοχής που έχει απομείνει στον φορέα μέχρι να φτάσουμε σε αστοχία. Επιπλέον σε στοιχεία με πλαστιμότητα (όπως τα μεταλλικά πλαίσια που μελετάμε) αναμένουμε μετάβαση στην μετελαστική περιοχή κατά την απόκριση η ελαστική δυσκαμψία της παραπάνω σχέσης

ταυτίζεται με αυτή στο σημείο διαρροής, μετά την διαρροή υπάρχει το περιθώριο θεώρησης μηδενικής δυσκαμψίας.

2.3.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ.

Η διαδικασία που ακολουθείται για την επίλυση προβλημάτων με την χρήση αυτής της μεθόδου είναι παρόμοια με αυτή που χρησιμοποιείται για την ανελαστική στατική ανάλυση (βλ. παραπάνω) με την μόνη διαφορά που εντοπίζεται στους κανονισμούς να αφορά τον κόμβο ελέγχου και την στοχευμένη μετακίνηση, για αυτό και άλλωστε ελέγχουμε - συγκρίνουμε τα αποτελέσματα των δύο μεθόδων για το ίδιο προσομοίωμα και την ίδια σεισμική δράση. Όσον αφορά το προσομοίωμα, το οποίο συνεκτιμά με άμεσο τρόπο τα μη γραμμικά στοιχεία καθώς και την σχέση έντασης-παραμόρφωσης των υλικών, οι ιδιότητες των στοιχείων βασίζονται στις μέσες τιμές των υλικών (εκτός αν ορίζεται διαφορετικά), επίσης στο προσομοίωμα μετά την διαρροή μπορεί να θεωρηθεί μηδενική δυσκαμψία, ενώ η σεισμική δράση εισάγεται με την μορφή επιταχυνσιογραφήματων από πραγματικές καταγραφές ή από τεχνητά. Στην συνέχεια αφού επιλέξουμε τους απαραίτητους συντελεστές όπου απαιτείται (π.χ συντελεστής απόσβεσης, ιξώδες κατασκευής) πραγματοποιούμε την ανάλυση λαμβάνοντας τα αποτελέσματα, για τα οποία πραγματοποιείται έλεγχος για την μέγιστη τιμή κάθε εντατικού μεγέθους (ροπές, τέμνουσες και αντίστοιχα για τα αξονικά φορτία). Σε περίπτωση που χρησιμοποιηθούν επτά επιταχυνσιογραφήματα μπορούμε να πραγματοποιήσουμε έλεγχο για την μέση τιμή κάθε μεγέθους. Σε κάθε περίπτωση η τιμή αυτή είναι που χρησιμοποιείται ως τιμή σχεδιασμού στους ελέγχους, όταν όμως δεν γίνεται χρήση αυτής της τιμής επιλέγεται η δυσμενέστερη που προέκυψε από την ανάλυση

2.3.4 ΘΕΤΙΚΑ ΚΑΙ ΑΡΝΗΤΙΚΑ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ

Με βάση τα όσα αναφέρθηκαν παραπάνω είμαστε σε θέση να κάνουμε μια αποτίμηση ως προς τα θετικά και τα αρνητικά της μεθόδου. Πιο συγκεκριμένα, στα θετικά είναι ότι έχουμε μια πολλή καλή εικόνα της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων καθώς αποτυπώνονται με ακρίβεια μετατοπίσεις και χαρακτηριστικά δυσκαμψίας κ.α, κάτι που προκύπτει χάρις την εισαγωγή ακριβέστερων μεταβαλλόμενων φορτίων, βοηθώντας στην αξιολόγηση της κατασκευής ως προς την επάρκεια της, στον εντοπισμό πιθανών αστοχίας και ευαίσθητων μελών ή μελών που λαμβάνουν αυξημένες τάσεις. Έτσι έχοντας μια καλύτερη θέση της απόκρισης της κατασκευής, είμαστε και εμείς σε θέση να κάνουμε τις απαραίτητες μετατροπές άμεσα ώστε να βελτιώσουμε την κατασκευή μας. Στα αρνητικά της μεθόδου είναι η πολυπλοκότητα στους υπολογισμούς καθώς σε σύγκριση με τις γραμμικές μεθόδους οι πράξεις είναι πιο πολλές και πολύπλοκες αυξάνοντας έτσι το υπολογιστικό κόστος κάνοντας αναγκαία την ύπαρξη του κατάλληλου λογισμικού κάτι που σημαίνει αύξηση των απαιτούμενων πόρων. Ακόμα για να έχουμε αυτά τα αποτελέσματα, χρειάζεται και πιο λεπτομερής μοντελοποίηση, απαιτείται δηλαδή από τον μελετητή καλή γνώση σε

τεχνικές μοντελοποίησης και καλό γνωστικό υπόβαθρο σε όλα τα στάδια της ανάλυσης ώστε να εισαχθούν σωστά τα απαραίτητα δεδομένα και παράμετροι. Καταλαβαίνουμε ότι και τα εξαγόμενα αποτελέσματα θα είναι πιο λεπτομερή - πολύπλοκα ως προς την κατανόηση και μελέτη τους. Τέλος σε σύγκριση με τις γραμμικές μεθόδους, οι διατάξεις από τους κανονισμούς είναι πιο περιορισμένες, “απαιτώντας” το καλό γνωστικό υπόβαθρο όπως αναφέρθηκε.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΠΛΑΙΣΙΑΚΩΝ ΦΟΡΕΩΝ

3.1 Το πρόγραμμα Telaio 2d frame.

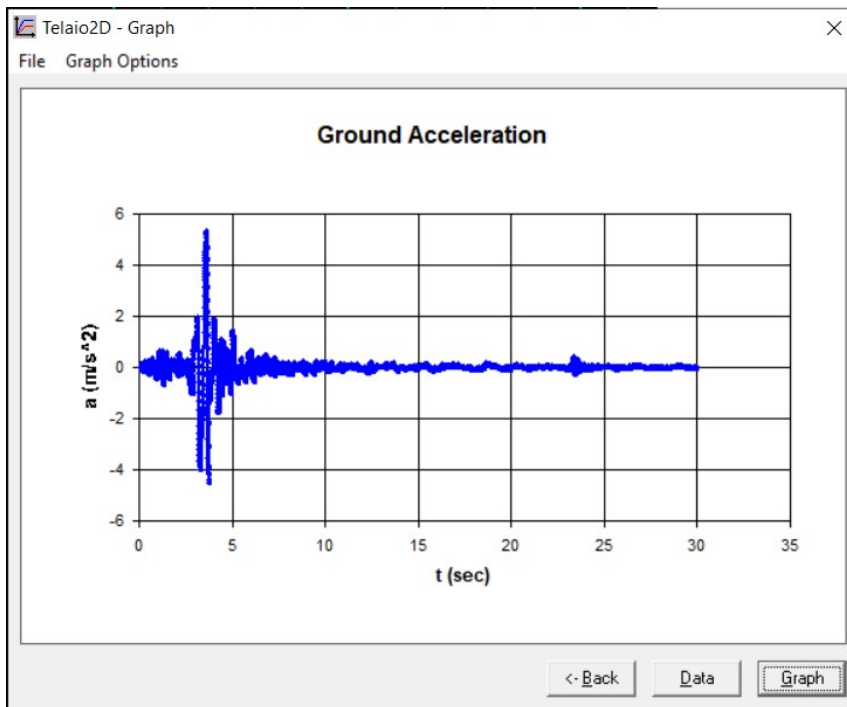
Για τη πτυχιακή μας εργασία χρησιμοποιήσαμε ένα πρόγραμμα με την ικανότητα ανάλυσης μεταλλικών πλαισίων, ονόματα Telaio2D- FRAME. Το πρόγραμμα αναπτύχθηκε στο τμήμα Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου της Μπρέσια (Ιταλία) από τον τότε καθηγητή του μαθήματος Χαλύβδινων Κατασκευών Piero Gelfi (πλέον έχει συνταξιοδοτηθεί)σε συνεργασία με τους φοιτητές του. Πρόκειται για ένα πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων το οποίο μας επιτρέπει να πραγματοποιήσουμε διάφορους τύπους γραμμικών και μη γραμμικών αναλύσεων, ενδεικτικά τέτοιες αναλύσεις είναι γραμμική στατική, μη γραμμική στατική, ανάλυση Pushover, ανάλυση χρονοϊστορίας (μη γραμμική δυναμική) και ανάλυση συχνοτήτων και ιδιομορφιών κ.α. Το πρόγραμμα έχει παρόμοιο περιβάλλον διεπαφής με το πρόγραμμα STRAUS 7 που χρησιμοποιείται στο πανεπιστήμιο της Μπρέσια προς διευκόλυνση των φοιτητών που συμμετείχαν στην ανάπτυξη του. Το πρόγραμμα παρέχει και βιβλιοθήκη με πρότυπες διατομές και ιδιότητες για εύρος υλικών , πέρα από από των μεταλλικών που χρησιμοποιήσαμε στην πτυχιακή μας, ενώ έχει ενσωματωμένα φάσματα και επαφή με το DRAIN 2D SOLVER ,που αναπτύχθηκε στο Πανεπιστήμιο του Μπάρκλει.(Η.Π.Α.) Στη παρούσα πτυχιακή ασχοληθήκαμε με την το ανάλυση τριών πλαισίων, διάφορων ορόφων (6 ορόφους, 12 ορόφους και 15 ορόφους). Οι αναλύσεις στις οποίες εστίασαμε ήταν κυρίως οι μη γραμμικές αναλύσεις (Pushover και χρονοϊστορίας) για τις οποίες εισήγαμε 3 διαφορετικά σειсмоγραφήματα από πραγματικές μετρήσεις σε κάθε περίπτωση, μαζί με κάποιες απλές γραμμικές αναλύσεις.

3.2 Αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν

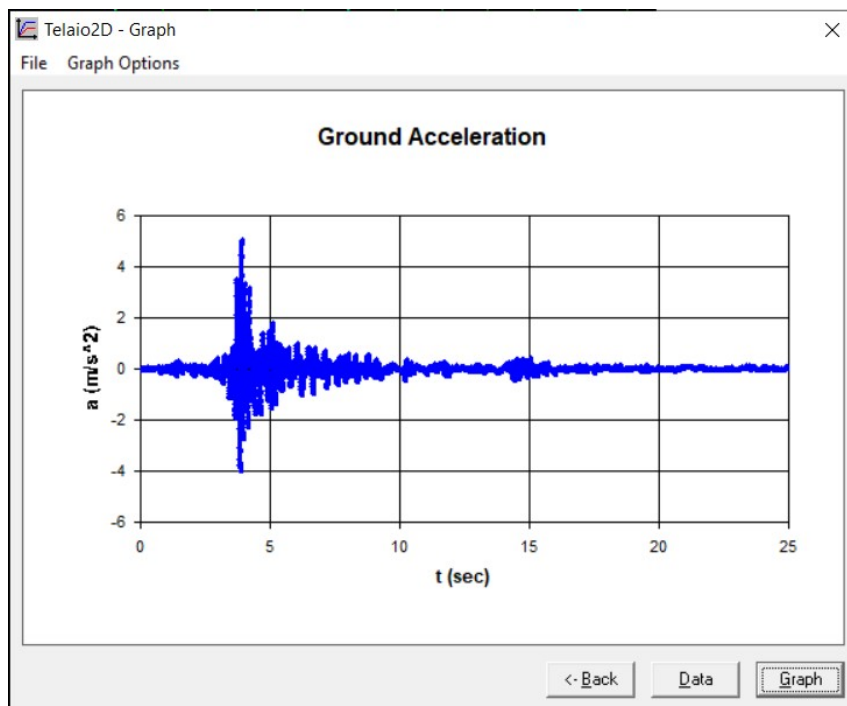
Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, παίρνοντας μόνιμο φορτίο $G = 26 \text{ kN/m}$ και $q = 5 \text{ kN/m}$, και χρησιμοποιώντας τον συνδυασμό φορτίων $G + 0,3q$, καταλήξαμε σε ομοιόμορφο φορτίο $27,5 \text{ kN/m}$. Το συγκεκριμένο φορτίο εφαρμόστηκε στις δοκούς όλων των οροφών, και των τριών πλαισίων.

Στη συνέχεια, χρησιμοποιώντας τα διαγράμματα των αξονικών δυνάμεων υπολογίσαμε και εισήγαμε τις κομβικές μάζες στους κόμβους των τριών πλαισίων, οι οποίες λήφθηκαν υπόψη στις αναλύσεις.

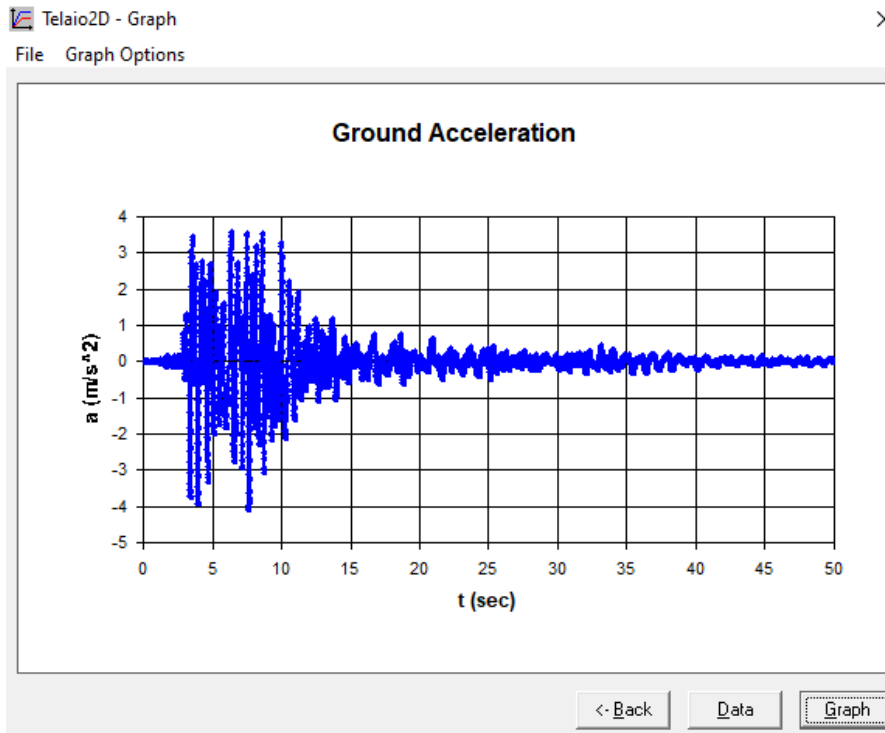
Κατά την ανάλυση των πλαισίων, πραγματοποιήθηκαν γραμμικές αναλύσεις. Συγκεκριμένα πραγματοποιήθηκαν στατική γραμμική ανάλυση και ανάλυση ιδιοπεριόδου/ιδιοσυχνότητας. Για τις μη γραμμικές αναλύσεις, έγιναν ανελαστική στατική ανάλυση pushover και ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας, στις οποίες έγινε χρήση σειсмоγραφημάτων από πραγματικές καταγραφές, συγκεκριμένα για τους σεισμούς Αίγιο 1993, Αθηνά 1999 και Λευκάδα 2003, τα οποία παρουσιάζονται παρακάτω σχηματικά.



Εικόνα 3.1 :Επιταχυνσιογράφημα για τον σεισμό στο Αιγιο 1993



Εικόνα 3.2 :Επιταχυνσιογράφημα για τον σεισμό στην Αθήνα 1997



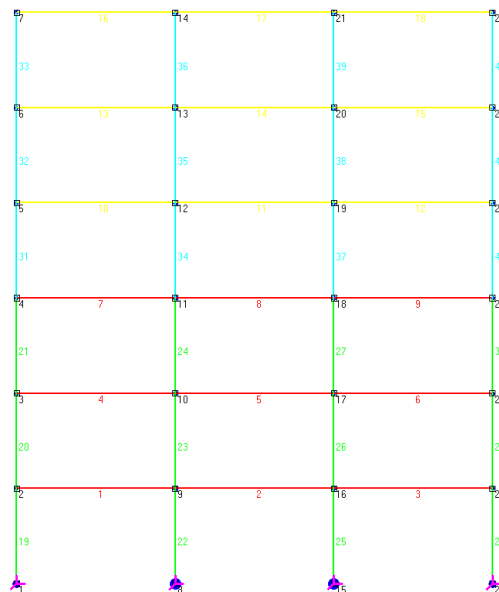
Εικόνα 3.3 :Επιταχυνσιογράφημα για τον σεισμό στη Λευκάδα 2003

3.3 Μοντελοποίηση – ανάλυση των πλαισίων

Όπως αναφέρθηκε, τα πλαίσια που αναλυθήκαν ήταν 6, 12 και 15 οροφών.

3.3.1 Πρώτα σχεδιάστηκε το δοροφο πλαίσιο, με τις εξής διατομές:

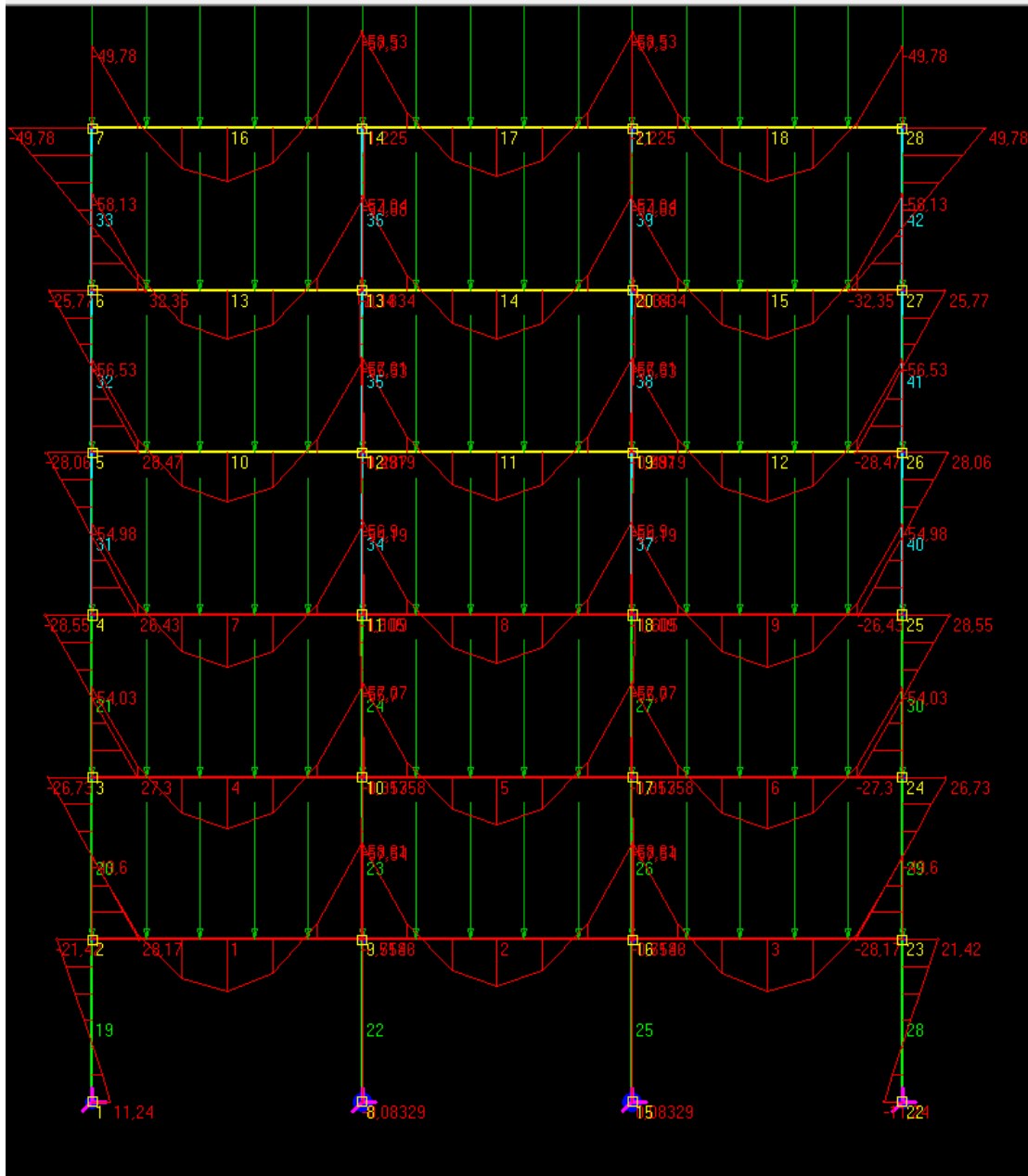
Υποστυλώματα (SHS)	Δοκοί (IPE)
300 x 16 για ορόφους 1 -3	400 για ορόφους 1 με 3
280 x 16 για ορόφους 4 - 6	300 για ορόφους 4 με 6



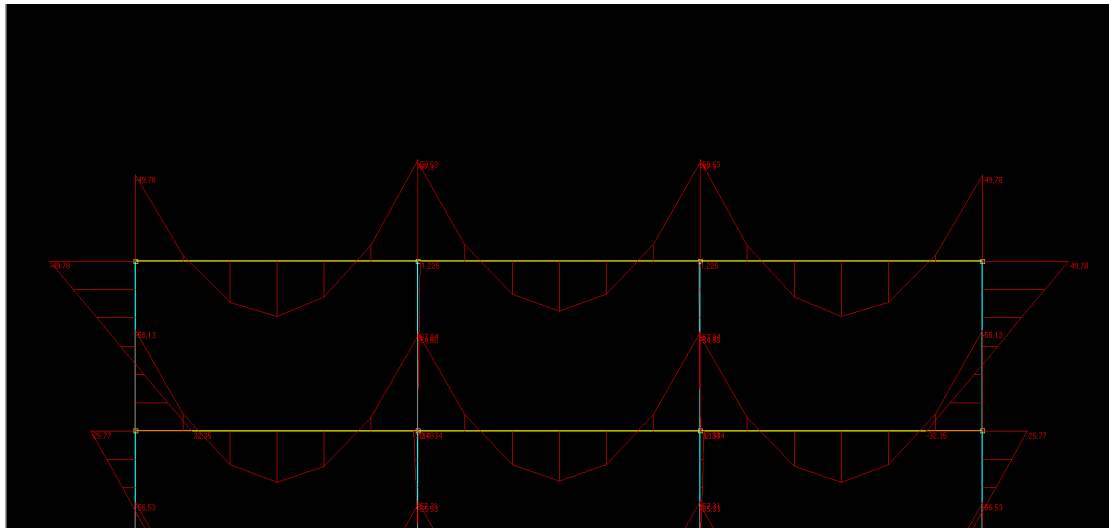
Εικόνα 3.4 Μοντέλο δόροφου πλαισίου

Παρακάτω φαίνονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν για το εξώροφο πλαίσιο.

❖ 3.3.1.1 : Απλή γραμμική στατική ανάλυση για κατακόρυφα φορτία:



Εικόνα 3.5 : Διάγραμμα καμπτικών ροπών δόροφου πλαισίου



Εικόνα 3.6 Λεπτομέρεια διαγράμματος καμπτικών ροπών κορυφείου ορόφου δόροφου πλαισίου

❖ 3.3.1.2 Ιδιοπερίοδοι - ιδιοσυχνότητες :

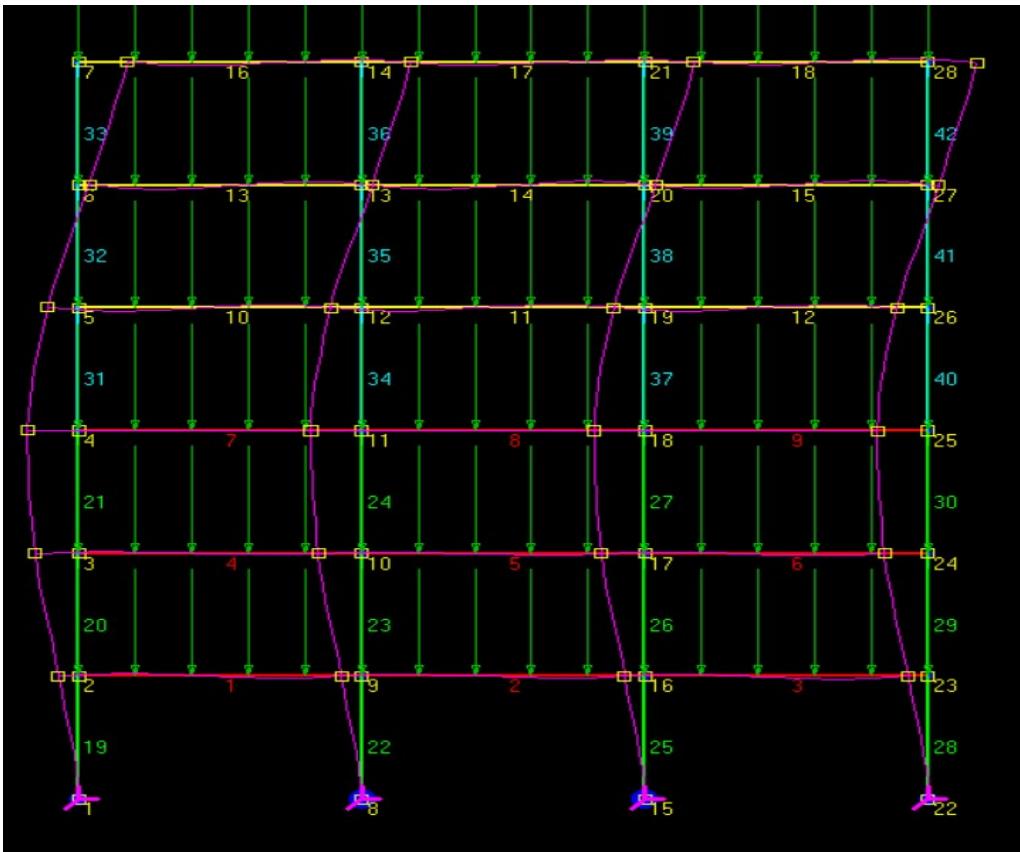
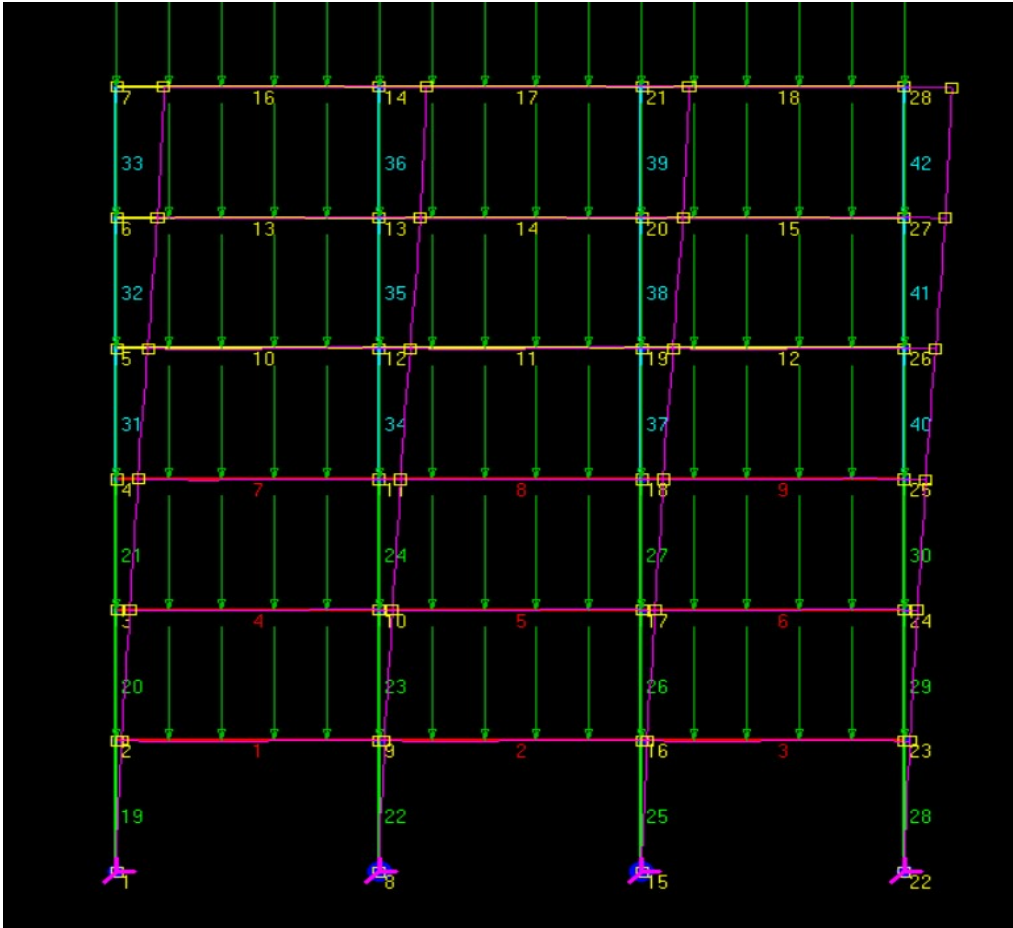
Έπειτα έγιναν οι αναλύσεις που μας προσδιόρισαν τις ιδιοπεριόδους και τις ιδιοσυχνότητες του πλαισίου μας , όπως φαίνεται παρακάτω.

FREQUENCY RESULTS				
Mode	Eigenvalue	Frequency (rad/s)	Frequency (Hertz)	Period (s)
1	3,4086E+01	5,8384E+00	9,2920E-01	1,0762E+00
2	2,6398E+02	1,6248E+01	2,5859E+00	3,8672E-01
3	9,9245E+02	3,1503E+01	5,0139E+00	1,9945E-01
4	2,3179E+03	4,8145E+01	7,6625E+00	1,3051E-01
5	4,4630E+03	6,6806E+01	1,0632E+01	9,4051E-02
6	6,7573E+03	8,2203E+01	1,3083E+01	7,6435E-02

MODE PARTICIPATION			
Mode	Frequency (Hz)	Period (s)	PF* (%)
1	9,292E-01	1,07619	76,384
2	2,586E+00	0,38672	14,740
3	5,014E+00	0,19945	4,361
4	7,662E+00	0,13051	2,755
5	1,063E+01	0,09405	1,159
6	1,308E+01	0,07643	0,600

TOTAL MASS PARTICIPATION FACTORS 99,998 %
 * Excitation direction: (1,000 0,000)

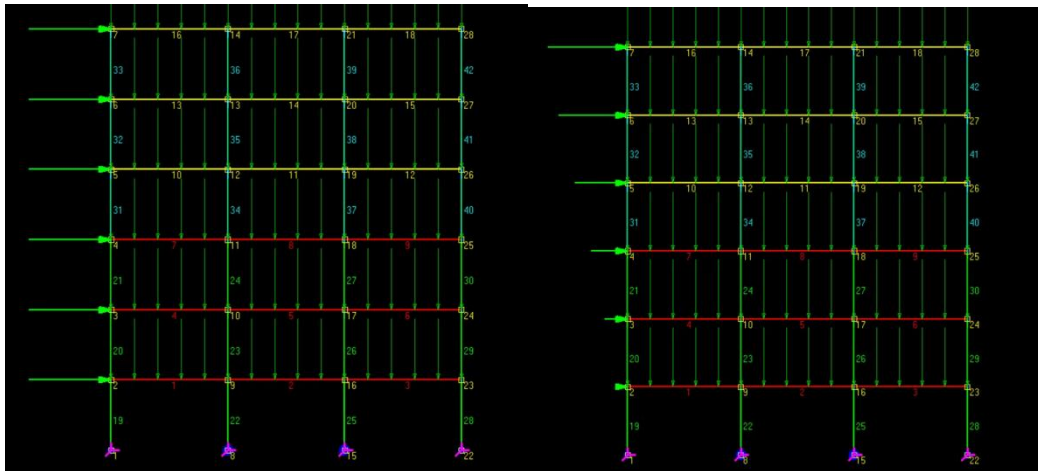
Εικόνα 3.7 Ιδιοπερίοδοι- ιδιοσυχνότητες και συμμετοχή μάζας για το δόροφο πλαίσιο



Εικόνα 3.8 1^η και 2^η ιδιομορφή δόροφου πλαισίου

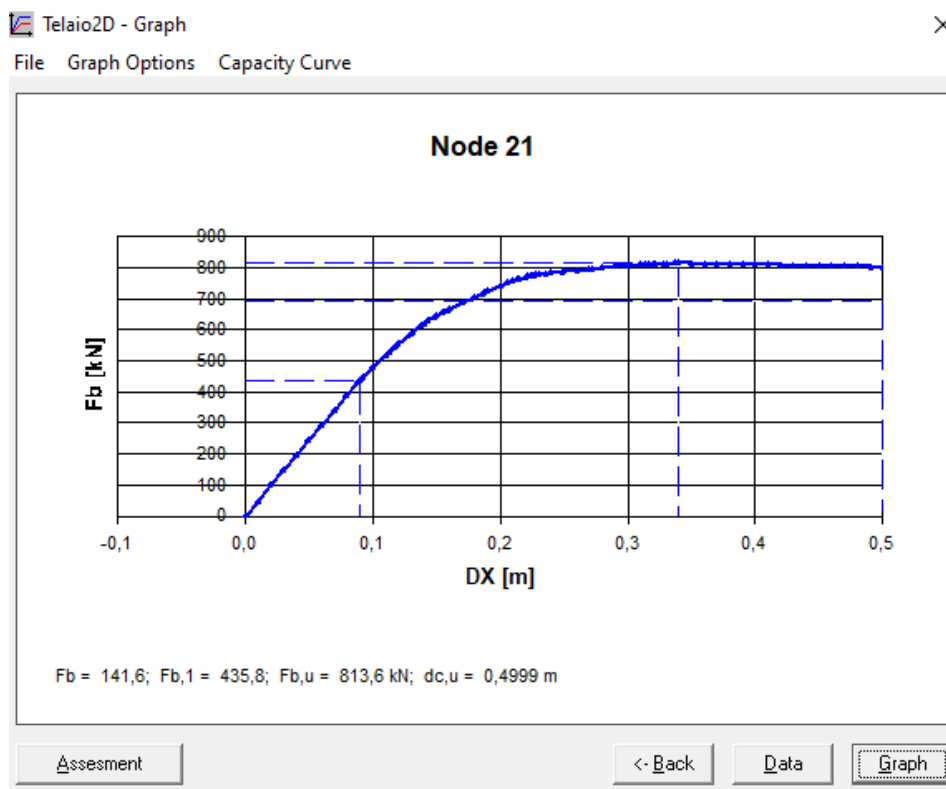
❖ 3.3.1.3 Ανελαστική στατική ανάλυση (pushover) :

Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε για δύο μορφές οριζόντιων φορτίων , ένα με ιδιομορφική κατανομή (modal) και ένα με ορθογωνική κατανομή (uniform)

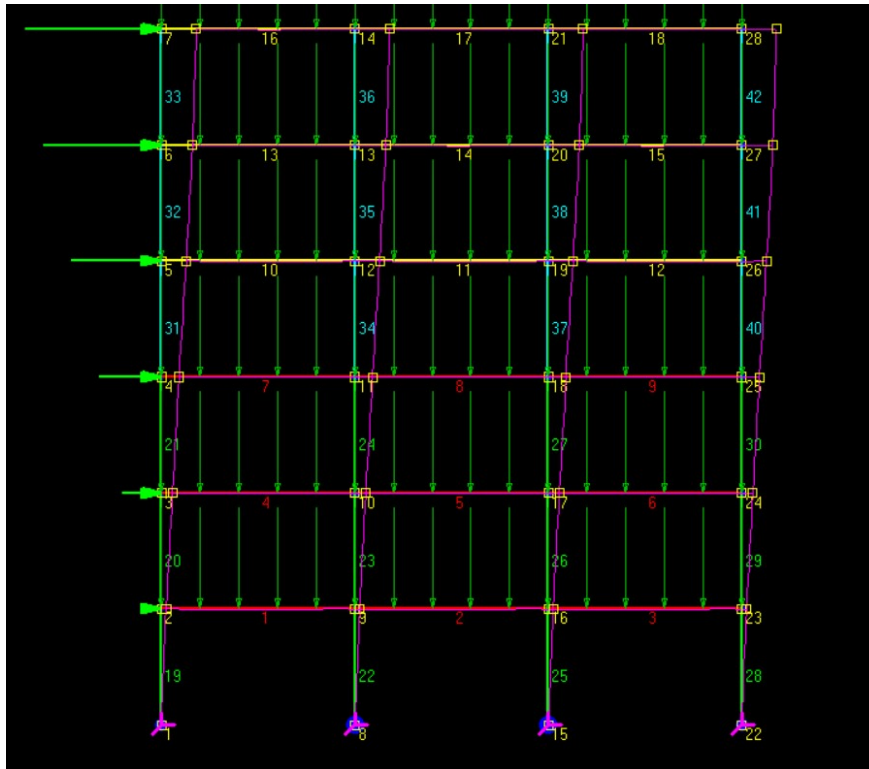


Εικόνα 3.9 : Φορτία modal και uniform κατά την ανάλυση pushover για το δόροφο πλαίσιο

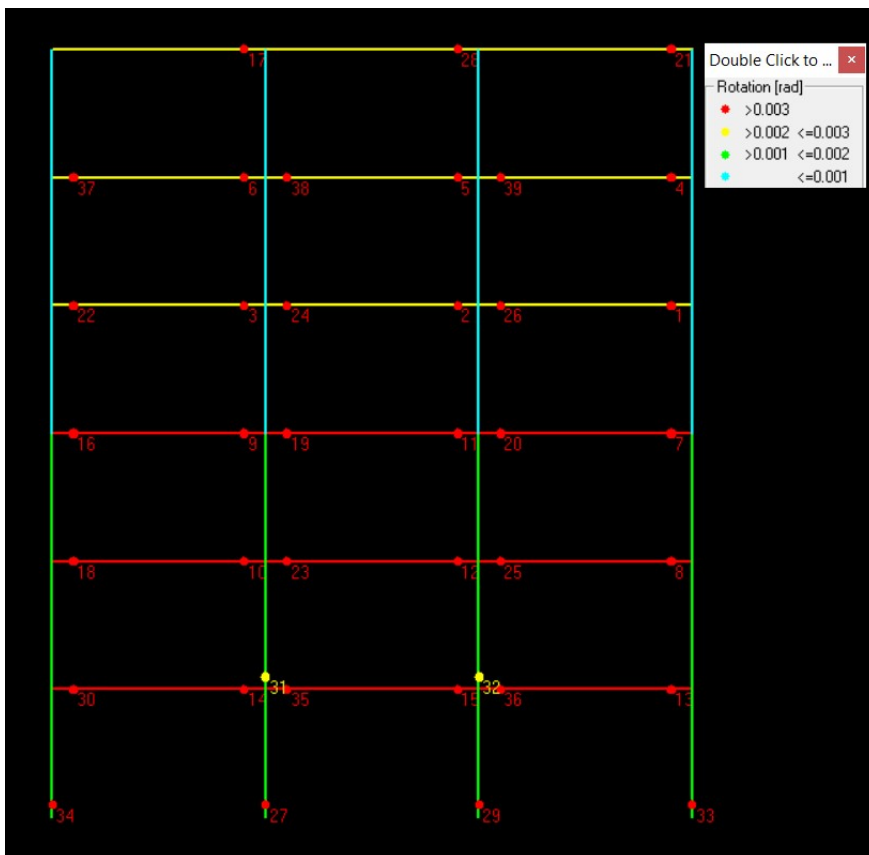
3.3.1.3.1 Για το modal τα αποτελέσματα είναι τα ακόλουθα .



Εικόνα 3.10 : Καμπύλη ικανότητας pushover για μεσαίο κόμβο κορυφής

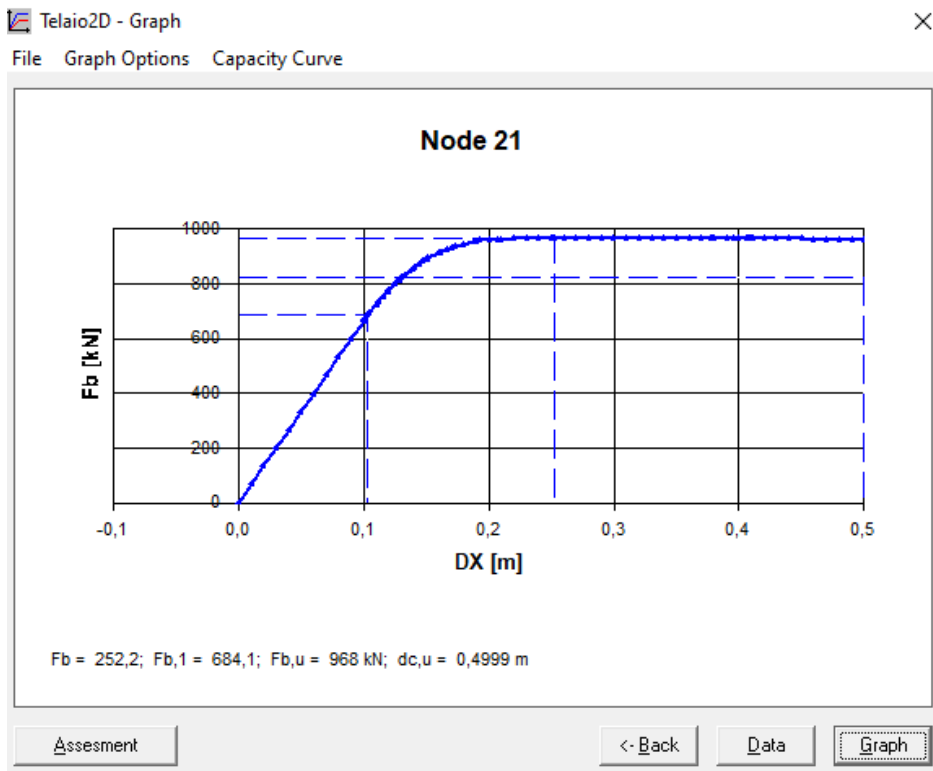


Εικόνα 3.11 : Μετατόπιση πλαισίου για μέγιστο ασκούμενο φορτίο

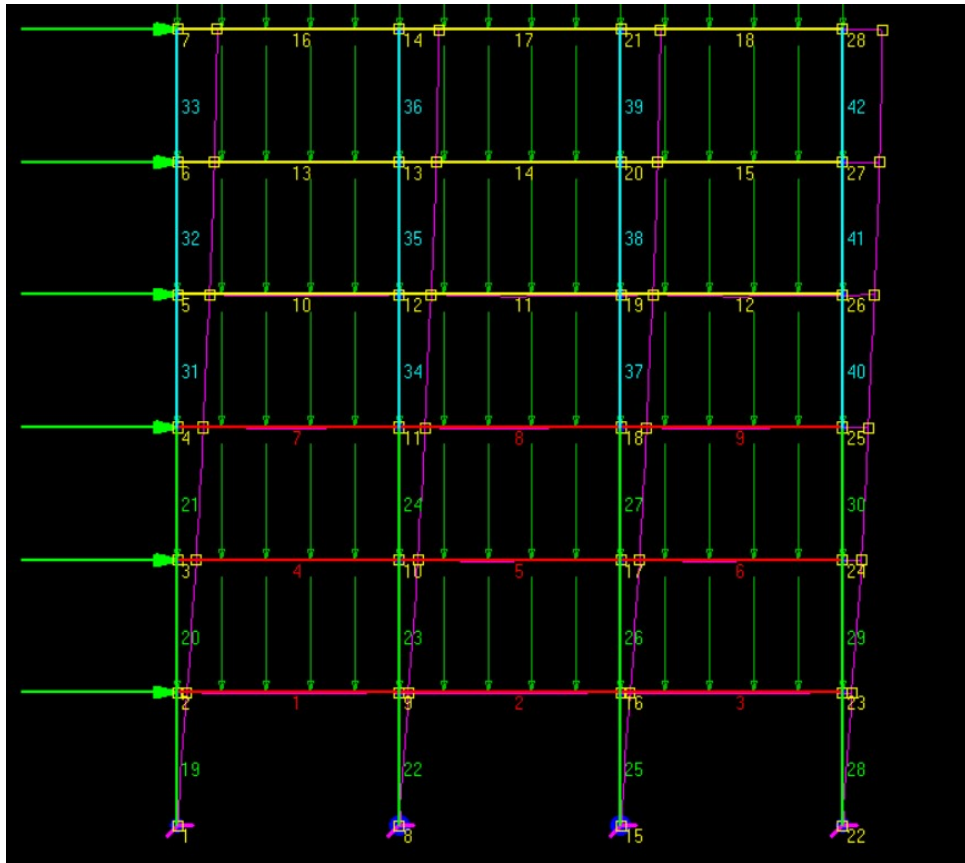


Εικόνα 3.12 : Θέσεις πλαστικών αρθρώσεων για μέγιστο ασκούμενο φορτίο

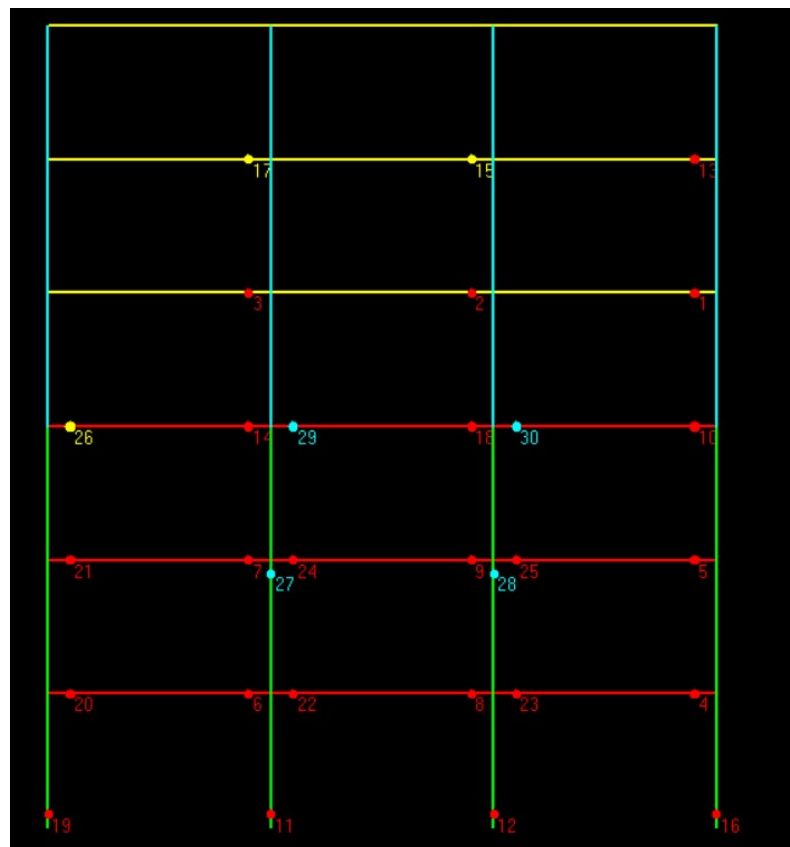
3.3.1.3.2 Για το uniform τα αποτελέσματα είναι τα εξής :



Εικόνα 3.13 :Καμπύλη ικανότητας Pushover για μεσαίο κόμβο κορυφής



Εικόνα 3.14 : Μετατόπιση πλαισίου για μέγιστο ασκούμενο φορτίο

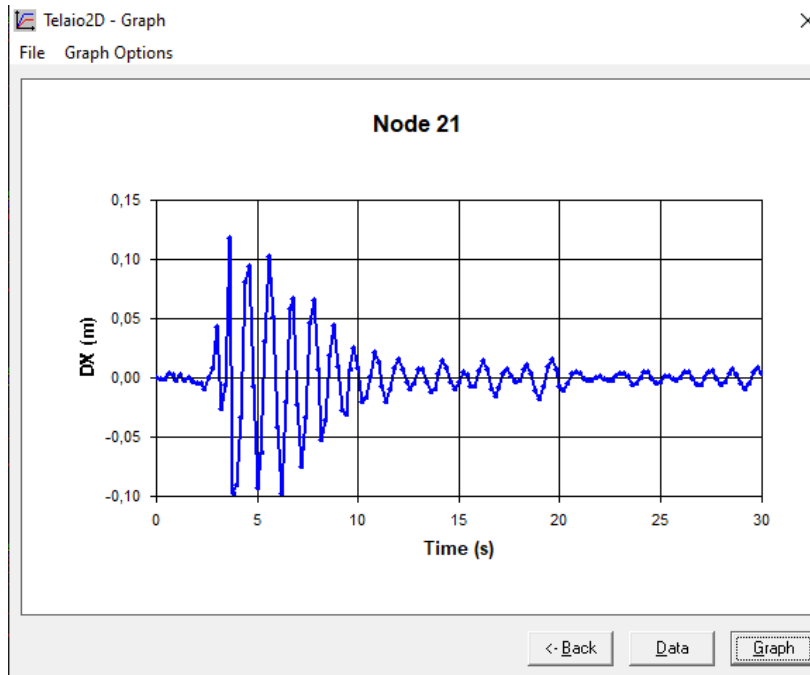


Εικόνα 3.15 Θέσεις πλαστικών αρθρώσεων για μέγιστο ασκούμενο φορτίο

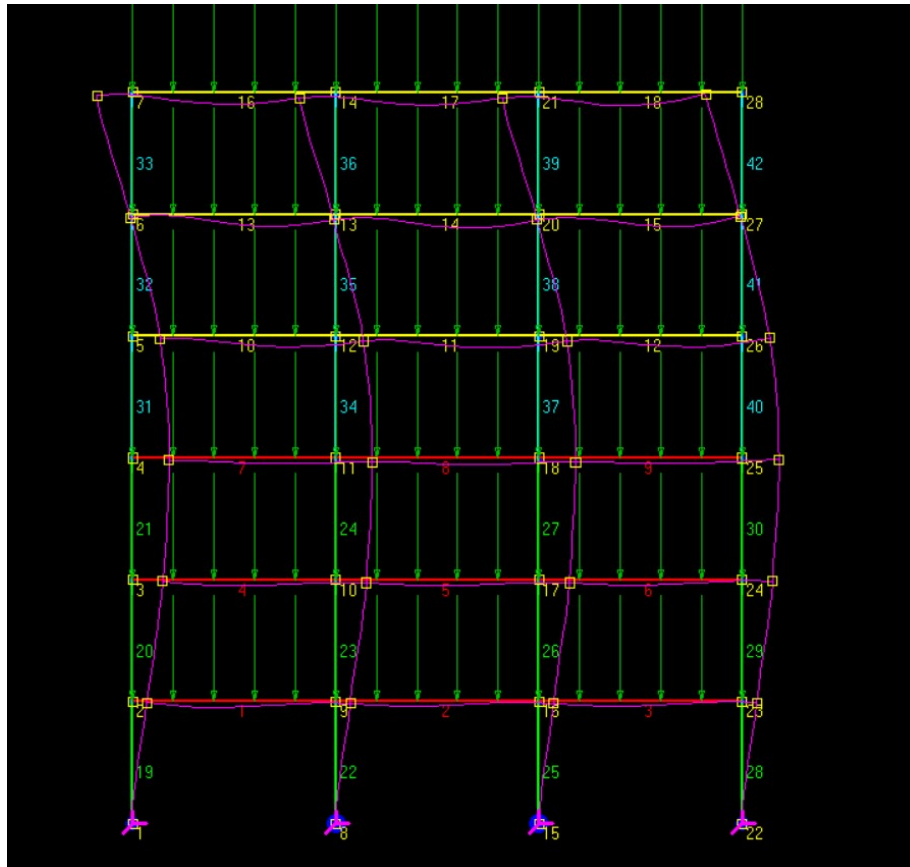
❖ 3.1.3.4 Ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Πραγματοποιήθηκαν όπως αναφέρθηκε αναλύσεις για 3 σεισμούς

Για τον σεισμό του Αιγίου:

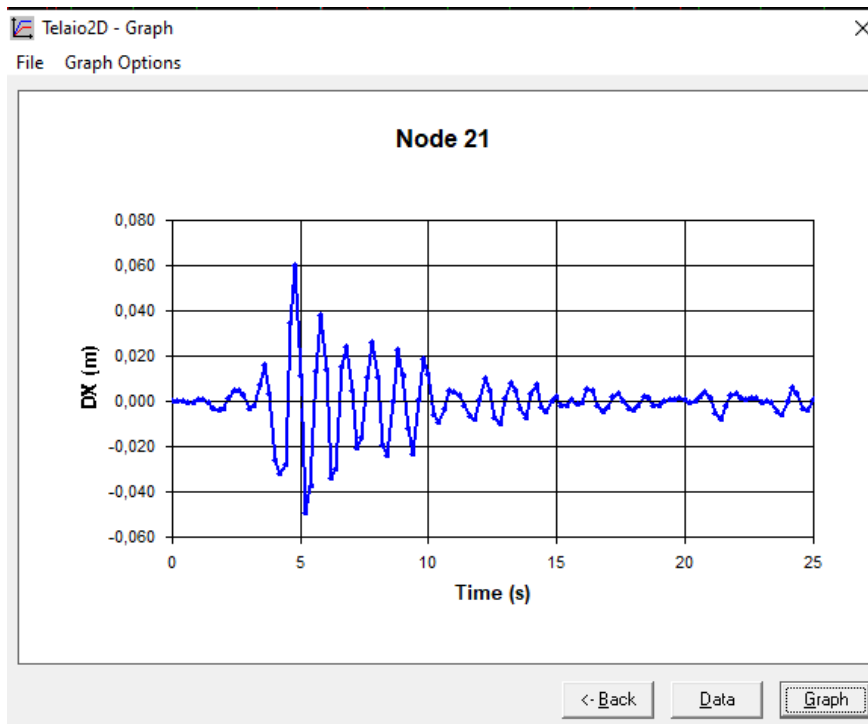


Εικόνα 3.16 : Διάγραμμα μετατόπισης - χρόνου για μεσαίο κόμβο κορυφής

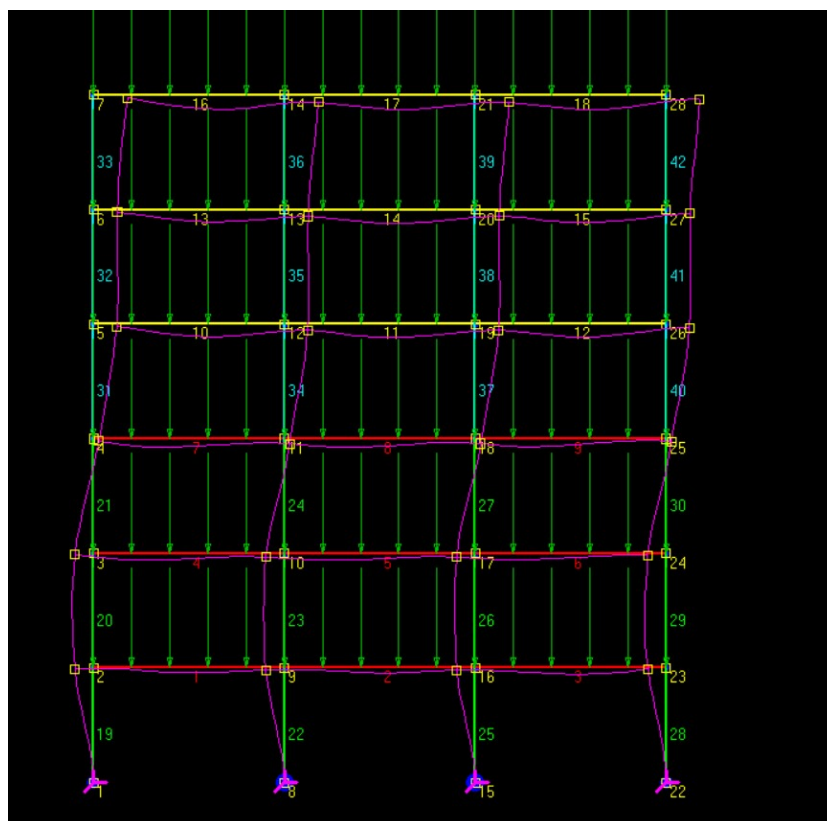


Εικόνα 3.17 Μετατόπιση πλαισίου για σεισμό Αιγίου για μέγιστη μετακίνηση κορυφής

Για τον σεισμό της Αθήνας:

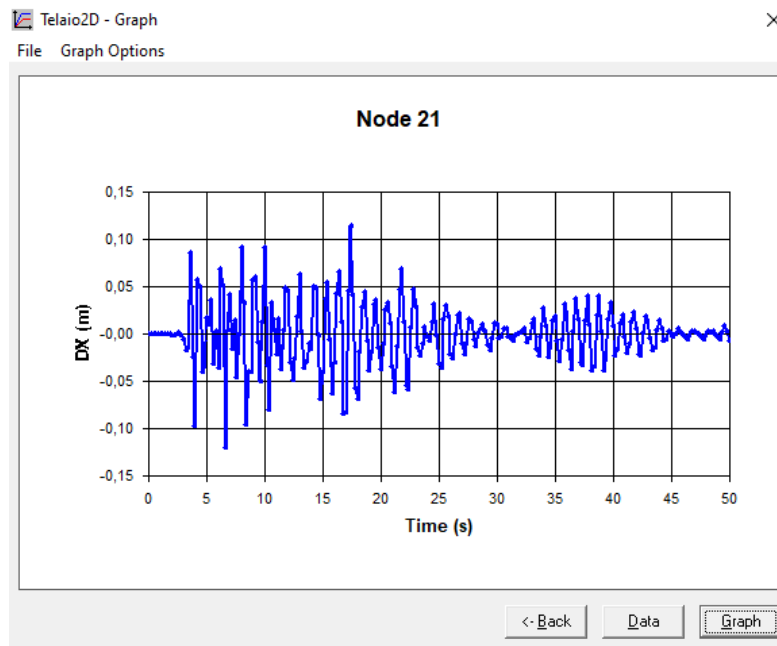


Εικόνα 3.18 : Διάγραμμα μετατόπισης - χρόνου για μεσαίο κόμβο κορυφής

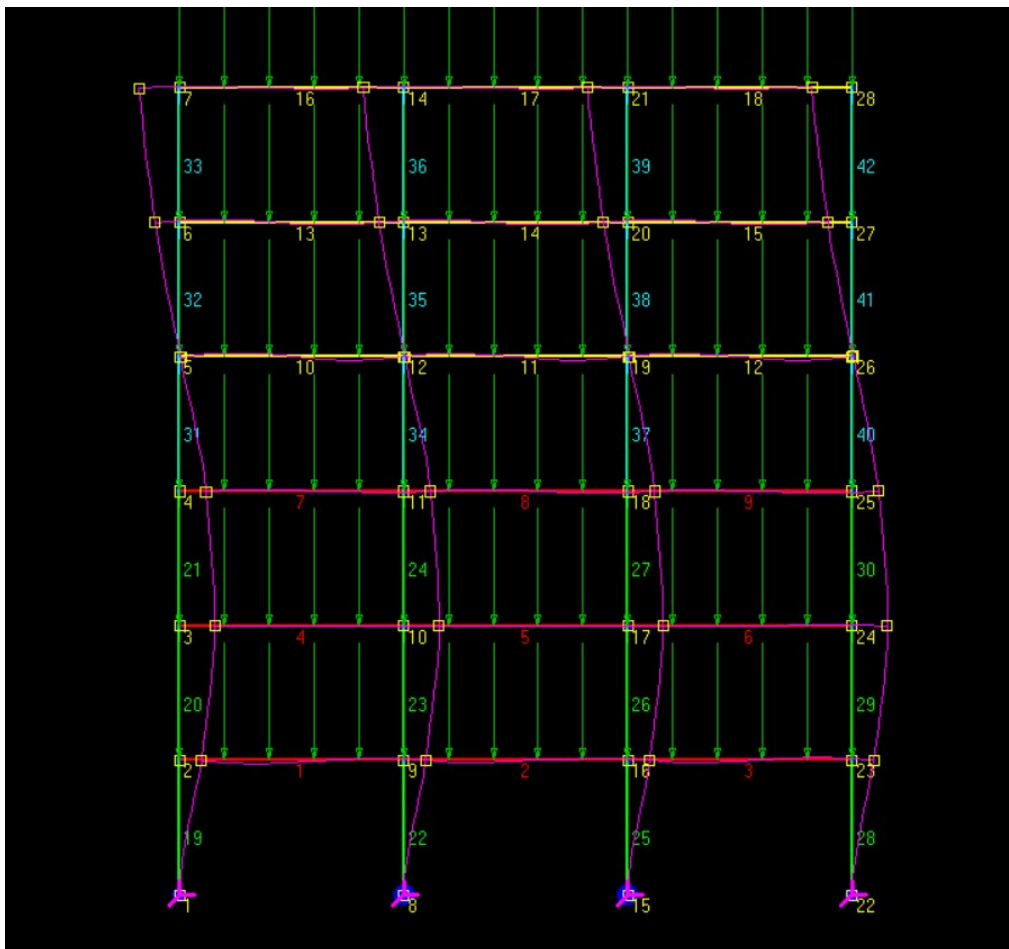


Εικόνα 3.19 : Μετατόπιση πλαισίου για σεισμό Αθήνας για μέγιστη μετακίνηση κορυφής

Για τον σεισμό της Λευκάδας:



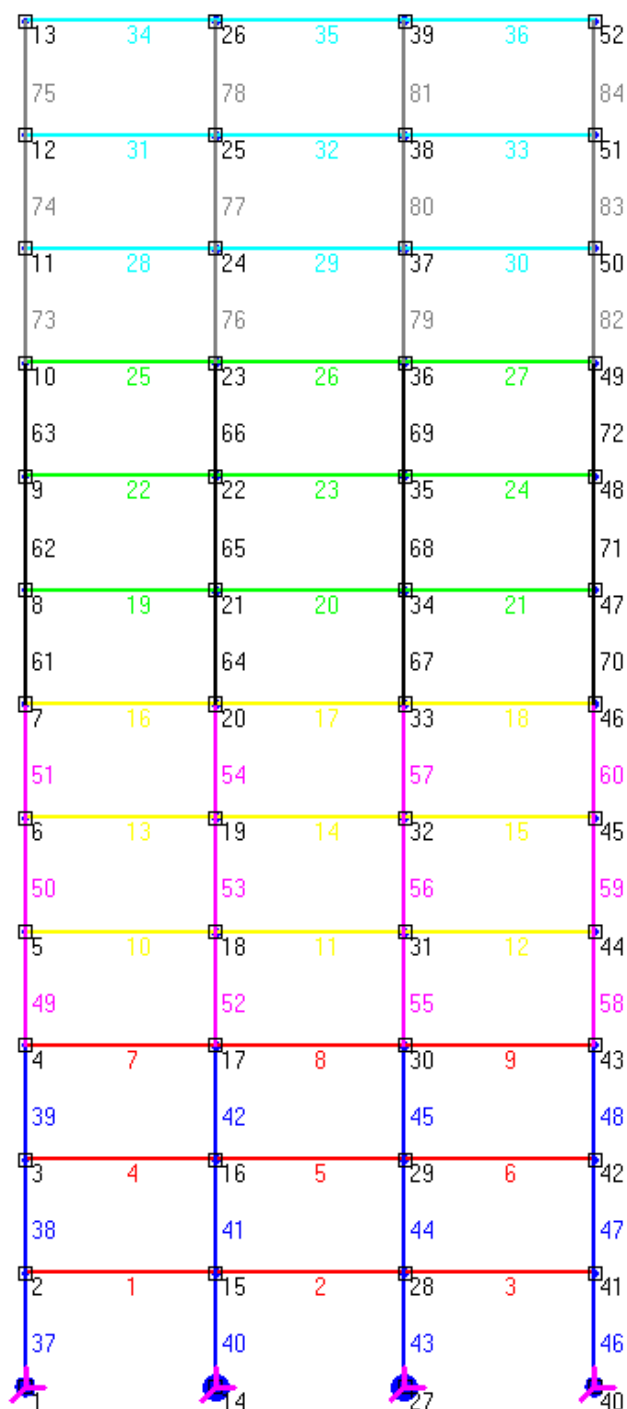
Εικόνα 3.20 : Διάγραμμα μετατόπισης - χρόνου για μεσαίο κόμβο κορυφής



Εικόνα 3.21 : Μετατόπιση πλαισίου για σεισμό Λευκάδας για μέγιστη μετακίνηση κορυφής

3.3.2 Έπειτα σχεδιάστηκε το 12όροφο πλαίσιο με τις εξής διατομές:

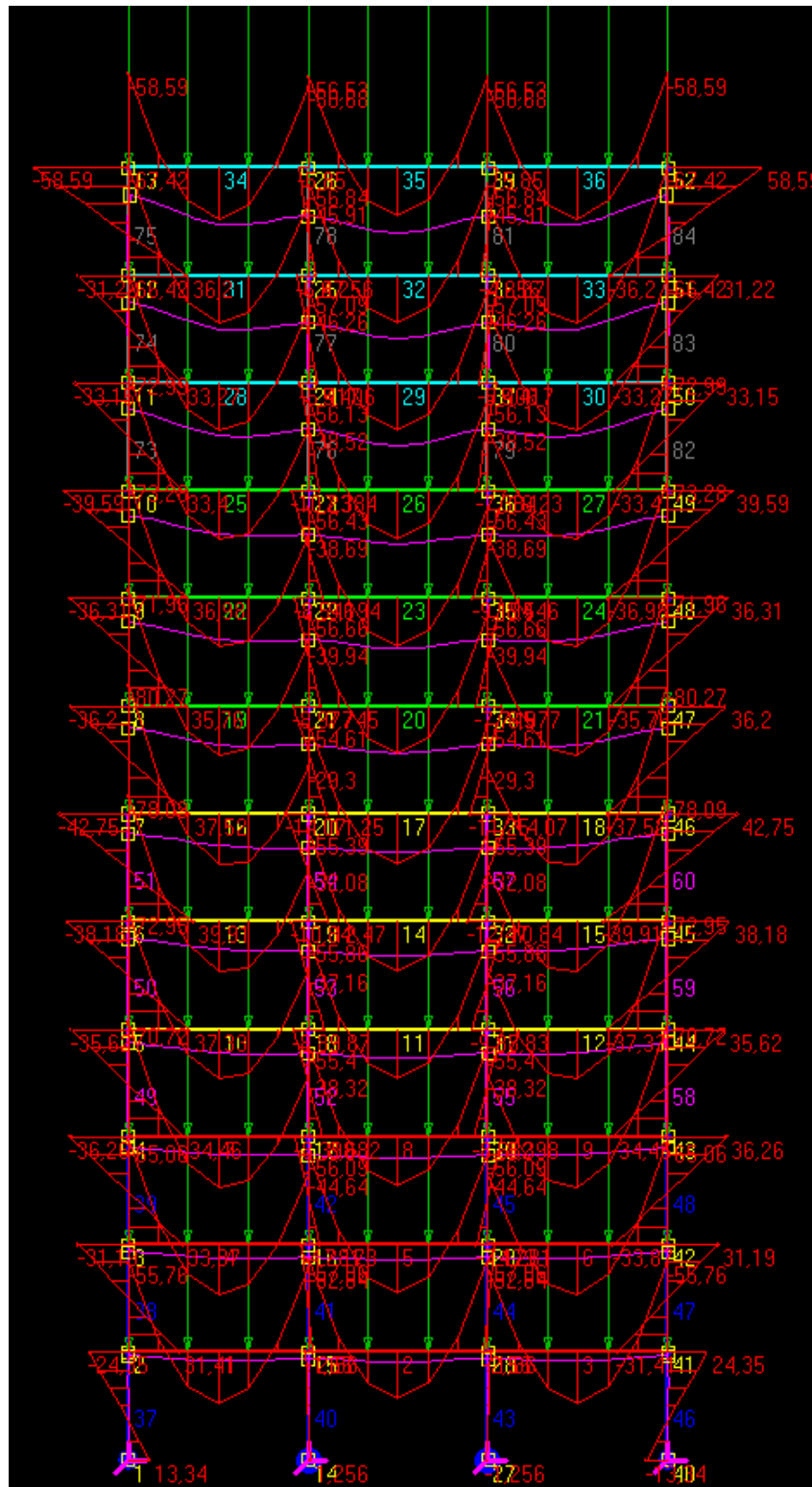
Υποστυλώματα (SHS)	Δοκοί (IPE)
400 X 20 για ορόφους 1 με 3	550 για ορόφους 1 με 3
400 X 16 για ορόφους 4 με 6	500 για ορόφους 4 με 6
350 X 20 για ορόφους 7 με 9	400 για ορόφους 7 με 9
320 X 20 για ορόφους 10 με 12	330 για ορόφους 10 με 12



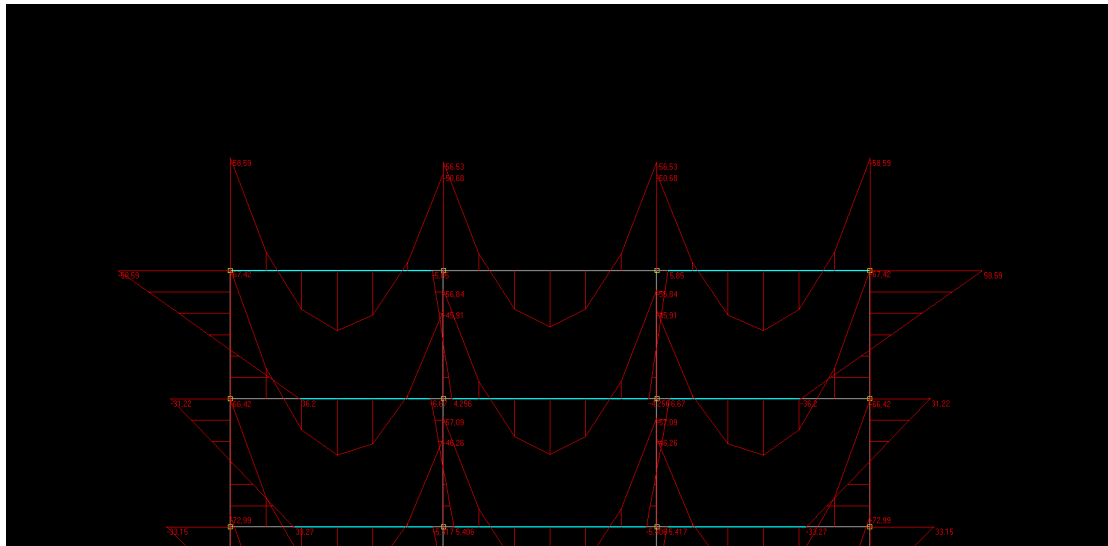
Εικόνα 3.22 : Μοντέλο 12όροφου πλαισίου

Παρακάτω φαίνονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν για το δωδεκαώροφο πλαίσιο.

❖ 3.3.2.1 Απλή γραμμική στατική ανάλυση για κατακόρυφα φορτία:



Εικόνα 3.23 :Διάγραμμα καμπτικών ροπών 12όροφου πλαισίου



Εικόνα 3.24 Λεπτομέρεια διαγράμματος καμπτικών ροπών κορυφαιού ορόφου 12όροφου πλαισίου

❖ 3.3.2.2 Ιδιοπερίοδοι - ιδιοσυχνότητες :

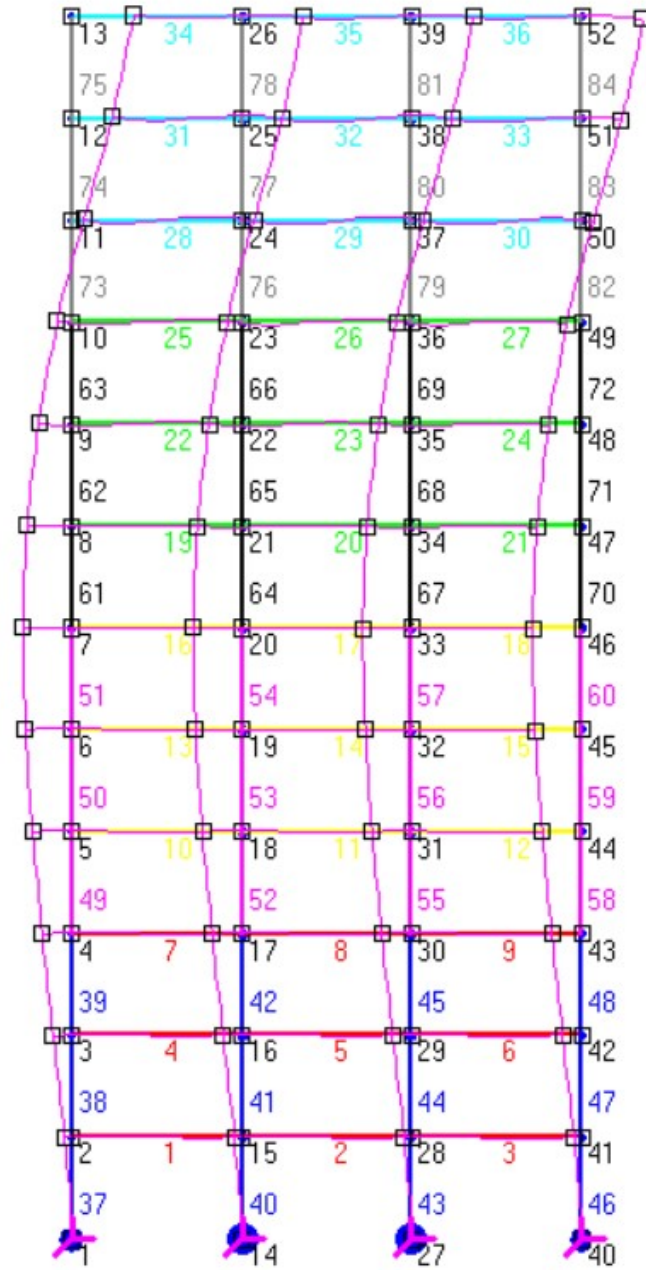
Έπειτα έγιναν οι αναλύσεις που μας προσδιόρισαν τις ιδιοπεριόδους και τις ιδιοσυχνότητες του πλαισίου μας , όπως φαίνεται παρακάτω.

Natural Frequency List				
9	9,6513E+03	9,8241E+01	1,5636E+01	6,3957E-02
10	1,2791E+04	1,1310E+02	1,8000E+01	5,5556E-02
11	1,6276E+04	1,2758E+02	2,0305E+01	4,9249E-02
12	1,8491E+04	1,3598E+02	2,1642E+01	4,6206E-02
MODE PARTICIPATION				
Mode	Frequency (Hz)	Period (s)	PF*	
1	7,143E-01	1,40002	71,197	
2	1,874E+00	0,53364	15,108	
3	3,260E+00	0,30675	5,256	
4	4,941E+00	0,20241	3,220	
5	6,714E+00	0,14893	1,452	
6	8,858E+00	0,11289	1,136	
7	1,108E+01	0,09024	0,842	
8	1,350E+01	0,07406	0,596	
9	1,564E+01	0,06396	0,449	
10	1,800E+01	0,05556	0,274	
11	2,030E+01	0,04925	0,237	
12	2,164E+01	0,04621	0,000	
TOTAL MASS PARTICIPATION FACTORS				99,767 %
* Excitation direction: (1,400 0,000)				

Εικόνα 3.25 : Ιδιοπερίοδοι- ιδιοσυχνότητες και συμμετοχή μάζας για το 12όροφο κτίριο



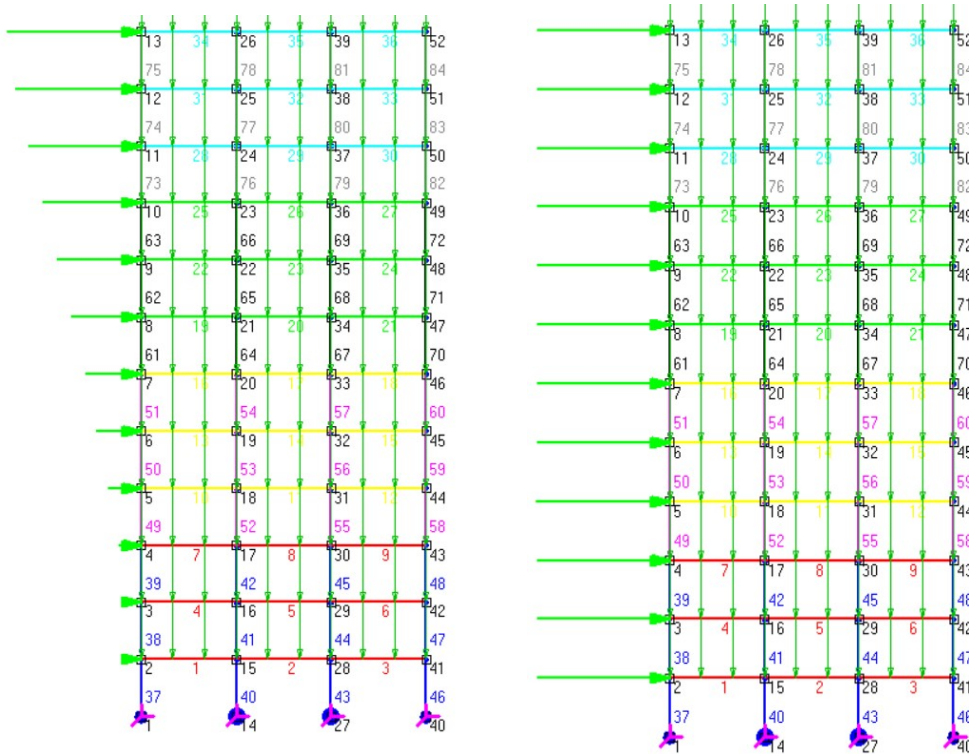
Εικόνα 3.26 : 1^η ιδιομορφή 12όροφου πλαισίου



Εικόνα 3.27 : 2^η ιδιομορφή 12όροφου πλαισίου

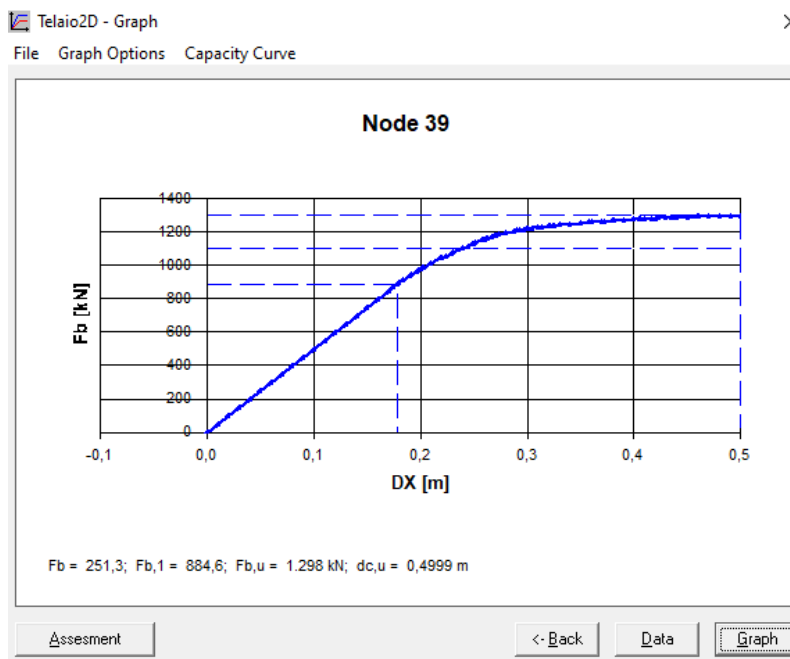
❖ 3.3.2.3 Ανελαστική στατική ανάλυση (pushover) :

Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε και εδώ για δύο μορφές οριζόντιων φορτίων , ένα με ιδιομορφική κατανομή (modal) και ένα με ορθογωνική (uniform)

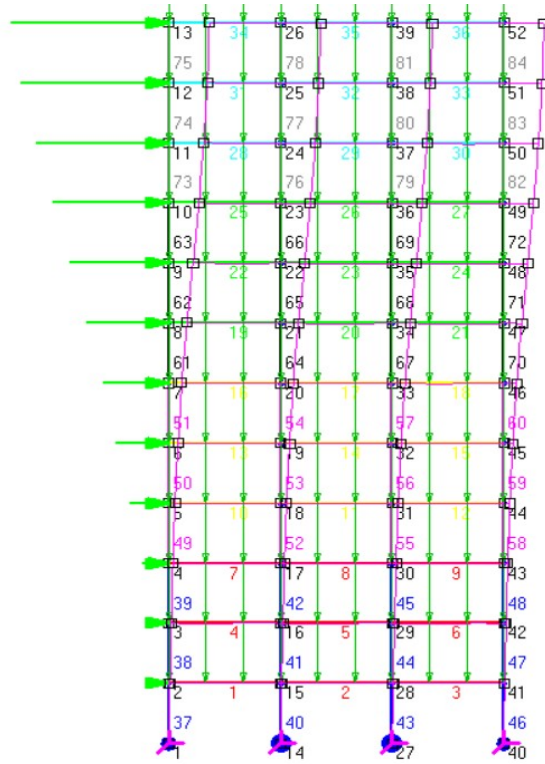


Εικόνα 3.28 : Φορτία modal και uniform κατά την ανάλυση pushover για το 12όροφο πλαίσιο

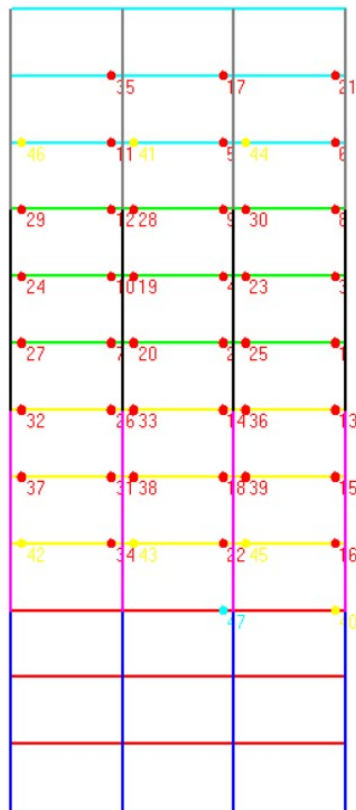
3.3.2.3.1 Για το Modal τα αποτελέσματα είναι



Εικόνα 3.29 :Καμπύλη ικανότητας pushover για μεσαίο κόμβο κορυφής

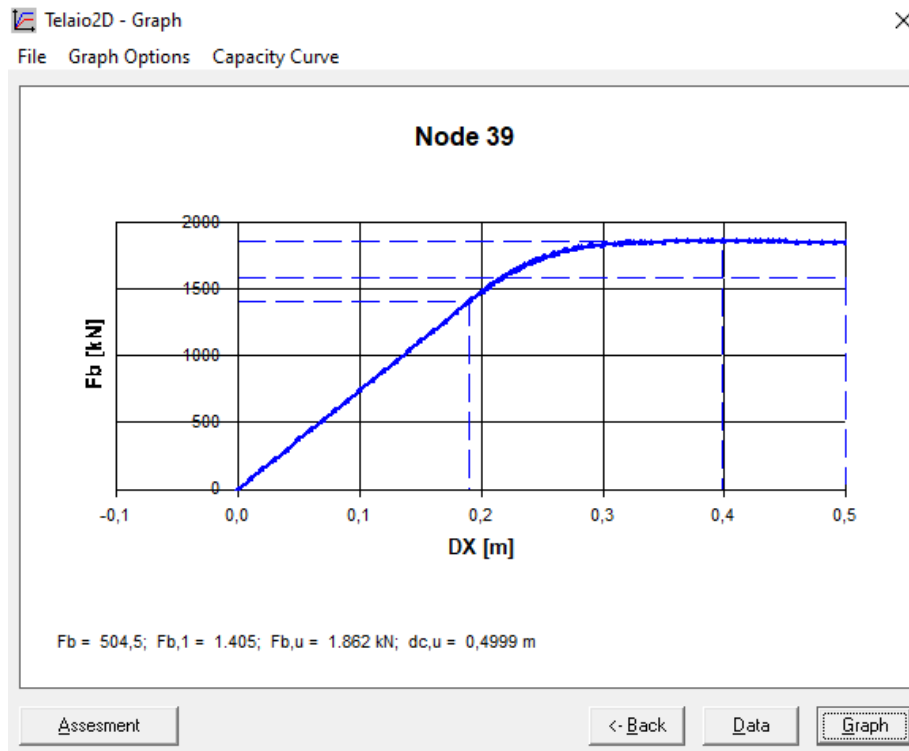


Εικόνα 3.30 : Μετατόπιση 12όροφου πλαισίου πλαισίου για μέγιστο ασκούμενο φορτίο

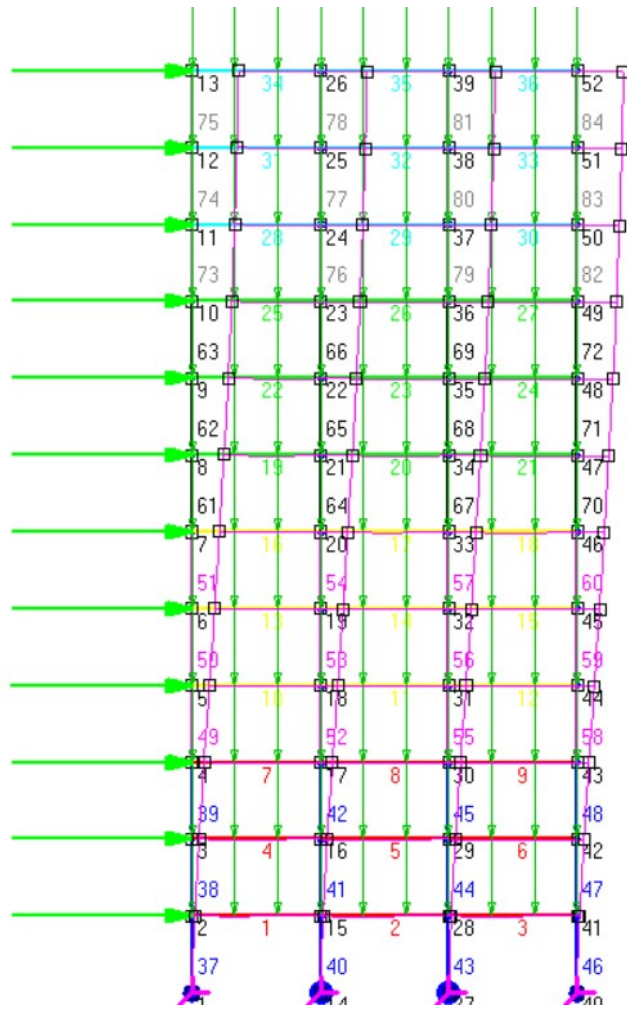


Εικόνα 3.31 Θέσεις πλαστικών αρθρώσεων για μέγιστο ασκούμενο φορτίο

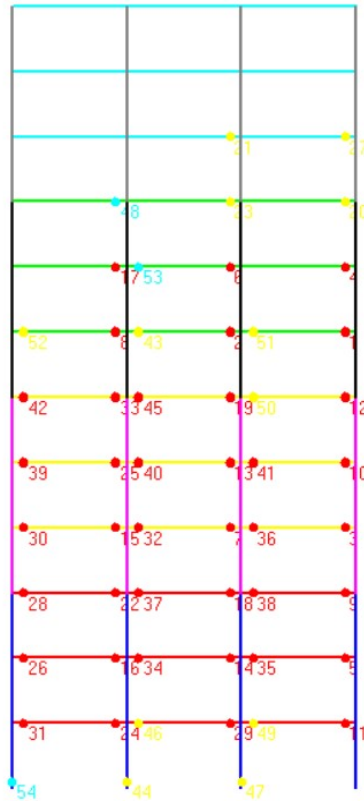
3.3.2.3.2 Για το uniform τα αποτελέσματα είναι



Εικόνα 3.32 : Καμπύλη ικανότητας Pushover για μεσαίο κόμβο κορυφής



Εικόνα 3.33 Μετατόπιση πλαισίου για μέγιστο ασκούμενο φορτίο

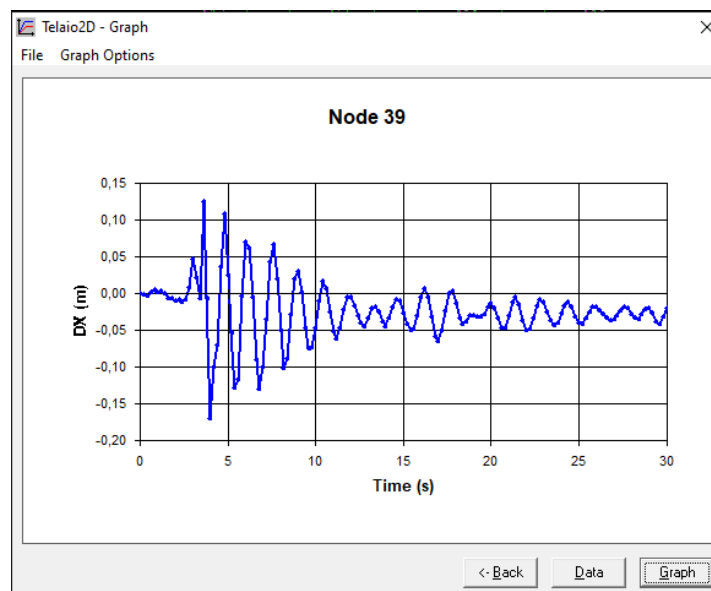


Εικόνα 3.34 : Θέσεις πλαστικών αρθρώσεων για μέγιστο ασκούμενο φορτίο

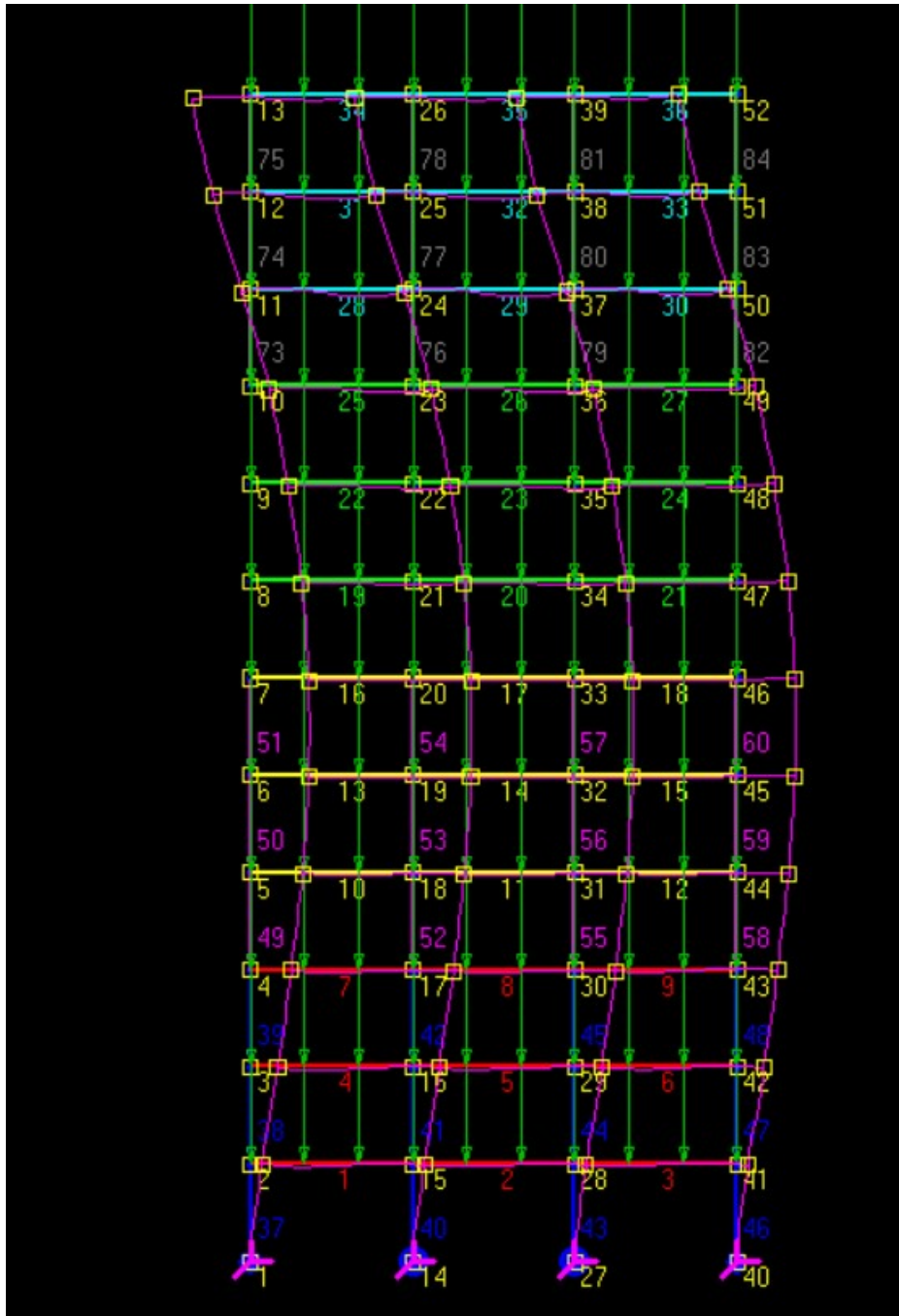
❖ 3.3.2.4 Ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Πραγματοποιήθηκαν όπως αναφέρθηκε αναλύσεις για 3 σεισμούς

Για τον σεισμό του Αιγίου

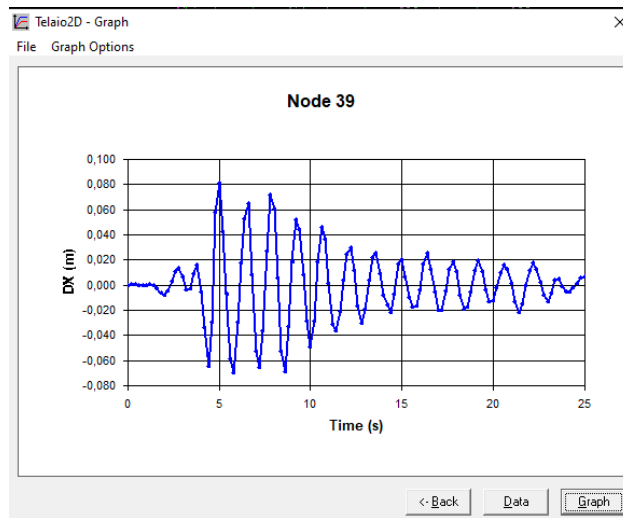


Εικόνα 3.35 :Διάγραμμα μετατόπισης - χρόνου για μεσαίο κόμβο κορυφής

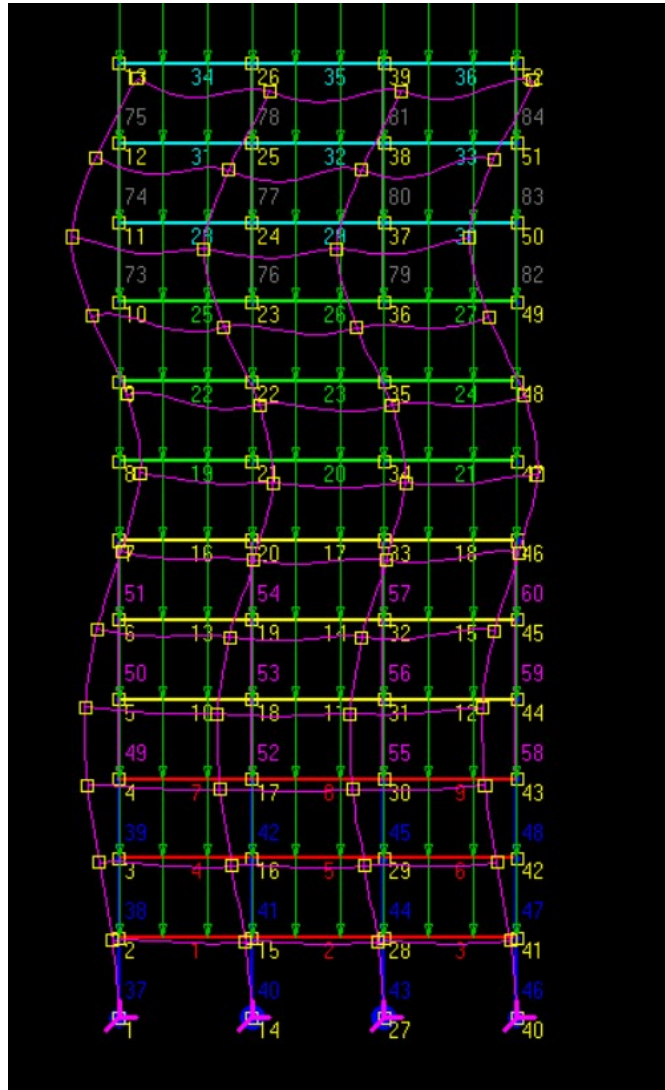


Εικόνα 3.36: Μετατόπιση πλαισίου για σεισμό Αιγίου για μέγιστη μετακίνηση κορυφής

Για τον σεισμό της Αθήνας

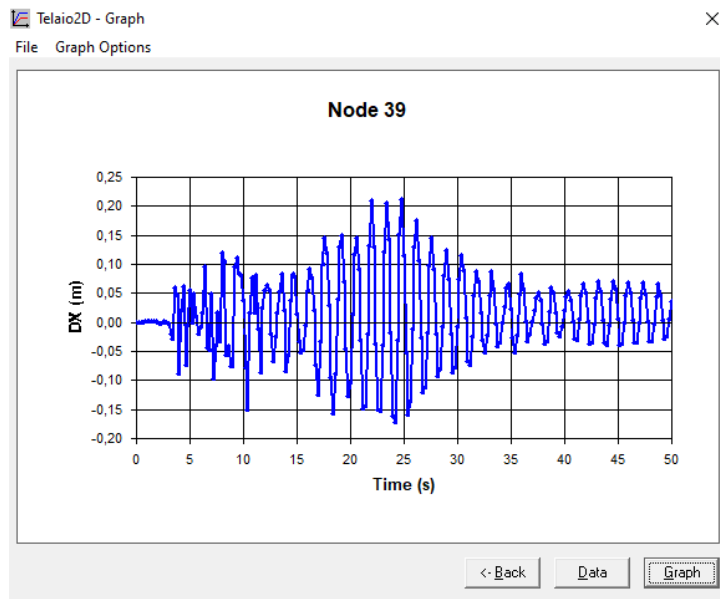


Εικόνα 3.37 : Διάγραμμα μετατόπισης - χρόνου για μεσαίο κόμβο κορυφής

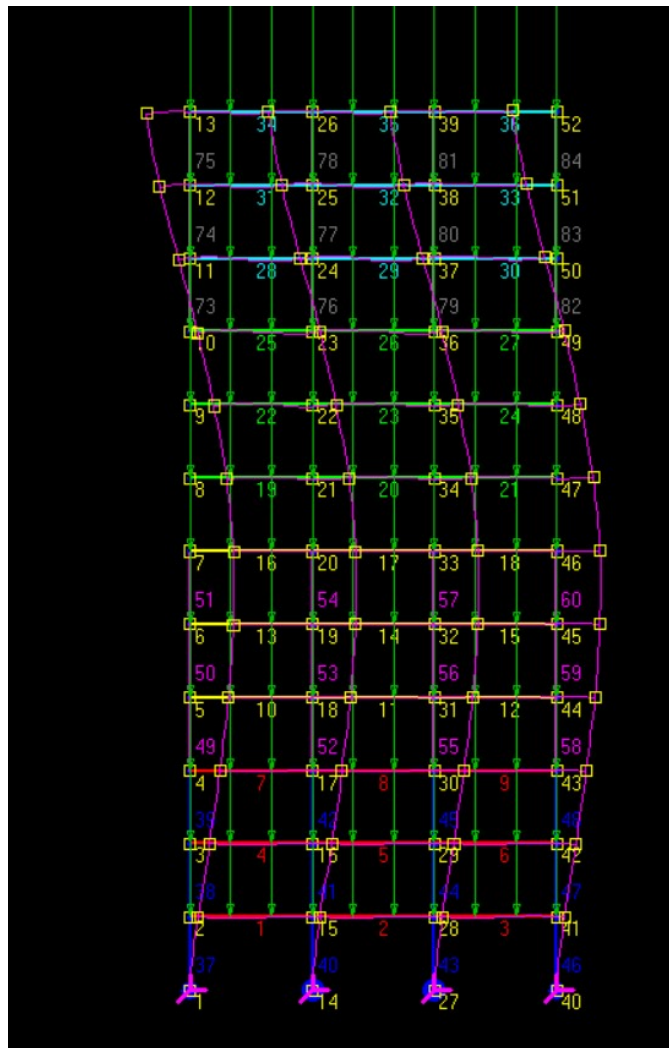


Εικόνα 3.38 : Μετατόπιση πλαισίου για σεισμό Αθήνας για μέγιστη μετακίνηση κορυφής

Για τον σεισμό της Λευκάδας



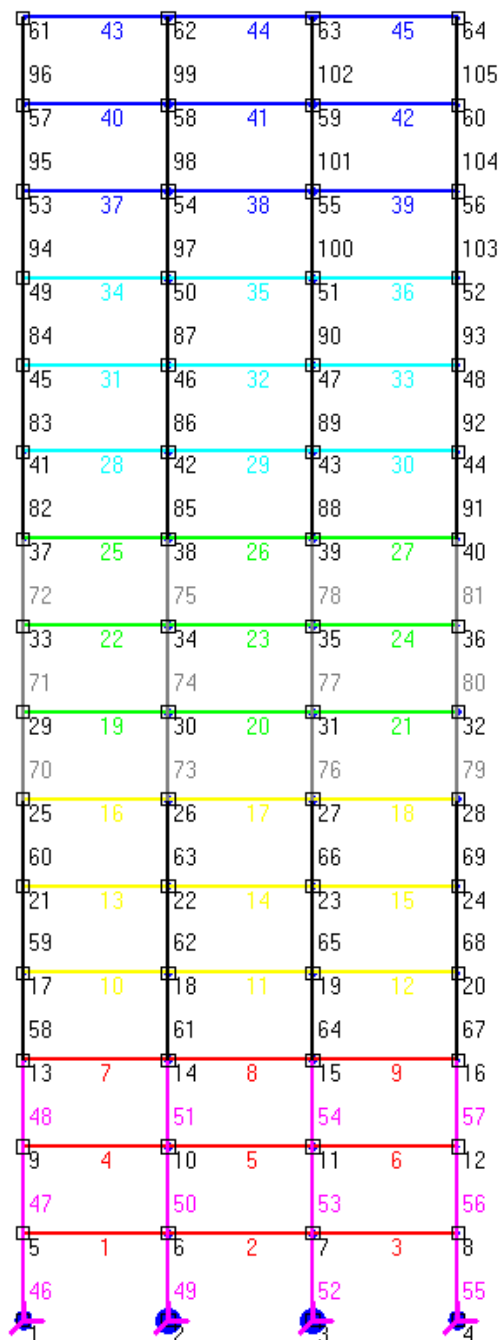
Εικόνα 3.39 : Διάγραμμα μετατόπισης - χρόνου για μεσαίο κόμβο κορυφής



Εικόνα 3.40 Μετατόπιση πλαισίου για σεισμό Λευκάδας για μέγιστη μετακίνηση κορυφής

3.3.3 Τέλος, σχεδιάστηκε το 15οροφο πλαίσιο, με τις εξής διατομές:

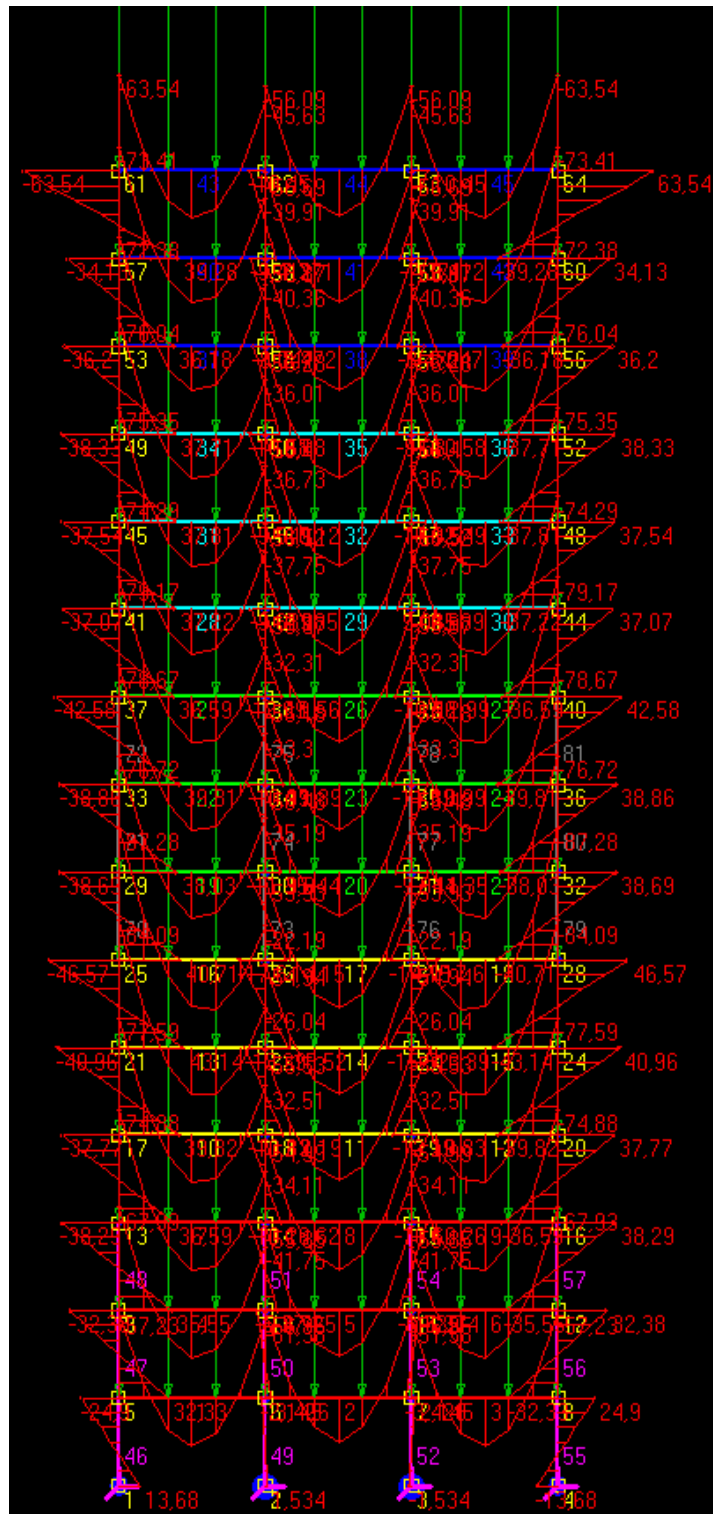
Υποστυλώματα (SHS)	Δοκοί (IPE)
500 x 16 για ορόφους 1 με 3	550 για ορόφους 1 με 3
500 x 16 για ορόφους 4 με 6	500 για ορόφους 4 με 6
400 x 20 για ορόφους 7 με 9	400 για ορόφους 7 με 9
350 x 20 για ορόφους 10 με 12	360 για ορόφους 10 με 12
320 x 20 για ορόφους 13 με 15	330 για ορόφους 13 με 15



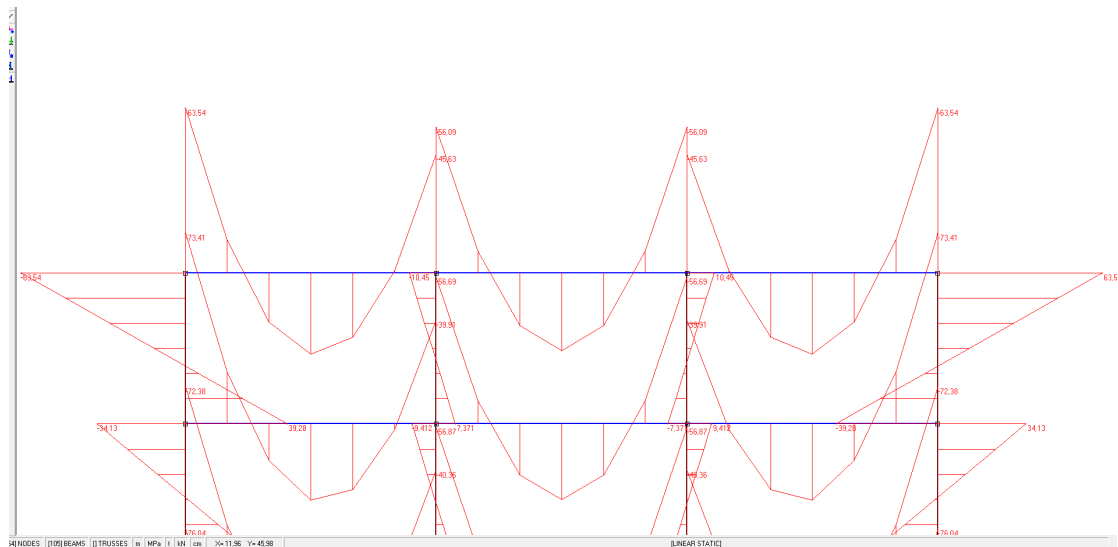
Εικόνα 3.41 : Μοντέλο 15όροφου πλαισίου

Παρακάτω φαίνονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν για το δεκαπενταόροφο πλαίσιο.

❖ 3.3.3.1 Απλή γραμμική στατική ανάλυση για κατακόρυφα φορτία:



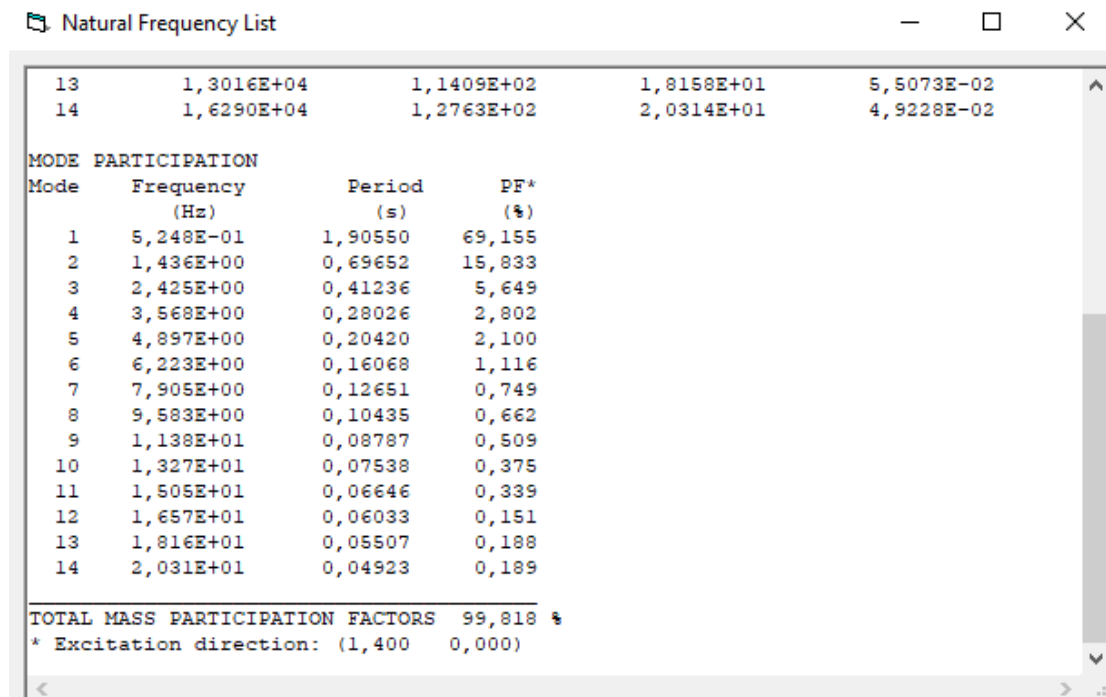
Εικόνα 3.42 : Διάγραμμα καμπτικών ροπών 15όροφου πλαισίου



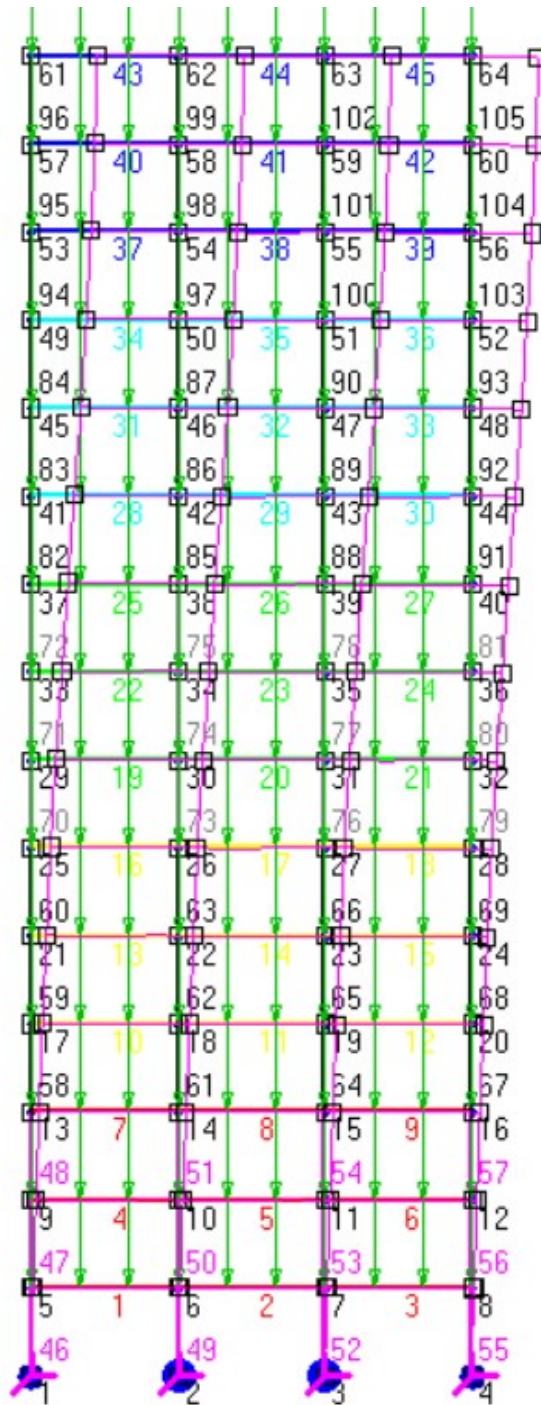
Εικόνα 3.43 : Λεπτομέρεια διαγράμματος καμπτικών ροπών κορυφαίου ορόφου 15όροφου πλαισίου

❖ 3.3.3.2 Ιδιοπερίοδοι - ιδιοσυχνότητες :

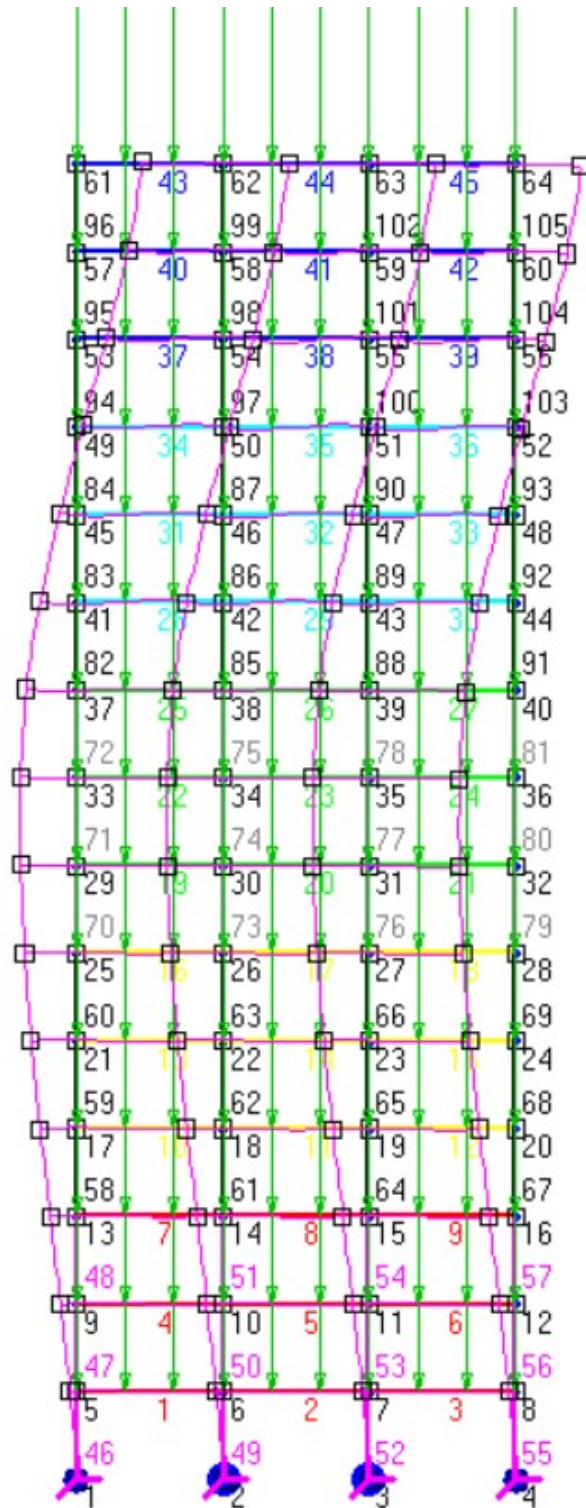
Έπειτα έγιναν οι αναλύσεις που μας προσδιόρισαν τις ιδιοπεριόδους και τις ιδιοσυχνότητες του πλαισίου μας , όπως φαίνεται παρακάτω.



Εικόνα 3.44 : Ιδιοπερίοδοι- ιδιοσυχνότητες και συμμετοχή μάζας για το 15όροφο κτίριο



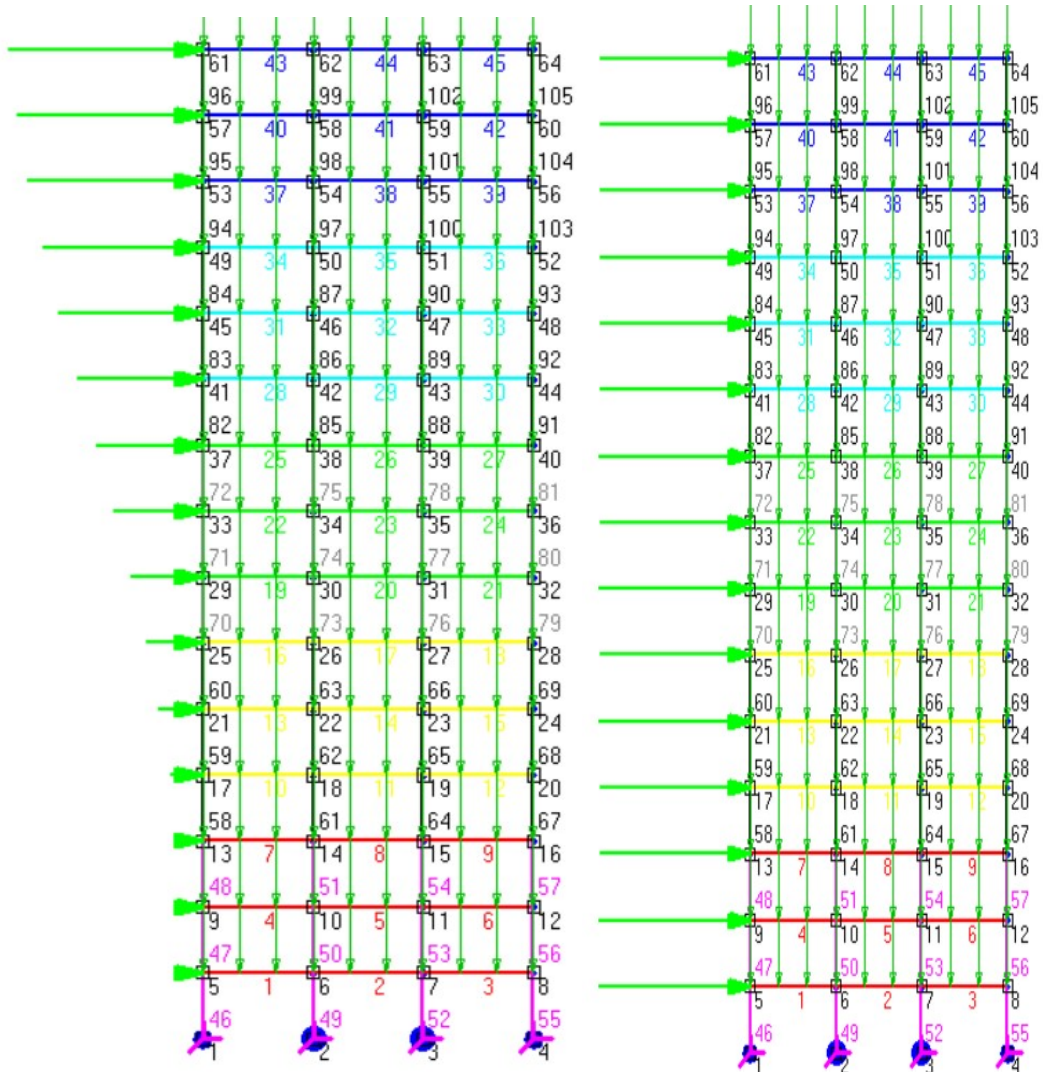
Εικόνα 3.45 : 1^η ιδιομορφή 15όροφου πλαισίου



Εικόνα 3.46: 2^η ιδιομορφή 15όροφου πλαισίου

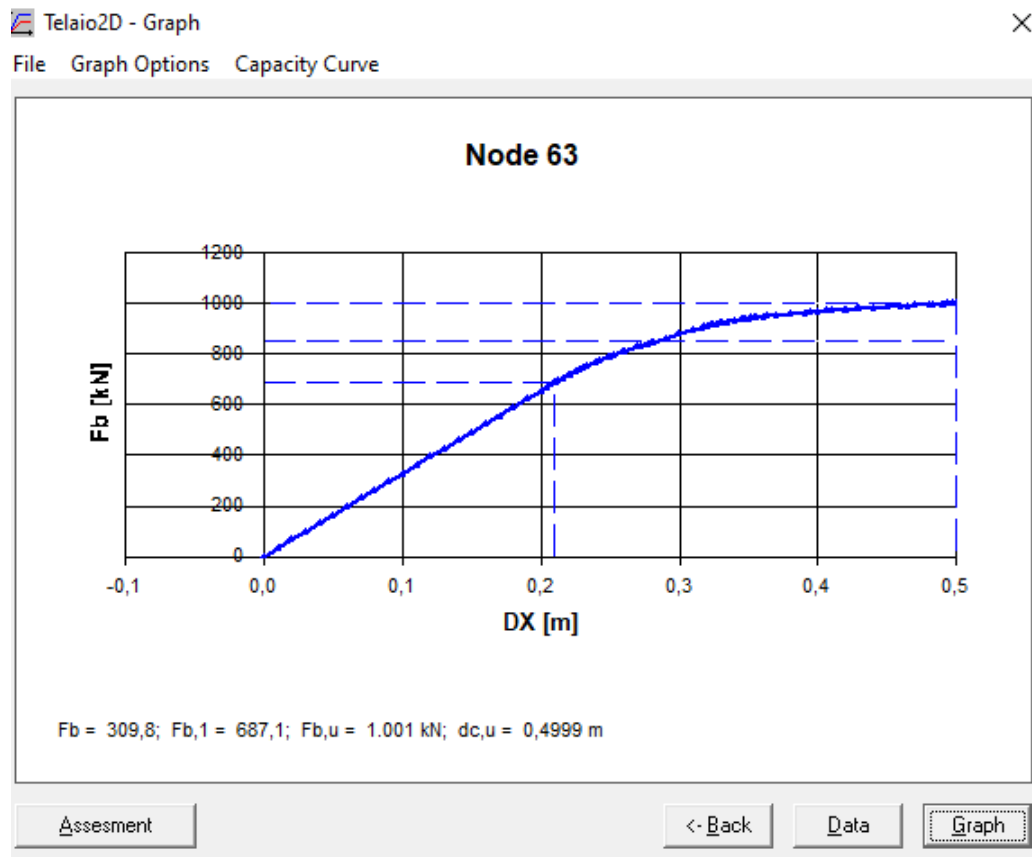
❖ 3.3.3.3 Ανελαστική στατική ανάλυση (pushover) :

Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε και εδώ για δύο μορφές οριζοντίων φορτίων, ένα για ιδιομορφική κατανομή (modal) και ένα με ορθογωνική κατανομή (uniform)

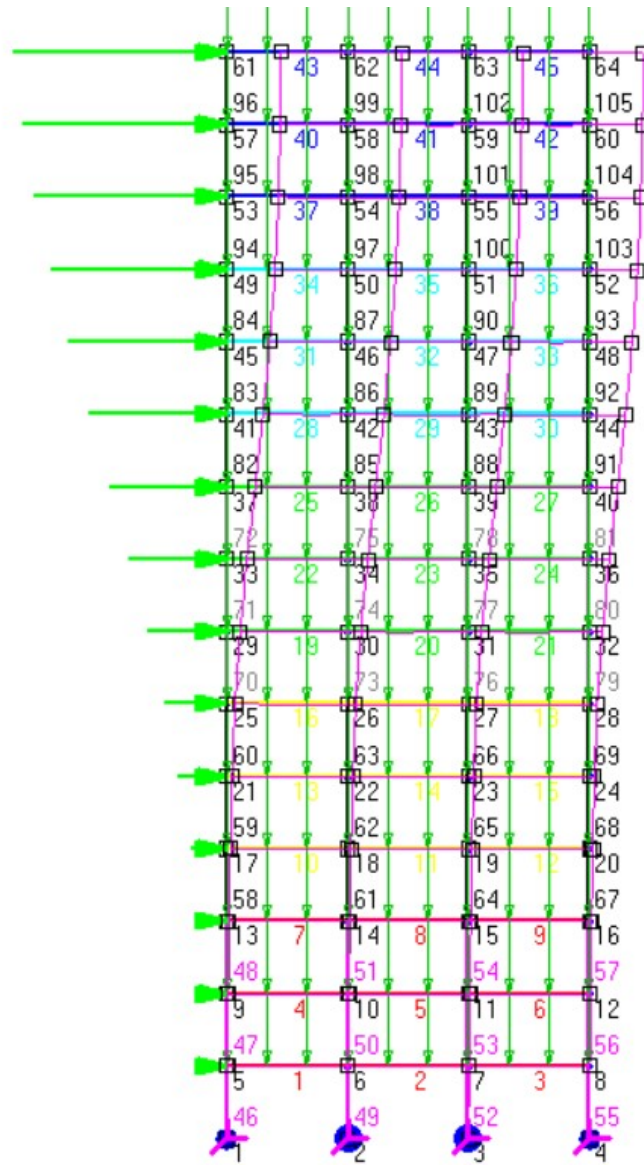


Εικόνα 3.47 : Φορτία modal και uniform κατά την ανάλυση pushover για το 15όροφο πλαίσιο

3.3.3.3.1 Για το modal τα αποτελέσματα είναι



Εικόνα 3.48 : Καμπύλη ικανότητας Pushover για μεσαίο κόμβο κορυφής

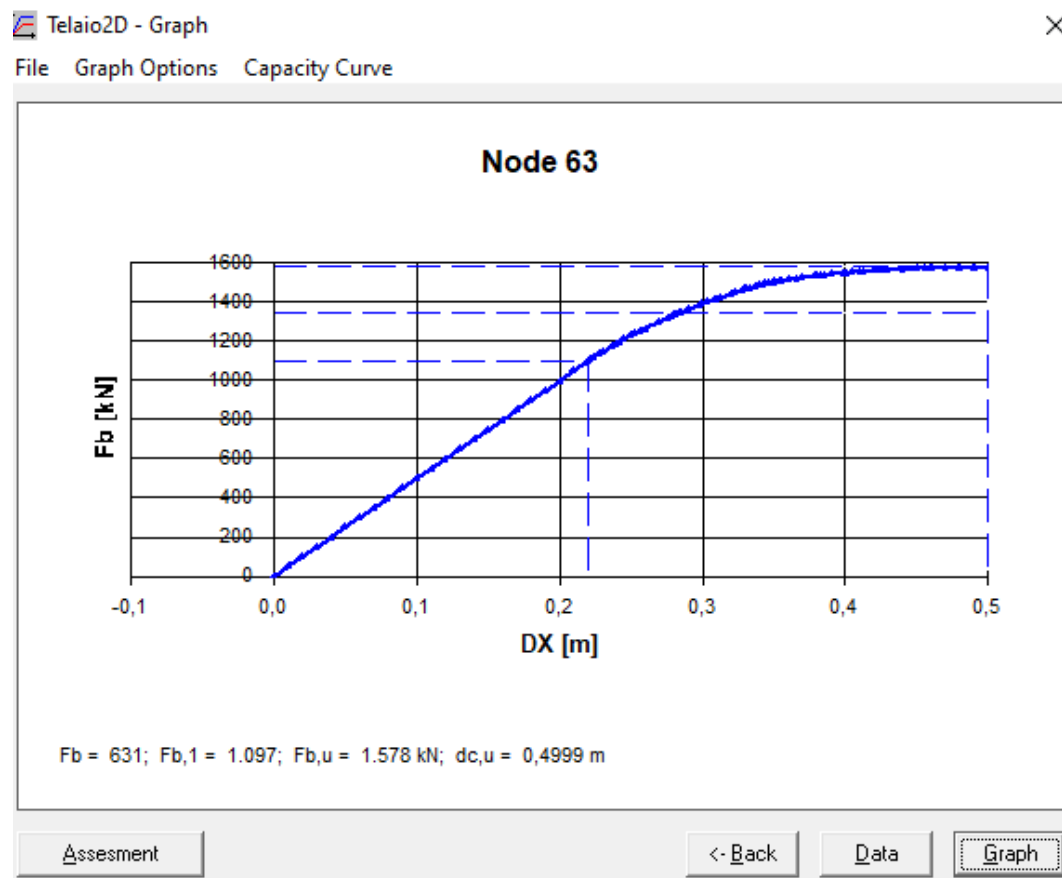


Εικόνα 3.49 :Μετατόπιση πλαισίου για μέγιστο ασκούμενο φορτίο

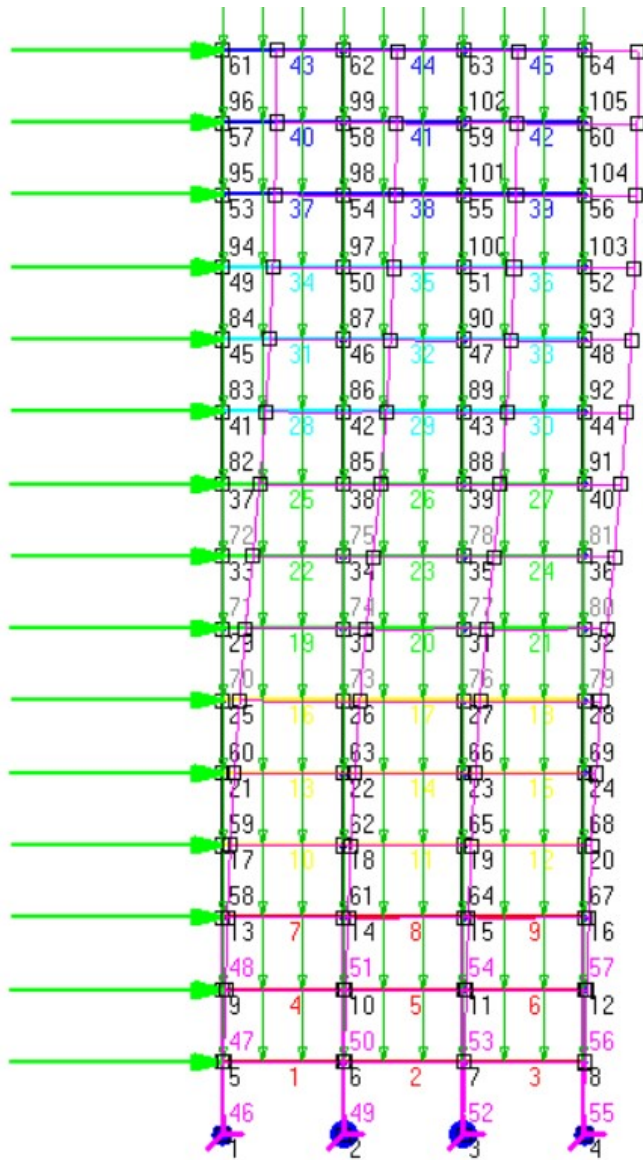


Εικόνα 3.50 : Θέσεις πλαστικών αρθρώσεων για μέγιστο ασκούμενο φορτίο

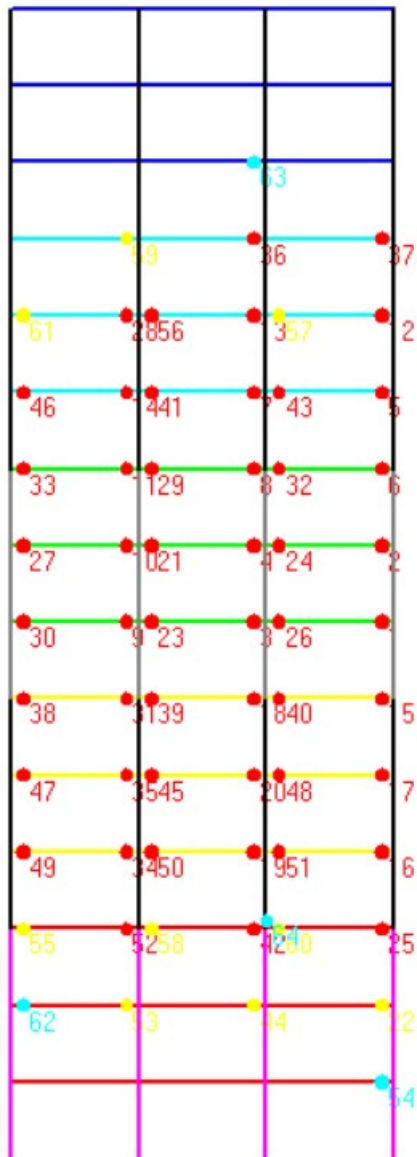
3.3.3.3.2 : Για το uniform τα αποτελέσματα είναι



Εικόνα 3.51 : Καμπύλη ικανότητας Pushover για μεσαίο κόμβο κορυφής



Εικόνα 3.52 : Μετατόπιση πλαισίου για μέγιστο ασκούμενο φορτίο

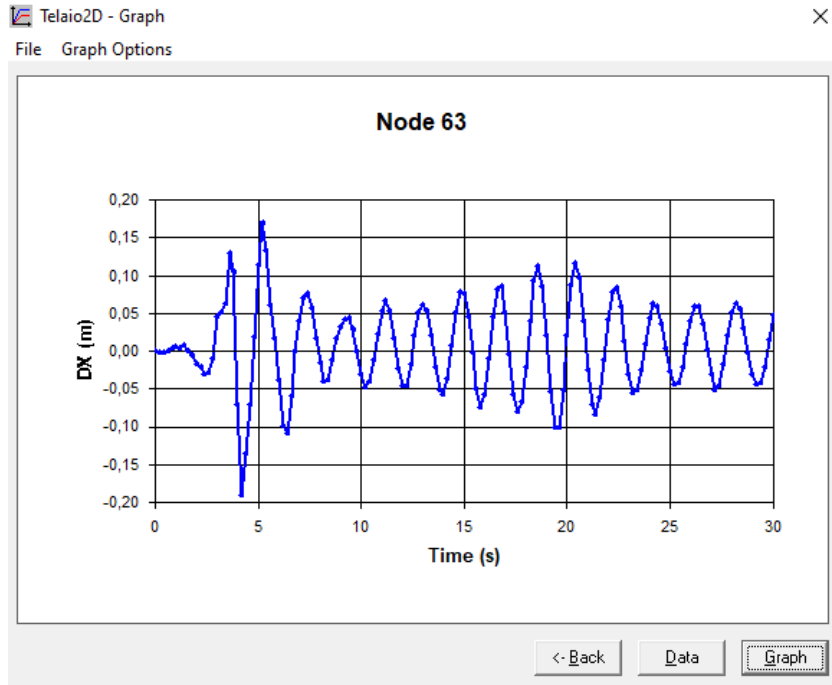


Εικόνα 3.53 : Θέσεις πλαστικών αρθρώσεων για μέγιστο ασκούμενο φορτίο

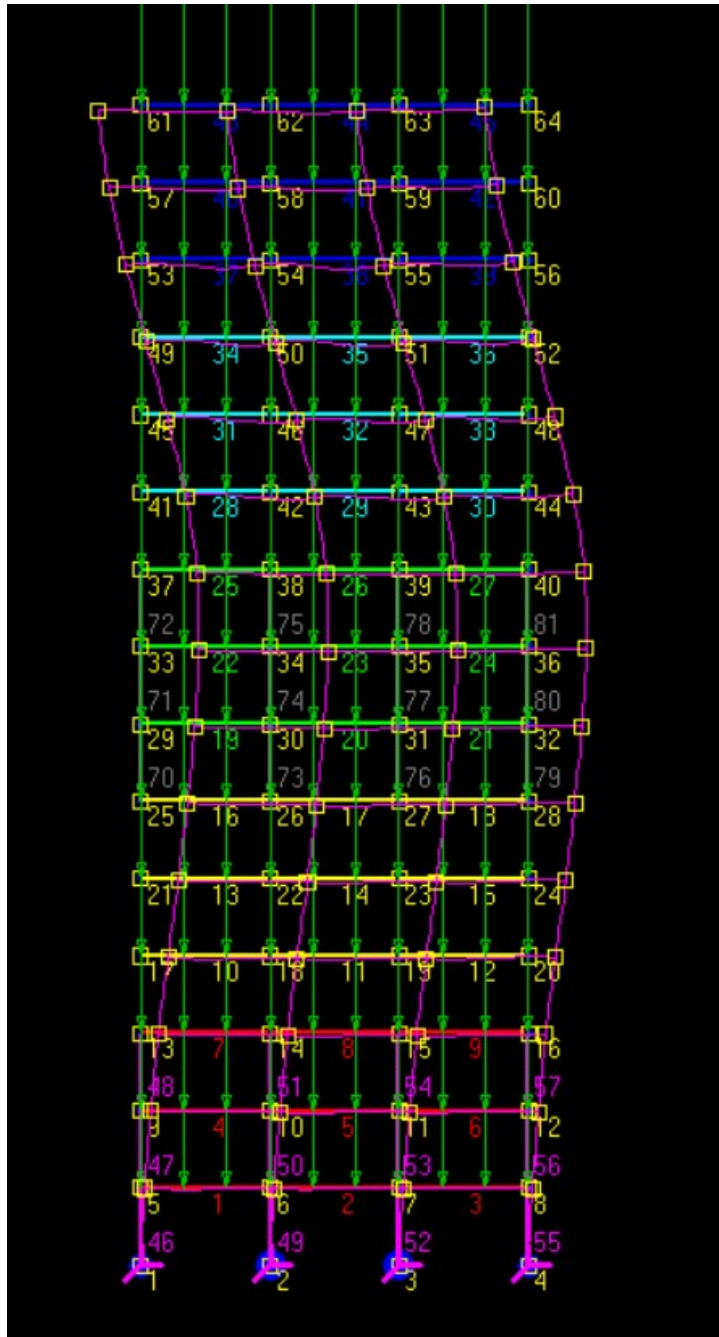
❖ 3.3.3.4 Ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Πραγματοποιήθηκαν όπως αναφέρθηκε αναλύσεις για 3 σεισμούς

Για τον σεισμό του Αιγίου:

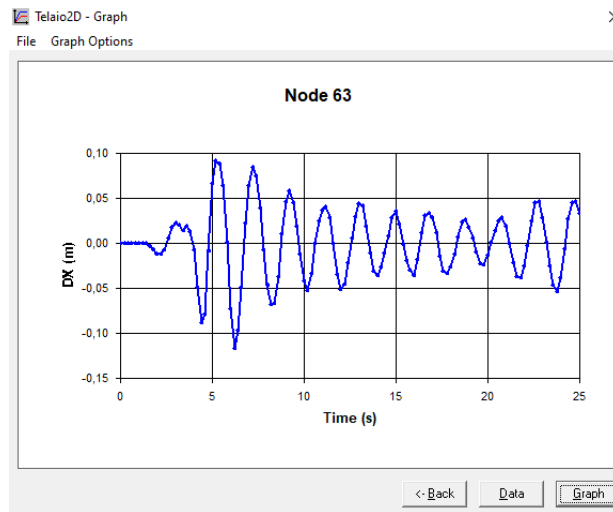


Εικόνα 3.54 : Διάγραμμα μετατόπισης - χρόνου για μεσαίο κόμβο κορυφής

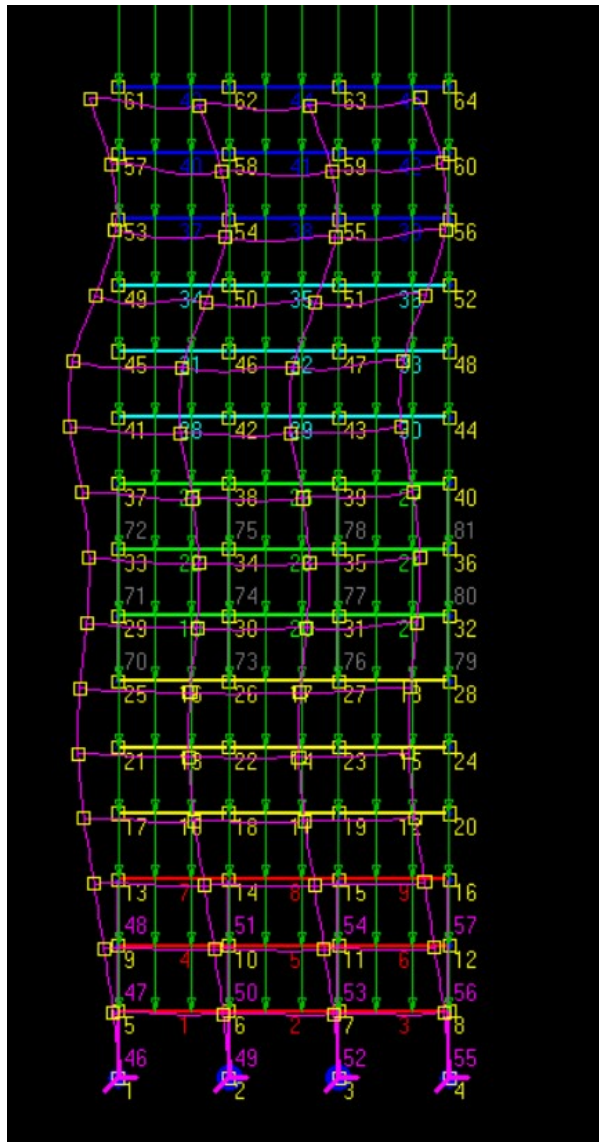


Εικόνα 3.54: Μετατόπιση πλαισίου για σεισμό του Αγίου για μέγιστη μετακίνηση κορυφής

Για τον σεισμό της Αθήνας:

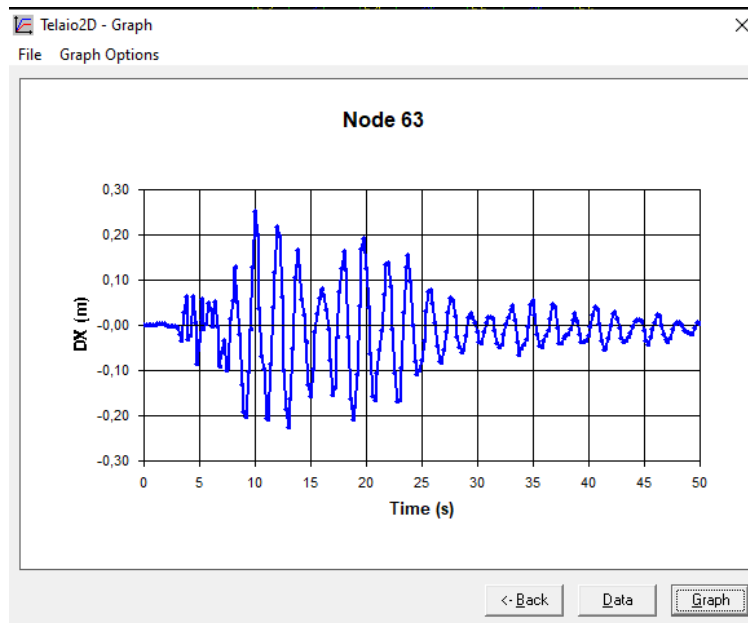


Εικόνα 3.56 : Διάγραμμα μετατόπισης - χρόνου για μεσαίο κόμβο κορυφής

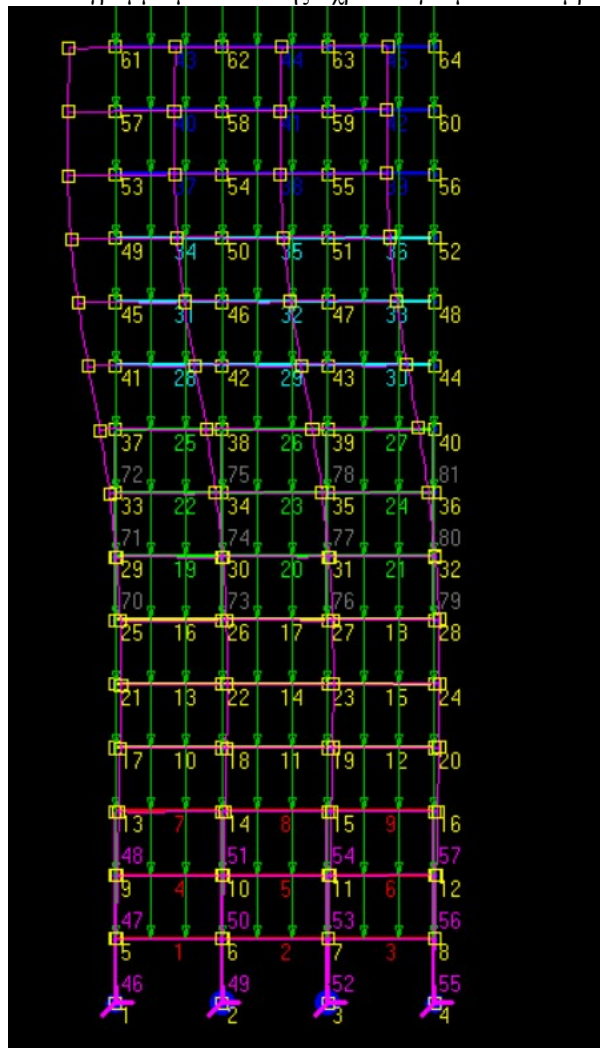


Εικόνα 3.57 : Μετατόπιση πλαισίου για σεισμό Αθήνας για μέγιστη μετακίνηση κορυφής

Για τον σεισμό της Λευκάδας:



Εικόνα 3.59 Διάγραμμα μετατόπισης - χρόνου για μεσαίο κόμβο κορυφής



Εικόνα 3.60 : Μετατόπιση πλαισίου για σεισμό Λευκάδα για μέγιστη μετακίνηση κορυφής

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- Κατά την ιδιομορφική ανάλυση παρατηρείται σχεδόν ολική συμμετοχή μάζας των πλαισίων, με το μεγαλύτερο ποσοστό συμμετοχής στις δύο πρώτες
 - Παρατηρούμε ότι στις παραπάνω αναλύσεις pushover για φορτία modal και uniform υπάρχουν διαφορές στις καμπύλες ικανότητας και στο λόγο a_u/a_1 , όπου a_u η τιμή με την οποία πολλαπλασιάζουμε τα οριζόντια φορτία για την επίτευξη πλαστικών αρθρώσεων στο κτήριο για την αστάθεια του τελευταίου, ενώ όλες οι άλλες φορτίσεις μένουν σταθερές και a_1 η τιμή με την οποία πολλαπλασιάζουμε τα οριζόντια φορτία ώστε κάποιο μέλος της κατασκευής να φτάσει στη καμπτική διαρροή ενώ οι άλλες φορτίσεις μένουν σταθερές.
1. Πιο συγκεκριμένα, για το 6-όροφο πλαίσιο η καμπύλη έχει ανώτερη τιμή φορτίου τέμνουσας βάσης 813,6 kN για modal, ενώ για uniform 968 kN. Συμπεραίνουμε από το διάγραμμα επίσης ότι ο λόγος a_u/a_1 για modal είναι 1,86 ενώ για uniform είναι 1,39. Η συγκεκριμένη τιμή της modal για το 6-όροφο πλαίσιο ξεπερνάει την μέγιστη τιμή του 1,5 που επιτρέπεται από τον κανονισμό.
 2. Για το 12-όροφο πλαίσιο, παρατηρείται πάλι μεγαλύτερη max τιμή στην καμπύλη ικανότητας για modal φορτίο σε σχέση με uniform (1298 kN και 1862 kN αντίστοιχα), όπως και μεγαλύτερος βγαίνει ο λόγος a_u/a_1 για modal από το uniform (1,47 και 1,33 αντίστοιχα).
 3. Για το 15-όροφο πλαίσιο, έχουμε παρόμοια συμπεριφορά με τη modal να παρουσιάζει μεγαλύτερο λόγο a_u/a_1 από τη uniform (1,51 και 1,44 αντίστοιχα) και μεγαλύτερη max τιμή καμπύλης ικανότητας (1001 kN και 1578 kN αντίστοιχα). Παρατηρούμε, όπως και στο 6-όροφο, τιμή λόγου a_u/a_1 για modal $> 1,5$. Στη συγκεκριμένη περίπτωση είναι πολύ μικρή η απόκλιση από τη μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή του 1,5.
 4. Αντλώντας πληροφορίες από το θεωρητικό υπόβαθρο και τα αποτελέσματα των αναλύσεων μας, καταλήγουμε ότι τα πλαίσια για φορτία modal παραλαμβάνουν μεγαλύτερες πλαστικές παραμορφώσεις.
- Από τις αναλύσεις αντλούμε, επίσης, πληροφορίες για τις θέσεις των πλαισίων στις οποίες εμφανίζονται πλαστικές αρθρώσεις.

Για τα modal φορτία, λαμβάνουμε τα εξής συμπεράσματα ως προς τις θέσεις που εμφανίζονται:

1. Στο 6-όροφο πλαίσιο εμφανίζονται σχεδόν σε όλες τις δοκούς ανά ζεύγος, εσωτερικά των κόμβων και σε μικρή απόσταση από αυτούς και όχι πάνω σε αυτούς ή σε πολύ απομακρυσμένες θέσεις. Δηλαδή σε θέσεις που θέλουμε και αναμένουμε την εμφάνισή τους
2. Στο 12-όροφο πλαίσιο εμφανίζεται το ίδιο μοτίβο με το 6-όροφο, μόνο που δεν εμφανίζονται στους ανώτερους ορόφους, και σχεδόν καμία σε υποστύλωμα στους πολύ χαμηλούς ορόφους.
3. Στο 15-όροφο βλέπουμε παρόμοια συμπεριφορά με το 12-όροφο στην εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων.

Για τα uniform φορτία, λαμβάνουμε τα εξής συμπεράσματα ως προς τις θέσεις που εμφανίζονται:

1. Στο 6-όροφο δεν εμφανίζονται πλαστικές αρθρώσεις στους άνω ορόφους, και δεν είναι όλες σε ζεύγη.
2. Στο 12-όροφο εμφανίζονται σε όλα τα δοκάρια, στο ισόγειο και στα υποστυλώματα ισογείου, εκτός των δοκών των κορυφαίων ορόφων.
3. Στο 15-όροφο παρουσιάζεται παρόμοιο μοτίβο με το 12-όροφο πλαίσιο με μια έλλειψη πλαστικών αρθρώσεων στο ισόγειο.

Τέλος, για την δυναμική ανελαστική ανάλυση παρατηρούμε ότι οι μετακινήσεις της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης παρουσιάζουν δυσμενέστερα αποτελέσματα σε σχέση με την στατική δυναμική ανάλυση, στις υψηλότερες στάθμες.

4) Βιβλιογραφία

- 1) ΟΑΣΠ (2022): «Κανονισμός Επεμβάσεων – ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2022», 3η Αναθεωρημένη Έκδοση, Αθήνα.
- 2) EN 1998–1: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: European Committee for Standardisation
- 3) LH Λογισμική (2013): «Pushover – θεωρητικά στοιχεία», Αθήνα.
- 4) Ε. Κίρτας, Γ. Παναγόπουλος, “Προσομοίωση Κατασκευών σε Προγράμματα Ηλεκτρονικού Υπολογιστή”, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών ΤΕ και Μηχανικών Τοπογραφίας και Γεωπληροφορικής ΤΕ, ΤΕΙ Κεντρικής Μακεδονίας, 2015
- 5) Δημήτριος Μπάρος, Ακαδ. Υπότροφος, Διδάσκων Ανώτατου Τεχνολογικού Ιδρύματος Πατρών, Διατριβή Διπλώματος Ειδίκευσης. Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Πανεπιστημίου Πατρών , Πάτρα 2006
- 6) Gantes, C. (2015). Μη Γραμμική Συμπεριφορά Των Κατασκευών [Undergraduate Textbook]. Kallipos, Open Academic Editions.
- 7) Μιχαήλ Ν. Φαρδης .Πρακτική Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση Κτιρίων Οπλισμένου Πειραματικές Δοκιμές Σκυροδέματος: Κανόνες Προσομοίωσης Και Σύγκριση Απόκρισης. 4ο πανελλήνιο συνέδριο αντισεισμικής μηχανικής τεχνικής σεισμολογίας, Αθήνα 5-7 Σεπτεμβρίου , 2019
- 9) Manolis, G., Panagiotopoulos, C., & Koliopoulos, P. (2015). Δυναμική Των Κατασκευών [Undergraduate Textbook]. Kallipos, Open Academic Editions.
- 10) Chopra A. K. (2010) , Δυναμική των Κατασκευών - Θεωρία και Εφαρμογές στη Σεισμική Μηχανική. Εκδόσεις ΓΚΙΟΥΡΔΑΣ Μ.
- 11) ASCE (2007). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings.
- 12) FEMA 356 Report. Washington, D.C.

