

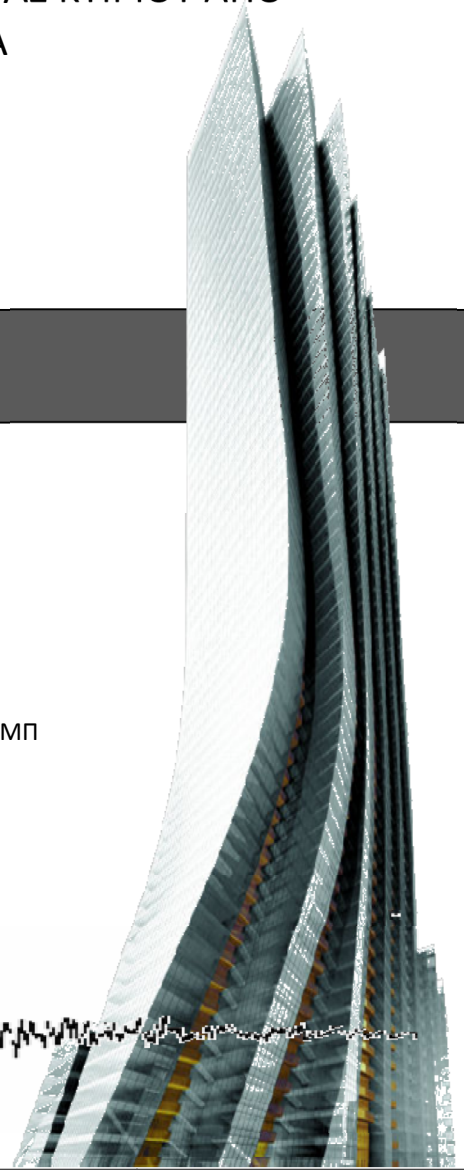


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΕΡΕΥΝΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ
ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

ΗΛΙΑΣ ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: Β. ΚΟΥΜΟΥΣΗΣ, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ ΕΜΠ



ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2010

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΑΠΟ
ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα της διπλωματικής μου εργασίας, κ. Βλάση Κουμούση, Καθηγητή ΕΜΠ για την πολύτιμη βοήθεια του καθ' όλη την διάρκεια της συνεργασίας μας. Οι παρατηρήσεις του τόσο σε θεωρητικό όσο και σε πρακτικό επίπεδο συνέβαλαν ουσιαστικά στον σχεδιασμό και την ολοκλήρωση της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Θα ήθελα επίσης να ευχαριστήσω και τα υπόλοιπα μέλη της επιτροπής κ. Κ. Σηλιόπουλο, Αναπληρωτή Καθηγητή ΕΜΠ και κ. Βησ. Παπαδόπουλο, Λέκτορα ΕΜΠ για την συμμετοχή τους και την αξιολόγηση της διπλωματικής αυτής εργασίας.

Δεν θα μπορούσα ακόμα να παραλείψω τον υποψήφιο διδάκτορα Σάββα Τριανταφύλλου για την πρόθυμη συμμετοχή του και την ουσιαστική επίλυση των αποριών μου.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους γονείς μου για την τεράστια προσπάθεια που καταβάλουν όλα αυτά τα χρόνια.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται την ανελαστική αποτίμηση της συμπεριφοράς υφιστάμενης κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα. Με την χρήση τόσο ελαστικών, όσο και ανελαστικών μεθόδων γίνεται μια προσπάθεια αποτύπωσης της αναπτυσσόμενης συμπεριφοράς και κατανόησης των θεωρητικών διατάξεων πίσω από κάθε ανάλυση. Γίνεται επίσης μια προσπάθεια σύγκρισης ορισμένων μεγεθών ώστε να διαπιστωθεί η ακρίβεια των διαφόρων μεθόδων ανάλυσης. Πιο συγκεκριμένα:

Το Κεφάλαιο 1 αναφέρεται στις διεργασίες που λαμβάνουν χώρα κατά την διαδικασία γένεσης ενός σεισμικού γεγονότος, αλλά και στην πορεία μέχρι τη μόρφωση των φασμάτων απόκρισης και τελικά των φασμάτων σχεδιασμού των διαφόρων κανονισμών.

Το Κεφάλαιο 2 αναφέρεται σε θεμελιώδεις έννοιες του αντισεισμικού σχεδιασμού των κατασκευών, οι οποίες έχουν να κάνουν τόσο με το μέλος αυτό καθ'αυτό όσο και με το κτίριο γενικότερα.

Το Κεφάλαιο 3 αναφέρεται στις μεθόδους ανάλυσης (ελαστικές και μη), που χρησιμοποιεί τόσο ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός όσο και οι ξένοι Κανονισμοί, για τον έλεγχο και την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών.

Το Κεφάλαιο 4 αναφέρεται στη σεισμική μόνωση των κτιρίων και παρουσιάζονται ορισμένες από τις πιο ευρέως χρησιμοποιούμενες διατάξεις μονωτήρων.

Το Κεφάλαιο 5 αναφέρεται στην προσομοίωση του δομήματος, στον ορισμό των υλικών, των διατομών, των φορτίσεων, στην προσομοίωση της θεμελίωσης και της διαφραγματικής λειτουργίας των ορόφων.

Το Κεφάλαιο 6 αναφέρεται στην ελαστική ανάλυση του κτιρίου με χρήση της δυναμικής φασματικής, της ισοδύναμης στατικής αλλά και της γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας. Ακόμα, παρατίθενται και ορισμένες συγκρίσεις αποτελεσμάτων.

Το Κεφάλαιο 7 αναφέρεται στην ανελαστική ανάλυση του κτιρίου τόσο με την μέθοδο Pushover, όσο και με την μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας. Ακόμα παρατίθεται η διαδικασία ορισμού των πλαστικών αρθρώσεων των μελών και τα αποτελέσματα των αναλύσεων για ορισμένα χαρακτηριστικά μέλη του κτιρίου.

Το Κεφάλαιο 8 αναφέρεται στην εξέταση των επιπτώσεων ενός πραγματικού γεγονότος. Το γεγονός αυτό έχει να κάνει με την απομείωση της διατομής σε ορισμένα σημεία ορισμένων δοκών προκειμένου να εξυπηρετηθούν οι ανάγκες κλιματισμού του κτιρίου. Έτσι, προσομοιώνονται οι μειωμένες διατομές, ελέγχεται η συμπεριφορά του κτιρίου υπό στατικές μη δυναμικές αναλύσεις και συγκρίνεται με την αρχική κατάσταση.

ABSTRACT

This diploma thesis deals with the evaluation of inelastic behavior of an existing reinforced concrete structure. During the analysis both linear and non linear methods were employed, in accordance with Greek and European standards. The total inelastic behavior has been assessed both with pushover analysis and dynamic non linear analysis under specific accelerogram. Based on these analyses it was possible to compare both the advantages of the different methods and their results along the directions X, Y. In addition, an attempt was made to simulate a real damage scenario resulting by the opening of holes at particular cross sections to pass air conditioning pipes and to examine the influence it will have either in the specific cross - section and in the whole structure in general. The effect of damage was in general minor although it changed the locally the sequence of formation of plastic hinges.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ.....	i
ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	iii
ABSTRACT.....	v
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ	vii
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
1.1 ΓΕΝΙΚΑ.....	1
1.2 ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΕΡΓΑΣΙΑΣ.....	1
1.3 ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ.....	2
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΘΕΜΕΛΙΩΔΕΙΣ ΕΝΝΟΙΕΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ.....	11
2.1 ΠΡΩΤΕΥΟΝΤΑ ΚΑΙ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΝΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	11
2.2 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΣΤΑΘΜΩΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ.....	11
2.3 ΘΕΩΡΙΑ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ – ADRS.....	16
2.4 ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ.....	18
2.5 ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ	19
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΜΕΘΟΔΟΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	23
3.1 ΓΕΝΙΚΑ.....	23
3.2 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	24
3.3 ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ - ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΣΤΑΤΙΚΗ.....	26
3.4 ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ.....	27
3.5 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΟΡΙΑΚΗΣ ΩΘΗΣΗΣ (PUSHOVER).....	28
3.6 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ	36
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ.....	39
4.1 ΓΕΝΙΚΑ.....	39
4.2 ΕΛΑΣΤΟΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΕΦΕΔΡΑΝΑ	40
4.3 ΣΥΣΤΗΜΑ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ – ΕΚΚΡΕΜΕΣ ΤΡΙΒΗΣ.....	41
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	43
5.1 ΓΕΝΙΚΑ.....	43
5.2 ΜΟΡΦΟΛΟΓΙΑ ΦΟΡΕΑ.....	43

5.3	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΥΛΙΚΩΝ.....	45
5.4	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ	47
5.5	ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ	49
5.6	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	58
5.7	ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ.....	59
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ		61
6.1	ΓΕΝΙΚΑ.....	61
6.2	ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	61
6.3	ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ – ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	65
6.3.1	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΑΖΩΝ ΚΑΙ ΚΕΝΤΡΟΥ ΜΑΖΑΣ ΑΝΑ ΟΡΟΦΟ.....	65
6.3.2	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΕΝΤΡΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ	66
6.3.3	ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕΘΟΔΟΥ ΣΤΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ	67
6.4	ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ.....	71
6.5	ΕΞΑΓΩΓΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΚΑΙ ΣΥΓΚΡΙΣΗ	75
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....		91
7.1	ΓΕΝΙΚΑ.....	91
7.2	ΟΡΙΣΜΟΣ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΡΘΡΩΣΕΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ	91
7.3	ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΟΡΙΑΚΗΣ ΩΘΗΣΗΣ (PUSHOVER)	107
7.3.1	ΚΑΜΠΥΛΗ PUSHOVER ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ ΚΑΙ ΠΡΟΚΥΠΤΟΝΤΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	111
7.3.2	ΚΑΜΠΥΛΗ PUSHOVER ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ ΚΑΙ ΠΡΟΚΥΠΤΟΝΤΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	116
7.4	ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ	121
7.4.1	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΤΑ Χ	123
7.4.2	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΤΑ Υ.....	127
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8: ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΥΠΟ ΜΕΙΩΜΕΝΕΣ ΔΙΑΤΟΜΕΣ		131
8.1	ΓΕΝΙΚΑ.....	131
8.2	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΠΡΩΤΗ – ΟΠΕΣ ΜΟΝΟ ΣΤΟ ΔΩΜΑ.....	132
8.2.1	ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ	132
8.2.2	ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ	135
8.3	ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΔΕΥΤΕΡΗ – ΟΠΕΣ ΣΕ ΟΛΕΣ ΤΙΣ ΔΟΚΟΥΣ ΚΑΘ’ ΥΨΟΣ	138

8.3.1	ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ (ΣΕ ΟΛΕΣ ΤΙΣ ΔΟΚΟΥΣ)	138
8.3.2	ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ (ΣΕ ΟΛΕΣ ΤΙΣ ΔΟΚΟΥΣ)	142
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....		147
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....		153
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ		155
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α	: ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΑ ΣΧΗΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.....	155
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β	: ΕΥΡΕΣΗ ΚΕΝΤΡΟΥ ΜΑΖΑΣ ΟΡΟΦΩΝ	159
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ C	: ΔΥΣΚΑΜΨΙΕΣ ΚΑΤΑ ΤΙΣ ΔΙΕΥΘΥΝΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ	171

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1:ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 ΓΕΝΙΚΑ

Τα σεισμικά γεγονότα του παρελθόντος, αλλά και οι επιπτώσεις τους, έχουν οδηγήσει στην αύξηση της έρευνας στο πεδίο των αντισεισμικών κατασκευών. Προς την κατεύθυνση αυτή βοήθησε και η ανάπτυξη της τεχνολογίας, η οποία παρέχει την δυνατότητα αποτύπωσης του σεισμού με την μορφή επιταχυνσιογραφημάτων, επιτρέποντας την καλύτερη αντίληψη του δυναμικού αυτού φαινομένου. Έτσι, εγκαταλείφθηκε η παλαιότερη θεώρηση του σεισμού ως μία οριζόντια πλευρική δύναμη ανάλογη του βάρους της κατασκευής και έγινε περισσότερο αντιληπτό ότι πρόκειται για μεταβαλλόμενες μετακινήσεις που επιβάλλονται στο σώμα του φορέα. Πρόσθετο πλεονέκτημα αποτελεί και η ανάπτυξη λογισμικών ανάλυσης των κατασκευών, τα οποία με την χρήση κατάλληλων φασμάτων ψευδοεπιταχύνσεων προσομοιώνουν την σεισμική απειλή και παράγουν γρήγορα και εύκολα τα προκύπτοντα εντατικά μεγέθη.

Στην παραπάνω λογική στηρίχθηκαν και οι διάφοροι αντισεισμικοί κανονισμοί και κανονισμοί δομικών υλικών. Παρέχοντας λοιπόν υψηλούς συντελεστές ασφαλείας και αυξημένες αντοχές υλικών, οι σύγχρονες κατασκευές θεωρούνται ασφαλέστερες των παλαιότερων καθώς περιλαμβάνουν όλη την σύγχρονη γνώση στο πεδίο της αντισεισμικής προστασίας.

Γίνεται λοιπόν αντιληπτό ότι κατασκευές οι οποίες δεν έχουν σχεδιαστεί με τους σύγχρονους κανονισμούς αποτελούν πεδίο μελέτης και ελέγχου ώστε να εκτιμηθεί η ικανότητα ανάλυσης της σεισμικής δύναμης. Υφιστάμενες κατασκευές που ενδεχόμενα θα εμφανίσουν σεισμικές βλάβες ή και φθορές από το χρόνο, είναι πολύ πιθανόν να είναι εντελώς ανεπαρκείς από απόψεως αντισεισμικού σχεδιασμού σύμφωνα με τις σημερινές αντιλήψεις, γνώσεις και απαιτήσεις ασφαλείας. Ειδικότερα στον ελλαδικό χώρο, που αποτελεί μια ιδιαίτερα σεισμογενή περιοχή και στην οποία το μεγαλύτερο ποσοστό των κατασκευών είναι σχεδιασμένες με βάση παλαιούς κανονισμούς, η ανάγκη αποτίμησης της συμπεριφοράς υφιστάμενων κατασκευών είναι αναγκαία.

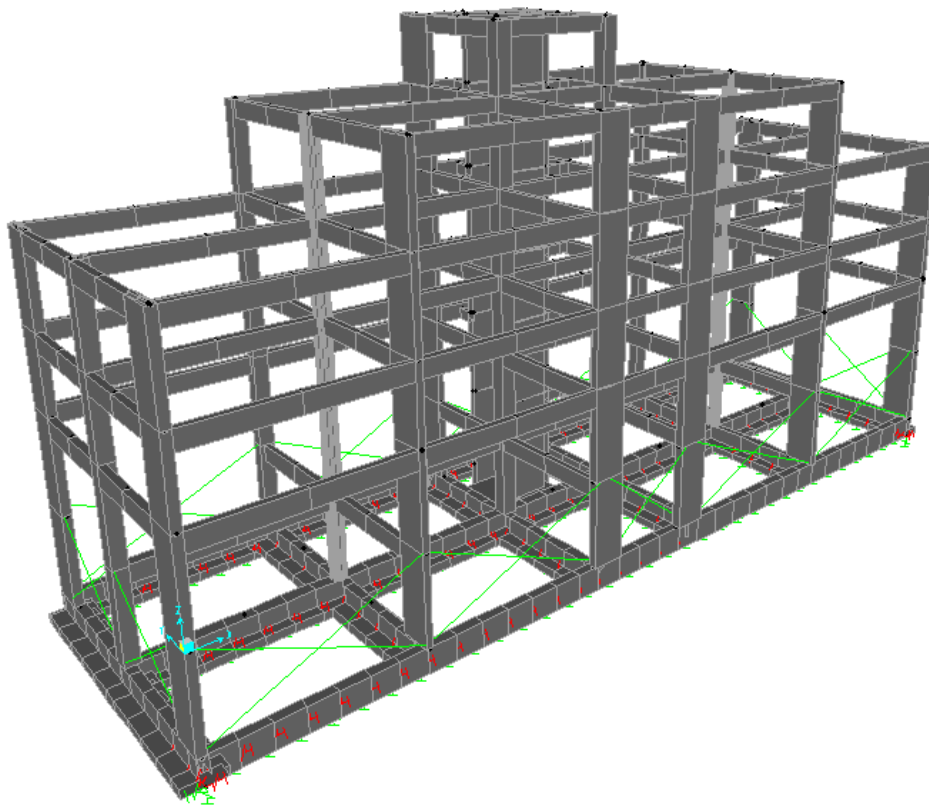
1.2 ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως σκοπό την αποτίμηση της ανελαστικής συμπεριφοράς υφιστάμενης κατασκευής με βάσει τις σύγχρονες διαδικασίες ανάλυσης των δομημάτων. Ο έλεγχος των κατασκευών οι οποίες έχουν εισέρθει στον ανελαστικό κλάδο αποτελεί, σύμφωνα και με τα όσα έχουν ήδη αναφερθεί, έναν άκρως καινούριο και υπό συνεχή εξέλιξη κλάδο της επιστήμης του Μηχανικού.

Η προσομοίωση και ανάλυση της κατασκευής πραγματοποιήθηκε χρησιμοποιώντας το λογισμικό SAP2000 v.14 (Computer and Structures Inc), ενώ η επεξεργασία των

επιταχυνσιογραφημάτων και των φασμάτων απόκρισης πραγματοποιήθηκε με το λογισμικό SeismoSignal. Ακόμα, αναπόφευκτη ήταν η χρήση του Excel για την επεξεργασία των αποτελεσμάτων.

Τέλος, όσον αφορά την κατασκευή, πρόκειται για ένα τετραώροφο κτίριο γραφείων από οπλισμένο σκυρόδεμα που βρίσκεται στην περιοχή του Χαλανδρίου. Εκτός των τεσσάρων ορόφων στην κορυφή καταλήγει δώμα το οποίο είναι τοποθετημένο έκκεντρα στην κάτοψη του κτιρίου. Όπως φαίνεται παρακάτω το κτίριο είναι συμμετρικό κατά την διεύθυνση Y (κατά την μικρή διάσταση), ενώ η επιμήκης κάτοψη θεωρείται καθοριστική της συμπεριφοράς του.

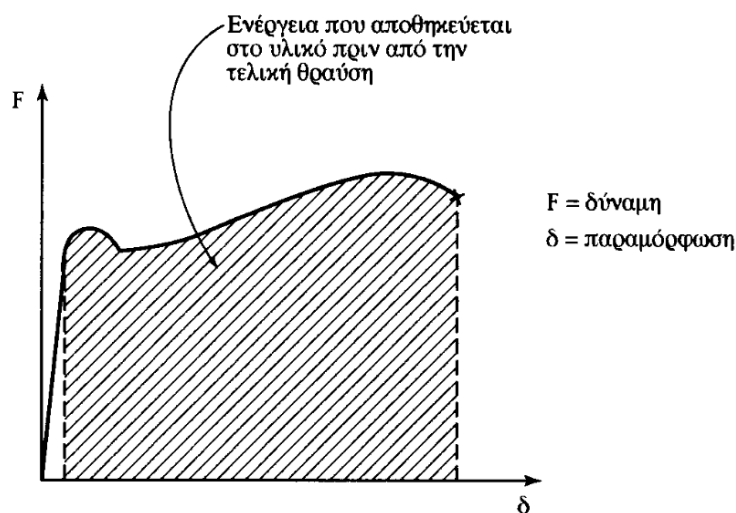


Εικόνα 1.1 Εικόνα Κατασκευής

1.3 ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ

Η γένεση των σεισμών αποδίδεται στις κινήσεις των λιθοσφαιρικών πλακών. Οι κινήσεις αυτές οφείλονται στις πιέσεις που ασκούνται από τα ρεύματα μεταφοράς του υλικού του μανδύα, λόγω των ποικίλων φυσικών διεργασιών που συμβαίνουν στο εσωτερικό του. Οι διεργασίες αυτές προκαλούν αύξηση τόσο των τάσεων, όσο και των παραμορφώσεων στις περιοχές επαφής των πλακών. Έτσι, όταν οι τάσεις υπερβούν την αντοχή των πετρωμάτων επέρχεται θραύση της βραχώμαζας. Η ενέργεια που απελευθερώνεται θέτει σε παλμική κίνηση τα πετρώματα εκατέρωθεν του ρήγματος και διαδίδεται στη συνέχεια στο χώρο με τη μορφή σεισμικών κυμάτων. Ένα μέρος της σεισμικής ενέργειας καταναλώνεται (ενέργεια αποσβέσεως) λόγω τριβών και ανελαστικών παραμορφώσεων, ενώ το υπόλοιπο (μηχανική

ενέργεια) παραμορφώνει και θέτει σε κίνηση την κατασκευή. Η διαδικασία αυτή έχει ως αποτέλεσμα την αποθήκευση ενός μέρους ενέργειας που παραμορφώνει την κατασκευή, και επιφέρει αστοχία όταν φτάσει στην οριακή τιμή αντοχής.



Εικόνα 1.2 Ενέργεια Πριν την Αστοχία

Με κέντρο την εστία, η ταλάντωση διαδίδεται προς όλες τις κατευθύνσεις με τη μορφή κυμάτων χώρου. Τα κύματα αυτά διακρίνονται στα επιμήκη P και στα εγκάρσια S. Τα πρώτα είναι κύματα πίεσεως-ελκυσμού, τα δεύτερα είναι διατμητικά με μεγαλύτερη περίοδο και πλάτος ταλάντωσης. Στις περιοχές ασυνεχειών των εδαφικών στρωμάτων τα παραπάνω κύματα ανακλώνται και διαθλώνται και δημιουργούν τα επιφανειακά κύματα L, φτάνοντας στην επιφάνεια. Τα κύματα αυτά διακρίνονται σε κύματα Reyleigh (R-κύματα) και τα κύματα Love (Q-κύματα).

Με τη σύνθεση όλων των παραπάνω κυματισμών προκύπτει η τελική κίνηση σε τυχόν σημείο της επιφάνειας του εδάφους, η οποία μπορεί να αναλυθεί σε τρεις συνιστώσες, δυο οριζόντιες και μια κατακόρυφη. Οι δύο οριζόντιες συνιστώσες είναι ισότιμες και σαφώς μεγαλύτερες από την κατακόρυφη, εκτός από την περιοχή του επίκεντρου.

Ο προσδιορισμός της εδαφικής κίνησης σε τυχόν σημείο γίνεται μέσω τριών επιταχυνσιογραφήματων, δυο οριζόντιων και ενός κατακόρυφου, τα οποία δίνουν την επιτάχυνση του σημείου συναρτήσει του χρόνου. Οι τρεις συνιστώσες της επιτάχυνσης είναι ανεξάρτητες μεταξύ τους, αλλά οι δυο οριζόντιες εμφανίζουν, γενικά πολλές ομοιότητες, τόσο ως προς τις συχνότητες όσο και ως προς τις μέγιστες επιταχύνσεις. Η κατακόρυφη διαφέρει ως προς τις άλλες δύο, ενώ η μέγιστη επιτάχυνση της ισούται περίπου με τα 2/3 των οριζοντίων.

Από τα παραπάνω επιταχυνσιογραφήματα κατασκευάζονται και τα φάσματα απόκρισης, με τα οποία δίνεται μια ποσοτική έκφραση των σεισμικών φορτίων σε κάθε κατασκευή σε συνάρτηση με τις μηχανικές της ιδιότητες.

Οι μετακινήσεις που επιβάλλει στην κατασκευή η θεμελίωση θα έπρεπε να αποτελούν την βάση για τον μετέπειτα υπολογισμό των παραμορφώσεων και εντατικών μεγεθών. Ένας τέτοιος υπολογισμός όμως, προσκρούει σε ανυπέρβλητες υπολογιστικές δυσκολίες με

αποτέλεσμα να ακολουθείται στην πράξη η αντίστροφη πορεία υπολογισμού από αυτή που αναφέρθηκε. Έτσι, υπό την σεισμική διέγερση υπολογίζονται πρώτα τα «σεισμικά φορτία» και στη συνέχεια η ένταση και η παραμόρφωση.

Με την επίλυση του ολοκληρώματος Duhamel μπορούμε να προσδιορίσουμε την απόκριση ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή με ιδιοπερίοδο T και απόσβεση ζ για κάθε χρονική στιγμή μιας δεδομένης σεισμικής διέγερσης[7].

Θεωρούμε τον μονοβάθμιο ταλαντωτή (Εικόνα 1.3) με μάζα M , δυσκαμψία K και συντελεστή ιξώδους απόσβεσης C . Η βάση του συστήματος υποβάλλεται σε απλή μεταφορική κίνηση $u_o(t)$ υπό το επιταχυνσιογράφημα $u''_o(t)$ ενός επιλεγμένου σεισμού. Υπό τα παραπάνω, η μάζα M υπόκειται σε σχετική κίνηση περί τη βάση με μετατόπιση $u(t)$ και σε απόλυτη μετατόπιση:

$$v(t) = u_o(t) + u(t) \quad (1.1)$$

Η διαφορική εξίσωση κίνησης του μονοβάθμιου ταλαντωτή είναι η εξής:

$$M u''_g(t) + C u'(t) + K u(t) = 0 \quad (1.2)$$

η οποία με βάσει την (1.1) παίρνει την μορφή:

$$u''(t) + 2\zeta\omega u'(t) + \omega^2 u(t) = -u''_o(t) \quad (1.3)$$

, όπου $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$ (rad / sec) η ιδιοσυχνότητα του συστήματος και

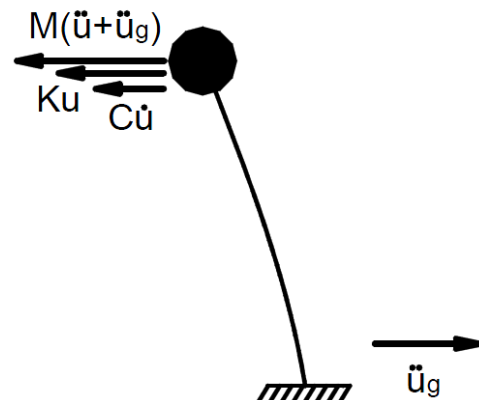
$$\zeta = \frac{c}{c_{cr}} = \frac{c}{2m\omega} \text{ το ποσοστό αποσβέσεως.}$$

Για μηδενικές αρχικές συνθήκες $u(0)=u'(0)=0$ η ειδική λύση της παραπάνω εξίσωσης (1.3) δίνεται από το ολοκλήρωμα Duhamel:

$$u(t) = \frac{1}{\omega_d} \int_0^t u''_o(\tau) \cdot e^{-\zeta\omega(t-\tau)} \cdot \sin \omega_d(t-\tau) d\tau \quad (1.4)$$

όπου $\omega_d = \omega\sqrt{1-\zeta^2}$ η ιδιοσυχνότητα με απόσβεση, η οποία για $\zeta < 0.2$ πρακτικά ταυτίζεται με την ω . Με διαδοχική παραγωγή της παραπάνω έκφρασης της u παίρνουμε τις τρεις συναρτήσεις u , u' , u'' υπό την μορφή:

$$u(t) = -\rho(t) \cdot \sin[\omega_d t - \varphi(t)] \quad (1.5)$$



Εικόνα 1.3 Μονοβάθμιος ταλαντωτής

$$u'(t) = -\omega\rho(t) \cdot \cos[\omega_d t - \varphi(t) + \theta] \quad (1.6)$$

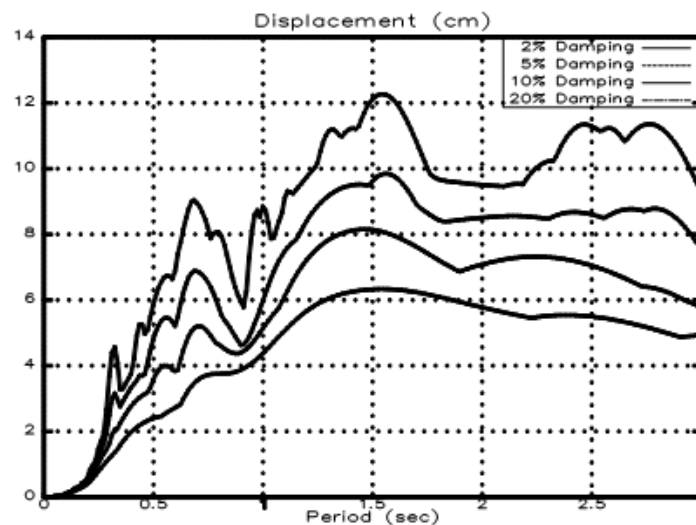
$$u''(t) = +\omega^2\rho(t) \cdot \sin[\omega_d t - \varphi(t) + 2\theta] \quad (1.7)$$

,όπου $\rho(t)$: το πλάτος ταλαντώσεως

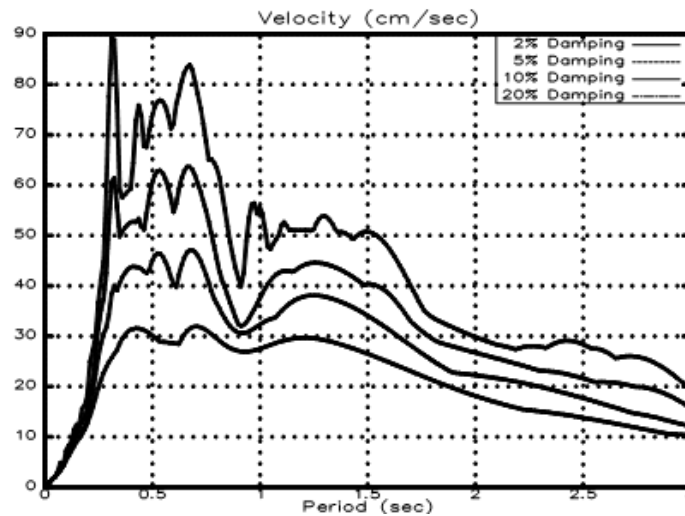
$\varphi(t)$: η γωνία φάσεως και

$\theta = \arcsin \zeta$

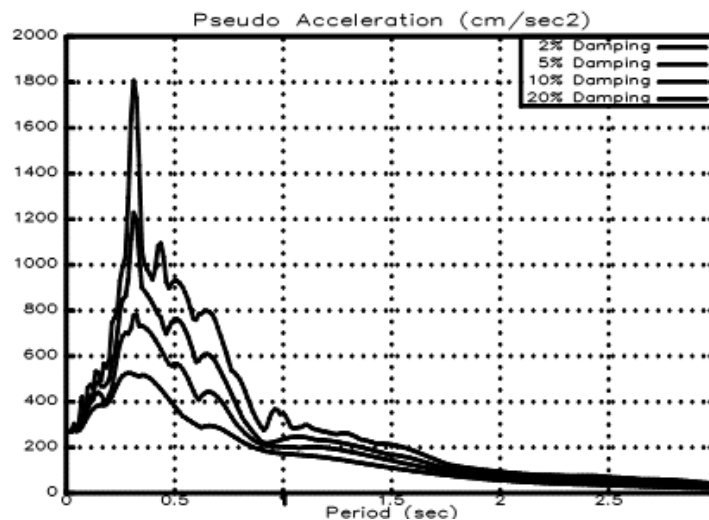
Ακολουθως, για ένα αριθμό ταλαντωτών τους οποίους φορτίζουμε με την ίδια σεισμική διέγερση υπολογίζουμε τις μέγιστες τιμές της σχετικής μετατόπισης, της ταχύτητας και της ολικής επιτάχυνσης. Οι τιμές αυτές για σταθερή απόσβεση ζ είναι συναρτήσεις της ιδιοπεριόδου T των ταλαντωτών. Η γραφική παράσταση των παραπάνω συναρτήσεων με άξονα τετμημένων τις ιδιοπεριόδους T_i των μονοβάθμιων ταλαντωτών αποτελεί το φάσμα απόκρισης της σεισμικής διέγερσης. Έτσι, έχουμε φάσματα ολικών επιταχύνσεων, φάσματα σχετικών ταχυτήτων και φάσματα σχετικών μετακινήσεων. Αλλάζοντας την τιμή της απόσβεσης ζ προκύπτει μια οικογένεια φασμάτων απόκρισης, των οποίων οι τιμές μειώνονται με την αύξηση της αποσβέσεως.



Εικόνα 1.4 Φάσματα Σχετικών Μετατοπίσεων



Εικόνα 1.5 Φάσματα Σχετικών Ταχυτήτων



Εικόνα 1.6 Φάσματα Ολικών Επιταχύνσεων

Για απόσβεση $\zeta < 20\%$ οι τιμές των φασματικών επιταχύνσεων και ταχυτήτων, υπολογίζονται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$SA = PSA = \omega^2 \cdot SD \quad (1.8)$$

$$SV = PSV = \omega \cdot SD \quad (1.9)$$

Τα πρωτογενή αυτά φάσματα δεν μπορούν να χρησιμοποιηθούν άμεσα για τον αντισεισμικό υπολογισμό των κατασκευών. Αυτό, οφείλεται στο ότι αναφέρονται σε ένα μόνο παρελθόντα σεισμό και για ένα μόνο συγκεκριμένο σημείο καταγραφής. Αντίθετα, επιθυμία του μηχανικού είναι η προστασία μιας ευρύτερης περιοχής από πολλούς μελλοντικούς σεισμούς, καθώς επίσης και ο συνυπολογισμός της ανελαστικής συμπεριφοράς των κατασκευών για τον τελικό υπολογισμό των σεισμικών φορτίων, η οποία επηρεάζει έντονα το μέγεθος τους. Για τους παραπάνω λόγους τα φάσματα αποκρίσεως υποβάλλονται σε μία εκτεταμένη επεξεργασία μέχρι να πάρουν την τελική τους μορφή.

Η επεξεργασία αυτή παράγει το τυπικό ή χαρακτηριστικό φάσμα βάση της πιθανοτικής θεωρίας της ασφάλειας των κατασκευών και τελικά το φάσμα σχεδιασμού για συγκεκριμένη κατασκευή. Ένα τέτοιο φάσμα δεν αντιστοιχεί σε καμία πραγματική διέγερση, αλλά είναι αντιπροσωπευτικό των χαρακτηριστικών μιας οικογένειας διεγέρσεων, με καθορισμένη πιθανότητα μη υπέρβασης και προκύπτει ως «περιβάλλουσα» πραγματικών μετρήσεων, αφού αμεληθούν κάποιες τοπικές «αιχμές». Ορίζεται συνήθως μέσω κάποιων απλών συναρτήσεων και παραμέτρων για τις διάφορες περιοχές ιδιοπεριόδων του ταλαντωτή. Τα φάσματα ταχυτήτων και μετακινήσεων προκύπτουν από το φάσμα επιταχύνσεων μέσω εφαρμογής των σχέσεων (1.10) και (1.11) επί των τεταγμένων του φάσματος.

$$S_v = S_a \frac{T}{2\pi} = \frac{S_a}{\omega} \quad (1.10)$$

$$S_d = S_a \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 = \frac{S_a}{\omega^2} \quad (1.11)$$

Όλα τα προηγούμενα φάσματα λέγονται ελαστικά φάσματα διότι στηρίζονται στην υπόθεση της γραμμικά ελαστικής συμπεριφοράς του μονοβάθμιου συστήματος. Στην πραγματικότητα όμως η σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών δεν είναι ελαστική, αλλά ανελαστική. Προκειμένου λοιπόν τα σεισμικά φορτία να είναι πιο κοντά στην πραγματικότητα απαιτείται η κατασκευή ανελαστικών φασμάτων απόκρισης λαμβάνοντας υπόψη την ανελαστική συμπεριφορά του μονοβάθμιου ταλαντωτή. Μετά την κατασκευή αυτών των φασμάτων θα πρέπει να γίνει στατιστική επεξεργασία για να ληφθούν τα τελικά τυπικά φάσματα, όπως και στην περίπτωση των ελαστικών φασμάτων.

Μια από τις κυριότερες διαφορές μεταξύ ελαστικών και ανελαστικών φασμάτων είναι ότι σε αντίθεση με τα ελαστικά φάσματα, τα ανελαστικά δεν μπορούν να εφαρμοστούν άμεσα για τα πολυβάθμια συστήματα. Αυτό συμβαίνει διότι στην ανελαστική περιοχή δεν ισχύει ούτε η αρχή της αναλογίας ούτε η αρχή της επαλληλίας.

Για να προκύψει το φάσμα σχεδιασμού του κανονισμού, οι τιμές του διορθωμένου ελαστικού φάσματος διαιρούνται με το συντελεστή q , ο οποίος ονομάζεται συντελεστής συμπεριφοράς. Αναλυτικά οι σχέσεις από τις οποίες προκύπτουν τα φάσματα σχεδιασμού για τις διάφορες τιμές των ιδιοπεριόδων δίνονται στον αντισεισμικό κανονισμό (ΕΑΚ, 2.1 α, β, γ), παρουσιάζονται όμως και εδώ.

$0 \leq T < T_1$:

$$\Phi_d(T) = \gamma_i \cdot A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left(\frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} - 1 \right) \right] \quad (1.12)$$

$T_1 \leq T \leq T_2$:

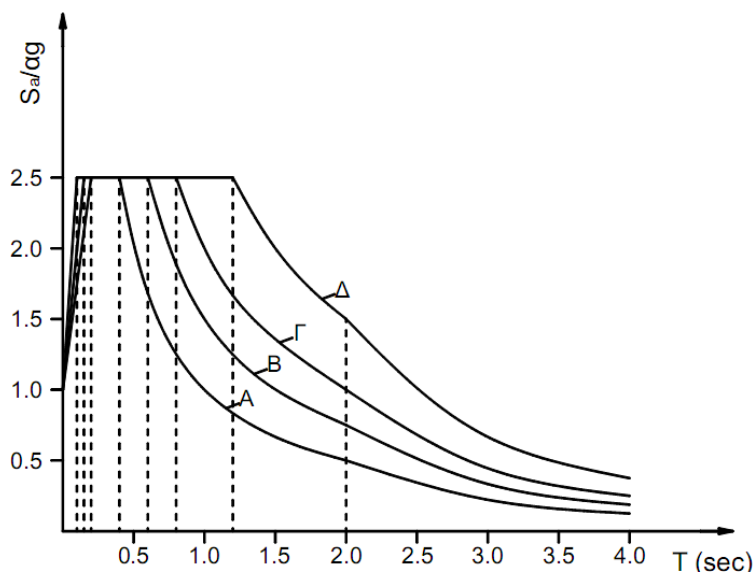
$$\Phi_d(T) = \gamma_i \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \quad (1.13)$$

$T_2 < T$:

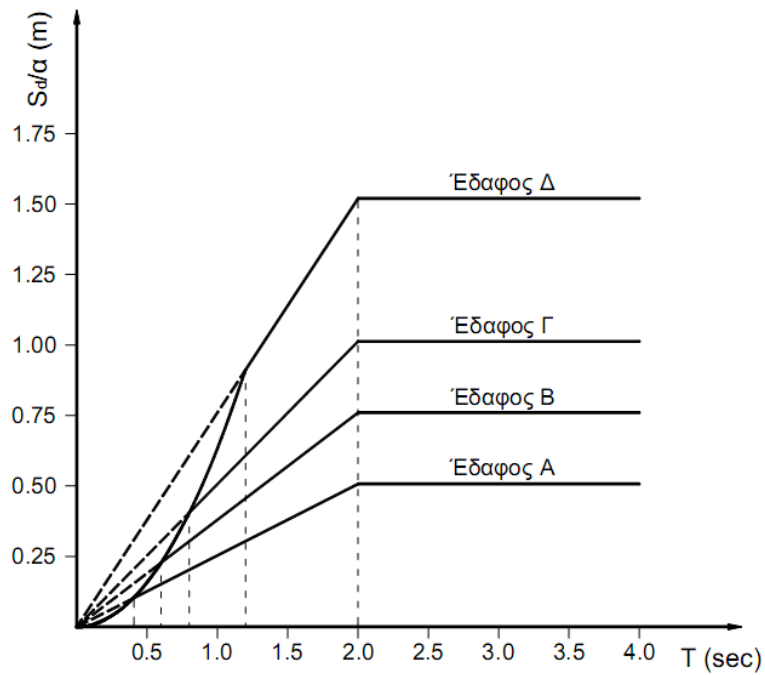
$$\Phi_d(T) = \gamma_i \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad (1.14)$$

Οι τιμές των ιδιοπεριόδων T_1 και T_2 προκύπτουν με βάση την κατηγορία του εδάφους θεμελίωσης (Α, Β, Γ, Δ), ενώ οι τιμές των συντελεστών γ_i , η , θ δίνονται από τον αντισεισμικό κανονισμό ανάλογα με την κατασκευή. Τέλος η τιμή του συντελεστή β_0 είναι ίση με 2,5 και εκφράζει την φασματική ενίσχυση.

Ο συντελεστής συμπεριφοράς εκφράζει την ικανότητα καταναλώσεως ενέργειας από την κατασκευή, και είναι συνάρτηση διαφόρων άλλων παραγόντων όπως η πλαστιμότητα, η υπερστατικότητα, η απόσβεση, οι τριβές, η μορφή των βρόχων υστέρησης κ.λπ. Πρόκειται επομένως για έναν εμπειρικό συντελεστή, ο οποίος καθορίζεται από τους διάφορους αντισεισμικούς κανονισμούς για κάθε τύπο κατασκευής. Για το οπλισμένο σκυρόδεμα η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q κυμαίνεται μεταξύ 1,5 και 5.



Εικόνα 1.7 Φάσμα Επιταχύνσεων Σχεδιασμού για Διάφορα Εδάφη



Εικόνα 1.8 Φάσμα Μετακινήσεων Σχεδιασμού για Διάφορα Εδάφη

Τα παραπάνω ισχύουν για τις δύο οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής διέγερσης. Για την κατακόρυφη χρησιμοποιείται συνήθως το ίδιο φάσμα πολλαπλασιασμένο με την τιμή $2/3$ για να ληφθούν υπόψη οι μειωμένες κατακόρυφες επιταχύνσεις.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΘΕΜΕΛΙΩΔΕΙΣ ΕΝΝΟΙΕΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

2.1 ΠΡΩΤΕΥΟΝΤΑ ΚΑΙ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΝΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Όλα εκείνα τα στοιχεία της κατασκευής τα οποία συμβάλουν στην δυσκαμψία και την κατανομή της έντασης στο κτίριο ή παραλαμβάνουν τις οριζόντιες φορτίσεις οι οποίες οφείλονται κυρίως στις σεισμικές διεγέρσεις μπορεί κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό να διακρίνονται σε πρωτεύοντα ή δευτερεύοντα.

Ως πρωτεύοντα, χαρακτηρίζονται τα στοιχεία που συμβάλουν στην ανάληψη των σεισμικών φορτίων (π.χ. υποστυλώματα, δοκάρια, τοιχία κλπ.), ενώ σαν δευτερεύοντα χαρακτηρίζονται όλα τα υπόλοιπα επιμέρους στοιχεία ή φορείς τα οποία δεν χαρακτηρίζονται από αυτή την ιδιότητα, δηλαδή να μην συμβάλουν στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων, δεν συμμετέχουν όμως σε σημαντικό βαθμό στην ανάληψη σεισμού. Συνεπώς, η διάκριση αυτή έγκειται στο γεγονός ότι για τα δευτερεύοντα στοιχεία ισχύουν διαφορετικά κριτήρια επιτελεστικότητας, επιτρέπεται δηλαδή να συμβούν σε αυτά τα στοιχεία μεγαλύτερες βλάβες και μετακινήσεις σε περίπτωση σεισμού. Ωστόσο, δεν παύει να απαιτείται σε κάθε περίπτωση η εξασφάλιση της ασφαλούς μεταφοράς των κατακόρυφων φορτίων του ίδιου βάρους υπό την μέγιστη πλευρική παραμόρφωση για τον σεισμό σχεδιασμού.

Αυτή η διάκριση γίνεται με στόχο να διαφοροποιηθούν οι έλεγχοι για την κάθε κατηγορία στοιχείου, έτσι ώστε να μην καταλήξει ο μελετητής στο συμπέρασμα ότι ένα κτίριο δεν είναι επαρκές λόγω της αστοχίας κάποιων μεμονωμένων στοιχείων τα οποία δεν είναι καθοριστικά για την ευστάθεια του λόγω σεισμικών δράσεων.

2.2 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΣΤΑΘΜΩΝ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών με στάθμες επιτελεστικότητας (Performance-Based Design) βασίζεται στην αρχή του καθορισμού αποδεκτού επιπέδου ζημιών, ανάλογα με την πιθανότητα εμφάνισης του σεισμού σχεδιασμού, δηλαδή τον καθορισμό του επιδιωκόμενου στόχου σεισμικής ικανότητας. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται ένας βέλτιστος συνδυασμός ασφάλειας και οικονομίας.

Η κλασική μεθοδολογία σχεδιασμού όλων των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών εξετάζει την συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι να αρχίσουν οι ζημιές (ελαστική απόκριση). Το ελάχιστο απαιτούμενο επίπεδο ασφαλείας εξασφαλίζεται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς που χρησιμοποιείται στη μελέτη. Ωστόσο σε ορισμένες περιπτώσεις ο σχεδιασμός αυτός μπορεί να είναι επισφαλής, όπως π.χ. σε έντονα μη κανονικά κτίρια.

Η μέθοδος των σταθμών επιτελεστικότητας εφαρμόζεται κυρίως στον έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών και αποτελεί το βασικό κορμό όλων των διεθνών κανονισμών επεμβάσεων. Σε νέες κατασκευές η μέθοδος μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον έλεγχο μιας ήδη διαστασιολογημένης κατασκευής. Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου αποτελεί η γνώση του τρόπου συμπεριφοράς της κατασκευής και πέραν την ελαστικής περιοχής (ανελαστική απόκριση). Για αυτό το σκοπό η μέθοδος εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μη γραμμικές αναλύσεις, είτε στατικές (ανάλυση Pushover) είτε δυναμικές (αναλύσεις χρονοϊστορίας).

Ο καθορισμός του στόχου για τον οποίο θα γίνει ο σχεδιασμός εξαρτάται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφαλείας και κόστους, λαμβάνοντας υπόψη και τη σπουδαιότητα της κατασκευής. Στον ελληνικό κανονισμό επεμβάσεων προβλέπονται στόχοι αναφερόμενοι αποκλειστικά και μόνο στον φέροντα οργανισμό. Οι στάθμες επιτελεστικότητας επομένως, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι:

- Άμεση Χρήση Μετά Το Σεισμό (Immediate Occupancy):

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

- Προστασία Ζωής (Life Safety)

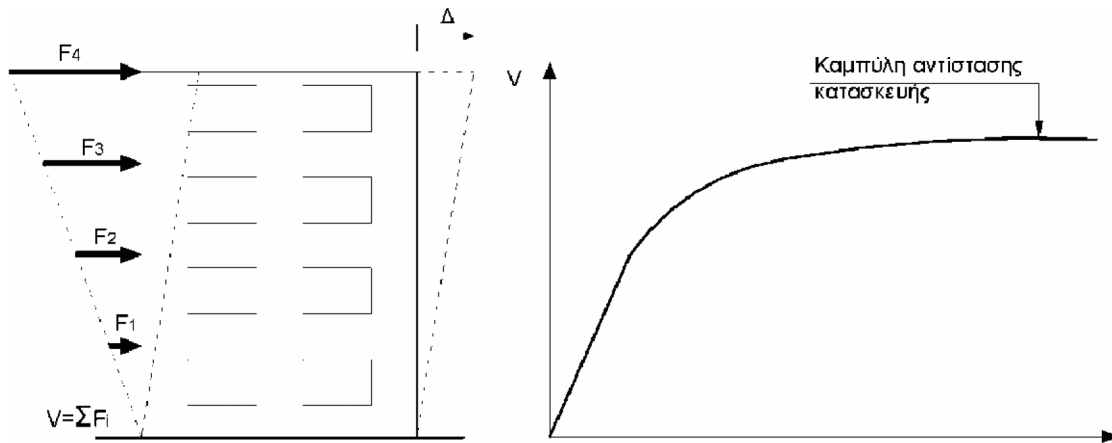
Κατά τον σεισμό σχεδιασμού επιτρέπεται να συμβούν επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου χωρίς όμως να σημειωθεί κάποια απώλεια ζωής ή σοβαρός τραυματισμός ατόμων εξαιτίας των βλαβών αυτών. Επίσης δεν επιτρέπεται να συμβούν ουσιώδεις βλάβες και στα υλικά που είναι αποθηκευμένα στο κτίριο.

- Οιονεί Κατάρρευση (Structural Stability)

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

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

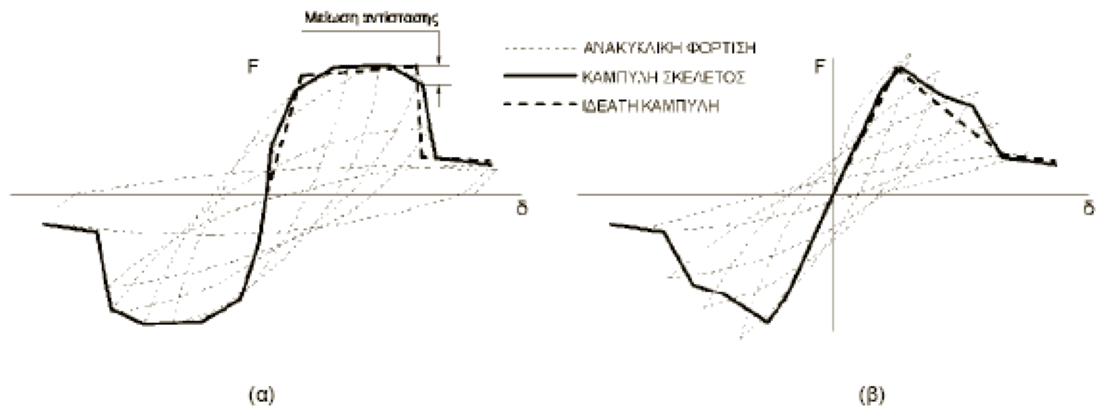
ιδιομορφών). Η καμπύλη αντίστασης προκύπτει μετά από πληθώρα στατικών επιλύσεων με σταδιακή αύξηση της πλευρικής φόρτισης και άρα της αντίστοιχης τέμνουσας βάσης και διαδοχικό υπολογισμό της μετακίνησης κορυφής. Σε κάθε βήμα, θα έχουμε μια νέα μειωμένη δυσκαμψία σε εκείνα τα μέλη που έφτασαν σε διαρροή.



Εικόνα 2.1 Καμπύλη Αντίστασης

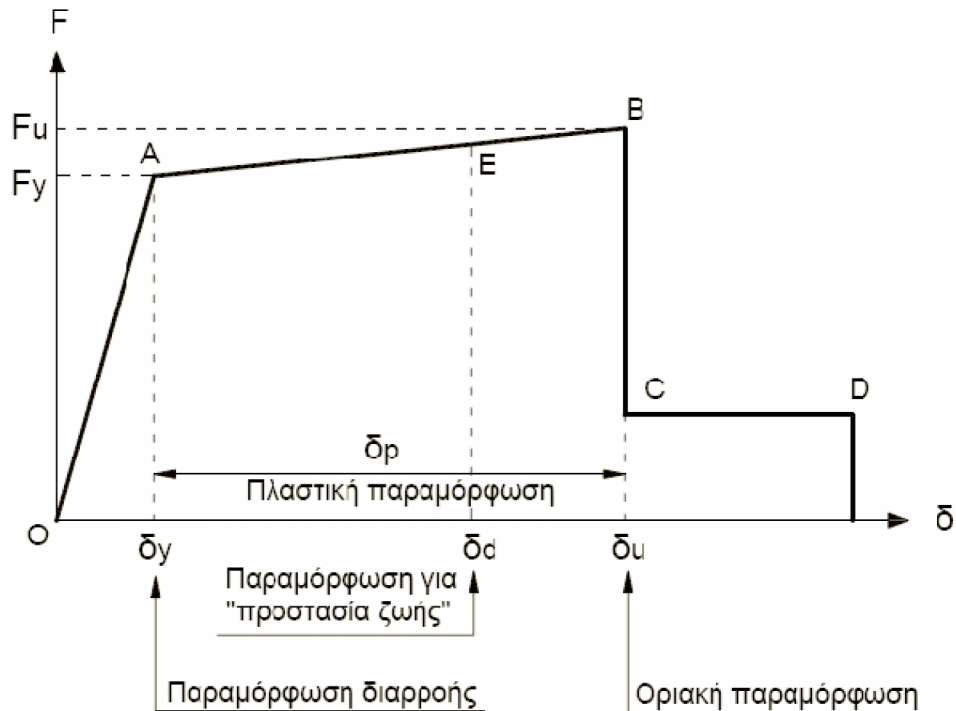
Οι νόμοι που περιγράφουν την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής, περιγράφονται μέσω διαγραμμάτων που σχετίζουν εντατικά μεγέθη, «F», με παραμορφώσεις ή σχετικές μετακινήσεις, «δ». Οι σχετικές αυτές μετακινήσεις, «δ», μπορεί να είναι στροφές, παραμορφώσεις, καμπυλότητες κλπ. Σε στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα η καταλληλότερη επιλογή F και δ είναι η ροπή κάμψης, M και η γωνία στροφής χορδής, θ, στα άκρα του στοιχείου.

Τα διαγράμματα F-δ έχουν ιδεατή μορφή βάσει της καμπύλης συμπεριφοράς των στοιχείων υπό ανακυκλική φόρτιση. Παρακάτω, φαίνεται η ανελαστική συμπεριφορά ενός στοιχείου το οποίο υποβάλλεται σε α) καμπτική καταπόνηση και β) διατμητική καταπόνηση.



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

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



Εικόνα 2.3 Γενική Μορφή Καμπύλης Αντίστασης

Οι κλάδοι του παραπάνω διαγράμματος ορίζονται ως εξής:

- ΤΜΗΜΑ ΟΑ:

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

- ΤΜΗΜΑ ΑΒ:

Αντιπροσωπεύει τη μετελαστική συμπεριφορά του στοιχείου μέχρι τη θεωρητική αστοχία. Το σημείο Β ορίζεται από την οριακή παραμόρφωση αστοχίας, δ_u , που συνήθως αντιστοιχεί σε μείωση της αντίστασης κατά 20% σε σχέση με τη μέγιστη τιμή της.

Πολλές φορές, η κλίση του κλάδου ΑΒ θεωρείται οριζόντια. Τότε, η αντίσταση διαρροής, F_y , μπορεί να ληφθεί ίση με την οριακή αντίσταση.

- ΤΜΗΜΑ CD:

Αντιπροσωπεύει την απομένουσα αντίσταση του στοιχείου. Συνήθως μετά την παραμόρφωση αστοχίας ενός μέλους, η ικανότητα του να παραλάβει σεισμικά φορτία μειώνεται σημαντικά, αλλά δεν μηδενίζεται και έτσι το στοιχείο μπορεί να παραλάβει κατακόρυφα φορτία. Στο σημείο D το στοιχείο χάνει και την ικανότητα του να παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία.

Συνήθως, η τιμή αυτής της απομένουσας αντίστασης λαμβάνεται ίση με το 20% της οριακής αντοχής.

- ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ, E:

Στην καμπύλη F-δ ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας με βάση τις παραμορφώσεις δ_d . Το πώς ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας αναφέρθηκε προηγουμένως.

Σε περιπτώσεις πλαστικών στοιχείων, κρίσιμες είναι οι παραμορφώσεις και έτσι, ο ορισμός των σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται σε όρους παραμορφώσεων. Αντίθετα, σε περιπτώσεις ψαθυρών στοιχείων, ο ορισμός γίνεται σε όρους δυνάμεων.

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

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

Όπου γ_{Rd} : συντελεστής ασφαλείας.

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



Εικόνα 2.4 Καμπύλη Αντίστασης και Στάθμες Επιτελεστικότητας

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

2.3 ΘΕΩΡΙΑ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ – ADRS

Το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα εξαρτάται από την κατανομή των καθύψος οριζόντιων φορτίων που εφαρμόζονται για τον υπολογισμό της καμπύλης αντίστασης. Η κατανομή αυτή μπορεί να είναι ομοιόμορφη, τριγωνική, σύμφωνα με την πρώτη ιδιομορφή ή και πιο πολύπλοκη με συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών.

Η κατανομή των φορτίων στους ορόφους μπορεί να γίνει σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$F_i = V \frac{m_i \varphi_i}{\sum_j m_j \varphi_j} \quad (2.1)$$

Όπου οι συντελεστές φ_i δηλώνουν την κατανομή των φορτίων στους ορόφους και συνήθως λαμβάνονται ίσοι με τις αντίστοιχες τιμές της πρώτης ιδιομορφής. Οι τιμές αυτές συνήθως κανονικοποιούνται ώστε η τιμή της κορυφής να αντιστοιχεί στη μονάδα $\varphi_{\text{top}} = 1$.

Η θεωρία του ισοδύναμου μονοβάθμιου απαιτεί τους εξής συντελεστές:

- Συντελεστής συμμετοχής Γ που δίνεται από την σχέση:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \varphi_i}{\sum m_i \varphi_i^2} \quad (2.2)$$

- Μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου:

$$m^* = \sum m_i \varphi_i \quad (2.3)$$

- Ποσοστό συνολικής μάζας που συμμετέχει στη δυναμική απόκριση της κατασκευής για την αναμενόμενη μορφή παραμόρφωσης, που δίνεται από τη σχέση:

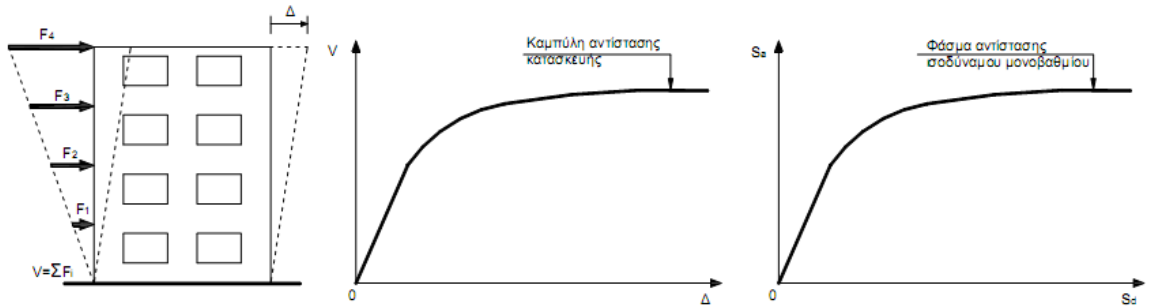
$$a = \Gamma \frac{m^*}{m_{o\lambda}} \quad (2.4)$$

Έτσι η μετατροπή της καμπύλης αντίστασης σε φάσμα αντίστασης του ισοδύναμου μονοβάθμιου σε μορφή ADRS γίνεται με τις παρακάτω σχέσεις:

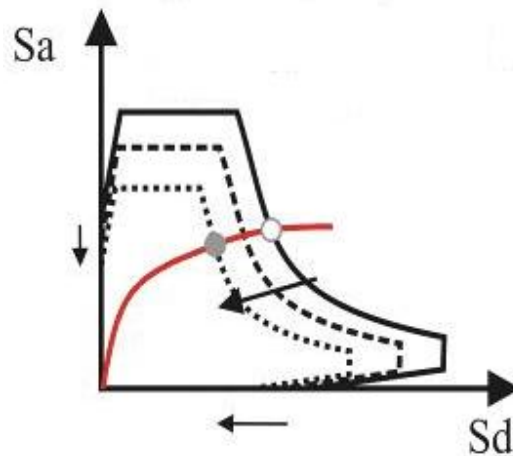
$$S_a = \frac{V}{a \cdot m_{o\lambda}} \quad (2.5)$$

$$S_d = \frac{\Delta}{\Gamma} \tag{2.6}$$

όπου Δ η μετακίνηση κορυφής.



Εικόνα 2.5 Καμπύλη Αντίστασης και Φάσμα Αντίστασης



Εικόνα 2.6 Διαγράμματα σε μορφή ADRS

Εάν η κατανομή των φορτίων γίνεται σύμφωνα με την εξίσωση (2.1) και $\phi_{top} = 1$ τότε η αντιστοιχία μεταξύ του πολυβάθμιου συστήματος και του ισοδύναμου μονοβάθμιου δίνεται, για όλα τα μεγέθη, από την σχέση:

$$Q^* = \Gamma \cdot Q \tag{2.7}$$

όπου:

Q^* το μέγεθος στο ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα

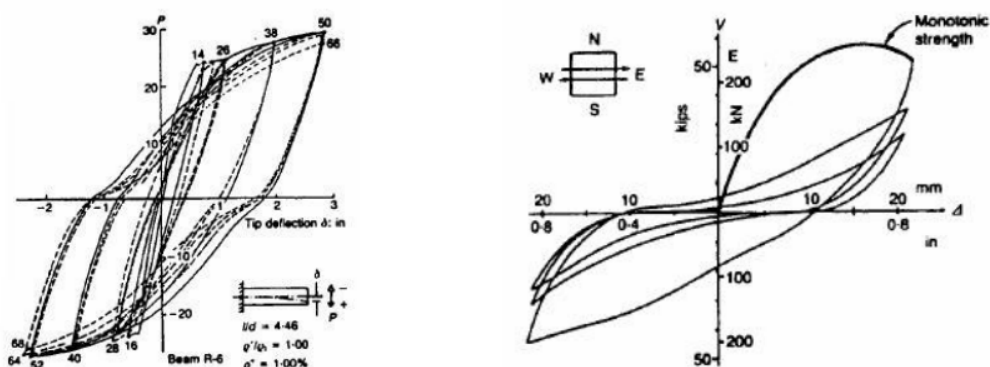
Q το αντίστοιχο μέγεθος στο πολυβάθμιο σύστημα.

Σημειώνεται ότι, εφόσον τόσο οι δυνάμεις όσο και οι μετακινήσεις ακολουθούν τον ίδιο κανόνα μετασχηματισμού [εξίσωση (2.7)], η δυσκαμψία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος ισούται με αυτή του πολυβάθμιου. Η ιδιοπερίοδος όμως του ισοδύναμου μονοβάθμιου δεν ισούται με την 1η ιδιοπερίοδο του πολυβάθμιου, ακόμη και εάν οι συντελεστές ϕ_i ισούνται με τις αντίστοιχες τιμές του 1ου ιδιοδιανύσματος.

2.4 ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ

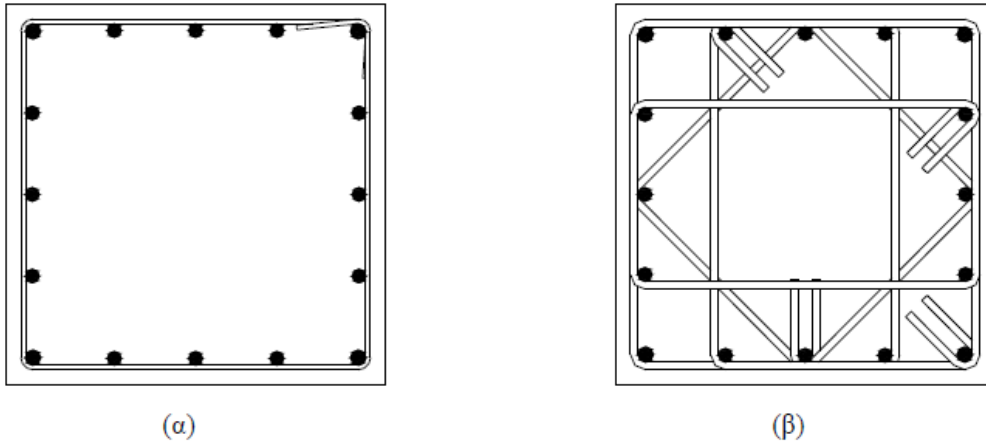
Ο όρος πλαστιμότητα αναφέρεται στην ικανότητα μιας κατασκευής, μέλους ή υλικού να υποστεί πλαστικές παραμορφώσεις σε μικρό ή μεγάλο βαθμό, χωρίς απώλεια ή μείωση της φέρουσας ικανότητας. Τα υλικά τα οποία έχουν μικρή πλαστιμότητα χαρακτηρίζονται ως ψαθυρά υλικά (π.χ. το άοπλο σκυρόδεμα), ενώ υλικά με μεγάλη πλαστιμότητα χαρακτηρίζονται ως όλκιμα (π.χ. ο χάλυβας). Η πλαστιμότητα αποτελεί έναν από τους σημαντικότερους παράγοντες για τις αντισεισμικές κατασκευές καθώς καθορίζει αν μια κατασκευή θα καταρρεύσει ή όχι σε περίπτωση ενός ισχυρού σεισμού. Αυτό οφείλεται στο ότι οι περισσότεροι συντελεστές που χρησιμοποιούνται από τους αντισεισμικούς κανονισμούς προϋποθέτουν ότι ένα μέρος της σεισμικής ενέργειας θα εξουδετερωθεί σαν έργο πλαστικής παραμόρφωσης, δηλαδή ότι η κατασκευή θα μπει στην ανελαστική περιοχή.

Η πλαστιμότητα μιας κατασκευής δεν είναι εύκολο να υπολογιστεί ή ακόμα και να εκτιμηθεί με κάποιο τρόπο. Αυτό οφείλεται κυρίως στο γεγονός ότι δεν υπάρχουν καθιερωμένες μέθοδοι αντισεισμικού υπολογισμού ή αντισεισμικοί κανονισμοί στους οποίους υπεισέρχεται άμεσα σαν φυσικό μέγεθος. Σε επίπεδο κατασκευής η πλαστιμότητα εξασφαλίζεται μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των μελών τα οποία συνθέτουν την κατασκευή. Ένα μέλος λέμε ότι έχει πλάστιμη συμπεριφορά, όταν, για μεν μονότονη φόρτιση παρατηρείται αύξηση των παραμορφώσεων χωρίς σημαντική μείωση της αντοχής του μέλους, για δε ανακυκλιζόμενη φόρτιση (σεισμική διέγερση) οι βρόχοι υστέρησης δύναμης – παραμόρφωσης είναι περίπου σταθεροί σε πλάτος και σε μέγιστη δύναμη για σταθερό εύρος των κύκλων παραμόρφωσης. Αντίθετα, όταν ένα μέλος δεν έχει πλάστιμη συμπεριφορά, μετά από δυο ή τρεις κύκλους φόρτισης - επαναφόρτισης παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής και της δυσκαμψίας. Στην παρακάτω εικόνα φαίνονται σχηματικά τα όσα προαναφέρθηκαν.



Εικόνα 2.7 Βρόχοι Υστέρησης για Πλάστιμη και Ψαθυρή Συμπεριφορά

Πρακτικά, η πλαστική συμπεριφορά ενός μέλους εξασφαλίζεται μέσω της αύξησης της πλαστιμότητας των τμημάτων που συνθέτουν την διατομή του, και συγκεκριμένα του σκυροδέματος που είναι από τη φύση του ψαθυρό υλικό. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω κατάλληλων λεπτομερειών όπλισης και συγκεκριμένα μέσω του εγκάρσιου οπλισμού (συνδετήρες) των διατομών. Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται ο τρόπος διάταξης των συνδετήρων ενός υποστυλώματος παλιότερα και σήμερα.



Εικόνα 2.8 Διάταξη Οπλισμών Περίσφιξης α) Παλαιότερα και β) Σήμερα

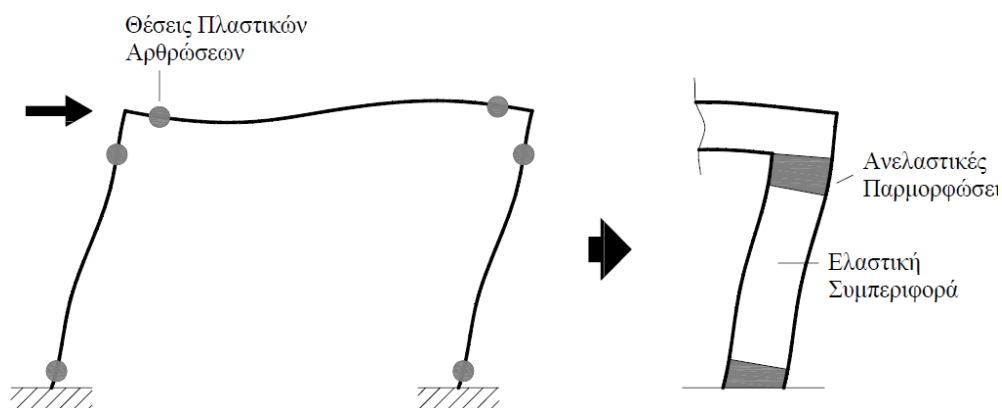
Ειδικά για τα υποστυλώματα, στις κρίσιμες περιοχές με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας θα πρέπει να υπάρχει ικανοποιητικός οπλισμός περισφιγξης. Ένα από τα πλεονεκτήματα του οπλισμού περισφιγξης είναι ότι προσδίδει αρκετή ικανότητα πλαστικής στρόφης, έτσι ώστε αυτή να είναι συμβιβαστή με την προεκτιμηθείσα στάθμη συνολικής απορρόφησης ενέργειας του δομήματος, όπως εκφράζεται από τον δείκτη σεισμικής συμπεριφοράς που έχει προεπιλεγεί (ΕΚΩΣ, §18.4.4.2).

2.5 ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ

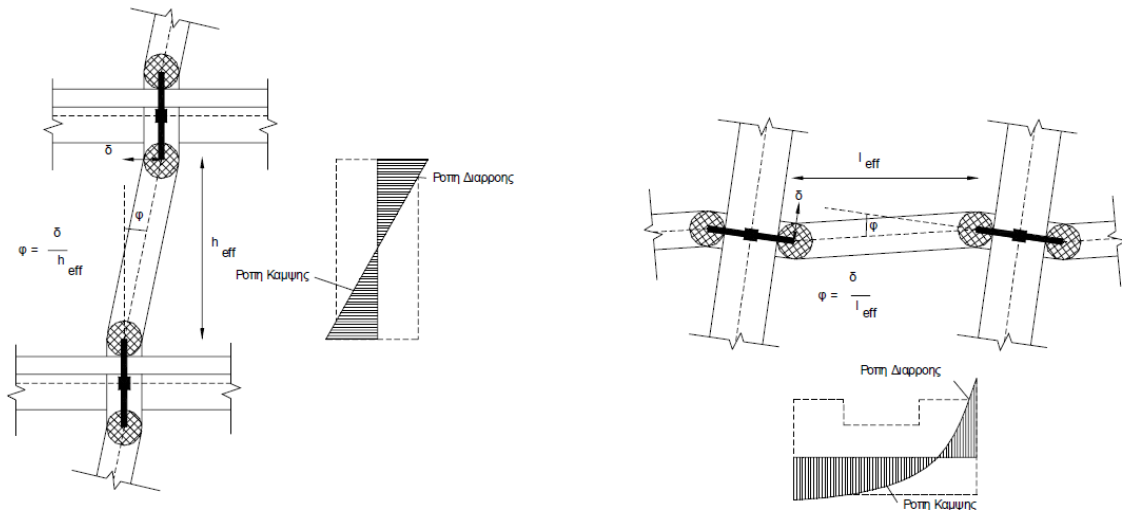
Η συμπεριφορά μιας κατασκευής που αποκρίνεται ελαστικά σε μία εξωτερική δράση περιγράφεται με ακρίβεια από την ελαστική θεωρία. Είναι γνωστό όμως, ότι οι νέες κατασκευές σχεδιάζονται με τρόπο ώστε να μη συμπεριφερθούν ελαστικά, ιδιαίτερα για σεισμικές φορτίσεις αντίστοιχες με τον ισχυρό σεισμό σχεδιασμού.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

ανελαστικών αναλύσεων απαιτείται η άμεση προσομοίωση της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων σε όλο το φάσμα της απόκρισής τους.

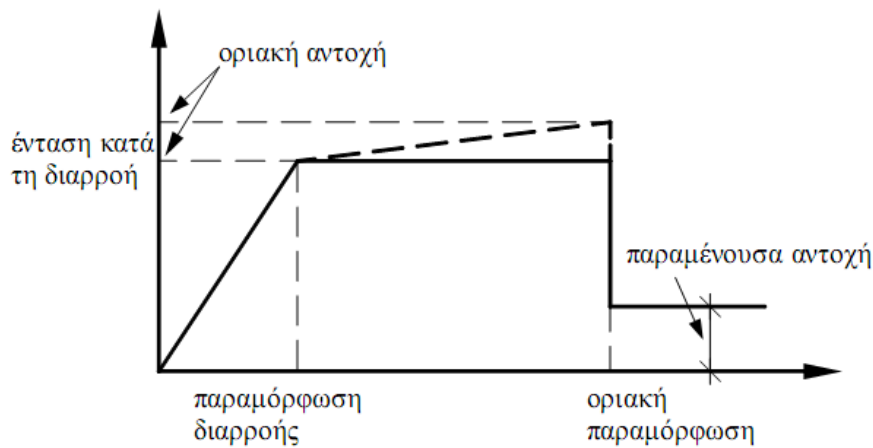
Κατά την επιβολή μιας αυξανόμενης έντασης σε μία κατασκευή, τα μέλη της σταδιακά διαρρέουν και αναπτύσσουν ανελαστικές παραμορφώσεις. Η εμφάνιση των διαρροών συνδέεται με την αντοχή των μελών και την σχέση της με την αντίστοιχη ένταση σε διάφορες θέσεις κατά μήκος του μέλους. Προφανώς, δεδομένου ότι η κατανομή των εντατικών μεγεθών κατά μήκος των δοκών και υποστυλωμάτων ενός κτιρίου που καταπονείται από τα κατακόρυφα φορτία του και τη δράση του σεισμού είναι γνωστή, είναι δυνατόν να εντοπιστούν οι θέσεις όπου αναμένεται να αναπτυχθούν ανελαστικές παραμορφώσεις. Οι θέσεις αυτές εντοπίζονται στα άκρα των δοκών και στην κορυφή και βάση των υποστυλωμάτων. Τα παραπάνω αποτυπώνονται και στο σχεδιασμό νέων κατασκευών με την ύπαρξη κρίσιμων περιοχών σε δοκούς και υποστύλωματα, οι οποίες εκτείνονται σε συγκεκριμένες αποστάσεις από τα άκρα των μελών και για τις οποίες λαμβάνονται αυξημένα μέτρα, ώστε να αντιμετωπιστούν οι αντίστοιχα αυξημένες απαιτήσεις παραμόρφωσης τους σε ακραίες περιπτώσεις σεισμικής έντασης. Κατά συνέπεια, τα μέλη μιας κατασκευής υπό σεισμική φόρτιση αναμένεται να αναπτύξουν ανελαστικές παραμορφώσεις σε περιοχές πεπερασμένου μήκους οι οποίες αναφέρονται με τον όρο πλαστικές αρθρώσεις.



Εικόνα 2.9 Θέσεις Πιθανών Πλαστικών Αρθρώσεων στο Σώμα της Κατασκευής



Εικόνα 2.10 Πλαστικές Αρθρώσεις και Διαγράμματα Ροπών



Εικόνα 2.11 Καμπύλη Έντασης - Παραμόρφωσης

Γνωρίζοντας λοιπόν ότι οι πλαστικές αρθρώσεις εκτίνονται σε πεπερασμένο μήκος του δομικού στοιχείου, απαιτείται ο εντοπισμός αυτών των περιοχών στο μαθηματικό προσομοίωμα και η περιγραφή της συμπεριφοράς τους. Τελικά η κατενημένη ανελαστικότητα προσομοιώνεται με χρήση ενός στροφικού ελατηρίου, το οποίο βρίσκεται στο μέσον της πλαστικής άρθρωσης και οι ιδιότητές του καθορίζονται από διαγράμματα έντασης παραμόρφωσης (Εικόνα 2.11). Η μορφή του διαγράμματος είναι τέτοια, ώστε να προσεγγίζει κατά το δυνατόν την περιβάλλουσα των βρόχων υστέρησης κατά την επιβολή ανακυκλιζόμενης έντασης στο υπόψη μέλος. Τελικώς υιοθετείται ένα πολυγραμμικό διάγραμμα, με αρχικό ελαστικό κλάδο που εκτείνεται για μέλη σκυροδέματος μέχρι τη θεωρητική διαρροή της κρίσιμης διατομής και στη συνέχεια έναν ευθύγραμμο κλάδο που εκφράζει την ανελαστική απόκριση και εκτείνεται μέχρι τη θεωρητική αστοχία του μέλους.

Για καμπτόμενα μέλη ιδιαίτερα διαδεδομένη είναι η περιγραφή της συμπεριφοράς σε όρους ροπών- καμπυλοτήτων ($M - 1/r$), καθώς γνωρίζοντας τους νόμους τάσεων - παραμορφώσεων ($\sigma - \epsilon$) των υλικών είναι σχετικά απλή η κατασκευή του

διαγράμματος M-1/γ μέχρι την αστοχία και για σταθερή τιμή της αξονικής δύναμης. Σε στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα η έννοια της καμπυλότητας στρεβλώνεται λόγω της εμφάνισης ρηγματώσεων, τοπικού λυγισμού των ράβδων οπλισμού και τοπικής καμπτικής αστοχίας του σκυροδέματος. Επιπλέον είναι σκόπιμο στις τιμές της παραμόρφωσης που χρησιμοποιούνται στο διάγραμμα να λαμβάνεται υπόψη η συνύπαρξη καμπτικών και διατμητικών παραμορφώσεων, αλλά και φαινόμενα όπως η εξόλκευση των ράβδων οπλισμού. Υπό αυτή την έννοια, στα σύγχρονα προσομοιώματα έντασης - παραμόρφωσης στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος χρησιμοποιούνται μεγέθη όπως η γωνία στροφής πλαστικής άρθρωσης θ_{pl} και η γωνία στροφής χορδής, τα οποία καλύπτουν τις ανωτέρω απαιτήσεις.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3:ΜΕΘΟΔΟΙ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ

ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

3.1 ΓΕΝΙΚΑ

Η σεισμική αποτίμηση ενός υφιστάμενου δομήματος είναι μια αναλυτική διαδικασία, κατά την οποία ζητούμενο είναι να προσδιοριστεί ποσοτικά η σεισμική ικανότητα της κατασκευής και να διαπιστωθεί μέσω καθορισμένων κριτηρίων εάν μπορεί να θεωρηθεί επαρκής, διαφορετικά να προσδιορισθεί ο βαθμός ανεπάρκειάς της. Πρόκειται λοιπόν για μία αρχική ανάλυση του υπό μελέτη κτιρίου, στην οποία λαμβάνονται υπόψη τα χαρακτηριστικά των μελών του όπως προκύπτουν από την μελέτη κατασκευής του (εάν υπάρχει) ή αποκλειστικά από την επιτόπου διερεύνηση της κατασκευής.

Η σεισμική αποτίμηση αποτελεί το πρώτο βήμα της ολοκληρωμένης διαδικασίας μελέτης ενός υφιστάμενου κτιρίου, και συγχρόνως το πλέον σημαντικό βήμα, καθώς όπως γίνεται αντιληπτό, επιλογή της οποιασδήποτε επέμβασης βασίζεται και καθοδηγείται από τα αποτελέσματα της αποτίμησης. Συνεπώς είναι ιδιαίτερα κρίσιμη η ακριβής προσέγγιση και ποσοτικοποίηση τόσο της ικανότητας του φορέα και των μελών του, όσο και των απαιτήσεων που διαμορφώνονται ανάλογα με τη σεισμική απειλή και την αναμενόμενη χρήση της κατασκευής.

Οι συνήθεις διαδικασίες ανάλυσης που χρησιμοποιούνται για την μελέτη νέων κτιρίων ενδεχομένως να μην επαρκούν για την περίπτωση του πολύπλοκου προβλήματος της σεισμικής αποτίμησης. Στους Κανονισμούς που αφορούν νέα κτίρια, υπεισέρχονται διατάξεις που έχουν να κάνουν με την μορφολογία του φορέα (κανονικότητα καθ' ύψος ή σε κάτοψη) καθώς και την διαμόρφωση του σπλισμού των μελών, βάσει των οποίων καθορίζονται σημαντικές παράμετροι των αναλυτικών διαδικασιών, όπως π.χ. ο δείκτης συμπεριφοράς q . Είναι λοιπόν προφανές ότι σε νέα κτίρια ο μηχανικός έχει την δυνατότητα επιλογής και διαμόρφωσης των χαρακτηριστικών του φορέα ώστε να βρίσκεται σε συμφωνία με τις κανονιστικές απαιτήσεις. Αντιθέτως, στις υφιστάμενες κατασκευές δεν υπάρχει δυνατότητα επιλογής, ενώ η κατασκευαστική διαμόρφωση του δομικού συστήματος και των επιμέρους μελών σπανίως συμφωνεί ακόμα και με τις ελάχιστες απαιτήσεις των σύγχρονων Κανονισμών.

Θα μπορούσε λοιπόν να εξαχθεί το συμπέρασμα ότι για την αποτίμηση υπαρχόντων κτιρίων μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι κλασικές μέθοδοι ανάλυσης των ισχυόντων Κανονισμών για νέα κτίρια, δηλαδή για τη χώρα μας των ΕΑΚ2000 και ΕΚΩΣ2000, λαμβάνοντας υπόψη τις δυσμενέστερες παραδοχές που αφορούν την ανάλυση. Βέβαια γίνεται αντιληπτό πως μια τέτοια προσέγγιση είναι συντηρητική,

κυρίως επειδή υποεκτιμάται η σεισμική ικανότητα του υπό μελέτη κτιρίου, καθώς το γεγονός π.χ. ότι τα δομικά μέλη δεν μπορούν να χαρακτηριστούν ως μέλη με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας δεν σημαίνει ότι έχουν μηδενική ικανότητα ανελαστικής παραμόρφωσης. Οι προτεινόμενες μέθοδοι διακρίνονται στις ελαστικές, οι οποίες είναι οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται και για την ανάλυση νέων κτιρίων, με κατάλληλες τροποποιήσεις ώστε να ληφθούν υπόψη οι ιδιαιτερότητες των υφιστάμενων κατασκευών, και στις ανελαστικές, οι οποίες αν και είναι πιο απαιτητικές όσον αφορά τους υπολογισμούς, οδηγούν σε ακριβέστερα αποτελέσματα μέσω της λεπτομερούς προσομοίωσης της συμπεριφοράς των δομικών μελών και της ορθολογικότερης αντιμετώπισης της σεισμικής απειλής. Αξίζει να σημειωθεί ότι εκτιμάται πως οι ανελαστικές μέθοδοι σε συνδυασμό με την ολοκληρωμένη λογική του σχεδιασμού με βάση την επιτελεστικότητα θα αντικαταστήσουν σταδιακά τις ελαστικές μεθόδους στους μελλοντικούς Κανονισμούς για τη μελέτη νέων κτιρίων.

3.2 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Η μέθοδος ανάλυσης χρονοϊστορίας απόκρισης (§3.4), παρέχει την απόκριση της κατασκευής ως μια συνάρτηση του χρόνου, αλλά ο σχεδιασμό των κατασκευών συνήθως βασίζεται στις μέγιστες τιμές των δυνάμεων και των παραμορφώσεων για όλη τη διάρκεια της σεισμικά επιβαλλόμενης απόκρισης. Για τα μονοβάθμια συστήματα η μέγιστη απόκριση μπορεί να προσδιοριστεί απευθείας από το φάσμα απόκρισης για την εδαφική κίνηση χωρίς να εκτελεσθεί η ανάλυση χρονοϊστορίας απόκρισης. Ωστόσο για πολυβάθμια συστήματα ο προσδιορισμός της μέγιστης απόκρισης μπορεί να γίνει υπό όρους, δηλαδή μπορεί να υπολογιστεί από το φάσμα απόκρισης, αλλά το αποτέλεσμα δεν είναι ακριβές, με την έννοια ότι δεν είναι το ίδιο με αυτό από την ανάλυση χρονοϊστορίας. Η προσέγγιση που παρέχεται είναι, ωστόσο, επαρκώς ακριβής για εφαρμογές σχεδιασμού κατασκευών.

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

Το μεγάλο κέρδος από τη χρησιμοποίηση της μεθόδου έγκειται στη δυνατότητα άμεσου υπολογισμού των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων βάσει της θεωρίας των φασμάτων απόκρισης, ακόμη και στην ανελαστική περιοχή, με την βοήθεια ενός συντελεστή συμπεριφοράς q καθώς και τη επιτυγχανόμενη «στατικοποίηση» όλων των υπολογισμών που αφορούν σε μια ορισμένη ιδιομορφική απόκριση. Το σημαντικότερο ίσως μειονέκτημα της μεθόδου είναι η επαλληλία των μέγιστων τιμών των επιμέρους ιδιομορφικών αποκρίσεων, διότι οι τιμές αυτές δεν πραγματοποιούνται **ταυτόχρονα** και άρα η φασματική επαλληλία δεν μπορεί να γίνει με απλή άθροιση όπως η χρονική.

Επομένως θα πρέπει να εισαχθούν προσεγγίσεις στο συνδυασμό των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων που καθορίζονται από το φάσμα σεισμικής απόκρισης επειδή καμία πληροφορία δεν είναι διαθέσιμη για το πότε θα εμφανιστούν αυτές οι μέγιστες ιδιομορφικές τιμές. Οι δύο πιο συνήθεις μέθοδοι επαλληλίας των ιδιομορφών είναι η μέθοδος της τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων (Square Root of Sum of Squares-SRSS) και η μέθοδος της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας (Complete Quadratic Combination-CQC). Η μέθοδος SRSS παρέχει άριστες εκτιμήσεις για την απόκριση κατασκευών με μεγάλη διαφορά ανάμεσα στις ιδιοσυχνότητες τους, ενώ η μέθοδος CQC είναι εφαρμόσιμη σε μια ευρύτερη τάξη κατασκευών.

Λαμβάνοντας υπόψη ότι οι κανόνες συνδυασμού των ιδιομορφών SRSS και CQC βασίζονται στην θεωρία τυχαίων ταλαντώσεων, η τελική μέγιστη τιμή της απόκρισης μπορεί να ερμηνευθεί ως ο μέσος όρος των μέγιστων τιμών της απόκρισης σε ένα σύνολο σεισμικών διεγέρσεων. Επομένως, οι παραπάνω κανόνες προορίζονται για χρήση όταν η διέγερση χαρακτηρίζεται από ένα ομαλό φάσμα απόκρισης, που προέρχεται από τα φάσματα πολλών σεισμικών διεγέρσεων. Το ομαλό φάσμα μπορεί να είναι ο μέσος όρος ή ο στατιστικός μέσος των ανεξάρτητων φασμάτων απόκρισης ή μπορεί να είναι ένα περισσότερο συντηρητικό φάσμα.

Complete Quadratic Combination-CQC

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

$$\frac{1}{r} = \frac{T_i}{T_j} \geq 1 + 0.1\zeta \quad (3.1)$$

όπου ζ (σε %) το ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης των ιδιομορφών.

Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης, οι πιθανές ακραίες τιμές e_{xA} τυχόντος μεγέθους απόκρισης A δίνονται από τη σχέση:

$$exA = \pm \sqrt{\sum_i \sum_j (\varepsilon_{ij} A_i A_j)} \quad (3.2)$$

όπου

$$\varepsilon_{ij} = \frac{8\zeta^2(1+r)r^{3/2}}{10^4(1-r^2) + 4\zeta^2 r(1+r)^2} \quad (3.3)$$

Square Root of Sum of Squares-SRSS

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

$$exA = \pm \sqrt{\sum_i A_i^2} \quad (3.4)$$

3.3 ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ - ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΣΤΑΤΙΚΗ

Η απλοποιημένη φασματική μέθοδος είναι μια ελαστική στατική μέθοδος ανάλυσης η οποία έχει σκοπό τον υπολογισμό της δυναμικής απόκρισης μιας κατασκευής. Προκύπτει από την δυναμική φασματική με θεώρηση μόνο της θεμελιώδους ιδιομορφής για κάθε μια από τις δύο διευθύνσεις υπολογισμού. Με τη μέθοδο αυτή είναι δυνατός ο άμεσος υπολογισμός της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής εφαρμόζοντας ισοδύναμες στατικές δυνάμεις ως στατικά φορτία στην κατασκευή σύμφωνα με την Παράγραφο 3.5 του ΕΑΚ2000.

Οι σεισμικές συνιστώσες επιλέγονται παράλληλες προς τις κύριες διευθύνσεις του προς εξέταση κτιρίου και χρησιμοποιείται η επιτάχυνση σχεδιασμού $\Phi_d(T)$ όπως προκύπτει από το φάσμα σχεδιασμού.

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000

- Η τέμνουσα βάσης προκύπτει από τη σχέση:

$$V_o = M \cdot \Phi_d(T) \quad (3.5)$$

όπου M η συνολική τελαντούμενη μάζα.

- Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος μπορεί να προκύψει κατά προσέγγιση από τη σχέση:

$$T = 0.09 \frac{H}{L} \sqrt{\frac{H}{H + \rho L}} \quad (3.6)$$

όπου H το ύψος του κτιρίου, L το μήκος του κτιρίου κατά την διεύθυνση υπολογισμού και ρ ο λόγος της επιφάνειας των τοιχωμάτων ανά διεύθυνση σεισμικής δράσης προς τη συνολική επιφάνεια τοιχωμάτων και υποστυλωμάτων.

- Η καθύψος κατανομή των σεισμικών φορτίων είναι:

$$F_i = (V_o - V_H) \frac{m_i \cdot \varphi_i}{\sum_j m_j \cdot \varphi_j} \quad (3.7)$$

ή για κανονικά κτίρια:

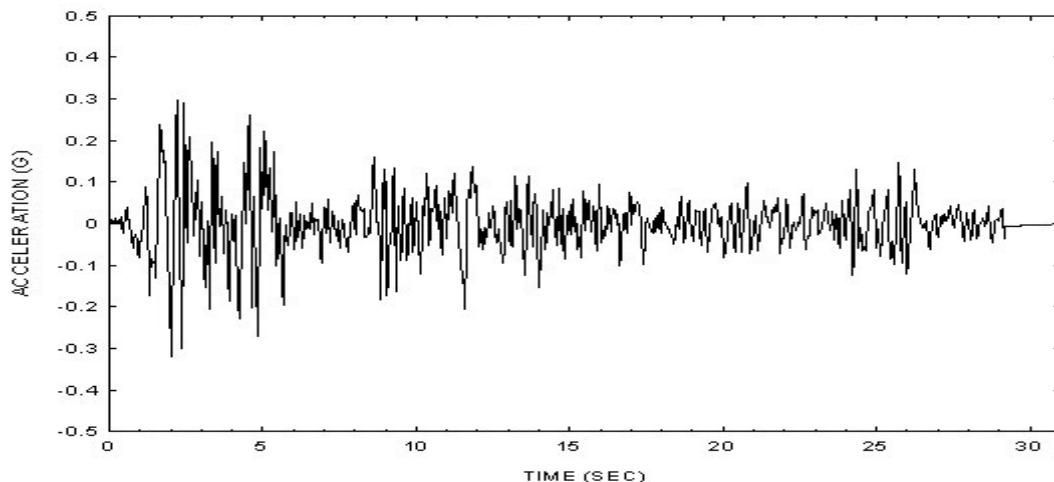
$$F_i = (V_o - V_H) \frac{m_i \cdot z_i}{\sum_j m_j \cdot z_j} \quad (3.8)$$

όπου:

$$V_H = \begin{cases} 0.07 \cdot T \cdot V_o \leq 0.25 \cdot V_o, \text{ για } T \geq 1.0 \text{ sec} \\ 0 \end{cases} \quad (3.9)$$

3.4 ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ

Η μέθοδος αυτή ασχολείται με τον υπολογισμό της απόκρισης της κατασκευής ως συνάρτηση του χρόνου όταν το σύστημα υπόκειται σε μία δοθείσα εδαφική επιτάχυνση, ίδια για όλα τα σημεία στήριξης της κατασκευής.



Εικόνα 3.1 Επιταχυνσιογράφημα

Το σημαντικότερο ίσως πλεονέκτημα της μεθόδου είναι ότι η συνεισφορά των ανώτερων ιδιομορφικών αποκρίσεων είναι πολύ μικρή και πρακτικώς παραλείπεται. Έτσι π.χ. σε επίπεδα συστήματα αρκεί η χρήση 3 έως 5 ιδιομορφών, ανάλογα με την ομαλότητα του συστήματος. Παρόλα αυτά η ανάλυση χρονιοστορίας εμφανίζει πολλά άλλα μειονεκτήματα, λόγω των οποίων σπάνια

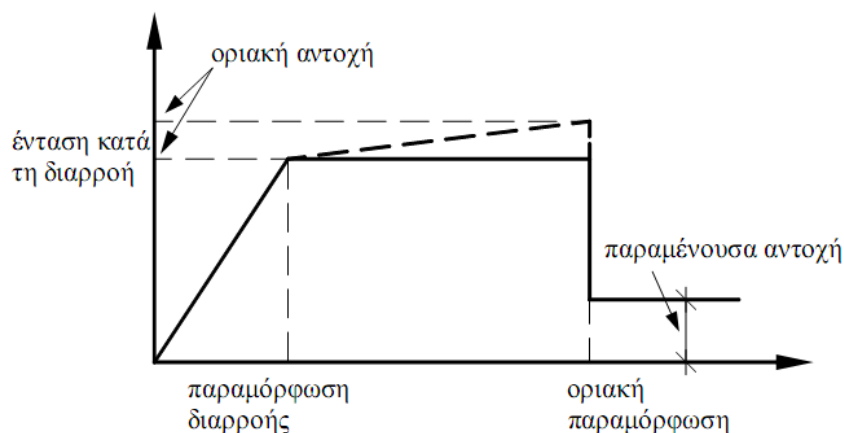
μπορεί να εφαρμοστεί στην πράξη. Καταρχήν η μέθοδος προϋποθέτει γραμμικά ελαστική συμπεριφορά της κατασκευής και άρα η χρησιμότητα της περιορίζεται στην περίπτωση των μέτριων σεισμών. Θεωρητικά είναι δυνατόν να γίνει χρήση τεχνητών επιταχυνσιογραφήματων που να αντιστοιχούν σε δεδομένο ανελαστικό φάσμα, οπότε μπορεί να ληφθεί υπόψη έμμεσα και η ανελαστική συμπεριφορά. Αλλά και στην περίπτωση αυτή τα τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα εμφανίζουν σοβαρά μειονεκτήματα αντιπροσωπευτικότητας, ευαισθησίας και συννοριακών συνθηκών που μπορούν να αλλοιώσουν πλήρως τα αποτελέσματα. Για αυτό το λόγο κατά κανόνα επιβάλλεται η χρήση τριών έως πέντε φυσικών επιταχυνσιογραφήματων και στατιστική επεξεργασία των τελικών αποτελεσμάτων.

Επίσης σοβαρά προβλήματα δημιουργούνται και κατά τη διαστασιολόγηση, λόγω των πολλών συνδυασμών εντατικών μεγεθών που πρέπει να εξετασθούν. Ένα ακόμα πρόβλημα που δημιουργείται έχει να κάνει και με τις ποσοτικές διαφορές μεταξύ των διαφόρων εντατικών μεγεθών. Οι διαφορές αυτές μπορεί να είναι τέτοιες που να καθιστούν προβληματική τη διαστασιολόγηση. Είναι λοιπόν προφανές ότι πέρα από τον τεράστιο όγκο των υπολογισμών υπάρχει και πρόβλημα τελικής αξιοπιστίας των αποτελεσμάτων.

3.5 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΟΡΙΑΚΗΣ ΩΘΗΣΗΣ (PUSHOVER)

Κύριος στόχος της στατικής ανελαστικής ανάλυσης είναι η εκτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία της κατασκευής όταν αυτή υπόκειται στη σεισμική δράση για την οποία γίνεται η αποτίμηση ή ο ανασχεδιασμός. Τα μεγέθη αυτά των ανελαστικών παραμορφώσεων συγκρίνονται με τις επιτρεπόμενες τιμές που προσδιορίζονται με βάση τη στοχευόμενη στάθμη επιτελεστικότητας και τις ικανότητες των μελών.

Στη στατική ανελαστική ανάλυση χρησιμοποιείται ένα προσομοίωμα του φορέα το οποίο λαμβάνει υπόψη ανελαστικούς νόμους φορτίου-παραμόρφωσης για τα επιμέρους δομικά στοιχεία του κτιρίου. Το προσομοίωμα φορτίζεται με οριζόντια φορτία αμετάβλητης κατανομής καθ' ύψος τα οποία αυξάνουν μονότονα και αναπαριστούν τις αδρανειακές δυνάμεις που εμφανίζονται στα επίπεδα των ορόφων κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Η ανάλυση Pushover διενεργείται μέχρι να σημειωθεί αστοχία του φορέα. Η συνήθης μορφή αστοχίας είναι η αστοχία σε κάμψη μίας κρίσιμης διατομής (ο ικανοτικός σχεδιασμός που επιβάλλουν οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί εξασφαλίζει η καμπτική αστοχία να προηγείται πάντοτε της διατμητικής) ή η μετατροπή του φορέα σε μηχανισμό, τοπικά ή συνολικά. Σε κάθε περιοχή που αναμένεται να εμφανιστεί ανελαστική συμπεριφορά λαμβάνεται υπόψη η σχέση φορτίου - παραμόρφωσης μέσω πλήρων καμπυλών μονότονης φόρτισης μέχρι την αστοχία. Οι καμπύλες αυτές περιλαμβάνουν την φάση εξασθένησης του στοιχείου, καθώς και την παραμένουσα αντοχή του και έχουν την παρακάτω μορφή.

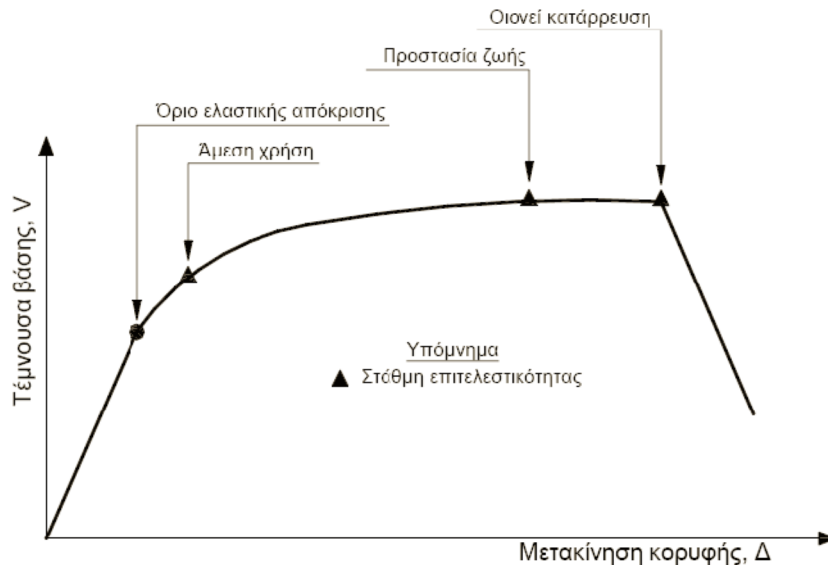


Εικόνα 3.2 Διγραμμική Καμπύλη Φορτίου – Μετατόπισης

Από την ανάλυση του προσομοιώματος κατασκευάζεται η καμπύλη αντίστασης (capacity curve) της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη σχέση μεταξύ της τέμνουσας βάσης, V_b του κτιρίου και της μετατόπισης κορυφής, δ . Με βάση αυτή την καμπύλη γίνονται όλοι οι απαιτούμενοι έλεγχοι ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεσματικότητας. Για τον προσδιορισμό της στοχευόμενης μετακίνησης ωστόσο, απαιτείται η αντικατάσταση της καμπύλης αντίστασης από μία εξιδανικευμένη διγραμμική καμπύλη από την οποία προσδιορίζεται η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία, K_{ei} και η αντίστοιχη τέμνουσα διαρροής, V_y .

Η στοχευόμενη μετατόπιση (target displacement) της κατασκευής υπολογίζεται για δεδομένη περίοδο επαναφοράς του σεισμού, είτε μέσω προσεγγιστικών μεθόδων, είτε χρησιμοποιώντας τη στατική ανελαστική ανάλυση (Static Nonlinear Analysis). Ωστόσο, ο ακριβέστερος τρόπος υπολογισμού της μετακίνησης αυτής είναι μέσω της ανελαστικής ανάλυσης χρονοϊστορίας, η οποία όμως απαιτεί εξειδικευμένα προγράμματα ανάλυσης και σημαντικό υπολογιστικό κόστος. Πέραν των παραπάνω προβλημάτων δημιουργείται και αυτό της αξιοπιστίας των αποτελεσμάτων καθώς όπως αναφέρεται και στην παρακάτω παράγραφο η επιλογή της σεισμικής διέγερσης επηρεάζει κατά πολύ το τελικό αποτέλεσμα. Στη βιβλιογραφία έχουν προταθεί αρκετές μέθοδοι υπολογισμού της στοχευόμενης μετατόπισης, όπως η μέθοδος ATC – 40, η μέθοδος των συντελεστών (Coefficient Method), η μέθοδος N2 κ.α.

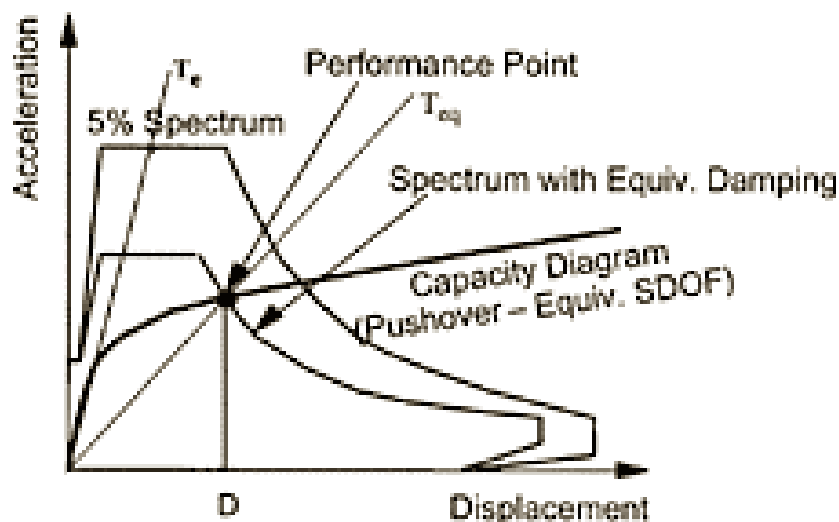
Αφού, υπολογιστεί η αναμενόμενη μετακίνηση της κορυφής της κατασκευής σημειώνεται πάνω στην καμπύλη το αντίστοιχο σημείο επιτελεσματικότητας και συγκρίνεται με την επιθυμητή στάθμη για τη συγκεκριμένη σεισμική διέγερση.



Εικόνα 3.3 Ορισμός Σταθμών Επιτελεστικότητας στην Καμπύλη Αντίστασης

- **ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ**

Γενικά, επειδή η στατική ανελαστική ανάλυση βασίζεται στην θεωρία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (§2.3) και ο υπολογισμός της απόκρισης της κατασκευής γίνεται με βάση την παραμόρφωση για συγκεκριμένη κατανομή φόρτισης καθ' ύψος, η ακρίβεια της δεν είναι αρκετά ικανοποιητική. Για τον προσδιορισμό του σημείου επιτελεστικότητας της κατασκευής αρκεί η εύρεση του σημείου εξισορρόπησης της απαίτησης (demand) και της αντοχής (capacity) της κατασκευής. Το σημείο αυτό, όταν η καμπύλη είναι σε μορφή ADRS (Acceleration – Displacement Response Spectrum) αντιστοιχεί στο σημείο τομής της με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού για δεδομένη απόσβεση ή του αντίστοιχου ανελαστικού φάσματος.



Εικόνα 3.4 Γραφική Απεικόνιση Σημείου Επιτελεστικότητας

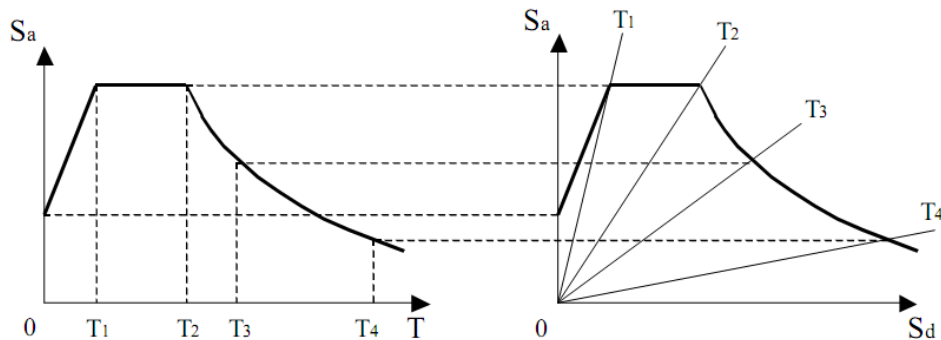
Παρακάτω παρουσιάζεται ο τρόπος υπολογισμού της στοχευόμενης μετακίνησης με βάση τη μεθοδολογία ATC – 40 και τη μέθοδο των συντελεστών. Και στις δύο αυτές μεθόδους η μετακίνηση της κατασκευής υπολογίζεται με βάση το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα, όπου για τη θεωρία πάνω στην οποία βασίζεται έγινε αναφορά σε προηγούμενο κεφάλαιο.

1. Μεθοδολογία ATC – 40

Παρακάτω παρουσιάζεται μία από τις τρεις μεθοδολογίες υπολογισμού που προτείνονται από τον κανονισμό ATC – 40:

Βήμα 1: Μετατροπή του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού για απόσβεση ζ = 5% σε μορφή ADRS:

Η διαδικασία μετατροπής παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα



Κλασική μορφή φάσματος

$$S_a = \frac{4\pi^2}{T^2} \cdot S_d$$

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_a$$

ADRS μορφή φάσματος

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$

Ακτινικές γραμμές από το (0,0) έχουν σταθερή περίοδο

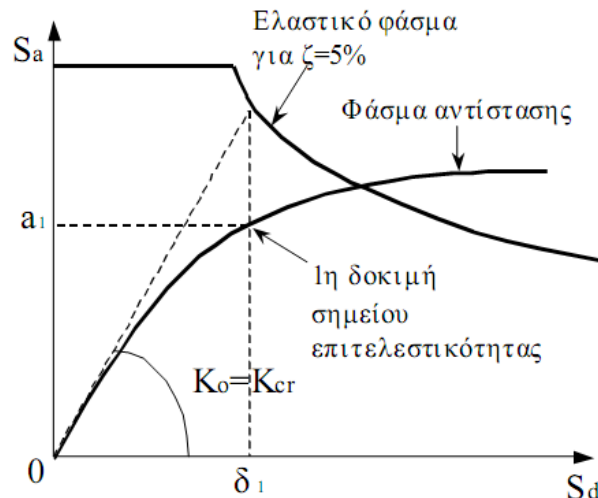
Εικόνα 3.5 Μετατροπή Ελαστικού Φάσματος Σχεδιασμού σε Μορφή ADRS

Βήμα 2: Κατασκευή της καμπύλης αντίστασης (capacity curve) και στη συνέχεια του φάσματος αντίστασης (capacity spectrum):

Η κατασκευή της καμπύλης αντίστασης και του φάσματος αντίστασης για το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα έχει αναφερθεί παραπάνω (§2.2).

Βήμα 3: Εύρεση του πρώτου σημείου δοκιμών:

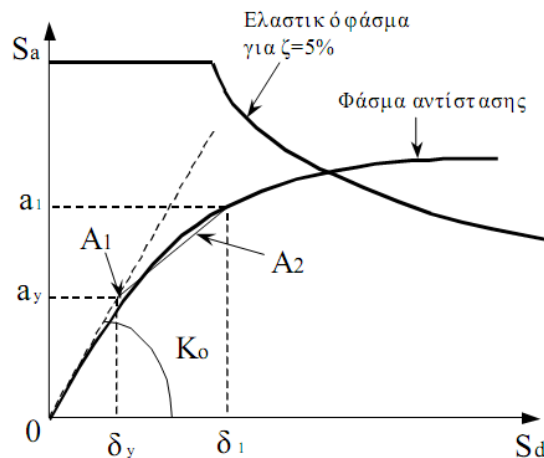
Για τη δυσκαμψία στο θεωρητικό σημείο διαρροής υπολογίζουμε από το ελαστικό φάσμα με απόσβεση ζ = 5% την αντίστοιχη μετακίνηση δ₁ από την οποία γίνεται και η πρώτη εκτίμηση του σημείου επιτελεστικότητας πάνω στο φάσμα αντίστασης. Στη συνέχεια υπολογίζεται και η αντίστοιχη επιτάχυνση α₁. Τα παραπάνω φαίνονται στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 3.6 Εύρεση Πρώτου Σημείου Δοκιμών

Βήμα 4: Διγραμμικοποίηση φάσματος αντίστασης

Από το προηγούμενο σημείο φέρνουμε μια ευθεία με τέτοιο τρόπο ώστε τα εμβαδά A_1 και A_2 να είναι ίσα. Στη συνέχεια, σημειώνουμε το σημείο τομής της παραπάνω ευθείας με την ευθεία που αντιστοιχεί στην αρχική δυσκαμψία της κατασκευής, και το οποίο αντιστοιχεί στη διαρροή με βάση τη διγραμμική καμπύλη συμπεριφοράς. Με προβολή στους δύο κάθετους άξονες προσδιορίζουμε την μετακίνηση διαρροής, δ_y και την επιτάχυνση διαρροής, a_y αντίστοιχα.



Εικόνα 3.7 Διγραμμικοποίηση Φάσματος Αντίστασης

Βήμα 5: Υπολογισμός ενεργούς απόσβεσης:

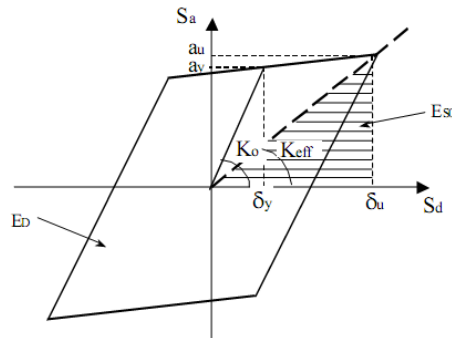
Η ενεργός απόσβεση υπολογίζεται με βάση την παρακάτω σχέση:

$$\zeta_{eff} = \zeta_{ελ} + \zeta_{υστ} \quad (3.10)$$

όπου: $\zeta_{ελ}$ = απόσβεση κατασκευής για ελαστική συμπεριφορά

$\zeta_{υστ}$ = υστερητική απόσβεση λόγω ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς

Η υστερητική απόσβεση υπολογίζεται από τη σχέση του Chorra (1995) και βασίζεται στη σχέση των ενεργειών του ελαστοπλαστικού και του ισοδύναμου ελαστικού συστήματος.



Εικόνα 3.8 Υπολογισμός Υστερητικής Απόσβεσης Κατά Chorra

$$\zeta_{\text{υστ}} = \frac{0,637 \cdot (\alpha_y \cdot \delta_u - \delta_y \cdot \alpha_u)}{\alpha_u \cdot \delta_u} \quad (3.11)$$

Επειδή η παραπάνω σχέση υπερεκτιμά την υστερητική απόσβεση για σεισμούς μεγάλης διάρκειας χρησιμοποιείται από τον ATC – 40 ο διορθωτικός συντελεστής κ, έτσι τελικά η ενεργός απόσβεση υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση.

$$\zeta_{\text{eff}} = 5 + \frac{63,7 \cdot \kappa \cdot (\alpha_y \cdot \delta_1 - \delta_y \cdot \alpha_1)}{\alpha_1 \cdot \delta_1} \quad (3.12)$$

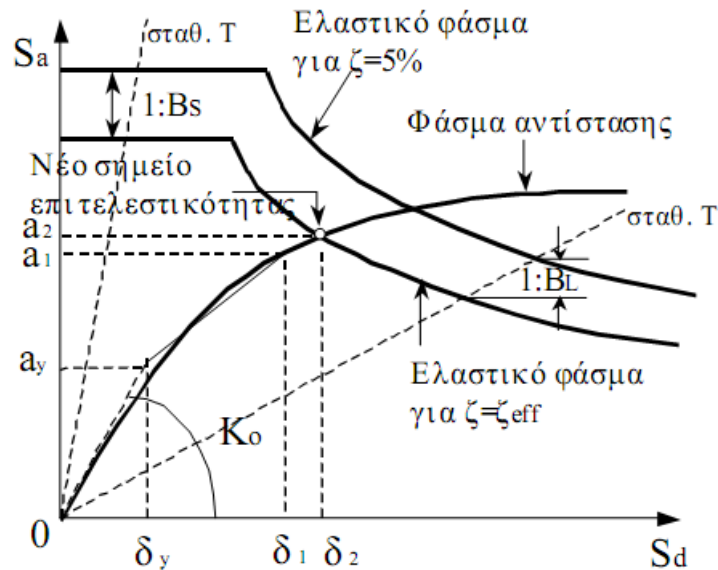
Στη συνέχεια υπολογίζουμε το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού με απόσβεση $\zeta = \zeta_{\text{eff}}$. Αυτό μπορεί να γίνει κατευθείαν από το ελαστικό φάσμα για απόσβεση $\zeta = 5\%$ χρησιμοποιώντας τους παρακάτω συντελεστές:

$$SR_A = \frac{3,21 - 0,68 \cdot \ln \zeta_{\text{eff}}}{2,12} \geq SR_{A,\text{min}} \quad (3.13)$$

$$SR_V = \frac{2,31 - 0,41 \cdot \ln \zeta_{\text{eff}}}{1,65} \geq SR_{V,\text{min}} \quad (3.14)$$

Οι ελάχιστες τιμές των παραπάνω συντελεστών καθώς και η σχέσεις υπολογισμού της τιμής του συντελεστή κ δίνονται σε σχετική βιβλιογραφία [8].

Το σημείο τομής του νέου φάσματος με την καμπύλη αντίστασης ορίζει το νέο σημείο επιτελεστικότητας και αντίστοιχα υπολογίζονται οι νέες τιμές της επιτάχυνσης, α_2 και της μετακίνησης, δ_2 .



Εικόνα 3.9 Κατασκευή Ελαστικού Φάσματος για $z = z_{eff}$ και Εύρεση νέου Σημείου Επιτελεστικότητας

Βήμα 6: Έλεγχος σύγκλισης

Θεωρούμε ότι η μέθοδος συγκλίνει όταν ισχύει η παρακάτω σχέση:

$$0,95 \cdot \delta_1 < \delta_2 < 1,05 \cdot \delta_1 \quad (3.15)$$

Σε περίπτωση που δεν ισχύει η παραπάνω σχέση τότε επαναλαμβάνεται η προηγούμενη μεθοδολογία από το βήμα 5 και μετά. Σε αντίθετη περίπτωση η μετακίνηση δ_2 αντιστοιχεί στην στοχευόμενη μετακίνηση δ^* του ισοδύναμου μονοβάθμιου.

Βήμα 7: Εύρεση στοχευόμενης μετακίνησης κατασκευής

Η στοχευόμενη μετακίνηση της κατασκευής υπολογίζεται από τη μετακίνηση του ισοδύναμου μονοβάθμιου με βάση την σχέση:

$$\Delta = \Gamma \cdot \delta^* \quad (3.16)$$

όπου $\Gamma = \sigma$ συντελεστής συμμετοχής της κατασκευής

2. Μέθοδος των Συντελεστών

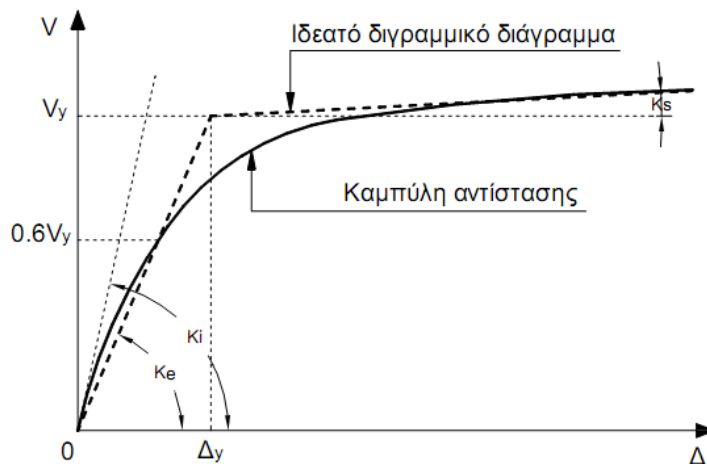
Ο υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης με την παρούσα μέθοδο περιγράφεται τόσο στη FEMA 356, όσο και στον ATC – 40, ενώ αξίζει να αναφερθεί ότι και η μέθοδος αυτή βασίζεται στη θεωρία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.

Στη συνέχεια αναφέρονται ένα - ένα τα βήματα εφαρμογής της μεθόδου

Βήμα 1: Διγραμμικοποίηση της καμπύλης αντίστασης

Στον κανονισμό ATC – 40 προτείνεται η παρακάτω διαδικασία διγραμμικοποίησης της καμπύλης αντίστασης:

- Κατασκευάζεται ο μετελαστικός κλάδος με οριζόντια δυσκαμψία K_s , η οποία επιλέγεται αυθαίρετα κατά την κρίση του μηχανικού, και θεωρώντας ότι η αντιστοιχη ευθεία διέρχεται από το σημείο όπου η καμπύλη αντίστασης έχει γίνει περίπου οριζόντια.
- Προσδιορίζεται ύστερα από κάποιες δοκιμές η ισοδύναμη ελαστική αντίσταση, K_e , ως η κλίση της ευθείας που ενώνει την αρχή των αξόνων με το σημείο της καμπύλης αντίστασης που αντιστοιχεί σε τέμνουσα ίση με το 60% της τέμνουσας διαρροής, V_y .
- Τελικά, η τέμνουσα διαρροής αντιστοιχεί στο σημείο τομής των δύο προηγούμενων ευθειών, δηλαδή αυτής με κλίση K_e και αυτής με κλίση K_s που αντιστοιχούν στον ελαστικό και το μετελαστικό κλάδο αντίστοιχα.



Εικόνα 3.10 Διγραμμικοποίηση Καμπύλης Αντίστασης

Βήμα 2: Προσδιορισμός της ενεργούς θεμελιώδους ιδιοπεριόδου, T_e .

Η ενεργός θεμελιώδης ιδιοπερίοδος για ελαστική δυσκαμψία της κατασκευής K_e , υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$T_e = T_i \cdot \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \tag{3.17}$$

όπου K_i = η ελαστική δυσκαμψία της κατασκευής.

T_i = η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής κατά την διεύθυνση που εξετάζεται, λαμβάνοντας υπόψη την ελαστική δυσκαμψία K_i .

Βήμα 3: Εύρεση της στοχευόμενης μετακίνησης, Δ_t .

Για δεδομένο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού, η στοχευόμενη μετακίνηση υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\Delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot \frac{T_e^2}{4 \cdot \pi^2} \quad (3.18)$$

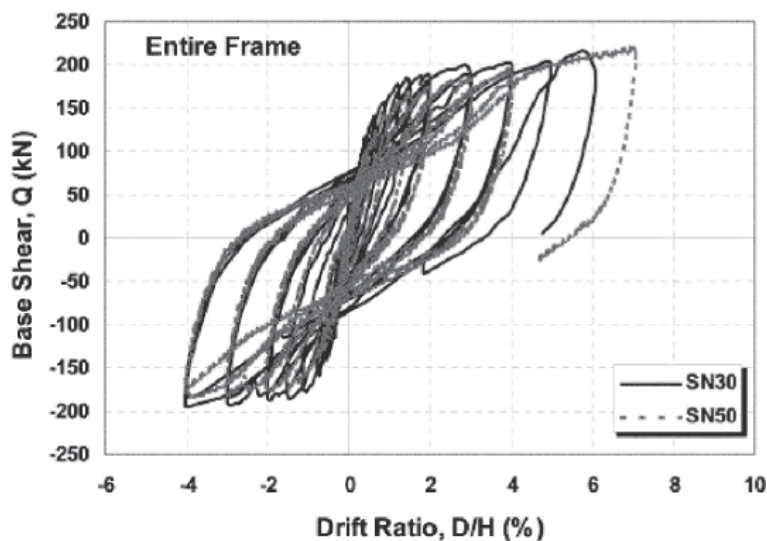
Οι τιμές των παραπάνω συντελεστών αναφέρονται σε σχετική βιβλιογραφία [12]

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

Πολλά έχουν ειπωθεί για την ακρίβεια και τη χρησιμότητα της Pushover στον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών. Αυτό που ουσιαστικά μπορεί να παράσχει στον μελετητή είναι μια προσεγγιστική εκτίμηση των απαιτούμενων παραμορφώσεων των κρίσιμων διατομών της κατασκευής, να αποκαλύψει πιθανές αδυναμίες του φορέα, να ανιχνεύσει περιοχές του φορέα οι οποίες παρουσιάζουν μεγάλες απαιτήσεις σε παραμορφώσεις και να αξιολογήσει την ευστάθεια του δομικού συστήματος στο σύνολο του. Η Pushover δεν μπορεί να εκτιμήσει με ακρίβεια τη δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής, ιδιαίτερα όταν είναι σημαντική η συνεισφορά των ανώτερων ιδιομορφών στη σεισμική απόκριση του φορέα. Τα αποτελέσματα της Pushover εξαρτώνται σε μεγάλο βαθμό από τη μορφή του προφίλ των οριζόντιων σεισμικών φορτίων που επιβάλλονται. Μεγάλη επίσης κριτική έχει δεχθεί η επιλογή της μετακίνησης της οροφής της κατασκευής ως παραμέτρου ελέγχου και συνολικής απόκρισης της κατασκευής.

3.6 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ

Η μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας αποτελεί τη δεύτερη από τις κατηγορίες μη γραμμικών αναλύσεων των κατασκευών. Με την πάροδο των χρόνων και με την εξέλιξη σε διάφορους τομείς της τεχνολογίας, όπως η βελτίωση των αλγορίθμων επίλυσης μη γραμμικών προβλημάτων, η ανάπτυξη πληθώρας λογισμικών που καλύπτουν τέτοιου είδους αναλύσεις και κυρίως η ραγδαία εξέλιξη της υπολογιστικής ισχύος των σύγχρονων ηλεκτρονικών υπολογιστών, οι αναλύσεις αυτές έχουν κερδίσει σημαντικό έδαφος τόσο σε ερευνητικό επίπεδο, όσο και σε επίπεδο σχεδιασμού νέων κατασκευών.



Εικόνα 3.11 Βρόγχοι Υπό Ανακυκλιζόμενη Φόρτιση

Στη δυναμική ανελαστική ανάλυση χρησιμοποιείται ένα προσομοίωμα του φορέα το οποίο ενσωματώνει ανελαστικούς νόμους φορτίου-παραμόρφωσης για τα επιμέρους δομικά στοιχεία του κτιρίου. Στον φορέα εφαρμόζεται σεισμική φόρτιση με την μορφή επιταχυνσιογραφημάτων εδαφικών κινήσεων, από όπου υπολογίζεται μέσω επαναληπτικής διαδικασίας η απόκριση του φορέα. Τα αποτελέσματα της μεθόδου θα πρέπει να ελέγχονται σε κάθε περίπτωση και αν κρίνεται απαραίτητο να μειώνεται το χρονικό βήμα της ολοκλήρωσης. Με αυτό τον τρόπο είναι δυνατό να μειωθούν κάποιοι παράγοντες, όπως για παράδειγμα η απότομη μείωση της δυσκαμψίας από ένα βήμα στο επόμενο, που επηρεάζουν την ακρίβεια των αποτελεσμάτων. Η διόρθωση της λύσης σε κάθε χρονικό βήμα γίνεται μέσω της επαναληπτικής διαδικασίας σύγκλισης Newton – Raphson.

Η μη γραμμική ανάλυση Pushover, όπως προαναφέρθηκε, προϋποθέτει καθορισμό ενός πλευρικού προφίλ φορτίσεων και προσδιορισμό της στοχευόμενης μετατόπισης για τον έλεγχο του φορέα. Αντίθετα, η δυναμική ανελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας εξαρτάται από δύο παράγοντες. Πρώτον την εξιδανίκευση του φορέα, δηλαδή των προσομοιωμάτων για την αναπαράσταση της μη γραμμικής συμπεριφοράς του, και δεύτερον της επιλογής του επιταχυνσιογραφήματος που θα χρησιμοποιηθεί. Το τελευταίο απαιτεί την καλή γνώση της αναμενόμενης σεισμικής κίνησης στο σημείο στο οποίο εδράζεται η κατασκευή, κάτι το οποίο είναι δύσκολο να συμβεί.

Τα υπολογιζόμενα εντατικά μεγέθη του φορέα αποτελούν ορθολογικές προσεγγίσεις των αναμενόμενων κατά τη διάρκεια του σεισμού, επειδή το μοντέλο προσομοίωσης και η μεθοδολογία προσεγγίζουν με μεγάλη αμεσότητα την ανελαστική απόκριση του φορέα κατά τη διάρκεια του σεισμικού φαινομένου. Για τους παραπάνω λόγους, η ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας μπορεί να εφαρμοστεί χωρίς περιορισμούς σε οποιονδήποτε φορέα ή έδαφος θεμελίωσης. Παρόλα αυτά η απόκριση της κατασκευής ενδέχεται να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητη

στα χαρακτηριστικά των συγκεκριμένων επιταχυνσιογραφημάτων που χρησιμοποιούνται, συνεπώς η ανάλυση ιστορίας πρέπει να επαναλαμβάνεται για περισσότερες από μία εδαφικές διεγέρσεις.

Για τους παραπάνω λόγους τα χρησιμοποιούμενα επιταχυνσιογραφήματα είναι κατάλληλα επιλεγμένες φυσικές καταγραφές ή τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα συμβατά με κάποιο φάσμα σχεδιασμού, για την κατασκευή των οποίων ελήφθησαν όλες οι πιθανές αβεβαιότητες όσον αφορά τη σεισμική κίνηση. Τα τεχνητά αυτά επιταχυνσιογραφήματα διακρίνονται σε πλήρως τεχνητά και σε ήμιτεχνητα τα οποία θυμίζουν περισσότερο τις φυσικές καταγραφές.

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

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΟΝΩΣΗ

4.1 ΓΕΝΙΚΑ

Σκοπός της σεισμικής μόνωσης ενός κτιρίου είναι ο περιορισμός του ποσοστού της σεισμικής ενέργειας που μπορεί να εισαχθεί στην κατασκευή υπό δεδομένη σεισμική διέγερση. Η σεισμική μόνωση λοιπόν δεν αποσκοπεί στην επέμβαση στα δομικά μέρη της κατασκευής και την αύξηση της σεισμικής ενέργειας που αυτά μπορούν να καταναλώσουν. Τα πλεονεκτήματα της έναντι των άλλων μεθόδων εντοπίζονται στις έξης περιπτώσεις:

- Στην περίπτωση κτιρίων μεγάλης ιστορικής και καλλιτεχνικής αξίας στον αρχιτεκτονικό ιστό των οποίων, οποιαδήποτε σημαντική επέμβαση θα αλλοίωνε ουσιαστικά το χαρακτήρα τους και θα μείωνε την αξία τους.
- Στην περίπτωση κτιρίων των οποίων τα περιεχόμενα ή τα μη φέροντα αρχιτεκτονικά στοιχεία είναι πιο πολύτιμα και πιο ευαίσθητα στις επιταχύνσεις απ' ό,τι ο ίδιος ο φέρων οργανισμός (π.χ. μουσεία, δημόσια μέγαρα, κρίσιμα υπολογιστικά κέντρα).
- Στην περίπτωση κατασκευών για τις οποίες απαιτείται υψηλό επίπεδο λειτουργικότητας ακόμα και μετά από ένα πολύ ισχυρό σεισμό (νοσοκομεία, πυροσβεστικές εγκαταστάσεις, εγκαταστάσεις τηλεπικοινωνιών, δεξαμενές καυσίμων κοκ).
- Στη περίπτωση που αντιμετωπίζονται ιδιαίτερα προβλήματα με τη θεμελίωση και επιθυμούμε να μειώσουμε τις δυνάμεις που θα ασκηθούν σε αυτή κατά τη διάρκεια ενός σεισμού.

Η τεχνική της σεισμικής μόνωσης περιλαμβάνει την εγκατάσταση στο κτίριο ειδικών διατάξεων οι οποίες μεταβάλλοντας ριζικά τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής και εξασφαλίζουν την ευνοϊκότερη απόκρισή της κατά τις αναμενόμενες δυναμικές διεγέρσεις.

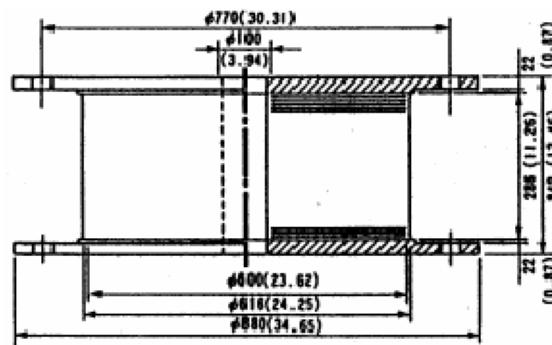
Η ευνοϊκή αυτή απόκριση είναι το αποτέλεσμα της επίτευξης τριών στόχων:

1. Να προσδώσουμε στην κατασκευή μια συγκεκριμένη επιθυμητή ιδιομορφή με όσο το δυνατό μεγαλύτερο συντελεστή συμμετοχής Γ . Όταν εφαρμόζεται σεισμική μόνωση μια από τις βασικές επιδιώξεις είναι η προστασία των μη φερόντων στοιχείων με μείωση της σχετικής μετακίνησης των ορόφων. Επομένως, επιθυμητή ιδιομορφή θεωρείται αυτή κατά την οποία το μεγαλύτερο μέρος της μετακίνησης στην κορυφή εμφανίζεται ως σχετική μετακίνηση δύο τμημάτων της κατασκευής σε κάποιο επίπεδο μόνωσης, ενώ η κίνηση του άνω τμήματος είναι σε μεγάλο βαθμό αυτή του άκαμπτου σώματος.
2. Η ιδιοσυχνότητα που αντιστοιχεί σε αυτή την ιδιομορφή να είναι επαρκώς απομακρυσμένη από τις κυρίαρχες ιδιοσυχνότητες της διέγερσης, έτσι ώστε, η επιτάχυνση απόκρισης, και κατά συνέπεια και οι αντίστοιχες ελαστικές δυνάμεις που αναπτύσσονται επί της κατασκευής, να είναι αρκετά μικρές.

3. Ο τρίτος στόχος είναι η απορρόφηση ενέργειας (απόσβεση) από στοιχεία σεισμικής μόνωσης ειδικά σχεδιασμένα για το σκοπό αυτό.

4.2 ΕΛΑΣΤΟΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΕΦΕΔΡΑΝΑ

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα αποτελούνται από επάλληλα στρώματα ελαστικού και χάλυβα. Οι στρώσεις του ελαστικού παρέχουν την οριζόντια (διατμητική) ευπαραμορφωσιμότητα ενώ τα χαλύβδινα φύλλα εμποδίζοντας την πλευρική διόγκωση του ελαστικού εξασφαλίζουν υψηλή κατακόρυφη δυστένεια. Η ευπαραμορφωσιμότητα ελέγχεται επιλέγοντας καταλλήλως το πάχος κάθε στρώσης ελαστικού και των αριθμό των στρώσεων.



Εικόνα 4.1 Ελαστομεταλλικό εφέδρανο με ελαστομερές υψηλής απόσβεσης.



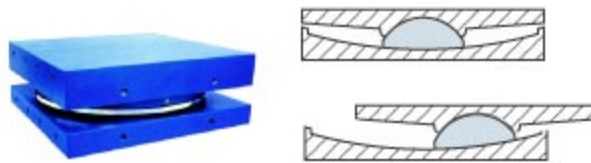
Εικόνα 4.2 Ελαστομεταλλικό εφέδρανο με πυρήνα μολύβδου.

Για την επίτευξη και κάποιας απορρόφησης ενέργειας εφαρμόζονται δύο τεχνικές:

- Χρήση ελαστομερούς υψηλής απόσβεσης (Εικόνα 4.1). Στα ελαστομερή υψηλής απόσβεσης η απορρόφηση ενέργειας οφείλεται στην κατάλληλη χημική σύνθεση του υλικού. Η απόσβεση που επιτυγχάνεται κυμαίνεται μεταξύ 7% και 14% της κρίσιμης.
- Χρήση πυρήνων μολύβδου (Εικόνα 4.2). Στα εφέδρανα αυτού του τύπου χρησιμοποιούνται κανονικά ελαστομερή χαμηλής απόσβεσης, ενώ η απόσβεση προκύπτει από την υστερητική συμπεριφορά ενός κυλίνδρου από μολύβδο ο οποίος ενσωματώνεται στο κέντρο του εφεδράνου και εξαναγκάζεται έτσι να ακολουθεί τις διατμητικές παραμορφώσεις αυτού. Η διάμετρος του κυλίνδρου είναι συνήθως μεταξύ 15% και 33% της διαμέτρου του εφεδράνου και από αυτή εξαρτάται και το ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης που επιτυγχάνεται. Το ποσοστό αυτό μπορεί να ξεπεράσει το 40% για μεγάλες διαμέτρους πυρήνα.

4.3 ΣΥΣΤΗΜΑ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ – ΕΚΚΡΕΜΕΣ ΤΡΙΒΗΣ

Τα εκκρεμή τριβής είναι κατασκευαστικές στηρίξεις που χρησιμοποιούν έναν πρωτοποριακό τρόπο για να επιτύχουν κίνηση εκκρεμούς μιας κατασκευής. Έχουν την μορφή εφεδράνων, κάθε ένα από τα οποία αποτελείται από μια αρθρωτή κύλιση, που εδράζεται μέσα σε μια κοίλη, ανοξείδωτη επιφάνεια μορφής σφαιρικού τομέα (Εικόνα 4.3). Η επιφάνεια της κύλισης αποτελείται από ειδικό υλικό, το οποίο δίνει ως αποτέλεσμα έναν μέγιστο συντελεστή τριβής της τάξεως του 0,1 (ή μικρότερο) σε μεγάλες ταχύτητες κύλισης και έναν ελάχιστο της τάξεως του 0,05 (ή μικρότερο) σε πολύ μικρές ταχύτητες κύλισης. Αυτή η εξάρτηση του συντελεστή τριβής από την ταχύτητα είναι ένα χαρακτηριστικό των υλικών τύπου Teflon. Η τριβή ολίσθησης στην διεπιφάνεια παρέχει την απαραίτητη δύναμη απόσβεσης για την απορρόφηση της ενέργειας.



Εικόνα 4.3 Εφέδρανο Τριβής.

Τα εκκρεμή τριβής ενεργοποιούνται μόνο στην περίπτωση όπου η πλευρικά ασκούμενη σεισμική δύναμη ξεπεράσει το στατική τριβή της διεπιφάνεια. Στην περίπτωση αυτή η κατασκευή αρχίζει να ταλαντώνεται με ιδιοπερίοδο που δίνεται από την σχέση:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (4.1)$$

όπου R η ακτίνα καμπυλότητας της σφαιρικής επιφάνειας.

Το συγκεκριμένο σύστημα έχει τις παρακάτω ιδιότητες:

- Παραμένει αμετακίνητο για δυνάμεις μικρότερες του γινομένου του συντελεστή στατικής τριβής επί του βάρους που αναλογεί στο κάθε εφέδρανο (στατική τριβή).
- Αναπτύσσει πλευρικές δυνάμεις ανάλογες του βάρους που φέρει το εφέδρανο. Αποτέλεσμα αυτής της συγκεκριμένης ιδιότητας είναι ότι η συνισταμένη πλευρική δύναμη στο κτίριο ασκείται στο κέντρο μάζας αυτού, εξαφανίζοντας έτσι τις εκκεντρότητες.
- Η περίοδος της ταλάντωσης με τα «ενεργοποιημένα» εφέδρανα είναι ανεξάρτητη της μάζας της κατασκευής και σχετίζεται μόνο με την ακτίνα καμπυλότητας της σφαιρικής επιφάνειας.
- Επιπλέον αυτών των ιδιοτήτων, το σύστημα εκκρεμούς τριβής έχει ιδιότητες κοινές με τα συστήματα απομόνωσης μέσω ολίσθησης, όπως μικρή ευαισθησία στα εύρη συχνοτήτων της διέγερσης και μεγάλο βαθμό σταθερότητας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

5.1 ΓΕΝΙΚΑ

Το κτίριο αναλύεται σαν ένα χωρικό προσομοίωμα, αγνοώντας την επιρροή της τοιχοποιίας στην ανάληψη οριζόντιας δύναμης και θεωρώντας μόνο την συμβολή των υπολοίπων δομικών στοιχείων (δοκοί, τοιχία, υποστυλώματα). Η προσομοίωση των οριζόντιων και των κατακόρυφων μελών, καθώς επίσης και των πεδילוδοκών έγινε με ραβδωτά στοιχεία πλαισίου 6 βαθμών ελευθερίας.

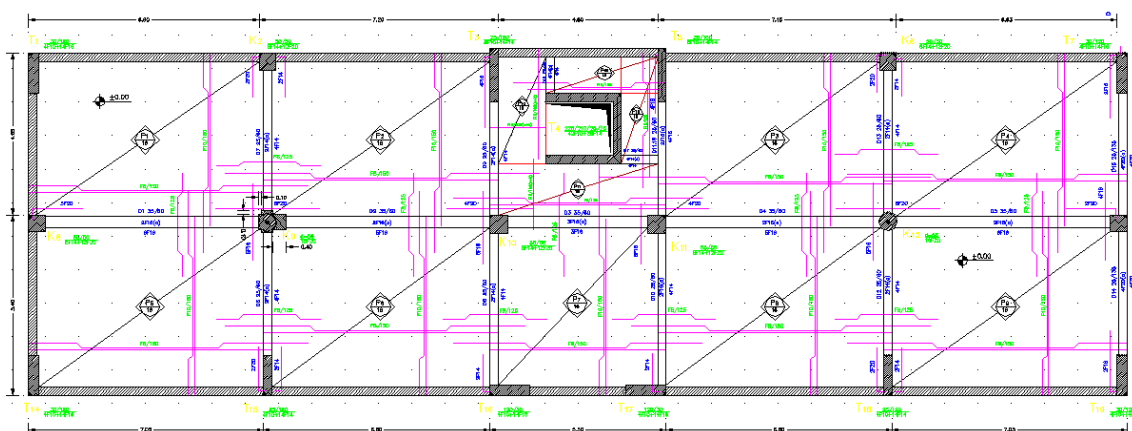
Η προσομοίωση των περιμετρικών τοιχωμάτων του υπογείου έγινε με χρήση χιαστή συνδέσμων μεγάλης δυσκαμψίας, ώστε να εξασφαλίζεται με τον καλύτερο τρόπο το απαραμόρφωτο της στάθμης του ισογείου. Ακόμα, η προσομοίωση του εδάφους έγινε με χρήση ενός μετακινησιακού και δύο στροφικών ελατηρίων.

Η προσομοίωση των τοιχωμάτων γίνεται με τη μέθοδο του ισοδύναμου στύλου. Ο ισοδύναμος στύλος περιλαμβάνει:

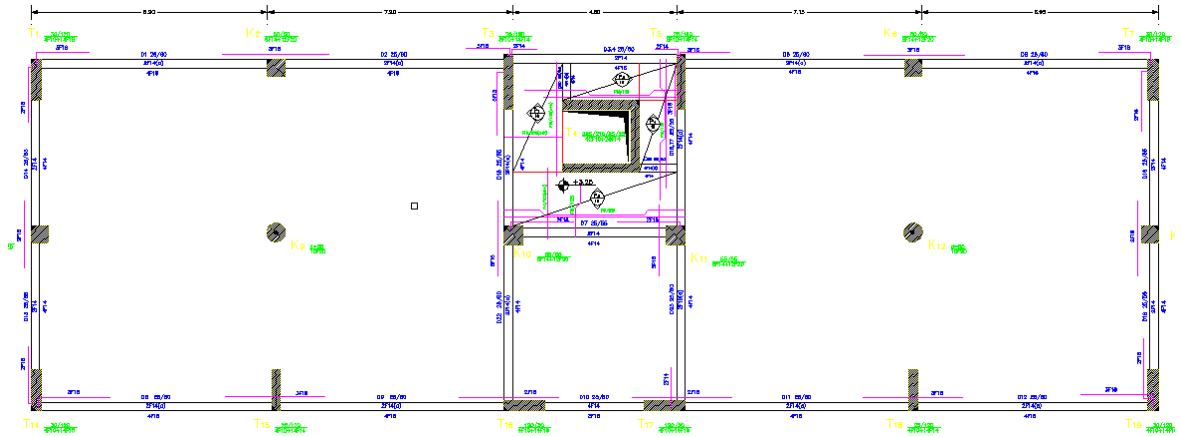
- ένα γραμμικό κατακόρυφο στοιχείο με διατομή ίδια με αυτή του τοιχώματος
- απολύτως στερεούς, οριζόντιους βραχίονες (άκαμπτα στοιχεία) στις στάθμες των ορόφων, οι οποίοι συνδέουν απαραμόρφωτα τον κεντροβαρικό άξονα του τοιχώματος με τις δοκούς που συμβάλλουν στο τοίχωμα.

5.2 ΜΟΡΦΟΛΟΓΙΑ ΦΟΡΕΑ

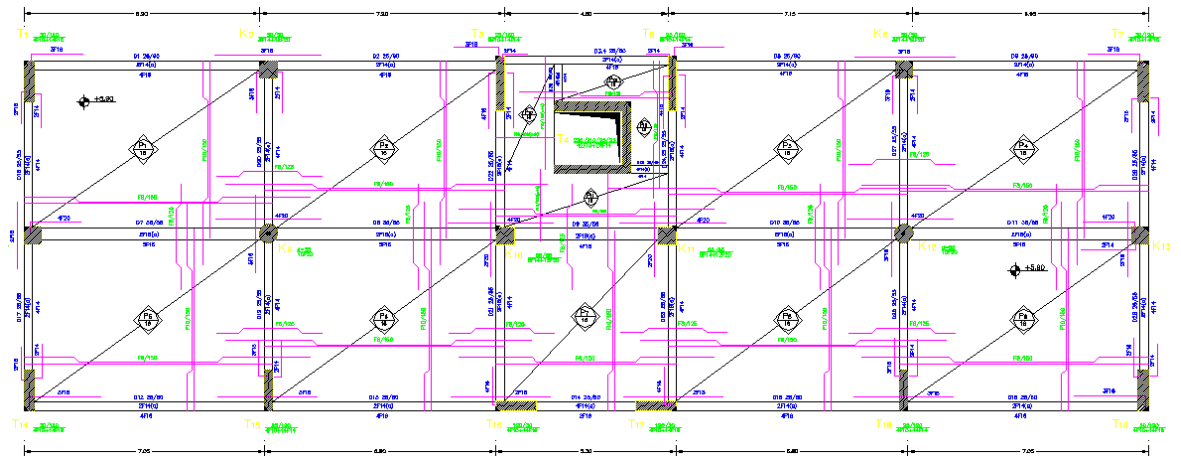
Όπως αναφέρθηκε και στην εισαγωγή, πρόκειται για υφιστάμενη τετραώροφη κατασκευή στην περιοχή του Χαλανδρίου η οποία χρησιμοποιείται για την στέγαση εργασιακών χώρων. Στην κορυφή καταλήγει ένα δώμα, ενώ οι στάθμες του πρώτου και δευτέρου ορόφου αποτελούν έναν ενιαίο χώρο όπως φαίνεται και στις κατόψεις που ακολουθούν.



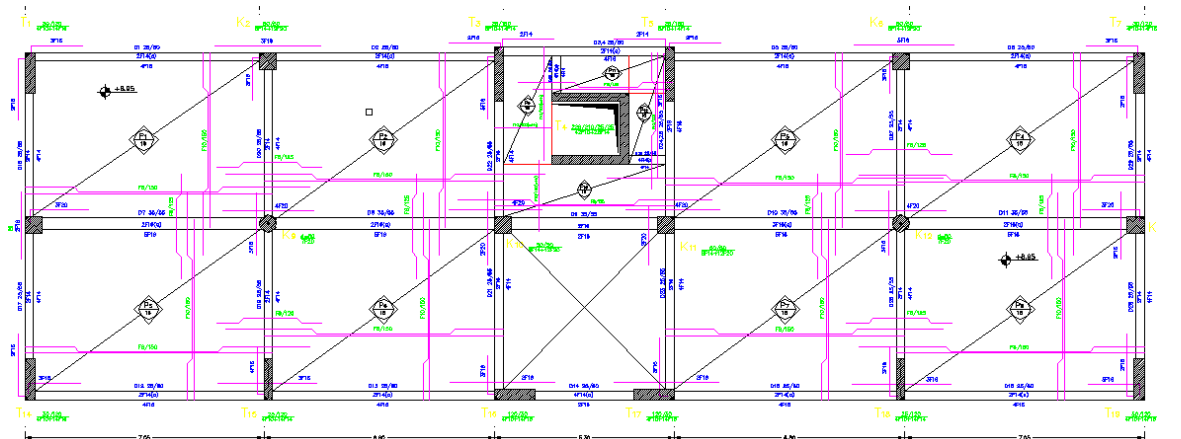
Εικόνα 5.1 Κάτοψη Ισογείου



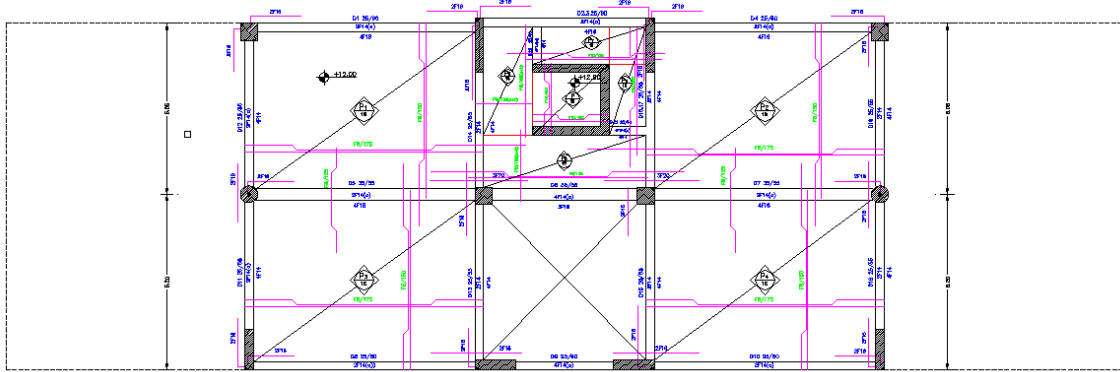
Εικόνα 5.2 Κάτοψη 1ου Ορόφου



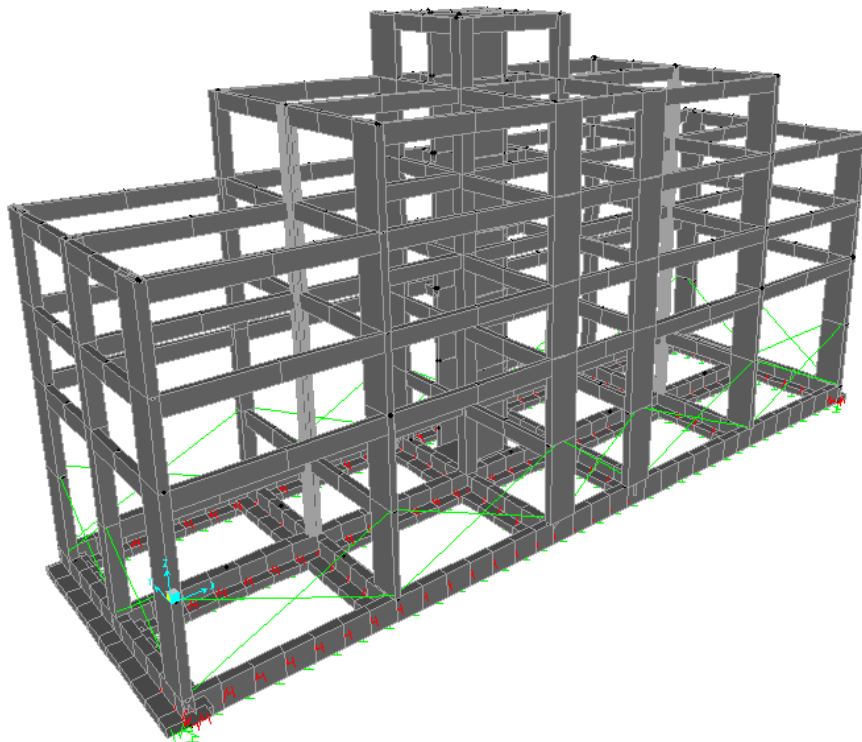
Εικόνα 5.3 Κάτοψη 2ου Ορόφου



Εικόνα 5.4 Κάτοψη 3ου Ορόφου



Εικόνα 5.5 Κάτοψη 4 Ορόφου - Δώματος



Εικόνα 5.6 Χωρικό Προσομοίωμα

5.3 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΥΛΙΚΩΝ

Η ποιότητα σκυροδέματος των δομικών μελών του κτιρίου είναι C16/20 και του χάλυβα των οπλισμών S500, έτσι η εισαγωγή των υλικών στο SAP2000 ακολουθεί την παρακάτω διαδικασία:

Define → Materials → Add New Material

Εικόνα 5.7 Ορισμός Ποιότητας Σκυροδέματος

Για σκυρόδεμα C16/20 ορίζεται μέτρο ελαστικότητας $E = 27.5 \text{ GPa}$, ειδικό βάρος οπλισμένου σκυροδέματος 25 kN/m^3 και θλιπτική αντοχή ίση με $f'c = 16 \text{ MPa}$.

Εικόνα 5.8 Ορισμός Ποιότητας Χάλυβα

Για χάλυβα S500 ορίζεται μέτρο ελαστικότητας $E = 200 \text{ GPa}$, ειδικό βάρος 78.5 kN/m^3 και τάση διαρροής ίση με $f_y = 500 \text{ MPa}$.

Τέλος, θα πρέπει να ορισθεί ένα υλικό εξαιρετικά άκαμπτο ώστε να μπορέσει να προσομοιώσει όσο το δυνατόν καλύτερα την πραγματική συμπεριφορά των στοιχείων (π.χ. τοιχία). Το υλικό αυτό λοιπόν ορίζεται ως ακολούθως:

Εικόνα 5.9 Ορισμός Άκαμπτου Στοιχείου

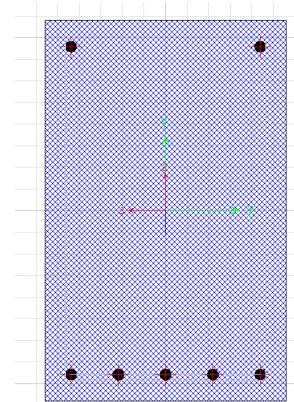
Όπου του δόθηκαν τα χαρακτηριστικά του σκυροδέματος.

5.4 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

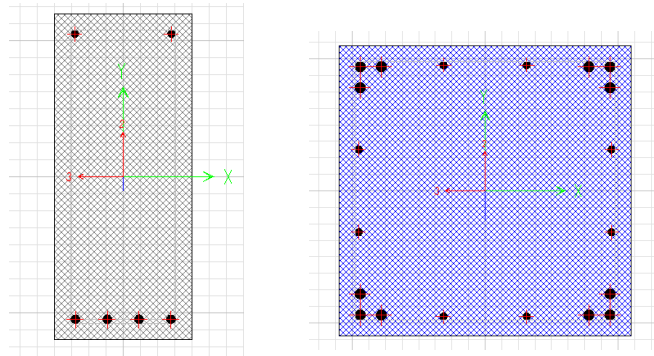
Οι διατομές των δοκών, των υποστυλωμάτων και των τοιχίων τυποποιούνται ανάλογα με τις διαστάσεις και τον αριθμό των ράβδων οπλισμού που περιέχουν. Έτσι ορίζονται 17 διαφορετικές διατομές δοκών, 4 υποστυλωμάτων και 3 τοιχίων.

• ΔΟΚΟΙ

1. D40/25 (4F14 – 4F14)
2. D55/25 (2F14 – 4F14)
3. D55/25 (2F16 – 4F14)
4. D55/35 (2F14 – 5F18)
5. D55/35 (2F16 – 2F16)
6. D55/35 (2F16 – 4F16)
7. D55/35 (2F16 – 5F16)
8. D55/35 (4F14 – 3F18)
9. D60/25 (2F14 – 4F14)
10. D60/25 (2F14 – 4F16)
11. D60/25 (2F16 – 4F14)
12. D60/25 (2F16 – 4F16)
13. D60/25 (3F16 – 3F16)
14. D60/25 (4F14 – 2F16)
15. D60/35 (2F16 – 5F16)
16. D60/35 (2F16 – 6F16)
17. D60/35 (3F16 – 3F16)



Εικόνα 5.10 Διατομή D55/35 (2F16 - 5F16)



Εικόνα 5.11 Διατομή D60/25 (2F14 - 4F14) και K55/55

Όπου παραδείγματος χάριν D40/25 (4F14 – 4F14) δηλώνει δοκό διαστάσεων 40cm επί 25 cm με άνω οπλισμό 4Φ14 και κάτω 4Φ14.

• ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

1. K50/50 (τετραγωνικό πλευράς 50cm με οπλισμό 12Φ20 και 8Φ14)
2. K55/55 (τετραγωνικό πλευράς 55cm με οπλισμό 12Φ20 και 8Φ14)
3. R55 (7F20) (κυκλικό διαμέτρου 55cm με οπλισμό 7Φ20)
4. R55 (10F20) (κυκλικό διαμέτρου 55cm με οπλισμό 10Φ20)

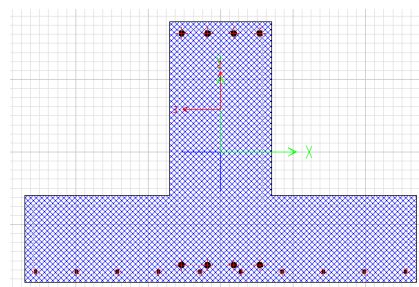
• ΤΟΙΧΙΑ

1. T120/25 (120cm επί 25cm με οπλισμό 18Φ14)
2. T120/30 (120cm επί 30cm με οπλισμό 14Φ16 και 4Φ10)
3. T160/25 (160cm επί 25cm με οπλισμό 14Φ14 και 8Φ10)

Επιπλέον σχεδιάζονται και οι διατομές των πεδιλοδοκών κατ' αντιστοιχία με τον ορισμό των υπολοίπων στοιχείων της κατασκευής.

• ΠΕΔΙΛΟΔΟΚΟΙ

1. PD35/90 (4F20 – 4F20)
2. PD35/90 (5F20 – 4F20)
3. PD35/90 (6F20 – 4F20)
4. PD45/90 (4F20 – 4F20)
5. PD45/90 (6F20 – 4F20)
6. PD35/90 (4F20 – 4F20) (Γωνιακό)
7. PD35/90 (6F20 – 4F20) (Γωνιακό)
8. PD ELEVAT.



Εικόνα 5.12 PD35/90 (4F20 - 4F20)

Όπου παραδείγματος χάριν PD35/90 (4F20 – 4F20) δηλώνει πεδιλοδοκό μορφής T πλάτους 90cm και 35cm με άνω οπλισμό 4Φ20 και κάτω 4Φ20.

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000, Παράγραφος 3.2.3 [2] σε περίπτωση κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα οι δυσκαμψίες των στοιχείων θα υπολογίζονται με παραδοχή στοιχείου II. Εάν δεν γίνεται ακριβέστερη εκτίμηση, η καμπτική δυσκαμψία σταδίου

Η επιτρέπεται να λαμβάνεται για τα υποστυλώματα ίση με αυτή του σταδίου Ι, χωρίς συνυπολογισμό της συμβολής του οπλισμού (δυσκαμψία γεωμετρικής διατομής).

- για τα τοιχώματα ίση με τα 2/3 της παραπάνω τιμής
- για τα οριζόντια στοιχεία ίση με το ½
- η στρεπτική δυσκαμψία όλων των στοιχείων (εφόσον δεν αγνοείται) ίση με το 1/10 της τιμής του σταδίου Ι.

Έτσι, έγινε μείωση των τιμών δυσκαμψίας των δοκών και τοιχίων, σύμφωνα με τα παραπάνω, κατά την εισαγωγή των διατομών στο SAP2000.

5.5 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

Λόγω της μη προσομοίωσης των πλακών τα φορτία τα οποία μεταφέρονται από τις πλάκες στις δοκούς υπολογίζονται με βάσει τις επιφάνειες επιρροής που ορίζονται κατά το Κεφάλαιο 9, παράγραφος 9.1.5 του ΕΚΩΣ. Η παραδοχή φορτίσεων έγινε σύμφωνα με τον κανονισμό φορτίσεων δομικών έργων ΒΔ 10/31 – 12 – 1945 (ΦΕΚ 325Α) όπου ορίζει:

Επικάλυψη: 2.00 kN/m²

Κινητό Φορτίο Βατών Δωμάτων: 2.00 kN/m²

Κινητό Φορτίο Άβατων Δωμάτων: 1.00 kN/m²

Δομική Οπτοπλινθοδομή: 2.10 kN/m²

Μπατική Οπτοπλινθοδομή: 3.60 kN/m²

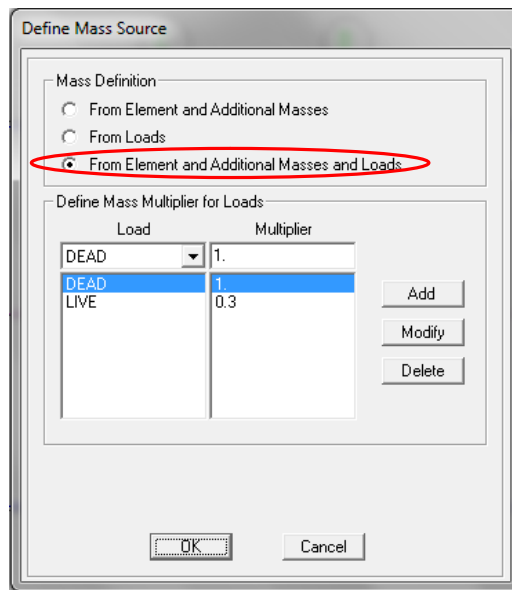
Προκύπτουν λοιπόν σε κάθε όροφο οι παρακάτω επιφάνειες και τα φορτία ανά δοκό αυξημένα (υπέρ της ασφαλείας) κατά 10%.

Πίνακας 5.1 Τιμές Συντελεστή ψ_2 Συνδυασμού $G+\psi_2Q$

A/A	Φορτία Χρήσης	ψ_2
1	1.1 Κατοικίες, γραφεία, καταστήματα, ξενοδοχεία, νοσοκομεία	0.3
	1.2 Χώροι συχνής συνάθροισης προσώπων (σχολεία, θέατρα, στάδια κλπ.)	0.5
	1.3 Χώροι στάθμευσης	0.6
	1.4 Χώροι μακροχρόνιας αποθήκευσης (βιβλιοθήκες, αρχεία, αποθήκες, δεξαμενές, σιλό, υδατόπυργοι κλπ.)	0.8
	1.5 Μη βατές στέγες	0.0
2	Άνεμος	0.0
3	Χιόνι (Μόνο σε μη βατές στέγες)	0.3

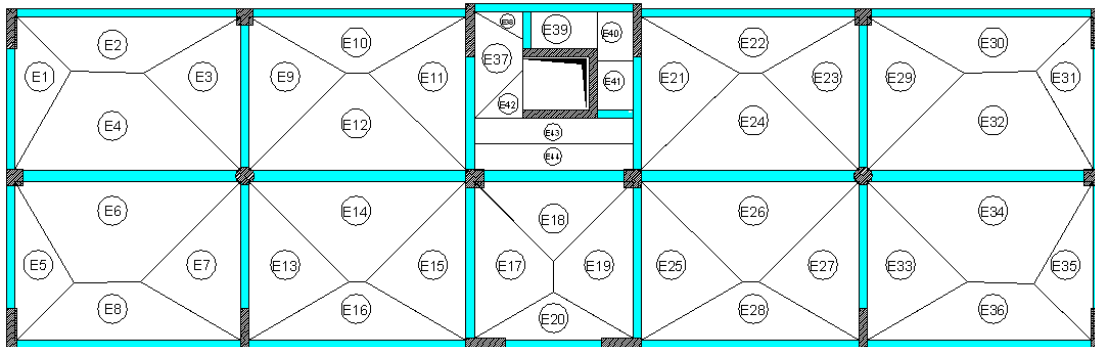
Προκειμένου το SAP2000 να υπολογίζει αυτόματα την μάζα της κατασκευής θα πρέπει να ορισθούν οι παράμετροι με βάσει τις οποίες γίνεται ο υπολογισμός. Έτσι, επιλέγεται ο υπολογισμός των μαζών με βάσει τα στοιχεία, τις πρόσθετες μάζες και τα φορτία από την παρακάτω διαδρομή:

Define → Mass Source



,όπου συνυπολογίζονται αυτούσια τα μόνιμα φορτία και ένα ποσοστό των κινητών για τον συνδυασμό $G + \psi_2 Q$, με $\psi_2 = 0.3$ από τον παραπάνω πίνακα (Πίνακας 5.1).

- Ισόγειο

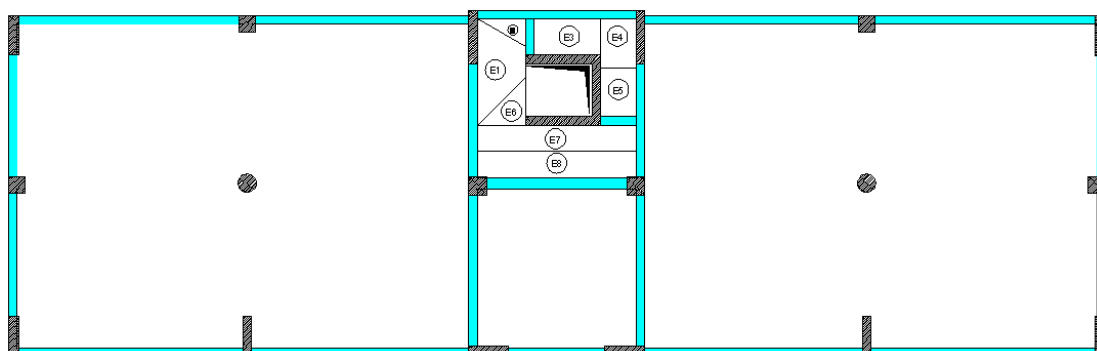


Εικόνα 5.13 Επιφάνειες Επιρροής Ισογείου

ΔΟΚΟΣ	ΜΗΚΟΣ	ΕΜΒΑΔΑ	ΣΥΝΟΛΟ	ΙΔ. ΒΑΡΟΣ (kN/m)	ΕΠΙΚΑΛΥ. (kN/m)	ΜΠΑΤΙΚΗ (kN/m)	ΔΟΜΙΚΗ (kN/m)	ΜΟΜΙΜΟ (kN/m)	ΚΙΝΗΤΟ (kN/m)
D1 60/35	6.4	E4+E6	26.6360	16.65	8.32	0.00	6.30	34.40	9.16
D2 60/35	6.1	E12+E14	21.3149	13.98	6.99	0.00	6.30	29.99	7.69
D3 60/35	4.2	E18+E44	9.6122	9.61	4.58	0.00	6.30	22.54	5.03
D4 60/35	6.1	E24+E26	21.3149	13.98	6.99	0.00	6.30	29.99	7.69
D5 60/35	6.4	E32+E34	26.6360	16.65	8.32	0.00	6.30	34.40	9.16
D6 60/25	3.75	E7+E13	14.4433	15.41	7.70	0.00	6.30	32.35	8.47
D7 60/25	4.31	E3+E9	13.5725	12.60	6.30	0.00	6.30	27.71	6.93

ΔΟΚΟΣ	ΜΗΚΟΣ	ΕΜΒΑΔΑ	ΣΥΝΟΛΟ	ΙΔ. ΒΑΡΟΣ (kN/m)	ΕΠΙΚΑΛΥ. (kN/m)	ΜΠΑΤΙΚΗ (kN/m)	ΔΟΜΙΚΗ (kN/m)	ΜΟΜΙΜΟ (kN/m)	ΚΙΝΗΤΟ (kN/m)
D8 60/25	4.55	E15+E17	13.9812	12.29	6.15	0.00	6.30	27.21	6.76
D9 60/25	1.85	E11+E37	9.7241	21.83	10.51	0.00	6.30	42.51	11.56
D9 60/25	1.55	E11	6.7409	17.40	8.70	0.00	6.30	35.63	9.57
D10 60/25	4.55	E19+E25	14.0175	12.32	6.16	0.00	6.30	27.26	6.78
D11 60/25	1.55	E21	6.7409	17.40	8.70	0.00	6.30	35.63	9.57
D12 60/25	1.6	E21	6.7409	15.41	7.70	0.00	6.30	32.35	9.27
D13 60/25	4.31	E23+E29	13.5725	12.60	6.30	0.00	6.30	27.71	6.93
D14 60/25	3.75	E27+E33	14.4433	15.41	7.70	0.00	6.30	32.35	8.47
D15 40/25	1.1	E39	2.2118	9.05	4.02	0.00	6.30	21.31	4.42
D16 40/25	3.36	E41+E42+E43	6.3786	8.54	3.80	0.00	6.30	20.50	4.18

• Όροφος 1

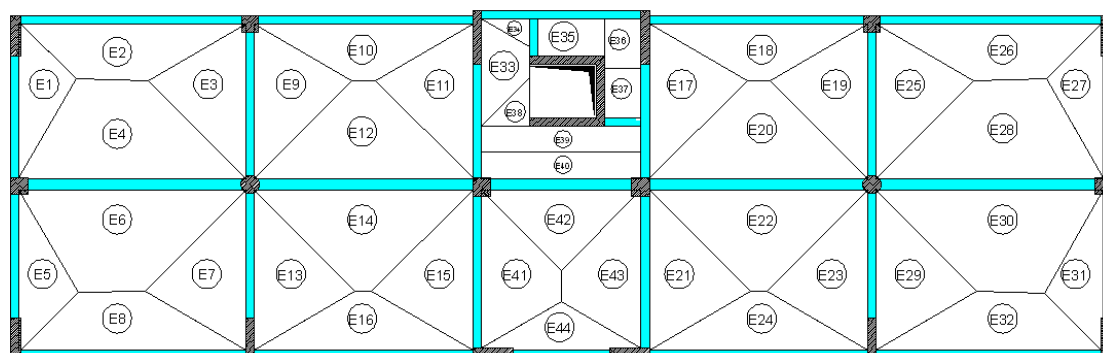


Εικόνα 5.14 Επιφάνειες Επιρροής 1ου Ορόφου

ΔΟΚΟΣ	ΜΗΚΟΣ	ΕΜΒΑΔΑ	ΣΥΝΟΛΟ	ΙΔ. ΒΑΡΟΣ (kN/m)	ΕΠΙΚΑΛΥ. (kN/m)	ΜΠΑΤΙΚΗ (kN/m)	ΔΟΜΙΚΗ (kN/m)	ΜΟΜΙΜΟ (kN/m)	ΚΙΝΗΤΟ (kN/m)
D1 60/25	6.60	-	0.0000	0.00	0.00	10.80	0.00	11.88	0.00
D2 60/25	6.45	-	0.0000	0.00	0.00	10.80	0.00	11.88	0.00
D3 60/25	1.45	E2	0.6068	1.88	0.84	10.80	0.00	14.87	0.92
D4 60/25	1.10	E4	1.6077	6.58	2.92	10.80	0.00	22.33	3.22
D5 60/25	6.45	-	0.0000	0.00	0.00	10.80	0.00	11.88	0.00
D6 60/25	6.60	-	0.0000	0.00	0.00	10.80	0.00	11.88	0.00

ΔΟΚΟΣ	ΜΗΚΟΣ	ΕΜΒΑΔΑ	ΣΥΝΟΛΟ	ΙΔ. ΒΑΡΟΣ (kN/m)	ΕΠΙΚΑΛΥ. (kN/m)	ΜΠΑΤΙΚΗ (kN/m)	ΔΟΜΙΚΗ (kN/m)	ΜΟΜΙΜΟ (kN/m)	ΚΙΝΗΤΟ (kN/m)
D7 60/25	4.20	E8	3.8303	4.10	1.82	0.00	6.30	13.45	2.01
D8 60/25	6.75	-	0.0000	0.00	0.00	10.80	0.00	11.88	0.00
D9 60/25	6.55	-	0.0000	0.00	0.00	10.80	0.00	11.88	0.00
D10 60/25	2.90	-	0.0000	0.00	0.00	10.80	0.00	11.88	0.00
D11 60/25	6.55	-	0.0000	0.00	0.00	10.80	0.00	11.88	0.00
D12 60/25	6.75	-	0.0000	0.00	0.00	10.80	0.00	11.88	0.00
D13 55/25	3.70	-	0.0000	0.00	0.00	10.80	0.00	11.88	0.00
D14 55/25	3.65	-	0.0000	0.00	0.00	10.80	0.00	11.88	0.00
D15 55/25	1.85	E1	2.9832	7.26	3.23	0.00	6.30	18.46	3.55
D15 55/25	1.55	-	0.0000	0.00	0.00	0.00	6.30	6.93	0.00
D16 55/25	1.55	-	0.0000	0.00	0.00	0.00	6.30	6.93	0.00
D17 55/25	1.60	-	0.0000	0.00	0.00	0.00	6.30	6.93	0.00
D18 55/25	3.70	-	0.0000	0.00	0.00	10.80	0.00	11.88	0.00
D19 55/25	3.65	-	0.0000	0.00	0.00	10.80	0.00	11.88	0.00
D20 40/25	1.10	E3	2.2118	9.05	4.02	0.00	6.30	21.31	4.42
D21 40/25	3.36	E5+E6+E7	6.3786	8.54	3.80	0.00	6.30	20.50	4.18
D22 60/25	4.55	-	0.0000	0.00	0.00	0.00	6.30	6.93	0.00
D23 60/25	4.55	-	0.0000	0.00	0.00	0.00	6.30	6.93	0.00

- Όροφος 2

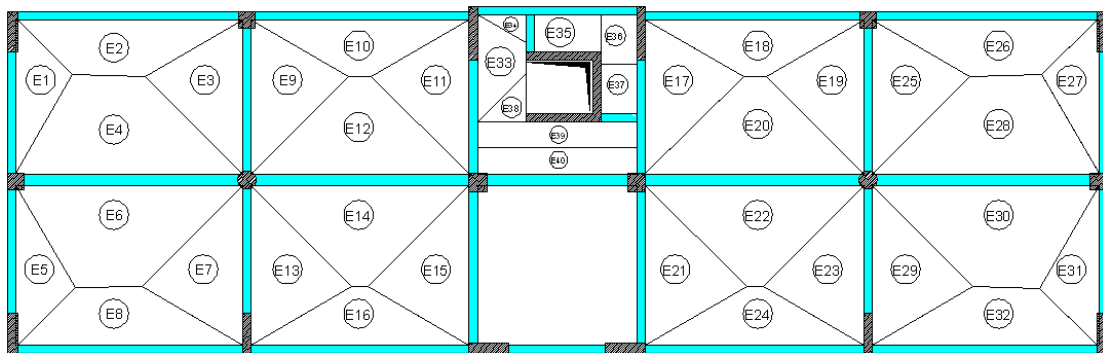


Εικόνα 5.15 Επιφάνειες Επιρροής 2ου Ορόφου

ΔΟΚΟΣ	ΜΗΚΟΣ	ΕΜΒΑΔΑ	ΣΥΝΟΛΟ	ΙΔ. ΒΑΡΟΣ (kN/m)	ΕΠΙΚΑΛΥ. (kN/m)	ΜΠΑΤΙΚΗ (kN/m)	ΔΟΜΙΚΗ (kN/m)	ΜΟΜΙΜΟ (kN/m)	ΚΙΝΗΤΟ (kN/m)
D1 60/25	6.70	E2	7.4694	4.46	2.23	10.80	0.00	19.24	2.45
D2 60/25	6.45	E10	6.1247	3.80	1.90	10.80	0.00	18.15	2.09
D3 60/25	1.45	E34	0.6068	1.88	0.84	10.80	0.00	14.87	0.92
D4 60/25	1.10	E36	1.6077	6.58	2.92	10.80	0.00	22.33	3.22
D5 60/25	6.45	E22	6.1247	3.80	1.90	10.80	0.00	18.15	2.09
D6 60/25	6.70	E30	7.4694	4.46	2.23	10.80	0.00	19.24	2.45
D7 55/35	6.46	E4+E6	26.6360	16.49	8.25	0.00	6.30	34.14	9.07
D8 55/35	6.46	E12+E14	21.3149	13.20	6.60	0.00	6.30	28.71	7.26
D9 55/35	4.2	E42+E40	9.6122	9.61	4.58	0.00	6.30	22.54	5.03
D10 55/35	6.46	E20+E22	21.3149	13.20	6.60	0.00	6.30	28.71	7.26
D11 55/35	6.46	E28+E30	26.6360	16.49	8.25	0.00	6.30	34.14	9.07
D12 60/25	6.75	E8	7.5917	4.50	2.25	10.80	0.00	19.30	2.47
D13 60/25	6.55	E16	6.1565	3.76	1.88	10.80	0.00	18.08	2.07
D14 60/25	2.9	E44	3.4768	4.80	2.40	10.80	0.00	19.79	2.64
D15 60/25	6.55	E24	6.1565	3.76	1.88	10.80	0.00	18.08	2.07
D16 60/25	6.75	E32	7.5917	4.50	2.25	10.80	0.00	19.30	2.47
D17 55/25	3.7	E5	4.2556	4.60	2.30	10.80	0.00	19.47	2.53
D18 55/25	3.65	E1	3.9560	4.34	2.17	10.80	0.00	19.03	2.38
D19 55/25	3.75	E7+E13	14.4433	15.41	7.70	0.00	6.30	32.35	8.47
D20 55/25	4.3	E3+E9	13.5725	12.63	6.31	0.00	6.30	27.76	6.94
D21 55/25	4.55	E15+E41	13.9812	12.29	6.15	0.00	6.30	27.21	6.76
D22 55/25	1.85	E11+E33	9.7241	21.83	10.51	0.00	6.30	42.51	11.56
D22 55/25	1.55	E11	6.7409	17.40	8.70	0.00	6.30	35.63	9.57
D23 55/25	4.55	E21+E43	14.0175	12.32	6.16	0.00	6.30	27.26	6.78
D24 55/25	1.55	E17	6.7409	17.40	8.70	0.00	6.30	35.63	9.57
D25 55/25	1.6	E17	6.7409	16.85	8.43	0.00	6.30	34.74	9.27
D26 55/25	3.75	E23+E29	14.4433	15.41	7.70	0.00	6.30	32.35	8.47
D27 55/25	4.3	E19+E25	13.5725	12.63	6.31	0.00	6.30	27.76	6.94
D28 55/25	3.7	E31	4.2556	4.60	2.30	10.80	0.00	19.47	2.53

ΔΟΚΟΣ	ΜΗΚΟΣ	ΕΜΒΑΔΑ	ΣΥΝΟΛΟ	ΙΔ. ΒΑΡΟΣ (kN/m)	ΕΠΙΚΑΛΥ. (kN/m)	ΜΠΑΤΙΚΗ (kN/m)	ΔΟΜΙΚΗ (kN/m)	ΜΟΜΙΜΟ (kN/m)	ΚΙΝΗΤΟ (kN/m)
D29 55/25	3.65	E27	3.9560	4.34	2.17	10.80	0.00	19.03	2.38
D30 40/25	1.1	E35	2.2118	9.05	4.02	0.00	6.30	21.31	4.42
D31 40/25	3.36	E37+E39+E38	6.3786	8.54	3.80	0.00	6.30	20.50	4.18

• Όροφος 3

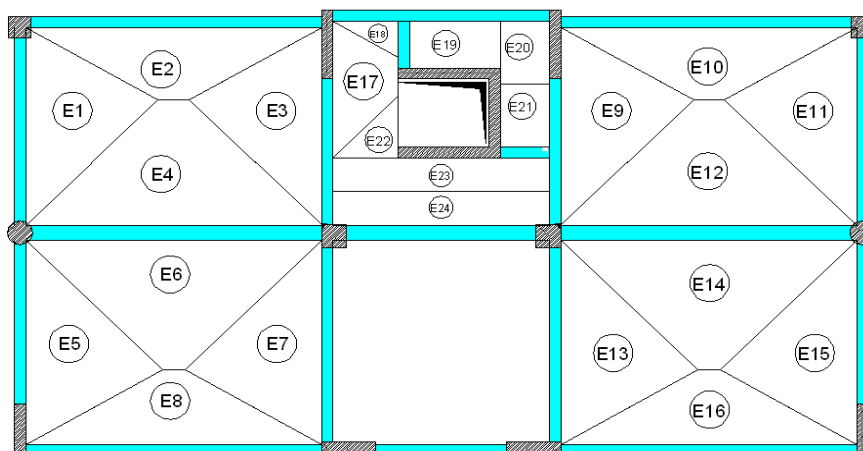


Εικόνα 5.16 Επιφάνειες Επιρροής 3ου Ορόφου

ΔΟΚΟΣ	ΜΗΚΟΣ	ΕΜΒΑΔΑ	ΣΥΝΟΛΟ	ΙΔ. ΒΑΡΟΣ (kN/m)	ΕΠΙΚΑΛΥ. (kN/m)	ΜΠΑΤΙΚΗ (kN/m)	ΔΟΜΙΚΗ (kN/m)	ΜΟΜΙΜΟ (kN/m)	ΚΙΝΗΤΟ (kN/m)
D1 60/25	6.70	E2	7.4694	4.46	2.23	10.80	0.00	19.24	2.45
D2 60/25	6.45	E10	6.1247	3.80	1.90	10.80	0.00	18.15	2.09
D3 60/25	1.45	E34	0.6068	1.88	0.84	10.80	0.00	14.87	0.92
D4 60/25	1.10	E36	1.6077	6.58	2.92	10.80	0.00	22.33	3.22
D5 60/25	6.45	E22	6.1247	3.80	1.90	10.80	0.00	18.15	2.09
D6 60/25	6.70	E30	7.4694	4.46	2.23	10.80	0.00	19.24	2.45
D7 55/35	6.46	E4+E6	26.6360	16.49	8.25	0.00	6.30	34.14	9.07
D8 55/35	6.46	E12+E14	21.3149	13.20	6.60	0.00	6.30	28.71	7.26
D9 55/35	4.2	E40	3.8303	4.10	1.82	0.00	6.30	13.45	2.01
D10 55/35	6.46	E20+E22	21.3149	13.20	6.60	0.00	6.30	28.71	7.26
D11 55/35	6.46	E28+E30	26.6360	16.49	8.25	0.00	6.30	34.14	9.07
D12 60/25	6.75	E8	7.5917	4.50	2.25	10.80	0.00	19.30	2.47
D13 60/25	6.55	E16	6.1565	3.76	1.88	10.80	0.00	18.08	2.07

ΔΟΚΟΣ	ΜΗΚΟΣ	ΕΜΒΑΔΑ	ΣΥΝΟΛΟ	ΙΔ. ΒΑΡΟΣ (kN/m)	ΕΠΙΚΑΛΥ. (kN/m)	ΜΠΑΤΙΚΗ (kN/m)	ΔΟΜΙΚΗ (kN/m)	ΜΟΜΙΜΟ (kN/m)	ΚΙΝΗΤΟ (kN/m)
D14 60/25	2.9	-	0.0000	0.00	0.00	10.80	0.00	11.88	0.00
D15 60/25	6.55	E24	6.1565	3.76	1.88	10.80	0.00	18.08	2.07
D16 60/25	6.75	E32	7.5917	4.50	2.25	10.80	0.00	19.30	2.47
D17 55/25	3.7	E5	4.2556	4.60	2.30	10.80	0.00	19.47	2.53
D18 55/25	3.65	E1	3.9560	4.34	2.17	10.80	0.00	19.03	2.38
D19 55/25	3.75	E7+E13	14.4433	15.41	7.70	0.00	6.30	32.35	8.47
D20 55/25	4.3	E3+E9	13.5725	12.63	6.31	0.00	6.30	27.76	6.94
D21 55/25	4.55	E15	7.2212	6.35	3.17	0.00	6.30	17.40	3.49
D22 55/25	1.85	E11+E33	9.7241	21.83	10.51	0.00	6.30	42.51	11.56
D22 55/25	1.55	E11	6.7409	17.40	8.70	0.00	6.30	35.63	9.57
D23 55/25	4.55	E21	7.2212	6.35	3.17	0.00	6.30	17.40	3.49
D24 55/25	1.55	E17	6.7409	17.40	8.70	0.00	6.30	35.63	9.57
D25 55/25	1.6	E17	6.7409	16.85	8.43	0.00	6.30	34.74	9.27
D26 55/25	3.75	E23+E29	14.4433	15.41	7.70	0.00	6.30	32.35	8.47
D27 55/25	4.3	E19+E25	13.5725	12.63	6.31	0.00	6.30	27.76	6.94
D28 55/25	3.7	E31	4.2556	4.60	2.30	10.80	0.00	19.47	2.53
D29 55/25	3.65	E27	3.9560	4.34	2.17	10.80	0.00	19.03	2.38
D30 40/25	1.1	E35	2.2118	9.05	4.02	0.00	6.30	21.31	4.42
D31 40/25	3.36	E37+E38+E39	6.3786	8.54	3.80	0.00	6.30	20.50	4.18

• Όροφος 4

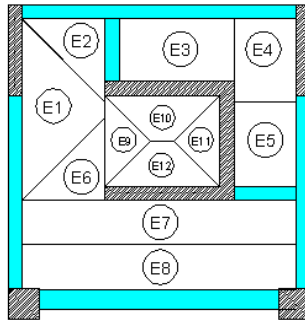


Εικόνα 5.17 Επιφάνειες Επιρροής 4ου Ορόφου

ΔΟΚΟΣ	ΜΗΚΟΣ	ΕΜΒΑΔΑ	ΣΥΝΟΛΟ	ΙΔ. ΒΑΡΟΣ (kN/m)	ΕΠΙΚΑΛΥ. (kN/m)	ΜΠΑΤΙΚΗ (kN/m)	ΔΟΜΙΚΗ (kN/m)	ΜΟΜΙΜΟ (kN/m)	ΚΙΝΗΤΟ (kN/m)
D1 60/25	6.45	E2	6.1247	3.80	1.90	10.80	0.00	18.15	1.04
D2 60/25	1.45	E18	0.6068	1.88	0.84	10.80	0.00	14.87	0.92
D3 60/25	1.10	E20	1.6077	6.58	2.92	10.80	0.00	22.33	3.22
D4 60/25	6.45	E10	6.1247	3.80	1.90	10.80	0.00	18.15	1.04
D5 55/35	6.46	E4+E6	21.3149	13.20	6.60	0.00	6.30	28.71	3.63
D6 55/35	4.2	E24	3.8303	4.10	1.82	0.00	6.30	13.45	2.01
D7 55/35	6.46	E12+E14	21.3149	13.20	6.60	0.00	6.30	28.71	3.63
D8 60/25	6.55	E8	6.1565	3.76	1.88	10.80	0.00	18.08	1.03
D9 60/25	2.9	-	0.0000	0.00	0.00	10.80	0.00	11.88	0.00
D10 60/25	6.55	E16	6.1565	3.76	1.88	10.80	0.00	18.08	1.03
D11 55/25	3.75	E5	7.2217	7.70	3.85	10.80	0.00	24.59	2.12
D12 55/25	4.3	E1	6.7863	6.31	3.16	10.80	0.00	22.30	1.74
D13 55/25	4.55	E7	7.2212	6.35	3.17	0.00	6.30	17.40	1.75
D14 55/25	1.85	E3+E17	9.7241	21.83	10.51	0.00	6.30	42.51	4.01
D14 55/25	1.55	E3	6.7409	17.40	8.70	0.00	6.30	35.63	4.78
D15 55/25	4.55	E13	7.2212	6.35	3.17	0.00	6.30	17.40	1.75
D16 55/25	1.55	E9	6.7409	17.40	8.70	0.00	6.30	35.63	4.78
D17 55/25	1.6	E9	6.7409	16.85	8.43	0.00	6.30	34.74	4.63

ΔΟΚΟΣ	ΜΗΚΟΣ	ΕΜΒΑΔΑ	ΣΥΝΟΛΟ	ΙΔ. ΒΑΡΟΣ (kN/m)	ΕΠΙΚΑΛΥ. (kN/m)	ΜΠΑΤΙΚΗ (kN/m)	ΔΟΜΙΚΗ (kN/m)	ΜΟΜΙΜΟ (kN/m)	ΚΙΝΗΤΟ (kN/m)
D18 55/25	3.75	E11	6.7863	7.24	3.62	10.80	0.00	23.82	1.99
D19 55/25	4.3	E15	7.2217	6.72	3.36	10.80	0.00	22.96	1.85
D20 40/25	1.1	E19	2.2118	9.05	4.02	0.00	6.30	21.31	4.42
D21 40/25	3.36	E21+E22+E23	6.3786	8.54	3.80	0.00	6.30	20.50	4.18

• Δώμα



Εικόνα 5.18 Επιφάνειες Επιρροής Δώματος

ΔΟΚΟΣ	ΜΗΚΟΣ	ΕΜΒΑΔΑ	ΣΥΝΟΛΟ	ΙΔ. ΒΑΡΟΣ (kN/m)	ΕΠΙΚΑΛΥ. (kN/m)	ΜΠΑΤΙΚΗ (kN/m)	ΔΟΜΙΚΗ (kN/m)	ΜΟΜΙΜΟ (kN/m)	ΚΙΝΗΤΟ (kN/m)
D1 60/25	1.45	E2	1.0722	3.33	1.48	10.80	0.00	17.17	0.81
D2 60/25	1.10	E4	1.6077	6.58	2.92	10.80	0.00	22.33	1.61
D3 55/35	4.2	E8	3.8303	4.10	1.82	10.80	0.00	18.40	1.00
D4 55/25	1.85	E1	2.9832	7.26	3.23	10.80	0.00	23.41	1.77
D4 55/25	1.55	-	0.0000	0.00	0.00	10.80	0.00	11.88	0.00
D5 55/25	1.55	-	0.0000	0.00	0.00	10.80	0.00	11.88	0.00
D6 55/25	1.6	-	0.0000	0.00	0.00	10.80	0.00	11.88	0.00
D7 40/25	1.1	E3	2.2118	9.05	4.02	0.00	6.30	21.31	2.21
D8 40/25	3.36	E5+E6+E7	6.3786	8.54	3.80	0.00	6.30	20.50	2.09

5.6 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Για την προσομοίωση της θεμελίωσης της κατασκευής επιλέχθηκε η χρήση ελαστικών στηρίξεων, και όχι πακτώσεων, στη βάση ώστε να αποτυπώνουν με όσο το δυνατό ακριβέστερο τρόπο την αλληλεπίδραση εδάφους - κατασκευής. Τοποθετήθηκαν έτσι, ένα μετακινησιακό και δύο στροφικά ελατήρια ώστε να εξασφαλίσουν την κατακόρυφη μετακίνηση αλλά και τις πιθανές στροφές του ενεργούν επί της θεμελίωσης.

Θεωρώντας το έδαφος θεμελίωσης πυκνή άμμο λαμβάνεται ο δείκτης συμπίεστότητας εδάφους ίσος με $K_0 = 96000 \text{ kN/m}^3$ [4]. Έτσι τοποθετούνται ελατήρια ανά μέτρο μήκους θεμελίου, η δυσκαμψία των οποίων προκύπτει ως το γινόμενο του ανά μέτρο μήκους εμβαδού του θεμελίου επί το K_0 για τα κατακόρυφα ελατήρια και της ροπής αδράνειας επί το K_0 για τα στροφικά ελατήρια.

$$K = K_0 \cdot A \quad (5.1)$$

$$K_{\alpha_i} = K_0 \cdot I_i \quad (5.2)$$

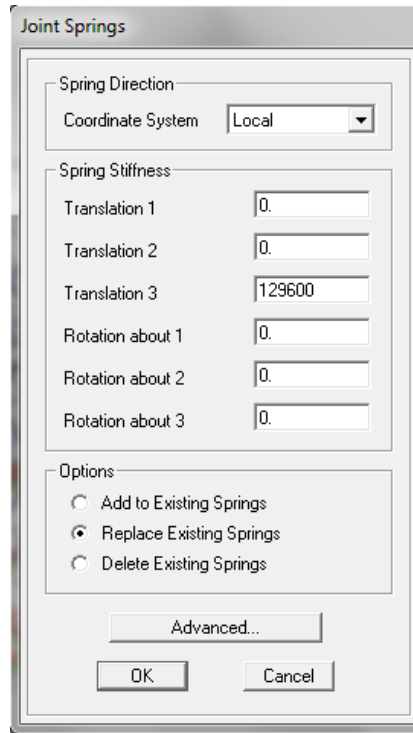
Έτσι, για κάθε διαφορετική διατομή πεδילוδοκού προκύπτει ο παρακάτω πίνακας.

Πίνακας 5.2 Τιμές Δυσκαμψίας Ελαστικών Στηρίξεων

ΔΙΑΤΟΜΗ	I22 (I _y)	I33 (I _x)	A	K	K _{φ_x}	K _{φ_y}
PD 35/90	0.0637	0.0373	1.35	129600	3580.8	6115.2
PD 45/90	0.0661	0.0439	1.35	129600	4214.4	6345.6
PD 35/90 ΓΩΝ.	0.0402	0.0336	1.00	96000	3225.6	3859.2
PD ELEVAT.	1.7496	0.0273	12.78	1226880	2620.8	167961.6

Ενδεικτικά παρουσιάζεται η διαδικασία τοποθέτησης των ελαστικών στηρίξεων στο προσομοίωμα.

Assign → Joint → Springs



Εικόνα 5.19 Ορισμός Κατακόρυφου Ελατηρίου

Και τοποθετούνται οι τιμές της δυσκαμψίας ανάλογα με το είδος του ελατηρίου που πρόκειται να χρησιμοποιηθεί. Χαρακτηριστικά παρουσιάζεται (Εικόνα 5.19) το κατακόρυφο ελατήριο κατά την διεύθυνση 3.

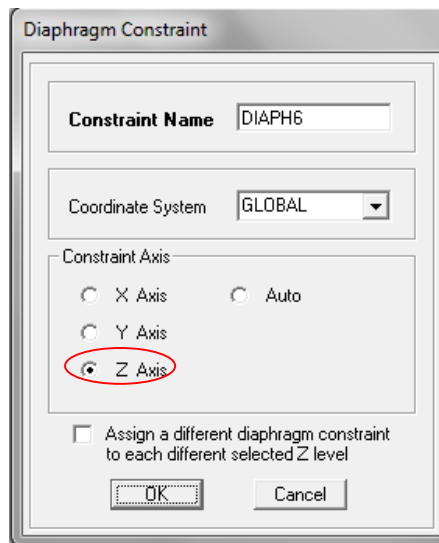
5.7 ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑ

Οι πλάκες προσομοιώνονται στο πρόγραμμα με διαφραγματική λειτουργία. Κατά συνέπεια, η διανομή της αδρανειακής δύναμης στα επιμέρους στοιχεία πραγματοποιείται ανάλογα με τη δυσκαμψία τους και εξασφαλίζεται η δυνατότητα ανακατανομής των αντιδράσεων των κατακόρυφων μελών, άρα και η υπερστατικότητα της κατασκευής. Τα διαφράγματα δεχόμαστε ότι, βάση της γεωμετρίας και της αντοχής τους, παραμένουν πρακτικά απαραμόρφωτα μέσα στο επίπεδό τους εξαιτίας της μεγάλης δυσκαμψίας και αντοχής, ενώ κατά την υποβολή της οριζόντιας σεισμικής δράσης, θεωρούμε 3 βαθμούς ελευθερίας κίνησης ανά όροφο, δυο μετατοπίσεις και μια στροφή.

Σε περίπτωση έλλειψης διαφράγματος, μειώνεται η υπερστατικότητα, η αντοχή και η δυσκαμψία του δομήματος και ενδέχεται η συγκέντρωση μεγάλων μετακινήσεων σε ορισμένα μόνο σημεία.

Η εφαρμογή διαφραγμάτων στο SAP2000 γίνεται ως παρακάτω μετά την επιλογή όλων των κόμβων του κάθε ορόφου.

Assign → Joints → Constraints → Diaphragm

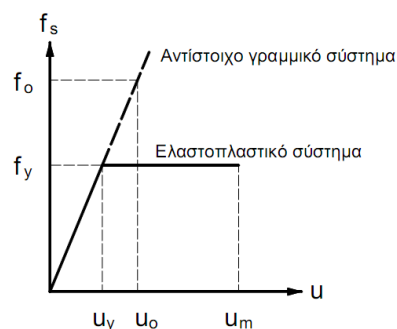


Εικόνα 5.20 Εισαγωγή Διαφραγμάτων

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

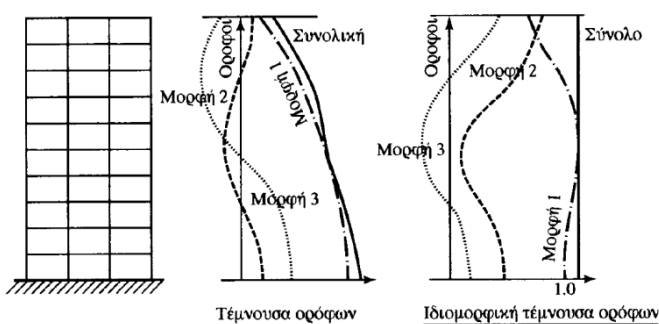
6.1 ΓΕΝΙΚΑ

Κατά τις ελαστικές αναλύσεις θεωρείται γραμμική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής υπό τις επιβαλλόμενες φορτίσεις. Παρόλα αυτά οι περισσότεροι συντελεστές που χρησιμοποιούνται από τους αντισεισμικούς κανονισμούς προϋποθέτουν ότι ένα μέρος της σεισμικής ενέργειας θα εξουδετερωθεί σαν έργο πλαστικής παραμόρφωσης, δηλαδή ότι η κατασκευή θα μπει στην ανελαστική περιοχή.



6.2 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Η ανάλυση έγινε σύμφωνα με το Κεφάλαιο 3, Παράγραφος 3.4 του ΕΑΚ2000 κάνοντας χρήση τόσο της ιδιομορφικής όσο και της χωρικής επαλληλίας. Χαρακτηριστικά η ιδιομορφική ανάλυση και η εξαγωγή των ιδιοπεριόδων γίνεται απευθείας



από το SAP2000. Το φάσμα σχεδιασμού που ορίζεται από τις προδιαγραφές της μελέτης έχει τα παρακάτω χαρακτηριστικά:

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας: II, με $A = 0.24g$

Κατηγορία Εδάφους: B, με $T_1 = 0.15 \text{ sec}$ και $T_2 = 0.60 \text{ sec}$

Συντελεστής Συμπεριφοράς $q = 3.5$

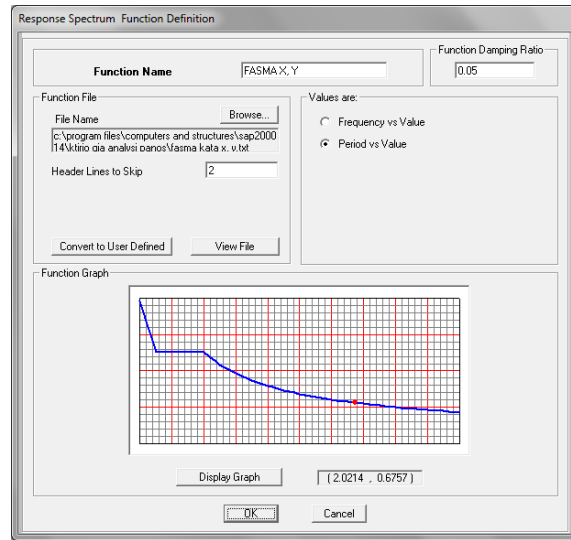
Συντελεστής Σπουδαιότητας $\gamma = 1.0$

Συντελεστής Φασματικής Ενίσχυσης $\beta_o = 2.5$

Συντελεστής Επιρροής της Θεμελίωσης $\theta = 0.9$

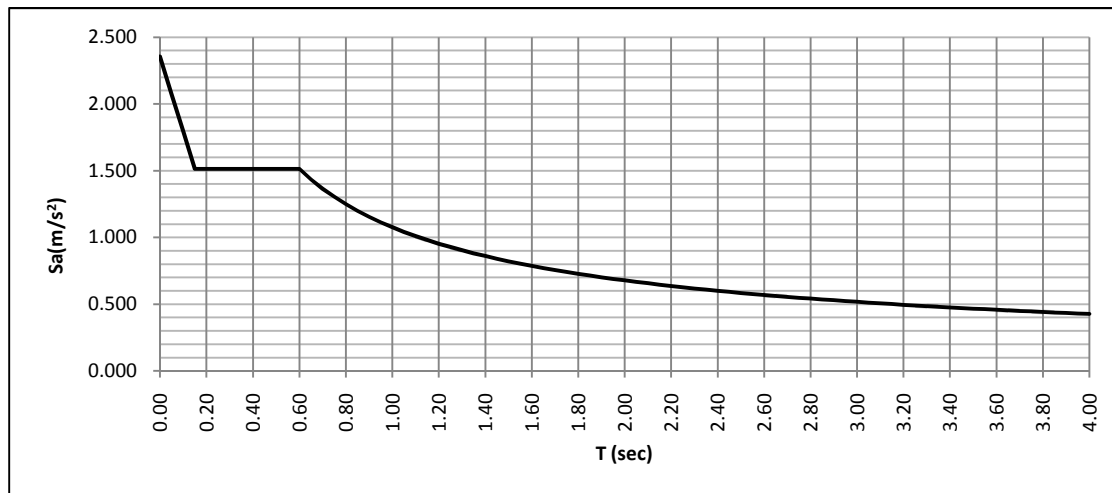
Η εισαγωγή του φάσματος σχεδιασμού στο SAP2000 γίνεται με την παρακάτω διαδικασία:

Define → Functions → Response Spectrum → From File

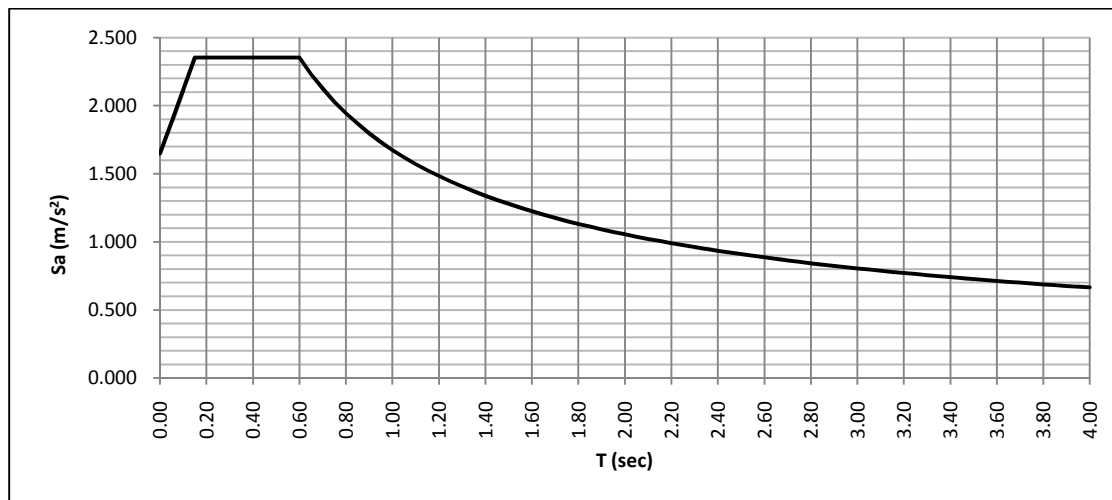


Εικόνα 6.1 Φάσμα Σχεδιασμού Κατά Χ & Υ

Και εισάγεται το φάσμα σχεδιασμού για τον σεισμό της Αθήνας του 1999 για τις τρεις διαφορετικές διευθύνσεις Χ, Υ και Ζ.



Διάγραμμα 6.1 Φάσμα Σχεδιασμού Κατά Χ & Υ



Διάγραμμα 6.2 Φάσμα Σχεδιασμού Κατά Ζ

Το φάσμα σχεδιασμού που αντιστοιχεί στην κατακόρυφη συνιστώσα προκύπτει σύμφωνα με τον ΕΑΚ θεωρώντας το 70% της εδαφικής επιτάχυνσης A , συντελεστή θεμελίωσης $\theta = 1.00$ και το 50% του συντελεστή συμπεριφοράς q .

Ακολουθώς ορίζονται τα Load Cases που αντιστοιχούν στα παραπάνω φάσματα σχεδιασμού του σεισμού της Αθήνας.

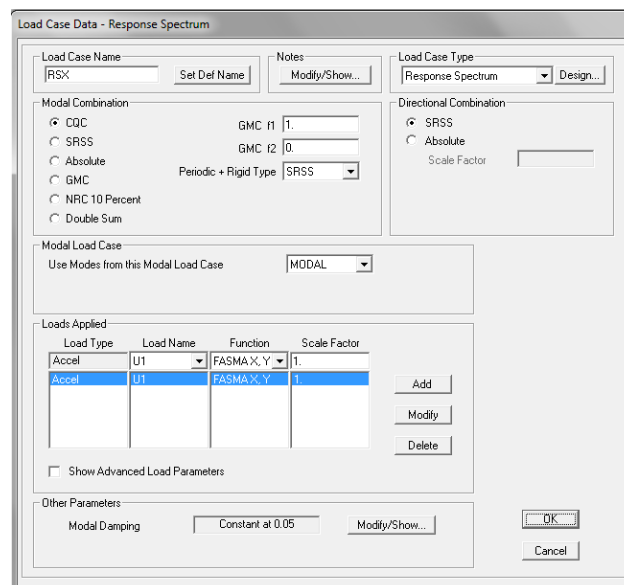
RSX: Σεισμός Σχεδιασμού Κατά την Διεύθυνση X

RSY: Σεισμός Σχεδιασμού Κατά την Διεύθυνση Y

RSZ: Σεισμός Σχεδιασμού Κατά την Διεύθυνση Z

Ενδεικτικά παρουσιάζεται η διαδικασία εισαγωγής του σεισμικού μεγέθους σχεδιασμού κατά X.

Define → Load Cases → Add New



Τέλος, σχηματίζονται οι 24 συνδυασμοί χωρικής επαλληλίας όπως ορίζονται από την Παράγραφο 3.4.4 [4] του ΕΑΚ2000.

$$DFM_X_1 \rightarrow G + 0.3Q + RSX + 0.3RSY + 0.3RSZ$$

$$DFM_X_2 \rightarrow G + 0.3Q + RSX + 0.3RSY - 0.3RSZ$$

$$DFM_X_3 \rightarrow G + 0.3Q + RSX - 0.3RSY + 0.3RSZ$$

$$DFM_X_4 \rightarrow G + 0.3Q + RSX - 0.3RSY - 0.3RSZ$$

$$DFM_X_5 \rightarrow G + 0.3Q - RSX + 0.3RSY + 0.3RSZ$$

$$DFM_X_6 \rightarrow G + 0.3Q - RSX + 0.3RSY - 0.3RSZ$$

$$DFM_X_7 \rightarrow G + 0.3Q - RSX - 0.3RSY + 0.3RSZ$$

$$DFM_X_8 \rightarrow G + 0.3Q - RSX - 0.3RSY - 0.3RSZ$$

$$DFM_Y_1 \rightarrow G + 0.3Q + 0.3RSX + RSY + 0.3RSZ$$

$$DFM_Y_2 \rightarrow G + 0.3Q + 0.3RSX + RSY - 0.3RSZ$$

$$DFM_Y_3 \rightarrow G + 0.3Q - 0.3RSX + RSY + 0.3RSZ$$

$$DFM_Y_4 \rightarrow G + 0.3Q - 0.3RSX + RSY - 0.3RSZ$$

$$DFM_Y_5 \rightarrow G + 0.3Q + 0.3RSX - RSY + 0.3RSZ$$

$$DFM_Y_6 \rightarrow G + 0.3Q + 0.3RSX - RSY - 0.3RSZ$$

$$DFM_Y_7 \rightarrow G + 0.3Q - 0.3RSX - RSY + 0.3RSZ$$

$$DFM_Y_8 \rightarrow G + 0.3Q - 0.3RSX - RSY - 0.3RSZ$$

$$DFM_Z_1 \rightarrow G + 0.3Q + 0.3RSX + 0.3RSY + RSZ$$

$$DFM_Z_2 \rightarrow G + 0.3Q + 0.3RSX - 0.3RSY + RSZ$$

$$DFM_Z_3 \rightarrow G + 0.3Q - 0.3RSX + 0.3RSY + RSZ$$

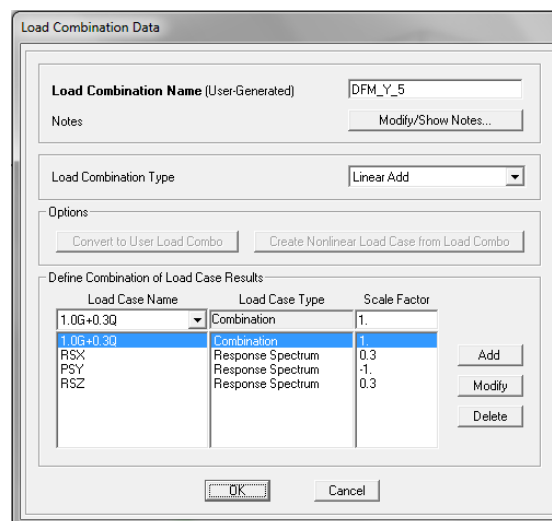
$$DFM_Z_4 \rightarrow G + 0.3Q - 0.3RSX - 0.3RSY + RSZ$$

$$DFM_Z_5 \rightarrow G + 0.3Q + 0.3RSX + 0.3RSY - RSZ$$

$$DFM_Z_6 \rightarrow G + 0.3Q + 0.3RSX - 0.3RSY - RSZ$$

$$DFM_Z_7 \rightarrow G + 0.3Q - 0.3RSX + 0.3RSY - RSZ$$

$$DFM_Z_8 \rightarrow G + 0.3Q - 0.3RSX - 0.3RSY - RSZ$$

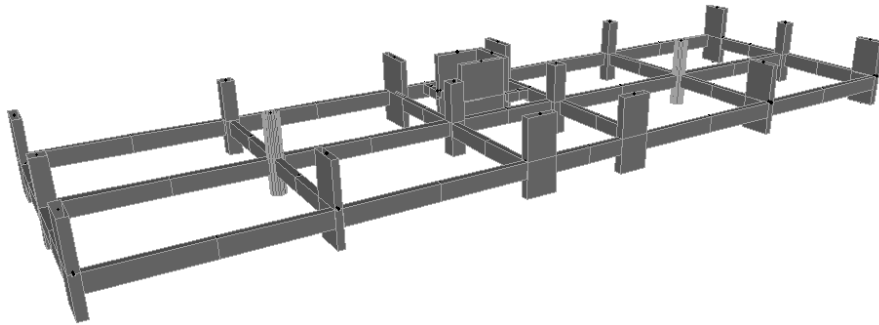


Εικόνα 6.3 Συνδυασμός DMF_Y_5

6.3 ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ – ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

6.3.1 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΑΖΩΝ ΚΑΙ ΚΕΝΤΡΟΥ ΜΑΖΑΣ ΑΝΑ ΟΡΟΦΟ

Η μάζα κάθε ορόφου της κατασκευής προκύπτει μέσα από το SAP2000 (§ 5.5) απομονώνοντας τον από την υπόλοιπη κατασκευή. Ο υπολογισμός των μαζών γίνεται μόνο για τους υπέργειους ορόφους, καθώς μόνο αυτοί συμμετέχουν στο δυναμικό φαινόμενο της ταλάντωσης υπό σεισμική δύναμη, θεωρώντας την μισή μάζα των υποστυλωμάτων πάνω και κάτω από το επίπεδο της πλάκας και την μάζα από τα φορτία που ενεργούν.



Εικόνα 6.4 Στοιχεία που Συμμετέχουν στην Μάζα του Δευτέρου Ορόφου

Λαμβάνοντας λοιπόν από το SAP2000 την κατακόρυφη συνολική δύναμη F_z ανά όροφο που αντιστοιχεί στον σεισμικό συνδυασμό $G + 0.3Q$ και διαιρώντας την με την επιτάχυνση της βαρύτητας παίρνουμε την μάζα.

$$M_i = \frac{F_{zi}}{g} (Mgr) \quad (6.1)$$

Πίνακας 6.1 Μάζα Ανά Όροφο

ΟΡΟΦΟΣ	F_z (kN)	M (Mgr)
1	2291.68	233.61
2	5044.70	514.24
3	4808.52	490.17
4	2759.47	281.29
Δώμα	508.85	51.87
	ΣΜ =	1571.17

Η εύρεση της θέσης του κέντρου μάζας σε κάθε όροφο έγινε μέσω ενός φύλλου εργασίας Excel (ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β) για τις παρακάτω φορτίσεις συν τα ίδια βάρη των στοιχείων:

Πίνακας 6.2 Πίνακας Φορτίσεων

γc		25	kN/m ³
g		9.81	m/s ²
ΚΙΝΗΤΑ ΒΑΤΩΝ	2*0.3 (+10%)	0.66	kN/m ²
ΚΙΝΗΤΑ ΑΒΑΤΩΝ	1*0.3(+10%)	0.33	kN/m ²
ΕΠΙΚΑΛΥΨΕΙΣ (+10%)		2.2	kN/m ²
ΜΠΑΤΙΚΟΣ (+10%)		3.96	kN/m ²
ΔΟΜΙΚΟΣ (+10%)		2.31	kN/m ²

Προκύπτουν λοιπόν τα κέντρα μάζας, με βάσει τις παρακάτω σχέσεις, σε μέτρα από την κάτω αριστερή γωνία της κάτοψης.

$$X_i = \frac{\sum X_i \cdot M_i}{\sum M} \quad (6.2)$$

$$Y_i = \frac{\sum Y_i \cdot M_i}{\sum M} \quad (6.3)$$

Πίνακας 6.3 Θέσεις Κέντρου Μάζας

	ΟΡΟΦΟΣ 1	ΟΡΟΦΟΣ 2	ΟΡΟΦΟΣ 3	ΟΡΟΦΟΣ 4	ΔΩΜΑ
X _{κμ} =	16.49	16.49	16.64	16.50	16.45
Y _{κμ} =	5.47	5.21	5.36	5.50	7.66

6.3.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΕΝΤΡΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Η εύρεση της θέσης του κέντρου δυσκαμψίας ανά όροφο έγινε μέσω ενός φύλλου εργασίας excel και έδωσε τα εξής αποτελέσματα σε μέτρα από την κάτω αριστερή γωνία της κάτοψης.

$$X_{κΔi} = \frac{\sum X_i \cdot K_{Yi}}{\sum K_Y} \quad (6.4)$$

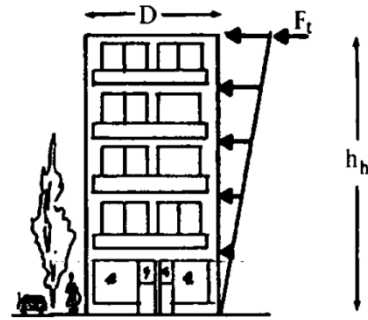
$$Y_{κΔi} = \frac{\sum Y_i \cdot K_{Xi}}{\sum K_X} \quad (6.5)$$

Πίνακας 6.4 Θέσεις Κέντρου Δυσκαμψίας

	ΟΡΟΦΟΣ 1-2	ΟΡΟΦΟΣ 3	ΟΡΟΦΟΣ 4	ΟΡΟΦΟΣ 5
X _{κΔ} =	16.84	16.84	16.98	17.10
Y _{κΔ} =	6.36	6.36	6.42	7.90

6.3.3 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕΘΟΔΟΥ ΣΤΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Η ανάλυση έγινε σύμφωνα με το Κεφάλαιο 3, Παράγραφος 3.5 του ΕΑΚ2000 με εφαρμογή των σεισμικών δυνάμεων απευθείας στο κέντρο μάζας κάθε ορόφου. Οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι για κάθε μία από τις κύριες σεισμικές συνιστώσες προκύπτουν με βάση την ιδιομορφική ανάλυση και το ποσοστό συμμετοχής της υπόψη ιδιοπεριόδου ως προς τις τρεις διευθύνσεις.



Πίνακας 6.5 Ποσοστά Συμμετοχής Ιδιομορφών

	T (sec)	UX(%)	UY(%)	UZ(%)
1	0.652818	0.53142	0.01516	2.96E-06
2	0.628438	0.01615	0.56802	9.1E-05
3	0.510041	0.01377	0.00219	8.08E-07
4	0.16758	0.07561	0.00052	0.00019
5	0.157101	0.00059	0.06531	0.00018
6	0.145292	1.38E-05	0.01525	8.63E-05
7	0.133634	2.64E-06	6.43E-05	0.36662
8	0.132889	0.0001	3.86E-06	0.03571
9	0.125893	1.03E-06	4.86E-06	0.01937
10	0.125694	3.93E-06	2.72E-07	0.00183
11	0.125071	3.09E-08	2.94E-05	0.00098
12	0.123774	1.04E-06	4.91E-05	0.00322
13	0.123439	1.79E-06	7.91E-06	0.05338
14	0.122565	1.62E-05	1.42E-05	0.00015
15	0.121928	2.41E-07	7.85E-06	0.00294

Προφανώς, θεμελιώδης ιδιοπερίοδος για την διεύθυνση X είναι η ιδιοπερίοδος 1, για την διεύθυνση Y η ιδιοπερίοδος 2 και για την Z η ιδιοπερίοδος 7. Έχουμε λοιπόν:

Πίνακας 6.6 Ιδιοπερίοδοι Ανά Διεύθυνση

T_x	0.653 sec
T_y	0.628 sec
T_z	0.134 sec

Τα χαρακτηριστικά του φάσματος σχεδιασμού της κατασκευής είναι τα εξής:

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας: II, με $A = 0.24g$

Κατηγορία Εδάφους: B, με $T_1 = 0.15 \text{ sec}$ και $T_2 = 0.60 \text{ sec}$

Συντελεστής Συμπεριφοράς $q = 3.5$

Συντελεστής Σπουδαιότητας $\gamma = 1.0$

Συντελεστής Φασματικής Ενίσχυσης $\beta_o = 2.5$

Συντελεστής Επιρροής της Θεμελίωσης $\theta = 0.9$

Η επιτάχυνση σχεδιασμού δίνεται σύμφωνα με το Κεφάλαιο 2, Παράγραφος 2.3 του ΕΑΚ2000 από τις παρακάτω σχέσεις:

- $0 \leq T < T_1$ είναι:

$$\Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_o}{q} - 1 \right) \right] \quad (6.6)$$

- $T_1 \leq T \leq T_2$ είναι:

$$\Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_o}{q} \quad (6.7)$$

- $T_2 < T$ είναι:

$$\Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_o}{q} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad (6.8)$$

Κατά συνέπεια, οι επιταχύνσεις σχεδιασμού για κάθε μία από τις κύριες διευθύνσεις προκύπτουν με βάση τα παραπάνω:

Πίνακας 6.7 Επιταχύνσεις Σχεδιασμού

$\Phi_d(T_x)$	1.430 m/s ²
$\Phi_d(T_y)$	1.468 m/s ²
$\Phi_d(T_z)$	1.603 m/s ²

Η τέμνουσα βάσης για κάθε διεύθυνση προκύπτει σύμφωνα με το Κεφάλαιο 3, Παράγραφος 3.5 του ΕΑΚ2000 ως το γινόμενο της ολικής μάζας επί την επιτάχυνση σχεδιασμού ως παρακάτω (βλέπε 3.3):

Πίνακας 6.8 Τέμνουσα Βάσης Ανά Διεύθυνση

	ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΣ	ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ	V_o (kN)
T_x	0.653	1.413	2247.55
T_y	0.628	1.459	2306.81
T_z	0.134	1.603	2518.95

Και οι σεισμικές δυνάμεις για κάθε όροφο προκύπτουν συναρτήσει της τέμνουσας βάσης, του γινομένου $m_i z_i$ και του αθροίσματος $\Sigma m_i z_i$:

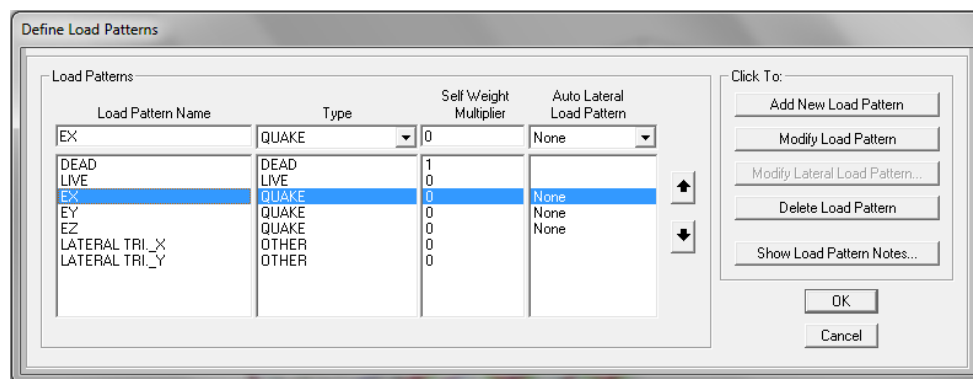
Πίνακας 6.9 Σεισμικές Δυνάμεις Ανά Διεύθυνση

Story	m_i (Mgr)	z_i	$m_i z_i$	Fix (kN)	Fiy (kN)	Fiz (kN)
1	233.61	3.25	759.23	138.70	142.36	155.45
2	514.24	5.9	3034.02	554.28	568.89	621.21
3	490.17	8.95	4387.02	801.46	822.59	898.24
4	281.29	12	3375.48	616.66	632.92	691.12
Δώμα	51.87	14.4	746.93	136.45	140.05	152.93
		$\Sigma m_i z_i$	12302.68			

Κατά τον ΕΑΚ2000 Κεφάλαιο 3, παράγραφος 3.1.1[5] η επιρροή της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού θεωρείται ότι καλύπτεται από τους συντελεστές ασφαλείας $\gamma_g = 1.35$ και $\gamma_q = 1.50$ του συνδυασμού βασικών δράσεων (χωρίς σεισμό), καθώς και από τα υφιστάμενα περιθώρια αξονικής αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων. Κατόπιν όλων αυτών, επιτρέπεται η παράλειψη της κατακόρυφης συνιστώσας της σεισμικής διέγερσης.

Ενδεικτικά παρουσιάζεται η διαδικασία εισαγωγής των σεισμικών φορτίσεων στο SAP2000 όπως προκύπτει παρακάτω:

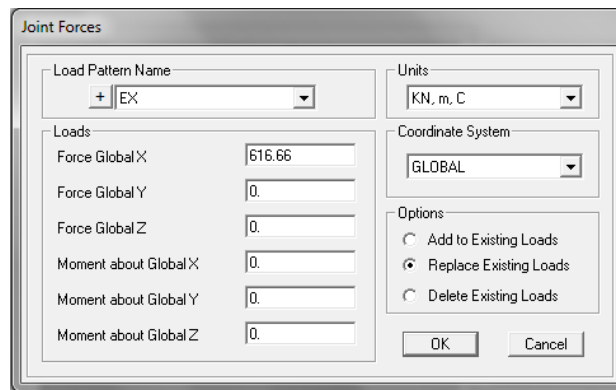
Define → Load Patterns



Εικόνα 6.5 Ορισμός Σεισμικών Δυνάμεων

Δίνεται επίσης η διαδικασία τοποθέτησης των σεισμικών δυνάμεων στα κέντρα μάζας κάθε ορόφου, μετά την επιλογή του υπόψη σημείου.

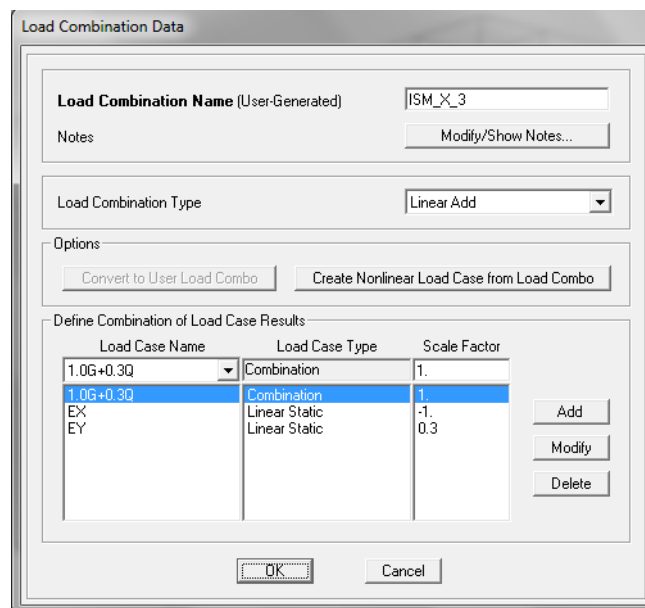
Assign → Load Load → Forces



Εικόνα 6.6 Σεισμική Δύναμη 4ου Ορόφου κατά Χ

Ορίζονται λοιπόν οι παρακάτω οχτώ συνδυασμοί χωρικής επαλληλίας σύμφωνα με την Παράγραφο 3.5.3 [4] του ΕΑΚ2000.

- Διεύθυνση Χ
 1. $ISM_X_1 \rightarrow G + 0.3Q + Ex + 0.3Ey$
 2. $ISM_X_2 \rightarrow G + 0.3Q + Ex - 0.3Ey$
 3. $ISM_X_3 \rightarrow G + 0.3Q - Ex + 0.3Ey$
 4. $ISM_X_4 \rightarrow G + 0.3Q - Ex - 0.3Ey$
- Διεύθυνση Υ
 5. $ISM_Y_1 \rightarrow G + 0.3Q + 0.3Ex + Ey$
 6. $ISM_Y_2 \rightarrow G + 0.3Q + 0.3Ex - Ey$
 7. $ISM_Y_3 \rightarrow G + 0.3Q - 0.3Ex + Ey$
 8. $ISM_Y_4 \rightarrow G + 0.3Q - 0.3Ex - Ey$

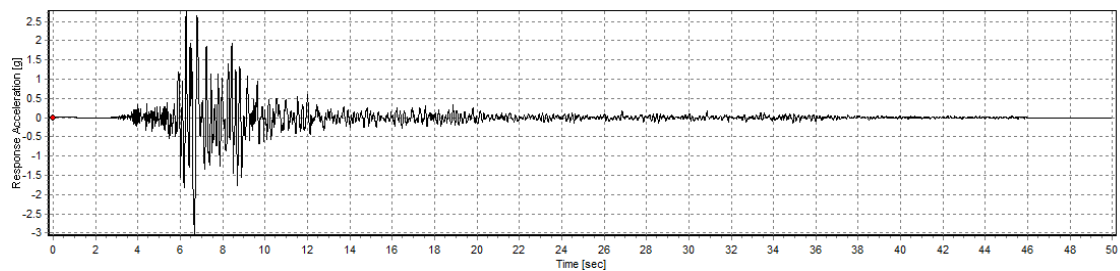


Εικόνα 6.7 Συνδυασμός ISM_X_3

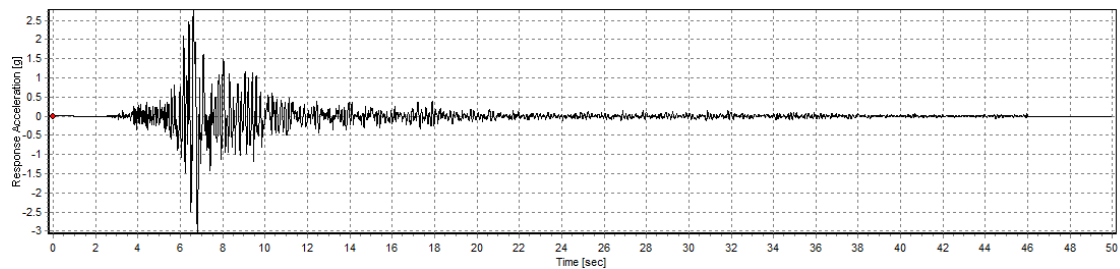
6.4 ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ

Για την ανάλυση χρονοϊστορίας επιλέχθηκε η χρήση των επιταχυνσιογραφημάτων του σεισμού της Αθήνας του 1999. Τα τρία επιταχυνσιογραφήματα κατά X, Y και Z θα αποτελέσουν την βάση ώστε να προσδιοριστεί η απόκριση της κατασκευής υπό το δυναμικό φαινόμενο του σεισμού, με βάσει την ήδη υπάρχουσα καταγραφή.

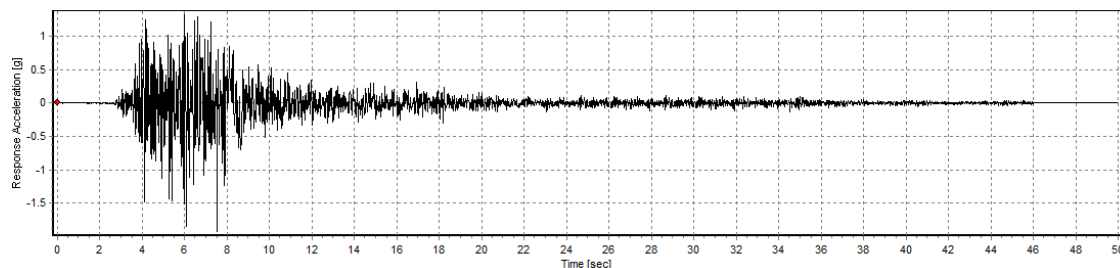
Χάριν απλοποίησης χρησιμοποιείται μόνο ένας σεισμός και όχι μια ομάδα 3 έως 5 σεισμών από την οποία θα προκύψει με στατιστική επεξεργασία ο αντιπροσωπευτικός σεισμός.



Εικόνα 6.8 Επιταχυνσιογράφημα Αθήνας '99 Κατά X



Εικόνα 6.9 Επιταχυνσιογράφημα Αθήνας '99 Κατά Y



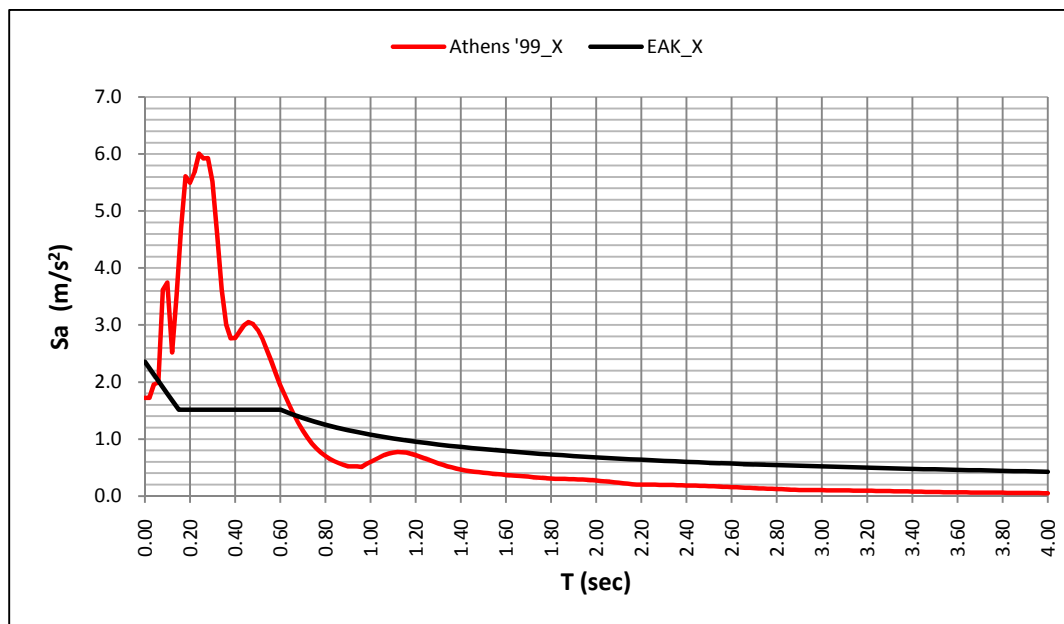
Εικόνα 6.10 Επιταχυνσιογράφημα Αθήνας '99 Κατά Z

Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής είναι $T_1 = 0.653 \text{ sec}$. Έτσι, το υπόψη επιταχυνσιογράφημα θα πρέπει να προσαρμοστεί κατάλληλα ώστε στην περιοχή της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου να υπάρχει, όσο το δυνατόν, καλύτερη ταύτιση με τις τιμές του φάσματος σχεδιασμού. Για την συγκεκριμένη ιδιοπερίοδο οι τιμή της επιτάχυνσης του φάσματος σχεδιασμού του ΕΑΚ κατά X, Y είναι $\Phi_{dX, Y}(T_1) \approx 1.435 \text{ m/sec}^2$ και κατά Z, $\Phi_{dZ}(T_1) \approx 2.232 \text{ m/sec}^2$. Επομένως τα φάσματα απόκρισης που προκύπτουν από το επιταχυνσιογράφημα θα πρέπει να πολλαπλασιαστούν με τους εξής συντελεστές:

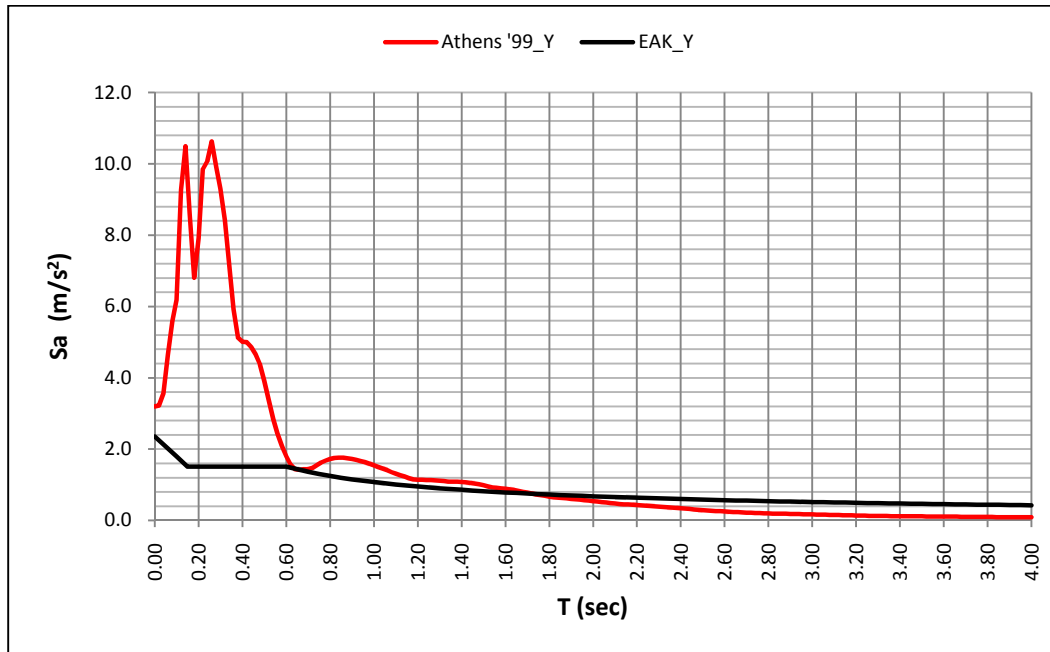
- Κατά Χ: $\frac{\Phi_{dX}(T1)}{SA_X(T1)} = 0.565$
- Κατά Υ: $\frac{\Phi_{dY}(T1)}{SA_Y(T1)} = 1.000$
- Κατά Ζ: $\frac{\Phi_{dZ}(T1)}{SA_Z(T1)} = 2.592$

Όπου SA_i είναι οι τιμές των φασμάτων απόκρισης κατά Χ, Υ, Ζ του σεισμού της Αθήνας για ιδιοπερίοδο $T \approx 0.66$ sec.

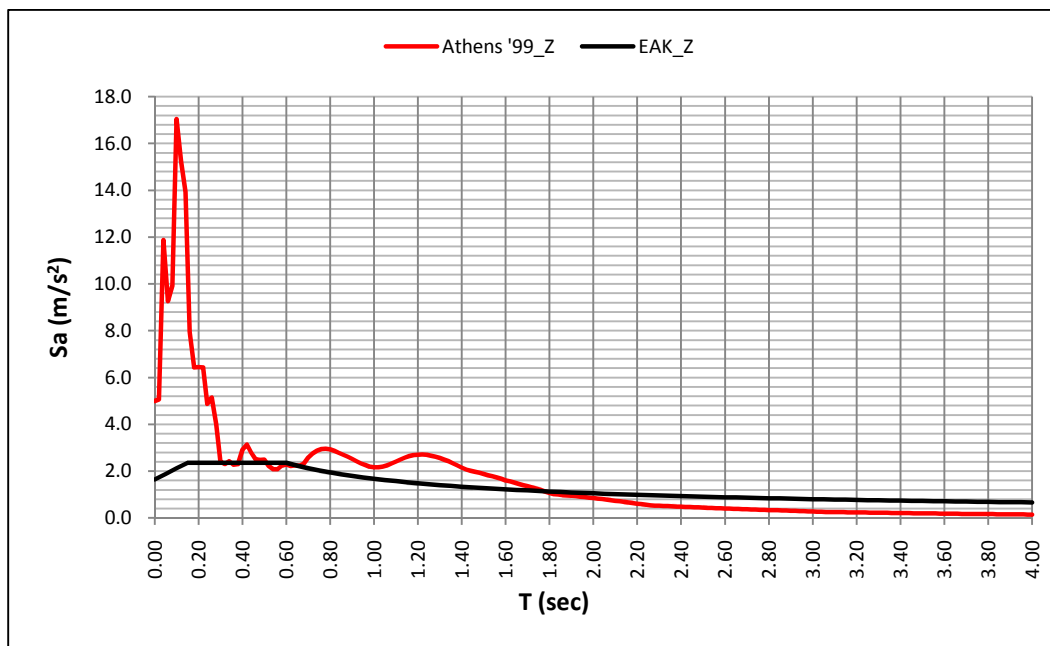
Με βάση τα επιταχυνσιογραφήματα και με χρήση του λογισμικού SeismoSignal προκύπτουν τα προσαρμοσμένα φάσματα απόκρισης του υπόψη σεισμού, τα οποία συγκρινόμενα με τα φάσματα σχεδιασμού του ΕΑΚ δίνουν τις παρακάτω εικόνες:



Διάγραμμα 6.3 Σύγκριση Φασμάτων Κατά Χ



Διάγραμμα 6.4 Σύγκριση Φασμάτων Κατά Y



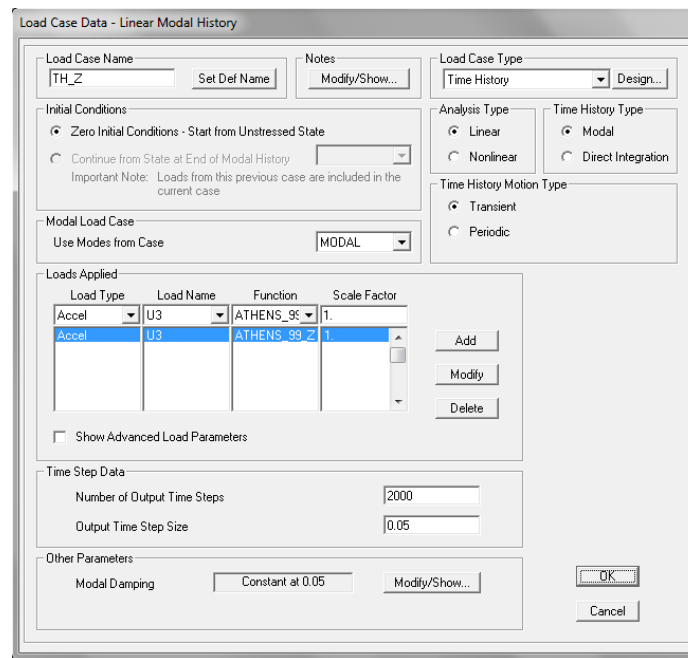
Διάγραμμα 6.5 Σύγκριση Φασμάτων Κατά Z

Μετά την εισαγωγή των επιταχυνσιογραφημάτων, και κατ' αντιστοιχία με την δυναμική φασματική και ισοδύναμη στατική, στην ανάλυση χρονοϊστορίας θα πρέπει να οριστούν τα απαραίτητα Load Cases που αντιστοιχούν στις τρεις σεισμικές διευθύνσεις. Έχουμε λοιπόν τα ακόλουθα:

TH_X → Σεισμός Κατά X

TH_Y → Σεισμός Κατά Y

TH_Z → Σεισμός Κατά Z



Εικόνα 6.11 Load Case TH_Z

Εισάγονται τέλος οι παρακάτω συνδυασμοί, στην λογική των συνδυασμών που έχουν ήδη προαναφερθεί στις υπόλοιπες ελαστικές μεθόδους ανάλυσης.

$$THM X_1 \rightarrow TH_X + 0.3 TH_Y + 0.3 TH_Z$$

$$THM X_2 \rightarrow TH_X + 0.3 TH_Y - 0.3 TH_Z$$

$$THM X_3 \rightarrow TH_X - 0.3 TH_Y + 0.3 TH_Z$$

$$THM X_4 \rightarrow TH_X - 0.3 TH_Y - 0.3 TH_Z$$

$$THM X_5 \rightarrow -TH_X + 0.3 TH_Y + 0.3 TH_Z$$

$$THM X_6 \rightarrow -TH_X + 0.3 TH_Y - 0.3 TH_Z$$

$$THM X_7 \rightarrow -TH_X - 0.3 TH_Y + 0.3 TH_Z$$

$$THM X_8 \rightarrow -TH_X - 0.3 TH_Y - 0.3 TH_Z$$

$$THM Y_1 \rightarrow 0.3TH_X + TH_Y + 0.3 TH_Z$$

$$THM Y_2 \rightarrow 0.3TH_X + TH_Y - 0.3 TH_Z$$

$$THM Y_3 \rightarrow -0.3TH_X + TH_Y + 0.3 TH_Z$$

$$THM Y_4 \rightarrow -0.3TH_X + TH_Y - 0.3 TH_Z$$

$$THM Y_5 \rightarrow 0.3TH_X - TH_Y + 0.3 TH_Z$$

$$THM Y_6 \rightarrow 0.3TH_X - TH_Y - 0.3 TH_Z$$

$$THM Y_7 \rightarrow -0.3TH_X - TH_Y + 0.3 TH_Z$$

$$THM Y_8 \rightarrow -0.3TH_X - TH_Y - 0.3 TH_Z$$

$$THM Z_1 \rightarrow 0.3TH_X + 0.3TH_Y + TH_Z$$

$$THM Z_2 \rightarrow 0.3TH_X + 0.3TH_Y + TH_Z$$

$$THM Z_3 \rightarrow 0.3TH_X + 0.3TH_Y + TH_Z$$

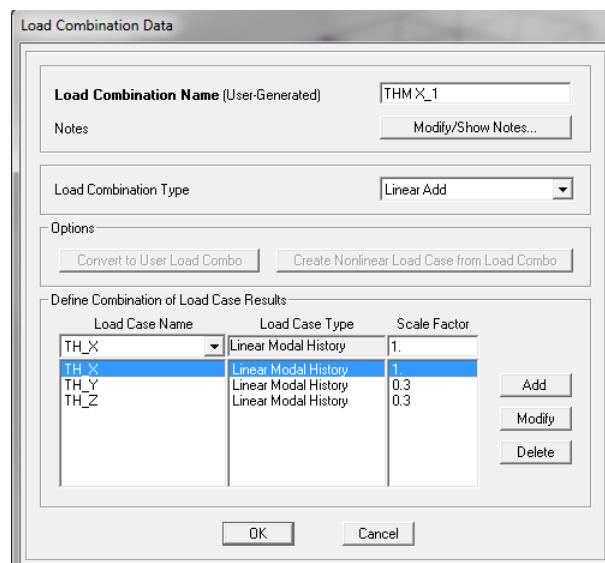
$$THM Z_4 \rightarrow 0.3TH_X + 0.3TH_Y - TH_Z$$

$$THM Z_5 \rightarrow 0.3TH_X + 0.3TH_Y - TH_Z$$

$$THM Z_6 \rightarrow 0.3TH_X + 0.3TH_Y - TH_Z$$

$$THM Z_7 \rightarrow 0.3TH_X + 0.3TH_Y - TH_Z$$

$$THM Z_8 \rightarrow 0.3TH_X + 0.3TH_Y - TH_Z$$



Εικόνα 6.12 Συνδυασμός THM X_1

6.5 ΕΞΑΓΩΓΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΚΑΙ ΣΥΓΚΡΙΣΗ

Η προσομοίωση της κατασκευής με το SAP2000 παρέχει την δυνατότητα της γρήγορης και εύκολης ανάλυσης και διαστασιολόγησης. Ο όγκος όμως των δεδομένων που διαχειρίζεται το λογισμικό σε συνδυασμό με τις αναπόφευκτες αβεβαιότητες δεν επιτρέπουν τον εύκολο έλεγχο και εποπτεία των αποτελεσμάτων.

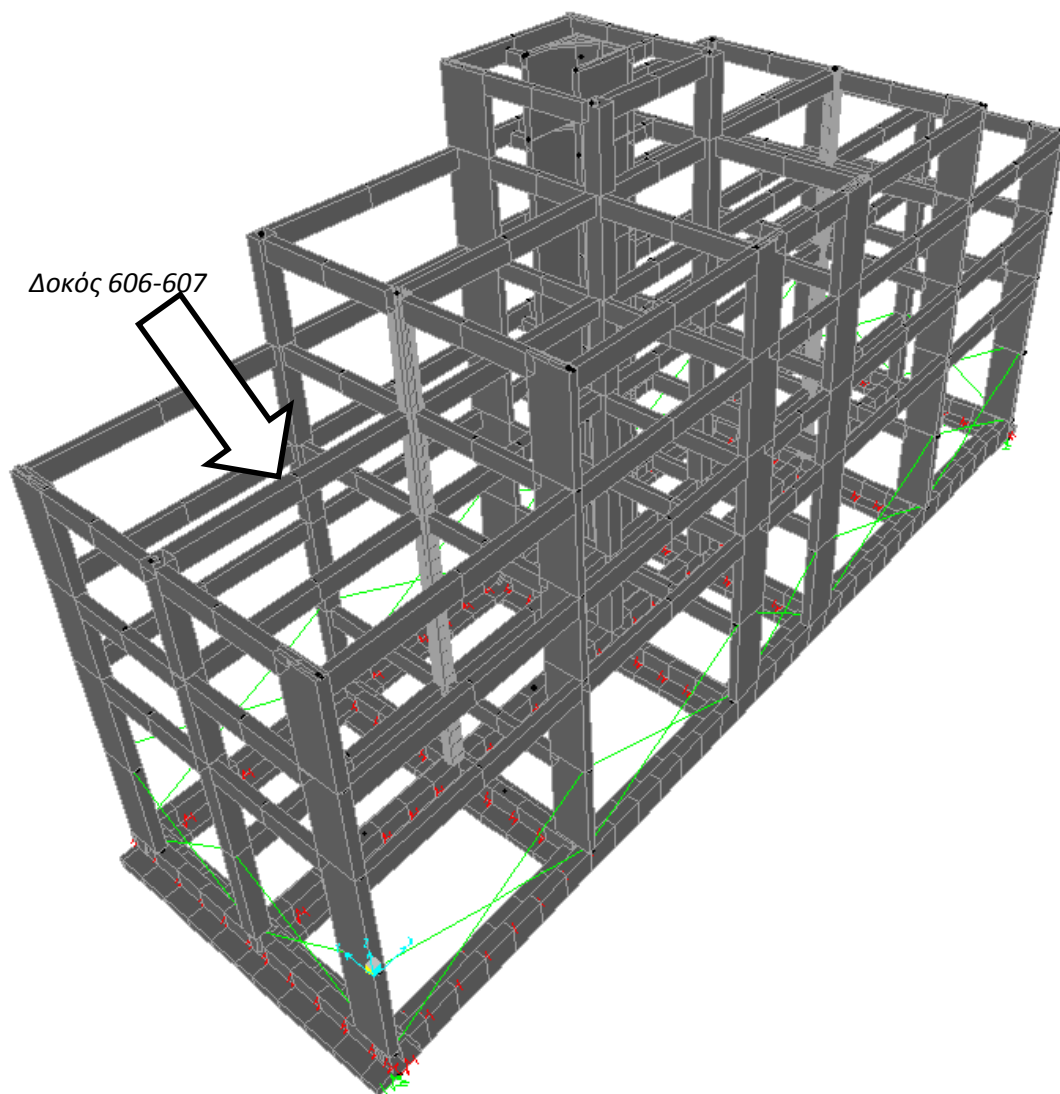
Στα πλαίσια λοιπόν όλων αυτών των προβλημάτων κρίνεται αναγκαία η ενδεικτική παρουσίαση ορισμένων αποτελεσμάτων, ώστε να παράσχουν μια πιο κατανοητή εικόνα της κατασκευής. Η σύγκριση και έλεγχος των αποτελεσμάτων για κάθε μέθοδο θα γίνει για τα ακόλουθα στοιχεία όπως φαίνεται και στις εικόνες που ακολουθούν.

- Δοκός 606, 607
- Υποσύλωμα 364
- Τοιχίο 346

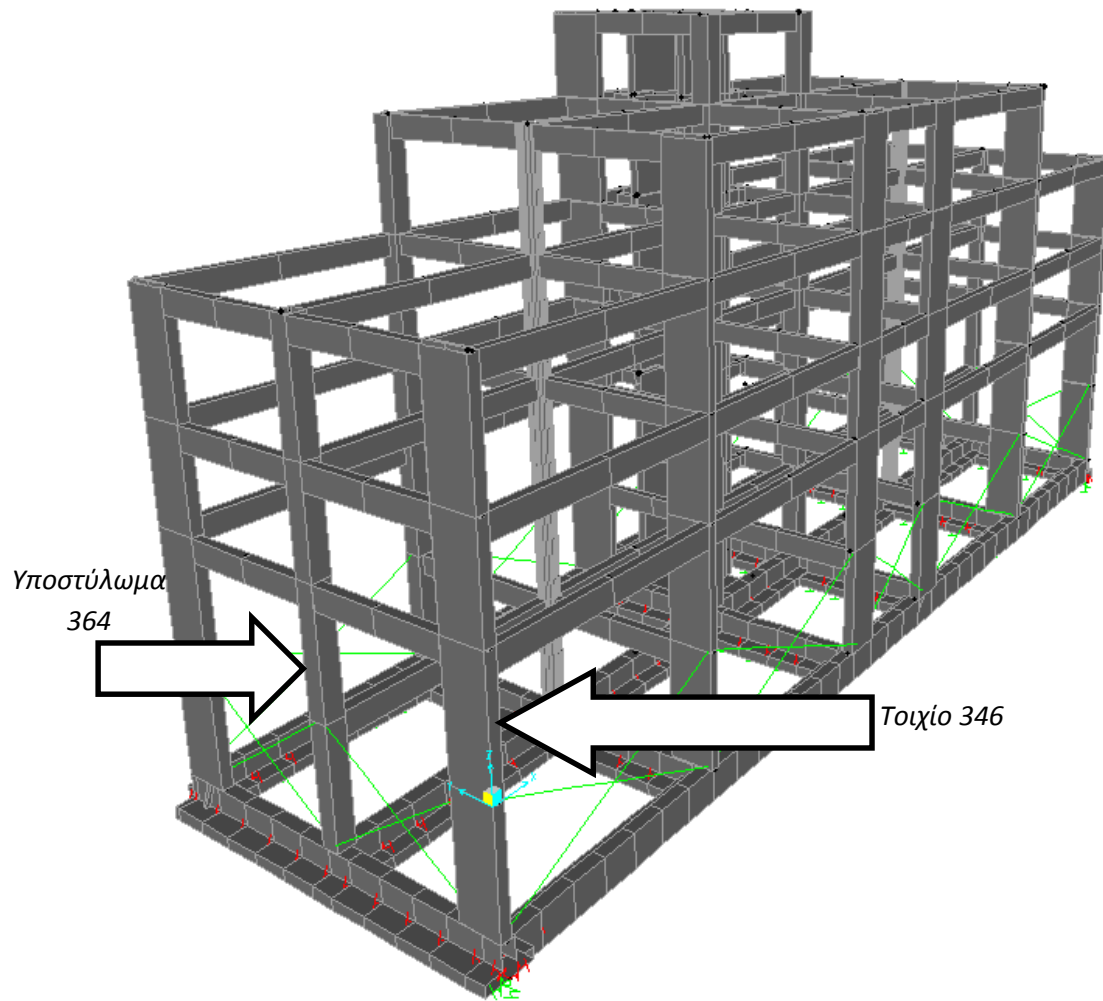
Επίσης θα ελεγχθούν και οι ακόλουθοι κόμβοι ανά όροφο:

- Όροφος 1: Κόμβοι 1741, 1758, 1750
- Όροφος 2: Κόμβοι 1786, 1803, 1795
- Όροφος 3: Κόμβοι 1831, 1848, 1840
- Όροφος 4: Κόμβοι 1879, 1894, 1904
- Δώμα: Κόμβοι 1920, 1926

,που αντιστοιχούν στις κορυφές των υποστυλωμάτων και τοιχίων της αριστερής πλευράς της κάτοψης (από κάτω προς τα πάνω) ανά όροφο.



Εικόνα 6.13 Υπό Εξέταση Δοκός



Εικόνα 6.14 Υπό Εξέταση Υποσύλωμα και Τοιχίο

Παρουσιάζονται ενδεικτικά οι τιμές των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών για κάθε στοιχείο και κάθε φορτική περίπτωση.

Πίνακας 6.10 Εντατικά Μεγέθη Ισοδύναμης Στατικής

ΜΕΛΟΣ	ΘΕΣΗ (m)	CASE	MAX/MIN	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
346	0.00	EX		25.67	-13.15	-18.71	-47.26	-9.60
346	1.63	EX		25.67	-13.15	-18.71	-16.86	11.76
346	3.25	EX		25.67	-13.15	-18.71	13.55	33.12
346	0.00	EY		140.77	167.97	-0.80	-1.23	521.63
346	1.63	EY		140.77	167.97	-0.80	0.07	248.68
346	3.25	EY		140.77	167.97	-0.80	1.36	-24.27
346	0.00	EZ		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
346	1.63	EZ		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
346	3.25	EZ		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

364	0.00	EX		78.00	37.36	-0.93	-0.87	128.56
364	1.63	EX		78.00	37.36	-0.93	0.64	67.86
364	3.25	EX		78.00	37.36	-0.93	2.15	7.16
364	0.00	EY		-11.98	-0.32	32.85	90.38	-2.26
364	1.63	EY		-11.98	-0.32	32.85	37.01	-1.74
364	3.25	EY		-11.98	-0.32	32.85	-16.37	-1.22
364	0.00	EZ		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
364	1.63	EZ		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
364	3.25	EZ		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
606	0.38	EX		205.57	44.25	0.57	0.93	82.00
606	1.77	EX		205.57	44.25	0.57	0.13	20.50
606	3.61	EX		205.57	44.25	0.57	-0.93	-60.97
606	0.38	EY		-82.89	-7.59	1.53	2.47	-16.50
606	1.77	EY		-82.89	-7.59	1.53	0.34	-5.95
606	3.61	EY		-82.89	-7.59	1.53	-2.47	8.02
606	0.38	EZ		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
606	1.77	EZ		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
606	3.61	EZ		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
607	0.00	EX		-229.50	44.25	0.58	0.92	58.67
607	1.36	EX		-229.50	44.25	0.58	0.13	-1.63
607	1.81	EX		-229.50	44.25	0.58	-0.13	-21.23
607	3.17	EX		-229.50	44.25	0.58	-0.92	-81.53
607	0.00	EY		-8.46	-7.59	1.54	2.45	-12.45
607	1.36	EY		-8.46	-7.59	1.54	0.34	-2.10
607	1.81	EY		-8.46	-7.59	1.54	-0.34	1.26
607	3.17	EY		-8.46	-7.59	1.54	-2.45	11.60
607	0.00	EZ		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
607	1.36	EZ		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
607	1.81	EZ		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
607	3.17	EZ		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Πίνακας 6.11 Εντατικά Μεγέθη Δυναμικής Φασματικής

ΜΕΛΟΣ	ΘΕΣΗ (m)	CASE	MAX/MIN	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
346	0.00	RSX	Max	66.38	47.50	19.18	48.14	163.77
346	1.63	RSX	Max	66.28	47.48	19.12	17.09	89.75
346	3.25	RSX	Max	66.17	46.99	17.76	14.00	34.58
346	0.00	RSY	Max	169.59	198.47	1.63	4.21	611.31
346	1.63	RSY	Max	169.28	198.14	1.63	1.73	289.83
346	3.25	RSY	Max	168.97	196.28	1.49	1.49	40.74
346	0.00	RSZ	Max	56.55	4.98	0.21	0.45	14.37
346	1.63	RSZ	Max	55.15	5.11	0.21	0.13	6.22
346	3.25	RSZ	Max	53.64	5.05	0.20	0.26	2.88
364	0.00	RSX	Max	83.59	39.53	10.97	31.24	135.34
364	1.63	RSX	Max	83.53	39.49	10.96	13.51	71.29
364	3.25	RSX	Max	83.47	38.47	10.62	4.81	9.12
364	0.00	RSY	Max	17.31	3.64	39.12	106.44	13.05
364	1.63	RSY	Max	17.32	3.64	38.90	43.31	7.20
364	3.25	RSY	Max	17.32	3.55	37.61	20.34	1.73
364	0.00	RSZ	Max	107.50	2.62	1.02	3.37	9.60
364	1.63	RSZ	Max	106.67	2.63	1.12	1.63	5.35
364	3.25	RSZ	Max	105.62	2.66	1.08	0.70	1.29
606	0.38	RSX	Max	213.92	46.34	3.67	1.26	82.23
606	1.77	RSX	Max	203.32	46.24	0.85	0.19	20.87
606	3.61	RSX	Max	192.88	45.92	4.10	1.46	61.41
606	0.38	RSY	Max	104.68	10.70	10.86	2.48	22.46
606	1.77	RSY	Max	104.15	10.76	1.81	0.41	7.72
606	3.61	RSY	Max	103.65	10.81	14.00	3.34	12.03
606	0.38	RSZ	Max	86.89	48.34	0.61	0.13	64.41
606	1.77	RSZ	Max	86.62	42.37	0.08	0.02	5.31
606	3.61	RSZ	Max	86.46	2.29	0.54	0.12	71.24
607	0.00	RSX	Max	238.82	45.91	2.82	1.21	57.07
607	1.36	RSX	Max	249.02	45.63	0.82	0.18	2.47

607	1.81	RSX	Max	249.02	45.63	0.82	0.18	22.53
607	3.17	RSX	Max	259.36	45.33	3.27	1.36	81.85
607	0.00	RSY	Max	19.61	10.81	10.41	2.20	16.93
607	1.36	RSY	Max	20.35	10.89	1.64	0.37	2.44
607	1.81	RSY	Max	20.35	10.89	1.64	0.36	2.78
607	3.17	RSY	Max	21.12	10.70	13.49	2.99	17.27
607	0.00	RSZ	Max	67.83	3.25	0.59	0.14	76.27
607	1.36	RSZ	Max	68.00	46.95	0.08	0.02	13.75
607	1.81	RSZ	Max	68.00	46.95	0.08	0.02	7.09
607	3.17	RSZ	Max	68.23	59.39	0.52	0.12	71.53

Πίνακας 6.12 Εντατικά Μεγέθη Γραμμικής Ανάλυσης Χρονοϊστορίας

ΜΕΛΟΣ	ΘΕΣΗ (m)	CASE	MAX/MIN	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
346	0.00	TH_X	Max	83.15	71.31	19.25	48.83	237.68
346	1.63	TH_X	Max	83.16	71.28	19.22	17.60	127.91
346	3.25	TH_X	Max	83.17	70.54	18.24	16.80	43.57
346	0.00	TH_X	Min	-80.21	-80.11	-19.96	-47.24	-257.61
346	1.63	TH_X	Min	-80.23	-80.10	-19.75	-17.52	-129.81
346	3.25	TH_X	Min	-80.24	-79.42	-18.32	-15.10	-40.39
346	0.00	TH_Y	Max	164.60	228.68	2.49	5.32	659.76
346	1.63	TH_Y	Max	164.22	228.23	2.47	1.51	289.84
346	3.25	TH_Y	Max	163.82	223.17	1.46	2.86	133.94
346	0.00	TH_Y	Min	-176.28	-205.33	-2.39	-5.01	-616.56
346	1.63	TH_Y	Min	-176.77	-205.07	-2.38	-1.56	-283.32
346	3.25	TH_Y	Min	-177.23	-202.34	-1.49	-2.96	-117.43
346	0.00	TH_Z	Max	379.19	20.23	0.73	1.17	56.55
346	1.63	TH_Z	Max	369.87	21.53	0.72	0.19	21.61
346	3.25	TH_Z	Max	359.77	21.38	1.00	1.31	12.09
346	0.00	TH_Z	Min	-331.91	-19.92	-0.84	-1.37	-57.42
346	1.63	TH_Z	Min	-323.64	-21.40	-0.82	-0.18	-22.85
346	3.25	TH_Z	Min	-314.69	-21.38	-1.11	-1.18	-13.37

364	0.00	TH_X	Max	96.16	40.95	15.93	45.67	124.63
364	1.63	TH_X	Max	96.25	40.79	15.94	19.77	68.32
364	3.25	TH_X	Max	96.33	37.75	15.61	7.87	21.33
364	0.00	TH_X	Min	-87.29	-38.62	-17.42	-48.71	-134.71
364	1.63	TH_X	Min	-87.25	-38.60	-17.41	-20.41	-71.99
364	3.25	TH_X	Min	-87.20	-37.94	-16.94	-7.72	-18.83
364	0.00	TH_Y	Max	23.00	3.17	45.30	116.23	10.16
364	1.63	TH_Y	Max	22.90	3.16	44.97	43.14	5.02
364	3.25	TH_Y	Max	22.80	2.96	41.89	29.96	3.78
364	0.00	TH_Y	Min	-28.04	-3.13	-40.67	-108.17	-9.50
364	1.63	TH_Y	Min	-27.87	-3.11	-40.49	-42.37	-4.45
364	3.25	TH_Y	Min	-27.67	-2.89	-38.60	-32.67	-4.79
364	0.00	TH_Z	Max	735.54	18.16	4.39	17.09	65.30
364	1.63	TH_Z	Max	729.72	18.21	5.30	8.51	35.70
364	3.25	TH_Z	Max	722.40	18.47	5.20	2.47	6.69
364	0.00	TH_Z	Min	-626.23	-15.92	-4.57	-18.77	-56.92
364	1.63	TH_Z	Min	-621.07	-15.98	-5.61	-9.69	-30.96
364	3.25	TH_Z	Min	-614.65	-16.24	-5.60	-2.26	-6.87
606	0.38	TH_X	Max	283.00	59.68	6.67	1.32	109.65
606	1.77	TH_X	Max	275.04	60.50	0.92	0.21	27.77
606	3.61	TH_X	Max	267.22	59.91	5.81	1.43	65.20
606	0.38	TH_X	Min	-230.35	-49.17	-6.05	-1.14	-87.78
606	1.77	TH_X	Min	-219.80	-49.13	-0.80	-0.18	-22.39
606	3.61	TH_X	Min	-209.38	-48.52	-6.23	-1.60	-81.47
606	0.38	TH_Y	Max	130.36	13.57	11.78	4.24	28.26
606	1.77	TH_Y	Max	129.91	13.45	2.69	0.61	9.68
606	3.61	TH_Y	Max	129.50	12.76	13.91	4.26	17.54
606	0.38	TH_Y	Min	-130.59	-15.37	-12.12	-3.62	-30.93
606	1.77	TH_Y	Min	-130.35	-15.05	-2.44	-0.55	-10.06
606	3.61	TH_Y	Min	-130.15	-13.65	-13.45	-4.46	-14.95
606	0.38	TH_Z	Max	446.80	323.57	3.77	0.82	428.11

606	1.77	TH_Z	Max	445.43	280.50	0.44	0.10	36.26
606	3.61	TH_Z	Max	444.61	11.83	2.94	0.55	392.00
606	0.38	TH_Z	Min	-528.49	-271.44	-3.51	-0.72	-358.17
606	1.77	TH_Z	Min	-527.03	-234.31	-0.38	-0.09	-30.80
606	3.61	TH_Z	Min	-526.18	-13.81	-3.13	-0.61	-469.86
607	0.00	TH_X	Max	246.89	59.90	5.14	1.27	76.27
607	1.36	TH_X	Max	257.11	59.36	0.87	0.19	2.51
607	1.81	TH_X	Max	257.11	59.36	0.87	0.17	23.46
607	3.17	TH_X	Max	267.44	58.27	4.49	1.28	85.91
607	0.00	TH_X	Min	-306.41	-48.50	-4.72	-1.09	-60.28
607	1.36	TH_X	Min	-314.08	-47.92	-0.76	-0.17	-3.31
607	1.81	TH_X	Min	-314.08	-47.92	-0.76	-0.19	-28.82
607	3.17	TH_X	Min	-321.86	-47.52	-4.71	-1.46	-107.54
607	0.00	TH_Y	Max	14.85	12.75	11.55	4.12	19.27
607	1.36	TH_Y	Max	14.51	12.08	2.67	0.59	2.90
607	1.81	TH_Y	Max	14.51	12.08	2.67	0.51	2.90
607	3.17	TH_Y	Max	14.77	10.21	13.27	3.97	19.45
607	0.00	TH_Y	Min	-16.55	-13.62	-12.08	-3.41	-19.22
607	1.36	TH_Y	Min	-16.37	-12.26	-2.33	-0.52	-2.53
607	1.81	TH_Y	Min	-16.37	-12.26	-2.33	-0.59	-2.44
607	3.17	TH_Y	Min	-16.19	-9.17	-13.10	-4.34	-18.72
607	0.00	TH_Z	Max	345.05	16.66	3.64	0.88	417.62
607	1.36	TH_Z	Max	345.88	258.02	0.49	0.11	74.00
607	1.81	TH_Z	Max	345.88	258.02	0.49	0.10	47.91
607	3.17	TH_Z	Max	347.02	343.04	2.82	0.59	473.53
607	0.00	TH_Z	Min	-411.35	-20.31	-3.39	-0.78	-501.43
607	1.36	TH_Z	Min	-412.59	-309.55	-0.43	-0.09	-89.17
607	1.81	TH_Z	Min	-412.59	-309.55	-0.43	-0.11	-40.25
607	3.17	TH_Z	Min	-414.17	-405.29	-3.01	-0.68	-395.18

Πίνακας 6.13 Παραμορφωσιακά Μεγέθη Ισοδύναμης Στατικής

ΘΕΣΗ (m)	CASE	MAX/MIN	U1 (m)	U2 (m)	U3 (m)	R1 (rad)	R2 (rad)	R3 (rad)
Όροφος 1								
1741	EX		0.004596	0.000153	0.000365	-7.7E-05	0.00158	-7.8E-06
1741	EY		-3.1E-05	0.005095	0.00097	-0.00157	-2.6E-05	-1.2E-05
1750	EX		0.004667	0.000153	0.000297	-8.7E-05	0.001616	-7.8E-06
1750	EY		0.000076	0.005095	-0.00086	-0.00157	-1.9E-05	-1.2E-05
1758	EX		0.004632	0.000152	0.000323	-4.7E-05	0.001898	-7.8E-06
1758	EY		0.000023	0.005094	0.000061	-0.0015	-1.1E-05	-1.2E-05
Όροφος 2								
1786	EX		0.009137	0.000543	0.000369	-0.00021	0.001529	-0.00003
1786	EY		-6.6E-05	0.009586	0.000995	-0.0016	-1.1E-05	-2.6E-05
1795	EX		0.009411	0.000543	0.000303	-0.0002	0.001626	-0.00003
1795	EY		0.000174	0.009586	-0.00089	-0.0016	0.000016	-2.6E-05
1803	EX		0.009275	0.00054	0.000356	-0.00033	0.001302	-0.00003
1803	EY		0.000055	0.009583	0.000055	-0.00152	0.000167	-2.6E-05
Όροφος 3								
1831	EX		0.013965	0.001342	0.000372	-0.00025	0.001185	-7.6E-05
1831	EY		-7.4E-05	0.014406	0.001008	-0.00139	-5.4E-06	-4.1E-05
1848	EX		0.01431	0.001334	0.000373	-0.00041	0.001008	-7.6E-05
1848	EY		0.00011	0.014402	0.000052	-0.00122	0.000199	-4.1E-05
1840	EX		0.014652	0.001342	0.000305	-0.00025	0.001285	-7.6E-05
1840	EY		0.000293	0.014406	-0.0009	-0.00139	-1.1E-05	-4.1E-05
Όροφος 4								
1879	EX		0.01782	0.00181	0.00038	-0.00027	0.000783	-0.00017
1879	EY		-2.2E-05	0.01808	0.001033	-0.00096	0.000035	-4.6E-05
1894	EX		0.01861	0.00181	0.000145	-8.4E-05	0.000738	-0.00017
1894	EY		0.00019	0.01808	-0.00022	-0.00041	-4.9E-05	-4.6E-05
1904	EX		0.019434	0.00181	0.000086	-0.00017	0.001291	-0.00017
1904	EY		0.000412	0.01808	-0.001	-0.00067	0.000035	-4.6E-05
Δώμα								

1920	EX		0.02132	0.001304	0.000336	-0.00036	0.000882	-0.00038
1920	EY		0.000354	0.020435	0.000873	-0.00099	0.000144	-1.4E-05
1926	EX		0.023016	0.001361	0.000182	-0.00029	0.001159	-0.00038
1926	EY		0.000418	0.020437	-0.0009	-0.001	9.15E-06	-1.4E-05

Πίνακας 6.14 Παραμορφωσιακά Μεγέθη Δυναμικής Φασματικής

ΘΕΣΗ (m)	CASE	MAX/MIN	U1 (m)	U2 (m)	U3 (m)	R1 (rad)	R2 (rad)	R3 (rad)
Όροφος 1								
1741	RSX	Max	0.004679	0.001387	0.00043	0.000524	0.001603	0.000076
1741	RSY	Max	0.000478	0.00589	0.001085	0.001824	0.000175	0.000038
1741	RSZ	Max	0.00004	0.000109	0.000234	0.000035	0.000014	1.06E-06
1750	RSX	Max	0.005108	0.001387	0.000308	0.00053	0.001759	0.000076
1750	RSY	Max	0.000419	0.00589	0.000983	0.001818	0.000153	0.000038
1750	RSZ	Max	0.000041	0.000109	0.000157	0.000035	0.000014	1.06E-06
1758	RSX	Max	0.004887	0.00138	0.000352	0.000482	0.001998	0.000076
1758	RSY	Max	0.000416	0.005887	0.000068	0.001742	0.000179	0.000038
1758	RSZ	Max	0.000041	0.000109	0.00024	0.000038	0.000044	1.06E-06
Όροφος 2								
1786	RSX	Max	0.009278	0.003019	0.00044	0.000625	0.001555	0.000168
1786	RSY	Max	0.000951	0.01109	0.001115	0.001844	0.000157	0.000079
1786	RSZ	Max	0.000073	0.0002	0.000245	0.000032	0.000025	1.78E-06
1795	RSX	Max	0.010317	0.003019	0.000311	0.000623	0.001785	0.000168
1795	RSY	Max	0.000848	0.01109	0.001013	0.001842	0.000147	0.000079
1795	RSZ	Max	0.000073	0.0002	0.000167	0.000032	0.000017	1.78E-06
1803	RSX	Max	0.009785	0.003002	0.000387	0.000709	0.001408	0.000168
1803	RSY	Max	0.000827	0.011084	0.000063	0.001746	0.000187	0.000079
1803	RSZ	Max	0.000072	0.0002	0.000279	0.000044	0.000109	1.78E-06
Όροφος 3								
1831	RSX	Max	0.014194	0.004994	0.000445	0.000586	0.001214	0.000279
1831	RSY	Max	0.001422	0.016614	0.001131	0.001601	0.00012	0.000118
1831	RSZ	Max	0.000102	0.000289	0.000252	0.00003	0.000075	2.19E-06

1840	RSX	Max	0.016086	0.004994	0.000312	0.000588	0.001407	0.000279
1840	RSY	Max	0.001325	0.016614	0.001028	0.001596	0.000121	0.000118
1840	RSZ	Max	0.000101	0.000289	0.000172	0.000029	0.000049	2.19E-06
1848	RSX	Max	0.015122	0.004967	0.000406	0.000682	0.001105	0.000279
1848	RSY	Max	0.001265	0.016604	0.000061	0.001388	0.000216	0.000118
1848	RSZ	Max	0.000101	0.000289	0.000301	0.000076	0.00023	2.19E-06
Όροφος 4								
1879	RSX	Max	0.01816	0.004557	0.000466	0.000393	0.000816	0.000414
1879	RSY	Max	0.001754	0.020328	0.001163	0.00107	0.000071	0.000143
1879	RSZ	Max	0.000131	0.000361	0.000448	0.000038	0.000086	3.79E-06
1894	RSX	Max	0.019727	0.004557	0.000144	0.000128	0.000791	0.000414
1894	RSY	Max	0.001631	0.020328	0.000259	0.000463	0.0001	0.000143
1894	RSZ	Max	0.000134	0.000361	0.000882	8.88E-06	0.00026	3.79E-06
1904	RSX	Max	0.021419	0.004557	0.000116	0.000248	0.001434	0.000414
1904	RSY	Max	0.001774	0.020328	0.001141	0.000748	0.000123	0.000143
1904	RSZ	Max	0.000139	0.000361	0.000327	0.000094	0.000032	3.79E-06
Δώμα								
1920	RSX	Max	0.022646	0.002802	0.000389	0.00042	0.000964	0.000638
1920	RSY	Max	0.001841	0.022501	0.00097	0.001079	0.000155	0.000138
1920	RSZ	Max	0.000155	0.000423	0.000623	0.000054	0.000039	0.000011
1926	RSX	Max	0.0253	0.002876	0.0002	0.000343	0.001278	0.000638
1926	RSY	Max	0.002084	0.022512	0.00101	0.001095	0.000107	0.000138
1926	RSZ	Max	0.000178	0.000423	0.000262	0.000047	0.000015	0.000011

Πίνακας 6.15 Παραμορφωσιακά Μεγέθη Γραμμικής Ανάλυσης Χρονοϊστορίας

ΘΕΣΗ (m)	CASE	MAX/MIN	U1 (m)	U2 (m)	U3 (m)	R1 (rad)	R2 (rad)	R3 (rad)
Όροφος 1								
1741	TH_X	Max	0.124233	0.001891	0.00034	0.000746	0.001598	0.000118
1741	TH_X	Min	-0.00414	-0.00195	-0.00038	-0.00073	-0.00165	-0.00012
1741	TH_Y	Max	0.00044	0.166917	0.001114	0.001792	0.000155	0.000067
1741	TH_Y	Min	-0.00045	-0.02449	-0.00104	-0.00185	-0.00016	-7.2E-05

1741	TH_Z	Max	0.000089	0.000158	0.099256	0.000086	0.000033	3.72E-06
1741	TH_Z	Min	-9.4E-05	-0.00013	-0.02274	-8.5E-05	-2.7E-05	-3.1E-06
1750	TH_X	Max	0.124233	0.001891	0.00031	0.000749	0.00157	0.000118
1750	TH_X	Min	-0.00404	-0.00195	-0.00034	-0.00074	-0.00173	-0.00012
1750	TH_Y	Max	0.000373	0.166917	0.000939	0.001786	0.000114	0.000067
1750	TH_Y	Min	-0.00035	-0.02449	-0.00099	-0.00184	-0.00012	-7.2E-05
1750	TH_Z	Max	0.000078	0.000158	0.099256	0.00008	0.000022	3.72E-06
1750	TH_Z	Min	-7.7E-05	-0.00013	-0.02242	-0.00008	-2.5E-05	-3.1E-06
1758	TH_X	Max	0.124233	0.00188	0.000311	0.000697	0.001864	0.000118
1758	TH_X	Min	-0.00409	-0.00194	-0.00035	-0.00068	-0.00201	-0.00012
1758	TH_Y	Max	0.000306	0.166917	0.000096	0.001712	0.000127	0.000067
1758	TH_Y	Min	-0.00033	-0.02449	-8.9E-05	-0.00177	-0.00013	-7.2E-05
1758	TH_Z	Max	0.000082	0.000158	0.099256	0.000142	0.000273	3.72E-06
1758	TH_Z	Min	-8.1E-05	-0.00013	-0.02271	-0.00013	-0.00023	-3.1E-06
Όροφος 2								
1786	TH_X	Max	0.124233	0.00414	0.000341	0.000811	0.001836	0.000253
1786	TH_X	Min	-0.00737	-0.00419	-0.00038	-0.00083	-0.00163	-0.00025
1786	TH_Y	Max	0.000853	0.166917	0.001134	0.001991	0.000133	0.000132
1786	TH_Y	Min	-0.00084	-0.028	-0.00107	-0.00176	-0.00014	-0.00012
1786	TH_Z	Max	0.000099	0.000232	0.099256	0.000033	0.000128	4.69E-06
1786	TH_Z	Min	-0.00011	-0.00022	-0.02279	-0.00003	-0.00015	-3.6E-06
1795	TH_X	Max	0.124233	0.00414	0.000321	0.00081	0.001839	0.000253
1795	TH_X	Min	-0.0072	-0.00419	-0.00035	-0.00083	-0.00179	-0.00025
1795	TH_Y	Max	0.000694	0.166917	0.000966	0.001989	0.000107	0.000132
1795	TH_Y	Min	-0.00069	-0.028	-0.00102	-0.00176	-9.9E-05	-0.00012
1795	TH_Z	Max	0.000105	0.000232	0.099256	0.000035	0.000067	4.69E-06
1795	TH_Z	Min	-0.00012	-0.00022	-0.02246	-3.8E-05	-7.7E-05	-3.6E-06
1803	TH_X	Max	0.124233	0.004115	0.000351	0.000836	0.001504	0.000253
1803	TH_X	Min	-0.00705	-0.00417	-0.00038	-0.00087	-0.00142	-0.00025
1803	TH_Y	Max	0.000565	0.166917	0.000093	0.001885	0.000167	0.000132
1803	TH_Y	Min	-0.00062	-0.028	-8.8E-05	-0.00167	-0.00018	-0.00012

1803	TH_Z	Max	0.000096	0.000232	0.099256	0.000188	0.0006	4.69E-06
1803	TH_Z	Min	-0.0001	-0.00022	-0.02283	-0.00022	-0.00071	-3.6E-06
Όροφος 3								
1831	TH_X	Max	0.124233	0.006725	0.000346	0.000706	0.001586	0.000402
1831	TH_X	Min	-0.01203	-0.00667	-0.00039	-0.00074	-0.00128	-0.0004
1831	TH_Y	Max	0.001209	0.166917	0.001148	0.001993	0.000145	0.000197
1831	TH_Y	Min	-0.00111	-0.03214	-0.00108	-0.00197	-0.00014	-0.00017
1831	TH_Z	Max	0.000103	0.00027	0.099256	0.000067	0.000434	2.49E-06
1831	TH_Z	Min	-9.9E-05	-0.00029	-0.02281	-6.7E-05	-0.00051	-2.2E-06
1840	TH_X	Max	0.124233	0.006725	0.000326	0.000706	0.001634	0.000402
1840	TH_X	Min	-0.01303	-0.00667	-0.00035	-0.00074	-0.00143	-0.0004
1840	TH_Y	Max	0.000928	0.166917	0.000981	0.001984	0.0001	0.000197
1840	TH_Y	Min	-0.001	-0.03214	-0.00104	-0.00196	-9.6E-05	-0.00017
1840	TH_Z	Max	0.000101	0.00027	0.099256	0.000055	0.000293	2.49E-06
1840	TH_Z	Min	-0.0001	-0.00029	-0.02249	-5.9E-05	-0.00034	-2.2E-06
1848	TH_X	Max	0.124233	0.006685	0.000375	0.000718	0.001255	0.000402
1848	TH_X	Min	-0.01243	-0.00663	-0.0004	-0.00079	-0.00111	-0.0004
1848	TH_Y	Max	0.000779	0.166917	0.000093	0.001715	0.000285	0.000197
1848	TH_Y	Min	-0.00085	-0.03213	-8.7E-05	-0.00169	-0.00028	-0.00017
1848	TH_Z	Max	0.000102	0.00027	0.099256	0.00042	0.001293	2.49E-06
1848	TH_Z	Min	-9.9E-05	-0.00029	-0.0229	-0.00049	-0.00154	-2.2E-06
Όροφος 4								
1879	TH_X	Max	0.124233	0.005451	0.000403	0.000344	0.001134	0.000543
1879	TH_X	Min	-0.01606	-0.00522	-0.0004	-0.00041	-0.00086	-0.00056
1879	TH_Y	Max	0.001573	0.166917	0.001192	0.001538	0.00017	0.000286
1879	TH_Y	Min	-0.00161	-0.03544	-0.00112	-0.00181	-0.00015	-0.00025
1879	TH_Z	Max	0.000144	0.000347	0.099256	0.000202	0.000504	9.86E-06
1879	TH_Z	Min	-0.00015	-0.00033	-0.02374	-0.00016	-0.00056	-1.4E-05
1894	TH_X	Max	0.124233	0.005451	0.000201	0.000109	0.001072	0.000543
1894	TH_X	Min	-0.01725	-0.00522	-0.00016	-0.00013	-0.00083	-0.00056
1894	TH_Y	Max	0.001082	0.166917	0.000399	0.000569	0.000085	0.000286

1894	TH_Y	Min	-0.00099	-0.03544	-0.00049	-0.00062	-0.00011	-0.00025
1894	TH_Z	Max	0.000148	0.000347	0.099256	0.000015	0.001517	9.86E-06
1894	TH_Z	Min	-0.00015	-0.00033	-0.02573	-1.7E-05	-0.00167	-1.4E-05
1904	TH_X	Max	0.124233	0.005451	0.000139	0.000214	0.001853	0.000543
1904	TH_X	Min	-0.01849	-0.00522	-0.00016	-0.00026	-0.00147	-0.00056
1904	TH_Y	Max	0.001444	0.166917	0.001125	0.001037	0.000169	0.000286
1904	TH_Y	Min	-0.00126	-0.03544	-0.00117	-0.0012	-0.00019	-0.00025
1904	TH_Z	Max	0.000162	0.000347	0.099256	0.000561	0.000151	9.86E-06
1904	TH_Z	Min	-0.00017	-0.00033	-0.02327	-0.00062	-0.00018	-1.4E-05
Δώμα								
1920	TH_X	Max	0.124233	0.002334	0.000427	0.000421	0.001256	0.000722
1920	TH_X	Min	-0.02029	-0.00223	-0.00036	-0.0005	-0.00099	-0.00082
1920	TH_Y	Max	0.001264	0.166917	0.001249	0.001394	0.000159	0.000367
1920	TH_Y	Min	-0.0012	-0.038	-0.00111	-0.00166	-0.00017	-0.00033
1920	TH_Z	Max	0.000163	0.000567	0.099256	0.000298	0.000214	0.000055
1920	TH_Z	Min	-0.00021	-0.00058	-0.02495	-0.00033	-0.00024	-5.2E-05
1926	TH_X	Max	0.124233	0.002389	0.000251	0.000342	0.00165	0.000722
1926	TH_X	Min	-0.02255	-0.00229	-0.00023	-0.00039	-0.00132	-0.00082
1926	TH_Y	Max	0.001846	0.166917	0.001065	0.001437	0.000134	0.000367
1926	TH_Y	Min	-0.00147	-0.038	-0.00115	-0.00172	-0.00014	-0.00033
1926	TH_Z	Max	0.00026	0.000575	0.099256	0.000251	0.00004	0.000055
1926	TH_Z	Min	-0.00029	-0.00059	-0.02303	-0.00028	-4.1E-05	-5.2E-05

Προκειμένου να υπάρχει μια πιο εποπτική εικόνα των όσων παρατίθενται στους παραπάνω πίνακες, παρουσιάζονται ορισμένα συγκεντρωτικά στοιχεία για ορισμένα μέλη και κόμβους:

Πίνακας 6.16 Εποπτική Παρουσίαση Εντατικών Μεγεθών Δοκού Κατά Χ

ΜΕΛΟΣ	ΘΕΣΗ (m)	CASE	MAX/MIN	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
606	0.38	EX		205.57	44.25	0.57	0.93	82.00
606	0.38	RSX	Max	213.92	46.34	3.67	1.26	82.23
606	0.38	TH_X	Max	283.00	59.68	6.67	1.32	109.65
606	0.38	TH_X	Min	-230.35	-49.17	-6.05	-1.14	-87.78

Πίνακας 6.17 Εποπτική Παρουσίαση Παραμορφωσιακών Μεγεθών του Κόμβου 1920 του Δώματος κατά Χ

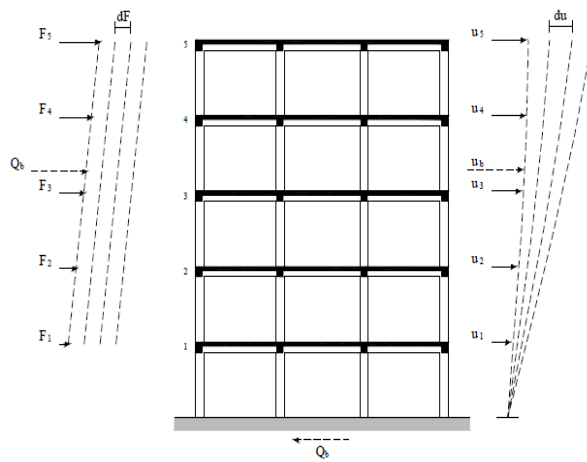
ΘΕΣΗ (m)	CASE	MAX/MIN	U1 (m)	U2 (m)	U3 (m)	R1 (rad)	R2 (rad)	R3 (rad)
1920	EX		0.02132	0.001304	0.000336	-0.00036	0.000882	-0.00038
1920	RSX	Max	0.022646	0.002802	0.000389	0.00042	0.000964	0.000638
1920	TH_X	Max	0.124233	0.002334	0.000427	0.000421	0.001256	0.000722
1920	TH_X	Min	-0.02029	-0.00223	-0.00036	-0.0005	-0.00099	-0.00082

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

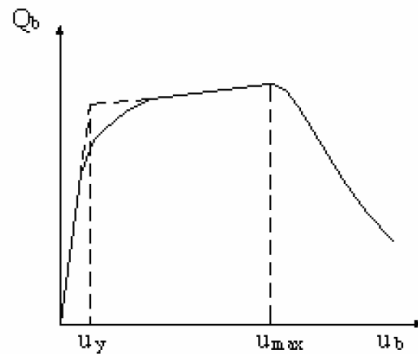
7.1 ΓΕΝΙΚΑ

Η όλο και αυξανόμενη τάση σχεδιασμού των νέων κατασκευών με βάση τις μετακινήσεις, ως πιο οικονομική και ακριβής, και όχι με την παραδοσιακή μέθοδο με βάση της δυνάμεις, έχει οδηγήσει στην ευρεία εφαρμογή μη γραμμικών μεθόδων ανάλυσης. Η τάση αυτή ενισχύεται και από την αυξανόμενη ανάγκη για αποτίμηση ήδη υπαρχουσών (υφιστάμενων) κατασκευών.

Κύριος σκοπός των μεθόδων αυτών είναι η αποτίμηση του μεγέθους των ανελαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία της κατασκευής υπό την επιλεγμένη σεισμική διέγερση. Η διαδικασία αυτή βρίσκει έκφραση κυρίως με δύο μεθόδους, την ανελαστική ανάλυση πλευρικής οριακής ώθησης (Pushover) και την μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας (Non-Linear Time History).



Εικόνα 7.1 Σχηματική Διάταξη Ανάλυσης Pushover



$$Q_b = \sum_1^n F_i$$

$$u_b = \frac{\sum_1^n F_i u_i}{Q_b}$$

$$\mu = \frac{u_{max}}{u_y}$$

Εικόνα 7.2 Καμπύλη Ανάλυσης Pushover

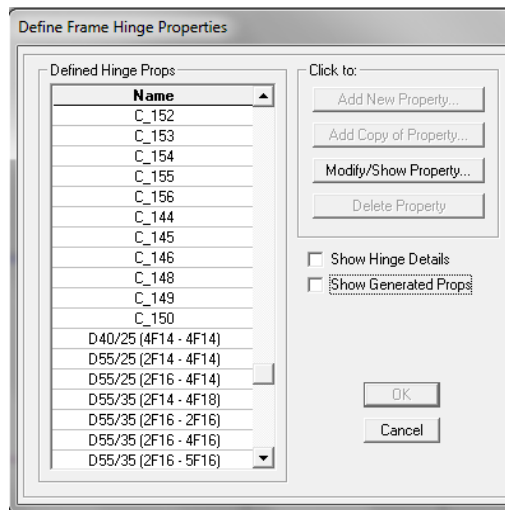
7.2 ΟΡΙΣΜΟΣ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΡΘΡΩΣΕΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

Κύριος στόχος σε μια κατασκευή είναι ο προσδιορισμός του τρόπου και των θέσεων εκδήλωσης ανελαστικών παραμορφώσεων και η εκτίμηση του μεγέθους τους συγκριτικά με τις αποδεκτές τιμές. Η απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας

εξασφαλίζεται κυρίως μέσω των πλαστικών αρθρώσεων. Για την εφαρμογή των ανελαστικών αναλύσεων, θα πρέπει να καθορίσουμε τα μέλη, καθώς και τα σημεία τους στα οποία ενδέχεται να εμφανιστούν πλαστικές αρθρώσεις (Hinge Properties). Πρόκειται για το σύνολο των μελών της κατασκευής – υποστυλώματα, τοιχώματα και δοκοί – στα σημεία αρχής και τέλους.

Για τον ορισμό των πλαστικών αρθρώσεων στο SAP2000 έχουμε:

Define → Section Properties → Hinge Properties



Εικόνα 7.3 Ορισμός Αρθρώσεων

Σε κάθε διατομή ορίζεται ψαθυρός τύπος (Ductile) και έλεγχος μετακινήσεων (Deformation Control). Ειδικότερα, για τα υποστυλώματα ορίζεται κρίσιμη η αλληλεπίδραση σε διαξονική κάμψη κατά τις δύο διευθύνσεις και αξονική δύναμη (Interacting $P - M2 - M3$) και για τις δοκούς αλληλεπίδραση μόνο σε καμπτική ροπή περί τον άξονα 3-3 (Moment $M3$). Στην λογική αυτή απαιτείται ο προσδιορισμός διαφορετικών πλαστικών αρθρώσεων για κάθε δοκό, ανάλογα με την ροπή διαρροής της, που θα εφαρμοστούν στα άκρα των στοιχείων. Αντίστοιχα, οι πλαστικές αρθρώσεις των υποστυλωμάτων θα πρέπει να οριστούν για κάθε ένα χωριστά ώστε να περιέχουν τις τιμές των αξονικών δυνάμεων οι οποίες θα ληφθούν κατά το δυσμενέστερο από τον στατικό συνδυασμό $1.35G + 1.50Q$.

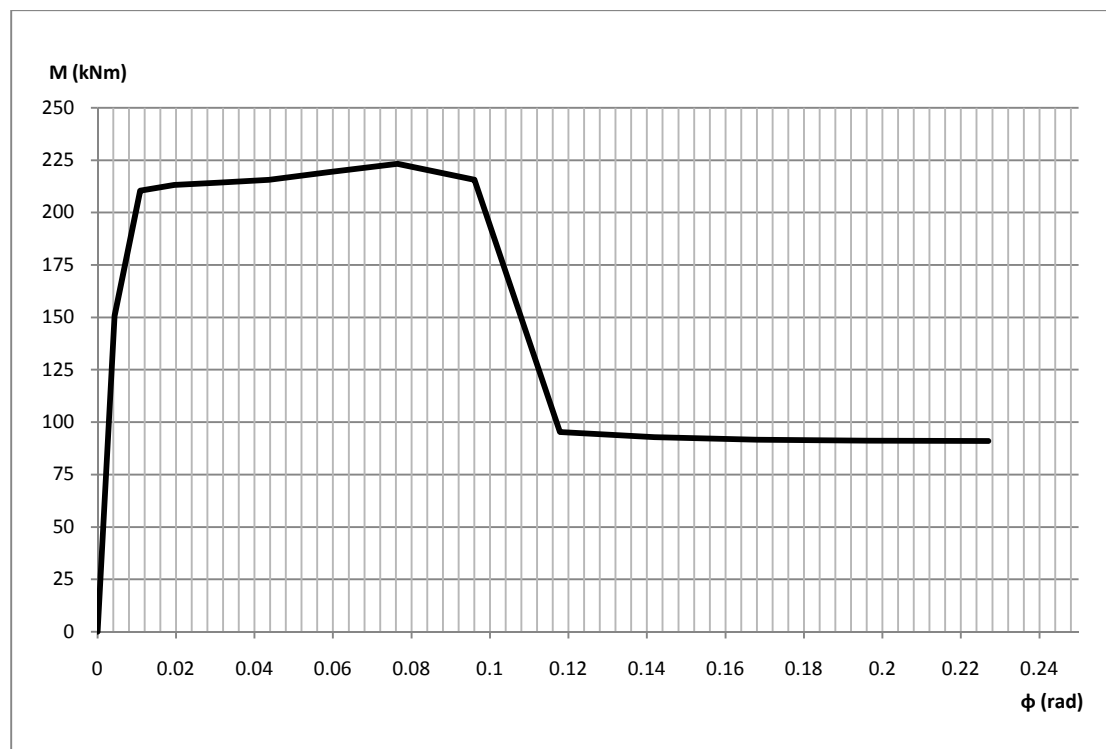
Παρακάτω παραθέτονται οι τιμές των αξονικών δυνάμεων των υποστυλωμάτων, όπως προέκυψαν από το SAP2000:

Πίνακας 7.1 Αξονικές Δυνάμεις Υποστυλωμάτων

ΔΙΑΤΟΜΗ \ ΟΡΟΦΟΣ	1	2	3	4	Δώμα
T 120/30	345	328	329	-	-
P₀ (kN)	-1213.190	-898.668	-453.677		
K 50/50	364	366	369	-	-
P₀ (kN)	-1821.930	-1571.461	-780.977	-	-
T 120/30	346	323	326	-	-
P₀ (kN)	-1204.723	-876.507	-446.860	-	-
K 50/50	360	361	362	363	-
P₀ (kN)	-2535.26	-2134.82	-1310.41	-469.169	-
R55	378	379	380	381	-
P₀ (kN)	-3215.41	-3160.75	-1892.77	-641.588	-
T120/25	347	348	349	351	-
P₀ (kN)	-2738.87	-2345.41	-1445.76	-525.103	-
T 160/25	398	399	400	401	402
P₀ (kN)	-3324.38	-2782.65	-2006.46	-1207.45	-401.509
K 55/55	382	383	384	385	386
P₀ (kN)	-3640.75	-3228.13	-2115.82	-1196.65	-282.828
T120/30	338	331	332	333	-
P₀ (kN)	-2230.06	-1762.03	-1116.18	-570.411	-
T 160/25	393	394	395	396	397
P₀ (kN)	-2939.73	-2443.56	-1743.77	-1038.46	-307.358
K 55/55	846	388	389	390	391
P₀ (kN)	-3566.43	-3123.14	-2029.06	-1144.54	-263.799
T120/30	334	335	336	337	-
P₀ (kN)	-2237.27	-1772.15	-1124.67	-574.512	-
K 50/50	356	357	358	359	-
P₀ (kN)	-2549.31	-2144.78	-1315.16	-470.053	-
R55	377	374	375	376	-
P₀ (kN)	-3220.5	-3165.84	-1897.16	-645.574	-
T120/25	352	353	354	355	-

ΔΙΑΤΟΜΗ \ ΟΡΟΦΟΣ	1	2	3	4	Δώμα
P_0 (kN)	-2754.84	-2358.57	-1455.39	-529.115	-
T 120/30	342	343	344	-	-
P_0 (kN)	-1208.35	-895.341	-452.036	-	-
K 50/50	370	371	372	-	-
P_0 (kN)	-1825.45	-1575.2	-783.245	-	-
T 120/30	339	340	341	-	-
P_0 (kN)	-1203.19	-875.463	-446.481	-	-
ASANSER 2	158	159	170	171	172
P_0 (kN)	-635.121	-471.16	-368.955	-209.783	-80.72
ASANSER 2	152	153	154	155	156
P_0 (kN)	-876.427	-738.432	-557.309	-557.309	-392.049
ASANSER 1	145	146	148	149	150
P_0 (kN)	-823.608	-747.412	-589.581	-381.481	-168.677

Δίνονται επίσης οι τιμές των ροπών διαρροής κάθε διαφορετικού τύπου υποστυλώματος όπως υπολογίστηκαν αυτόματα από το SAP2000.



Διάγραμμα 7.1 Καμπύλη Ροπής – Καμπυλότητας Δοκού D60/25 (2F14 – 4F16)

Πίνακας 7.2 Ροπές Διαρροής Δοκών

ΔΙΑΤΟΜΗ	My (kNm)
D40/25 (4F14 – 4F14)	78.890
D55/25 (2F14 – 4F14)	113.246
D55/25 (2F16 – 4F14)	113.757
D55/35 (2F14 – 4F18)	181.783
D55/35 (2F16 – 2F16)	80.278
D55/35 (2F16 – 4F16)	148.596
D55/35 (2F16 – 5F16)	181.029
D55/35 (4F14 – 3F18)	143.289
D60/25 (2F14 – 4F14)	125.248
D60/25 (2F14 – 4F16)	163.750
D60/25 (2F16 – 4F14)	125.811
D60/25 (2F16 – 4F16)	159.177
D60/25 (3F16 – 3F16)	128.204
D60/25 (4F14 – 2F16)	86.615
D60/35 (2F16 – 5F16)	200.368
D60/35 (2F16 – 6F16)	235.625
D60/35 (3F16 – 3F16)	128.204

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, Μέρος 3 η στροφή διαρροής και η στροφή αστοχίας μιας διατομής προκύπτουν από τις παρακάτω σχέσεις ως συνάρτηση των καμπυλοτήτων διαρροής και αστοχίας, αλλά και διαφόρων άλλων παραμέτρων. Έχουμε λοιπόν τα εξής:

- Η στροφή διαρροής για δοκούς και κολόνες:

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0.0013 \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \varphi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (7.1)$$

- Η στροφή διαρροής για τοιχία:

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0.002 \left(1 - 0.125 \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \varphi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (7.2)$$

- Η στροφή αστοχίας:

$$\theta_u = \theta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_v} \right) \quad (7.3)$$

$$L_{pl} = \frac{L_v}{30} + 0.2h + 0.11 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (7.4)$$

Όπου: φ_y : η καμυλότητα διαρροής της διατομής

φ_u : η καμυλότητα αστοχίας της διατομής

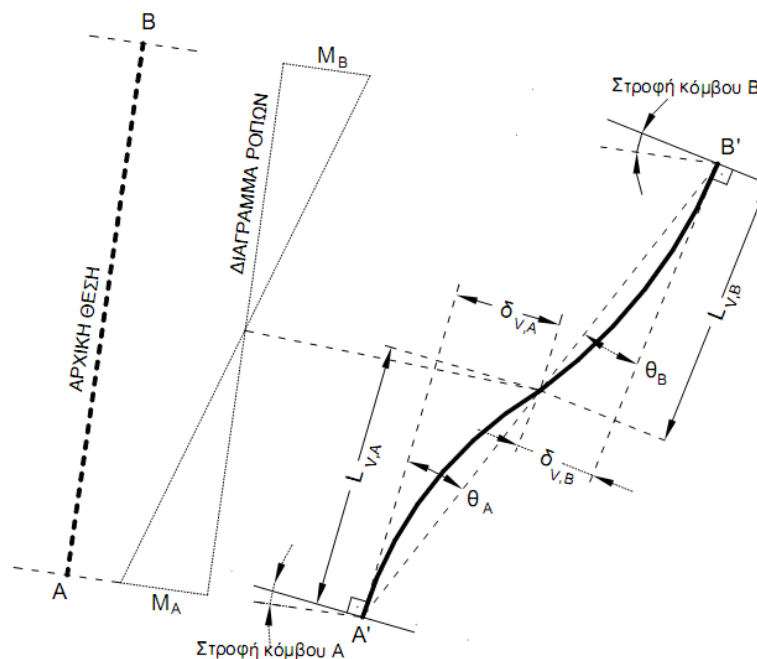
L_v : το μήκος διάτμησης ($L_v = M/V \sim L/2$)

z : μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων ($\sim 0.9d$)

α_v : 1 αν προηγείται η διατμητική αστοχία και 0 αν προηγείται η καμπτική

f_y και f_c : η ροπή διαρροής του χάλυβα και η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος (σε MPa)

d_b : μια μέση τιμή των διαμέτρων του οπλισμού της διατομής



Εικόνα 7.4 Στροφές Κόμβων Μέλους

Λαμβάνοντας λοιπόν τις τιμές των καμυλοτήτων κάθε διατομής από το SAP2000 μπορούν να υπολογιστούν εύκολα οι στροφές διαρροής και αστοχίας:

Πίνακας 7.3 Στροφές Διαρροής και Αστοχίας Δοκών

ΔΙΑΤΟΜΗ	ΜΗΚΟΣ (m)	φ _γ	φ _υ	L _v (~L/2)	α _{vz}	h	d _b (m)	L _{pl}	θ _γ	θ _υ
D40/25 (4F14 – 4F14)	1.10	0.009435	0.0976	0.550	0	0.40	0.014	0.291	0.007	0.025
D55/25 (2F14 – 4F14)	3.75	0.006479	0.0769	1.875	0	0.55	0.014	0.365	0.007	0.031
2	4.30	0.006479	0.0769	2.150	0	0.55	0.014	0.374	0.008	0.032
3	4.55	0.006479	0.0769	2.275	0	0.55	0.014	0.378	0.008	0.033
4	3.40	0.006479	0.0769	1.700	0	0.55	0.014	0.359	0.007	0.030
D55/25 (2F16 – 4F14)	4.55	0.006439	0.0831	2.275	0	0.55	0.015	0.392	0.008	0.036
2	3.40	0.006439	0.0831	1.700	0	0.55	0.015	0.373	0.007	0.033
D55/35 (2F14 – 4F18)	6.46	0.006744	0.0489	3.230	0	0.55	0.016	0.438	0.011	0.028
D55/35 (2F16 – 2F16)	4.20	0.005921	0.1179	2.100	0	0.55	0.016	0.400	0.007	0.048
D55/35 (2F16 – 4F16)	4.20	0.006435	0.0786	2.100	0	0.55	0.016	0.400	0.008	0.034
D55/35 (2F16 – 5F16)	6.46	0.006677	0.0654	3.230	0	0.55	0.016	0.438	0.011	0.035
D55/35 (4F14 – 3F18)	4.20	0.006307	0.0939	2.100	0	0.55	0.016	0.400	0.008	0.040
D60/25 (2F14 – 4F14)	3.70	0.005824	0.0765	1.850	0	0.60	0.014	0.374	0.007	0.031
2	3.65	0.005824	0.0765	1.825	0	0.60	0.014	0.373	0.007	0.030
3	3.75	0.005824	0.0765	1.875	0	0.60	0.014	0.375	0.007	0.031
4	4.30	0.005824	0.0765	2.150	0	0.60	0.014	0.384	0.007	0.032
5	4.55	0.005824	0.0765	2.275	0	0.60	0.014	0.388	0.008	0.033
6	3.40	0.005824	0.0765	1.700	0	0.60	0.014	0.369	0.007	0.030
D60/25 (2F14 – 4F16)	6.75	0.005795	0.0791	3.375	0	0.60	0.015	0.439	0.010	0.040
2	6.63	0.005795	0.0791	3.315	0	0.60	0.015	0.437	0.009	0.039
3	6.55	0.005795	0.0791	3.275	0	0.60	0.015	0.435	0.009	0.039
4	6.43	0.005795	0.0791	3.215	0	0.60	0.015	0.433	0.009	0.039
5	4.80	0.005795	0.0791	2.400	0	0.60	0.015	0.406	0.008	0.035
D60/25 (2F16 – 4F14)	4.55	0.005791	0.0829	2.275	0	0.60	0.015	0.402	0.008	0.036
2	3.40	0.005791	0.0829	1.700	0	0.60	0.015	0.383	0.007	0.033
D60/25 (4F14 – 2F16)	2.90	0.005445	0.115	1.450	0	0.60	0.015	0.375	0.006	0.042
D60/35 (2F16 – 5F16)	6.46	0.005991	0.0594	3.230	0	0.60	0.016	0.448	0.010	0.032
D60/35 (2F16 – 6F16)	6.46	0.006193	0.0444	3.230	0	0.60	0.016	0.448	0.010	0.026
D60/35 (3F16 – 3F16)	4.20	0.005535	0.104	2.100	0	0.60	0.016	0.410	0.007	0.044

Πίνακας 7.4 Στροφές Διαρροής και Αστοχίας Υποστυλωμάτων και Τοιχιών (ως προς άξονα Χ)

ΔΙΑΤΟΜΗ	ΜΗΚΟΣ (m)	ϕ_y	ϕ_u	$L_s(\sim L/2)$	z	h	d_b	L_{pl}	θ_y	θ_u
10	2.55	0.0028	0.0223	1.275	0	1.20	0.014	0.475	0.004	0.011
345	2.65	0.0028	0.0223	1.325	0	1.20	0.014	0.477	0.004	0.011
328	2.05	0.0028	0.0223	1.025	0	1.20	0.014	0.467	0.003	0.010
329	2.45	0.0028	0.0223	1.225	0	1.20	0.014	0.473	0.004	0.011
1	2.55	0.0079	0.0533	1.275	0	0.50	0.017	0.376	0.008	0.022
364	2.65	0.0079	0.0533	1.325	0	0.50	0.017	0.378	0.008	0.022
366	2.05	0.0079	0.0533	1.025	0	0.50	0.017	0.368	0.007	0.021
369	2.45	0.0079	0.0533	1.225	0	0.50	0.017	0.375	0.008	0.022
9	2.55	0.0028	0.0223	1.275	0	1.20	0.014	0.475	0.004	0.011
346	2.65	0.0028	0.0223	1.325	0	1.20	0.014	0.477	0.004	0.011
323	2.05	0.0028	0.0223	1.025	0	1.20	0.014	0.467	0.003	0.010
326	2.45	0.0028	0.0223	1.225	0	1.20	0.014	0.473	0.004	0.011
2	2.55	0.0079	0.0533	1.275	0	0.50	0.017	0.376	0.008	0.022
360	2.65	0.0079	0.0533	1.325	0	0.50	0.017	0.378	0.008	0.022
361	2.05	0.0079	0.0533	1.025	0	0.50	0.017	0.368	0.007	0.021
362	2.45	0.0079	0.0533	1.225	0	0.50	0.017	0.375	0.008	0.022
363	2.45	0.0079	0.0533	1.225	0	0.50	0.017	0.375	0.008	0.022
7	2.55	0.0075	0.0344	1.275	0	0.55	0.017	0.386	0.007	0.016
378	2.65	0.0075	0.0344	1.325	0	0.55	0.017	0.388	0.007	0.016
379	2.05	0.0075	0.0344	1.025	0	0.55	0.017	0.378	0.007	0.015
380	2.45	0.0075	0.0344	1.225	0	0.55	0.017	0.385	0.007	0.016
381	2.45	0.0070	0.0390	1.225	0	0.55	0.017	0.385	0.007	0.017
17	2.55	0.0028	0.0232	1.275	0	1.20	0.012	0.448	0.003	0.011
347	2.65	0.0028	0.0232	1.325	0	1.20	0.012	0.449	0.003	0.011
348	2.05	0.0028	0.0232	1.025	0	1.20	0.012	0.439	0.003	0.010
349	2.45	0.0028	0.0232	1.225	0	1.20	0.012	0.446	0.003	0.011
351	2.45	0.0028	0.0232	1.225	0	1.20	0.012	0.446	0.003	0.011
15	2.55	0.0020	0.0208	1.275	0	1.60	0.012	0.528	0.003	0.011
398	2.65	0.0020	0.0208	1.325	0	1.60	0.012	0.529	0.003	0.011

ΔΙΑΤΟΜΗ	ΜΗΚΟΣ (m)	ϕ_y	ϕ_u	$L_s(\sim L/2)$	z	h	d_b	L_{pl}	θ_y	θ_u
399	2.05	0.0020	0.0208	1.025	0	1.60	0.012	0.519	0.003	0.010
400	2.45	0.0020	0.0208	1.225	0	1.60	0.012	0.526	0.003	0.011
401	2.45	0.0020	0.0208	1.225	0	1.60	0.012	0.526	0.003	0.011
402	2.20	0.0020	0.0208	1.100	0	1.60	0.012	0.522	0.003	0.010
5	2.55	0.0069	0.0537	1.275	0	0.55	0.017	0.386	0.007	0.022
382	2.65	0.0069	0.0537	1.325	0	0.55	0.017	0.388	0.007	0.023
383	2.05	0.0069	0.0537	1.025	0	0.55	0.017	0.378	0.007	0.021
384	2.45	0.0069	0.0537	1.225	0	0.55	0.017	0.385	0.007	0.022
385	2.45	0.0069	0.0537	1.225	0	0.55	0.017	0.385	0.007	0.022
386	2.20	0.0069	0.0537	1.100	0	0.55	0.017	0.380	0.007	0.021
11	2.55	0.0129	0.1083	1.275	0	0.30	0.014	0.295	0.009	0.034
338	2.65	0.0129	0.1083	1.325	0	0.30	0.014	0.297	0.010	0.035
331	2.05	0.0129	0.1083	1.025	0	0.30	0.014	0.287	0.008	0.032
332	2.45	0.0129	0.1083	1.225	0	0.30	0.014	0.293	0.009	0.034
333	2.45	0.0129	0.1083	1.225	0	0.30	0.014	0.293	0.009	0.034
16	2.55	0.0020	0.0208	1.275	0	1.60	0.012	0.528	0.003	0.011
393	2.65	0.0020	0.0208	1.325	0	1.60	0.012	0.529	0.003	0.011
394	2.05	0.0020	0.0208	1.025	0	1.60	0.012	0.519	0.003	0.010
395	2.45	0.0020	0.0208	1.225	0	1.60	0.012	0.526	0.003	0.011
396	2.45	0.0020	0.0208	1.225	0	1.60	0.012	0.526	0.003	0.011
397	2.20	0.0020	0.0208	1.100	0	1.60	0.012	0.522	0.003	0.010
6	2.55	0.0069	0.0537	1.275	0	0.55	0.017	0.386	0.007	0.022
846	2.65	0.0069	0.0537	1.325	0	0.55	0.017	0.388	0.007	0.023
388	2.05	0.0069	0.0537	1.025	0	0.55	0.017	0.378	0.007	0.021
389	2.45	0.0069	0.0537	1.225	0	0.55	0.017	0.385	0.007	0.022
390	2.45	0.0069	0.0537	1.225	0	0.55	0.017	0.385	0.007	0.022
391	2.20	0.0069	0.0537	1.100	0	0.55	0.017	0.380	0.007	0.021
12	2.55	0.0129	0.1083	1.275	0	0.30	0.014	0.295	0.009	0.034
334	2.65	0.0129	0.1083	1.325	0	0.30	0.014	0.297	0.010	0.035
335	2.05	0.0129	0.1083	1.025	0	0.30	0.014	0.287	0.008	0.032

ΔΙΑΤΟΜΗ	ΜΗΚΟΣ (m)	ϕ_y	ϕ_u	$L_s(\sim L/2)$	z	h	d_b	L_{pl}	θ_y	θ_u
336	2.45	0.0129	0.1083	1.225	0	0.30	0.014	0.293	0.009	0.034
337	2.45	0.0129	0.1083	1.225	0	0.30	0.014	0.293	0.009	0.034
3	2.55	0.0079	0.0533	1.275	0	0.50	0.017	0.376	0.008	0.022
356	2.65	0.0079	0.0533	1.325	0	0.50	0.017	0.378	0.008	0.022
357	2.05	0.0079	0.0533	1.025	0	0.50	0.017	0.368	0.007	0.021
358	2.45	0.0079	0.0533	1.225	0	0.50	0.017	0.375	0.008	0.022
359	2.45	0.0079	0.0533	1.225	0	0.50	0.017	0.375	0.008	0.022
8	2.55	0.0075	0.0344	1.275	0	0.55	0.017	0.386	0.007	0.016
377	2.65	0.0075	0.0344	1.325	0	0.55	0.017	0.388	0.007	0.016
374	2.05	0.0075	0.0344	1.025	0	0.55	0.017	0.378	0.007	0.015
375	2.45	0.0075	0.0344	1.225	0	0.55	0.017	0.385	0.007	0.016
376	2.45	0.0070	0.0390	1.225	0	0.55	0.017	0.385	0.007	0.017
18	2.55	0.0028	0.0232	1.275	0	1.20	0.012	0.448	0.003	0.011
352	2.65	0.0028	0.0232	1.325	0	1.20	0.012	0.449	0.003	0.011
353	2.05	0.0028	0.0232	1.025	0	1.20	0.012	0.439	0.003	0.010
354	2.45	0.0028	0.0232	1.225	0	1.20	0.012	0.446	0.003	0.011
355	2.45	0.0028	0.0232	1.225	0	1.20	0.012	0.446	0.003	0.011
14	2.55	0.0028	0.0223	1.275	0	1.20	0.014	0.475	0.004	0.011
342	2.65	0.0028	0.0223	1.325	0	1.20	0.014	0.477	0.004	0.011
343	2.05	0.0028	0.0223	1.025	0	1.20	0.014	0.467	0.003	0.010
344	2.45	0.0028	0.0223	1.225	0	1.20	0.014	0.473	0.004	0.011
4	2.55	0.0079	0.0533	1.275	0	0.50	0.017	0.376	0.008	0.022
370	2.65	0.0079	0.0533	1.325	0	0.50	0.017	0.378	0.008	0.022
371	2.05	0.0079	0.0533	1.025	0	0.50	0.017	0.368	0.007	0.021
372	2.45	0.0079	0.0533	1.225	0	0.50	0.017	0.375	0.008	0.022
13	2.55	0.0028	0.0223	1.275	0	1.20	0.014	0.475	0.004	0.011
339	2.65	0.0028	0.0223	1.325	0	1.20	0.014	0.477	0.004	0.011
340	2.05	0.0028	0.0223	1.025	0	1.20	0.014	0.467	0.003	0.010
341	2.45	0.0028	0.0223	1.225	0	1.20	0.014	0.473	0.004	0.011
157	2.55	0.0152	0.1424	1.275	0	0.25	0.012	0.258	0.010	0.040

ΔΙΑΤΟΜΗ	ΜΗΚΟΣ (m)	ϕ_y	ϕ_u	$L_s(\sim L/2)$	z	h	d_b	L_{pl}	θ_y	θ_u
158	2.65	0.0152	0.1424	1.325	0	0.25	0.012	0.259	0.010	0.040
159	2.05	0.0152	0.1424	1.025	0	0.25	0.012	0.249	0.009	0.037
170	2.45	0.0152	0.1424	1.225	0	0.25	0.012	0.256	0.010	0.039
171	2.45	0.0152	0.1424	1.225	0	0.25	0.012	0.256	0.010	0.039
172	2.20	0.0152	0.1424	1.100	0	0.25	0.012	0.252	0.009	0.038
151	2.55	0.0152	0.1424	1.275	0	0.25	0.012	0.258	0.010	0.040
152	2.65	0.0152	0.1424	1.325	0	0.25	0.012	0.259	0.010	0.040
153	2.05	0.0152	0.1424	1.025	0	0.25	0.012	0.249	0.009	0.037
154	2.45	0.0152	0.1424	1.225	0	0.25	0.012	0.256	0.010	0.039
155	2.45	0.0152	0.1424	1.225	0	0.25	0.012	0.256	0.010	0.039
156	2.20	0.0152	0.1424	1.100	0	0.25	0.012	0.252	0.009	0.038
144	2.55	0.0015	0.0170	1.275	0	2.10	0.012	0.628	0.003	0.010
145	2.65	0.0015	0.0170	1.325	0	2.10	0.012	0.629	0.003	0.010
146	2.05	0.0015	0.0170	1.025	0	2.10	0.012	0.619	0.003	0.009
148	2.45	0.0015	0.0170	1.225	0	2.10	0.012	0.626	0.003	0.010
149	2.45	0.0015	0.0170	1.225	0	2.10	0.012	0.626	0.003	0.010
150	2.20	0.0015	0.0170	1.100	0	2.10	0.012	0.622	0.003	0.010

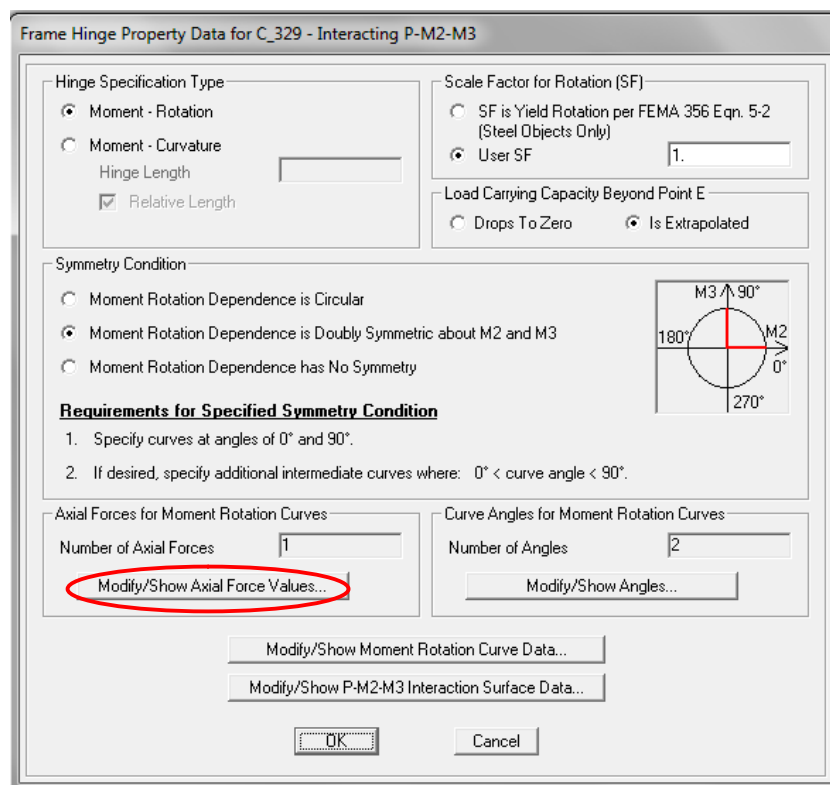
Πίνακας 7.5 Στροφές Διαρροής και Αστοχίας Τοιχίων (ως προς άξονα Υ)

ΔΙΑΤΟΜΗ	ΜΗΚΟΣ (m)	φ _γ	φ _υ	L _s (~L/2)	z	h	d _b	L _{pl}	θ _γ	θ _υ
10	2.55	0.0129	0.1083	1.275	0	0.30	0.014	0.295	0.009	0.034
345	2.65	0.0129	0.1083	1.325	0	0.30	0.014	0.297	0.010	0.035
328	2.05	0.0129	0.1083	1.025	0	0.30	0.014	0.287	0.008	0.032
329	2.45	0.0129	0.1083	1.225	0	0.30	0.014	0.293	0.009	0.034
9	2.55	0.0129	0.1083	1.275	0	0.30	0.014	0.295	0.009	0.034
346	2.65	0.0129	0.1083	1.325	0	0.30	0.014	0.297	0.010	0.035
323	2.05	0.0129	0.1083	1.025	0	0.30	0.014	0.287	0.008	0.032
326	2.45	0.0129	0.1083	1.225	0	0.30	0.014	0.293	0.009	0.034
17	2.55	0.0129	0.1083	1.275	0	0.25	0.012	0.258	0.009	0.031
347	2.65	0.0129	0.1083	1.325	0	0.25	0.012	0.259	0.009	0.031
348	2.05	0.0129	0.1083	1.025	0	0.25	0.012	0.249	0.008	0.029
349	2.45	0.0129	0.1083	1.225	0	0.25	0.012	0.256	0.009	0.030
351	2.45	0.0129	0.1083	1.225	0	0.25	0.012	0.256	0.009	0.030
15	2.55	0.0129	0.1083	1.275	0	0.25	0.012	0.258	0.009	0.031
398	2.65	0.0129	0.1083	1.325	0	0.25	0.012	0.259	0.009	0.031
399	2.05	0.0129	0.1083	1.025	0	0.25	0.012	0.249	0.008	0.029
400	2.45	0.0129	0.1083	1.225	0	0.25	0.012	0.256	0.009	0.030
401	2.45	0.0129	0.1083	1.225	0	0.25	0.012	0.256	0.009	0.030
402	2.20	0.0129	0.1083	1.100	0	0.25	0.012	0.252	0.008	0.029
11	2.55	0.0028	0.0223	1.275	0	1.20	0.014	0.475	0.004	0.011
338	2.65	0.0028	0.0223	1.325	0	1.20	0.014	0.477	0.004	0.011
331	2.05	0.0028	0.0223	1.025	0	1.20	0.014	0.467	0.003	0.010
332	2.45	0.0028	0.0223	1.225	0	1.20	0.014	0.473	0.004	0.011
333	2.45	0.0028	0.0223	1.225	0	1.20	0.014	0.473	0.004	0.011
16	2.55	0.0129	0.1083	1.275	0	0.25	0.012	0.258	0.009	0.031
393	2.65	0.0129	0.1083	1.325	0	0.25	0.012	0.259	0.009	0.031
394	2.05	0.0129	0.1083	1.025	0	0.25	0.012	0.249	0.008	0.029
395	2.45	0.0129	0.1083	1.225	0	0.25	0.012	0.256	0.009	0.030
396	2.45	0.0129	0.1083	1.225	0	0.25	0.012	0.256	0.009	0.030

ΔΙΑΤΟΜΗ	ΜΗΚΟΣ (m)	ϕ_y	ϕ_u	$L_s(\sim L/2)$	z	h	d_b	L_{pl}	θ_y	θ_u
397	2.20	0.0129	0.1083	1.100	0	0.25	0.012	0.252	0.008	0.029
12	2.55	0.0028	0.0223	1.275	0	1.20	0.014	0.475	0.004	0.011
334	2.65	0.0028	0.0223	1.325	0	1.20	0.014	0.477	0.004	0.011
335	2.05	0.0028	0.0223	1.025	0	1.20	0.014	0.467	0.003	0.010
336	2.45	0.0028	0.0223	1.225	0	1.20	0.014	0.473	0.004	0.011
337	2.45	0.0028	0.0223	1.225	0	1.20	0.014	0.473	0.004	0.011
18	2.55	0.0129	0.1083	1.275	0	0.25	0.012	0.258	0.009	0.031
352	2.65	0.0129	0.1083	1.325	0	0.25	0.012	0.259	0.009	0.031
353	2.05	0.0129	0.1083	1.025	0	0.25	0.012	0.249	0.008	0.029
354	2.45	0.0129	0.1083	1.225	0	0.25	0.012	0.256	0.009	0.030
355	2.45	0.0129	0.1083	1.225	0	0.25	0.012	0.256	0.009	0.030
14	2.55	0.0129	0.1083	1.275	0	0.30	0.014	0.295	0.009	0.034
342	2.65	0.0129	0.1083	1.325	0	0.30	0.014	0.297	0.010	0.035
343	2.05	0.0129	0.1083	1.025	0	0.30	0.014	0.287	0.008	0.032
344	2.45	0.0129	0.1083	1.225	0	0.30	0.014	0.293	0.009	0.034
13	2.55	0.0129	0.1083	1.275	0	0.30	0.014	0.295	0.009	0.034
339	2.65	0.0129	0.1083	1.325	0	0.30	0.014	0.297	0.010	0.035
340	2.05	0.0129	0.1083	1.025	0	0.30	0.014	0.287	0.008	0.032
341	2.45	0.0129	0.1083	1.225	0	0.30	0.014	0.293	0.009	0.034
157	2.55	0.0016	0.0172	1.275	0	2.01	0.012	0.610	0.003	0.010
158	2.65	0.0016	0.0172	1.325	0	2.01	0.012	0.611	0.003	0.010
159	2.05	0.0016	0.0172	1.025	0	2.01	0.012	0.601	0.003	0.009
170	2.45	0.0016	0.0172	1.225	0	2.01	0.012	0.608	0.003	0.010
171	2.45	0.0016	0.0172	1.225	0	2.01	0.012	0.608	0.003	0.010
172	2.20	0.0016	0.0172	1.100	0	2.01	0.012	0.604	0.003	0.010
151	2.55	0.0016	0.0172	1.275	0	2.01	0.012	0.610	0.003	0.010
152	2.65	0.0016	0.0172	1.325	0	2.01	0.012	0.611	0.003	0.010
153	2.05	0.0016	0.0172	1.025	0	2.01	0.012	0.601	0.003	0.009
154	2.45	0.0016	0.0172	1.225	0	2.01	0.012	0.608	0.003	0.010
155	2.45	0.0016	0.0172	1.225	0	2.01	0.012	0.608	0.003	0.010

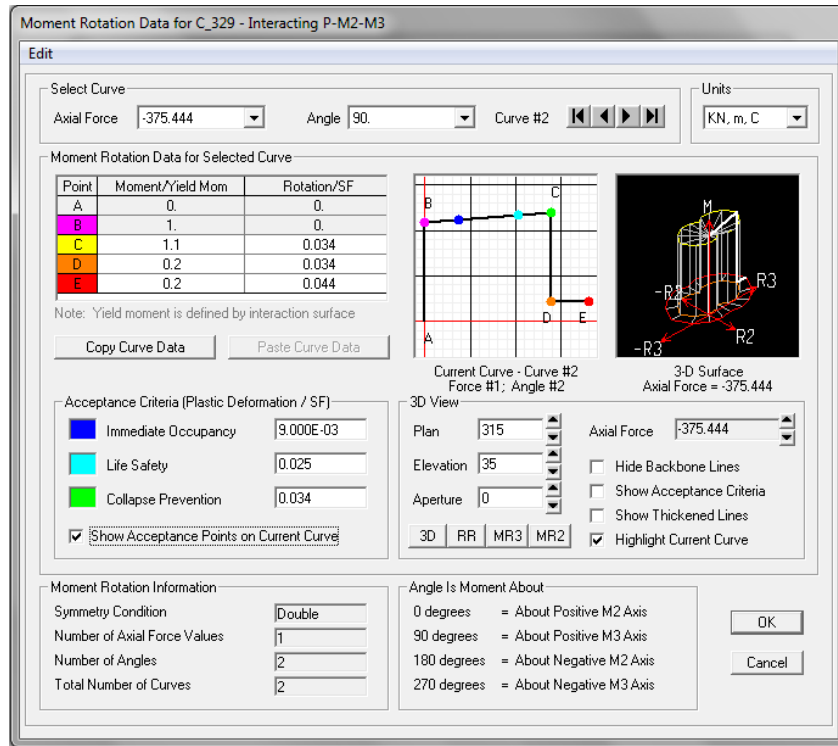
ΔΙΑΤΟΜΗ	ΜΗΚΟΣ (m)	ϕ_y	ϕ_u	$L_s(\sim L/2)$	z	h	d_b	L_{pl}	θ_y	θ_u
156	2.20	0.0016	0.0172	1.100	0	2.01	0.012	0.604	0.003	0.010
144	2.55	0.0151	0.1442	1.275	0	0.25	0.012	0.258	0.010	0.040
145	2.65	0.0151	0.1442	1.325	0	0.25	0.012	0.259	0.010	0.040
146	2.05	0.0151	0.1442	1.025	0	0.25	0.012	0.249	0.009	0.037
148	2.45	0.0151	0.1442	1.225	0	0.25	0.012	0.256	0.010	0.039
149	2.45	0.0151	0.1442	1.225	0	0.25	0.012	0.256	0.010	0.039
150	2.20	0.0151	0.1442	1.100	0	0.25	0.012	0.252	0.009	0.038

Η εισαγωγή των αξονικών δυνάμεων για τα υποστυλώματα γίνεται ως ακολούθως στο κουμπί Show Axial Force Values:

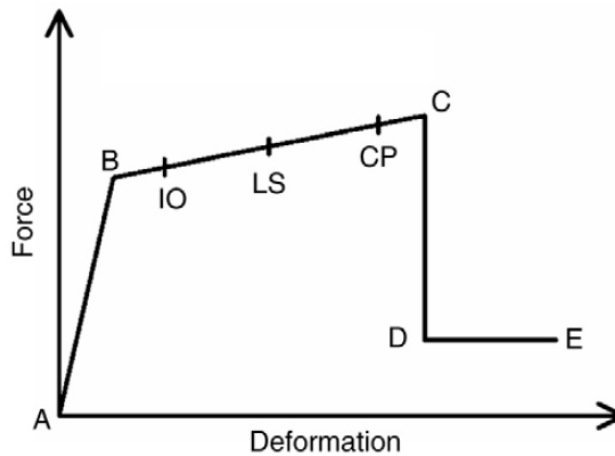


Εικόνα 7.5 Ορισμός Πλαστικής Άρθρωσης Υποστυλώματος 329

Ακολούθως ορίζεται το διάγραμμα ροπής στροφής (Moment – Rotation), στο πλαίσιο Hinge Specification Type, και τοποθετούνται οι τιμές των στροφών και οι αντίστοιχες στάθμες επιτελεστικότητας με βάση τα αποτελέσματα των σχέσεων του Ευρωκώδικα 8.

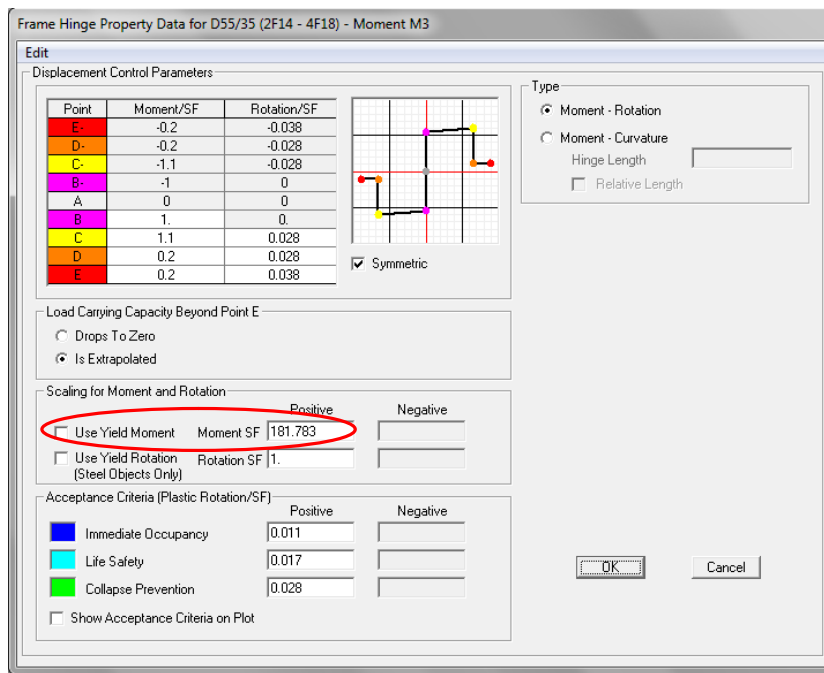


Εικόνα 7.6 Καμπύλη Ροπής Στροφής Υποστυλώματος 329



Διάγραμμα 7.2 Γενική Μορφή Καμπύλης F - δ και Στάθμες Επιτελεστικότητας

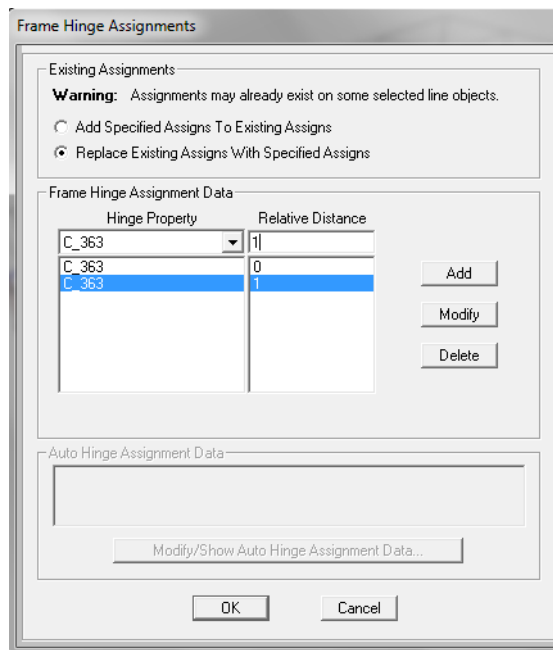
Κατά αντιστοιχία με τα παραπάνω προσδιορίζονται και οι αρθρώσεις για την περίπτωση των δοκών, ανάλογα με την ροπή διαρροής της κάθε μίας.



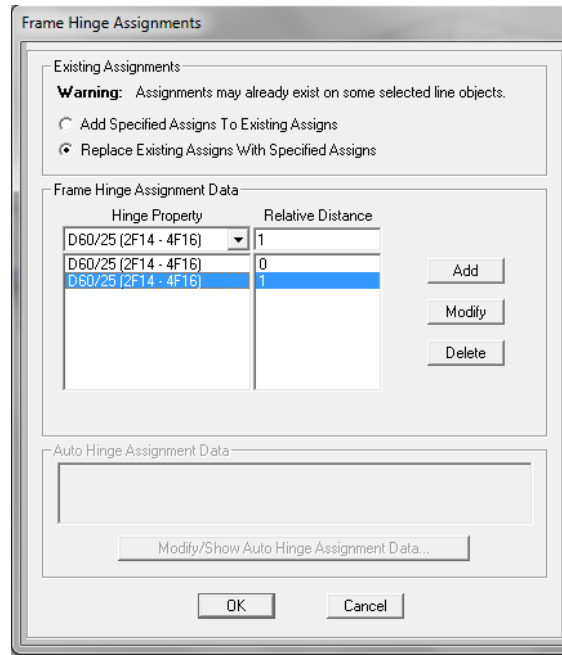
Εικόνα 7.7 Ροπής Διαρροής Στην Δοκό D55/35 (2F14 - 4F18)

Τέλος, η εισαγωγή όλων αυτών των αρθρώσεων ακολουθεί την παρακάτω διαδικασία κατά την οποία δίνεται τιμή 0 για το ένα άκρο του στοιχείου και 1 για το άλλο.

Assign → Frame → Hinges



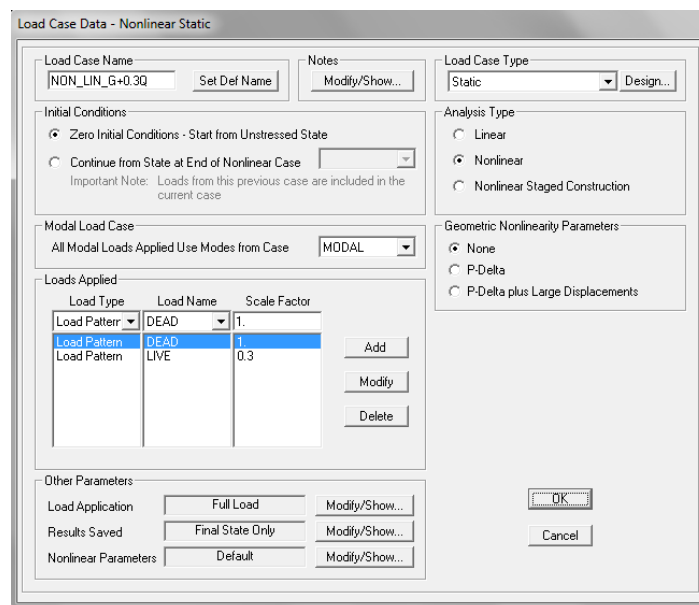
Εικόνα 7.8 Πλαστικές Αρθρώσεις Στο Υποστύλωμα 363



Εικόνα 7.9 Πλαστικές Αρθρώσεις Στη Δοκό D60/25 (2F14 - 4F16)

7.3 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΟΡΙΑΚΗΣ ΩΘΗΣΗΣ (PUSHOVER)

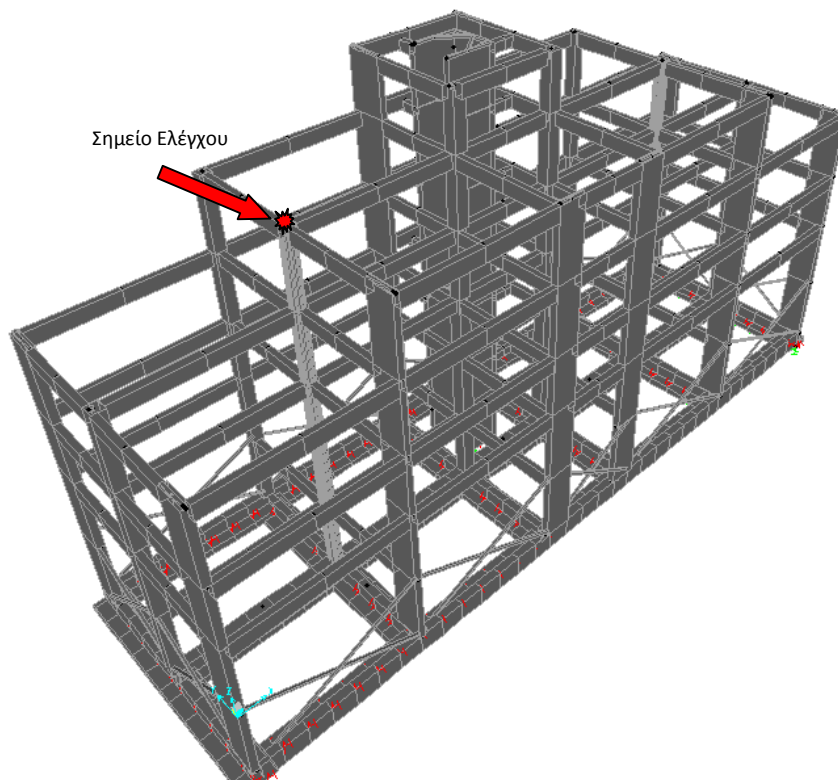
Η ανάλυση πλευρικής οριακής ώθησης περιλαμβάνει δύο φάσεις φόρτισης. Κατά την πρώτη φάση λαμβάνονται υπόψη οι αρχικές φορτικές συνθήκες G+0.3Q, ανάλογες της σεισμικής δράσης, και ακολουθείται μια στατική μη - γραμμική ανάλυση υπό μηδενικές αρχικές συνθήκες. Κατά την φάση αυτή η κατασκευή θα πρέπει να βρίσκεται στην ελαστική περιοχή, διαφορετικά αστοχεί υπό τα ίδια βάρη της.



Εικόνα 7.10 Πρώτη Φάση Φόρτισης Pushover

Η επόμενη φάση φόρτισης συνεχίζει από το τέλος της πρώτης ($G + 0.3Q$) και περιλαμβάνει τη σταδιακή εξώθηση της κατασκευής, δηλαδή τη σταδιακή επιβολή οριζόντιων σεισμικών φορτίων σε κάθε όροφο του κτιρίου. Υπενθυμίζουμε ότι το πολυβάθμιο σύστημα της κατασκευής εξομοιώνεται με ένα ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα (βλέπε 2.3), κάτι που διευκολύνει ιδιαίτερα από υπολογιστική άποψη την απεικόνιση της συμπεριφοράς του κτιρίου. Η καθ' ύψος κατανομή φόρτισης επιλέγεται τριγωνική ανάλογη της πρώτης ιδιομορφής με μέγιστη τιμή μονάδα στην κορυφή του τετάρτου ορόφου (χωρίς το δώμα) και σταδιακή μείωση καθ' ύψος. Τα φορτία αυτά σημειώνουν μονότονη αύξηση και πρακτικά αναπαριστούν τις εμφανιζόμενες αδρανειακές δυνάμεις ανά όροφο κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Απαραίτητη είναι η επιλογή ενός κόμβου ελέγχου στον οποίο προσδίδεται η αναμενόμενη στοχευόμενη μετακίνηση. Η αύξηση της φόρτισης συνεχίζεται μέχρι η παραμόρφωση στον εκλεγμένο κόμβο ελέγχου να φτάσει την στοχευόμενη μετακίνηση. Πρόκειται για μια προαποφασισμένη ακραία τιμή η οποία δεν πρόκειται να αναληφθεί από την κατασκευή, αλλά αποσκοπεί στην ανάδειξη της πορείας της αστοχίας. Ορίζουμε τιμή στοχευόμενης μετακίνησης ίση με 0.3 m.

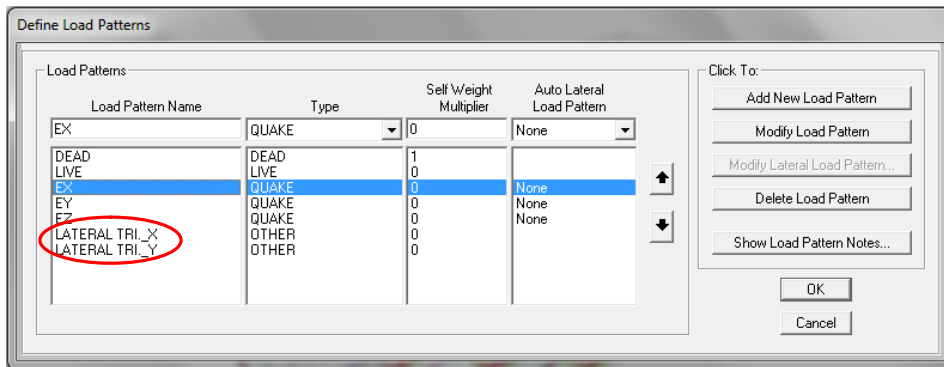
Ο προαναφερόμενος κόμβος ελέγχου επιλέχθηκε να είναι ο 1894 (κορυφή υποστυλώματος) όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα:



Εικόνα 7.11 Επιλεγθέν Σημείο Ελέγχου

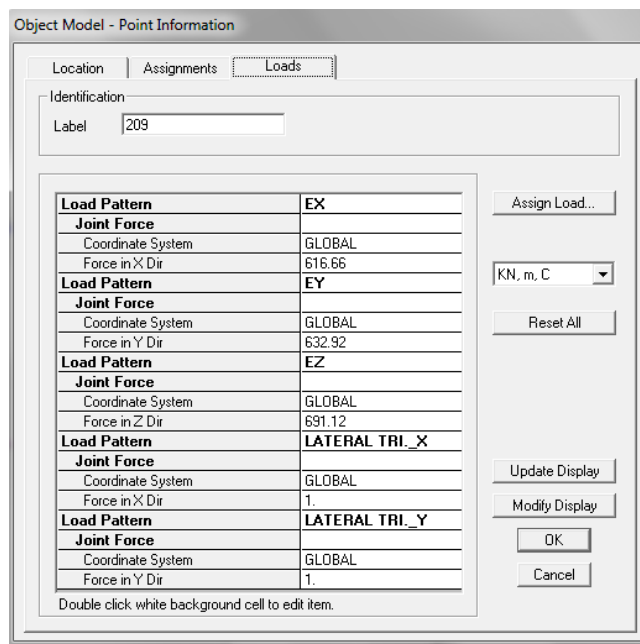
Οι τριγωνική κατανομή φόρτισης ορίζεται ως ακολούθως για τις διευθύνσεις X, Y:

Define → Load Patterns



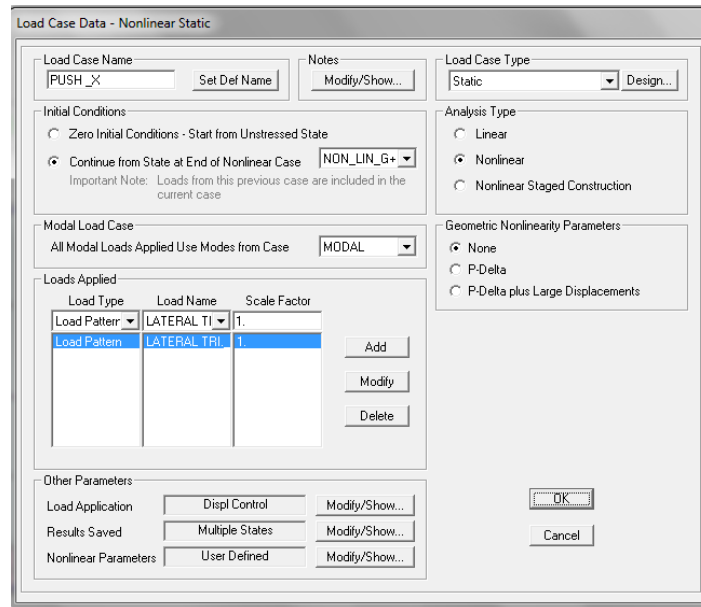
Εικόνα 7.12 Ορισμός Κατανομής Φόρτισης

Κατόπιν του ορισμού, η παραπάνω φόρτιση εφαρμόζεται στα κέντρα μάζας κάθε ορόφου με σταδιακή αύξηση του φορτίου καθ’ ύψος ανάλογη με το ύψος του ορόφου. Ενδεικτικά παρουσιάζεται η φόρτιση του τετάρτου ορόφου:



Εικόνα 7.13 Επιβολή Φόρτισης 4^{ου} Ορόφου

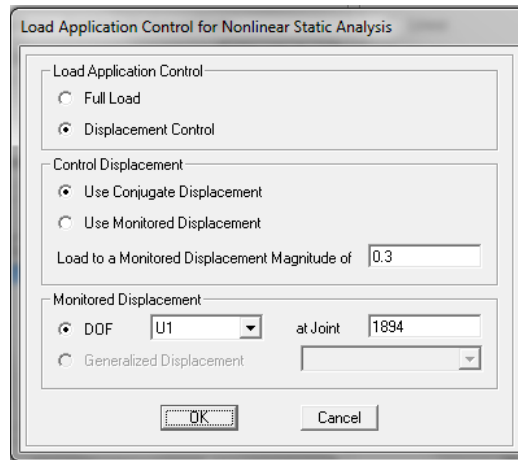
Ο ορισμός λοιπόν της φορτικής κατάστασης κατά X (PUSH_X) απεικονίζεται παρακάτω:



Εικόνα 7.14 Ορισμός Pushover Κατά Χ

Επιλέγουμε την ανάλυση Pushover με έλεγχο παραμορφώσεων (Displacement Control), δηλαδή η φόρτιση πραγματοποιείται με τη μορφή επιβαλλόμενης μετατόπισης. Ενώ η επιβολή της επιλεγόμενης φόρτισης πραγματοποιείται σταδιακά σε 1000 βήματα κατά μέγιστο. Την ολοκλήρωση της ανάλυσης θα σηματοδοτήσει η επίτευξη φόρτισης που θα οδηγήσει σε μετατόπιση του κόμβου ελέγχου ίση με τη στοχευόμενη, εκτός βέβαια εάν η κατασκευή αστοχήσει πριν την επίτευξη αυτή της μετατόπισης.

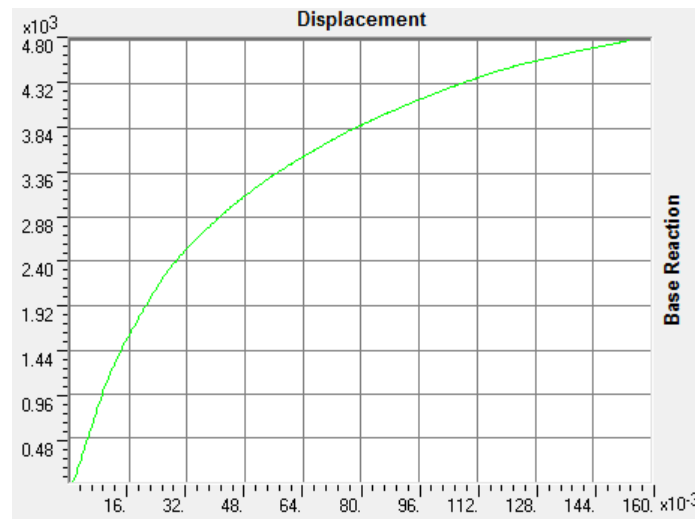
Η μέθοδος φόρτισης - αποφόρτισης που χρησιμοποιούμε είναι αυτή της αποφόρτισης όλης της κατασκευής (Unload Entire Structure). Πρακτικά, αυτό σημαίνει ότι όταν μια πλαστική άρθρωση φτάσει σε κάποιο τμήμα του διαγράμματος $F - \delta$ με αρνητική κλίση, η πλευρική φόρτιση της κατασκευής συνεχίζεται έως ότου η επιπρόσθετη παραμόρφωση να αποκτήσει αρνητική τιμή. Εφόσον τώρα η παραμόρφωση αντιστραφεί, η κατασκευή αποφορτίζεται, δηλαδή σημειώνεται μείωση της κατανομής της πλευρικής παραμόρφωσης. Η μείωση εξακολουθεί μέχρι την πλήρη αποφόρτιση της εν λόγω πλαστικής άρθρωσης. Στη συνέχεια, η κατασκευή επαναφορτίζεται και κάποιο άλλο τμήμα της αναλαμβάνει το ποσοστό της φόρτισης που αφαιρέθηκε από τη συγκεκριμένη πλαστική άρθρωση.



Εικόνα 7.15 Στοιχεία Ελέγχου Pushover

7.3.1 ΚΑΜΠΥΛΗ PUSHOVER ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ ΚΑΙ ΠΡΟΚΥΠΤΟΝΤΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Η εφαρμογή της μεθόδου κατά την διεύθυνση Χ πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τα προαναφερόμενα και έδωσε την παρακάτω καμπύλη αντίστασης:



Εικόνα 7.16 Καμπύλη Pushover Κατά Χ

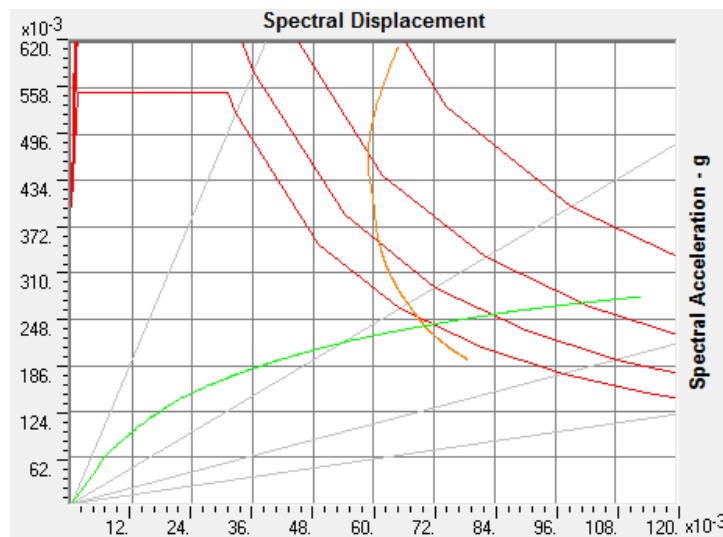
Joint Displacements			
Joint Object	Joint Element 1894		
	1	2	3
Trans	0.15411	0.00186	-0.00299
Rotn	-8.046E-05	0.01133	-7.911E-05

Εικόνα 7.17 Μετατόπιση Κόμβου Ελέγχου Κατά Χ

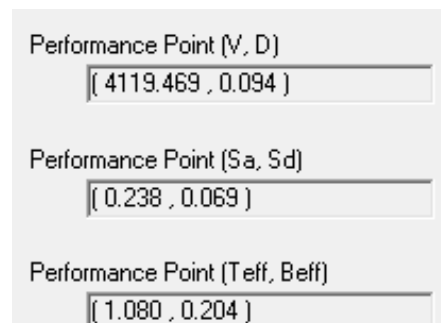
Παρατηρούμε ότι η καμπύλη φτάνει σε μέγιστη μετακίνηση $\delta = 15.4$ cm και μέγιστη τέμνουσα βάσης $V_0 = 4800$ kN. Η καμπύλη αυτή προκύπτει εξαντλώντας τα περιθώρια που έχουν ορισθεί χωρίς να επιτευχθεί ο στόχος των 30 cm μετακίνηση οροφής. Αυτό δηλώνει πιθανή αστοχία της κατασκευής σε μικρότερη μετακίνηση ή

πιθανή υπολογιστική αδυναμία του λογισμικού στην προσπάθεια εξεύρεσης αντιπροσωπευτικής λύσης. Παρόλα αυτά, μια μετακίνηση οροφής της τάξης των 16 cm είναι αποδεκτή και η προκύπτουσα καμπύλη αντίστασης μπορεί να θεωρηθεί αξιόπιστη και αντιπροσωπευτική της ανελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής.

Λαμβάνοντας υπόψη το ελαστικά φάσμα απόκρισης του ΕΑΚ2000 και εφαρμόζοντας την μέθοδο ATC-40 (Capacity Spectrum) προκύπτει το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής όπως φαίνεται παρακάτω:



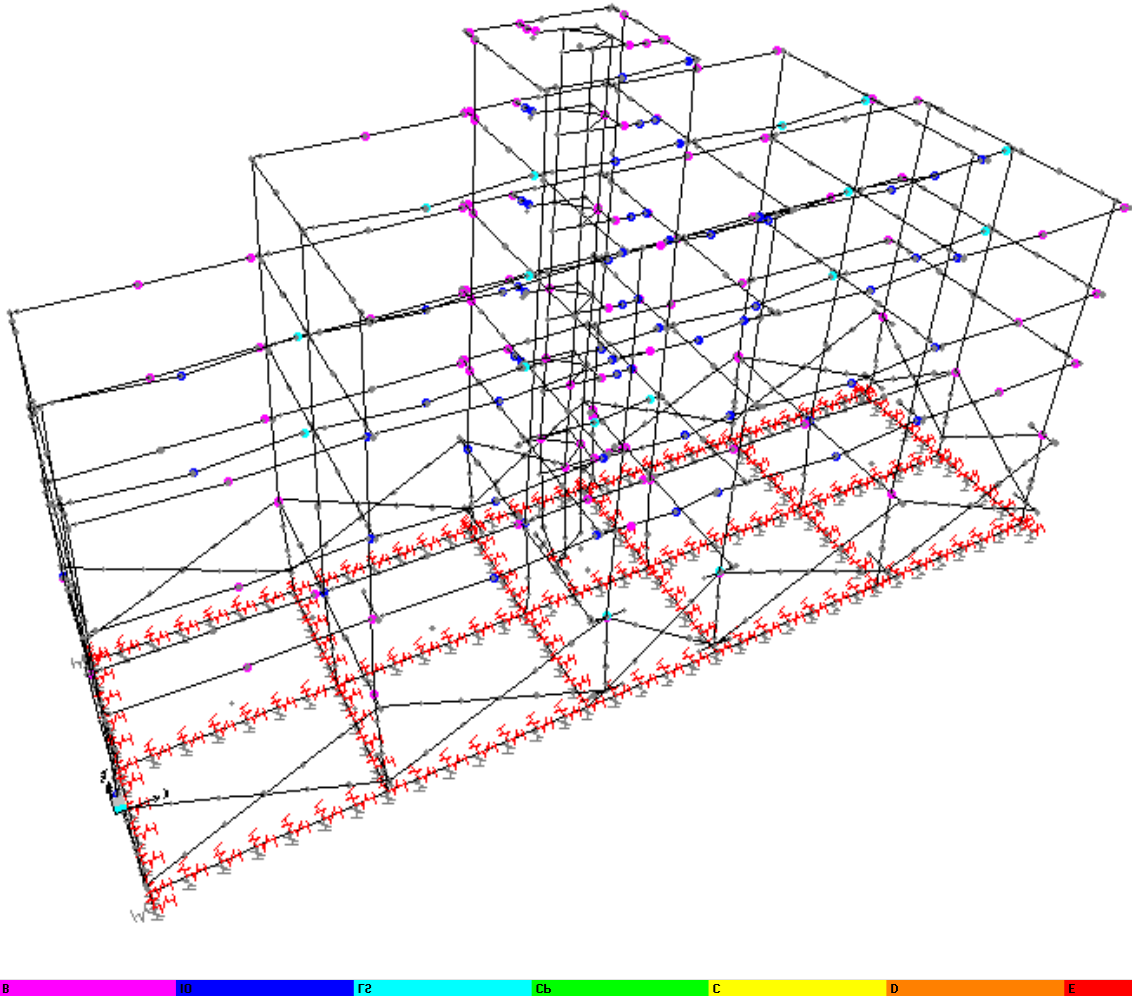
Εικόνα 7.18 Σημείο Επιτελεστικότητας Κατά την ATC – 40 (PUSH_X)



Εικόνα 7.19 Σημείο Επιτελεστικότητας (PUSH_X)

Όπου με κόκκινες γραμμές απεικονίζονται τα φάσματα του ΕΑΚ2000 για διάφορες τιμές της απόσβεσης, ενώ με την πορτοκαλή γραμμή το φάσμα απαίτησης που προκύπτει από επαναληπτική διαδικασία για διάφορες αποσβέσεις. Παρατηρούμε ότι το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής αντιστοιχεί σε μετατόπιση $\Delta = 9.4$ cm ή $S_d = 6.9$ cm σε όρους του φάσματος απαίτησης.

Παρακάτω παρουσιάζεται μια ενδεικτική εικόνα των πλαστικών αρθρώσεων που σχηματίστηκαν μέχρι την ολοκλήρωση της μεθόδου:



Εικόνα 7.20 Εικόνα Πλαστικοποίησης Κόμβων Κατά Χ

Η πλειονότητα των αρθρώσεων βρίσκεται στις στάθμες (B - Διαρροή) - (Μωβ Χρώμα) και (ΙΟ - Άμεση Χρήση) - (Μπλε Χρώμα) χωρίς να παρουσιάζουν ιδιαίτερα προβλήματα στην συμπεριφορά τους. Χαρακτηριστικό είναι το γεγονός ότι αρκετές από τις αρθρώσεις φτάνουν στην κατάσταση (LS - Προστασία Ζωής) - (σιέλ χρώμα). Συγκεκριμένα στο στάδιο αυτό έχουν εισέλθει οι παρακάτω 11 δοκοί:

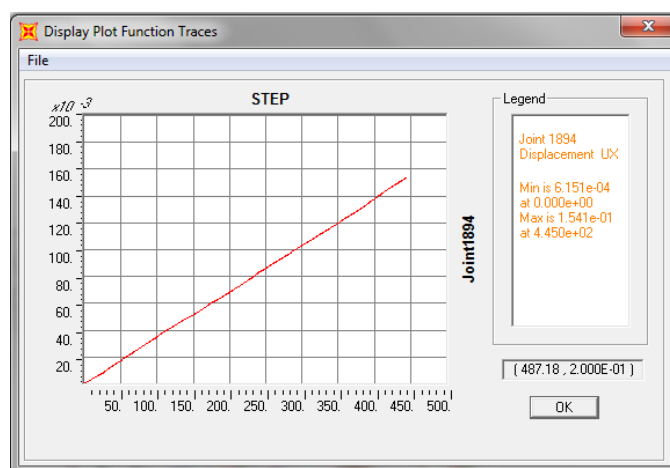
Πίνακας 7.6 Πλαστικές Αρθρώσεις Στην Κατάσταση (LS) (PUSH_X)

ΔΟΚΟΣ	ΘΕΣΗ	
	0	1
696	Ναι	Ναι
698	Ναι	Ναι
607	Όχι	Ναι
610	Όχι	Ναι
612	Όχι	Ναι
620	Όχι	Ναι
522	Όχι	Ναι
525	Όχι	Ναι
527	Όχι	Ναι
535	Ναι	Ναι

Η εμφάνιση μηχανισμού «μαλακού» ορόφου προϋποθέτει την ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων τόσο στην κορυφή όσο και στη βάση όλων των κατακόρυφων μελών του υπόψη ορόφου. Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης αλλά και από την προσεκτική εξέταση όλων των κατακόρυφων μελών δεν προκύπτει περίπτωση εμφάνισης μηχανισμού «μαλακού» ορόφου.

Αξίζει ωστόσο να σημειωθεί ότι εμφανίζονται πλαστικοποιήσεις στη βάση όλων των κατακόρυφων στοιχείων του ισογείου. Μάλιστα δύο από αυτά, το 338 και το 334, φτάνουν έως την στάθμη (LS).

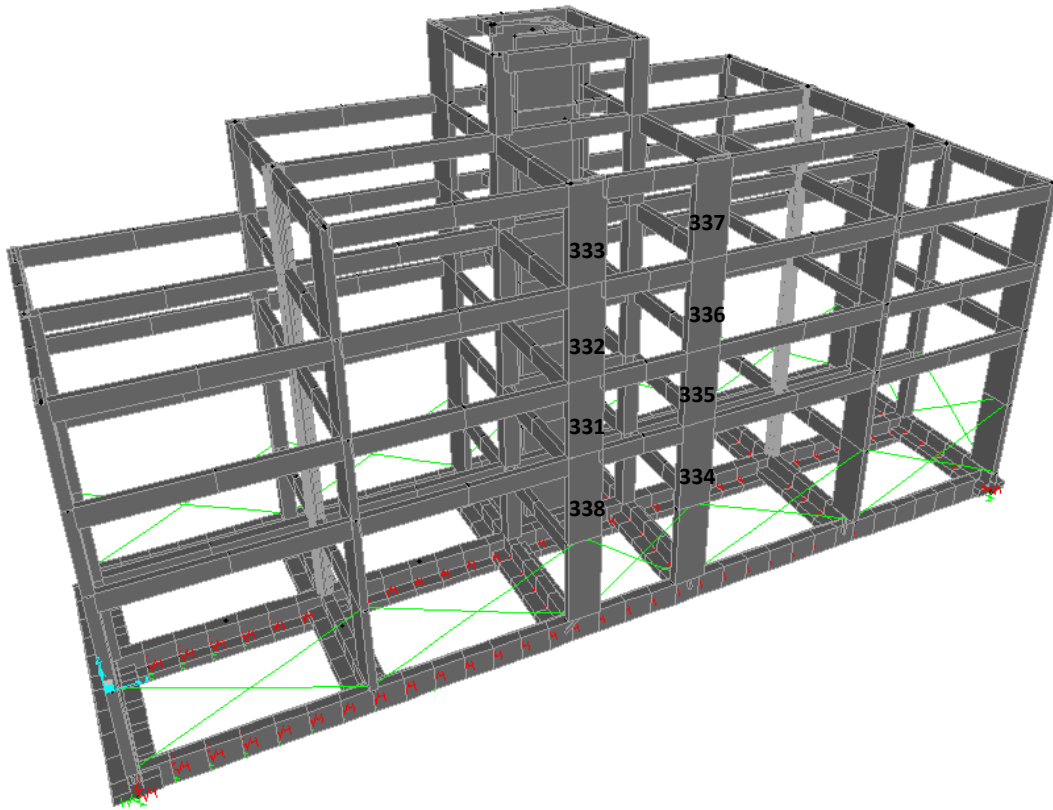
Παρακάτω παρουσιάζεται η εξέλιξη της μετατόπισης του κόμβου ελέγχου 1894 ως συνάρτηση των βημάτων τις διαδικασίας Pushover.



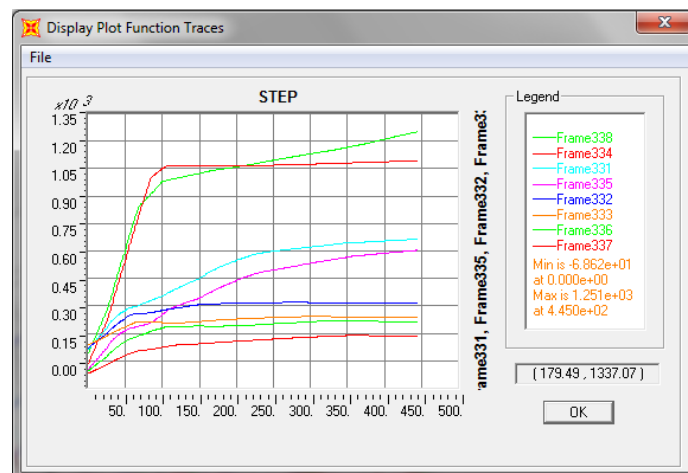
Εικόνα 7.21 Εξέλιξη Μετατόπισης Κόμβου 1894 Κατά την Διεύθυνση X

Παρατηρούμε ότι η εξέλιξη είναι γραμμική και φτάνει στην μέγιστη μετακίνηση μετά από 445 βήματα.

Χαρακτηριστικό του αντισεισμικού σχεδιασμού των σύγχρονων κατασκευών είναι παρουσία των τοιχίων τα οποία αναλαμβάνουν κατά κύριο λόγο την σεισμική ένταση που ενεργεί στην κατασκευή. Έτσι, για την περίπτωση της διεύθυνσης X τα τοιχεία που αναλαμβάνουν το μεγαλύτερο μέρος της έντασης είναι τα 338, 334, 331, 335, 332, 336, 333, 337 της προσόψεως με διαστάσεις 120 cm x 30 cm.



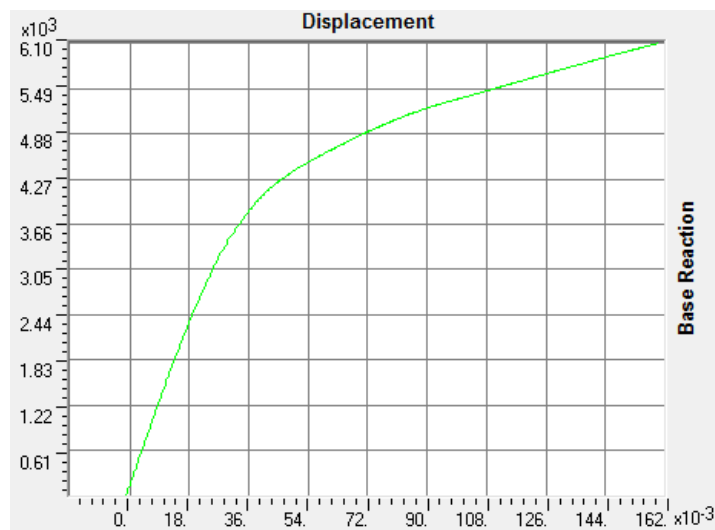
Εικόνα 7.22 Στοιχεία που Αναλαμβάνουν το μεγαλύτερο Μέρος Της Σεισμικής Έντασης Κατά X



Εικόνα 7.23 Εξέλιξη Ροπής M3 Τοιχίων Κατά X (PUSH_X)

7.3.2 ΚΑΜΠΥΛΗ PUSHOVER ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ ΚΑΙ ΠΡΟΚΥΠΤΟΝΤΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Η καμπύλη αντίστασης για την διεύθυνση Υ είναι η παρακάτω:



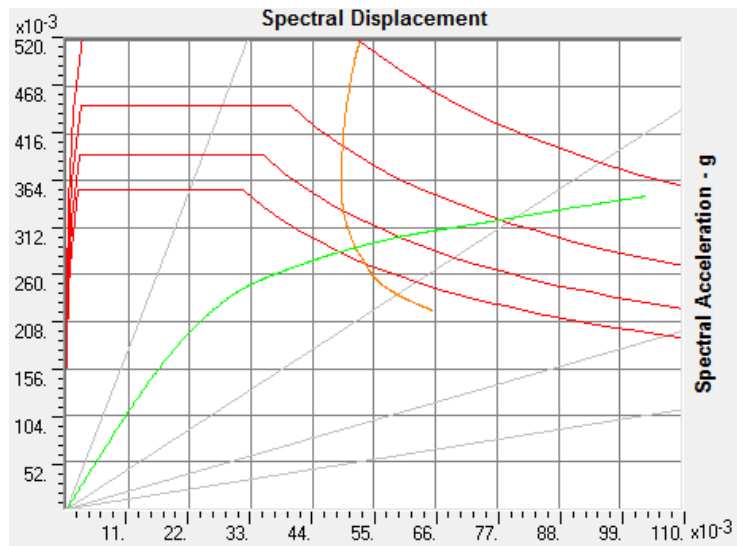
Εικόνα 7.24 Καμπύλη Pushover Κατά Υ

Joint Displacements			
Joint Object	Joint Element 1894		
	1	2	3
Trans	0.00453	0.16015	-0.00368
Rotn	-0.01005	6.975E-04	-0.00223

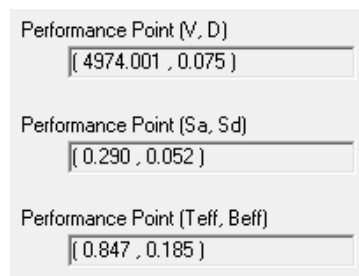
Εικόνα 7.25 Μετατόπιση Κόμβου Ελέγχου Κατά Υ

Προφανώς και για την διεύθυνση Υ ισχύουν τα όσα αναφέρθηκαν και στην περίπτωση της διεύθυνσης Χ. Η μέγιστη μετατόπιση του σημείου ελέγχου προκύπτει ίση με $\delta = 16.0$ cm και η τέμνουσα βάσης ίση με $V_o = 6100$ kN

Λαμβάνοντας υπόψη το ελαστικά φάσμα απόκρισης του ΕΑΚ2000 και εφαρμόζοντας την μέθοδο ATC-40 (Capacity Spectrum) προκύπτει το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής όπως φαίνεται παρακάτω:



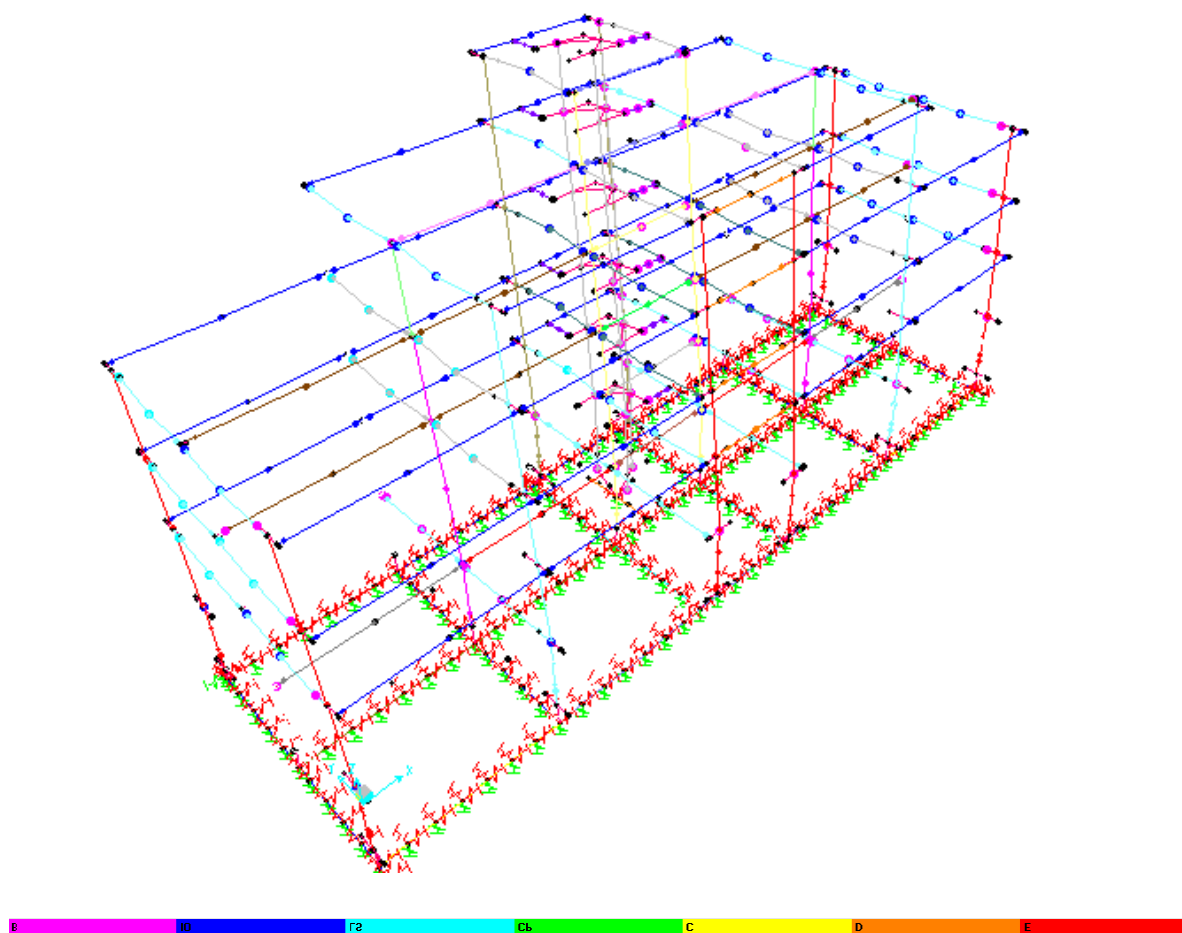
Εικόνα 7.26 Σημείο Επιτελεστικότητας Κατά την ATC – 40 (PUSH_Y)



Εικόνα 7.27 Σημείο Επιτελεστικότητας (PUSH_Y)

Όπου με κόκκινες γραμμές απεικονίζονται τα φάσματα του ΕΑΚ2000 για διάφορες τιμές της απόσβεσης, ενώ με την κίτρινη γραμμή το φάσμα απαίτησης που προκύπτει από επαναληπτική διαδικασία για διάφορες αποσβέσεις. Παρατηρούμε ότι το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής αντιστοιχεί σε μετατόπιση $\Delta = 7.5$ cm ή $S_d = 5.2$ cm σε όρους του φάσματος απαίτησης.

Παρακάτω παρουσιάζεται μια ενδεικτική εικόνα των πλαστικοποιήσεων που σχηματίστηκαν μέχρι την ολοκλήρωση της μεθόδου:



Εικόνα 7.28 Εικόνα Πλαστικοποίησης Κόμβων Κατά Υ

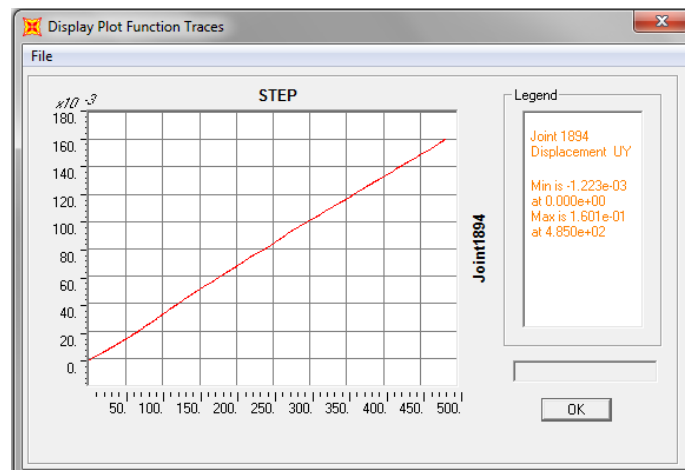
Η πλειονότητα των αρθρώσεων βρίσκεται στις στάθμες (B - Διαρροή) - (Μωβ Χρώμα) και (ΙΟ - Άμεση Χρήση) - (Μπλε Χρώμα) χωρίς να παρουσιάζουν ιδιαίτερα προβλήματα στην συμπεριφορά τους. Χαρακτηριστική ωστόσο είναι και κατά αυτή την διεύθυνση η είσοδος αρκετών αρθρώσεων στη στάθμη (LS - Προστασία Ζωής) - (Σιέλ Χρώμα). Πιο συγκεκριμένα, στο συγκεκριμένο στάδιο εισέρχονται οι παρακάτω 9 δοκοί:

Πίνακας 7.7 Πλαστικές Αρθρώσεις Στην Κατάσταση (LS) (PUSH_Y)

ΔΟΚΟΣ	ΘΕΣΗ	
	0	1
624	Ναι	Ναι
587	Ναι	Ναι
603	Ναι	Ναι
502	Ναι	Ναι
539	Ναι	Ναι
533	Ναι	Ναι
518	Ναι	Ναι
417	Ναι	Ναι
420	Όχι	Ναι

Στη στάθμη του ισογείου έχουμε πλαστικοποίηση της βάσης όλων των κατακόρυφων στοιχείων αλλά όχι και τις κορυφές. Έτσι, η περίπτωση ανάπτυξης μηχανισμού «μαλακού» ορόφου απορρίπτεται με βάση τα αποτελέσματα της ανάλυσης και την εξέταση των παραγόμενων γραφικών αποτελεσμάτων. Τέλος, τα επίπεδα πλαστικοποίησης των υποστυλωμάτων και τοιχίων του ισογείου είναι μικρά καθώς ορισμένα από αυτά εισέρχονται στην στάθμη (ΙΟ – Άμεση Χρήση) – (Μπλε Χρώμα), ενώ τα υπόλοιπα βρίσκονται στη διαρροή.

Η χρονική εξέλιξη της μετατόπισης του σημείου ελέγχου στην οροφή του 4^{ου} ορόφου φαίνεται στο παρακάτω γράφημα.

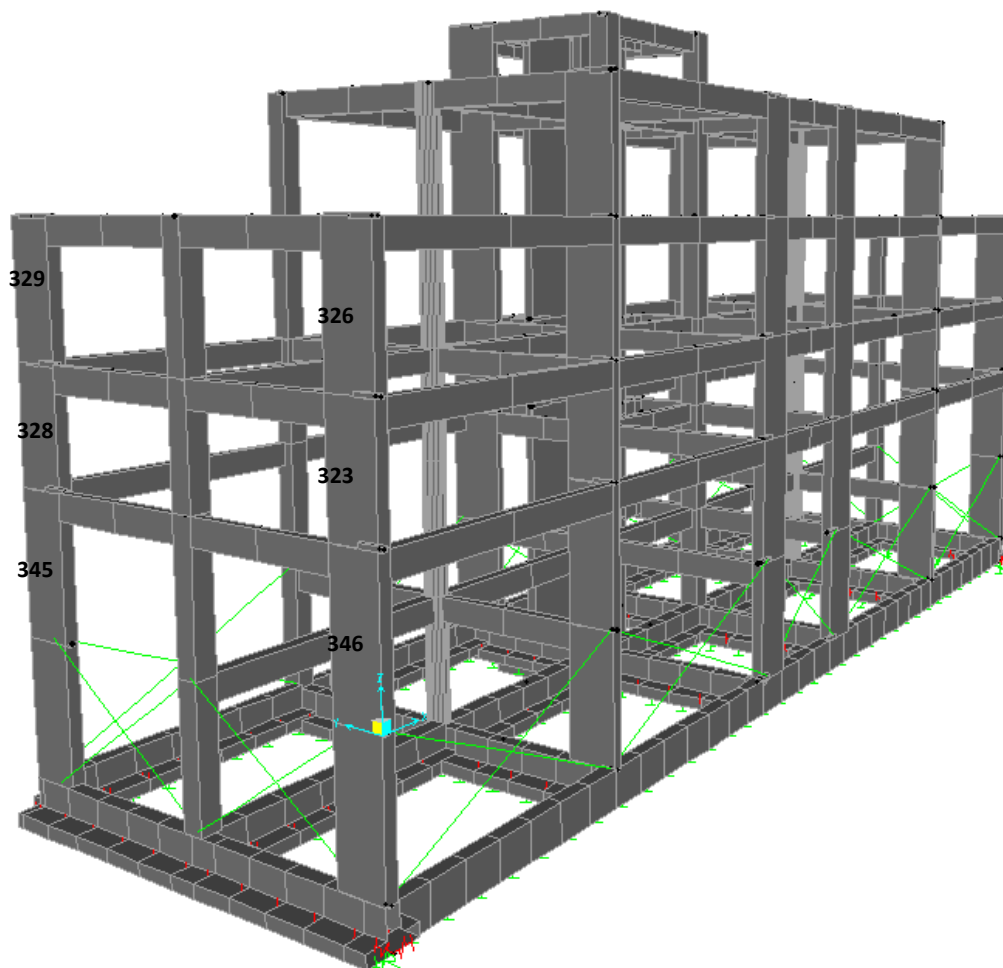


Εικόνα 7.29 Εξέλιξη Μετατόπισης Κόμβου 1894 Κατά την Διεύθυνση Y

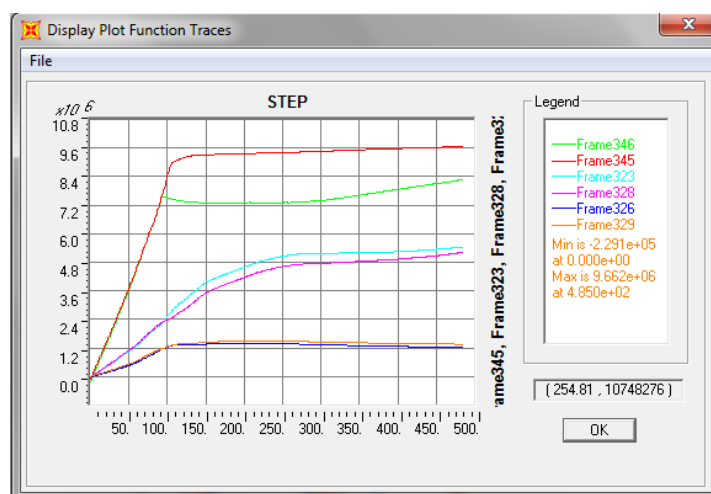
Αντίστοιχα με τα όσα αναφέρθηκαν στην προηγούμενη ενότητα (7.3.1) σχετικά με την συμβολή των τοιχίων στην ανάληψη σεισμικής ενέργειας, στην διεύθυνση Y υπάρχουν πολύ περισσότερα τοιχεία τα οποία συμμετέχουν. Ενδεικτικά αναφέρεται

ότι υπάρχουν 8 τοιχία (καθ' ύψος) που συμμετέχουν σε αντίθεση με τα 2 που υπάρχουν κατά την διεύθυνσης Χ.

Χάριν απλουστεύσεως θα παρουσιασθούν ορισμένα μόνο τοιχία και συγκεκριμένα τα 346, 345, 323, 328, 326, 329.



Εικόνα 7.30 Στοιχεία που Αναλαμβάνουν το μεγαλύτερο Μέρος Της Σεισμικής Έντασης Κατά Υ

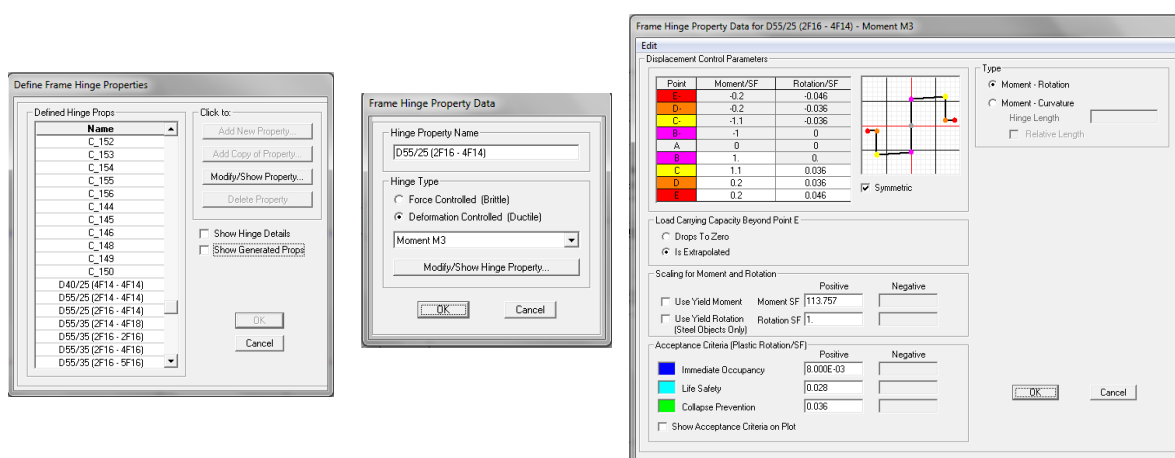


Εικόνα 7.31 Εξέλιξη Ροπής M_3 Τοιχίων Κατά Υ (PUSH_Y)

7.4 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΧΡΟΝΟΪΣΤΟΡΙΑΣ

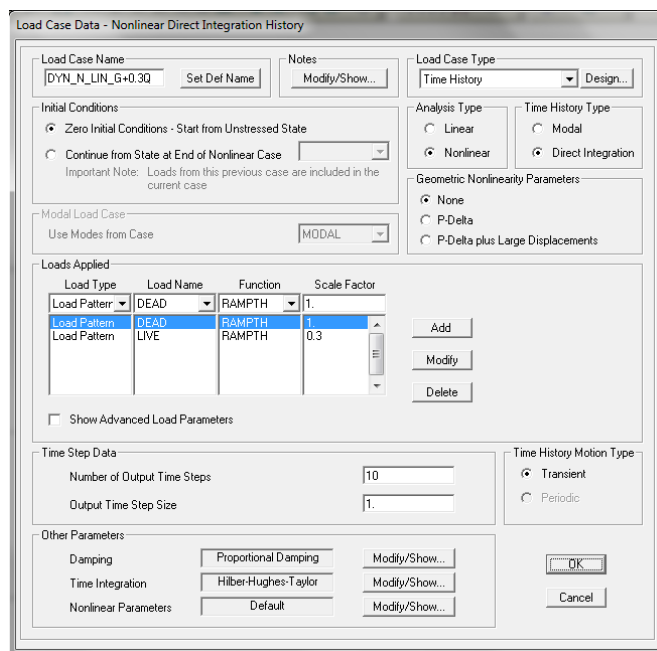
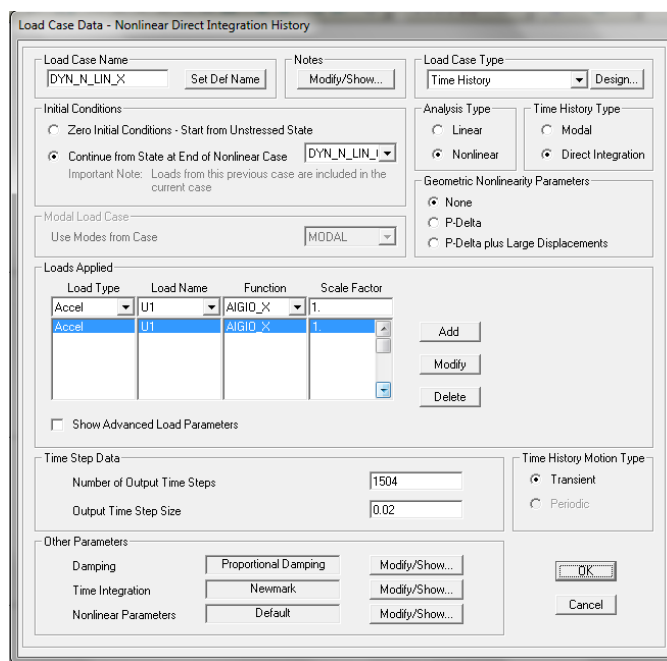
Στην παράγραφο αυτή γίνεται υπολογισμός της ανελαστικής απόκρισης του 4-όροφου κτιρίου με χρήση των επιταχυνσιογραφημάτων του σεισμού του Αιγίου του 1995. Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιούνται μη γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας για τον υπόψη σεισμό. Στην περίπτωση αυτή κρίθηκε προτιμότερη η εξέταση του κτιρίου με βάση το σεισμικό γεγονός του Αιγίου και όχι με αυτό της Αθήνας (που χρησιμοποιήθηκε στις ελαστικές αναλύσεις χρονοϊστορίας), καθώς πρόκειται για σαφώς ισχυρότερο «φαινόμενο». Η λογική αυτή προέρχεται από το γεγονός ότι η δυναμική ανελαστική ανάλυση παρέχει περισσότερο αξιόπιστα αποτελέσματα σε σχέση με τις υπόλοιπες μεθόδους ανάλυσης.

Οι μη γραμμικές ιδιότητες των στοιχείων της κατασκευής παρέμειναν οι ίδιες, όπως και στην περίπτωση των αναλύσεων Pushover, στα άκρα των δοκών, υποστυλωμάτων και τοιχίων (Παράγραφος 7.2). Ενδεικτικά παρουσιάζεται το παρακάτω καρέ εικόνων με την εισαγωγή των παραμέτρων μιας άρθρωσης.

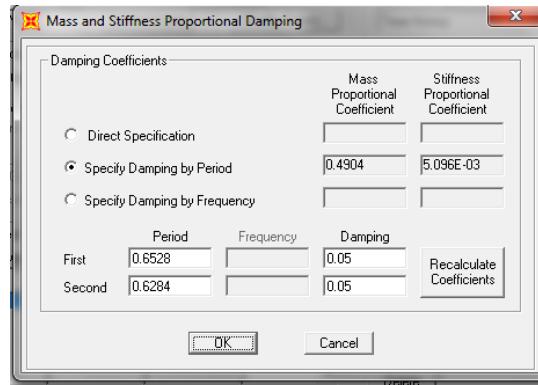


Εικόνα 7.32 Προσδιορισμός Παραμέτρων Πλαστικής Άρθρωσης Δοκού

Για τον σωστό σχεδιασμό της ανάλυσης απαιτείται ο ορισμός μιας μη γραμμικής φόρτισης με το σύνολο των μόνιμων και το 30% των κινητών φορτίων, ώστε να λειτουργεί ως «ράμπα» και να προηγείται της δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας. Η φόρτιση αυτή ουσιαστικά αντιστοιχεί στον σεισμικό συνδυασμό $G + 0.3Q$ και υπό την οποία θα πρέπει να υπάρχει ελαστική συμπεριφορά της κατασκευής. Παρακάτω παρουσιάζεται η διαδικασία ορισμού των παραμέτρων της ανάλυσης:

Εικόνα 7.33 Ορισμός Αρχικής Φόρτισης ($G + 0.3Q$)

Εικόνα 7.34 Ορισμός μη Γραμμικής Δυναμικής Ανάλυσης Χρονοϊστορίας Κατά Χ

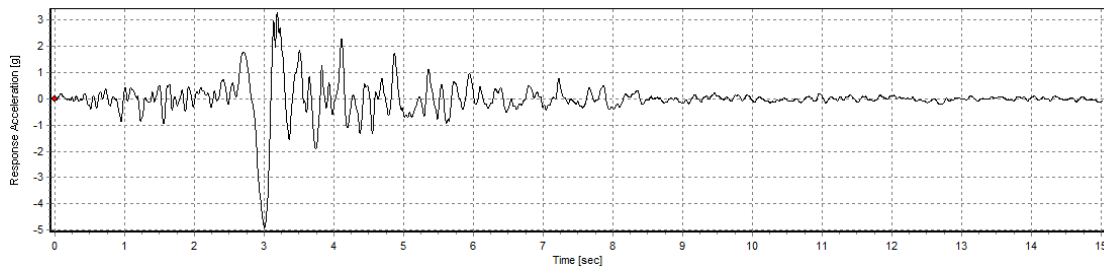


Εικόνα 7.35 Ορισμός Παραμέτρων Απόσβεσης

Για την ανάλυση επιλέγεται ολοκλήρωση κατά την μέθοδο Newmark ενώ ορίζονται οι αποσβέσεις ίσες με 5% σύμφωνα με τις δύο πρώτες ιδιομορφές.

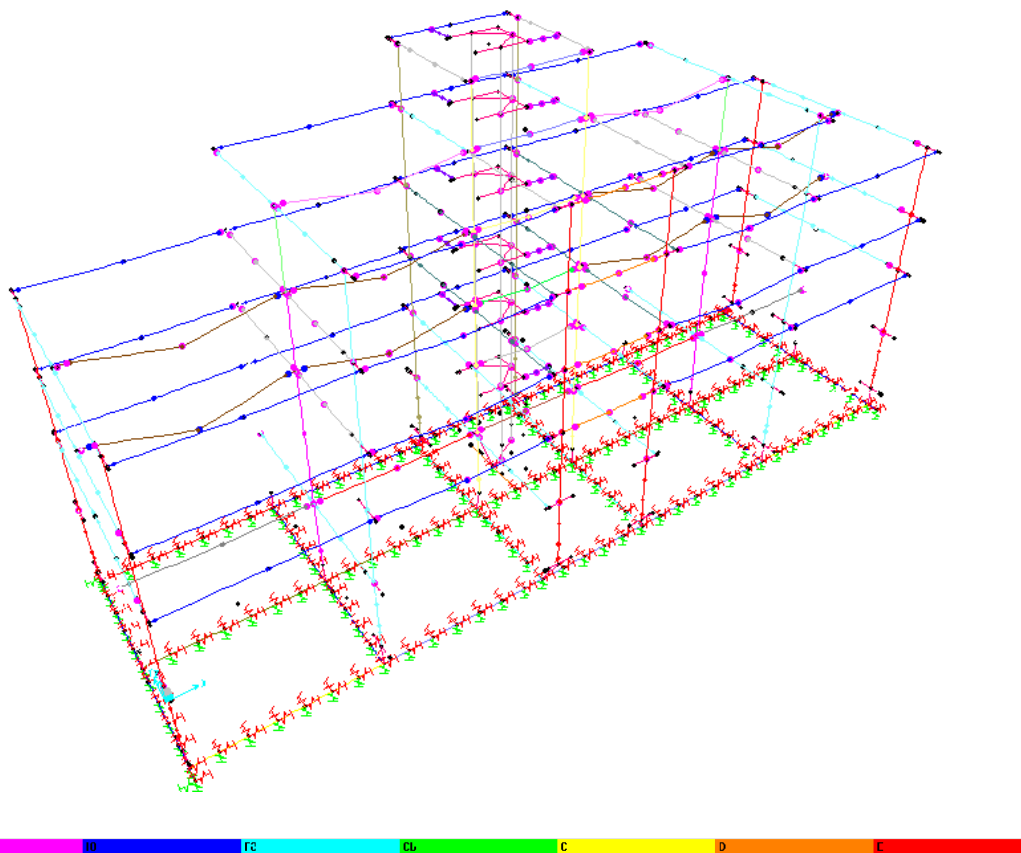
7.4.1 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΤΑ Χ

Το επιταχυνσιογράφημα του σεισμού του Αιγίου του 1995 που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση κατά Χ είναι το παρακάτω:



Εικόνα 7.36 Αίγιο 1995 Κατά Χ

Μετά την ολοκλήρωση της ανάλυσης προκύπτει η παρακάτω εικόνα του παραμορφωμένου φορέα με τις αντίστοιχες πλαστικοποιήσεις των μελών του.

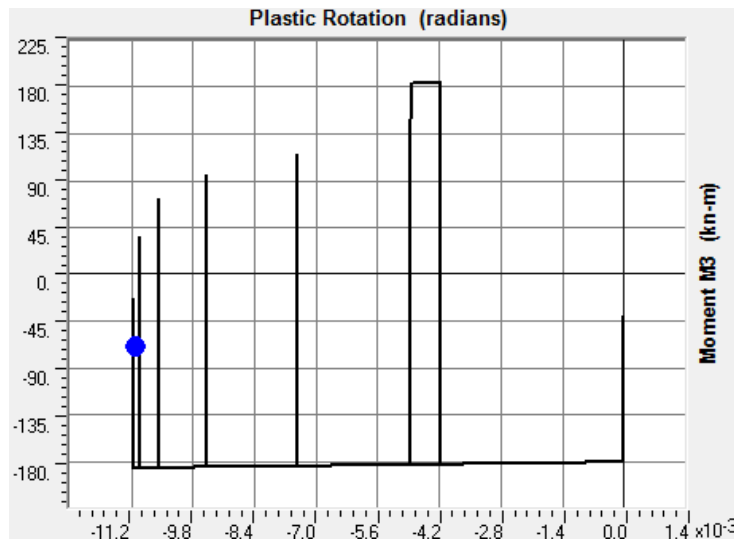


Εικόνα 7.37 Πλαστικοποιήσεις Μελών Για την Διεύθυνση Χ

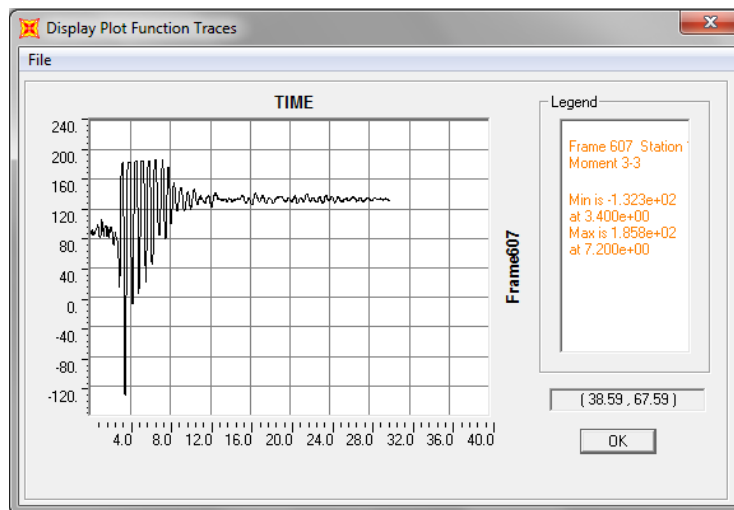
Γίνεται αντιληπτό ότι η πλειονότητα των μελών της κατασκευής βρίσκεται σε στάδιο διαρροής, ενώ ορισμένες μόνο διατομές υπερβαίνουν την διαρροή και εισέρχονται στη στάθμη «Άμεση Χρήση». Πιο συγκεκριμένα, στη στάθμη άμεση χρήση εισέρχονται οι εξής εννέα δοκοί 521, 522, 523, 524, 525, 527, 535, 607, 612 η πλειονότητα των οποίων βρίσκεται στην στάθμη της οροφής του δευτέρου ορόφου.

ΔΟΚΟΣ	ΘΕΣΗ	
	0	1
521	Ναι	Ναι
522	Ναι	Ναι
523	Ναι	Ναι
524	Ναι	Όχι
525	Όχι	Ναι
527	Ναι	Ναι
535	Ναι	Ναι
607	Όχι	Ναι
612	Όχι	Ναι

Χαρακτηριστικό της ανακυκλιζόμενης φόρτισης είναι η δημιουργία βρόγχων φόρτισης - αποφόρτισης, ένας από τους οποίους απεικονίζεται στην παρακάτω εικόνα. Κατά την διαδικασία αυτή η διατομή υποβάλλεται σε συνεχείς εναλλαγές των τιμών των εντατικών και παραμορφωσιακών της μεγεθών, υπό τις οποίες εισέρχεται στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας, μέχρι την ολοκλήρωση της φόρτισης.

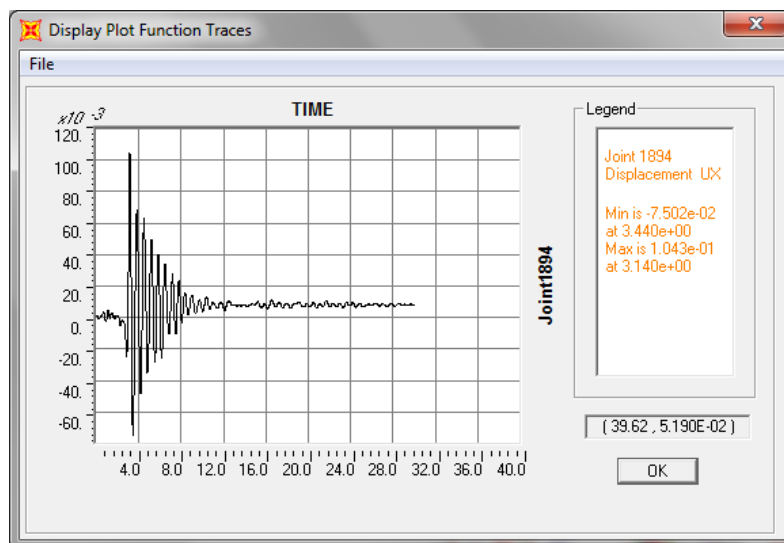


Εικόνα 7.38 Βρόγχοι Ροπήs - Πλαστικής Στροφής Δοκού 607



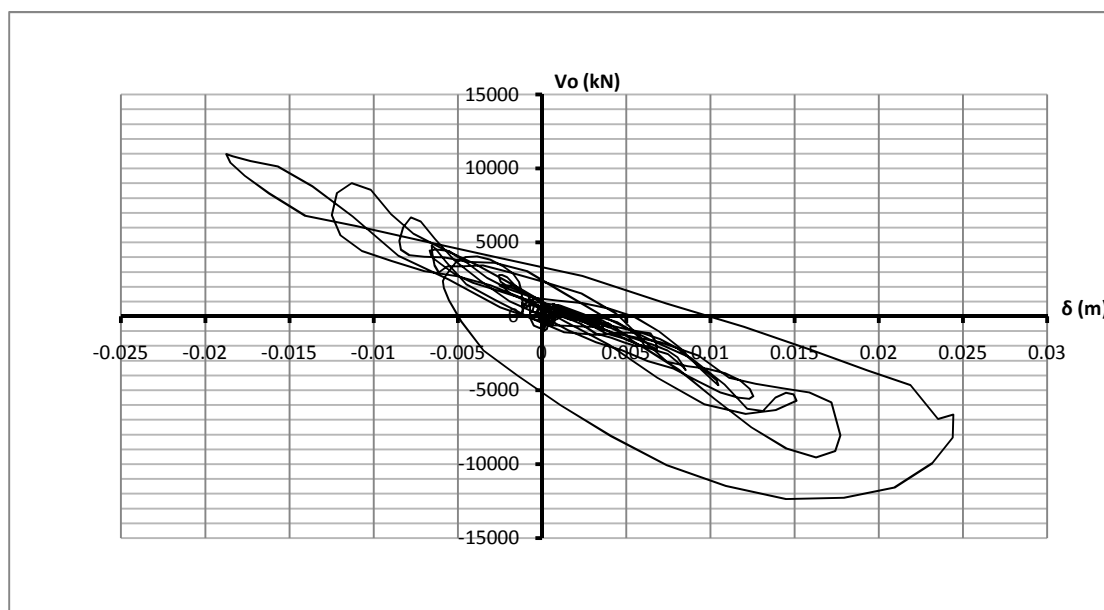
Εικόνα 7.39 Μεταβολή Ροπήs M3 με τον Χρόνο

Ακόμα ενδιαφέρον παρουσιάζει και η μεταβολή της μετατόπισης του κόμβου 1894 (αντίστοιχα και των υπολοίπων) υπό την δυναμική φόρτιση του σεισμού του Αιγίου. Παρατηρούμε ότι η τιμή της μετατόπισης εναλλάσσεται συνεχώς μεταξύ θετικών και αρνητικών τιμών με τρόπο που θυμίζει την μεταβολή της επιτάχυνσης του σεισμικού γεγονότος. Η μέγιστη μετατόπιση του κόμβου προκύπτει για χρόνο 3.14 sec και είναι ίση με $\delta = 10.4$ cm.



Εικόνα 7.40 Μεταβολή Μετατόπισης Κόμβου 1894 Κατά Χ

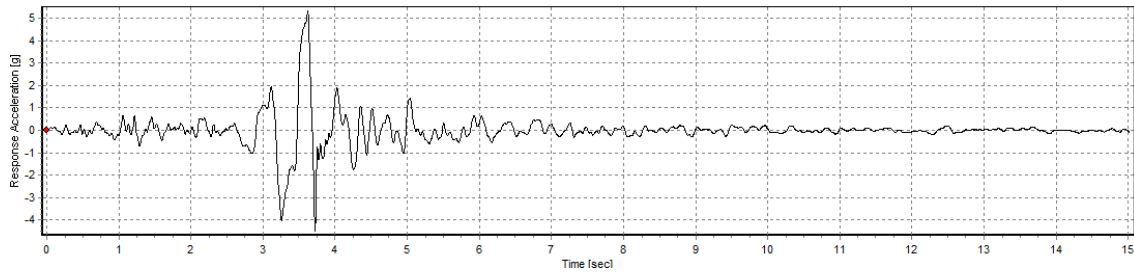
Ακόμα, παρουσιάζεται ο βρόγχος μεταβολής της τέμνουσας βάσης της κατασκευής συναρτήσει της οριζόντιας μετατόπισης (κατά Χ) του κέντρου μάζας του 1^{ου} ορόφου (κορυφή ισόγειου).



Διάγραμμα 7.3 Βρόγχοι Μετακίνησης 1^{ου} Ορόφου – Τεμνούσης Βάσης Κατά Χ

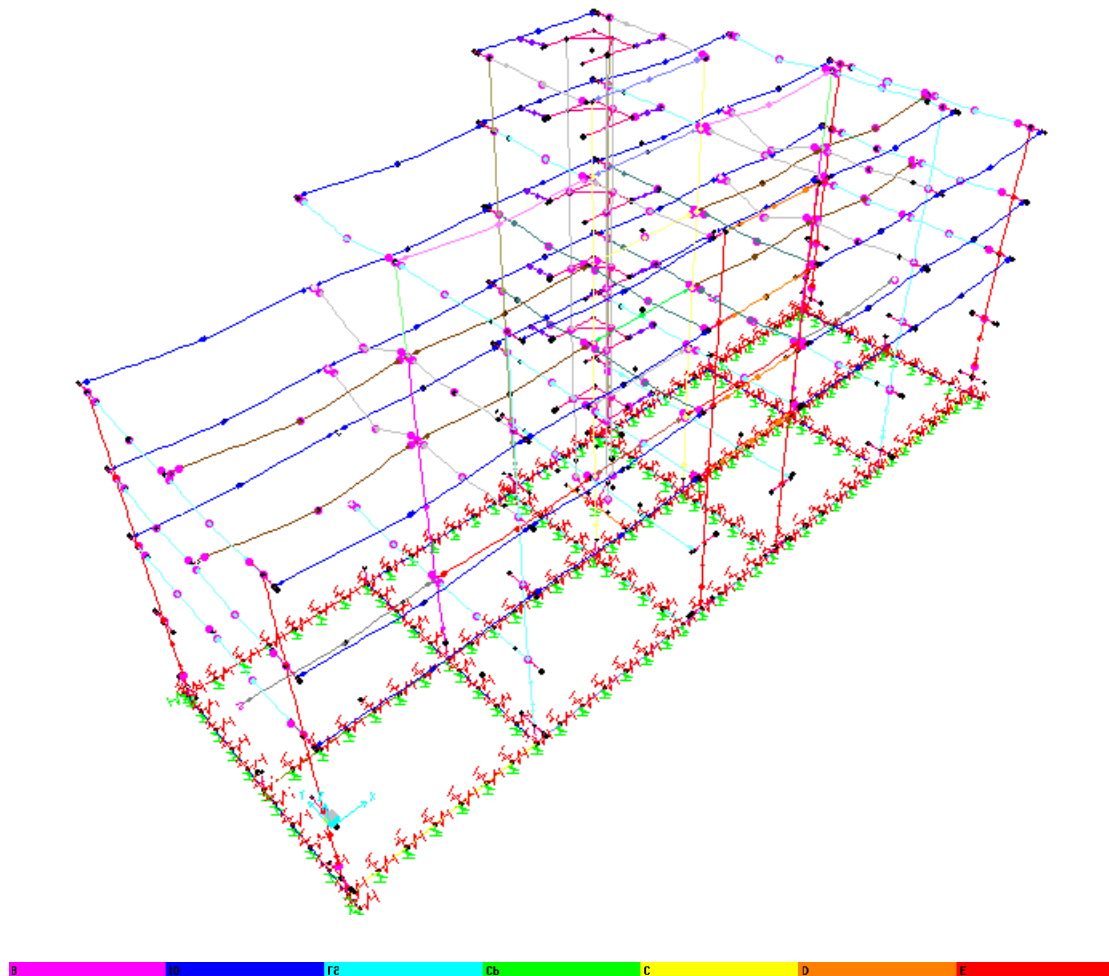
7.4.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΤΑ Υ

Το επιταχυνσιογράφημα του σεισμού του Αιγίου του 1995 που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση κατά Υ είναι το παρακάτω:



Εικόνα 7.41 Αίγιο 1995 Κατά Υ

Μετά την ολοκλήρωση της ανάλυσης προκύπτει η παρακάτω εικόνα του παραμορφωμένου φορέα με τις αντίστοιχες πλαστικοποιήσεις των μελών του.

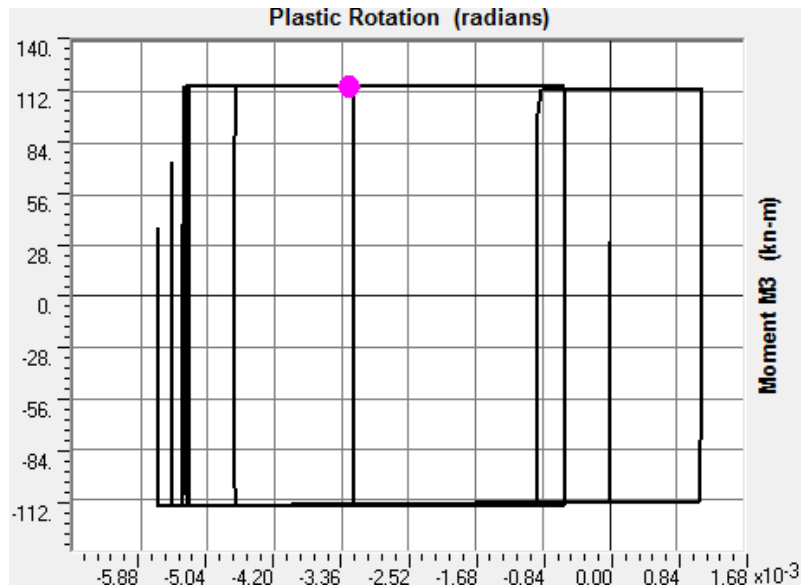


Εικόνα 7.42 Πλαστικοποιήσεις Μελών Για την Διεύθυνση Υ

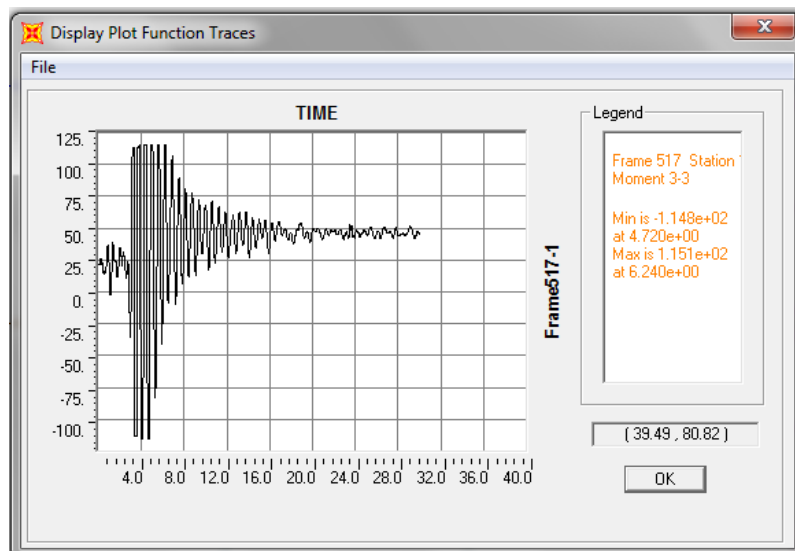
Αξιοσημείωτο είναι το γεγονός ότι κατ'αυτή την ανάλυση καμία διατομή δεν προχώρησε σε στάδιο πέραν της διαρροής. Αυτό αναδεικνύει μια σαφέστατα καλύτερη συμπεριφορά της κατασκευής κατά την διεύθυνση του άξονα Υ. Αυτό

γίνεται αντιληπτό και από τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης που δίνουν ως θεμελιώδη ιδιομορφή τη μετακινησιακή κατά Χ.

Παρακάτω παρουσιάζεται μια ενδεικτική εικόνα των βρόγχων ροπής – στροφής της άρθρωσης 517 στη θέση 1, αλλά και της χρονικής μεταβολής της ροπής της.

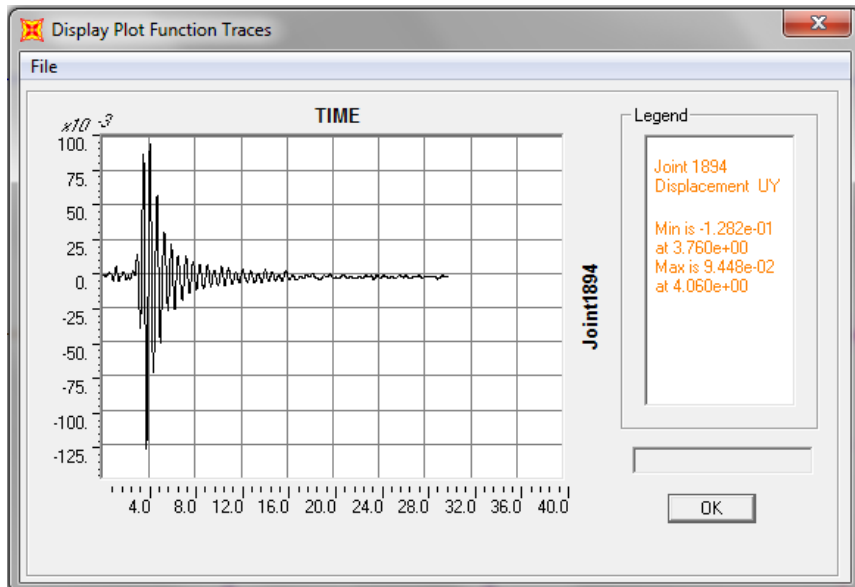


Εικόνα 7.43 Βρόγχοι Ροπής - Πλαστικής Στροφής Δοκού 517



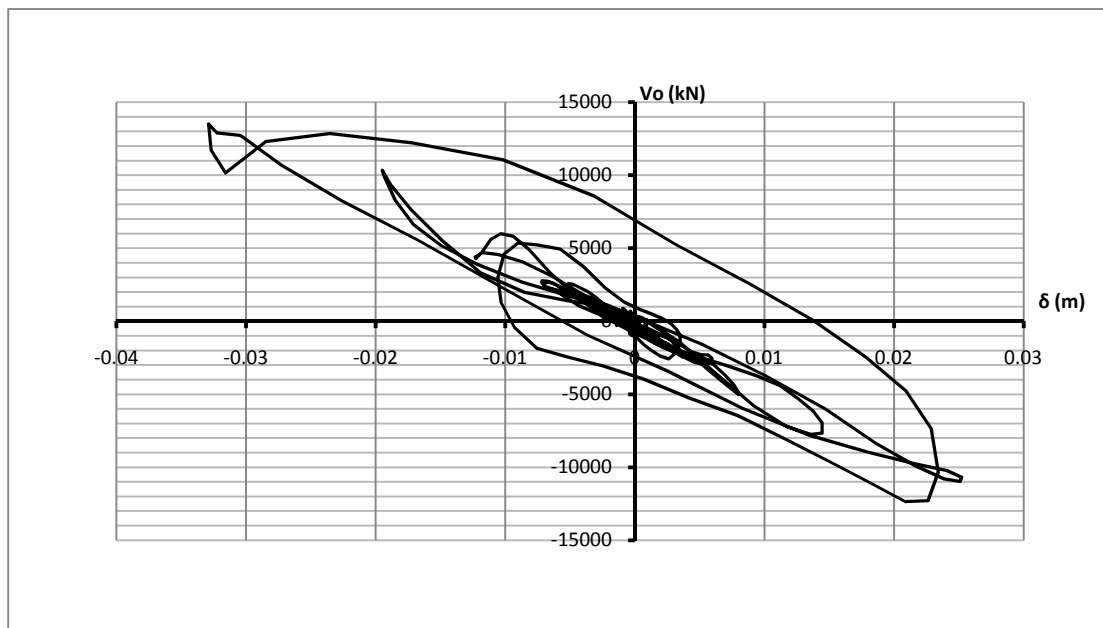
Εικόνα 7.44 Μεταβολή Ροπής M3 με τον Χρόνο

Ακόμα ενδιαφέρον παρουσιάζει και η μεταβολή της μετατόπισης του κόμβου 1894 (αντίστοιχα και των υπολοίπων) υπό την δυναμική φόρτιση του σεισμού του Αιγίου. Παρατηρούμε ότι η τιμή της μετατόπισης εναλλάσσεται συνεχώς μεταξύ θετικών και αρνητικών τιμών με τρόπο που θυμίζει την μεταβολή της επιτάχυνσης του σεισμικού γεγονότος. Η μέγιστη μετατόπιση του κόμβου προκύπτει για χρόνο 4.06 sec και είναι ίση με $\delta = 9.4$ cm.



Εικόνα 7.45 Μεταβολή Μετατόπισης Κόμβου 1894 Κατά Υ

Ακόμα, παρουσιάζεται ο βρόγχος μεταβολής της τέμνουσας βάσης της κατασκευής συναρτήσει της οριζόντιας μετατόπισης (κατά Χ) του κέντρου μάζας του 1^{ου} ορόφου (κορυφή ισόγειου).



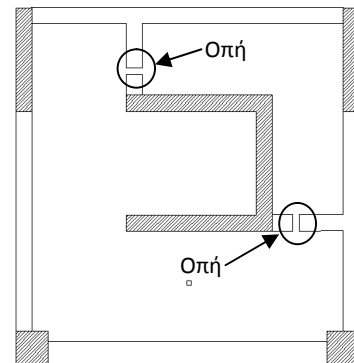
Διάγραμμα 7.4 Βρόγχοι Μετακίνησης 1^{ου} Ορόφου – Τεμνούσης Βάσης Κατά Υ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8: ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΥΠΟ ΜΕΙΩΜΕΝΕΣ ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΣΕ ΣΥΓΚΕΚΡΙΜΕΝΕΣ ΘΕΣΕΙΣ

8.1 ΓΕΝΙΚΑ

Στα πλαίσια του κεφαλαίου αυτού γίνεται μία προσπάθεια διερεύνησης των επιπτώσεων της απομείωσης της αντοχής ορισμένων διατομών. Το σενάριο που εξετάζεται είναι η διάνοιξη ορισμένων οπών στις περιμετρικές του ανελκυστήρα δοκούς του δώματος προκειμένου να εξυπηρετηθούν οι ανάγκες κλιματισμού του κτιρίου. Το σενάριο αυτό, το οποίο είναι και αληθές, θα επεκταθεί στο σύνολο των περιμετρικών αυτών δοκών καθ' ύψος και θα εξεταστεί η τελική συμπεριφορά του κτιρίου συγκρινόμενη με την αρχική κατάσταση.

Οι οπές έχουν διάμετρο 10 cm και βρίσκονται στον άξονα των δοκών χωρίς να διασταυρώνονται με τον διαμήκη σπλισμό. Η διάνοιξή τους έγινε στο 1/3 του μήκους της δοκού όπως φαίνεται στο διπλανό σχήμα. Η προσομοίωση της οπής θα γίνει χρησιμοποιώντας ένα από τα στροφικά Link Elements του SAP2000, δίνοντας του ελαστοπλαστικές ιδιότητες περί τον βαθμό ελευθερίας R3. Τα χαρακτηριστικά της απομειωμένης



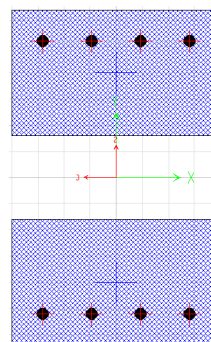
Εικόνα 8.1 Θέση Οπών

διατομής συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα από όπου προκύπτουν και οι τιμές του ελαστοπλαστικού διαγράμματος ροπών – στροφών και της ενεργού ακαμψίας του στοιχείου.

M_y	77.88 kNm
ϕ_y	0.009434 rad
ϕ_u	0.0976 rad
I_{33}	0.001313 m ⁴
I_{22}	0.0003906 m ⁴
K	361075 kN/rad

Επομένως, οι μειωμένες τιμές του διαγράμματος ροπών στροφών (50%) και της ενεργού ακαμψίας (20%) είναι οι παρακάτω:

M_y	38.94 kNm
θ_y	0.007 rad
θ_u	0.025 rad
K_{eff}	288800 kN/rad

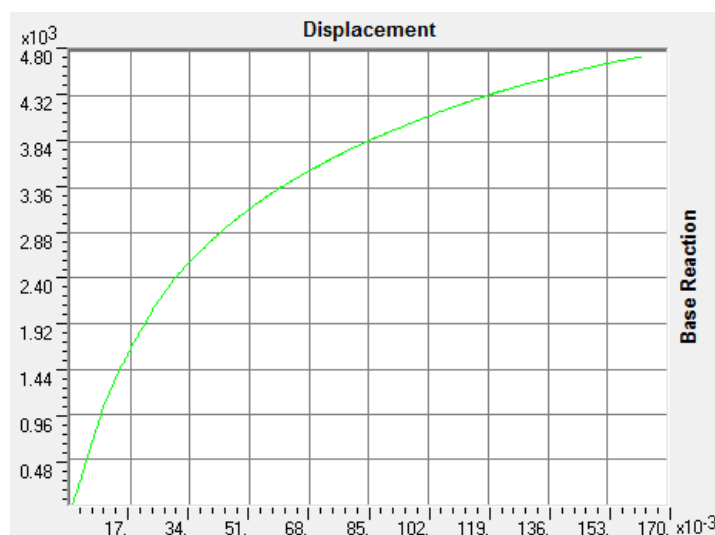


Εικόνα 8.2 Μειωμένη

8.2 ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΠΡΩΤΗ – ΟΠΕΣ ΜΟΝΟ ΣΤΟ ΔΩΜΑ

8.2.1 ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ

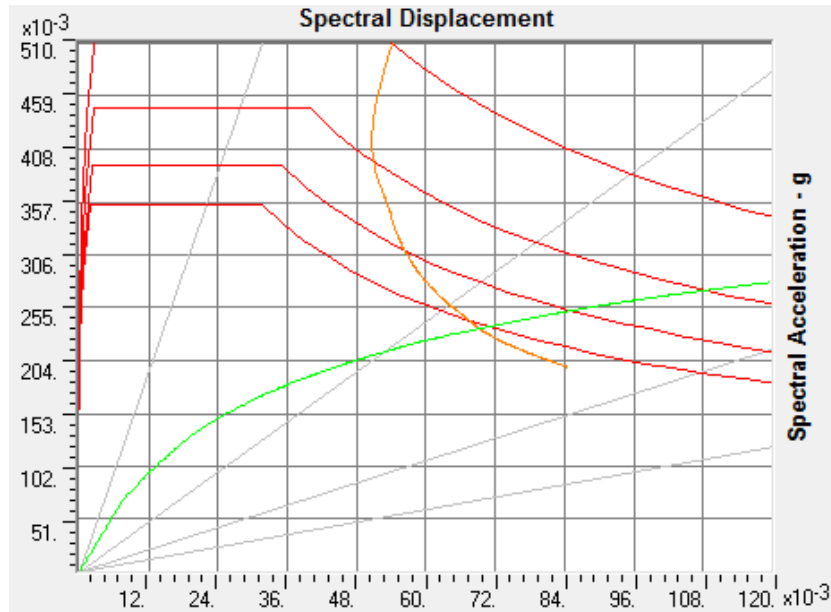
Εκτελώντας στατική μη γραμμική ανάλυση κατά την διεύθυνση Χ με τις παραμέτρους των αναλύσεων της παραγράφου (7.3.1) προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα:



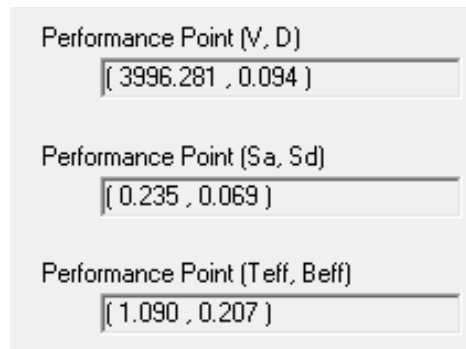
Εικόνα 8.3 Καμπύλη Pushover Κατά Χ

Παρατηρούμε ότι η καμπύλη φτάνει σε μέγιστη μετακίνηση $\delta = 16.3$ cm και μέγιστη τέμνουσα βάσης $V_o = 4743.7$ kN.

Λαμβάνοντας υπόψη το ελαστικό φάσμα απόκρισης του ΕΑΚ2000 και εφαρμόζοντας την μέθοδο ATC-40 (Capacity Spectrum) προκύπτει το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής όπως φαίνεται παρακάτω:

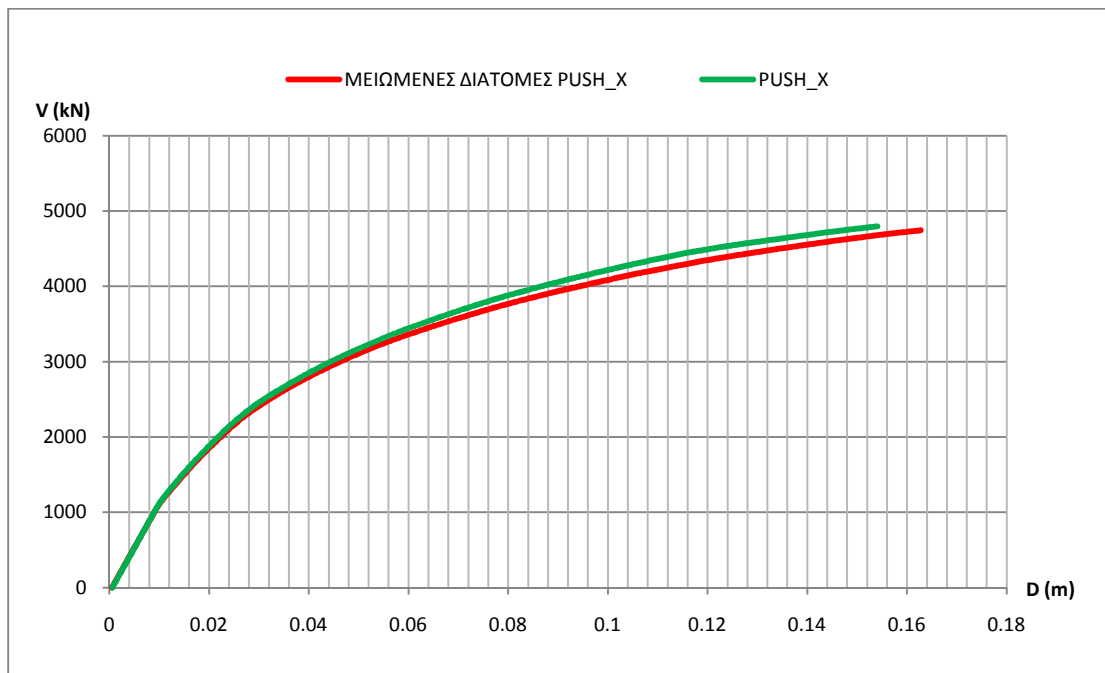


Εικόνα 8.4 Φάσματα Σχεδιασμού και Αντίστασης Κατά Χ



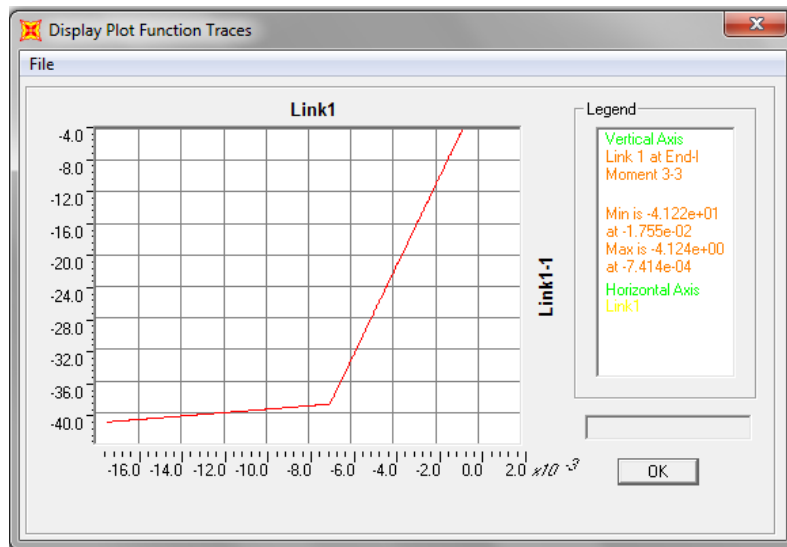
Εικόνα 8.5 Σημείο Επιτελεσματικότητας Κατά Χ

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα αυτής της ανάλυσης με τα αποτελέσματα της ανάλυσης για τον αρχικό φορέα παρατηρούμε ελάχιστη μεταβολή της τιμής του σημείου επιτελεσματικότητας. Ακόμα, όπως φαίνεται και στο παρακάτω διάγραμμα, δεν υπάρχει ουσιαστική διαφορά μεταξύ των καμπυλών αντίστασης της αρχικής και τελικής κατάστασης. Επομένως, η επιρροή των οπών στην συνολική συμπεριφορά της κατασκευής κατά την διεύθυνση Χ δεν κρίνεται σημαντική.

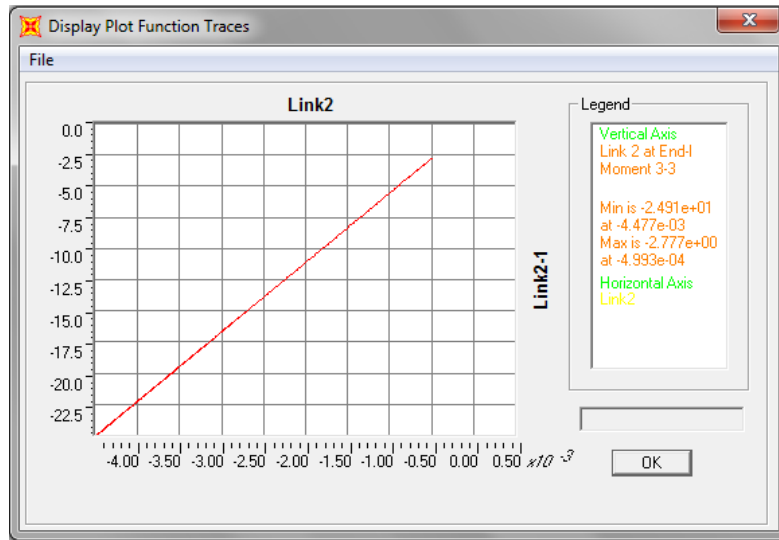


Διάγραμμα 8.1 Σύγκριση Καμπυλών Αντίστασης Κατά Χ

Μερικές εικόνες της μεταβολής της ροπής κάμψης M_3 ως προς την στροφή της διατομής στη θέση της απομείωσης είναι οι παρακάτω (όπου τόσο η ροπή όσο και η στροφή λαμβάνουν αρνητικές τιμές ως προς το σύστημα αξόνων που έχει οριστεί για το στρεφικό ελατήριο):



Εικόνα 8.6 Καμπύλη M_3 - θ Στοιχείου 1 Κατά Χ (PUSH_X)

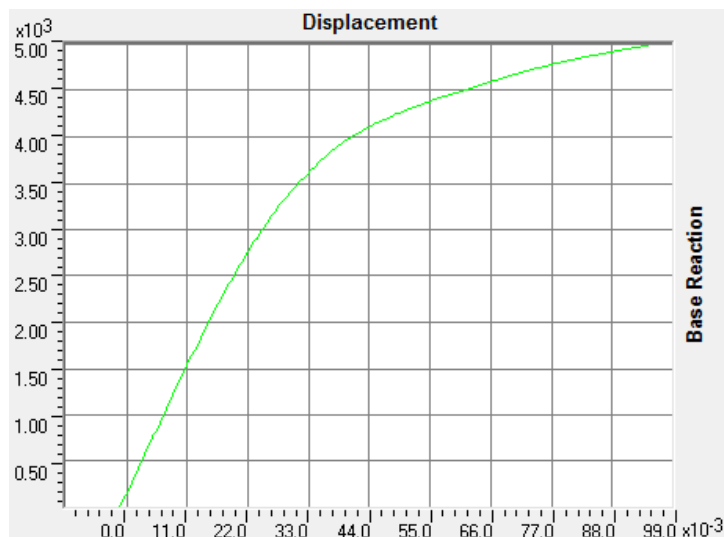


Εικόνα 8.7 Καμπύλη $M3 - \theta$ Στοιχείου 2 Κατά Χ (PUSH_X)

Στις παραπάνω εικόνες παρατηρείται υπέρβαση της ροπής διαρροής του στροφικού ελατηρίου 1 (το οποίο βρίσκεται κατά την διεύθυνση Y), και είσοδος του στον πλαστικό κλάδο του διαγράμματος. Ενδεικτικό είναι το γεγονός ότι το ελατήριο αναπτύσσει, κατ' απόλυτη τιμή, μέγιστη ροπή $M_u = 41.2 \text{ kNm}$ και στροφή $\theta_u = 0.00175 \text{ rad}$. Αντιθέτως, το ελατήριο 2 παραμένει στην ελαστική περιοχή χωρίς καμία ιδιαίτερη μεταβολή στην συμπεριφορά του.

8.2.2 ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y

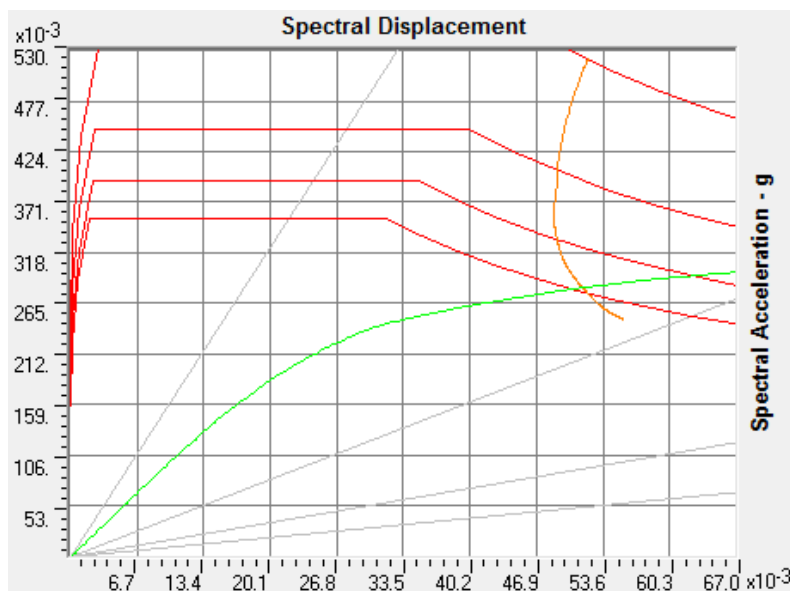
Η στατική μη γραμμική ανάλυση κατά την διεύθυνση Y έδωσε τα εξής αποτελέσματα:



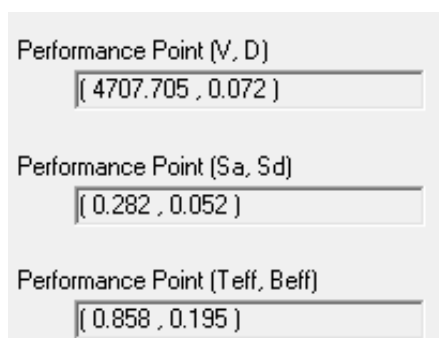
Εικόνα 8.8 Καμπύλη Pushover Κατά Y

Παρατηρούμε ότι η καμπύλη φτάνει σε μέγιστη μετακίνηση $\delta = 9.48 \text{ cm}$ και μέγιστη τέμνουσα βάσης $V_0 = 4990 \text{ kN}$.

Λαμβάνοντας υπόψη το ελαστικό φάσμα απόκρισης του ΕΑΚ2000 και εφαρμόζοντας την μέθοδο ATC-40 (Capacity Spectrum) προκύπτει το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής όπως φαίνεται παρακάτω:

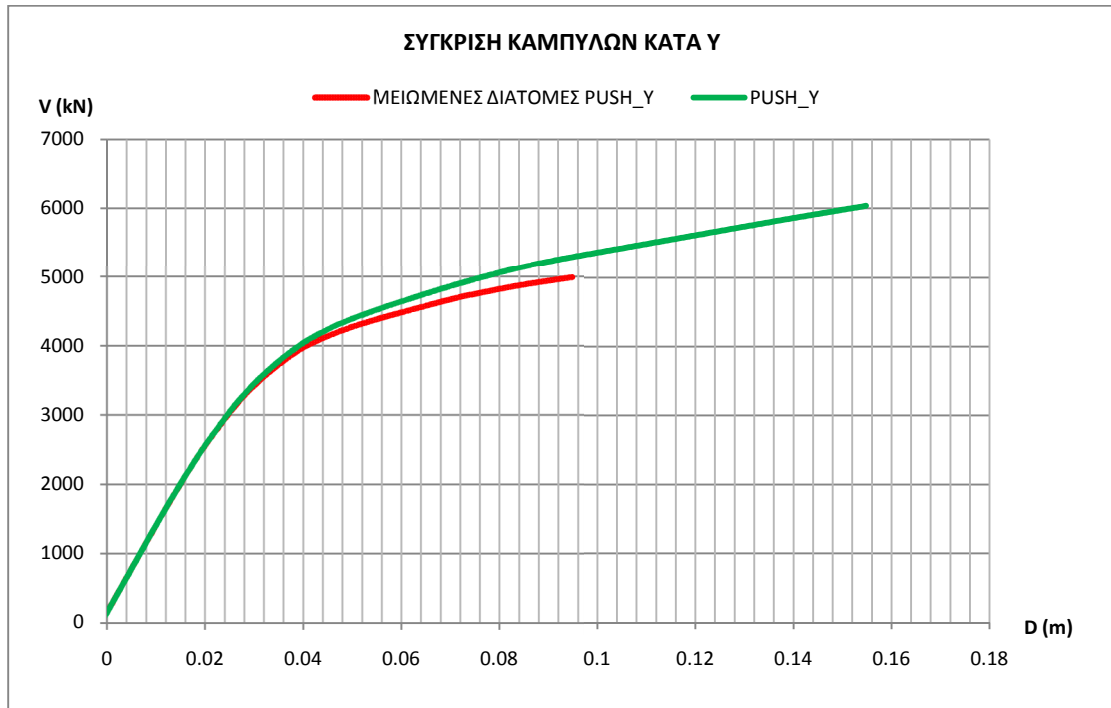


Εικόνα 8.9 Φάσματα Σχεδιασμού και Αντίστασης Κατά Υ



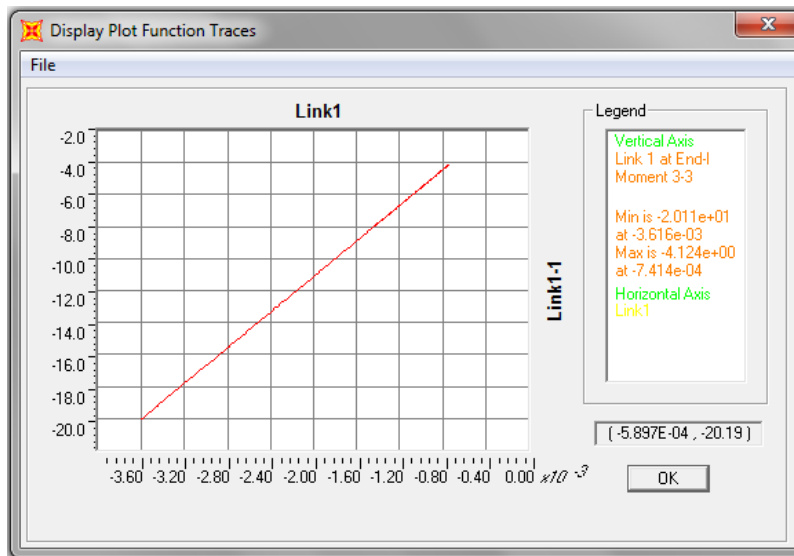
Εικόνα 8.10 Σημείο Επιτελεστικότητας Κατά Υ

Κατ' αντιστοιχία με την περίπτωση της διεύθυνσης X η τιμή του σημείου επιτελεστικότητας, όπως προκύπτει από την ATC-40, διαφέρει ελάχιστα σε σχέση με την τιμή του αρχικού φορέα. Σε αυτή την περίπτωση όμως παρατηρείται μια αδυναμία της καμπύλης αντίστασης να φτάσει τις τιμές της προηγούμενης ανάλυσης. Αυτό ενδεχομένως προκύπτει από τυχόν αβεβαιότητες που εισάγει στο σύστημα η προσθήκη των στροφικών ελατηρίων. Εκτός αυτού είναι εμφανής μια μικρή μεταβολή της καμπύλης καθώς χάνει ένα μέρος της τέμνουσας και δεν ταυτίζεται απόλυτα με την αρχική. Μια ενδεικτική εικόνα των όσων αναφέρθηκαν είναι η παρακάτω:

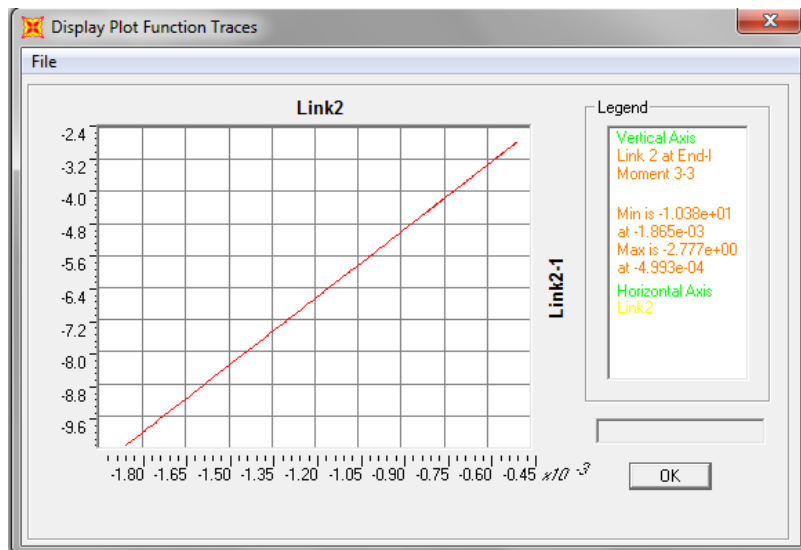


Διάγραμμα 8.2 Σύγκριση Καμπυλών Αντίστασης Κατά Υ

Τέλος, στις παρακάτω εικόνες παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπών στρωφών για κάθε ελατήριο όπως προέκυψαν από την ανάλυση Pushover κατά Υ.



Εικόνα 8.11 Καμπύλη M3 - θ Στοιχείου 1 Κατά Υ (PUSH_Y)



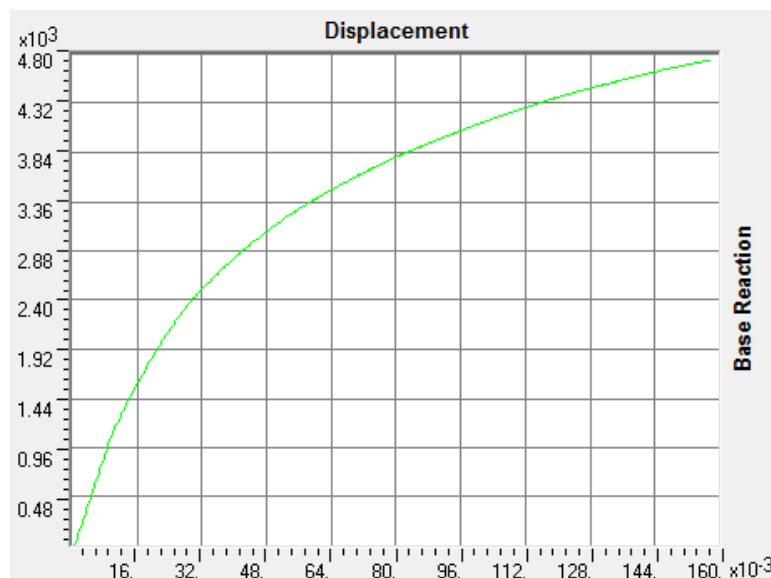
Εικόνα 8.12 Καμπύλη Μ3 - θ Στοιχείου 2 Κατά Υ (PUSH_Y)

Σε αντίθεση με την διεύθυνση Χ, η συγκεκριμένη ανάλυση δεν επηρέασε σε μεγάλο βαθμό τη συμπεριφορά των ελατηρίων καθώς η απόκρισή τους είναι ελαστική.

8.3 ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΔΕΥΤΕΡΗ – ΟΠΕΣ ΣΕ ΟΛΕΣ ΤΙΣ ΔΟΚΟΥΣ ΚΑΘ' ΥΨΟΣ

8.3.1 ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ (ΣΕ ΟΛΕΣ ΤΙΣ ΔΟΚΟΥΣ)

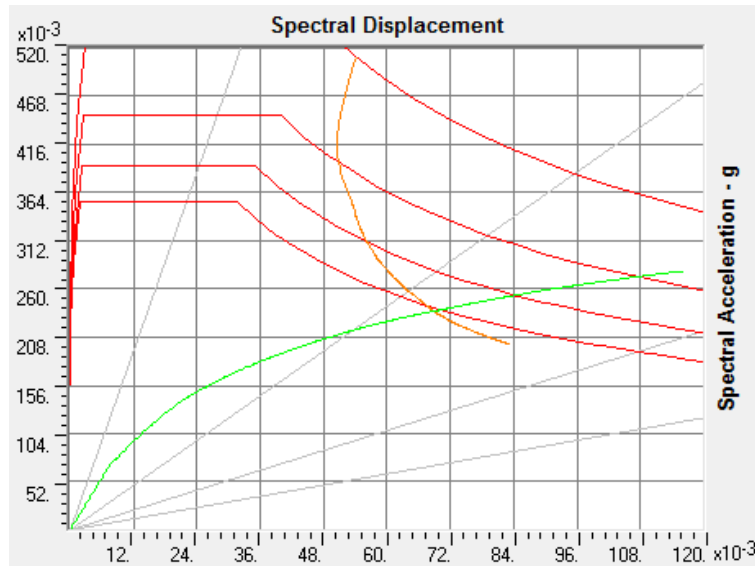
Εκτελώντας, και σε αυτή την περίπτωση, στατική μη γραμμική ανάλυση κατά την διεύθυνση Χ με τις παραμέτρους των αναλύσεων της παραγράφου (7.3.1) προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα:



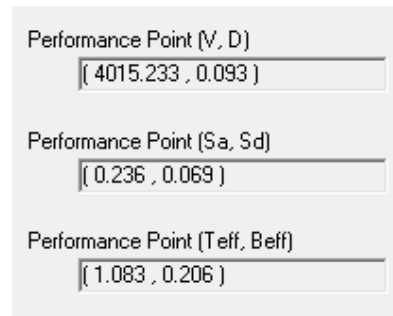
Εικόνα 8.13 Καμπύλη Pushover Κατά Χ

Παρατηρούμε ότι η καμπύλη φτάνει σε μέγιστη μετακίνηση $\delta = 15.8$ cm και μέγιστη τέμνουσα βάσης $V_o = 4744.25$ kN.

Λαμβάνοντας υπόψη το ελαστικό φάσμα απόκρισης του ΕΑΚ2000 και εφαρμόζοντας την μέθοδο ATC-40 (Capacity Spectrum) προκύπτει το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής όπως φαίνεται παρακάτω:

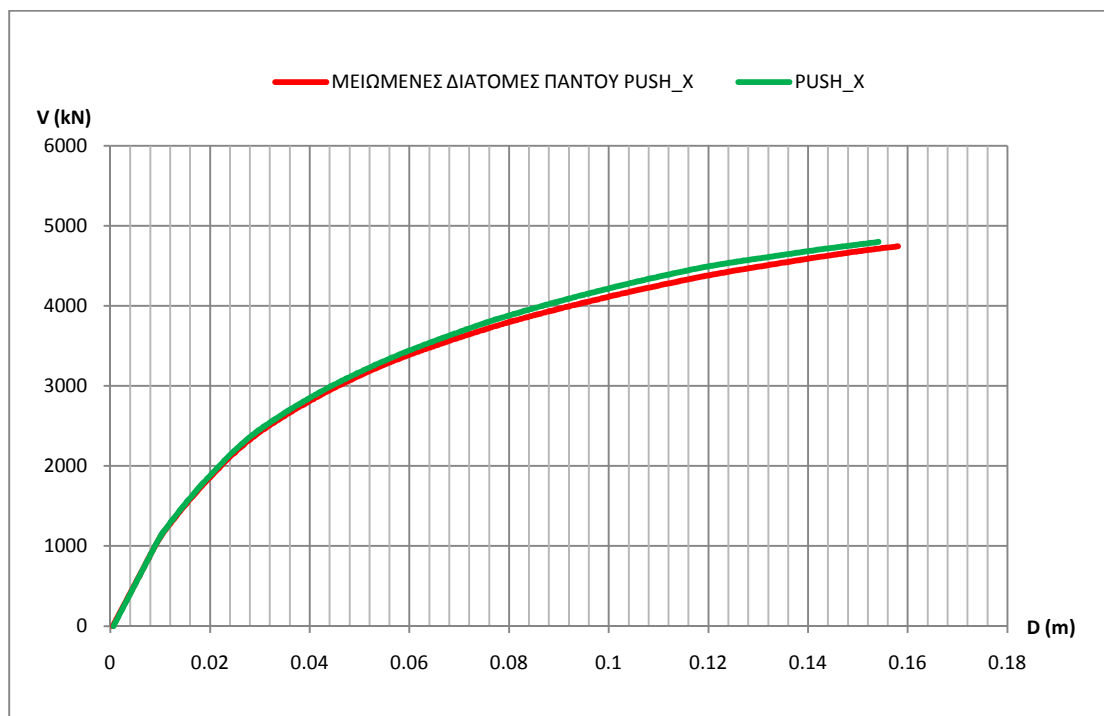


Εικόνα 8.14 Φάσματα Σχεδιασμού και Αντίστασης Κατά Χ



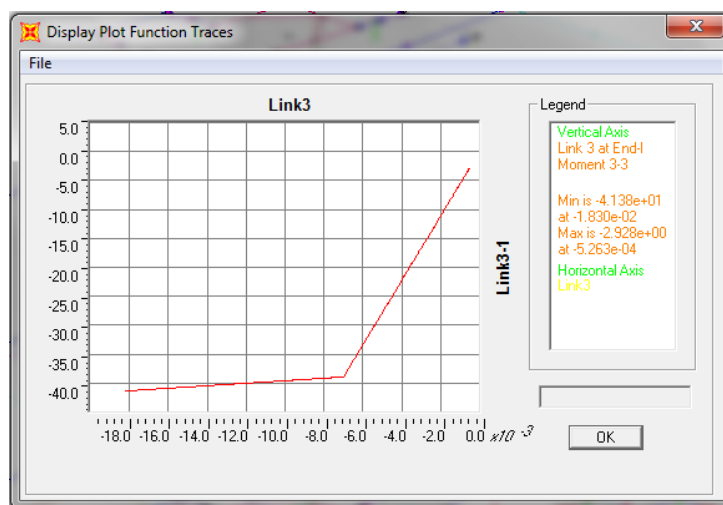
Εικόνα 8.15 Σημείο Επιτελεστικότητας Κατά Χ

Κατ' αντιστοιχία με την παράγραφο 8.2.1 τα αποτελέσματα αυτής της ανάλυσης ταυτίζονται με τα αποτελέσματα της ανάλυσης για τον αρχικό φορέα, ενώ παρατηρούμε ελάχιστη μεταβολή της τιμής του σημείου επιτελεστικότητας. Ακόμα, όπως φαίνεται και στο παρακάτω διάγραμμα, δεν υπάρχει ουσιαστική διαφορά μεταξύ των καμπυλών αντίστασης της αρχικής και τελικής κατάστασης. Επομένως, η επιρροή των οπών στην συνολική συμπεριφορά της κατασκευής κατά την διεύθυνση Χ δεν κρίνεται σημαντική.

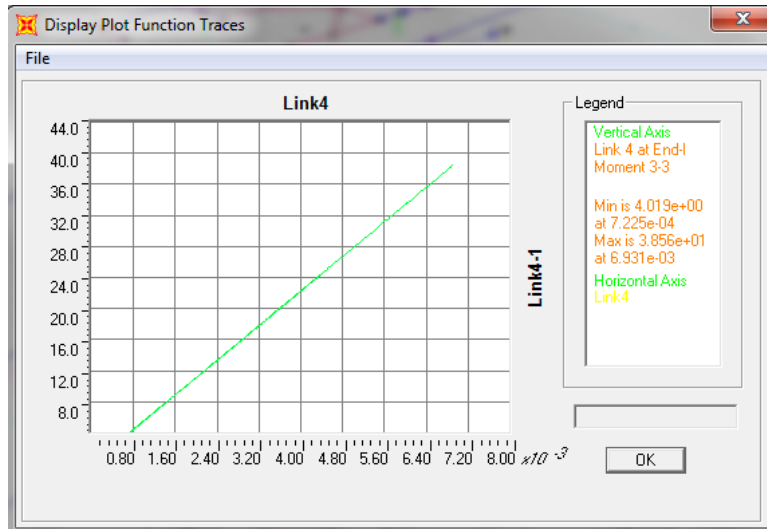


Διάγραμμα 8.3 Σύγκριση Καμπυλών Αντίστασης Κατά Χ

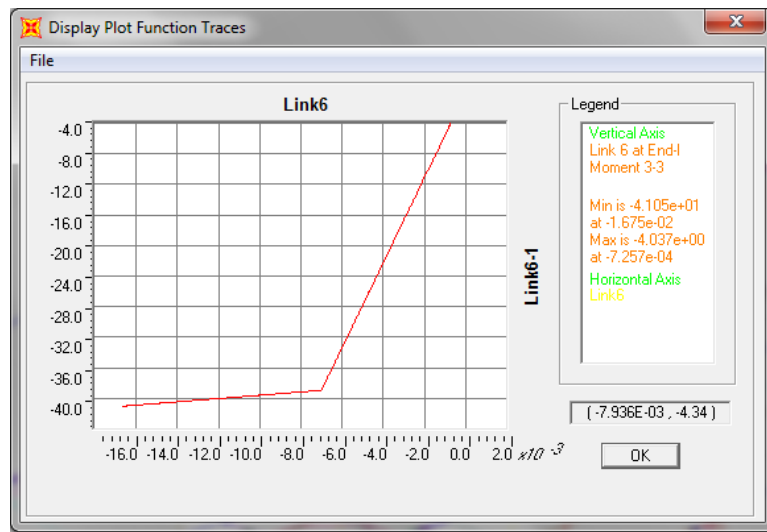
Μερικές εικόνες της μεταβολής της ροπής κάμψης M_3 ως προς την στροφή της διατομής στη θέση της απομείωσης είναι οι παρακάτω (όπου ορισμένα ελατήρια λαμβάνουν αρνητικές τιμές ως προς το σύστημα αξόνων που έχει οριστεί):



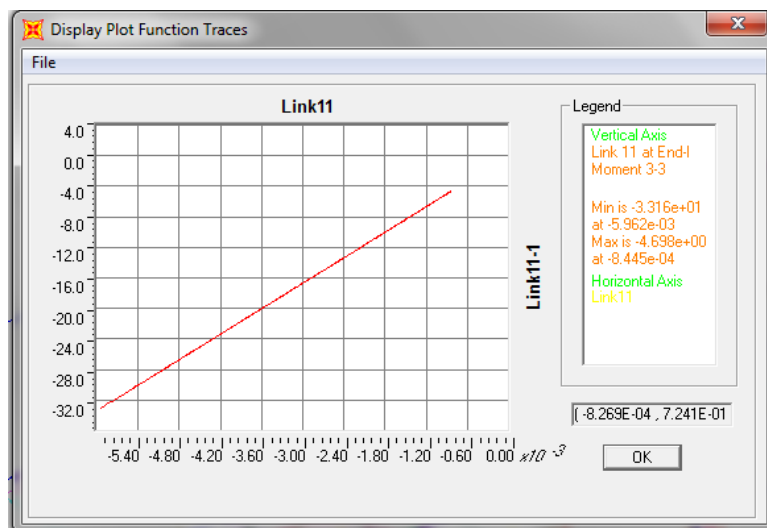
Εικόνα 8.16 Καμπύλη M_3 - θ Στοιχείου 3 Κατά Χ (PUSH_X)



Εικόνα 8.17 Καμπύλη M3 - θ Στοιχείου 4 Κατά X (PUSH_X)



Εικόνα 8.18 Καμπύλη M3 - θ Στοιχείου 6 Κατά X (PUSH_X)

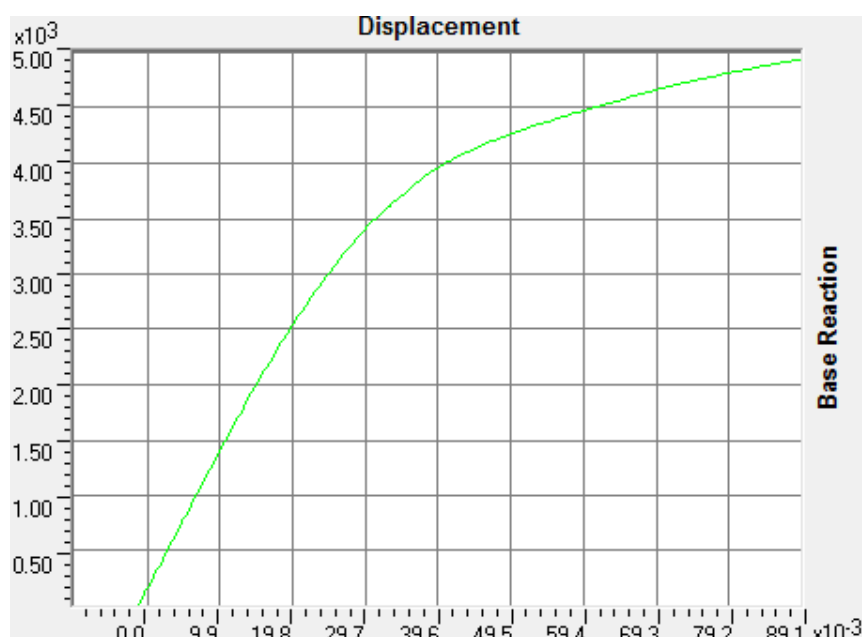


Εικόνα 8.19 Καμπύλη M3 - θ Στοιχείου 11 Κατά X (PUSH_X)

Στις παραπάνω εικόνες παρατηρείται υπέρβαση της ροπής διαρροής των στρωφικών ελατηρίων 3 και 6 (τα οποία βρίσκονται κατά την διεύθυνση Υ), και είσοδο τους στον πλαστικό κλάδο του διαγράμματος. Αντιθέτως, τα ελατήρια 4 και 11 παραμένουν στην ελαστική περιοχή χωρίς καμία ιδιαίτερη μεταβολή στην συμπεριφορά τους.

8.3.2 ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ (ΣΕ ΟΛΕΣ ΤΙΣ ΔΟΚΟΥΣ)

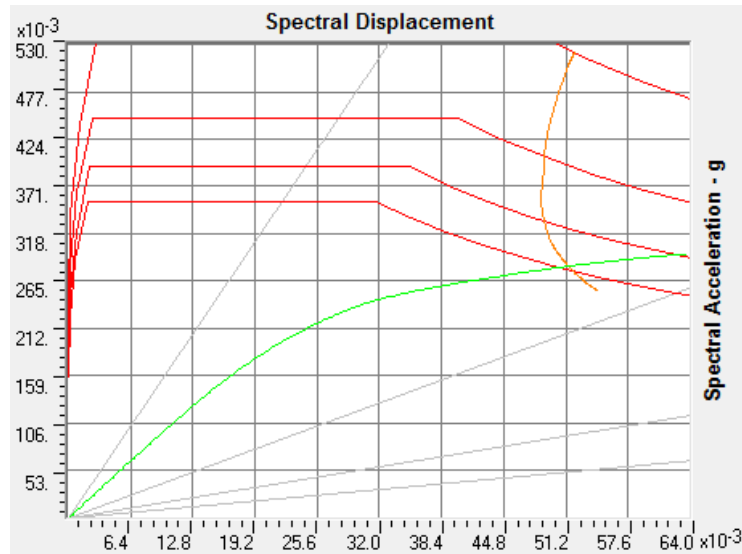
Η στατική μη γραμμική ανάλυση κατά την διεύθυνση Υ έδωσε τα εξής αποτελέσματα:



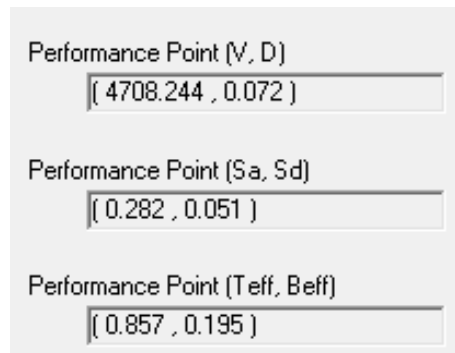
Εικόνα 8.20 Καμπύλη Pushover Κατά Υ

Παρατηρούμε ότι η καμπύλη φτάνει σε μέγιστη μετακίνηση $\delta = 8.95$ cm και μέγιστη τέμνουσα βάσης $V_o = 4941.8$ kN.

Λαμβάνοντας υπόψη το ελαστικό φάσμα απόκρισης του ΕΑΚ2000 και εφαρμόζοντας την μέθοδο ATC-40 (Capacity Spectrum) προκύπτει το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής όπως φαίνεται παρακάτω:

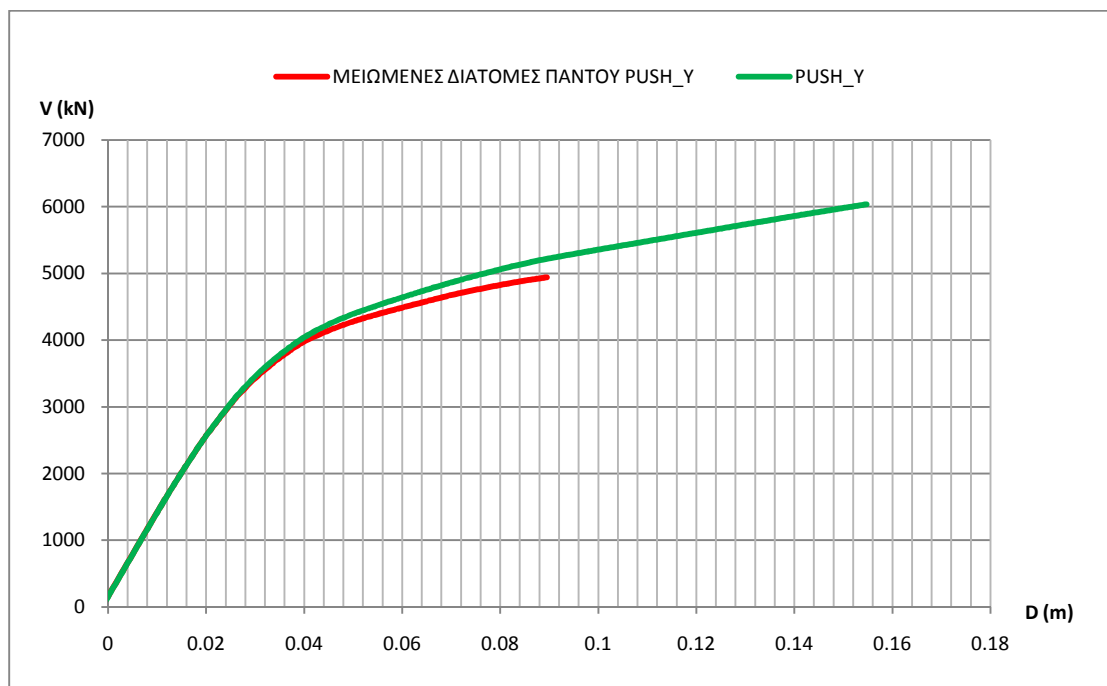


Εικόνα 8.21 Φάσματα Σχεδιασμού και Αντίστασης Κατά Υ



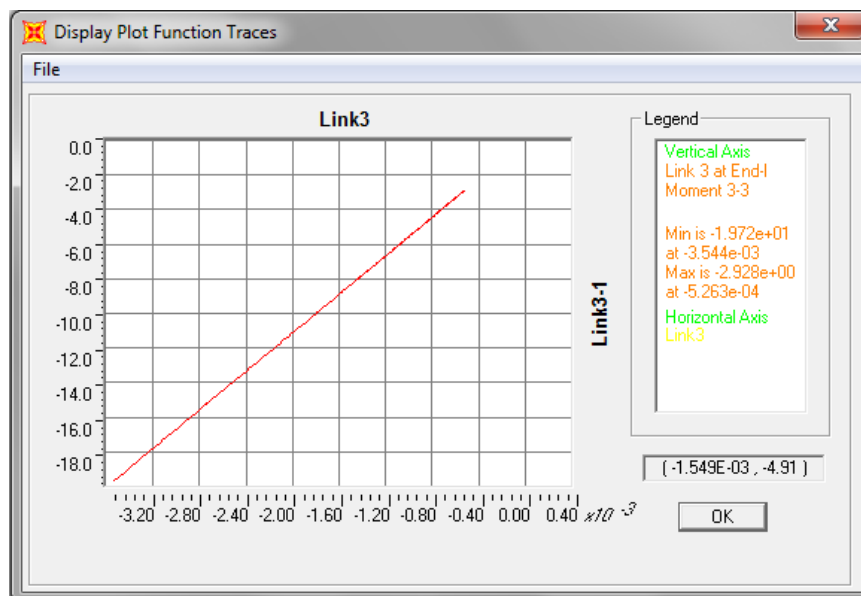
Εικόνα 8.22 Σημείο Επιτελεστικότητας Κατά Υ

Κατ' αντιστοιχία με την περίπτωση της διεύθυνσης X η τιμή του σημείου επιτελεστικότητας, όπως προκύπτει από την ATC-40, διαφέρει ελάχιστα σε σχέση με την τιμή του αρχικού φορέα. Επίσης, και σε αυτή την περίπτωση παρατηρείται μια αδυναμία της καμπύλης αντίστασης να φτάσει τις τιμές της προηγούμενης ανάλυσης. Εκτός αυτού είναι εμφανής μια μικρή μεταβολή της καμπύλης καθώς χάνει ένα μέρος της τέμνουσας και δεν ταυτίζεται απόλυτα με την αρχική. Μια ενδεικτική εικόνα των όσων αναφέρθηκαν είναι η παρακάτω:

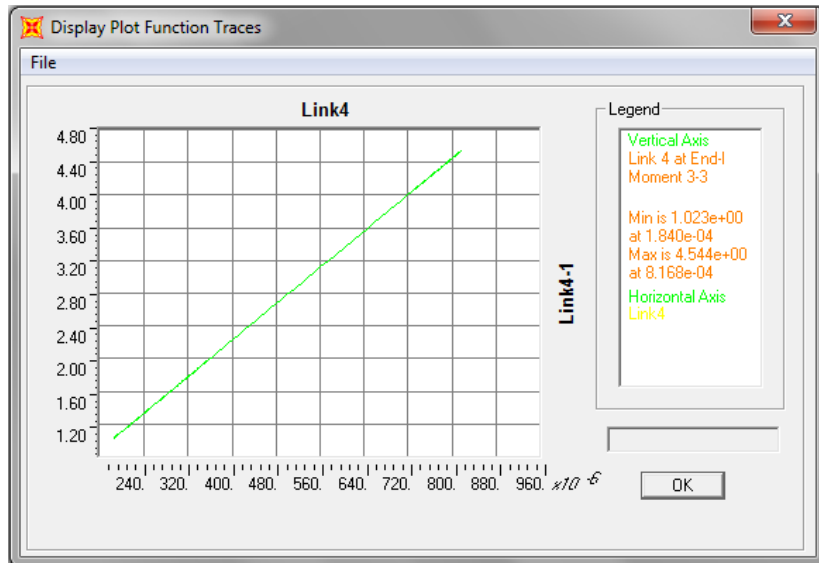


Διάγραμμα 8.4 Σύγκριση Καμπυλών Αντίστασης Κατά Y

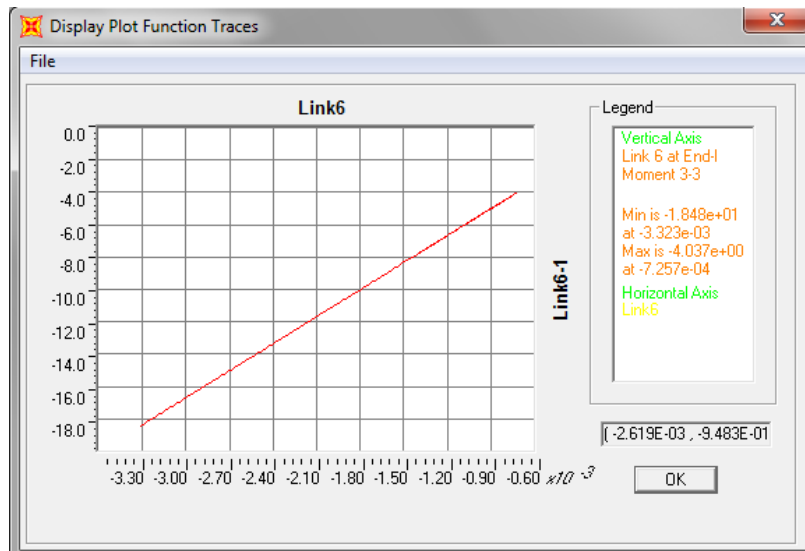
Τέλος, στις παρακάτω εικόνες παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπών στρωφών για ορισμένα ελατήρια όπως προέκυψαν από την ανάλυση Pushover κατά Y.



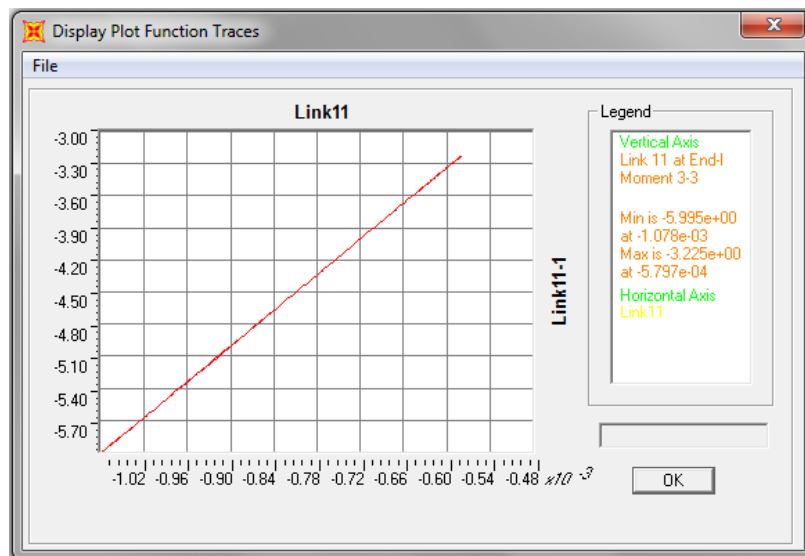
Εικόνα 8.23 Καμπύλη M3 - θ Στοιχείου 3 Κατά Y (PUSH_Y)



Εικόνα 8.24 Καμπύλη M3 - θ Στοιχείου 4 Κατά Y (PUSH_Y)



Εικόνα 8.25 Καμπύλη M3 - θ Στοιχείου 6 Κατά Y (PUSH_Y)



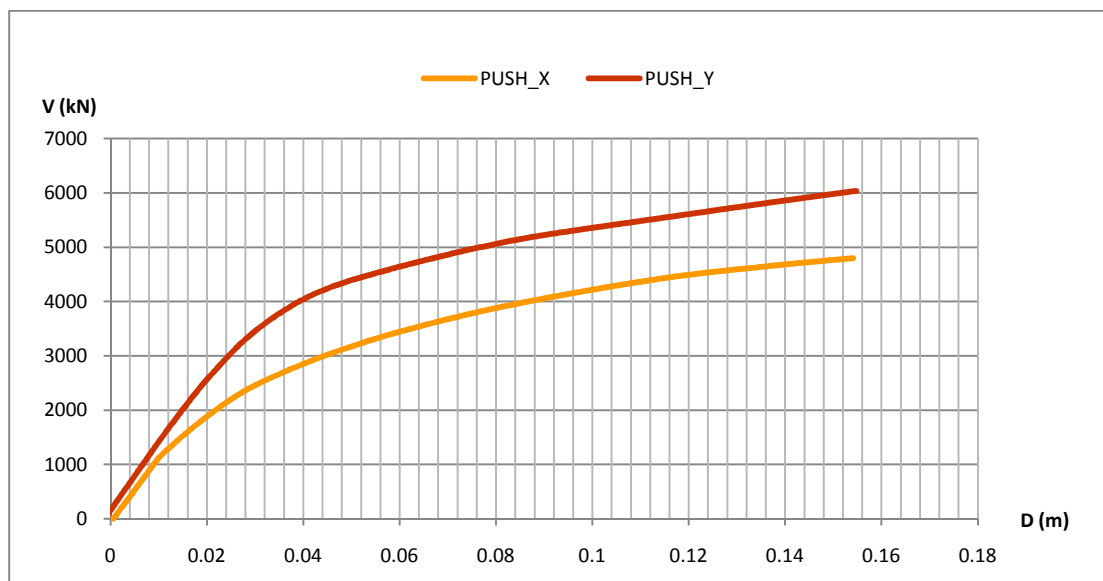
Εικόνα 8.26 Καμπύλη M3 - θ Στοιχείου 11 Κατά Y (PUSH_Y)

Σε αντίθεση με την διεύθυνση Χ, η συγκεκριμένη ανάλυση δεν επηρέασε σε μεγάλο βαθμό τη συμπεριφορά των ελατηρίων καθώς η απόκρισή τους είναι ελαστική.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στο κεφάλαιο αυτό αξιολογούνται τα αποτελέσματα των μη γραμμικών αναλύσεων (στατικών και δυναμικών) κατά τις διευθύνσεις X, Y. Εκτός των μη γραμμικών αναλύσεων, εφαρμοστήκαν και ελαστικές αναλύσεις, οι οποίες όμως παρουσίασαν μια κάποια συγκρισιμότητα όσον αφορά τα αποτελέσματα (§6.5). Για το λόγο αυτό δεν κρίνεται σκόπιμος ο περαιτέρω σχολιασμός των ελαστικών μεθόδων ανάλυσης.

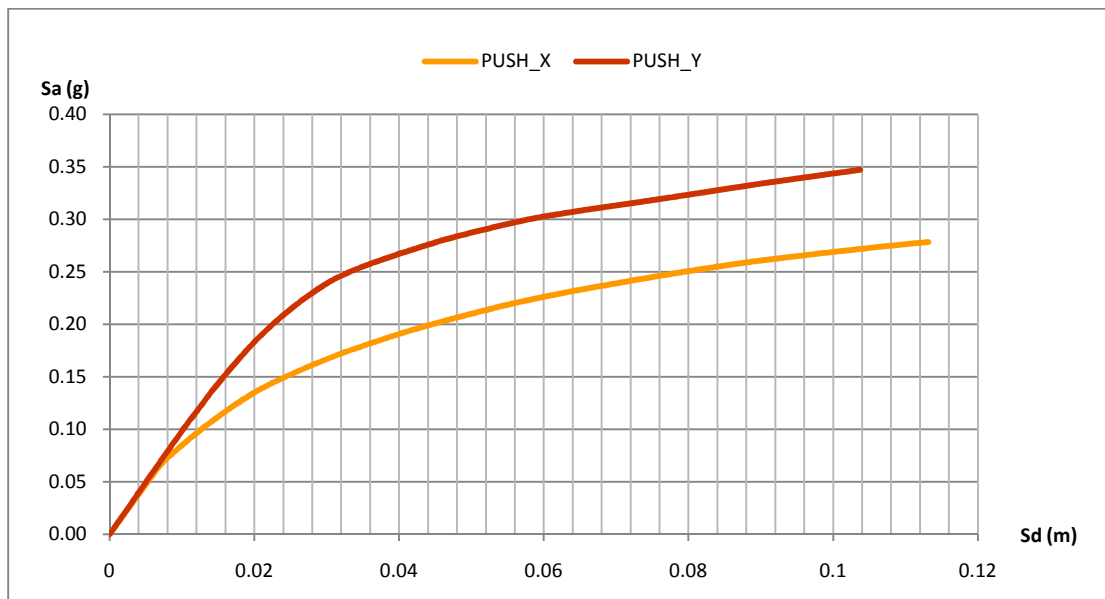
Βασικής σημασίας είναι ο έλεγχος των στοχευόμενων μετακινήσεων κατά τις δύο διευθύνσεις. Όπως αναφέρθηκε και στις παραγράφους (7.3.1, 7.3.2) οι στοχευόμενες μετακινήσεις είναι αντίστοιχα 9.4 cm και 7.5 cm, και οι καμπύλες αντίστασης:



Διάγραμμα 9.1 Σύγκριση Καμπυλών Αντίστασης

Από το παραπάνω διάγραμμα είναι εμφανές ότι η κατασκευή παρουσιάζει μεγαλύτερη ακαμψία κατά την διεύθυνση Y σε σχέση με την X. Αυτό προκύπτει από το γεγονός ότι ο ελαστικός κλάδος της καμπύλης κατά Y έχει σαφώς μεγαλύτερη κλίση από τον κλάδο της καμπύλης κατά X. Το γεγονός αυτό εξηγεί και τη μικρότερη μετακίνηση που παρουσιάζει η κατασκευή κατά Y.

Ακόμα, παρατηρούμε ότι οι τέμνουσες βάσης κατά την δύσκαμπτη διεύθυνση είναι σαφώς μεγαλύτερες με αποτέλεσμα να εισάγονται μεγαλύτερες επιταχύνσεις στο σώμα της κατασκευής. Η διαφορά αυτή λοιπόν των επιταχύνσεων είναι εμφανής κατά την μετατροπή των καμπυλών αντίστασης σε φάσματα αντίστασης (μορφή ADRS) και παρουσιάζεται στην παρακάτω εικόνα.

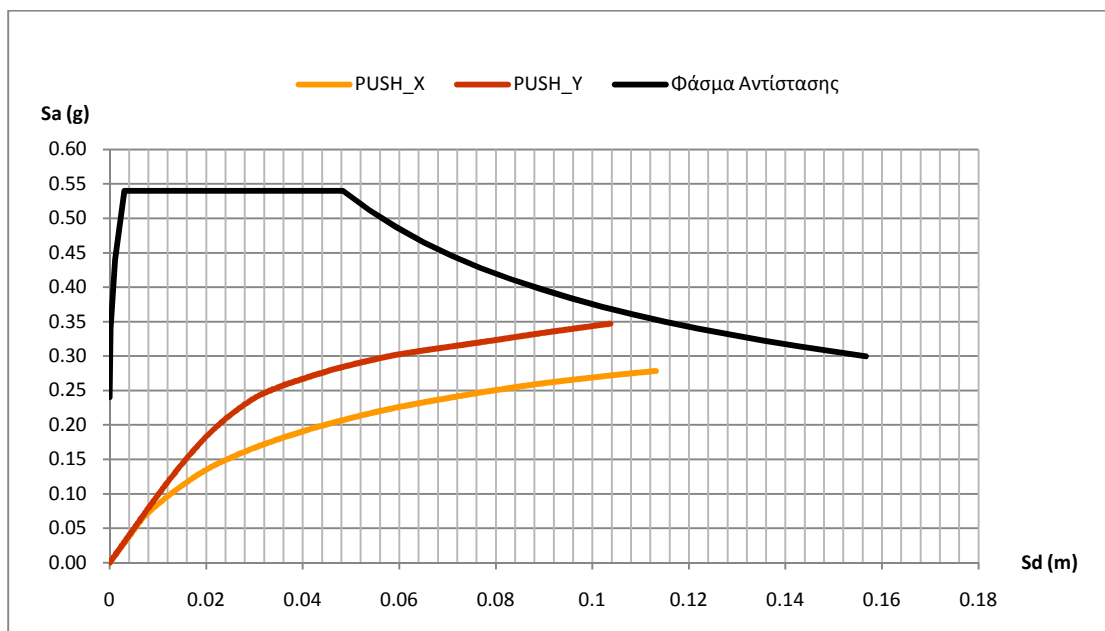


Διάγραμμα 9.2 Φάσματα Αντίστασης Κατά Χ, Υ

Στο παραπάνω διάγραμμα παρατηρούμε ότι η μέγιστες επιταχύνσεις που αναπτύσσονται κατά τις διευθύνσεις Χ, Υ είναι αντίστοιχα 0.28g και 0.35g. Ακόμα, προσθέτοντας και το ελαστικό φάσμα αντίστασης του ΕΑΚ σε μορφή ADRS στα παραπάνω προκύπτει το Διάγραμμα 9.3 Από όπου με διαδοχικές επαναλήψεις προκύπτουν τα σημεία επιτελεστικότητας.

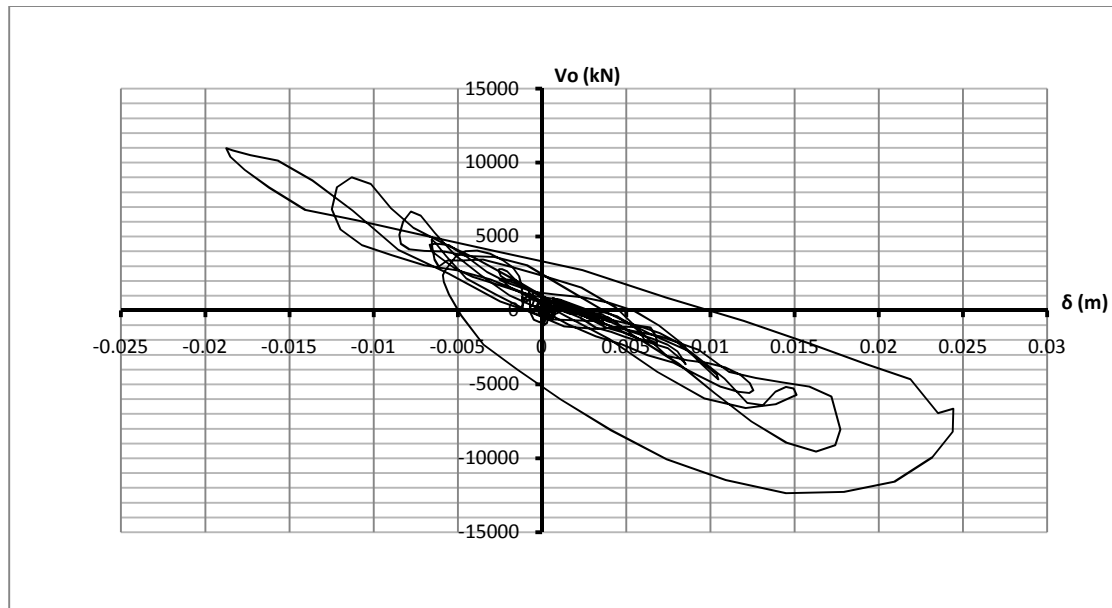
Πίνακας 9.1 Σημεία Επιτελεστικότητας Μεθόδου Pushover

Δx	Δy
9.4 cm	7.5 cm

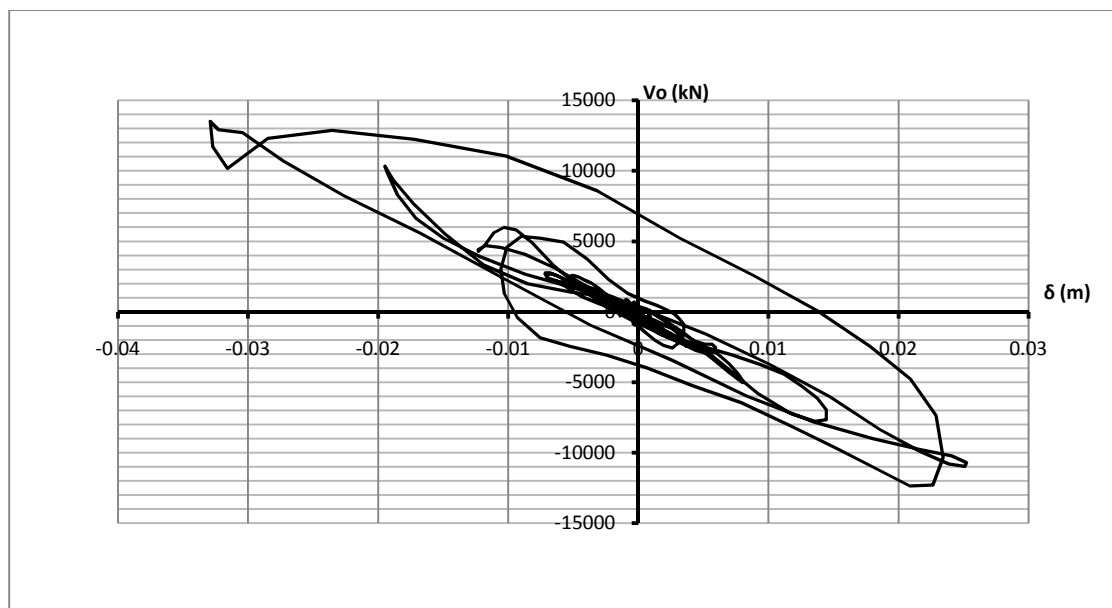


Διάγραμμα 9.3 Καμπύλες και Φάσμα Αντίστασης σε Μορφή ADRS

Η δυναμική μη γραμμική ανάλυση κατά τις δύο διευθύνσεις ελέγχου έδωσε αποτελέσματα τα οποία μπορούν να χαρακτηριστούν αποδεκτά. Τα αποτελέσματα αυτά έχουν να κάνουν με τον τρόπο που καταναλώνεται η ενέργεια. Έτσι, παρατηρείται μια σχετικώς πλαστική συμπεριφορά των μελών υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση, καθώς οι βρόχοι υστέρησης δύναμης – παραμόρφωσης είναι περίπου σταθεροί σε πλάτος και σε μέγιστη δύναμη, για σταθερό εύρος των κύκλων παραμόρφωσης. Ενδεικτικά, παρουσιάζονται οι παρακάτω εικόνες:



Διάγραμμα 9.4 Βρόχοι Μετακίνησης 1^{ου} Ορόφου – Τεμνούσης Βάσης Κατά Χ



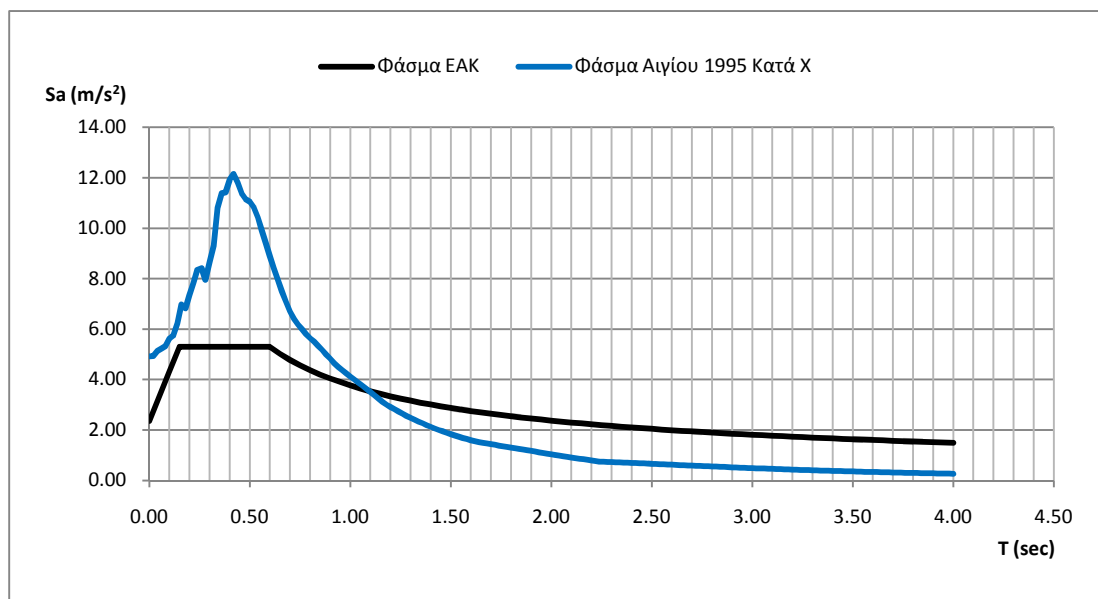
Διάγραμμα 9.5 Βρόχοι Μετακίνησης 1^{ου} Ορόφου – Τεμνούσης Βάσης Κατά Υ

Οι δυναμικές ανελαστικές αναλύσεις κατά τις δύο διευθύνσεις ελέγχου Χ, Υ έδωσαν μετατόπιση 10.4 cm και 9.4 cm αντίστοιχα για τον κόμβο 1894. Παρατηρούμε, ότι οι μετατοπίσεις αυτές παρουσιάζουν διαφορές σε σχέση με τις μετατοπίσεις που έδωσαν οι στατικές μη γραμμικές αναλύσεις. Οι διαφορές αυτές μπορούν να

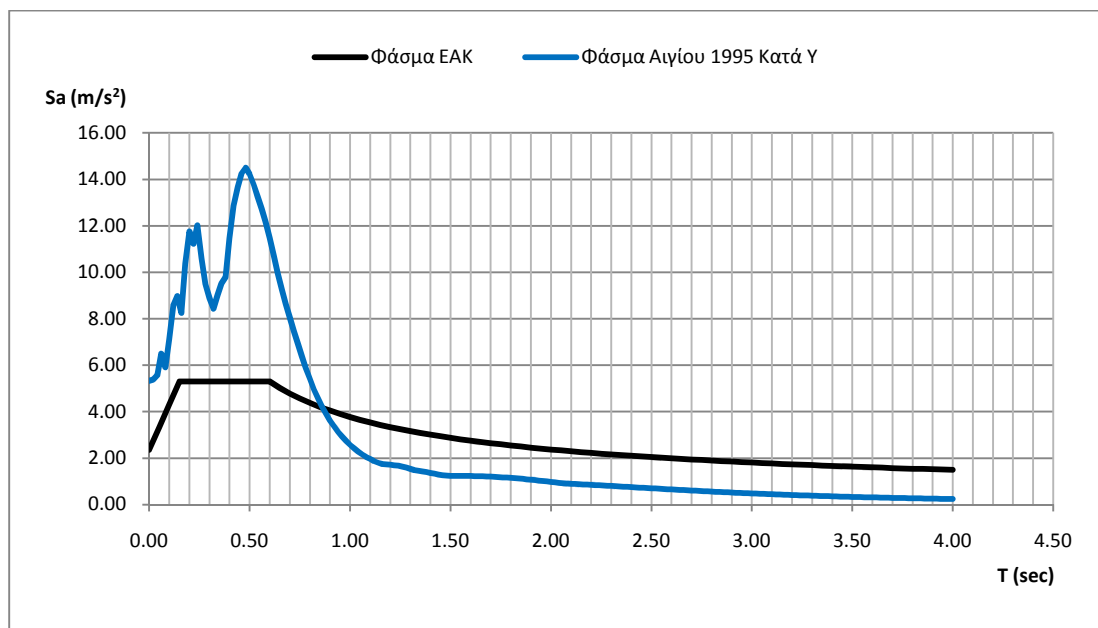
εξηγηθούν συνοπτικά από τα παρακάτω διαγράμματα όπου φαίνονται τα φάσματα τόσο του ΕΑΚ όσο και του σεισμού του Αιγίου του 1995.

Πίνακας 9.2 Σημεία Επιτελεστικότητας Δυναμικής Ανελαστικής Ανάλυσης

Δx	Δy
10.4 cm	9.4 cm



Διάγραμμα 9.6 Σύγκριση Φασμάτων Δυναμικής Ανελαστικής και Pushover Κατά Χ



Διάγραμμα 9.7 Σύγκριση Φασμάτων Δυναμικής Ανελαστικής και Pushover Κατά Υ

Παρατηρούμε, ότι για την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής η οποία προέκυψε περίπου ίση με $T_0 = 0.65$ sec, οι τιμές του φάσματος απόκρισης του σεισμού του Αιγίου είναι $S_{a_x}(T_0) = 7.718$ m/s² και $S_{a_y}(T_0) = 9.607$ m/s². Αντίστοιχα, το

φάσμα του ΕΑΚ δίνει επιτάχυνση $S_a(T_0) = 5.022 \text{ m/s}^2$ για την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο.

Από τα παραπάνω είναι δυνατό να θεωρηθεί ένας επαυξητικός συντελεστής για κάθε διεύθυνση, με τον οποίο πολλαπλασιαζόμενες η επιταχύνσεις του φάσματος του ΕΑΚ θα δίνουν τις επιταχύνσεις του Αιγίου. Κατά την διεύθυνση X λοιπόν μπορούμε να πούμε ότι ο συντελεστής είναι ίσος με $\lambda_x = \frac{7.718}{5.022} \cong 1.5$, ενώ κατά την

διεύθυνση Y $\lambda_y = \frac{9.607}{5.022} \cong 1.9$.

Συγκρίνοντας τις μετατοπίσεις που δίνουν οι δύο μέθοδοι ανάλυσης, παρατηρούμε ότι τηρούνται με ικανοποιητική προσέγγιση οι παραπάνω επαυξητικοί συντελεστές, πράγμα που σημαίνει ότι τα αποτελέσματα των αναλύσεων είναι ρεαλιστικά και αναμενόμενα.

Πράγματι: $\frac{10.4}{9.4} = 1.11$ και $\frac{9.4}{7.5} = 1.25$

Παρ' όλα αυτά θα πρέπει να σημειωθεί ότι περισσότερο ακριβή χαρακτηρίζονται τα αποτελέσματα της δυναμικής ανελαστικής ανάλυσης χρονοϊστορίας (§3.6).

Κρίνοντας συνολικά την ανελαστική συμπεριφορά του υπό εξέταση κτιρίου, αλλά και των αποτελεσμάτων των αναλύσεων, παρατηρούμε ότι η συγκεκριμένη κατασκευή συμπεριφέρεται ικανοποιητικά και εντός των αποδεκτών διατάξεων των κανονισμών. Όσον αφορά την τάξη μεγέθους των σημείων επιτελεστικότητας είναι προφανές ότι κινούνται σε αποδεκτά επίπεδα ως προς την κατάταξη του κτιρίου σε κάποια στάθμη. Η δυναμικές ανελαστικές αναλύσεις παρουσιάζουν ελαφρώς δυσμενέστερα αποτελέσματα, όσον αφορά της μετακινήσεις, σε σχέση με τις στατικές ανελαστικές, κυρίως λόγω της εισαγωγής του πραγματικού επιταχυνσιογραφήματος στις αναλύσεις. Υπό το πραγματικό λοιπόν, αυτό επιταχυνσιογράφημα οι βλάβες της κατασκευής δεν είναι σημαντικές (ορισμένες μόνο διατομές εισέρχονται στην στάθμη επιτελεστικότητας «άμεση χρήση») και σαφώς μικρότερες των στατικών μη γραμμικών αναλύσεων.

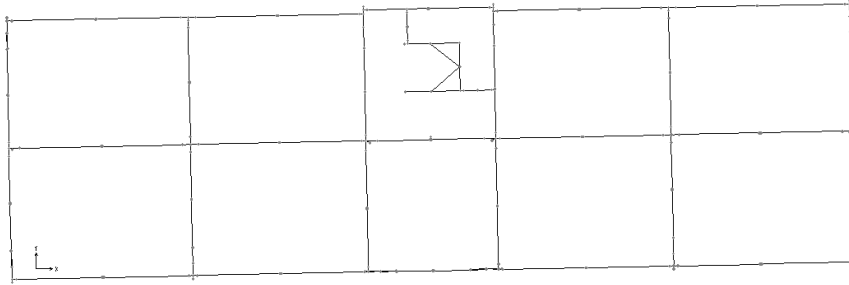
Η θεώρηση τέλος μειωμένων διατομών για ορισμένες δοκούς (ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8:) δεν έδειξε σημαντικές μειώσεις της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου ή εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων σε μη αποδεκτές στάθμες επιτελεστικότητας. Οι καμπύλες αντίστασης του αρχικού κτιρίου και του κτιρίου με μειωμένες διατομές παρουσιάζουν μια σχετική ομοιομορφία, η οποία θεωρείται χαρακτηριστική της επίδρασης των απομειώσεων. Η τελική λοιπόν συμπεριφορά του δομήματος είναι, σε μεγάλο βαθμό, ανεξάρτητη των συγκεκριμένων απομειώσεων και εν γένει αποδεκτή.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

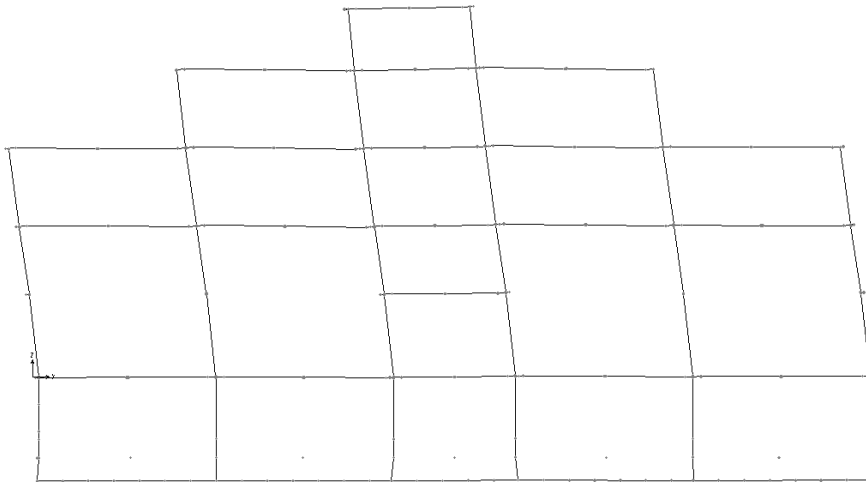
1. Αναστασιάδης Κ., Αντισεισμικές Κατασκευές Ι, Θεσσαλονίκη 1989
2. ΕΑΚ 2000, Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000, ΟΑΣΠ
3. ΕΚΩΣ 2000, Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος 2000, ΟΑΣΠ
4. Καββαδάς Μ., Σημειώσεις Θεμελιώσεων Τεχνικών Έργων, Αθήνα 2008
5. ΚΑΝ. ΕΠΕ., Κανονισμός Επεμβάσεων, Τελικό Σχέδιο Κειμένου – 3, Φεβρουάριος 2009, ΟΑΣΠ
6. Κανελλόπουλος Α., Αντισεισμικός Σχεδιασμός και Ενίσχυση Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα.
7. Κατσικαδέλης Ι., Δυναμική των Κατασκευών, Τόμος Ι & ΙΙ, Αθήνα 2007
8. Ψυχάρης Γ., Αντισεισμικός Σχεδιασμός με Στάθμες Επιτελεστικότητας, Σημειώσεις του Μαθήματος Αντισεισμική Τεχνολογία 2, Αθήνα 2007
9. Bozorgnia Y., Bertero V., Earthquake Engineering From Engineering Seismology to Performance – Based Engineering, Florida 2006
10. Chopra K. Anil, Dynamics of Structures: Theory and Application to Earthquake Engineering, Third Edition
11. Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance, Part 3, June 2005
12. FEMA 356, Federal Emergency Management Agency, November 2000
13. Giannopoulos P. I., Seismic Assessment of a RC Building according to FEMA 356 and Eurocode 8, 16^o Συνέδριο Σκυροδέματος, Κύπρος 2009
14. Mehmet I., Hayri B. O., Effects Of Plastic Hinge Properties in Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Buildings, Turkey 2005

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ

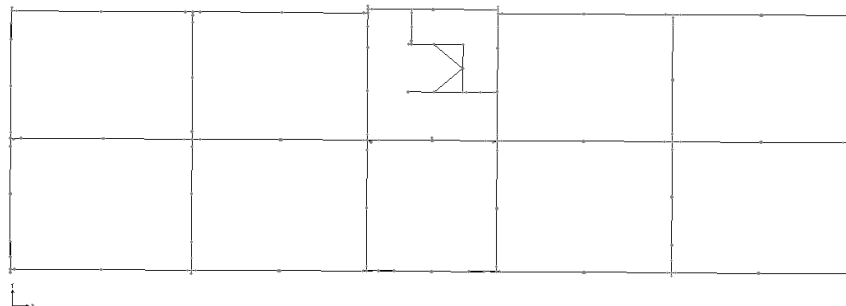
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α : ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΑ ΣΧΗΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ



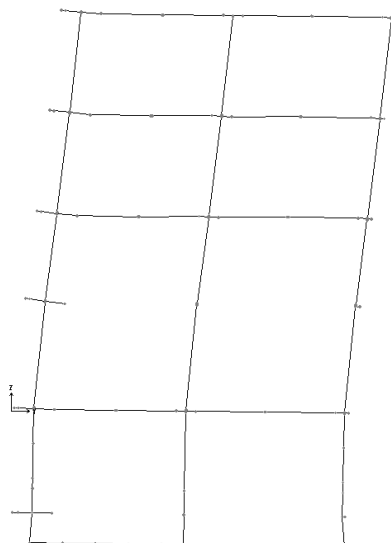
ΕΙΚΟΝΑ Α.1 Πρώτη Ιδιομορφή (Καμπτική κατά Χ) - Κάτοψη



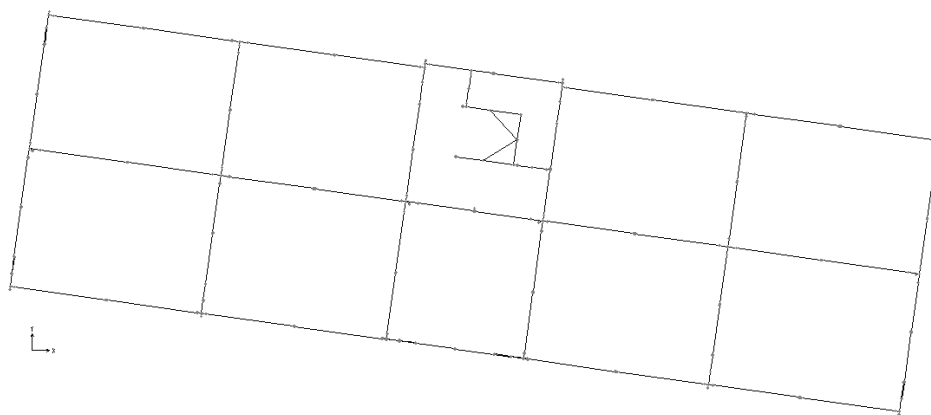
ΕΙΚΟΝΑ Α.2 Πρώτη Ιδιομορφή (Καμπτική κατά Χ) - Όψη



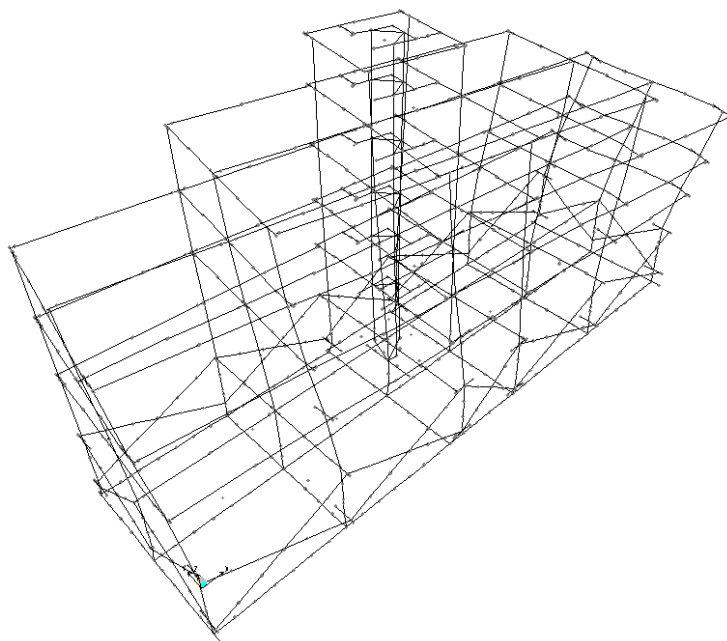
ΕΙΚΟΝΑ Α.3 Δεύτερη Ιδιομορφή (Καμπτική κατά Υ) - Κάτοψη



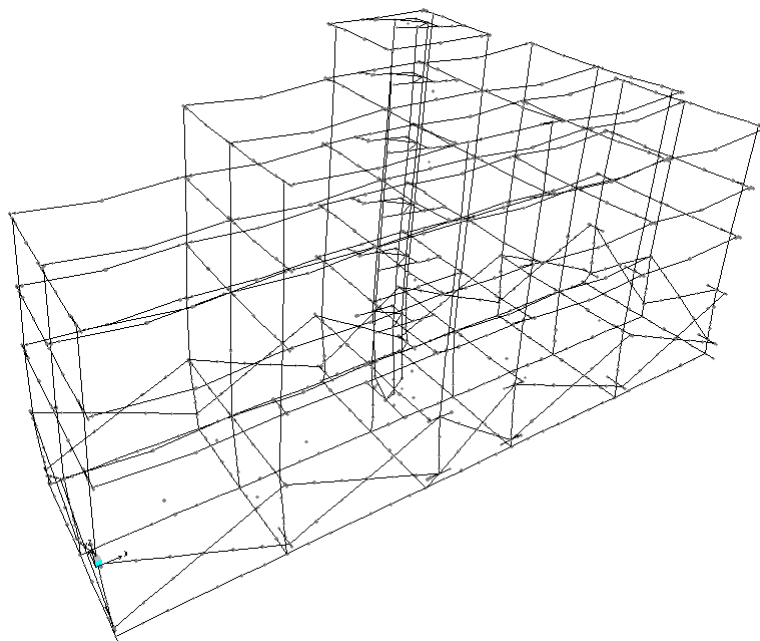
ΕΙΚΟΝΑ Α.4 Δεύτερη Ιδιομορφή (Καμπτική κατά Υ) - Όψη



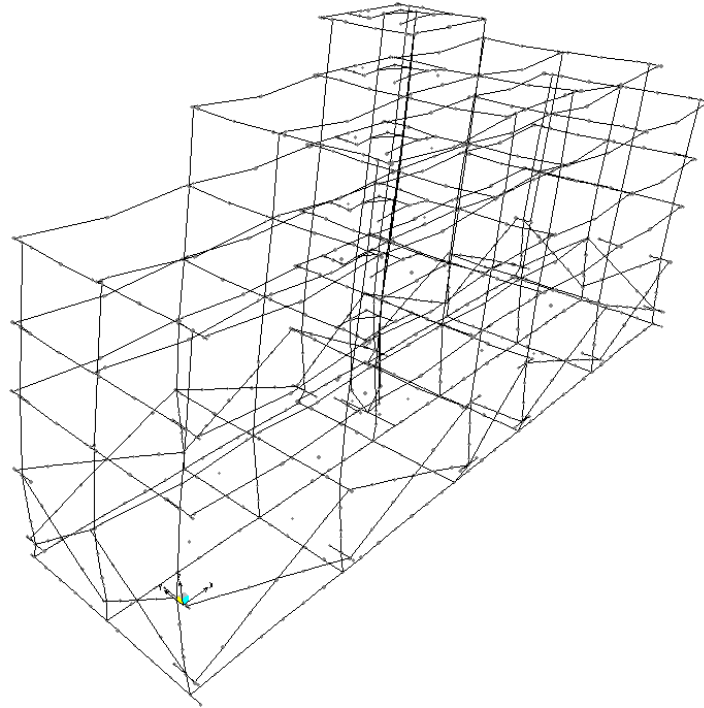
ΕΙΚΟΝΑ Α.5 Τρίτη Ιδιομορφή (Στροφική) - Κάτοψη



ΕΙΚΟΝΑ Α.6 Τρίτη Ιδιομορφή (Στροφική)



ΕΙΚΟΝΑ Α.7 Παραμορφωμένο Σχήμα Συνδυασμού ISM_X_1



ΕΙΚΟΝΑ Α.8 Παραμορφωμένο Σχήμα Συνδυασμού DFM_Χ_1

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β : ΕΥΡΕΣΗ ΚΕΝΤΡΟΥ ΜΑΖΑΣ ΟΡΟΦΩΝ

ΠΙΝΑΚΑΣ Β.1 Συνολική Υπολογισθείσα Μάζα Ορόφου 1

ΟΡΟΦΟΣ 1						
ΔΙΑΤΟΜΗ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	L ή d	A (m ²)	F (kN)	ΠΡΟΣΘΕΤΑ	M (Mgr)
D1 60/25	60/25	6.60	0.150	24.75	78.408	10.52
D2 60/25	60/25	6.45	0.150	24.19	76.626	10.28
D3 60/25	60/25	4.80	0.150	18.00	57.024	7.65
D4 60/25	60/25	6.45	0.150	24.19	76.626	10.28
D5 60/25	60/25	6.60	0.150	24.75	78.408	10.52
D6 60/25	55/35	4.20	0.193	20.21	29.106	5.03
D7 60/25	60/25	6.75	0.150	25.31	80.19	10.75
D8 60/25	60/25	6.55	0.150	24.56	77.814	10.44
D9 60/25	60/25	2.90	0.150	10.88	34.452	4.62
D10 60/25	60/25	6.55	0.150	24.56	77.814	10.44
D11 60/25	60/25	6.75	0.150	25.31	80.19	10.75
D12 55/25	55/25	3.70	0.138	12.72	43.956	5.78
D13 55/25	55/25	3.65	0.138	12.55	43.362	5.70
D14 55/25	60/25	4.55	0.138	15.64	31.5315	4.81
D15 55/25	55/25	3.4	0.138	11.69	23.562	3.59
D16 55/25	60/25	4.55	0.138	15.64	31.5315	4.81
D17 55/25	55/25	3.4	0.138	11.69	23.562	3.59
D18 55/25	55/25	3.7	0.138	12.72	43.956	5.78
D19 55/25	55/25	3.65	0.138	12.55	43.362	5.70
D20 40/25	40/25	1.10	0.100	2.75	7.623	1.06
D21 40/25	40/25	1.10	0.100	2.75	7.623	1.06
P1	1.45x3.2	0.18	4.640	20.88	13.2704	3.48
P2	1.55x4.8	0.18	7.440	33.48	21.2784	5.58
P3	1.1x2.0	0.18	2.200	9.90	6.292	1.65
P4	1.1x3.22	0.18	3.520	15.84	10.0672	2.64
						ΠΛΗΘΟΣ
K 50/50	50x50	2.4	0.250	15.00	1.53	4
K 55/55	55x55	2.4	0.303	18.15	1.85	2
R 55	R=55	2.4	0.238	14.25	1.45	2
T 120/30	120x30	2.4	0.360	21.60	2.20	6
T 120/25	120x25	2.4	0.300	18.00	1.83	2
T 160/25	160x25	2.4	0.400	24.00	2.45	2
ASANSER 1 210	210x25	2.4	0.525	31.50	3.21	1
ASANSER 2 201	201x25	2.4	0.503	30.15	3.07	2

				ΣMi =	200.34	
--	--	--	--	-------	--------	--

ΠΙΝΑΚΑΣ Β.2 Συνολική Υπολογισθείσα Μάζα Ορόφου 2

ΟΡΟΦΟΣ 2						
ΔΙΑΤΟΜΗ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	L ή d	A (m ²)	F (kN)	ΠΡΟΣΘΕΤΑ	M (Mgr)
D1 60/25	60/25	6.60	0.15	24.75	78.408	10.52
D2 60/25	60/25	6.45	0.15	24.19	76.626	10.28
D3 60/25	60/25	4.80	0.15	18.00	57.024	7.65
D4 60/25	60/25	6.45	0.15	24.19	76.626	10.28
D5 60/25	60/25	6.60	0.15	24.75	78.408	10.52
D6 55/35	55/35	6.46	0.1925	31.09	44.7678	7.73
D7 55/35	55/35	6.46	0.1925	31.09	44.7678	7.73
D8 55/35	55/35	4.2	0.1925	20.21	29.106	5.03
D9 55/35	55/35	6.46	0.1925	31.09	44.7678	7.73
D10 55/35	55/35	6.46	0.1925	31.09	44.7678	7.73
D11 60/25	60/25	6.75	0.15	25.31	80.19	10.75
D12 60/25	60/25	6.55	0.15	24.56	77.814	10.44
D13 60/25	60/25	2.9	0.15	10.88	34.452	4.62
D14 60/25	60/25	6.55	0.15	24.56	77.814	10.44
D15 60/25	60/25	6.75	0.15	25.31	80.19	10.75
D16 55/25	55/25	3.7	0.1375	12.72	43.956	5.78
D17 55/25	55/25	3.65	0.1375	12.55	43.362	5.70
D18 55/25	55/25	3.75	0.1375	12.89	25.9875	3.96
D19 55/25	55/25	4.3	0.1375	14.78	29.799	4.54
D20 55/25	55/25	4.55	0.1375	15.64	31.5315	4.81
D21 55/25	55/25	3.4	0.1375	11.69	23.562	3.59
D22 55/25	55/25	4.55	0.1375	15.64	31.5315	4.81
D23 55/25	55/25	3.4	0.1375	11.69	23.562	3.59
D24 55/25	55/25	3.75	0.1375	12.89	25.9875	3.96
D25 55/25	55/25	4.3	0.1375	14.78	29.799	4.54
D26 55/25	55/25	3.7	0.1375	12.72	43.956	5.78
D27 55/25	55/25	3.65	0.1375	12.55	43.362	5.70
D28 40/25	40/25	1.1	0.1	2.75	7.623	1.06
D29 40/25	40/25	1.1	0.1	2.75	7.623	1.06
P1	6.8x4.63	0.16	31.484	125.94	90.04424	22.02
P2	6.55x4.63	0.16	30.3265	121.31	86.73379	21.21
P3	6.55x4.63	0.16	30.3265	121.31	86.73379	21.21
P4	6.8x4.63	0.16	31.484	125.94	90.04424	22.02
P5	6.8x4.77	0.16	32.436	129.74	92.76696	22.68
P6	6.55x4.77	0.16	31.2435	124.97	89.35641	21.85

P7	4.8x4.77	0.16	22.896	91.58	65.48256	16.01
P8	6.55x4.77	0.16	31.2435	124.97	89.35641	21.85
P9	6.8x4.77	0.16	32.436	129.74	92.76696	22.68
P10	1.45x3.2	0.18	4.64	20.88	13.2704	3.48
P11	1.55x4.8	0.18	7.44	33.48	21.2784	5.58
P12	1.1x2.0	0.18	2.2	9.90	6.292	1.65
P13	1.1x3.22	0.18	3.52	15.84	10.0672	2.64
						ΠΛΗΘΟΣ
K 50/50	50x50	2.3	0.250	14.38	1.47	4
K 55/55	55x55	2.3	0.303	17.39	1.77	2
R 55	R=55	2.3	0.238	13.66	1.39	2
T 120/30	120x30	2.3	0.360	20.70	2.11	6
T 120/25	120x25	2.3	0.300	17.25	1.76	2
T 160/25	160x25	2.3	0.400	23.00	2.34	2
ASANSER 1 210	210x25	2.3	0.525	30.19	3.08	1
ASANSER 2 201	201x25	2.3	0.503	28.89	2.95	2
				ΣMi =	437.98	

ΠΙΝΑΚΑΣ Β.3 Συνολική Υπολογισθείσα Μάζα Ορόφου 3

ΟΡΟΦΟΣ 3						
ΔΙΑΤΟΜΗ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	L ή d	A (m ²)	F (kN)	ΠΡΟΣΘΕΤΑ	M (Mgr)
D1 60/25	60/25	6.60	0.15	24.75	78.408	10.52
D2 60/25	60/25	6.45	0.15	24.19	76.626	10.28
D3 60/25	60/25	4.80	0.15	18.00	57.024	7.65
D4 60/25	60/25	6.45	0.15	24.19	76.626	10.28
D5 60/25	60/25	6.60	0.15	24.75	78.408	10.52
D6 55/35	55/35	6.46	0.1925	31.09	44.7678	7.73
D7 55/35	55/35	6.46	0.1925	31.09	44.7678	7.73
D8 55/35	55/35	4.2	0.1925	20.21	29.106	5.03
D9 55/35	55/35	6.46	0.1925	31.09	44.7678	7.73
D10 55/35	55/35	6.46	0.1925	31.09	44.7678	7.73
D11 60/25	60/25	6.75	0.15	25.31	80.19	10.75
D12 60/25	60/25	6.55	0.15	24.56	77.814	10.44
D13 60/25	60/25	2.9	0.15	10.88	34.452	4.62
D14 60/25	60/25	6.55	0.15	24.56	77.814	10.44
D15 60/25	60/25	6.75	0.15	25.31	80.19	10.75
D16 55/25	55/25	3.7	0.1375	12.72	43.956	5.78
D17 55/25	55/25	3.65	0.1375	12.55	43.362	5.70
D18 55/25	55/25	3.75	0.1375	12.89	25.9875	3.96
D19 55/25	55/25	4.3	0.1375	14.78	29.799	4.54

D20 55/25	55/25	4.55	0.1375	15.64	31.5315	4.81
D21 55/25	55/25	3.4	0.1375	11.69	23.562	3.59
D22 55/25	55/25	4.55	0.1375	15.64	31.5315	4.81
D23 55/25	55/25	3.4	0.1375	11.69	23.562	3.59
D24 55/25	55/25	3.75	0.1375	12.89	25.9875	3.96
D25 55/25	55/25	4.3	0.1375	14.78	29.799	4.54
D26 55/25	55/25	3.7	0.1375	12.72	43.956	5.78
D27 55/25	55/25	3.65	0.1375	12.55	43.362	5.70
D28 40/25	40/25	1.1	0.1	2.75	7.623	1.06
D29 40/25	40/25	1.1	0.1	2.75	7.623	1.06
P1	6.8x4.63	0.16	31.484	125.94	90.04424	22.02
P2	6.55x4.63	0.16	30.3265	121.31	86.73379	21.21
P3	6.55x4.63	0.16	30.3265	121.31	86.73379	21.21
P4	6.8x4.63	0.16	31.484	125.94	90.04424	22.02
P5	6.8x4.77	0.16	32.436	129.74	92.76696	22.68
P6	6.55x4.77	0.16	31.2435	124.97	89.35641	21.85
P7	6.55x4.77	0.16	31.2435	124.97	89.35641	21.85
P8	6.8x4.77	0.16	32.436	129.74	92.76696	22.68
P9	1.45x3.2	0.18	4.64	20.88	13.2704	3.48
P10	1.55x4.8	0.18	7.44	33.48	21.2784	5.58
P11	1.1x2.0	0.18	2.2	9.90	6.292	1.65
P12	1.1x3.22	0.18	3.52	15.84	10.0672	2.64
						ΠΛΗΘΟΣ
K 50/50	50x50	2.5	0.250	15.63	1.59	2
K 50/50	50x50	1.25	0.250	7.81	0.80	2
K 55/55	55x55	2.5	0.303	18.91	1.93	2
R 55	R=55	2.5	0.238	14.85	1.51	2
T 120/30	120x30	2.5	0.360	22.50	2.29	4
T 120/30	120x30	1.25	0.360	11.25	1.15	2
T 120/25	120x25	2.5	0.300	18.75	1.91	2
T 160/25	160x25	2.5	0.400	25.00	2.55	2
ASANSER 1 210	210x25	2.5	0.525	32.81	3.34	1
ASANSER 2 201	201x25	2.5	0.503	31.41	3.20	2
				ΣMi =	421.73	

ΠΙΝΑΚΑΣ Β.4 Συνολική Υπολογισθείσα Μάζα Ορόφου 4

ΟΡΟΦΟΣ 4						
ΔΙΑΤΟΜΗ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	L ή d	A (m ²)	F (kN)	ΠΡΟΣΘΕΤΑ	M (Mgr)
D1 60/25	60/25	6.45	0.15	24.19	76.626	10.28
D2 60/25	60/25	4.80	0.15	18.00	57.024	7.65

D3 60/25	60/25	6.45	0.15	24.19	76.626	10.28
D4 55/35	55/35	6.46	0.1925	31.09	44.7678	7.73
D5 55/35	55/35	4.2	0.1925	20.21	29.106	5.03
D6 55/35	55/35	6.46	0.1925	31.09	44.7678	7.73
D7 60/25	60/25	6.55	0.15	24.56	77.814	10.44
D8 60/25	60/25	2.9	0.15	10.88	34.452	4.62
D9 60/25	60/25	6.55	0.15	24.56	77.814	10.44
D10 55/25	55/25	3.75	0.1375	12.89	44.55	5.86
D11 55/25	55/25	4.3	0.1375	14.78	51.084	6.71
D12 55/25	55/25	4.55	0.1375	15.64	31.5315	4.81
D13 55/25	55/25	3.4	0.1375	11.69	23.562	3.59
D14 55/25	55/25	4.55	0.1375	15.64	31.5315	4.81
D15 55/25	55/25	3.4	0.1375	11.69	23.562	3.59
D16 55/25	55/25	3.75	0.1375	12.89	44.55	5.86
D17 55/25	55/25	4.3	0.1375	14.78	51.084	6.71
D18 40/25	40/25	1.1	0.1	2.75	7.623	1.06
D19 40/25	40/25	1.1	0.1	2.75	7.623	1.06
P1	6.55x4.63	0.16	30.3265	121.31	76.72605	20.19
P2	6.55x4.63	0.16	30.3265	121.31	76.72605	20.19
P3	6.55x4.77	0.16	31.2435	124.97	79.04606	20.80
P4	6.55x4.77	0.16	31.2435	124.97	79.04606	20.80
P5	1.45x3.2	0.18	4.64	20.88	13.2704	3.48
P6	1.55x4.8	0.18	7.44	33.48	21.2784	5.58
P7	1.1x2.0	0.18	2.2	9.90	6.292	1.65
P8	1.1x3.22	0.18	3.52	15.84	10.0672	2.64
						ΠΛΗΘΟΣ
K 50/50	50x50	1.25	0.250	7.81	0.80	2
K 55/55	55x55	2.175	0.303	16.45	1.68	2
R 55	R=55	1.25	0.238	7.42	0.76	2
T 120/30	120x30	1.25	0.360	11.25	1.15	2
T 120/25	120x25	1.25	0.300	9.38	0.96	2
T 160/25	160x25	2.175	0.400	21.75	2.22	2
ASANSER 1 210	210x25	2.175	0.525	28.55	2.91	1
ASANSER 2 201	201x25	2.175	0.503	27.32	2.79	2
				ΣMi =	237.14	

ΠΙΝΑΚΑΣ Β.5 Συνολική Υπολογισθείσα Μάζα Δώματος

ΔΩΜΑ						
ΔΙΑΤΟΜΗ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	L ή d	A (m ²)	F (kN)	ΠΡΟΣΘΕΤΑ	M (Mgr)
D1 60/25	60/25	4.80	0.15	18.00	57.024	7.65

D2 55/35	55/35	4.2	0.1925	20.21	49.896	7.15
D3 55/25	55/25	3.4	0.1375	11.69	40.392	5.31
D4 55/25	55/25	3.4	0.1375	11.69	40.392	5.31
D5 40/25	40/25	1.1	0.1	2.75	7.623	1.06
D6 40/25	40/25	1.1	0.1	2.75	7.623	1.06
P1	1.45x3.2	0.18	4.64	20.88	11.7392	3.33
P2	1.55x4.8	0.18	7.44	33.48	18.8232	5.33
P3	1.1x2.0	0.18	2.2	9.90	5.566	1.58
P4	1.1x3.22	0.18	3.52	15.84	8.9056	2.52
						ΠΛΗΘΟΣ
K 50/50	50x50	0.925	0.250	5.78	0.59	0
K 55/55	55x55	0.925	0.303	7.00	0.71	2
R 55	R=55	0.925	0.238	5.49	0.56	0
T 120/30	120x30	0.925	0.360	8.33	0.85	0
T 120/25	120x25	0.925	0.300	6.94	0.71	0
T 160/25	160x25	0.925	0.400	9.25	0.94	2
ASANSER 1 210	210x25	0.925	0.525	12.14	1.24	1
ASANSER 2 201	201x25	0.925	0.503	11.62	1.18	2
				ΣMi =	47.20	

Τα αθροίσματα ΣΧiMi και ΣΥiMi που απαιτούνται για τον υπολογισμό του κέντρου μάζας κάθε ορόφου προκύπτουν από την γεωμετρική θέση του άξονα κάθε στοιχείου. Έτσι, οι θέσεις των δοκών, των πλακών, των υποστυλωμάτων και των τοιχίων τυποποιούνται από την κάτω αριστερή γωνία της κάτοψης και δίνουν τα εξής αποτελέσματα:

ΠΙΝΑΚΑΣ Β.6 Αθροίσματα ΧiMi & ΥiMi Ορόφου 1

ΟΡΟΦΟΣ 1					
ΣΤΟΙΧΕΙΟ	ΘΕΣΗ Χ	ΘΕΣΗ Υ	ΜΑΖΑ	ΧiMi	ΥiMi
D1 60/25	3.6125	10.125	10.52	37.988	106.470
D2 60/25	10.6384	10.125	10.28	109.327	104.051
D3 60/25	16.5	10.275	7.65	126.187	78.580
D4 60/25	22.3616	10.125	10.28	229.801	104.051
D5 60/25	29.2625	10.125	10.52	307.713	106.470
D8 55/35	16.5	5.2	5.03	82.952	26.142
D11 60/25	3.675	0.125	10.75	39.523	1.344
D12 60/25	10.575	0.125	10.44	110.360	1.304
D13 60/25	16.5	0.125	4.62	76.238	0.578
D14 60/25	22.425	0.125	10.44	234.026	1.304
D15 60/25	29.2	0.125	10.75	314.034	1.344
D16 55/25	0.125	3.05	5.78	0.722	17.621
D17 55/25	0.125	7.225	5.70	0.712	41.177

D20 55/25	13.975	2.575	4.81	67.200	12.382
D21 55/25	13.975	7.1	3.59	50.215	25.512
D22 55/25	19.025	2.575	4.81	91.483	12.382
D23 55/25	19.025	7.1	3.59	68.361	25.512
D26 55/25	32.875	3.05	5.78	189.927	17.621
D27 55/25	32.875	7.225	5.70	187.360	41.177
D28 40/25	15.675	9.6	1.06	16.575	10.151
D29 40/25	13.355	7.075	1.06	14.121	7.481
P10	14.825	8.6754	3.48	51.609	30.201
P11	16.5	6.1949	5.58	92.101	34.579
P12	17.3218	9.6361	1.65	28.591	15.905
P13	18.2619	8.4595	2.64	48.228	22.341
Y1	0.150	9.650	2.20	0.330	21.248
Y2	0.250	5.150	1.53	0.382	7.875
Y3	0.150	0.600	2.20	0.330	1.321
Y4	7.175	10.000	1.53	10.971	15.291
Y5	7.175	5.200	1.45	10.426	7.556
Y6	7.175	0.600	1.83	13.165	1.101
Y7	13.975	9.600	2.45	34.190	23.486
Y8	14.125	5.125	1.85	26.133	9.482
Y9	14.450	0.150	2.20	31.817	0.330
Y10	19.025	9.600	2.45	46.544	23.486
Y11	18.875	5.125	1.85	34.922	9.482
Y12	18.550	0.150	2.20	40.844	0.330
Y13	25.825	10.000	1.53	39.488	15.291
Y14	25.825	5.200	1.45	37.526	7.556
Y15	25.825	0.600	1.83	47.385	1.101
Y16	32.850	9.650	2.20	72.330	21.248
Y17	32.750	5.150	1.53	50.076	7.875
Y18	32.850	0.600	2.20	72.330	1.321
Y19	16.555	8.925	3.07	50.880	27.430
Y20	16.555	7.075	3.07	50.880	21.744
Y21	17.685	8.000	3.21	56.787	25.688
			Άθροισμα	3303.09	1095.92

ΠΙΝΑΚΑΣ Β.7 Αθροίσματα ΧιΜι & ΥιΜι Ορόφου 2

ΟΡΟΦΟΣ 2					
ΣΤΟΙΧΕΙΟ	ΘΕΣΗ Χ	ΘΕΣΗ Υ	ΜΑΖΑ	ΧιΜι	ΥιΜι
D1 60/25	3.6125	10.125	10.52	37.988	106.470
D2 60/25	10.6384	10.125	10.28	109.327	104.051

D3 60/25	16.5	10.275	7.65	126.187	78.580
D4 60/25	22.3616	10.125	10.28	229.801	104.051
D5 60/25	29.2625	10.125	10.52	307.713	106.470
D6 55/35	3.7314	5.2	7.73	28.853	40.209
D7 55/35	10.6185	5.2	7.73	82.108	40.209
D8 55/35	16.5	5.2	5.03	82.952	26.142
D9 55/35	22.3815	5.2	7.73	173.067	40.209
D10 55/35	29.2686	5.2	7.73	226.322	40.209
D11 60/25	3.675	0.125	10.75	39.523	1.344
D12 60/25	10.575	0.125	10.44	110.360	1.304
D13 60/25	16.5	0.125	4.62	76.238	0.578
D14 60/25	22.425	0.125	10.44	234.026	1.304
D15 60/25	29.2	0.125	10.75	314.034	1.344
D16 55/25	0.125	3.05	5.78	0.722	17.621
D17 55/25	0.125	7.225	5.70	0.712	41.177
D18 55/25	7.175	3.0766	3.96	28.435	12.193
D19 55/25	7.175	7.6	4.54	32.606	34.537
D20 55/25	13.975	2.575	4.81	67.200	12.382
D21 55/25	13.975	7.1	3.59	50.215	25.512
D22 55/25	19.025	2.575	4.81	91.483	12.382
D23 55/25	19.025	7.1	3.59	68.361	25.512
D24 55/25	25.825	3.0766	3.96	102.347	12.193
D25 55/25	25.825	7.6	4.54	117.358	34.537
D26 55/25	32.875	3.05	5.78	189.927	17.621
D27 55/25	32.875	7.225	5.70	187.360	41.177
D28 40/25	15.675	9.6	1.06	16.575	10.151
D29 40/25	13.355	7.075	1.06	14.121	7.481
P1	3.5081	7.6614	22.02	77.236	168.676
P2	10.575	7.6614	21.21	224.263	162.475
P3	22.4225	7.6614	21.21	475.512	162.475
P4	29.3475	7.6614	22.02	646.124	168.676
P5	3.6499	2.6616	22.68	82.787	60.371
P6	10.5751	2.6616	21.85	231.046	58.151
P7	16.5	2.6616	16.01	264.179	42.615
P8	22.4225	2.6616	21.85	489.890	58.151
P9	29.3475	2.6616	22.68	665.662	60.371
P10	14.825	8.6754	3.48	51.609	30.201
P11	16.5	6.1949	5.58	92.101	34.579
P12	17.3218	9.6361	1.65	28.591	15.905
P13	18.2619	8.4595	2.64	48.228	22.341
Y1	0.150	9.650	2.11	0.317	20.362

Y2	0.250	5.150	1.47	0.366	7.547
Y3	0.150	0.600	2.11	0.317	1.266
Y4	7.175	10.000	1.47	10.514	14.653
Y5	7.175	5.200	1.39	9.992	7.241
Y6	7.175	0.600	1.76	12.617	1.055
Y7	13.975	9.600	2.34	32.765	22.508
Y8	14.125	5.125	1.77	25.045	9.087
Y9	14.450	0.150	2.11	30.491	0.317
Y10	19.025	9.600	2.34	44.605	22.508
Y11	18.875	5.125	1.77	33.467	9.087
Y12	18.550	0.150	2.11	39.142	0.317
Y13	25.825	10.000	1.47	37.842	14.653
Y14	25.825	5.200	1.39	35.963	7.241
Y15	25.825	0.600	1.76	45.411	1.055
Y16	32.850	9.650	2.11	69.317	20.362
Y17	32.750	5.150	1.47	47.990	7.547
Y18	32.850	0.600	2.11	69.317	1.266
Y19	16.555	8.925	2.95	48.760	26.287
Y20	16.555	7.075	2.95	48.760	20.838
Y21	17.685	8.000	3.08	54.421	24.618
			Άθροισμα	7220.56	2281.75

ΠΙΝΑΚΑΣ Β.8 Αθροίσματα ΧιΜι & ΥιΜι Ορόφου 3

ΟΡΟΦΟΣ 3					
ΣΤΟΙΧΕΙΟ	ΘΕΣΗ Χ	ΘΕΣΗ Υ	ΜΑΖΑ	ΧιΜι	ΥιΜι
D1 60/25	3.6125	10.125	10.52	37.988	106.470
D2 60/25	10.6384	10.125	10.28	109.327	104.051
D3 60/25	16.5	10.275	7.65	126.187	78.580
D4 60/25	22.3616	10.125	10.28	229.801	104.051
D5 60/25	29.2625	10.125	10.52	307.713	106.470
D6 55/35	3.7314	5.2	7.73	28.853	40.209
D7 55/35	10.6185	5.2	7.73	82.108	40.209
D8 55/35	16.5	5.2	5.03	82.952	26.142
D9 55/35	22.3815	5.2	7.73	173.067	40.209
D10 55/35	29.2686	5.2	7.73	226.322	40.209
D11 60/25	3.675	0.125	10.75	39.523	1.344
D12 60/25	10.575	0.125	10.44	110.360	1.304
D13 60/25	16.5	0.125	4.62	76.238	0.578
D14 60/25	22.425	0.125	10.44	234.026	1.304
D15 60/25	29.2	0.125	10.75	314.034	1.344

D16 55/25	0.125	3.05	5.78	0.722	17.621
D17 55/25	0.125	7.225	5.70	0.712	41.177
D18 55/25	7.175	3.0766	3.96	28.435	12.193
D19 55/25	7.175	7.6	4.54	32.606	34.537
D20 55/25	13.975	2.575	4.81	67.200	12.382
D21 55/25	13.975	7.1	3.59	50.215	25.512
D22 55/25	19.025	2.575	4.81	91.483	12.382
D23 55/25	19.025	7.1	3.59	68.361	25.512
D24 55/25	25.825	3.0766	3.96	102.347	12.193
D25 55/25	25.825	7.6	4.54	117.358	34.537
D26 55/25	32.875	3.05	5.78	189.927	17.621
D27 55/25	32.875	7.225	5.70	187.360	41.177
D28 40/25	15.675	9.6	1.06	16.575	10.151
D29 40/25	13.355	7.075	1.06	14.121	7.481
P1	3.5081	7.6614	22.02	77.236	168.676
P2	10.575	7.6614	21.21	224.263	162.475
P3	22.4225	7.6614	21.21	475.512	162.475
P4	29.3475	7.6614	22.02	646.124	168.676
P5	3.6499	2.6616	22.68	82.787	60.371
P6	10.5751	2.6616	21.85	231.046	58.151
P8	22.4225	2.6616	21.85	489.890	58.151
P9	29.3475	2.6616	22.68	665.662	60.371
P10	14.825	8.6754	3.48	51.609	30.201
P11	16.5	6.1949	5.58	92.101	34.579
P12	17.3218	9.6361	1.65	28.591	15.905
P13	18.2619	8.4595	2.64	48.228	22.341
Y1	0.150	9.650	2.29	0.344	22.133
Y2	0.250	5.150	1.59	0.398	8.203
Y3	0.150	0.600	2.29	0.344	1.376
Y4	7.175	10.000	1.59	11.428	15.928
Y5	7.175	5.200	1.51	10.860	7.871
Y6	7.175	0.600	1.91	13.714	1.147
Y7	13.975	9.600	2.55	35.614	24.465
Y8	14.125	5.125	1.93	27.222	9.877
Y9	14.450	0.150	2.29	33.142	0.344
Y10	19.025	9.600	2.55	48.484	24.465
Y11	18.875	5.125	1.93	36.377	9.877
Y12	18.550	0.150	2.29	42.546	0.344
Y13	25.825	10.000	1.59	41.133	15.928
Y14	25.825	5.200	1.51	39.090	7.871
Y15	25.825	0.600	1.91	49.360	1.147

Y16	32.850	9.650	2.29	75.344	22.133
Y17	32.750	5.150	1.59	52.163	8.203
Y18	32.850	0.600	2.29	75.344	1.376
Y19	16.555	8.925	3.20	53.000	28.573
Y20	16.555	7.075	3.20	53.000	22.650
Y21	17.685	8.000	3.34	59.153	26.758
			Άθροισμα	7017.03	2259.99

ΠΙΝΑΚΑΣ Β.9 Αθροίσματα ΧίΜι & ΥίΜι Ορόφου 4

ΣΤΟΙΧΕΙΟ	ΟΡΟΦΟΣ 4				
	ΘΕΣΗ Χ	ΘΕΣΗ Υ	ΜΑΖΑ	ΧίΜι	ΥίΜι
D2 60/25	10.6384	10.125	10.28	109.327	104.051
D3 60/25	16.5	10.275	7.65	126.187	78.580
D4 60/25	22.3616	10.125	10.28	229.801	104.051
D7 55/35	10.6185	5.2	7.73	82.108	40.209
D8 55/35	16.5	5.2	5.03	82.952	26.142
D9 55/35	22.3815	5.2	7.73	173.067	40.209
D12 60/25	10.575	0.125	10.44	110.360	1.304
D13 60/25	16.5	0.125	4.62	76.238	0.578
D14 60/25	22.425	0.125	10.44	234.026	1.304
D18 55/25	7.175	3.0766	5.86	42.012	18.014
D19 55/25	7.175	7.6	6.71	48.174	51.027
D20 55/25	13.975	2.575	4.81	67.200	12.382
D21 55/25	13.975	7.1	3.59	50.215	25.512
D22 55/25	19.025	2.575	4.81	91.483	12.382
D23 55/25	19.025	7.1	3.59	68.361	25.512
D24 55/25	25.825	3.0766	5.86	151.213	18.014
D25 55/25	25.825	7.6	6.71	173.391	51.027
D28 40/25	15.675	9.6	1.06	16.575	10.151
D29 40/25	13.355	7.075	1.06	14.121	7.481
P2	10.575	7.6614	20.19	213.475	154.659
P3	22.4225	7.6614	20.19	452.637	154.659
P6	10.5751	2.6616	20.80	219.932	55.354
P8	22.4225	2.6616	20.80	466.324	55.354
P10	14.825	8.6754	3.48	51.609	30.201
P11	16.5	6.1949	5.58	92.101	34.579
P12	17.3218	9.6361	1.65	28.591	15.905
P13	18.2619	8.4595	2.64	48.228	22.341
Y4	7.175	10.000	0.80	5.714	7.964
Y5	7.175	5.200	0.76	5.430	3.935

Y6	7.175	0.600	0.96	6.857	0.573
Y7	13.975	9.600	2.22	30.984	21.284
Y8	14.125	5.125	1.68	23.683	8.593
Y9	14.450	0.150	1.15	16.571	0.172
Y10	19.025	9.600	2.22	42.181	21.284
Y11	18.875	5.125	1.68	31.648	8.593
Y12	18.550	0.150	1.15	21.273	0.172
Y13	25.825	10.000	0.80	20.567	7.964
Y14	25.825	5.200	0.76	19.545	3.935
Y15	25.825	0.600	0.96	24.680	0.573
Y19	16.555	8.925	2.79	46.110	24.858
Y20	16.555	7.075	2.79	46.110	19.706
Y21	17.685	8.000	2.91	51.463	23.280
			Άθροισμα	3912.52	1303.87

ΠΙΝΑΚΑΣ Β.10 Αθροίσματα ΧιΜι & ΥιΜι Δώματος

ΔΩΜΑ					
ΣΤΟΙΧΕΙΟ	ΘΕΣΗ Χ	ΘΕΣΗ Υ	ΜΑΖΑ	ΧιΜι	ΥιΜι
D3 60/25	16.5	10.275	7.65	126.187	78.580
D8 55/35	16.5	5.2	7.15	117.919	37.163
D21 55/25	13.975	7.1	5.31	74.191	37.693
D23 55/25	19.025	7.1	5.31	101.000	37.693
D28 40/25	15.675	9.6	1.06	16.575	10.151
D29 40/25	13.355	7.075	1.06	14.121	7.481
P10	14.825	8.6754	3.33	49.295	28.847
P11	16.5	6.1949	5.33	87.972	33.029
P12	17.3218	9.6361	1.58	27.309	15.192
P13	18.2619	8.4595	2.52	46.065	21.339
Y7	13.975	9.600	0.94	13.177	9.052
Y8	14.125	5.125	0.71	10.072	3.655
Y10	19.025	9.600	0.94	17.939	9.052
Y11	18.875	5.125	0.71	13.459	3.655
Y19	16.555	8.925	1.18	19.610	10.572
Y20	16.555	7.075	1.18	19.610	8.381
Y21	17.685	8.000	1.24	21.887	9.901
			Άθροισμα	776.39	361.43

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ C : ΔΥΣΚΑΜΨΙΕΣ ΚΑΤΑ ΤΙΣ ΔΙΕΥΘΥΝΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ

ΠΙΝΑΚΑΣ C.1 Συνολική Δυσκαμψία 1^{ου} – 2^{ου} Ορόφου

ΟΡΟΦΟΣ 1-2									
ΔΙΑΤΟΜΗ	I22	I33	I _x (m ³)	I _y (m ³)	H	h	K _x (kN/m ²)	ΠΛΗΘΟΣ	K _y (kN/m ²)
K 50/50	0.005208	0.005208	0.005208	0.005208	5.9	5.35	11223.38	4	11223.38
K 55/55	0.007626	0.007626	0.007626	0.007626	5.9	5.35	16434.23	2	16434.23
R 55	0.004434	0.004434	0.004434	0.004434	5.9	5.35	9555.39	2	9555.39
T 120/30 (X)	0.0027	0.0432	0.0027	0.0432	5.9	5.35	93097.14	2	5818.57
T 120/30 (Y)	0.0027	0.0432	0.0432	0.0027	5.9	5.35	5818.57	4	93097.14
T 120/25	0.001563	0.036	0.036	0.001563	5.9	5.35	3368.31	2	77580.95
T 160/25	0.002083	0.0853	0.0853	0.002083	5.9	5.35	4488.92	2	183823.75
ASANSER 1 210	0.002734	0.1929	0.1929	0.002734	5.9	5.35	5891.84	1	415704.59
ASANSER 2 201	0.1692	0.002617	0.002617	0.1692	5.9	5.35	364630.47	2	5639.70
ΣKi							1057208.54		1430691.85

ΠΙΝΑΚΑΣ C.2 Συνολική Δυσκαμψία 3^{ου} Ορόφου

ΟΡΟΦΟΣ 3									
ΔΙΑΤΟΜΗ	I22	I33	I _x (m ³)	I _y (m ³)	H	h	K _x (kN/m ²)	ΠΛΗΘΟΣ	K _y (kN/m ²)
K 50/50	0.00520	0.005208	0.005208	0.005208	3.05	2.5	109992.96	4	109992.96
K 55/55	0.00762	0.007626	0.007626	0.007626	3.05	2.5	161061.12	2	161061.12
R 55	0.00443	0.004434	0.004434	0.004434	3.05	2.5	93646.08	2	93646.08
T 120/30 (X)	0.0027	0.0432	0.0027	0.0432	3.05	2.5	912384.00	2	57024.00
T 120/30 (Y)	0.0027	0.0432	0.0432	0.0027	3.05	2.5	57024.00	4	912384.00
T 120/25	0.00156	0.036	0.036	0.001563	3.05	2.5	33010.56	2	760320.00
T 160/25	0.00208	0.0853	0.0853	0.002083	3.05	2.5	43992.96	2	1801536.00
ASANSER 1	0.00273	0.1929	0.1929	0.002734	3.05	2.5	57742.08	1	4074048.00
ASANSER 2	0.1692	0.002617	0.002617	0.1692	3.05	2.5	3573504.00	2	55271.04
ΣKi							10361007.3		14021272.3

ΠΙΝΑΚΑΣ C.3 Συνολική Δυσκαμψία 4^{ου} Ορόφου

ΟΡΟΦΟΣ 4									
ΔΙΑΤΟΜΗ	I22	I33	I _x (m ³)	I _y (m ³)	H	h	K _x (kN/m ²)	ΠΛΗΘΟΣ	K _y (kN/m ²)
K 50/50	0.005208	0.005208	0.005208	0.005208	3.05	2.5	109992.96	2	109992.96
K 55/55	0.007626	0.007626	0.007626	0.007626	3.05	2.5	161061.12	2	161061.12

R 55	0.004434	0.004434	0.004434	0.004434	3.05	2.5	93646.08	2	93646.08
T 120/30 (X)	0.0027	0.0432	0.0027	0.0432	3.05	2.5	912384.00	2	57024.00
T 120/25	0.001563	0.036	0.036	0.001563	3.05	2.5	33010.56	2	760320.00
T 160/25	0.002083	0.0853	0.0853	0.002083	3.05	2.5	43992.96	2	1801536.00
ASANSER 1 210	0.002734	0.1929	0.1929	0.002734	3.05	2.5	57742.08	1	4074048.00
ASANSER 2 201	0.1692	0.002617	0.002617	0.1692	3.05	2.5	3573504.00	2	55271.04
ΣKi							9912925.44		10151750.40