



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Σεισμική αποτίμηση κτηρίου κατασκευής 1982
που διαθέτει και “τριτεύοντα” μέλη από Ο.Σ..

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Δημητρακοπούλου Βασιλική

Επιβλέπων καθηγητής: Βουγιούκας Εμμανουήλ, Επίκουρος ΕΜΠ

ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2022

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κύριο Εμμανουήλ Βουγιούκα, επιβλέποντα καθηγητή μου σε αυτή την διπλωματική εργασία, για όλη την βοήθεια που μου παρείχε κατά την διάρκεια της εκπόνησής της. Θα ήθελα επίσης να ευχαριστήσω την οικογένεια μου, τους φίλους και τις φίλες μου, που με στήριξαν σε όλη την διάρκεια των σπουδών μου.



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Σεισμική αποτίμηση κτηρίου κατασκευής 1982
που διαθέτει και “τριτεύοντα” μέλη από Ο.Σ..

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Δημητρακοπούλου Βασιλική

Επιβλέπων καθηγητής: Βουγιούκας Εμμανουήλ, Επίκουρος ΕΜΠ

ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2022

Περιεχόμενα

Περιεχόμενα	1
Περίληψη	3
Abstract	4
Κεφάλαιο 1. Εισαγωγή	5
1.1 Γενικά στοιχεία για την σεισμική αποτίμηση κατασκευών	5
1.2 Αντικείμενο της εργασίας	6
Κεφάλαιο 2. Θεωρητικό πλαίσιο της εργασίας	7
2.1 Γενικά	7
2.2 Σεισμική δράση	8
2.2.1 Εδαφική επιτάχυνση	8
2.2.2. Σπουδαιότητα κατασκευής	8
2.2.3 Κατηγορία Εδάφους	9
2.2.4 Ελαστικό φάσμα Ευρωκώδικα 8	9
2.3 Στάθμες επιτελεστικότητας	11
2.4 Πρωτεύοντα και δευτερεύοντα μέλη	12
2.5 Ανελαστική Στατική Ανάλυση	13
2.6 Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων	13
2.7 Δυσκαμψίες Μελών	14
2.8 Καμπύλη Ικανότητας	15
2.9 Πλαστιμότητα	16
2.10 Καμπυλη F-δ δομικού στοιχείου	16
2.11 Πλάστιμα και ψαθυρά στοιχεία	18
2.12 Υπολογισμός καμπύλης M-θ δομικού μέλους κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ	19
2.13 Τροποποίηση για ψαθυρή αστοχία	23
2.14 Σταθμες επιτελεστικότητας σε διατομή	25
2.15 Πλαστικές αρθρώσεις	26
2.16 Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας κατασκευής.	27
2.17 Προσδιορισμός Ιδιοπεριόδου	28
2.18 Στοχευμένη μετακίνηση	28
2.19 Ελάχιστος Στόχος αποτίμησης.	30
Κεφάλαιο 3. Περιγραφή της υπό μελέτη κατασκευής και μοντελοποίηση της.	33
3.1 Περιγραφή του φορέα	33
3.2 Προσομοίωση του φορέα	38
3.2.1 Υλικά κατασκευής	40
3.2.2 Γραμμικά στοιχεία	43
3.3.3 Έκκεντρες συνδέσεις υποστυλωμάτων-δοκών	45
3.3.4 Επιφανειακά στοιχεία	46
3.3.4.Αυτόματη ορθογωνική διακριτοποίηση στοιχείων τοιχωμάτων	47

3.3.5 Διαφράγματα	48
3.3.6 Δυσκαμψίες Μελών	49
3.3.7 Στηρίξεις	50
3.3.8 Κατακόρυφα φορτία	50
3.3.9 Σεισμικά φορτία	52
3.3.10 Ταλαντούμενη Μάζα	52
3.3.11 Πλαστικές Αρθρώσεις	54
3.4 Διαφορές των δύο μοντέλων	58
Κεφάλαιο 4. Στατική Ανελαστική Ανάλυση στο Etabs 19	60
Κεφάλαιο 5. Έλεγχος προϋποθέσεων για τον χαρακτηρισμό των Κ' ως "Δευτερεύοντα" κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.	67
5.1 Ανάλυση κατακόρυφων φορτίων	67
5.2 Ανάλυση οριζόντιων φορτίων	69
5.2.1 Ανάλυση οριζόντιων φορτίων κατά την διεύθυνση X	70
5.2.2 Ανάλυση οριζόντιων φορτίων κατά την διεύθυνση Y	72
5.3 Συμπέρασμα για τον χαρακτηρισμό "Δευτερεύοντα" Μέλη	73
5.4 Σύγκριση αποκρίσεων για την ομοιόμορφη κατανομή	74
5.4.1 Ομοιόμορφη φόρτιση κατά τη διεύθυνση X	74
5.4.2 Ομοιόμορφη φόρτιση κατά τη διεύθυνση Y	76
Κεφάλαιο 6. Στατική Ανελαστική Ανάλυση με το Μοντέλο Α.	79
6.1 Αποτελέσματα κατά την διεύθυνση X	79
6.2 Αποτελέσματα κατά την διεύθυνση Y	84
Κεφάλαιο 7. Στατική Ανελαστική Ανάλυση με το Μοντέλο Β	89
7.1 Αποτελέσματα ανάλυσης κατά την διεύθυνση X	89
7.2 Αποτελέσματα ανάλυσης κατά την διεύθυνση Y	94
Κεφάλαιο 8. Σύγκριση των Αποτελεσμάτων και Συμπεράσματα	99
Βιβλιογραφία	101

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως θέμα την επιρροή σαφώς διακοσμητικών μελών από ΟΣ στην αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μονώροφου κτηρηκτηρίου από ΟΣ με μεσόροφο, , κατασκευής του 1982 το οποίο βρίσκεται στην Ελευσίνα και στεγάζει το υποκατάστημα της Τράπεζας. Η μελέτη έχει γίνει με βάση τις διατάξεις του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ, 2017). Η μεθοδολογία που ακολουθήθηκε είναι της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover).

Για την προσομοίωση της κατασκευής και την ανάλυση της χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Etabs 19.2. Δημιουργήθηκαν δύο μοντέλα για το κτήριο και συγκρίθηκαν τα αποτελέσματα. Στο πρώτο συνεκτιμήθηκε η επιρροή κατακόρυφων και οριζόντιων μελών τα οποία έχουν μικρές διαστάσεις και διακοσμητικό χαρακτήρα για τις όψεις του κτηρίου. Στο δεύτερο μοντέλο η επιρροή τους αγνοήθηκε. Σκοπός αυτής της συγκριτικής μελέτης είναι να προσδιοριστεί το πώς η πυκνή τοποθέτηση αυτών στην περίμετρο του κτηρίου επηρεάζει την ανάληψη σεισμικών φορτίων.

Μέσα από την σύγκριση των αποτελεσμάτων της ανάλυσης των δύο μοντέλων αποδεικνύεται ότι τα στοιχεία αυτά αυξάνουν σημαντικά την δυσκαμψία της κατασκευής, όμως, ακόμη και ως δευτερεύοντα, αστοχούν για σεισμικό φορτίο 20-25% μικρότερο, μειώνοντας ταυτόχρονα κατά πολύ την μέγιστη μετακίνηση που αναπτύσσει η κατασκευή, οπότε επιβαρύνουν, τελικά, την συμπεριφορά της κατασκευής από άποψη επιτελεστικότητας. Επίσης, η ενδεχόμενη αστοχία αυτών δεν συνεπάγεται βλάβες για τα πρωτεύοντα μέλη (έχουν συμπεριφορά αντίστοιχη με αυτή των τοιχοπληρώσεων).

Το συμπέρασμα της εργασίας είναι ότι τέτοια στοιχεία πρέπει να κατατάσσονται σε μία νέα κατηγορία , των «τριτεύοντων» ως προς τον κύριο φορέα ανάληψης οριζόντιων φορτίων.

Abstract

The subject of this thesis is the influence of clearly decorative members from RC in the assessment of the seismic behavior of a single-storey building from RC with a mezzanine, built in 1982, which is located in Elefsina and houses the Bank's branch. The study has been carried out based on the provisions of the Regulation of Interventions (KAN.EPE, 2017). The methodology followed is the static inelastic analysis (pushover).

Etabs 19.2 software was used to simulate and analyze the construction. Two models were created and the results were compared. In the first, the influence of vertical and horizontal members, which have small dimensions and a decorative character for the facades of the building, was taken into account. In the second model their influence was ignored. The purpose of this comparative study is to determine how the dense placement of these on the perimeter of the building affects the absorption of seismic loads.

By comparing the results of the analysis of the two models, it is shown that these elements significantly increase the stiffness of the structure, however, even as secondary, they fail for a 20-25% smaller seismic load, at the same time greatly reducing the maximum movement developed in the construction, therefore they burden the behavior of the construction in terms of performance. Also, the eventual failure of these does not imply damage to the primary members (they have a behavior similar to that of wall fillings).

The conclusion of the thesis is that such elements should be classified in a new category, the "tertiary" to the primary carrier of the horizontal loads.

Κεφάλαιο 1. Εισαγωγή

1.1 Γενικά στοιχεία για την σεισμική αποτίμηση κατασκευών

Στην Ελλάδα η ιστορία των αντισεισμικών κανονισμών ξεκινά το 1928 όποτε θεσπίστηκε ο πρώτος, τοπικής εμβέλειας, και με σταδιακές επεκτάσεις της εμβέλειας τους και αλλαγές στις διατάξεις, φτάνει μέχρι σήμερα. Κατά την περίοδο της μεγάλης ανόδου του κατασκευαστικού κλάδου την δεκαετία του 1960 και 1970, ήταν σε ισχύ το Β.Δ του 1959 που αποτέλεσε τον πρώτο υποχρεωτικό αντισεισμικό κανονισμό πανελλαδικής εμβέλειας. Ο κανονισμός κατέτασσε την επικράτεια της χώρας σε τρεις κατηγορίες σεισμικότητας. Εισηγήαγε τρεις κατηγορίες εδάφους, μικρής, μέτριας, και μεγάλης επικινδυνότητας. Με βάση αυτά τα δύο στοιχεία γινόταν η επιλογή του σεισμικού συντελεστή και όριζε το σεισμικό φορτίο που δρα στο κέντρο κάθε μάζας ως ποσοστό του βάρους της.

Σύμφωνα με το Β.Δ του 1959 συνιστάται η τοποθέτηση τοιχωμάτων στα κτήρια, επιβάλλεται ειδικός έλεγχος των υποστυλωμάτων και των περιμετρικών δοκών και δίνονται διατάξεις για τις ελάχιστες διαστάσεις των υποστυλωμάτων ανά όροφο, ενώ απαλλάσσονται του αντισεισμικού ελέγχου, υπό προϋποθέσεις, δομήματα που διαθέτουν επαρκή τοιχία κατά τις δύο διευθύνσεις Γίνεται επίσης σύσταση για τοποθέτηση γωνιακών υποστυλωμάτων με διατομή σχήματος Γ.

Οι διατάξεις των αντισεισμικών κανονισμών που ισχύουν σήμερα στην Ελλάδα, ο Ε.Α.Κ του 2000 και ο Ευρωκώδικας - 8 είναι πιο απαιτητικές, παρέχουν περισσότερες διατάξεις για τον αντισεισμικό κανονισμό των κατασκευών, οι οποίες βασίζονται και στις αναλύσεις που μπορούν να γίνουν πλέον με την χρήση ειδικού λογισμικού. Οι κατασκευές των παλαιότερων δεκαετιών σαφώς δεν ικανοποιούν τις προϋποθέσεις που τίθενται από αυτούς. Θα ήταν λάθος όμως να συναγάγουμε ότι εξαιτίας αυτού και μόνο, εν γένει δεν παρέχουν καθόλου αντίσταση και ένα ανεκτό επίπεδο ασφάλειας έναντι σεισμού και ότι θα πρέπει να κριθούν κατεδαφιστέες. Κάτι τέτοιο θα ήταν εξαιρετικά αντιοικονομικό και φυσικά δεν θα ανταποκρινόταν στην πραγματικότητα.

Η ανάγκη για μια ρεαλιστική αποτίμηση της ικανότητας και αντίστασης των κατασκευών έναντι σεισμού, ικανοποιείται στην Ελλάδα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ αλλά και με άλλους κανονισμούς όπως της FEMA και με διατάξεις του Ευρωκώδικα 8. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ ορίζει την

μεθοδολογία που πρέπει να ακολουθήσει ο μηχανικός για την τεκμηρίωση του φορέα και των υλικών της κατασκευής, τους αποδεκτούς τρόπους ανάλυσης για να γίνει η αποτίμηση και το πλαίσιο για την απόφαση επεμβάσεων στην κατασκευή και την διαστασιολόγηση αυτών.

1.2 Αντικείμενο της εργασίας

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η προσομοίωση και η αποτίμηση της συμπεριφοράς ενός υφιστάμενου κτηρίου, κατασκευασμένου το 1982, λαμβάνοντας υπόψη τις ιδιαιτερότητες που παρουσιάζει κατασκευαστικά. Αυτές είναι:

A) Μεγάλα γωνιακά υποστυλώματα διατομής Γ και Π.

B) Πληθώρα υποστυλωμάτων με μικρές διαστάσεις και δοκών με λεπτό κορμό και σύνθετο σχήμα, στοιχεία που έχουν τοποθετηθεί για την αισθητική αναβάθμιση της εξωτερικής εμφάνισης του οικοδομήματος.

Στην εργασία, εκτιμάται η επιρροή των ως άνω στοιχείων, της περιπτώσεως «B» στην σεισμική συμπεριφορά του κτηρίου.

Ο έλεγχος της συμπεριφοράς του κτηρίου γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις των σύγχρονων κανονισμών, του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και του Ευρωκώδικα 8. Η προσομοίωση και ανάλυση του κτηρίου έγιναν αξιοποιώντας το λογισμικό ETABS v.19.2 της εταιρείας CSI America.

Στο Κεφάλαιο 2 γίνεται ανασκόπηση των διατάξεων και αρχών του ΚΑΝ.ΕΠΕ και του Ευρωκώδικα 8, στο πλαίσιο των οποίων κινήθηκε η μελέτη.

Στο Κεφάλαιο 3, γίνεται η περιγραφή των βημάτων που ακολουθήθηκαν για την προσομοίωση της κατασκευής με την χρήση του λογισμικού Etabs. Σ

το Κεφάλαιο 4 γίνεται διερεύνηση για το εάν τα υποστυλώματα Κ' μπορούν να χαρακτηριστούν ως “δευτερεύοντα” με βάση τον ορισμό και τις προϋποθέσεις που δίνονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Στο Κεφάλαιο 5 περιγράφονται τα βήματα για την διεξαγωγή της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover) στο Etabs, τα αποτελέσματα της οποίας για το Μοντέλο Α και Β, παρουσιάζονται στα Κεφάλαια 6 και 7, αντίστοιχα.

Τέλος στο Κεφάλαιο 8 παρατίθενται τα συμπεράσματα τα οποία εξήχθησαν από τις δύο αναλύσεις.

Κεφάλαιο 2. Θεωρητικό πλαίσιο της εργασίας

2.1 Γενικά

Η φιλοσοφία που υιοθετήθηκε για την παρούσα εργασία είναι εκείνη του αντισεισμικού σχεδιασμού που δέχεται ότι μία κατασκευή μπορεί να υποστεί βλάβες και όχι ότι θα μείνει άθικτη σε οποιοδήποτε σεισμό, παρέχοντας φυσικά ασφάλεια για τους χρήστες της. Σε σχέση με την αποτίμηση κατασκευών, στην Ελλάδα ο ΚΑΝ.ΕΠΕ υιοθετεί την λογική της αποτίμησης και του ανασχεδιασμού με βάση στάθμες επιτελεστικότητας, δηλαδή την λογική του ανεκτού επιπέδου βλάβης που επιτρέπεται να υποστεί μία κατασκευή. Ο στόχος της αποτίμησης και του ανασχεδιασμού λοιπόν καθορίζεται από τον συνδυασμό ενός επιπέδου σεισμικής δράσης και μίας στάθμης επιτελεστικότητας για το σχεδιασμό. Οι στόχοι καθορίζονται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ όπως φαίνονται στον πίνακα παρακάτω:

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεστικότητας φέροντος οργανισμού		
	«Περιορισμένες βλάβες» (Α)	«Σημαντικές βλάβες» (Β)	«Οιονεί κατάρρευση» (Γ)
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Πίνακας 2.1 Στόχοι αποτίμησης και ανασχεδιασμού κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ

Κατά τον ορισμό των στόχων πρέπει να λαμβάνονται υπόψη (μεταξύ άλλων) τα ακόλουθα κριτήρια:

-Κοινωνική σπουδαιότητα του κτηρίου (π.χ. Προσωρινή κατασκευή, συνήθεις κατοικίες, χώροι συγκέντρωσης κοινού, χώροι διαχείρισης εκτάκτων αναγκών, εγκαταστάσεις υψηλού κινδύνου).

-Διαθέσιμα οικονομικά μέσα του υπόψη κοινωνικού συνόλου κατά τη δεδομένη περίοδο.

2.2 Σεισμική δράση

2.2.1 Εδαφική επιτάχυνση

Στην Ελλάδα υιοθετούνται από τον ΕΑΚ και τον ΕΚ8 τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας που αντιστοιχούν σε τρία επίπεδα αναμενόμενης εδαφικής επιτάχυνσης, όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα .

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	Εδαφική επιτάχυνση αναφοράς a_{gR} (g)
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36

Πίνακας 2.2. Εδαφική επιτάχυνση αναφοράς

Οι παραπάνω τιμές εδαφικής επιτάχυνσης έχουν προκύψει από μελέτες σεισμικής επικινδυνότητας και αντιστοιχούν σε ένταση σεισμού τέτοια που έχει περίοδο επαναφοράς $T_R=475$ χρόνια. Θεωρώντας ότι οι σεισμοί που συμβαίνουν σε κάθε περιοχή ακολουθούν την κατανομή Poisson, η περίοδος επαναφοράς $T_R=475$ χρόνια σημαίνει πως μέσα σε 50 χρόνια, που είναι η συμβατική διάρκεια ζωής μια συνήθους κατασκευής, υπάρχει πιθανότητα 10% να συμβεί σεισμικό γεγονός που θα δώσει εδαφική επιτάχυνση μεγαλύτερη από a_{gR} .

2.2.2. Σπουδαιότητα κατασκευής

Οι τιμές του παραπάνω πίνακα, αλλάζουν ανάλογα με την σπουδαιότητα της κατασκευής.

Πιο συγκεκριμένα, πολλαπλασιάζονται με τον συντελεστή σπουδαιότητας, γ_I . Αυτό που συμβαίνει πολλαπλασιάζοντας με τον συγκεκριμένο συντελεστή, είναι πως μπορούμε να σχεδιάσουμε για μεγαλύτερο σεισμό κατασκευές μεγαλύτερης σπουδαιότητας (μεγαλύτερη περίοδος επαναφοράς), και για μικρότερο σεισμό, οποίος συμβαίνει συχνότερα, κατασκευές μικρότερης σπουδαιότητας (μικρότερη περίοδος επαναφοράς).

Με αυτόν τον τρόπο, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού της κατασκευής, ισούται με $a_g = \gamma_I \times a_{gR}$. Στον πίνακα φαίνονται οι τιμές τις οποίες λαμβάνει ο συντελεστής γ_I .

Κατηγορία σπουδαιότητας		Συντελεστής σπουδαιότητας
I	(μικρή σπουδαιότητα)	0.8
II	(συνήθης σπουδαιότητα)	1.0
III	(μεγάλη σπουδαιότητα)	1.2
IV	(πολύ μεγάλη σπουδαιότητα)	1.4

Πίνακας 2.3 Συντελεστής σπουδαιότητας

2.2.3 Κατηγορία Εδάφους

Η επιτάχυνση εδάφους θα πρέπει να αυξάνεται με τον συντελεστή εδάφους S , όταν έχουμε μαλακά εδάφη. Ανάλογα με την κατηγορία του εδάφους, η τιμή του συντελεστή S , μπορεί να πάρει τιμές 1.00 έως 1.40. Οι κατηγορίες εδάφους οι οποίες ορίζονται στον Ευρωκώδικα είναι 5 (A,B,C,D,E), και οι τιμές του συντελεστή S που αντιστοιχεί σε κάθε μία από αυτές φαίνεται στον επόμενο πίνακα.

Κατηγορία εδάφους	S	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
A	1.00	0.15	0.40	2.50
B	1.20	0.15	0.50	2.50
C	1.15	0.20	0.60	2.50
D	1.35	0.20	0.80	2.50
E	1.40	0.15	0.50	2.50

Πίνακας 2.4 Συντελεστής Εδάφους

Όπως φαίνεται, εκτός από την επιτάχυνση του εδάφους, η κατηγορία εδάφους επηρεάζει και την μορφή του φάσματος απόκρισης τροποποιώντας τις χαρακτηριστικές περιόδους T_B και T_C που καθορίζουν την έναρξη της περιοχής σταθερής φασματικής επιτάχυνσης και σταθερής φασματικής ταχύτητας, αντίστοιχα. Η χαρακτηριστική περίοδος T_D η οποία ορίζει την έναρξη της περιοχής σταθερής φασματικής μετακίνησης δεν επηρεάζεται από την κατηγορία εδάφους.

2.2.4 Ελαστικό φάσμα Ευρωκώδικα 8

Οι αναλυτικές σχέσεις που δίνουν την ελαστική φασματική επιτάχυνση S_e σε κάθε περιοχή είναι:

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

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

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

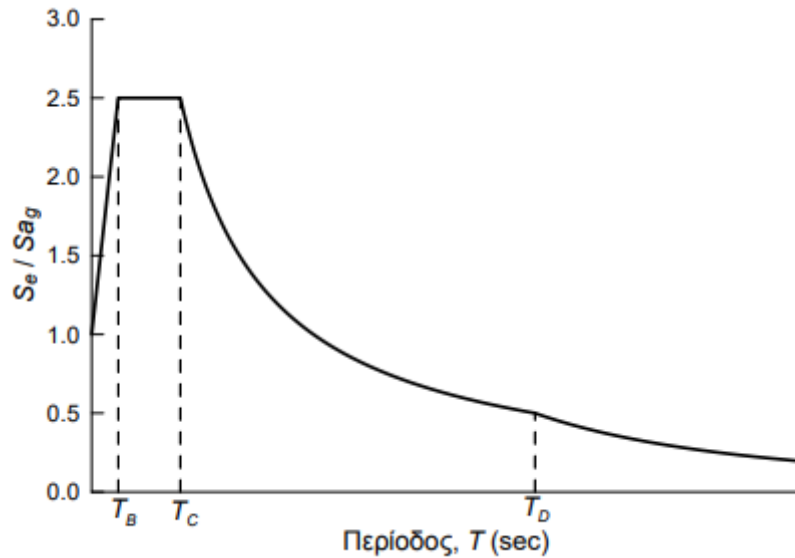
$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

όπου η είναι ο συντελεστής απόσβεσης που δίνεται από τη σχέση:

$$\eta = \sqrt{\frac{0.10}{\zeta + 0.05}}$$

Ο συντελεστής η τροποποιεί κατάλληλα τις φασματικές τιμές σε περίπτωση που η απόσβεση της κατασκευής είναι διαφορετική από 5%, που είναι η παραδοχή που κάνουμε για συνήθεις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα χωρίς περαιτέρω διερεύνηση.

Στο Σχήμα 2.1 δίνεται η μορφή του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού του ΕΚ-8 για οριζόντια σεισμική δράση και για απόσβεση 5%.



Σχήμα 2.1 Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού κατά ΕΚ-8

-Για $T \leq T_B$ η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού S_e παρουσιάζει ανοδική πορεία με την αύξηση της περιόδου.

-Για $T_B \leq T \leq T_C$ η φασματική επιτάχυνση παραμένει σταθερή.

- Για $T_C \leq T \leq T_D$ η φασματική ταχύτητα παραμένει σταθερή και επομένως η φασματική επιτάχυνση μειώνεται αντιστρόφως ανάλογα με την αύξηση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής.

-Για $T_D \leq T$ η φασματική μετακίνηση παραμένει σταθερή και επομένως η φασματική επιτάχυνση μειώνεται αντιστρόφως ανάλογα με το τετράγωνο της ιδιοπεριόδου της κατασκευής.

2.3 Στάθμες επιτελεστικότητας

Όπως ήδη αναφέρθηκε, ο έλεγχος της επάρκειας μιας κατασκευής ορίζεται από την σεισμική δράση που επιλέγεται και από το αποδεκτό επίπεδο ζημιών, δηλαδή από την επιλογή μιας στάθμης επιτελεστικότητας. Στον ΚΑΝ. ΕΠΕ ορίζονται τρεις στάθμες:

- Περιορισμένες βλάβες (Α) : Οι βλάβες στον φέροντα οργανισμό είναι ελαφριές και τα δομικά μέλη διαθέτουν σχεδόν αναλλοίωτη την αντοχή και την δυσκαμψία τους.

Καμιά λειτουργία του κτηρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά τον σεισμό, εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι αμελητέες.

- Σημαντικές βλάβες (B): Οι βλάβες στον φέροντα οργανισμό είναι εκτεταμένες αλλά μπορούν να επισκευαστούν. Τα δομικά μέλη του κτηρίου είναι σε θέση να συνεχίζουν να παραλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία αλλά και να αντέξουν σε μετασεισμού μέτριας έντασης, με την εναπομένουσα αντοχή και δυσκαμψία που διαθέτουν. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις των ορίων είναι μετρίου μεγέθους..
- Οιονεί κατάρρευση (Γ): Ο φέρων οργανισμός του κτηρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές ή βαριές βλάβες, οι οποίες κατά πλειονότητα δεν είναι επισκευάσιμες. Κατά τον σεισμό υπάρχει μεγάλη πιθανότητα να τραυματιστούν άτομα λόγω βλαβών ή πτώσης στοιχείων του μη φέροντος οργανισμού. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά, και για ένα διάστημα μετά, τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμη και για μετασεισμούς μέτριας έντασης. Τα περισσότερα μή φέροντα στοιχεία έχουν καταρρεύσει ή παρουσιάζονται εκτεταμένες αποδιοργανώσεις και καταπτώσεις μεγάλων τεμαχίων τοίχων ή ολόκληρων φατνωμάτων.

2.4 Πρωτεύοντα και δευτερεύοντα μέλη

Το αποδεκτό επίπεδο ζημιών διαφέρει για τα μέλη της κατασκευής που θεωρούνται κύρια από εκείνα που θεωρούνται δευτερεύοντα. Δευτερεύοντα σεισμικά μέλη χαρακτηρίζονται τα μέλη της κατασκευής που παραλαμβάνουν κατακόρυφα φορτία αλλά δε συμμετέχουν σημαντικά και ουσιαστικά στην παραλαβή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων. Η διάκριση σε κύρια και δευτερεύοντα φέροντα στοιχεία γίνεται για να μην οδηγεί ο έλεγχος στο συμπέρασμα ότι ένα κτήριο δεν είναι επαρκές λόγω της αστοχίας κάποιων μεμονωμένων στοιχείων που δεν είναι καθοριστικά για την ευστάθεια του υπό σεισμικές δράσεις.

Βασική συνέπεια αυτού του χαρακτηρισμού όσον αφορά την ανάλυση είναι ότι επιτρέπονται μεγαλύτερες μετακινήσεις και κριτήρια επιτελεστικότητας, όπως θα δούμε παρακάτω, για αυτά τα μέλη καθώς επίσης δεν απαιτείται η ίδια διερεύνηση των ιδιοτήτων τους για την

ανάλυση, σε σχέση με τα κύρια μέλη της κατασκευής. Η αντοχή και η δυσκαμψία των στοιχείων αυτών δε θα λαμβάνεται υπόψη στις σεισμικές επιλύσεις. Πρακτικά, θεωρείται αρθρωτή σύνδεσή τους με τον υπόλοιπο φέροντα οργανισμό που θεωρείται ο κύριος.

Ο χαρακτηρισμός των μελών ως δευτερεύοντα δεν είναι κάτι που μπορεί να οριστεί απόλυτα και μονοσήμαντα και εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από την κρίση του μελετητή μηχανικού. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ ορίζει όμως ότι τα δευτερεύοντα σεισμικά μέλη πρέπει να ικανοποιούν τις παρακάτω απαιτήσεις:

- Η συνολική συμμετοχή των δευτερευόντων μελών στην οριζόντια δυσκαμψία δεν μπορεί να υπερβαίνει το 15% της αντίστοιχης συμμετοχής των πρωτευόντων μελών. Η απαίτηση αυτή πρέπει να ικανοποιείται σε κάθε διεύθυνση της σεισμικής φόρτισης.
- Ο χαρακτηρισμός μελών ως δευτερεύοντα δεν μπορεί να οδηγεί σε ευμενή μετατροπή της κανονικότητας της κατασκευής.

2.5 Ανελαστική Στατική Ανάλυση

Υπάρχουν τέσσερις μέθοδοι που προτείνονται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την σεισμική αποτίμηση ή ενίσχυση των κατασκευών:

- ελαστική στατική ανάλυση,
- ελαστική δυναμική ανάλυση,
- ανελαστική στατική ανάλυση και
- ανελαστική δυναμική ανάλυση.

Στην παρούσα εργασία επιλέγεται η εφαρμογή της στατικής ανελαστικής ανάλυσης. Στόχος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι να εκτιμηθούν οι παραμορφώσεις των στοιχείων του φορέα στην μετελαστική περιοχή για την σεισμική δράση σχεδιασμού. Η μέθοδος είναι επίσης γνωστή και ως μέθοδος των μετακινήσεων ή pushover. Προϋπόθεση εφαρμογής της μεθόδου είναι η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών της κατασκευής να μην είναι σημαντική ενώ συνίσταται να διασφαλίζεται Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων “Ικανοποιητική”.

Βασικό στοιχείο της μεθόδου είναι να προσδιοριστεί για κάθε μέλος και σε όλα τα σημεία που αναμένεται ανελαστική συμπεριφορά, ο νόμος που την διέπει, δηλαδή η καμπύλη δύναμης παραμόρφωσης.

Το μοντέλο του κτηρίου υποβάλλεται σε οριζόντια κατανεμημένα φορτία, τα οποία αυξάνονται μονότονα μέχρι το σημείο όπου η αντοχή σε κάποιο μέλος μειώνεται τόσο που δεν μπορεί πλέον να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Με αυτό τον τρόπο χαράσσεται η καμπύλη ικανότητας του κτηρίου, σε όρους τέμνουσας βάσης-μετακίνησης χαρακτηριστικού σημείου του κτηρίου. Όλοι οι απαιτούμενοι έλεγχοι για την ικανοποίηση των κριτηρίων επιτελεστικότητας γίνονται αξιοποιώντας αυτή την καμπύλη.

2.6 Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων

Προκειμένου να εκτιμηθεί η επάρκεια μίας υφιστάμενης κατασκευής, καθώς και για να παρθεί η απόφαση ενίσχυσής της, πρέπει να συλλεχθούν μία σειρά από στοιχεία για την κατάστασή της. Η διερεύνηση και τεκμηρίωση κάθε υφιστάμενου δομήματος εξαρτάται από παράγοντες όπως:

- Διαθεσιμότητα εγκεκριμένης μελέτης
- Χρονική περίοδος κατασκευής του δομήματος
- Επάρκεια διερεύνησης της ποιότητας υλικών και του τρόπου δόμησης
- Λεπτομέρειες όπλισης, αγκυρώσεων και αναμονών
- Τρόπος κατασκευής, κατάσταση και χαρακτηριστικά των τοιχοπληρώσεων
- Δυσκολίες στην εκτίμηση των πραγματικών επιτόπου χαρακτηριστικών των υλικών

Δεν είναι εφικτό πάντα να καθοριστούν με απόλυτη ακρίβεια τα στοιχεία εκείνα που σχετίζονται με τις ιδιότητες των υλικών, την γεωμετρία των μελών, το σύστημα ανάληψης φορτίων κ.ο.κ. Η αβεβαιότητα με την οποία γίνονται παραδοχές κατά την διάρκεια της μελέτης, λαμβάνεται υπόψη εισάγοντας την έννοια της «Στάθμης Αξιοπιστίας Δεδομένων, Σ.Α.Δ.». Διακρίνουμε τρεις Στάθμες Αξιοπιστίας Δεδομένων:

«Υψηλή»

«Ικανοποιητική»

.«Ανεκτή»

Με τον καθορισμό της Σ.Α.Δ ορίζονται συντελεστές ασφαλείας γ_f και γ_{sd} για τις δράσεις και γ_m και γ_{Rd} για τις ιδιότητες των υλικών.

2.7 Δυσκαμψίες Μελών

Σε συνέχεια των παραπάνω, η δυσκαμψία και η δυσστησία των μελών θα πρέπει να εκτιμάται με βάση τα πραγματικά χαρακτηριστικά τους. Όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία επιτρέπεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ να μειώνεται η γεωμετρική δυσκαμψία των μελών με βάση τις τιμές του παρακάτω πίνακα.

A/α	Δομικό στοιχείο	Δυσκαμψία
1.1	Υποστύλωμα εσωτερικό	0,8*($E_c I_g$)
1.2	Υποστύλωμα περιμετρικό	0,6*($E_c I_g$)
2.1	Τοίχωμα, μή - ρηγματωμένο	0,7*($E_c I_g$)
2.2	Τοίχωμα, ρηγματωμένο (1)	0,5*($E_c I_g$)
3	Δοκός (2)	0,4*($E_c I_g$)

Πίνακας 2.5 Μειωμένη δυσκαμψία δομικών στοιχείων

Για τη δυσστησία και τη δυστένεια των μελών επιτρέπεται η χρήση των τιμών $0,4 \cdot E_c \cdot A_w$ και $E_c \cdot A_g$, αντιστοίχως, όπου:

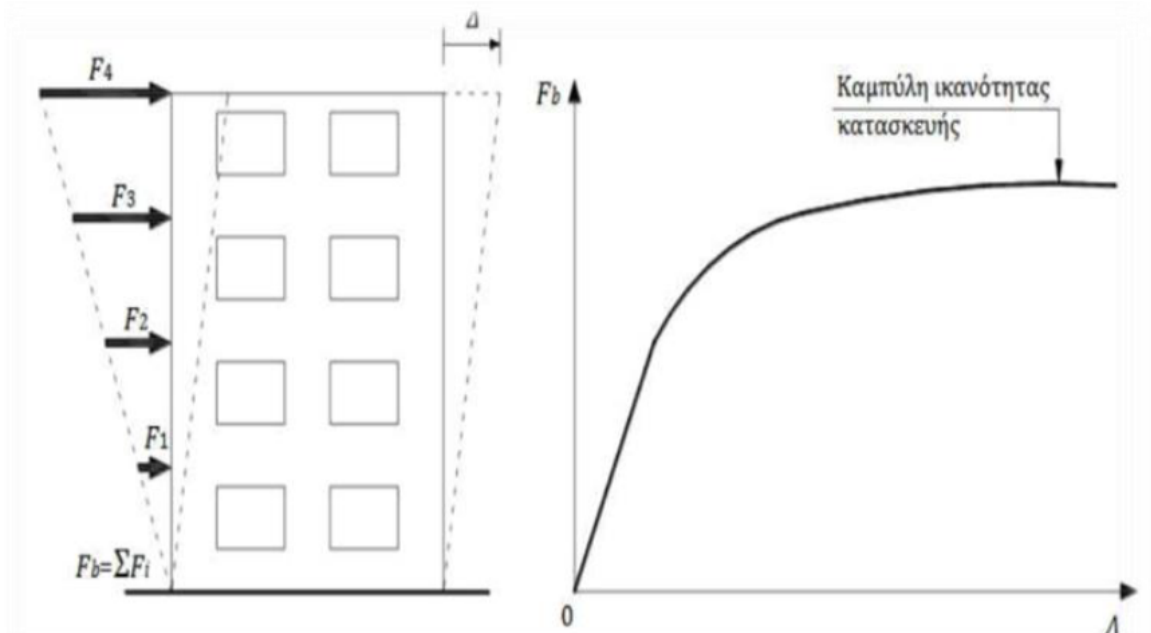
A_g = η συνολική διατομή του δομικού στοιχείου (μόνον το σκυρόδεμα)

A_w = μόνον η (ορθογωνική) διατομή του κορμού του στοιχείου (π.χ. για τις πλακοδοκούς).

2.8 Καμπύλη Ικανότητας

Οι στάθμες επιτελεστικότητας ορίζονται στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη σχέση μεταξύ επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και μετατόπισης της κορυφής. Η κατασκευή της γίνεται με υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου, με δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους. Ως κατανομή μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τριγωνική, η πρώτη ιδιομορφή ή ακόμα και συνδυασμοί με

συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών. Σε κάθε βήμα γίνονται στατικές επιλύσεις, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογίζεται η μετακίνηση κορυφής, λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των μελών που έχουν διαρρεύσει.



Σχήμα 2.2 Κατασκευή καμπύλης ικανότητας

2.9 Πλαστιμότητα

Κρίσιμη έννοια για την συμπεριφορά μιας κατασκευής αλλά και κάθε μεμονωμένου μέλους της είναι η πλαστιμότητα, δηλαδή το σε τι βαθμό μπορεί να παραμορφωθεί στην ανελαστική περιοχή.

Ο δείκτης πλαστιμότητας μ ορίζεται από τη σχέση:

$$\mu = \frac{d_u}{d_y}$$

όπου:

d_u : η οριακή παραμόρφωση

d_y : η παραμόρφωση διαρροής

Η πλαστιμότητα μιας κατασκευής εξαρτάται από:

- Το υλικό της κατασκευής. Οι φορείς που είναι κατασκευασμένοι από όλκιμα υλικά, όπως για παράδειγμα οι μεταλλικές κατασκευές από χάλυβα, παρουσιάζουν μεγαλύτερη πλαστιμότητα από εκείνους που είναι κατασκευασμένοι από ψαθυρά υλικά, όπως για παράδειγμα οι φέρουσες τοιχοποιίες.
- Το στατικό σύστημα. Όσο μεγαλύτερη είναι η υπερστατικότητα μιας κατασκευής τόσο μεγαλύτερη πλαστιμότητα αναπτύσει λόγω της δυνατότητας ανακατανομής της έντασης όταν η αντοχή των μελών που καταπονούνται περισσότερο εξαντλείται.

Η πλαστιμότητα μιας κατασκευής πρακτικά εξαρτάται από την πλαστιμότητα των μελών της. Επομένως, είναι κρίσιμο να καθοριστεί η σχέση μεταξύ των δυνάμεων που εφαρμόζονται σε ένα μέλος και των παραμορφώσεων που αναπτύσσει μέχρι το σημείο που οι παραμένουσες παραμορφώσεις είναι τόσο μεγάλες που χάνεται σημαντικό ποσοστό της αντοχής και της δυσκαμψίας του.

2.10 Καμπύλη F-δ δομικού στοιχείου

Τα εντατικά μεγέθη «F» και οι παραμορφώσεις «δ», συσχετίζονται με την βοήθεια διαγραμμάτων τα οποία μπορούν να περιγράψουν την ανελαστική συμπεριφορά των μελών μίας κατασκευής. Ο προσδιορισμός των νόμων που αφορούν την ανελαστική αυτή συμπεριφορά, είναι απαραίτητος για την κατασκευή της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής.

Τα εντατικά μεγέθη «F» και «δ» προσδιορίζονται από το κρίσιμο μέγεθος της ανελαστικής συμπεριφοράς. Για τα στοιχεία από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, παίρνουν τις τιμές της ροπής κάμψης και της γωνίας στροφής της χορδής (M, θ) αντίστοιχα. Αυτό συμβαίνει εξαιτίας της αλληλεπίδρασης των ακραίων διατομών των στοιχείων και της εξόλκευσης των οπλισμών στις αγκυρώσεις.



Σχήμα 2.3. Καμπύλη F-δ δομικού στοιχείου

Οιονεί ελαστικός κλάδος και διαρροή:

Το πρώτο κομμάτι του διαγράμματος 2.10, ο ευθύγραμμος κλάδος εκτείνεται έως τη συμβατική διαρροή του στοιχείου. Μετά τη διαρροή αυτή η καμπύλη F-δ, μπορεί να λαμβάνεται περίπου οριζόντια. Στην παραμόρφωση διαρροής δ_y , θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη όλες οι παραμορφώσεις

Μετελαστικός κλάδος:

Ο μετελαστικός κλάδος, αφορά στην αντίστοιχη συμπεριφορά του στοιχείου έως την θεωρητική αστοχία. Ο μετελαστικός κλάδος του διαγράμματος 2.10, λαμβάνεται υπόψιν ως οριζόντιος, καθώς η εκτίμηση της ανελαστικής συμπεριφοράς δεν επηρεάζεται ένα αγνοηθεί η θετική κλίση που οφείλεται στην κράτυνση.

Απομένουσα αντίσταση:

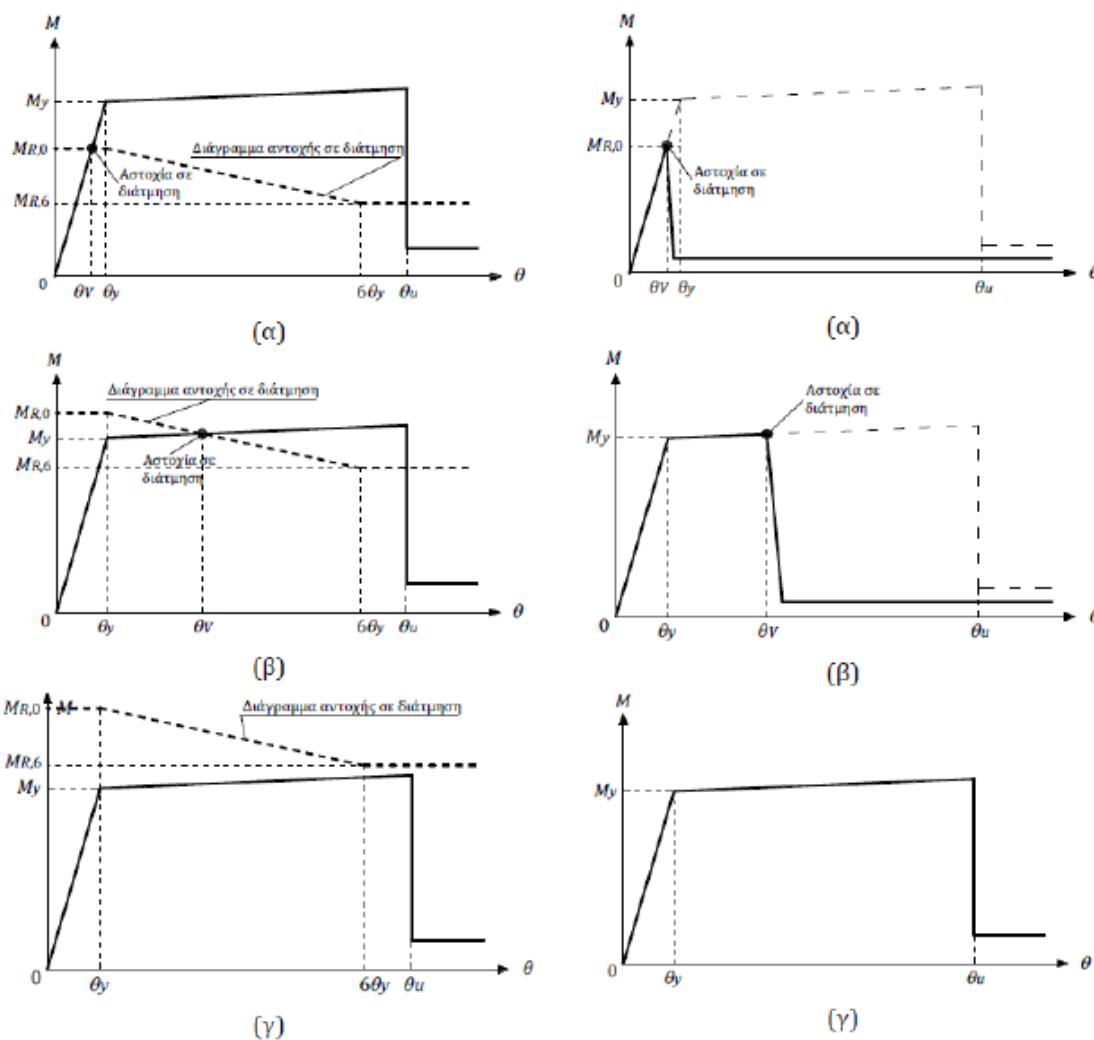
Η απόκριση του στοιχείου σε ένταση λόγω της σεισμικής δράσης υπό αυξανόμενη παραμόρφωση δ , μειώνεται αισθητά πέρα από την παραμόρφωση αστοχία δ_u .

Η μειωμένη αυτή απόκριση (αντίσταση F_{res}), θα μπορούσε να θεωρείται σταθερή, έως την απώλεια της αντιστάσης έναντι φορτίων βαρύτητας. Η τιμή της F_{res} , μπορεί να λαμβάνεται υπόψιν ίση με το 20-25% της μέγιστης, και ενδιαφέρει μόνο για λόγους προσομοίωσης.

2.11 Πλάστιμα και ψαθυρά στοιχεία

Πλάστιμα ορίζονται τα στοιχεία στα οποία η αστοχία σε κάμψη προηγείται αυτής σε διάτμηση. Αντίθετα, ψαθυρά ορίζονται στοιχεία στα οποία η διατμητική αστοχία προηγείται της καμπτικής. Τα στοιχεία αυτά αστοχούν χωρίς προειδοποίηση και γενικώς πρέπει να αποφεύγονται κατά το σχεδιασμό, ενώ τα πλάστιμα στοιχεία έχουν ικανότητα να αναπτύξουν μεγάλες παραμορφώσεις μετά την διαρροή.

Όταν η διατμητική αστοχία προηγείται της καμπτικής, τότε πρέπει να τροποποιηθεί κατάλληλα το διάγραμμα $M-\theta$, όπως φαίνεται παρακάτω:



Σχήμα 2.4 α,β,γ Τροποποίηση διαγραμμάτων $M-\theta$

Στο παραπάνω, στην αριστερή μεριά τα διαγράμματα αντοχής σε κάμψη και αντοχής σε τέμνουσα με όρους M-θ. Δεξιά βλέπουμε πως τροποποιείται κατάλληλα η καμπύλη M-θ ανάλογα με το πότε επερχεται η αστοχία σε διάτμηση.

2.12 Υπολογισμός καμπύλης M-θ δομικού μέλους κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ

Για διατομές με ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη η καμπύλη M-θ κατασκευάζεται με τις σχέσεις του Παραρτήματος 7Α του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

1) Καμυλότητα διαρροής

Αν η διαρροή διατομής οφείλεται σε διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού, τότε:

$$(1/r)_y = \frac{f_y}{E_s(1 - \xi_y)d}$$

Αν η διαρροή διατομής οφείλεται στην παραμόρφωση του θλιβόμενου σκυροδέματος, τότε:

$$(1/r)_y = \frac{\varepsilon_c}{\xi_y d} \approx \frac{1.8 f_c}{E_c \xi_y d}$$

Λαμβάνεται ως καμυλότητα διαρροής η μικρότερη από τις δύο τιμές.

2) Ύψος θλιβόμενης ζώνης κατά την διαρροή

Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή, ξ_y , ανηγμένο στο στατικό ύψος d, είναι:

$$\xi_y = (\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)^{1/2} - \alpha A,$$

Όπου $\alpha = \frac{E_s}{E_c}$ και οι παράμετροι A, B προσδιορίζονται ανάλογα με τον τρόπο διαρροής της διατομής.

Αν η διαρροή διατομής οφείλεται σε διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού, τότε:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{bdf_y},$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0,5\rho_v(1 + \delta') + \frac{N}{bdf_y}.$$

Αν η διαρροή διατομής οφείλεται στην παραμόρφωση του θλιβόμενου σκυροδέματος, τότε:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{\varepsilon_c E_s b d} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1,8\alpha bdf_c}$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0,5\rho_v(1 + \delta').$$

Όπου:

- ρ, ρ', ρ_v : ποσοστό εφελκόμενου, θλιβόμενου και του μεταξύ αυτών κατανεμημένου οπλισμού, αντιστοίχως.
- d' και d : η απόσταση από το κέντρο του θλιβόμενου οπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα και το στατικό ύψος, αντιστοίχως.

$$\delta' = d \frac{'}{d}$$

- f_c : η μέση τιμή της αντοχής του σκυροδέματος διαιρεμένη με τον κατάλληλο συντελεστή ασφαλείας.
- f_y : η μέση τιμή της τάσης διαρροής του χάλυβα διαιρεμένη με τον κατάλληλο συντελεστή ασφαλείας.
- E_s, E_c : τα μέτρα ελαστικότητας χάλυβα και σκυροδέματος αντίστοιχα.
- N : η αξονική δύναμη με θετική τη θλίψη, η οποία επιτρέπεται να λαμβάνεται από τα κατακόρυφα φορτία υπό τον σεισμικό συνδυασμό.

3) Ροπή διαρροής

Η ροπή διαρροής κατά την διαρροή λαμβάνεται από την σχέση:

$$\frac{M_y}{bd^3} = (1/r)_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0.5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + [(1 - \xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1 - \delta')] (1 - \delta') \frac{E_s}{2} \right\}$$

4) Γωνία στροφής χορδής στη διαρροή

Η γωνία στροφής θ_y λαμβάνεται από τις παρακάτω σχέσεις

-Για δοκούς ή υποστυλώματα:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

-Για τοιχώματα:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0,0013 + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8\sqrt{f_c}}$$

Όπου:

- $L_s = \frac{M}{V}$, δηλαδή η απόσταση της ακραίας διατομής από το σημείο μηδενισμού των ροπών
- h : το ύψος της διατομής για ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη
- α_v : συντελεστής ίσος με 1 εάν η τέμνουσα, V_{R1} που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου, υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή $V_{Mu} = \frac{M_y}{L_s}$, και με 0 αν είναι μεγαλύτερη.
- z : ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων ίσος με 0.9 του στατικού ύψους d
- d_b : η μέγιστη διάμετρος διαμήκους οπλισμού

Ως V_{R1} λαμβάνεται η τιμή V_{rdc} του ΕΚ-2

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100\rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$$

5) Γωνία στροφής χορδής κατά την αστοχία

Η τιμή της γωνίας στροφής χορδής μπορεί να υπολογιστεί είτε μέσω της μέσης τιμής της θ_{um} είναι μέσω της τιμής του πλαστικού τμήματος της μέσης γωνίας στροφής χορδής θ_{umpl} . Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκε η τιμή θ_{umpl} η οποία δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_u - \theta_y = 0,0145 (0,25^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega - \omega')} \right]^{0,3} (f_c)^{0,2} (\alpha_s)^{0,35} 25 \left(\frac{\alpha \rho_s f_{yw}}{f_c} \right) \left(1,275^{100} \rho_d \right)$$

Όπου:

- $\alpha_s = \frac{M}{(V \cdot h)} = \frac{L_s}{h}$, ο λόγος διάτμησης με h το ύψος της διατομής για ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη
- ω, ω' : μηχανικό ποσοστό εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού (ο ενδιάμεσος διαμήκης οπλισμός μεταξύ εφελκόμενου και θλιβόμενου πέλματος θεωρείται ως εφελκόμενος).
- $v = \frac{N}{(b \cdot h \cdot f_c)}$, η ανηγμένη αξονική δύναμη
- $\rho_s = \frac{A_{s_h}}{(b_w \cdot s_h)}$: γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης.
- ρ_d : γεωμετρικό ποσοστό τυχόν δισδιαγώνιου οπλισμού.
- f_{yw} : μέση τάση διαρροής χάλυβα εγκάρσιου οπλισμού διαιρεμένη με κατάλληλο συντελεστή ασφαλείας.
- α : ο συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιγξης κατά EC-2

Για κτήρια που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευαστεί με τις προ του 1985 αντισεισμικές διατάξεις με χρήση νευροχαλύβων οι ανωτέρω τιμές διαιρούνται με 1,2 .

2.13 Τροποποίηση για ψαθυρή αστοχία

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, χρειάζεται να τροποποιηθεί η καμπύλη ικανότητας ενός μέλους για το ενδεχόμενο ψαθυρής αστοχίας. Η μεθοδολογία που ακολουθήθηκε είναι η εξής:

- 1) Υπολογίζεται η εξασθενημένη αντοχή σε τέμνουσα συναρτήσει της αναμενόμενης πλαστιμότητας σε όρους γωνίας στροφής.

$V_R =$

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

Όπου:

- A_c : εμβαδόν της διατομής σκυροδέματος, ίση με $b_w d$ σε διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους b_w και στατικό ύψος d
- $x = \xi_y \cdot d$: το ύψος της θλιβόμενης ζώνης, όπου ξ_y το ανηγμένο ύψος που υπολογίστηκε από τη σχέση του παραρτήματος 7Α.
- ρ_{tot} : συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού (εφελκυσμένου, θλιβόμενου και ενδιάμεσου).
- V_w : συμβολή εγκάρσιου οπλισμού στη διατμητική αντοχή, η οποία για διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους b_w είναι ίση με:
- $V_w = \rho_w \times b_w \times z \times f_{yw}$, όπου ρ_w το ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού
- $\mu_{\theta}^{pl} = \theta_u - \theta_y = \mu_{\theta} - 1$, το πλαστικό τμήμα του δείκτη πλαστιμότητας γωνίας στροφής χορδής με την αναπτυσσόμενη γωνία στροφής στην ανελαστική περιοχή.

Για υποστυλώματα με λόγο διάτμησης $\alpha_s \leq 2.0$ η τιμή αυτή δεν μπορεί να ξεπεράσει την οριακή τιμή που αντιστοιχεί σε θλιπτική αστοχία

του σκυροδέματος κατά τη διαγώνιο του στοιχείου $V_{R,max}$, η οποία για αναπτυσσόμενη πλαστιμότητα μθ υπολογίζεται ως

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

2) Γίνεται ο έλεγχος: $V_R > V_{mu}$,

όπου V_{mu} η τέμνουσα κατά την αστοχία της διατομής από κάμψη

Αν ο έλεγχος ικανοποιείται, τότε η καμπύλη ικανότητας του στοιχείου κατασκευάζεται σύμφωνα με την προηγούμενη ενότητα. Αν ο έλεγχος δεν ικανοποιείται τότε:

3) Η γωνία στροφής χορδής, θ_y , πολλαπλασιάζεται επί τον λόγο της διατμητικής αντοχής του στοιχείου προς την τέμνουσα δύναμη κατά την καμπτική διαρροή,

$$\theta_{y,sh} = \theta_y \cdot \frac{V_R}{V_{Mu}}$$

4) Η πλαστική γωνία στροφής, $\theta_{u,pl}$, στο άκρο του δομικού στοιχείου μετά την εξάντληση της διατμητικής αντοχής του, μπορεί να λαμβάνεται ίση με το 40% της αντίστοιχης γωνίας στροφής χορδής στην καμπτική διαρροή, θ_y . Δηλαδή:

$$\theta_{pl,sh} = 0,40 \cdot \theta_y$$

5) Τελικά, η γωνία στροφής χορδής κατά την αστοχία, θ_u , για ψαθυρά στοιχεία ισούται με:

$$\theta_{u,sh} = \theta_{y,sh} + \theta_{pl,sh}$$

6) Η ροπή διαρροής, M_y , πολλαπλασιάζεται επί τον λόγο της διατμητικής αντοχής του στοιχείου προς την τέμνουσα δύναμη κατά την καμπτική διαρροή, $\frac{V_R}{V_{Mu}}$:

$$M_{y,sh} = M_y \frac{V_R}{V_{Mu}}$$

7) Η παραμένουσα αντοχή του στοιχείου λαμβάνεται επίσης μειωμένη

$$M_{res} = 0.25 \cdot M_{y,sh}$$

2.14 Σταθμες επιτελεστικότητας σε διατομή

Οι στάθμες επιτελεστικότητας ορίζονται πάνω στην καμπύλη ικανότητας του κάθε μέλους σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις

A) «Περιορισμός βλαβών» :

$$\theta_A = \theta_y$$

B) «Σημαντικές Βλάβες»

$$\theta_B = 0.5 (\theta_y + \theta_u) / \gamma_{Rd} \text{ για πρωτεύοντα}$$

$$\theta_B = \theta_u / \gamma_{Rd} \text{ για δευτερεύοντα}$$

Γ) «Οιονεί» Κατάρρευση» :

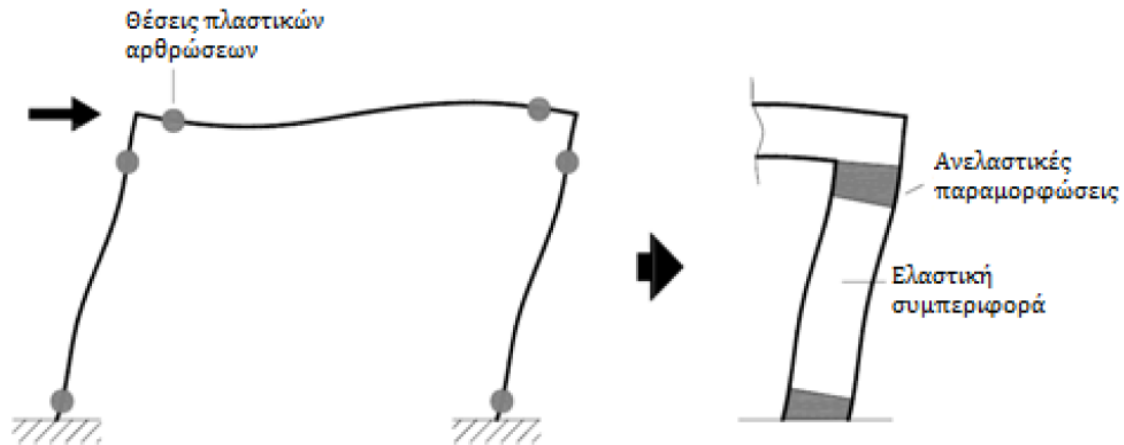
$$\theta_\Gamma = \theta_u / \gamma_{Rd} \text{ για πρωτεύοντα}$$

$$\theta_\Gamma = \theta_u \text{ για δευτερεύοντα}$$

Λόγω της σχέσης που χρησιμοποιούμε για τον υπολογισμό της θ_u , δηλαδή μέσω της θ_{umpl} θα λάβουμε $\gamma_{Rd} = 1.8$ στην παρούσα εργασία για τα κύρια μέλη της κατασκευής.

2.15 Πλαστικές αρθρώσεις

Η απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας, που αποτελεί προϋπόθεση για την πλαστική συμπεριφορά ενός στοιχείου, όπως αναφέρεται πιο πάνω, γίνεται μέσω των πλαστικών αρθρώσεων, των θέσεων των μελών δηλαδή στις οποίες αναμένεται ανελαστική συμπεριφορά. Η θέση της πλαστικής άρθρωσης στην πραγματικότητα δεν είναι σημειακή αλλά περιλαμβάνει ένα τμήμα κάποιου δομικού μέλος στο οποίο ο χαλύβδινος οπλισμός έχει διαρρέψει. Το υπόλοιπο τμήμα κάθε μέλους εξακολουθεί να συμπεριφέρεται ελαστικά, όπως φαίνεται στο Σχήμα.



Σχήμα 2.5 Πλαστικές αρθρώσεις σε πλαίσιο

Κατά τον σχεδιασμό, οι περιοχές στις οποίες αναμένεται να δημιουργηθούν πλαστικές αρθρώσεις πρέπει να διαμορφώνονται με τέτοιο τρόπο ώστε να έχουν την δυνατότητα να αναπτύξουν μεγάλη στροφή χωρίς σημαντική αύξηση της δρώσας ροπής, να συμπεριφέρονται δηλαδή σαν αρθρώσεις. Στα πλαίσια συστήματα οι θέσεις πλαστικών αρθρώσεων εντοπίζονται στα άκρα των δοκών, στην κεφαλή και βάση των υποστυλωμάτων, σε περιοχές μεγάλων συγκεντρωμένων φορτίων και στις βάσεις των τοιχωμάτων.

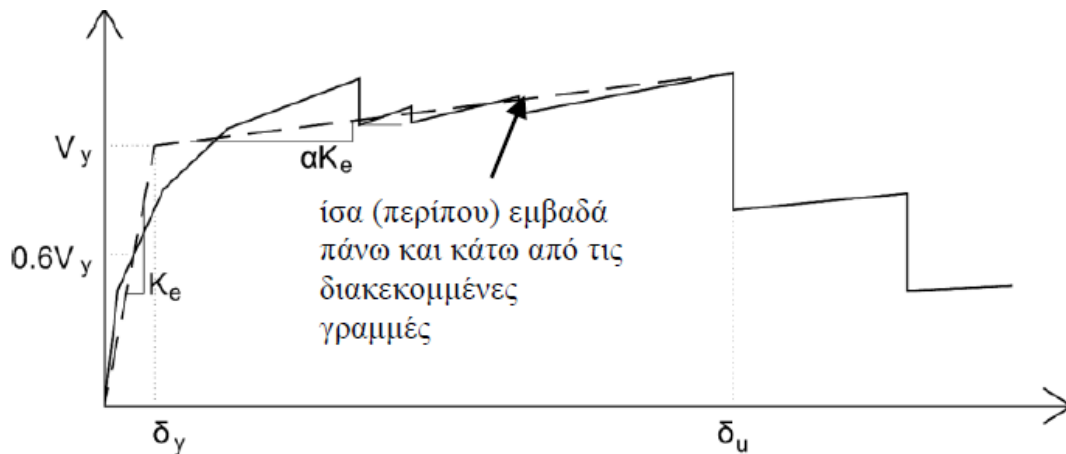
Σε όλες τις θέσεις που αναμένεται να αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις, πρέπει να ορίζεται η καμπύλη $M-\theta$ και οι στάθμες επιτελεστικότητας πάνω σε αυτήν, σύμφωνα με τις προηγούμενες ενότητες της εργασίας. Με αυτόν τον τρόπο, για μονοτονικά αυξανόμενο φορτίο, όπως περιγράφηκε για την στατική ανελαστική ανάλυση, και ανάλογα με την ένταση που υφίσταται κάθε περιοχή, μπορούμε να έχουμε εποπτεία της κατάστασης των μελών της κατασκευής, ποια διαρρέουν ή αστοχούν και ποια κριτήρια επιτελεστικότητας ικανοποιούν.

2.16 Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας κατασκευής.

Η καμπύλη ικανότητας της παραγράφου 2.7 θα αντικαθίσταται από μια εξιδανικευμένη καμπύλη για τον υπολογισμό της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας K_e και της αντίστοιχης δύναμης διαρροής V_y του κτηρίου.

Η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης συνιστάται να είναι διγραμμική, με κλίση του πρώτου κλάδου K_e και κλίση του δεύτερου κλάδου ίση με αK_e . Οι δύο ευθείες που

συνθέτουν τη διγραμμική καμπύλη μπορεί να προσδιορίζονται γραφικά, με κριτήριο την κατά προσέγγιση ισότητα των εμβαδών των χωρίων που προκύπτουν πάνω και κάτω από τις τομές της πραγματικής και της εξιδανικευμένης καμπύλης όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα.



Σχήμα 2.6 Καμπύλες ικανότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e προκύπτει ως η επιβατική δυσκαμψία που αντιστοιχεί σε δύναμη ίση προς το 60% της δύναμης διαρροής V_y , η οποία ορίζεται από την τομή των ευθειών που προαναφέρθηκαν. Η ανηγμένη κλίση (α) του δεύτερου κλάδου προσδιορίζεται από μια ευθεία που διέρχεται από το σημείο της (πραγματικής) μη-γραμμικής καμπύλης αντίστασης που αντιστοιχεί στη μετακίνηση αστοχίας (δ_u), πέραν της οποίας παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής του φορέα. Σε κάθε περίπτωση η προκύπτουσα τιμή της α πρέπει να είναι θετική (ή μηδέν), αλλά να μην ξεπερνά το 0.10 (ώστε να είναι συμβατή και με τις λοιπές παραδοχές της μεθόδου εκτίμησης της στοχευόμενης μετακίνησης). Η συνιστώμενη τιμή του ποσοστού μείωσης της αντοχής είναι το 15%, εφόσον στη στάθμη αυτή δεν έχει επέλθει αστοχία κύριου κατακόρυφου στοιχείου (οπότε η διγραμμικοποίηση θα γίνεται στη μετακίνηση που αντιστοιχεί στην αστοχία αυτή). Απλοποιητικά, και εφόσον δεν απαιτείται εκτίμηση της διαθέσιμης πλαστιμότητας του κτηρίου, η μεν κλίση K_e μπορεί να λαμβάνεται ως η επιβατική τιμή για στάθμη αντοχής ίση προς το 60% της μέγιστης αντίστασης (V_{max}), η δε δύναμη διαρροής V_y , για τον υπολογισμό του δείκτη R της σχέσης, ως το 80% της V_{max} .

2.17 Προσδιορισμός Ιδιοπεριόδου

Η τιμή T_e της ισοδύναμης κυριαρχούσας ιδιοπεριόδου υπολογίζεται από τη σχέση:

$$T_e = T \sqrt{\frac{K_0}{K_e}}$$

όπου T η ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος στη θεωρούμενη διεύθυνση που υπολογίζεται με βάση μια ελαστική δυναμική ανάλυση, K_0 η αντίστοιχη ελαστική πλευρική δυσκαμψία, ενώ η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία K_e υπολογίζεται σύμφωνα με την παράγραφο 2.12 της παρούσας εργασίας.

2.18 Στοχευμένη μετακίνηση

Με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ η στοχευόμενη μετακίνηση μπορεί να υπολογιστεί από το ελαστικό φάσμα του ΕΚ 8-1, πολλαπλασιάζοντας την απόκριση με ορισμένους διορθωτικούς συντελεστές όπως φαίνεται στην παρακάτω σχέση.

$$\delta t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot \left(\frac{T_e^2}{4} \pi^2 \right) \cdot S_{e(T)}$$

Όπου:

- $S_{e(T)}$ η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το φάσμα του ΕΚ 8-1) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής
- T_e (υπολογιζόμενη με βάση το σημείο καμπής του διαγράμματος δυνάμεων – μετακινήσεων του φορέα
- C_0, C_1, C_2, C_3 διορθωτικοί συντελεστές που περιγράφονται και ορίζονται παρακάτω.

C_0 : Συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία K_e , με την πραγματική μετακίνηση δt της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται ίσες προς 1.0, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5, για αριθμό ορόφων 1, 2, 3, 5, και 10, αντίστοιχα.

$C_1 = \frac{\delta_{inel}}{\delta_{el}}$: Ο λόγος της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης ενός κτηρίου προς την αντίστοιχη ελαστική επιτρέπεται να λαμβάνεται από τις σχέσεις:

$$C_1 = 1.0 \text{ για } T_e \geq T_c, \text{ και } C_1 = \text{για } T_e < T_c,$$

Όπου:

- T_c η τιμή στην οποία αρχίζει ο κατιών κλάδος του φάσματος απόκρισης και
- $R = \frac{V_{el}}{V_y}$ ο λόγος της ελαστικής απαίτησης προς την αντίσταση διαρροής του φορέα.

Ο λόγος αυτός μπορεί να εκτιμηθεί από τη σχέση $R = \frac{s_g}{\frac{V_y}{W}} \times C_m$ στην οποία η αντίσταση διαρροής V_y υπολογίζεται με κατάλληλη διγραμμικοποίηση του διαγράμματος δυνάμεων (τέμνουσα βάσεως) – μετακινήσεων (κορυφής) του κτηρίου. Απλοποιητικά, ο λόγος $\frac{V_y}{W}$ στη σχέση μπορεί να λαμβάνεται 0.15 για κτήρια με μικτό σύστημα, και 0.10 για κτήρια με αμιγώς πλαισιακό

C_2 : Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται από τον παρακάτω πίνακα του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Για τιμές T_e μεταξύ 0.1s και T_c πρέπει να γίνεται γραμμική παρεμβολή.

Στάθμη επιτελεσματικότητας	$T_e \leq 0.1s$		$T_e \geq T_c$	
	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2	φορέας τύπου 1	φορέας τύπου 2
«Περιορισμένες βλάβες»	1.0	1.0	1.0	1.0
«Σημαντικές βλάβες»	1.3	1.0	1.1	1.0
«Οιονεί κατάρρευση»	1.5	1.0	1.2	1.0

Πίνακας 2.6 Τιμές συντελεστή C_2

Επεξηγηματικά, ως φορείς τύπου 1 νοούνται οι φορείς χαμηλής πλαστιμότητας (π.χ. κτήρια πριν το 1985, ή κτήρια που η καμπύλη αντίστασης τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μικρότερη του 2), που αναμένεται να έχουν φτωχότερη υστερητική συμπεριφορά από εκείνους με υψηλή πλαστιμότητα (φορείς τύπου 2, π.χ. κτήρια από το 1985 και έπειτα, ή κτήρια που η καμπύλη αντίστασης τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μεγαλύτερη του 2). Επίσης, η διαφοροποίηση που γίνεται στον πίνακα για την στάθμη επιτελεστικότητας, συμβαίνει διότι η επιρροή της υστερητικής συμπεριφοράς είναι μεγαλύτερη για υψηλότερα επίπεδα μετελαστικής συμπεριφοράς του φορέα.

C_3 : Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξεως (P-Δ). Μπορεί να ληφθεί ίσος προς $1+5(\theta-0.1)/T_e$, όπου θ ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας κατά τον ΕΚ 8-1. Για κτήρια από ΟΣ και από τοιχοποιία λαμβάνεται $C_3=1.0$.

2.19 Ελάχιστος Στόχος αποτίμησης.

Μόλις προσδιοριστεί η στοχευόμενη μετακίνηση γίνεται σύγκριση της με τις στάθμες επιτελεστικότητας πάνω στην διγραμμική καμπύλη αντίστασης της κατασκευής και εξετάζεται η επίτευξη του στόχου αποτίμησης. Με βάση την σπουδαιότητα της κατασκευής (Πίνακας) ορίζονται οι ελάχιστοι στόχοι του Πίνακα.

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Στόχοι
I	Γ2
II	Γ1
III	B1
IV	B1 και A2 (Ικανοποίηση και των δύο στόχων)

Σε κάθε περίπτωση να θεωρηθεί ότι ισχύει $A1>A2$, $B1>B2$, $\Gamma1>\Gamma2$, $A1>B1>\Gamma1$ και $A2>B2>\Gamma2$

Πίνακας 2.7 Ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι αποτίμησης κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Κτίρια
I	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, όπως: αγροτικά οικήματα και αγροτικές αποθήκες, υπόστεγα, στάβλοι, βουστάσια, χοιροστάσια, ορνιθοτροφεία, κλπ.
II	Συνήθη κτίρια, όπως: κατοικίες και γραφεία, βιομηχανικά - βιοτεχνικά κτίρια, ξενοδοχεία (τα οποία δεν περιλαμβάνουν χώρους συνεδρίων), ξενώνες, οικοτροφεία, χώροι εκθέσεων, χώροι εστίασεως και ψυχαγωγίας (ζαχαροπλαστεία, καφενεία, μπόουλινγκ, μπιλιάρδου, ηλεκτρονικών παιχνιδιών, εστιατόρια, μπαρ, κλπ), τράπεζες, ιατρεία, αγορές, υπεραγορές, εμπορικά κέντρα, καταστήματα, φαρμακεία, κουρεία, κομμωτήρια, ινστιτούτα γυμναστικής, βιβλιοθήκες, εργοστάσια, συνεργεία συντήρησης και επισκευής αυτοκινήτων, βαφεία, ξυλουργεία, εργαστήρια ερευνών, παρασκευαστήρια τροφίμων, καθαριστήρια, κέντρα μηχανογράφησης, αποθήκες, κτίρια στάθμευσης αυτοκινήτων, πρατήρια υγρών καυσίμων, ανεμογεννήτριες, γραφεία δημοσίων υπηρεσιών
	και τοπικής αυτοδιοίκησης που δεν εμπίπτουν στην κατηγορία IV, κλπ.
III	Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας, καθώς και κτίρια δημόσιων συναθροίσεων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου, όπως: αίθουσες αεροδρομίων, χώροι συνεδρίων, κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες, εκπαιδευτικά κτίρια, αίθουσες διδασκαλίας, φροντιστήρια, νηπιαγωγεία, χώροι συναυλιών, αίθουσες δικαστηρίων, ναοί, χώροι αθλητικών συγκεντρώσεων, θέατρα, κινηματογράφοι, κέντρα διασκέδασης, αίθουσες αναμονής επιβατών, ψυχιατρεία, ιδρύματα ατόμων με ειδικές ανάγκες, ιδρύματα χρονίως πασχόντων, οίκοι ευγηρίας, βρεφοκομεία, βρεφικοί σταθμοί, παιδικοί σταθμοί, παιδότοποι, αναμορφωτήρια, φυλακές, εγκαταστάσεις καθαρισμού νερού και αποβλήτων, κλπ.
IV	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως: κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, κλινικές, αγροτικά ιατρεία, υγειονομικοί σταθμοί, κέντρα υγείας, διυλιστήρια, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, πυροσβεστικοί και αστυνομικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών για την αντιμετώπιση έκτακτων αναγκών από σεισμό. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας, όπως: μουσεία, αποθήκες μουσείων, κλπ.

Πίνακας 2.8 Κατηγορίες σπουδαιότητας κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ

Για την κατασκευή η οποία μελετάται στην παρούσα εργασία, ο ελάχιστος στόχος αποτίμησης είναι ο Γ1. Αυτό σημαίνει ότι για σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια, η κατασκευή δεν θα πρέπει να υπερβαίνει την στάθμη “Οιονεί Καταρρευση” όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα;

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη επιτελεσματικότητας φέροντος οργανισμού		
	«Περιορισμένες βλάβες»	«Σημαντικές βλάβες»	«Οιονεί Κατάρρευση»
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Πίνακας 2.9 Στόχος αποτίμησης

Κεφάλαιο 3. Περιγραφή της υπό μελέτη κατασκευής και μοντελοποίηση της.

3.1 Περιγραφή του φορέα

Το κτήριο που μελετάται στεγάζει το υποκατάστημα Τράπεζας στην Ελευσίνα. Κατασκευάστηκε το 1982 και σύμφωνα με την εγκεκριμένη άδεια ακολουθήθηκαν οι διατάξεις του Κανονισμού Οπλισμένου Σκυροδέματος σύμφωνα με το Β.Δ 18.2.1954 και ο Αντισεισμικός Κανονισμός Οικοδομικών Έργων του 1959. Σύμφωνα με τους τότε κανονισμούς έχει σχεδιαστεί με συντελεστή σεισμικής επιβάρυνσης $\epsilon=0.08$, έχοντας θεωρήσει σεισμική επικινδυνότητα II και κατηγορία εδάφους β.



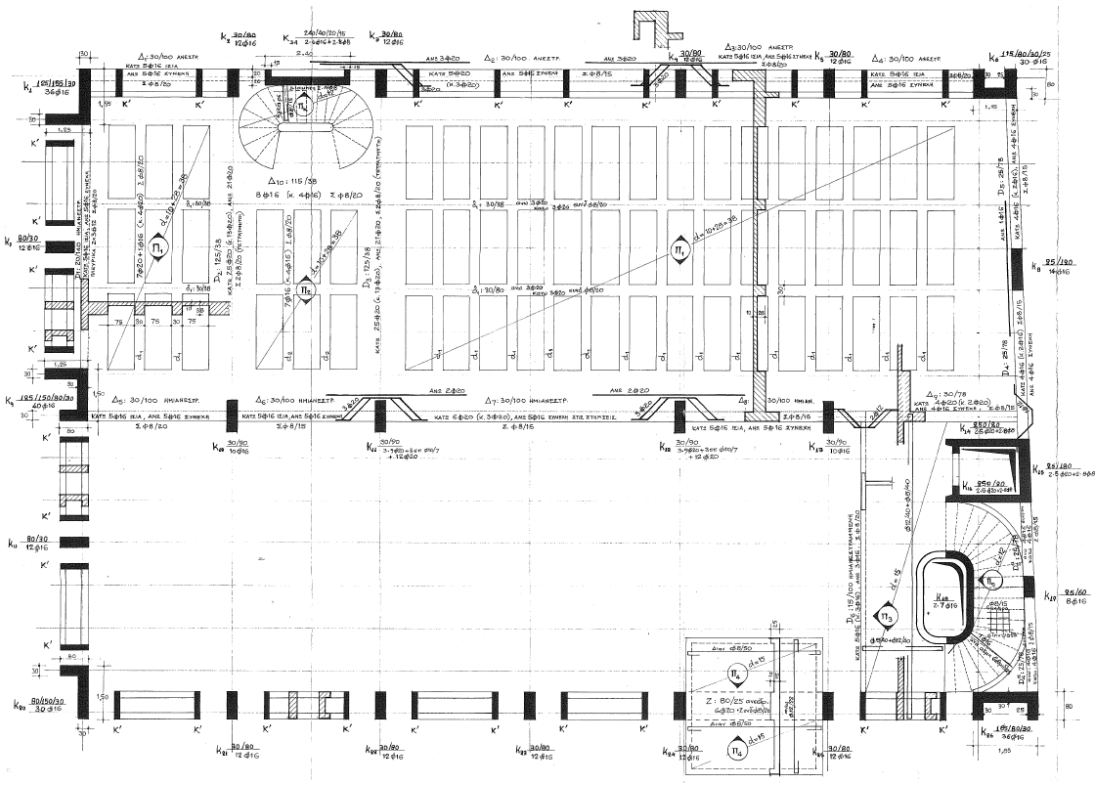
Εικόνα 3.1 Ανατολική όψη



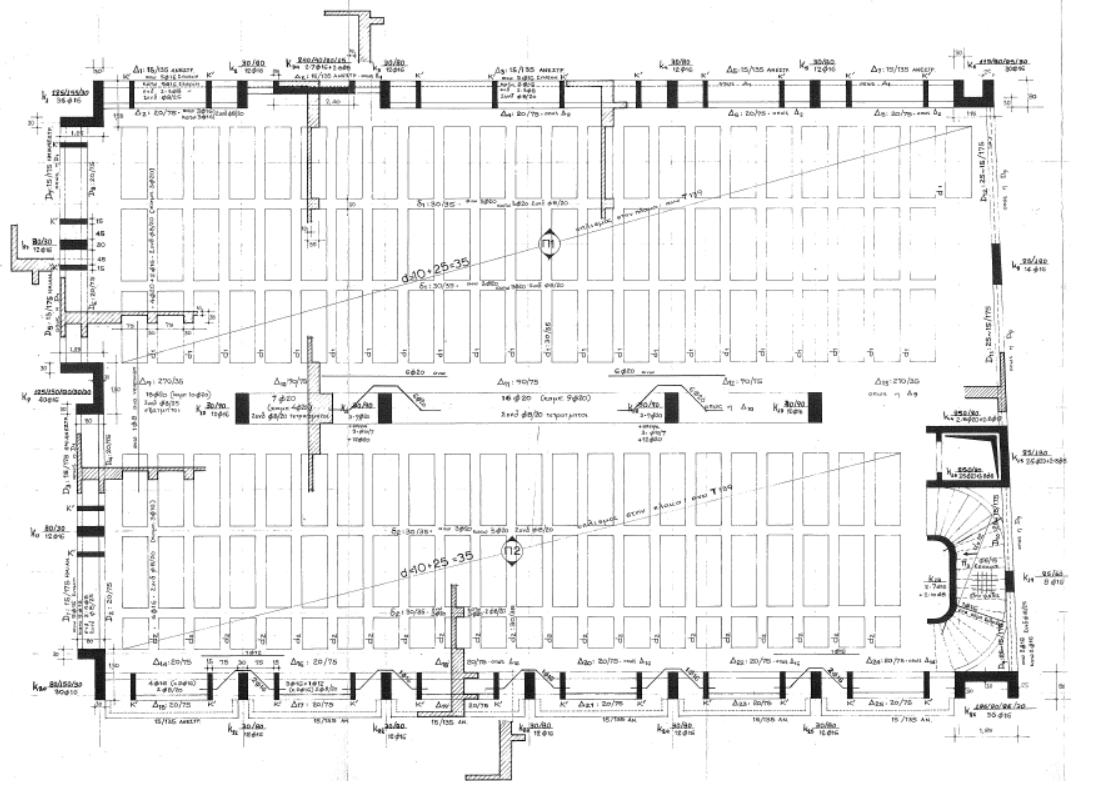
Εικόνα 3.2 Νότια όψη

Η κατασκευή αποτελείται από υπόγειο και δύο στάθμες υπέρ του ισογείου, με δοκιδωτές πλάκες υπολογισμένες στη μία διεύθυνση. Στην πρώτη στάθμη, στα 4 μέτρα, υπάρχει μεσώροφος ο οποίος καλύπτει την μισή επιφάνεια του κτηρίου σε κάτοψη, στην δυτική πλευρά του κτηρίου. Στην δεύτερη στάθμη, στα 7.4 μέτρα, υπάρχει η οροφή του κτηρίου που διαμορφώνεται ως δώμα. Η κάτοψή του έχει εμβαδόν 389 τ.μ και ο μεσώροφος 237 τ.μ. Το κτήριο έχει τοιχία στις περιοχές που υπάρχουν κλιμακοστάσια και στον πυρήνα εντός του οποίου βρίσκεται ο ανελκυστήρας του κτηρίου.

Στο κτήριο συνυπάρχουν κατακόρυφα στοιχεία διαφορετικών διαστάσεων και διατομών. Πρώτον, υπάρχουν πέντε μεγάλα περιμετρικά υποστυλώματα σύνθετης διατομής, Γ και Π. Δεύτερον, υπάρχουν υποστυλώματα ορθογωνικής διατομής 80x30 περιμετρικά και κεντρικά 90x30 στην ευθεία που τελειώνει ο μεσώροφος. Στην βόρεια πλευρά του κτηρίου υπάρχουν δύο υποστυλώματα διατομών 25x120 και 60x25. Ταυτόχρονα, στις τρεις πλευρές του κτηρίου υπάρχουν ορθογωνικά υποστυλώματα διατομής 80x15 με την ονομασία Κ'.



Εικόνα 3.3 Ευλότυπος μεσωρόφου



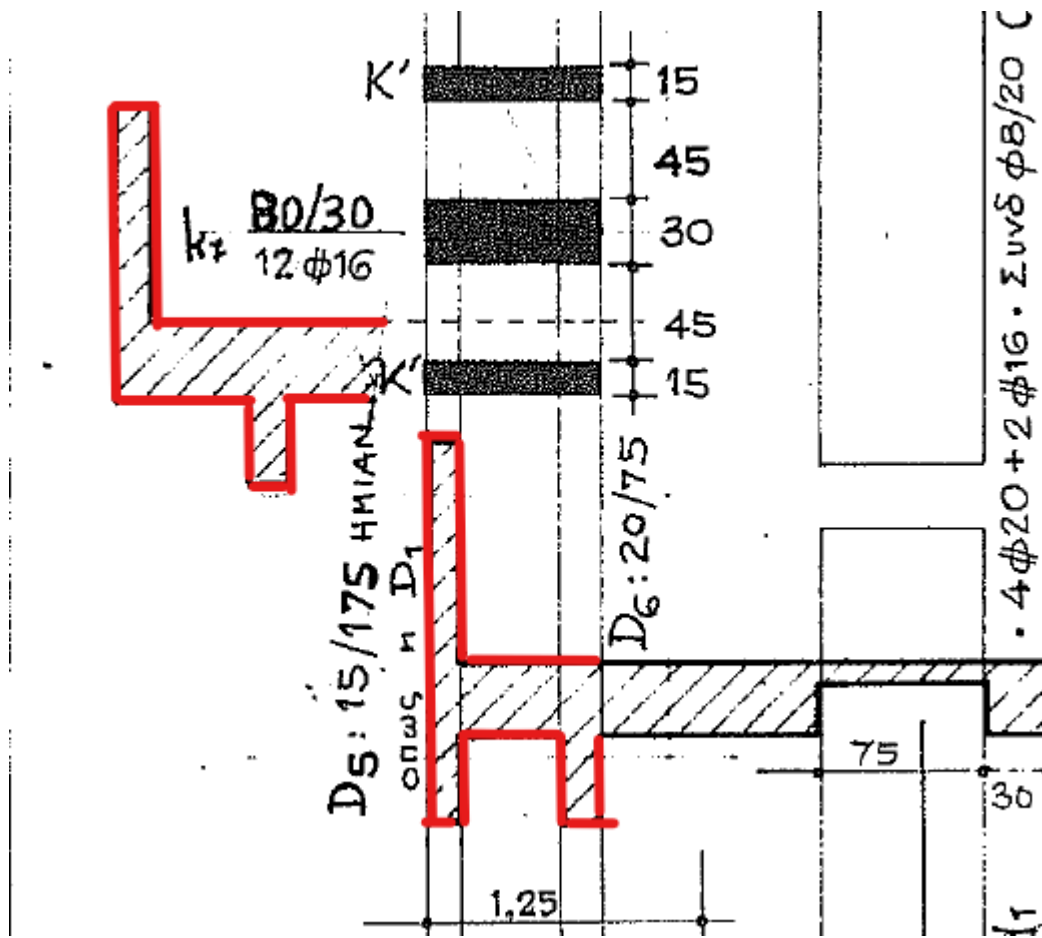
Εικόνα 3.4 Ευλότυπος οροφής ισογείου

Τα υποστυλώματα Κ' σύμφωνα με τους στατικούς υπολογισμούς της οικοδομικής άδειας του κτηρίου, δεν έχουν σχεδιαστεί για την ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων. Δεν κατεβαίνουν μέχρι την στάθμη της θεμελίωσης αλλά εδράζονται στο περιμετρικό τοίχιο του υπογείου. Επίσης, ενώ ο κάτω διαμήκης οπλισμός των δοκών ενώ “σπάει” προς τα πάνω στους κόμβους, με τα υποστυλώματα Κ, όπως συνηθιζόταν σε κτήρια εκείνης της εποχής, δεν κάνει το ίδιο στους κόμβους με τα υποστυλώματα Κ' άρα δεν προβλέπεται να αναλάβουν αυτοί οι κόμβοι αρνητικές ροπές. Τέλος, δεν προβλέπεται πύκνωση των συνδετήρων τους στην βάση και την κεφαλή τους, σε καμία στάθμη του κτηρίου. Παρόλα αυτά έχουν ποσοστό διαμήκους οπλισμού περίπου ίσο με τα υπόλοιπα υποστυλώματα.

Στην αρχική στατική μελέτη του κτηρίου, δεν έχουν συμπεριληφθεί για την ανάληψη κατακόρυφων φορτίων (πολύ δε περισσότερο σεισμικών), ούτε η παρουσία τους επηρεάζει το σχεδιασμό των δοκών (δεν θεωρούνται «στηρίξεις» για τις δοκούς»

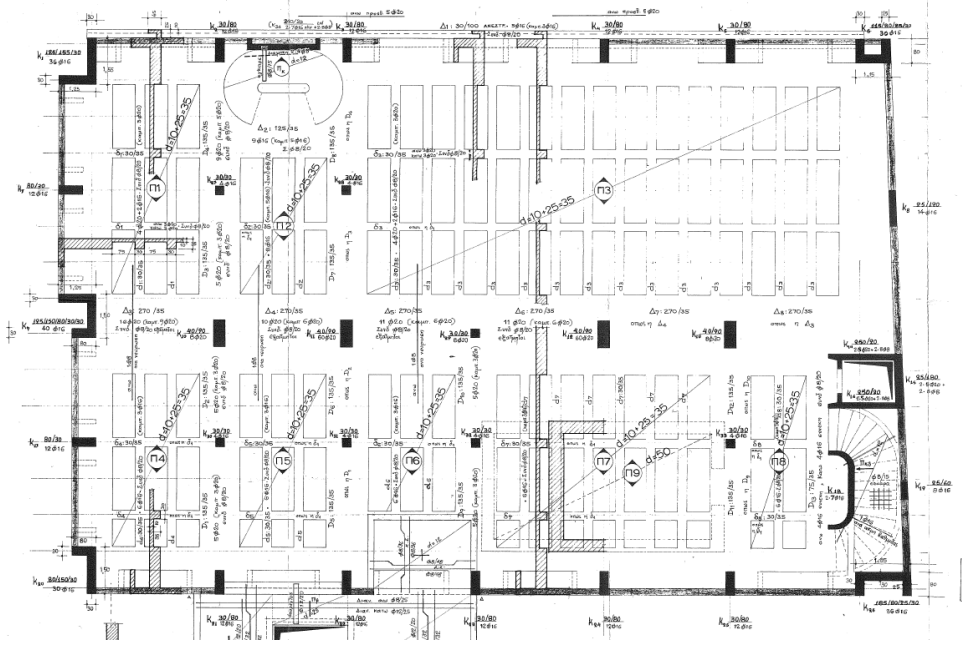
Με βάση τα αυτά τα στοιχεία, έγινε διερεύνηση για το ποια είναι η συνεισφορά τους στην απόκριση της κατασκευής.

Οι δοκοί του κτηρίου επίσης δεν έχουν ομοιογένεια ως προς την μορφή τους. Έχουν γενικώς μικρό πάχος και συνδυαστικά με τις κατασκευαστικές προεξοχές και το συμπαγές πάχος της πλάκας διαμορφώνουν σε πολλά σημεία διατομές σχήματος Π ή και άλλων σύνθετων σχημάτων. Επίσης, οι κατασκευαστικές προεξοχές σε πολλές περιπτώσεις δεν επεκτείνονται σε όλο το άνοιγμα μεταξύ των βασικών υποστυλωμάτων του κτηρίου, αλλά συνδέουν τα υποστυλώματα Κ' τα οποία είναι τοποθετημένα ανά ζεύγη ανάμεσα στα βασικά υποστυλώματα Κ. Έτσι, μεταξύ των βασικών υποστυλωμάτων του κτηρίου, παρουσιάζονται οριζόντια στοιχεία με μεταβαλλόμενη ροπή αδρανείας και άρα δυσκαμψία. Ενδεικτικά, παρουσιάζεται στην παρακάτω Εικόνα η λεπτομέρεια από τον ξυλότυπο.

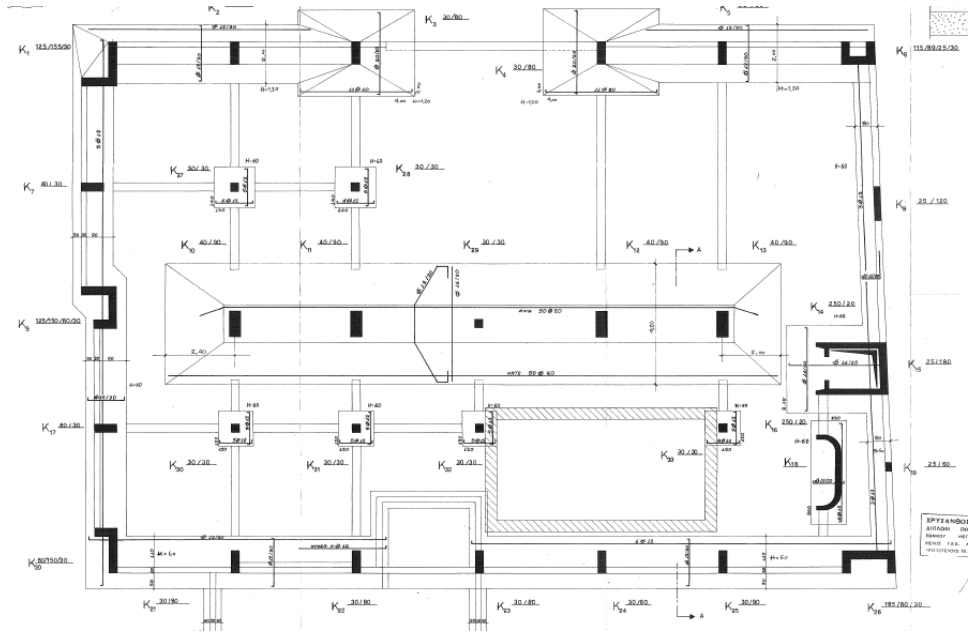


Εικόνα 3.5 Λεπτομέρεια ξυλότυπου

Στο υπόγειο του κτηρίου υπάρχει περιμετρικό τοιχίο ενώ όλα τα κύρια υποστυλώματα θεμελιώνονται σε πεδילוδοκούς, όπως φαίνεται στον ξυλότυπο του υπογείου και της θεμελίωσης.



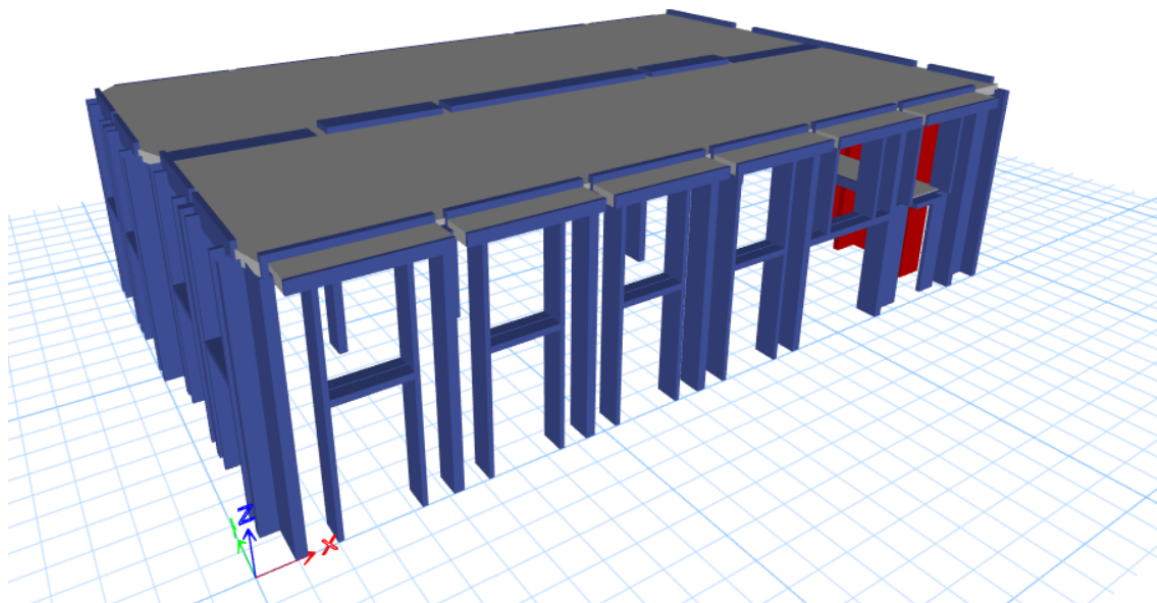
Εικόνα 3.6 Ξυλότυπος υπογείου



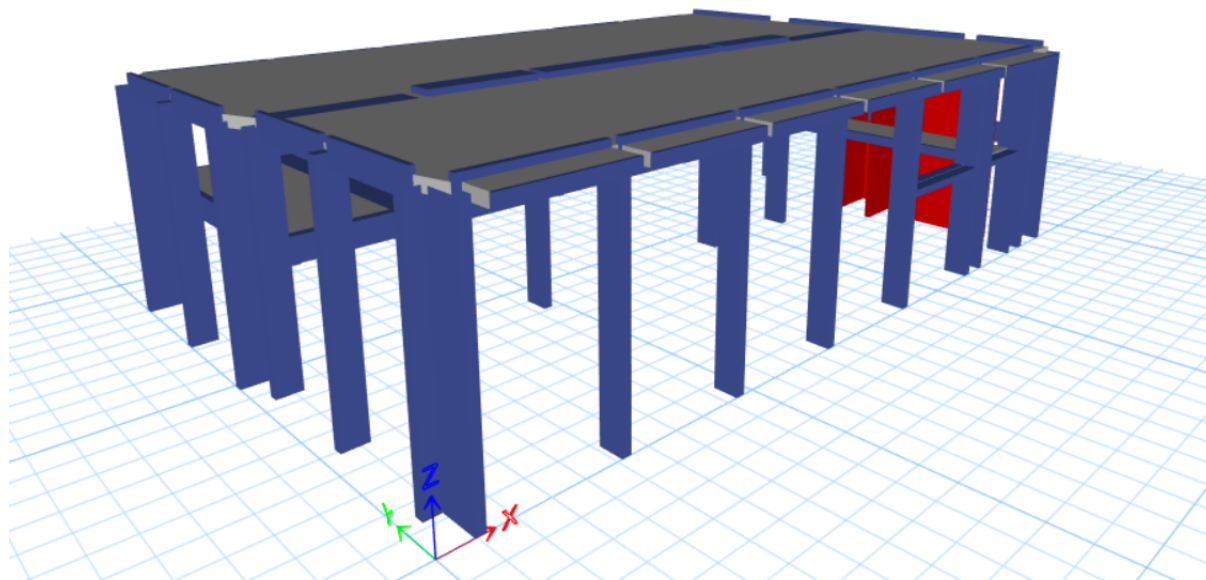
Εικόνα 3.7 Ξυλότυπος θεμελίωσης

3.2 Προσομοίωση του φορέα

Με χρήση του προγράμματος Etabs 19.2, δημιουργήθηκαν δύο τρισδιάστατα μοντέλα με γραμμικά και επιφανειακά στοιχεία, ουτως ώστε να γίνει ανάλυση και σύγκριση αυτών και να εκτιμηθεί η συνεισφορά των υποστυλωμάτων K' που αρχικά εκτιμήθηκε ότι θα έχουν δευτερεύοντα ρόλο. Αρχικά δημιουργήθηκε ένας κάρναβος με βάση τα αρχιτεκτονικά σχέδια και τους ξυλότυπους της αδείας, ο οποίος ακολουθήθηκε για την τοποθέτηση των μελών της κατασκευής. Ορίστηκαν τα δομικά υλικά, οι διατομές των δομικών στοιχείων, τα φορτία και τα διαφράγματα. Ορίστηκε ο νόμος που διέπει την ανελαστική συμπεριφορά των μελών με βάση τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ.



Εικόνα 3.8 Μοντέλο Α: Συμπεριλαμβάνονται τα υποστυλώματα K'



Εικόνα 3.9 Μοντέλο Β: Δεν συμπεριλαμβάνονται τα υποστυλώματα Κ'

Στα επόμενα κεφάλαια γίνεται η περιγραφή των βημάτων που ακολουθήθηκαν, κοινά για τα δύο μοντέλα, για την προσομοίωση της κατασκευής.

3.2.1 Υλικά κατασκευής

Για τις ιδιότητες των υλικών κατασκευής και για τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του φέροντα οργανισμού από οπλισμένο σκυρόδεμα θεωρείται Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων “Υψηλή” και λαμβάνονται οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας $\gamma_s=1,05$ για τον χάλυβα οπλισμού και $\gamma_c=1,15$ για το σκυρόδεμα. Προϋπόθεση για την θεώρηση της “Υψηλής” Σ.Α.Δ είναι ότι κατά την οριστική μελέτη αποτίμησης θα πραγματοποιηθούν έλεγχοι που θα συνδυάζουν έμμεσες μεθόδους και πυρηνοληψία σε επαρκή αριθμό θέσεων στα οριζόντια και κατακόρυφα μέλη του φέροντα οργανισμού. Οι συντελεστές αυτοί διαιρούν τις μέσες τιμές των αντοχών των υλικών που χρησιμοποιούνται όπως ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ για τις μεθόδους ανάλυσης που περιλαμβάνουν έλεγχο παραμορφώσεων.

Στο κτήριο έχει τοποθετηθεί χάλυβας τριών κατηγοριών StI, StIII και StIV. Στον πίνακα του παραρτήματος 7.2 του Νέου Κανονισμού Τεχνολογίας Χαλύβων Οπλισμού Σκυροδέματος (2008) παρουσιάζει τις χαρακτηριστικές ιδιότητες αυτών των κατηγοριών χαλύβων, οι οποίοι συμμορφώνονται τον Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος του 1954.

Πίνακας Π7-2: Κατηγορίες Χ.Ο.Σ. σύμφωνα με διατάξεις του ΦΕΚ 160Α - 1954

Κατηγορία	Μορφή επιφάνειας	Τρόπος παραγωγής	min f_y (MPa)	f_t (MPa)	min ϵ_{10} %
I	Λ	Θ.Ε.-Χ.	220	340-500	18
IIIα	Λ ή Ν	Θ.Ε.-Χ.	420 ($d \leq 18\text{mm}$) 400 ($d > 18\text{mm}$)	min 500	18
IIIβ	Ν	Ψ.Κ.	420 ($d \leq 18\text{mm}$) 400 ($d > 18\text{mm}$)	min 500	8
IVα	Λ ή Ν	Θ.Ε.-Χ.	500	-	16
IVβ	Ν	Ψ.Κ.	500	-	8

Σημείωση: Λ = Λείες ράβδοι, Ν = Ράβδοι με νευρώσεις,
Θ.Ε.-Χ. = Θερμή έλαση, Ψ.Κ. (Ψ.Κ.-Ο. ή Ψ.Κ.-Σ.) = Ψυχρή κατεργασία.

Πίνακας 3.1 Κατηγορίες Χαλύβων Οπλισμού Σκυροδέματος

Με βάση τον παραπάνω πίνακα και συνυπολογίζοντας τυπικές αποκλίσεις στις ονομαστικές τιμές των υλικών $s = 0,08; 0,10$, λαμβάνουμε την μέση τιμή του ορίου διαρροής. Η τιμή σχεδιασμού προκύπτει από διαίρεση με τον επιμέρους συντελεστή ασφαλείας για τον χάλυβα $\gamma_s = 1,05$.

Χάλυβας οπλισμού Stahl I: $f_{yd} = 232\text{MPa}$

Χάλυβας οπλισμού Stahl III: $f_{yd} = 435\text{MPa}$ για $d < 18\text{mm}$

$$f_{yd} = 414\text{MPa} \text{ για } d > 18\text{mm}$$

Χάλυβας οπλισμού Stahl IV: $f_{yd} = 517\text{MPa}$

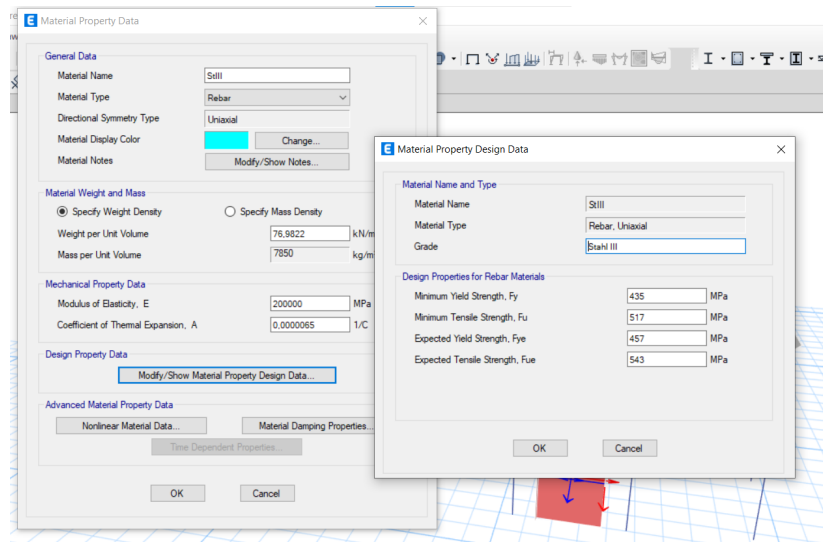
Τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά λαμβάνονται ίδια για όλες τις κατηγορίες

Μέτρο ελαστικότητας $E = 200\text{GPa}$

$$\text{Ειδικό βάρος } \gamma = 78,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Όριο θραύσης $f_{ud} = 517\text{MPa}$

Η εισαγωγή της ποιότητας του του χάλυβα στο πρόγραμμα γίνεται την εντολή Define>Material Properties>Add New Material και έπειτα ορίζονται οι αντοχές των υλικών όπως φαίνεται στην Εικόνα 3.10 .



Εικόνα 3.10 Εισαγωγή ποιότητας χάλυβα

Στο παράθυρο αυτό καλούμαστε να συμπληρώσουμε τις ελάχιστες (minimum) και τις αναμενόμενες (expected) τιμές της τάσης διαρροής και της εφελκυστικής αντοχής. Από το εγχειρίδιο χρήσης του προγράμματος με αναφορά στη FEMA 356, συνίσταται η χρήση ενεργής αντοχής για ελέγχους παραμορφώσεων. Η ελάχιστη αντοχή αντιπροσωπεύει το κατώτερο όριο της μη γραμμικής απόκρισης υλικού, το οποίο είναι καλύτερο για ελέγχους δυνάμεων. Οι αναμενόμενες τιμές τάσης χρησιμοποιούνται για την αυτόματη δημιουργία ιδιοτήτων πλαστικής άρθρωσης P-M2-M3 και P-M. Επομένως, οι τάσεις διαρροής του χάλυβα αντιμετωπίστηκαν και συμπληρώθηκαν με την μέση τιμή πλην μία τυπική απόκλιση (minimum) και ως η μέση τιμή (expected) αντίστοιχα, για να πετύχουμε μία καλύτερη αντιστοιχισή με τις μεθόδους που προτείνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. Η εφελκυστική αντοχή συμπληρώθηκε ως 517 MPa και 543 MPa (αυθαίρετα 517 MPa x γs) για ελάχιστη και αναμενόμενη τιμή καθώς δεν είναι κρίσιμη για την μεθοδολογία της ανάλυσης που θα ακολουθήσουμε. Άλλωστε, όπως θα δούμε παρακάτω, θα ορίσουμε πλήρως το νόμο που συνδέει την δύναμη που δέχεται κάθε στοιχείο με την παραμόρφωση του, αφού υπερβεί το όριο διαρροής.

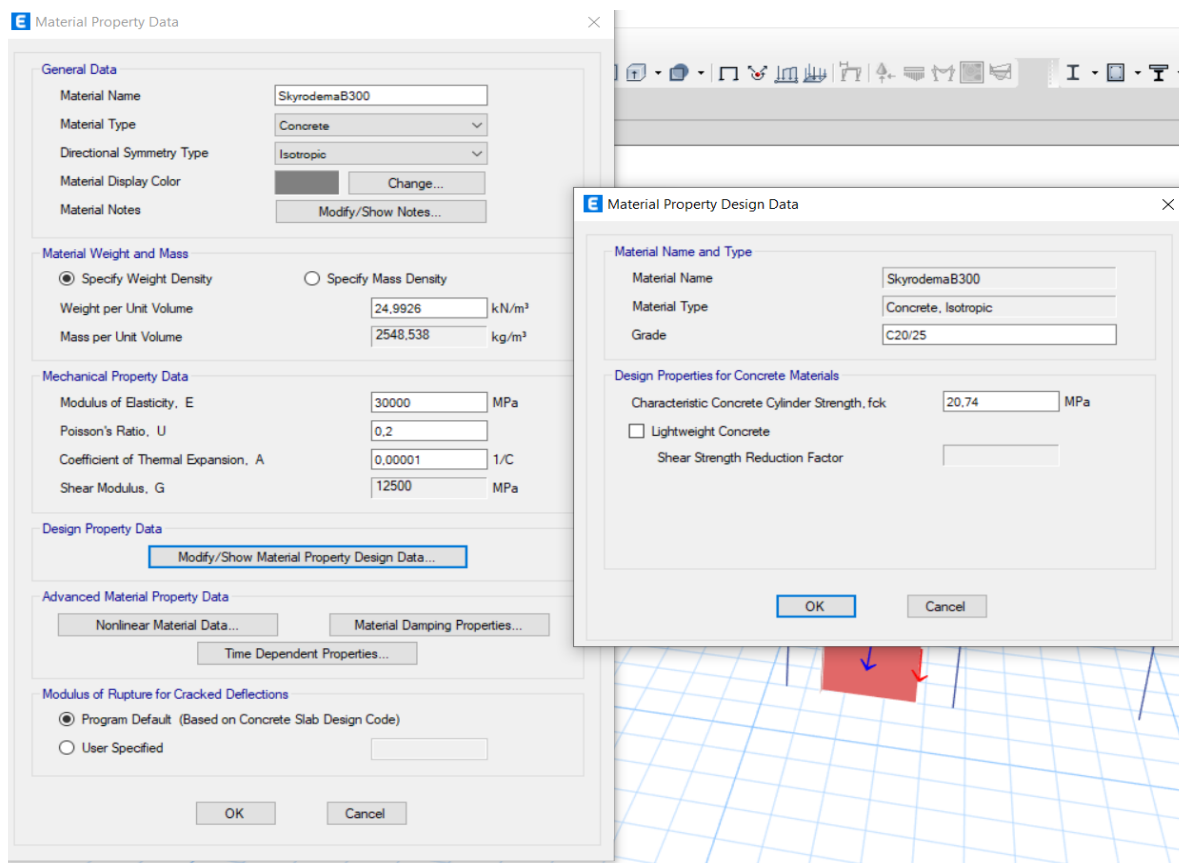
Η κατηγορία σκυροδέματος που έχει χρησιμοποιηθεί στην κατασκευή είναι B300 που αντιστοιχεί στο σημερινό C20/25 με μέση τιμή $f_{cm} = 28MPa$ και μέτρο ελαστικότητας $E = 30GPa$, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2. Η τιμή της θλιπτικής αντοχής που λαμβάνεται για τον σχεδιασμό είναι $f_{cd} = 24,34MPa$

Πίνακας 1.2 Χαρακτηριστικά αντοχής και παραμόρφωσης σκυροδέματος (Πίνακας 3.1, EC2)

Αντοχή	Αναλυτική Εξήγηση													σέση/		
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90		
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105		
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)	
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(7/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + (f_{cm}/10)) > C50/60$	
$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0.05} = 0,7 f_{ctm}$	
$f_{ctk,0.95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0.95} = 1,3 f_{ctm}$	
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22(f_{cm}/10)^{0.3}$ (f_{cm} σε MPa)	
ϵ_{c2} (‰)	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	βλ. Σχήμα 1.1 Για $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{c2}(\%) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$	
ϵ_{cu2} (‰)	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	βλ. Σχήμα 1.1 Για $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu2}(\%) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$	
n	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	για $f_{ck} \geq 50$ MPa $n = 1,4 + 23,4(90 - f_{ck})/100^4$	
ϵ_{c3} (‰)	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	βλ. Σχήμα 1.2 για $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{c3}(\%) = 1,75 + 0,55 [(f_{ck} - 50)/40]$	
ϵ_{cu3} (‰)	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	βλ. Σχήμα 1.2 για $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu3}(\%) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$	

Πίνακας 3.2 Χαρακτηριστικά αντοχής και παραμόρφωσης σκυροδέματος

Στην Εικόνα 3.10, φαίνεται πως ορίζεται η κατηγορία σκυροδέματος στο πρόγραμμα.



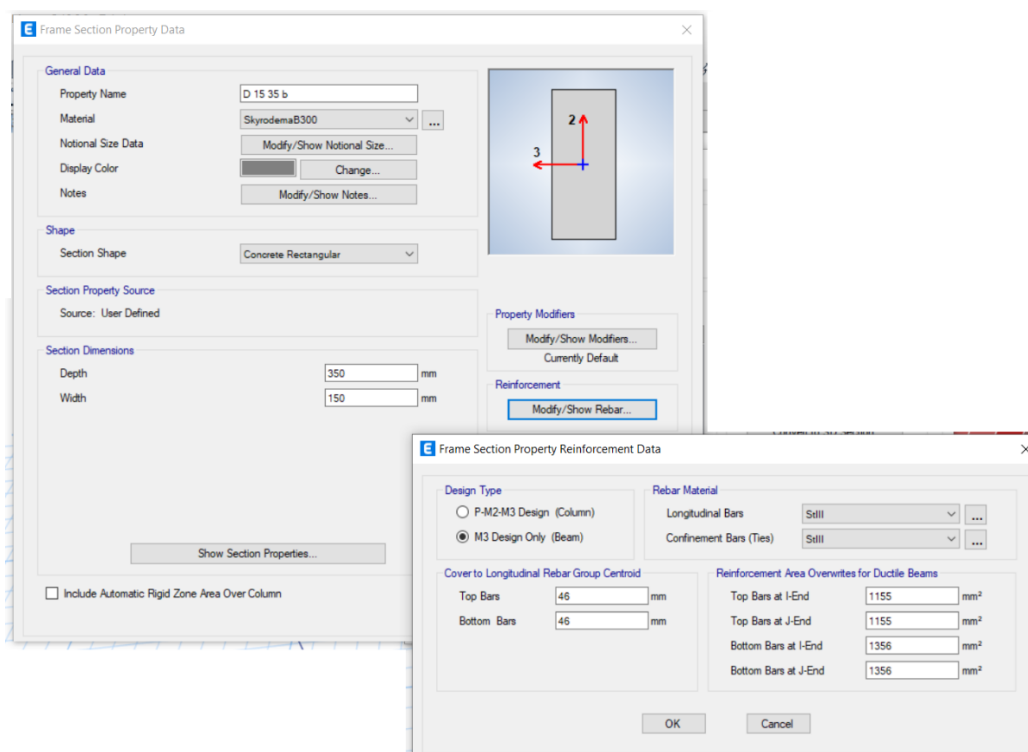
3.10 Ορισμός κατηγορίας σκυροδέματος

3.2.2 Γραμμικά στοιχεία

Τα υποστυλώματα και οι δοκοί του φορέα προσομοιώνονται με γραμμικά στοιχεία πλαισίου (frame objects) έξι βαθμών ελευθερίας.

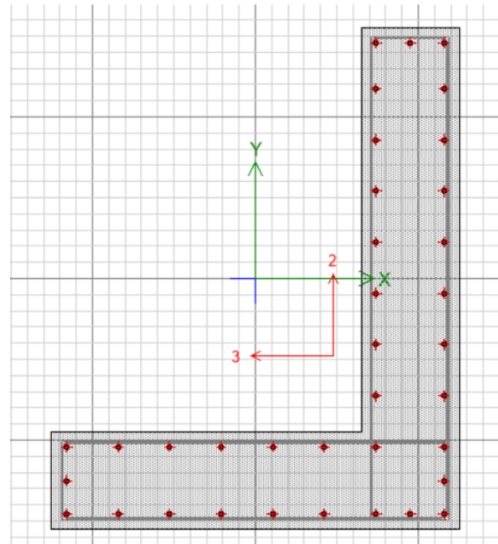
Για τις δοκούς έγινε χρήση ορθογωνικών διατομών με αφαίρεση των τμημάτων τα οποία έχουν το ρόλο στηθαίου και συνυπολογισμό αυτών των τμημάτων στα ίδια βάρη της κατασκευής. Ορίστηκε ο οπλισμός στα άκρα τους συνυπολογίζοντας και τον άνω οπλισμό που είναι τοποθετημένος στο συμπαγές τμήμα της δοκιδωτής πλάκας, το οποίο θεωρήθηκε ότι είναι το συνεργαζόμενο. Ο ορισμός των διατομών των δοκών γίνεται με την εντολή Define>Frame Properties>Add New Property. Στο παράθυρο που αναδύεται επιλέγεται η ορθογωνική διατομή οπλισμένου σκυροδέματος. Επιλέγοντας την εντολή Modify/Show Rebar κάνουμε επιλογή του πεδίου M3 Design Only (Beam) για να ορίσουμε ότι η διατομή που σχεδιάζουμε πρόκειται για δοκός και ότι σχεδιάζεται για ροπές M3 δηλαδή ροπές κάμψης από κατακόρυφα φορτία.

Ενδεικτικά παρουσιάζουμε τον ορισμό της διατομής της δοκού Δ3 της οροφής ισογείου.



Εικόνα 3.11 Ορισμός διατομής δοκού Δ3

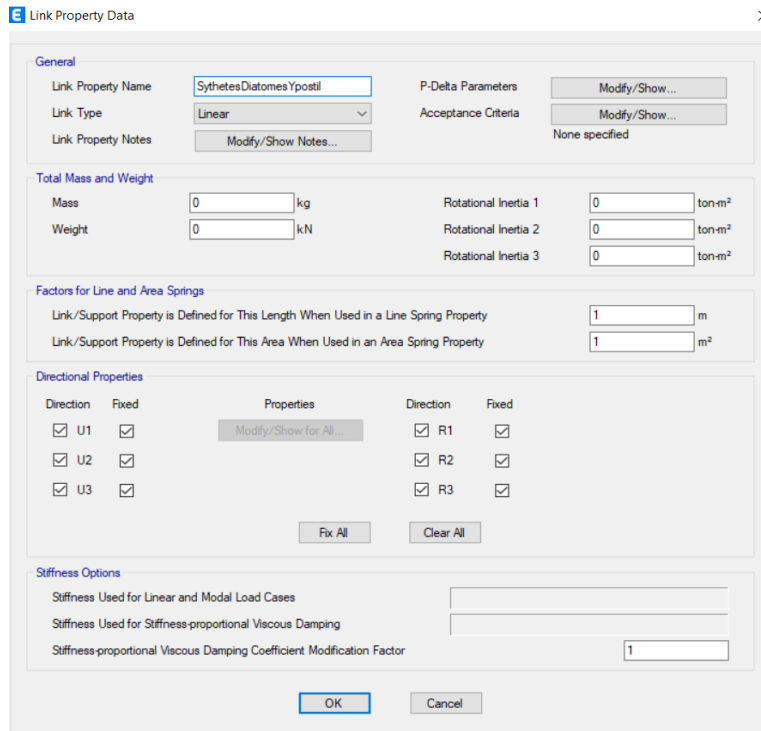
Για τα υποστυλώματα έγινε χρήση των ορθογωνικών διατομών και των διατομών σύνθετου σχήματος. Για τις ορθογωνικές διατομές υποστυλωμάτων ακολουθήθηκαν τα ίδια βήματα όπως και στις δοκούς με την διαφορά ότι επιλέχθηκε το πεδίο P-M2-M3 (Columns). Για τις διατομές σχήματος Γ και Π, έγινε χρήση του Dection Designer. Ενδεικτικά φαίνεται η διατομή που σχεδιάστηκε για το γωνιακό υποστύλωμα K1.



Εικόνα 3.12. Διατομή γωνιακού υποστυλώματος K1

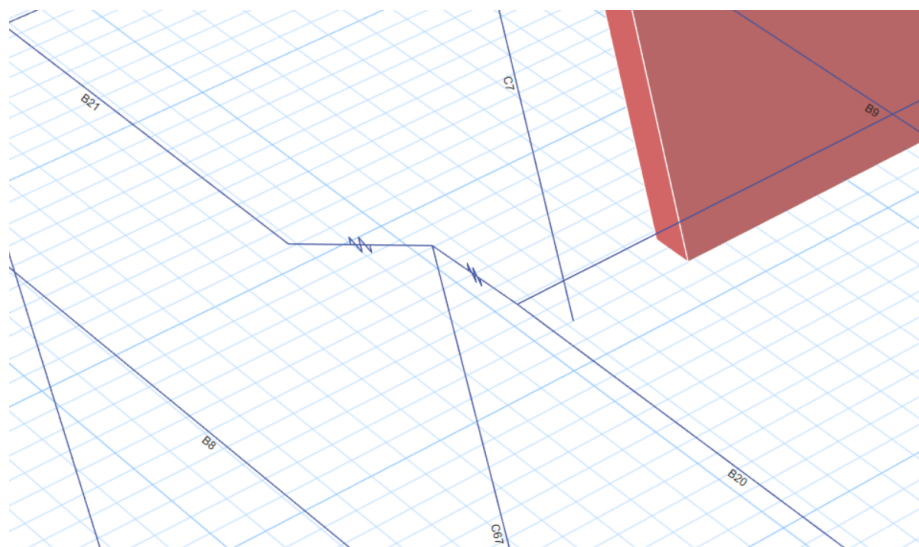
3.3.3 Έκκεντρες συνδέσεις υποστυλωμάτων-δοκών

Τα μεγάλα υποστυλώματα σύνθετης διατομής στηρίζουν τις δοκούς στα πέλματά τους και όχι στο κέντρο βάρους τους. Για να διασφαλιστεί η μεταφορά των φορτίων από τις δοκούς στα υποστυλώματα καθώς και ίσες μετακινήσεις στα άκρα των μελών που συνδέονται με τον ίδιο κόμβο, εισήχθησαν στο μοντέλο άκαμπτοι σύνδεσμοι σε αυτά τα σημεία μέσω της εντολής Define>Section Properties> Link/Support Properties. Για να έχουμε έναν άκαμπτο σύνδεσμο πρέπει να επιλέξουμε όλα τα πεδία στην ενότητα Directional Properties όπως φαίνεται στην Εικόνα.



Εικόνα 3.13 Εισαγωγή άκαμπτων συνδέσμων

Μολις οριστεί ο σύνδεσμος, εφαρμόζεται με την εντολή Assign, συνδέοντας τα άκρα των δοκών με το κέντρο βάρους του υποστυλώματος. Ενδεικτικά στην εικόνα φαίνονται οι δύο σύνδεσμοι που τοποθετήθηκαν στο υποστυλώμα K9 στην στάθμη της οροφής ισογείου για τη συνδεσή του με τις δοκούς Δ9, D3, και D5.

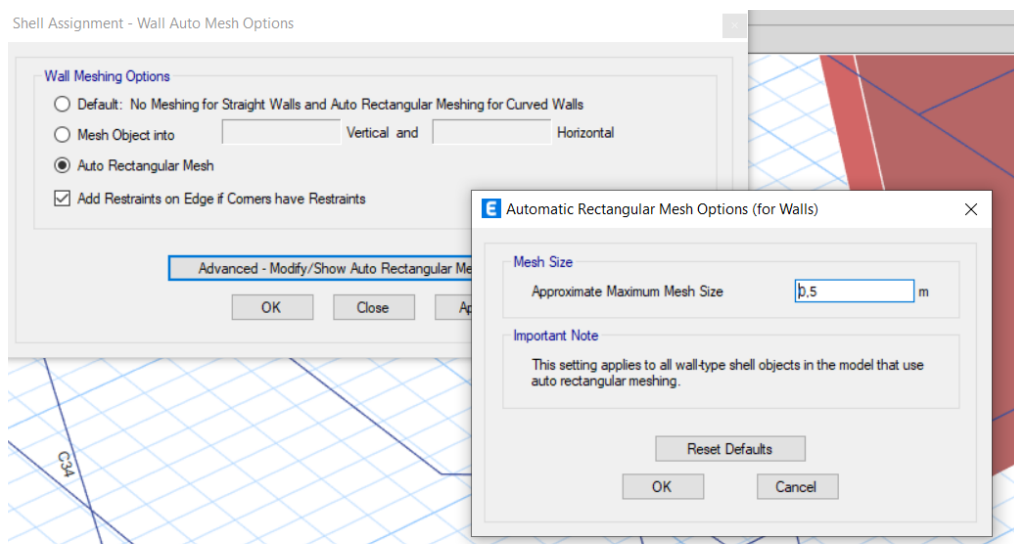


Εικόνα 3.14 Σύνδεσμοι υποστυλώματος K9 στην στάθμη οροφής ισογείου

3.3.4 Επιφανειακά στοιχεία

Τα τοιχεία και οι πλάκες ορίζονται ως επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία μέσω της εντολής Define>Section Properties>Wall Sections/Slab Sections αντίστοιχα και ορίζεται το υλικό και το πάχος τους.

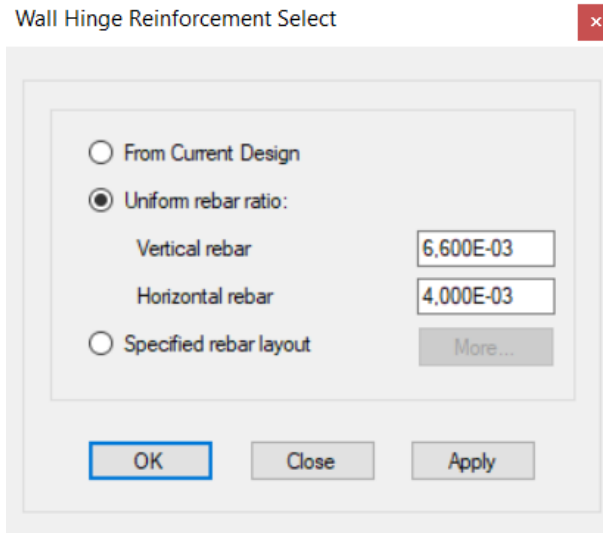
Στα τοιχεία, αφού οριστεί η διατομή και σχεδιαστεί πάνω στον κάναβο με την εντολή Draw, ορίζονται και τοποθετούνται Pier Labels ούτως ώστε να μπορούν να αναλαμβάνουν ροπές εντός επιπέδου. Έπειτα διακριτοποιούνται κατάλληλα για να γίνεται καλύτερη κατανομή των τάσεων από το πρόγραμμα μέσω των εντολών Assign>Shell>Wall Auto Mesh Options. Επιλέχθηκε το Auto Rectangular Mesh για την αυτόματη διακριτοποίηση σε ορθογωνικά στοιχεία μέγιστου μεγέθους 0,5 μ.



Εικόνα 3.15 Διακριτοποίηση στοιχείου Shear Wall

3.3.4. Αυτόματη ορθογωνική διακριτοποίηση στοιχείων τοιχωμάτων

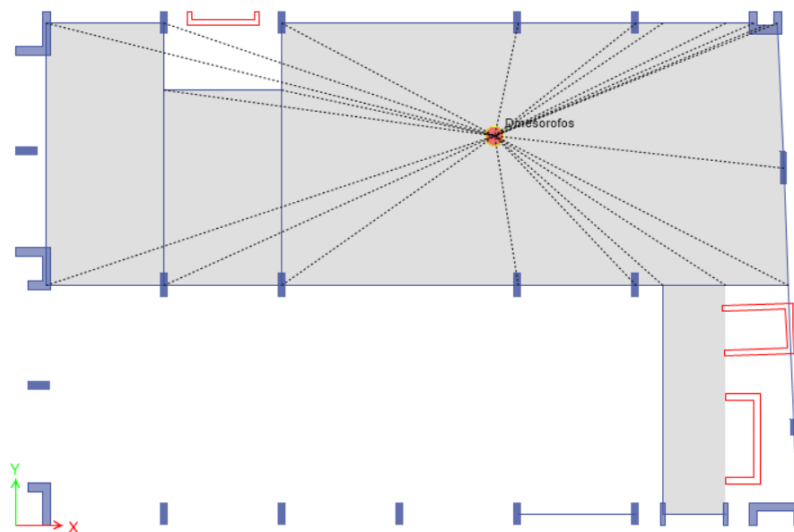
Ο οπλισμός των τοιχείων εφαρμόζεται απλοποιητικά ως ένα ομοιόμορφο ποσοστό με την εντολή Assign>Shells> Reinforcement For Wall Hinge και αυτός είναι ο οπλισμός ο οποίος χρησιμοποιείται για να καθοριστεί αυτόματα από το πρόγραμμα ο νόμος που διέπει την ανελαστική συμπεριφορά των τοιχείων.



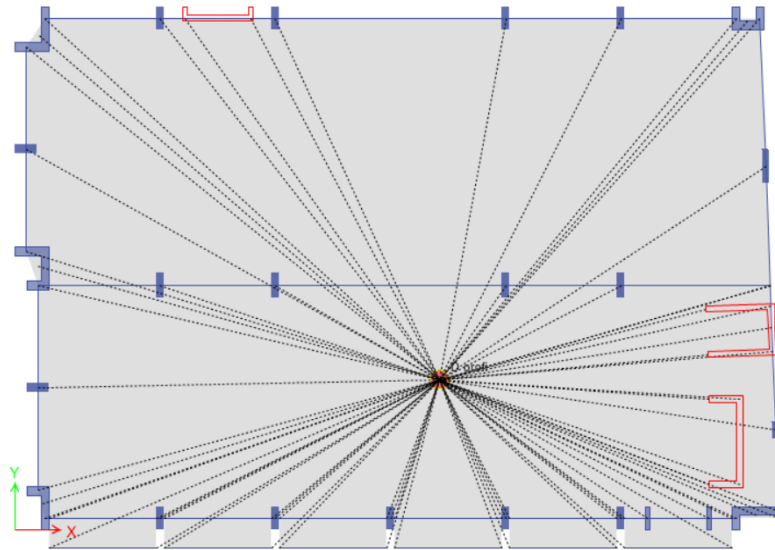
Εικόνα 3.16 Ομοιόμορφος οπλισμός τοιχωμάτων

3.3.5 Διαφράγματα

Οι πλάκες ενώ είναι δοκιδωτές, προσομοιώνονται ως συμπαγείς αφού η συμπεριφορά τους ως τέτοιες δεν μελετήθηκε στην παρούσα εργασία. Το πάχος της διατομής ορίζεται ίσο με το συμπαγές πάχος της δοκιδωτής πλάκας και εφαρμόζεται με φορά προς τα πάνω ένα επιφανειακό φορτίο ίσο με βάρος του σκυροδέματος που θεωρητικά θα χωρούσε μέσα στα κενά της πλάκας. Αφού σχεδιαστούν οι πλάκες, ορίζονται τα διαφράγματά τους.



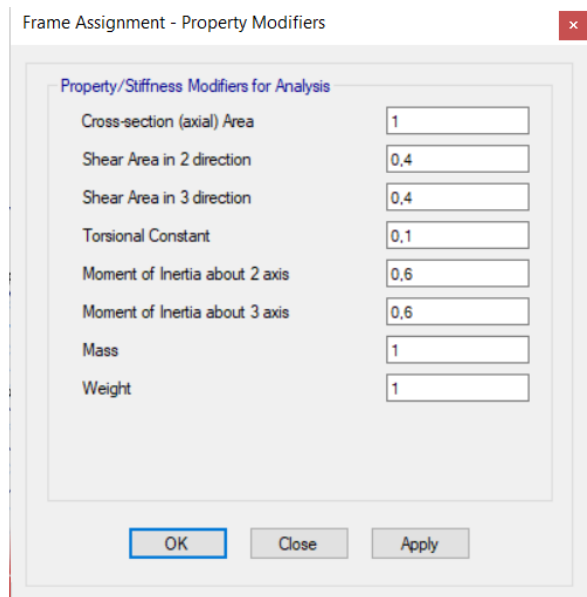
Εικόνα 3.17 Διάφραγμα μεσωρόφου



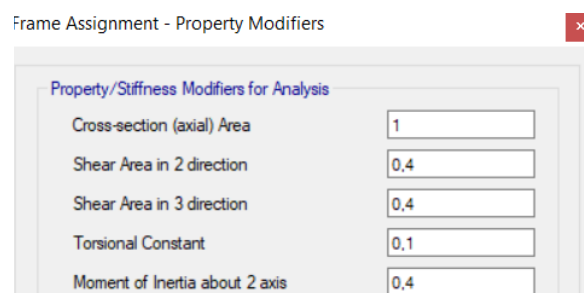
3.18 Διάφραγμα οροφής ισογείου

3.3.6 Δυσκαμψίες Μελών

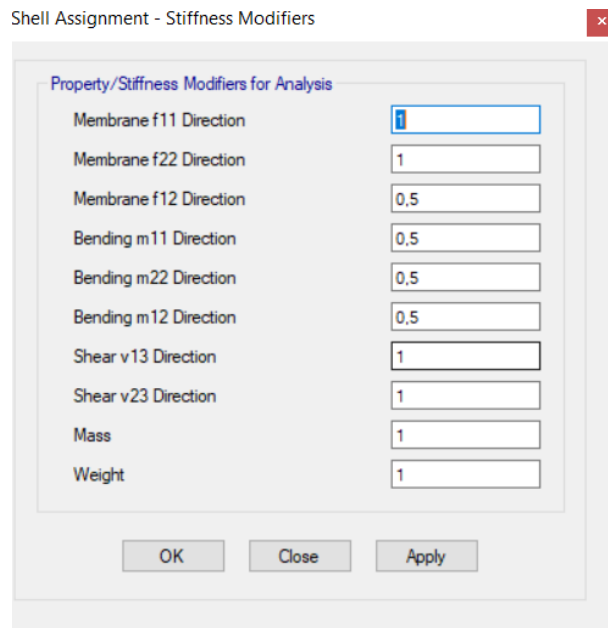
Σύμφωνα με το Κεφάλαιο 2, οι δυσκαμψίες των υποστλωμάτων, των δοκών και των τοιχωμάτων πρέπει να απομειωθούν. Αυτό γίνεται με την εντολή Assign>Frame>Property Modifiers για τα γραμμικά στοιχεία και με την εντολή Assign>Shell>Stiffness Modifiers για τα επιφανειακά στοιχεία, όπως φαίνεται στις εικόνες παρακάτω:



Εικόνα 3.19 Απομείωση δυσκαμψίας υποστλωμάτων



Εικόνα 3.20 Απομείωση δυσκαμψίας δοκών



Εικόνα 3.21 Απομείωση δυσκαμψίας τοιχωμάτων

3.3.7 Στηρίξεις

Τα κατακορυφα μέλη, υποστυλώματα και τοιχώματα θεωρήθηκαν πλήρως πακτωμένα στην στάθμη του εδάφους. Αυτό πραγματοποιείται μέσω της εντολής: Assign → Joint → Restraints αφού πρώτα επιλέχθηκαν όλοι οι κόμβοι στη στάθμη της θεμελίωσης.

3.3.8 Κατακόρυφα φορτία

Το ίδιο βάρος της κατασκευής υπολογίζεται από το ειδικό βάρος του οπλισμένου σκυροδέματος που είναι $\gamma_{\text{σκυρ}} = 25 \frac{kN}{m^3}$

Με βάση τη χρήση του κτηρίου ως τράπεζα, κατατάσσεται στην κατηγορία σπουδαιότητας II και έτσι επιβάλλουμε τα εξής κινητά φορτία:

-Πλάκες: $2 \frac{kN}{m^2}$

-Κλίμακες: $3, 5 \frac{kN}{m^2}$

-Προβόλοι: $5 \frac{kN}{m^2}$

Τα πρόσθετα μόνιμα φορτία που επιβάλλονται με βάση την μελέτη του κτηρίου και των στοιχείων εκείνων που δεν προσομοιώνονται στο μοντέλο και αντικαθίστανται από το ίδιο βάρος τους είναι:

-Επικαλύψεις δαπέδων: $2,5 \frac{kN}{m^2}$

-Περιμετρικοί τοίχοι:

Μπατική τοιχοποιία $3,5 \frac{kN}{m^2}$

-Στηθαία και κατασκευαστικές προεξοχές δοκών από σκυρόδεμα:

Τα οπλισμένα στηθαία από σκυρόδεμα προσομοιώθηκαν και αντικαταστάθηκαν με γραμμικά κατανεμημένο φορτίο ίσο με $3,75 \frac{kN}{m}$ για την ταράτσα όπου το στηθαίο έχει ύψος 1m και πάχος 15εκ. Στον μεσώροφο τα στηθαία και οι κατασκευαστικές προεξοχές έχουν πάχη και ύψη που ποικίλουν οπότε έχουμε $1,65 \frac{kN}{m}$, $3,1 \frac{kN}{m}$ και $4,875 \frac{kN}{m}$ στις αντίστοιχες δοκούς που τα υποστηρίζουν.

-Πλάκα ως πρόστεγο στην είσοδο

$11,625 \frac{kN}{m}$ στην δοκό Z

-Κενα στις πλάκες:

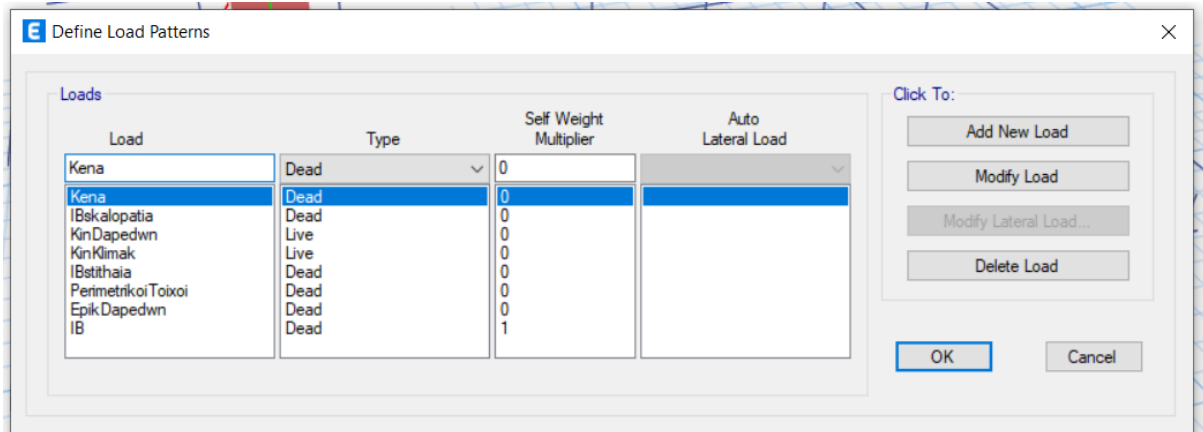
Τα κενά στις πλάκες είναι $2,10 * 0,75m$ και τα μικρά δεν έχει σημασία γιατί έβαλα αντίστροφα το ίδιο φορτίο. — $2,82 \frac{kN}{m^2}$. Αυτό για όλες τις δοκιδωτές πλάκες

-Ίδιο βάρος σκαλοπατιών:

$2,5 \frac{kN}{m^2}$ για τη βόρεια σκάλα

$2 \frac{kN}{m^2}$ στην ανατολική σκάλα

Όλα τα παραπάνω φορτία εισάγονται ως ξεχωριστά Load Patterns μέσω της εντολής Define>Load Patterns>Add New Load. Κάθε φορτίο επιβάλλεται στο αντίστοιχο στοιχείο της κατασκευής ως επιφανειακά ή γραμμικά κατανεμημένο φορτίο. Για το ίδιο βάρος της κατασκευής εισάγεται ένα Load Pattern και για αυτό ορίζεται συντελεστής Self Weight Multiplier ίσος με 1 και για όλα τα άλλα φορτία ίσος με 0, όπως φαίνεται στην Εικόνα.



Εικόνα 3.22 Εισαγωγή φορτίων (Load Patterns)

3.3.9 Σεισμικά φορτία

Το σεισμικό φορτίο υπολογίζεται με βάση το ελαστικό φάσμα του ΕΚ-8 και λαμβάνονται:

- Σπουδαιότητα κατασκευής II, $\gamma_I=1$
- Κατηγορία εδάφους B, $S=1.2$
- Σεισμική ζώνη II, $a_{gr}=0.24 g$
- $T_B=0,15 sec$
- $T_c=0,5 sec$
- $T_d=2,5 sec$
- $\zeta=5\%$

Το σεισμικό φορτίο δεν συνδυάζεται με άλλη τυχνηματική δράση.

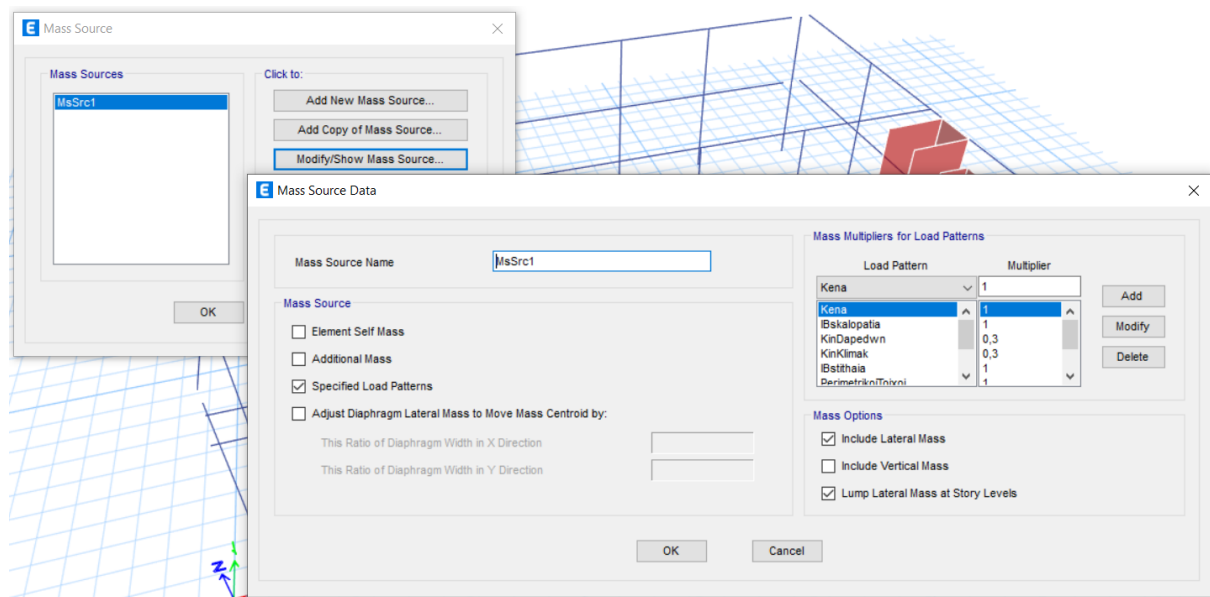
3.3.10 Ταλαντούμενη Μάζα

Η ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής που θα χρησιμοποιηθεί από το πρόγραμμα, προκύπτει σύμφωνα με τον κανονισμό από τα κατακόρυφα φορτία για το σεισμικό συνδυασμό φόρτισης $G + \psi_2 \cdot Q$. Στον παρακάτω Πίνακα από τον ΕΚΩΣ βλέπουμε πως για το κτήριο που μελετάται ο συντελεστής ψ_2 είναι ίσος με 0,3.

ΔΡΑΣΕΙΣ		Τιμή συνδυασμού για σύνοδες δράσεις υπό συνδυασμό	
		βραχυχρόνιο Ψ_1	μακροχρόνιο Ψ_2
Ωφέλιμα φορτία	* Κατοικίες	0.60	0.30
	* Γραφεία, καταστήματα, ξενοδοχεία, νοσοκομεία	0.70	0.30
	* Χώροι συνάθροισης κοινού (στάδια, σχολεία, θέατρα κλπ.)	0.80	0.50
	* Χώροι μακροχρόνιας αποθήκευσης (βιβλιοθήκες, αποθήκες δεξαμενές, σιλό κλπ.)	1.00	0.80
	* Χώροι στάθμευσης	0.90	0.60
Περιβ. Δράσεις	Άνεμος	0.60	0.00
	Χιόνι	0.60	0.0/0.3*
Έμμεσες δράσεις / παρεμποδιζόμενες και επιβαλλόμενες παραμορφώσεις (διαφορικές καθιζήσεις, θερμοκρασία, συστολή ξηράνσεως κλπ.)		0.00	0.00
Πλευρικές τάσεις ή πιέσεις		1.00	1.00
(*: μόνο για μη βατές στέγες ή δώματα για τις οποίες $\Psi_2=0$ για τα ωφέλιμα φορτία)			

Εικόνα 3.23 Συντελεστές συνδυασμού ψ

Στο πρόγραμμα η μάζα της κατασκευής εισάγεται με την εντολή: Define>Mass Source>Modify/Show Mass Source. Τα φορτία του συνδυασμού μετατρέπονται σε επικόμβιες μάζες και έτσι υπολογίζονται οι ιδιομορφές του κτηρίου.

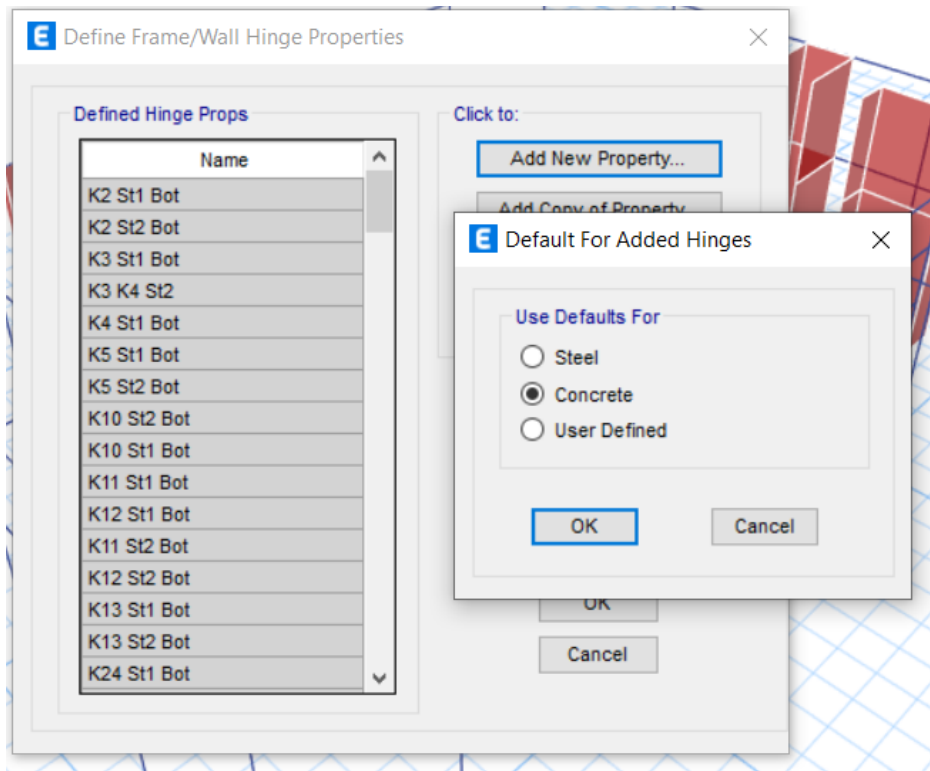


Εικόνα 3.24 Εισαγωγή μάζας κατασκευής

Εφόσον έχει οριστεί η μάζα του κτηρίου ως Load Pattern όπως είδαμε παραπάνω, δεν χρειάζεται να γίνει επιλογή του πεδίου Element Self Mass. Το αντίθετο θα οδηγούσε στον συνυπολογισμό του ίδιου βάρους δύο φορές.

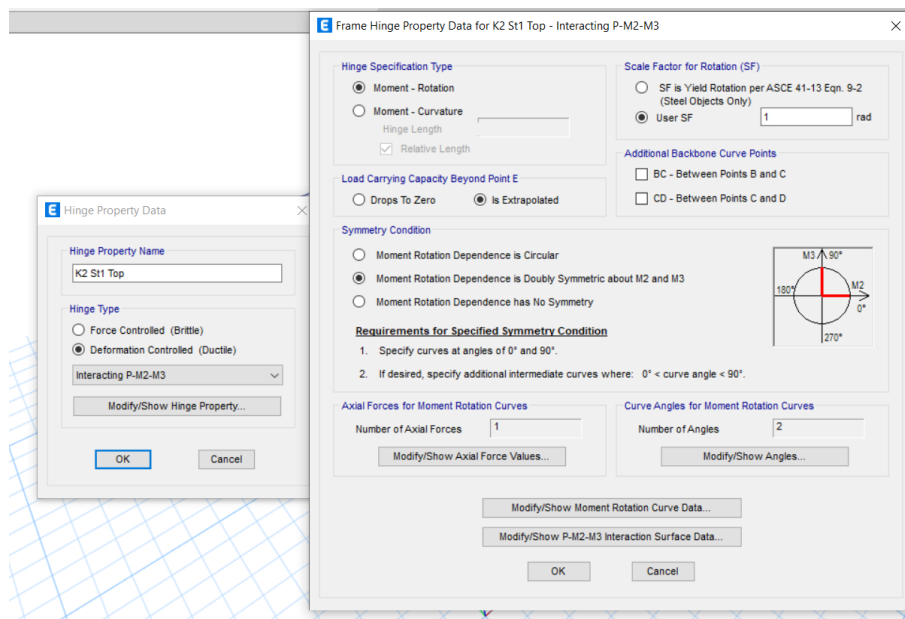
3.3.11 Πλαστικές Αρθρώσεις

Οι σχέσεις που περιγράφονται στο Κεφάλαιο 2 για την ανελαστική σχέση $M-\theta$ κάθε στοιχείου με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ εισήχθησαν στο πρόγραμμα ως μη-γραμμικές αρθρώσεις μέσω της εντολής Define> Section Properties> Frame/Wall Nonlinear Hinges>Add New Property και επιλέγοντας το υλικό κατασκευής. Με τον ορισμό αυτών των ιδιοτήτων μπορούμε να επιβάλουμε σε διάφορες θέσεις της κατασκευής τις σχέσεις δύναμης-παραμόρφωσης σύμφωνα με τις οποίες θα συμπεριφέρονται όταν πλαστικοποιηθούν. Αν σε κάποιο επίπεδο φόρτισης και για κάποια κατανομή φόρτισης αυτές οι περιοχές δεν ξεπεράσουν το όριο διαρροής τότε το πρόγραμμα ορίζει την συμπεριφορά τους ως ελαστική και δεν διακατέχεται από την παραπάνω μη-γραμμική σχέση αλλά σύμφωνα με τις ιδιότητες των υλικών και των μηχανικών χαρακτηριστικών των διατομών.

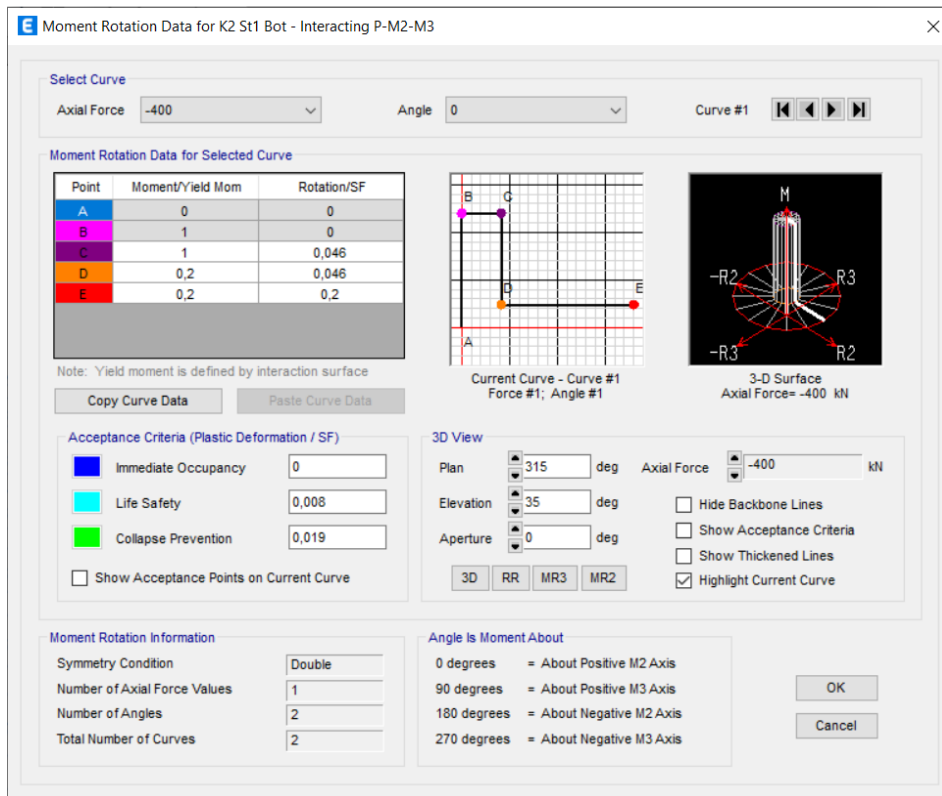


Εικόνα 3.25 Εισαγωγή πλαστικών αρθρώσεων (hinges)

Για τα υποστυλώματα επιλέχθηκε η καμπύλη τύπου Interacting P-M2-M3, δηλαδή με βαση την αλληλεπίδραση της αξονικής δύναμης και της διαξονικής κάμψης, όπως φαίνεται στις εικόνες.

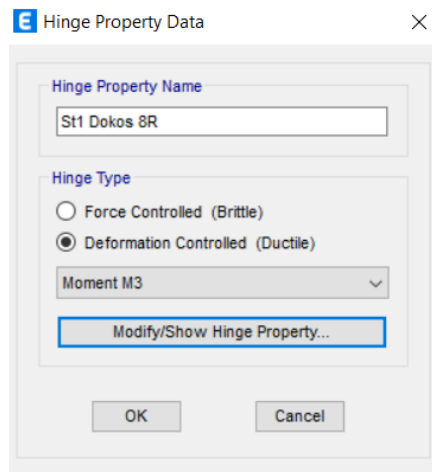


Εικόνα 3.26 Καμπύλη τύπου Interacting P-M2-M3 για τα υποστυλώματα (α)

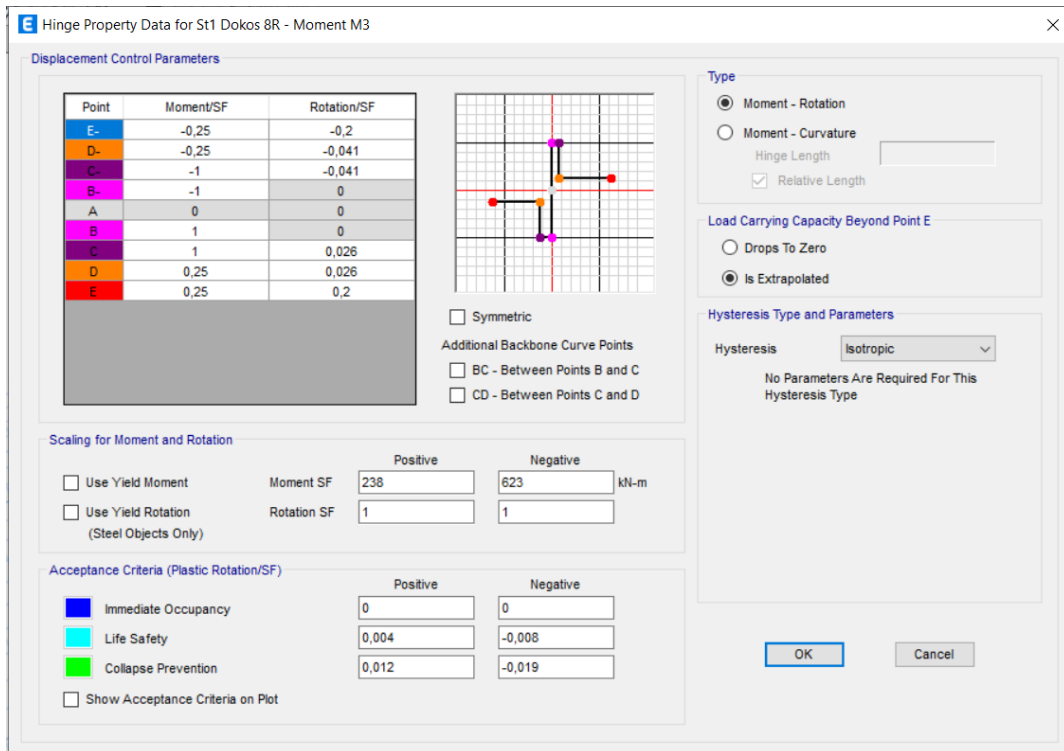


Εικόνα 3.27 Καμπύλη τύπου *Interacting P-M2-M3* για τα υποστυλώματα (β)

Για τις δοκούς επιλέχθηκε άρθρωση τύπου *Moment M3* δηλαδή με βάση το μέγεθος της καμπτικής ροπής που εμφανίζεται κυρίαρχα στις δοκούς:

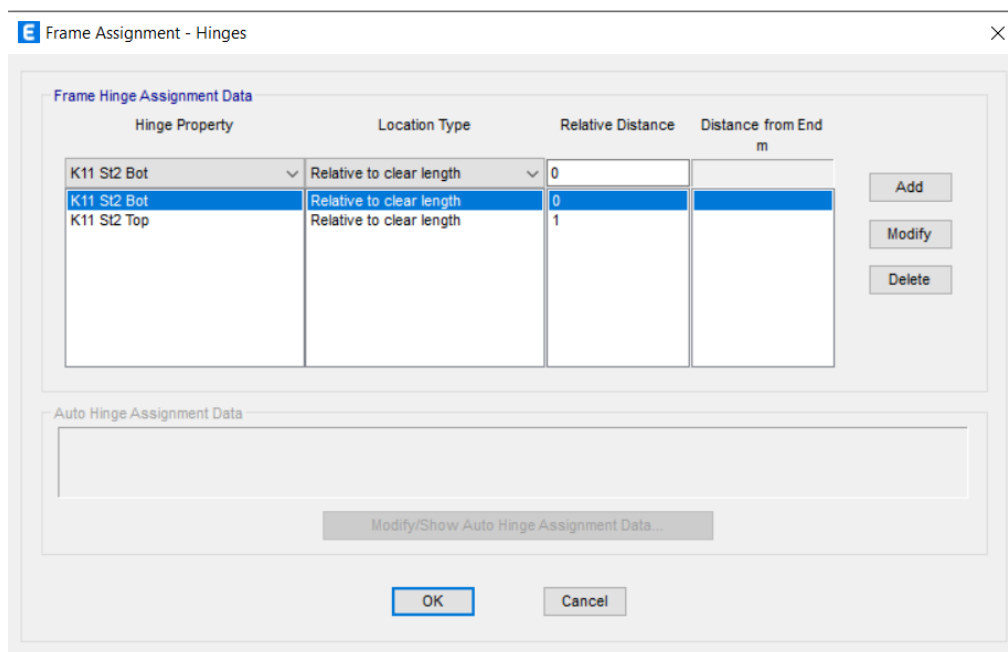


Εικόνα 3.28 Άρθρωση τύπου *Moment M3* για τις δοκούς (α)



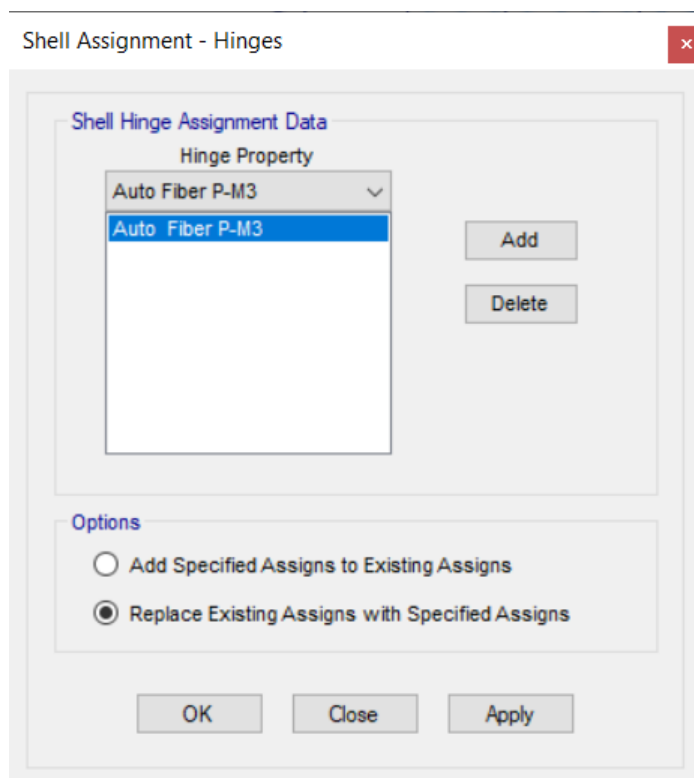
Εικόνα 3.29 Αρθρωση τύπου Moment M3 για τις δοκούς (β)

Μόλις οριστούν οι πλαστικές αρθρώσεις επιλέγονται τα αντίστοιχα μέλη και χρησιμοποιείται η εντολή Assign> Hinge. Επιλέγουμε τις αρθρώσεις που αντιστοιχούν στο κάθε άκρο του μέλους, i και j , ορίζοντας 0 ή 1 στην επιλογή Relative Distance αντίστοιχα.



Εικόνα 3.30 Τοποθέτηση πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των μελών

Οι πλαστικές αρθρώσεις για τα τοιχώματα ορίστηκαν αυτόματα από το πρόγραμμα, επιλέγοντάς τα και χρησιμοποιώντας την εντολή Assign>Shells>Wall Hinge



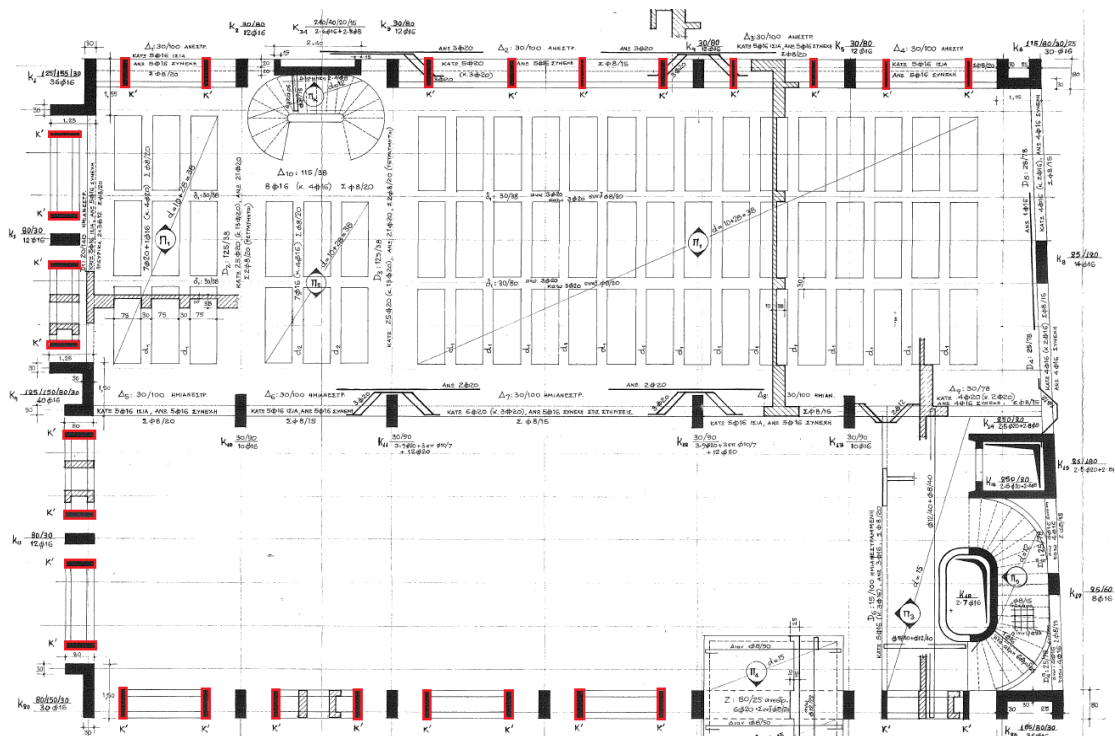
Εικόνα 3.31 Εισαγωγή πλαστικής άρθρωσης στα τοιχώματα

Γίνεται η αυτόματη επιλογή Auto Fiber P-M3. Το πρόγραμμα σε αυτή την περίπτωση δεν ορίζει μια πλαστική άρθρωση σημειακά, αλλά δημιουργεί εναλλάξ κατακόρυφες ίνες με τις ιδιότητες του σκυροδέματος και του οπλισμού (με πυκνότητα ανάλογη του ομοιομορφου ποσοστού οπλισμού που θέσαμε παραπάνω) οι οποίες διέπονται από την μη γραμμική σχέση δύναμης παραμόρφωσης με βάση την αλληλεπίδραση των μεγεθών P και M3, δηλαδή της αξονικής δύναμης και της καμπτικής ροπής εκτός επιπέδου.

3.4 Διαφορές των δύο μοντέλων

Τα δύο μοντέλα είναι όμοια και διαφέρουν μόνο στην παρουσία των K' και των δοκών που ενώνουν αυτά στην στάθμη του μεσωρόφου στις δύο πλευρές του κτηρίου. Στο εξής ως Μοντέλο A θα αναφέρεται εκείνο που περιλαμβάνει αυτά τα στοιχεία, και Μοντέλο B,

εκείνο που δεν τα περιλαμβάνει. Στην παρακάτω εικόνα δείχνουμε τις θέσεις αυτών, 26 σε αριθμό, πάνω στον ξυλότυπο του μεσωρόφου.



Εικόνα 3.32 Θέσεις των Κ

Τα 26 υποστυλώματα Κ', έχουν διαστάσεις 80 x 15 εκ. , διαμήκη οπλισμό 4Φ16+4Φ12 (γεωμετρικό ποσοστό περίπου 1%) και είναι τοποθετημένα ανα 2,25 μ..

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω στην στάθμη του μεσωρόφου, στις δύο πλευρές του κτηρίου (αριστερή και κάτω μεριά της εικόνας) συνδέονται μεταξύ τους με δοκό. Αυτή έχει διατομή σχήματος Π και είναι οπλισμένη με 4Φ16 σε κάθε “δόντι” του Π.

Κεφάλαιο 4. Στατική Ανελαστική Ανάλυση στο Etabs 19

Εφαρμόζουμε την στατική ανελαστική ανάλυση όπως περιγράφηκε στο Κεφάλαιο 2 και στα δύο μοντέλα στο Etabs.

1) Ιδιομορφική ανάλυση

Αρχικά διεξάγουμε μία ελαστική ανάλυση για να προσδιοριστούν οι ιδιομορφές του κτηρίου. Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης είναι ανεξάρτητα της φόρτισης και σχετίζονται μόνο με τη μάζα και τη δυσκαμψία της κατασκευής. Ο ορισμός της ιδιομορφικής ανάλυσης της κατασκευής γίνεται μέσω της εντολής Define>Load cases>Add new load cases και ορίσαμε 24 ιδιομορφές τις οποίες θα λάβουμε υπόψιν.

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:**
 - Load Case Name: Modal
 - Load Case Type/Subtype: Modal (dropdown), Eigen (dropdown)
 - Mass Source: MsSrc1
 - Analysis Model: Default
 - Buttons: Design..., Notes...
- P-Delta/Nonlinear Stiffness:**
 - Use Preset P-Delta Settings: None (dropdown), Modify/Show... (button)
 - Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)
 - Nonlinear Case: (empty field)
- Loads Applied:**
 - Advanced Load Data Does NOT Exist (checkbox checked)
 - Advanced (checkbox unchecked)
- Other Parameters:**
 - Maximum Number of Modes: 24
 - Minimum Number of Modes: 1
 - Frequency Shift (Center): 0 cyc/sec
 - Cutoff Frequency (Radius): 0 cyc/sec
 - Convergence Tolerance: 1E-09
 - Allow Auto Frequency Shifting

Buttons: OK, Cancel

Εικόνα 4.1 Ορισμός δεδομένων της ιδιομορφικής ανάλυσης

Παρακάτω βλέπουμε τα δεδομένα που λαμβάνουμε τις ιδιομορφές, την ιδιοπερίοδο και το ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας ανά διεύθυνση X, Y και γύρω από τον άξονα Z.

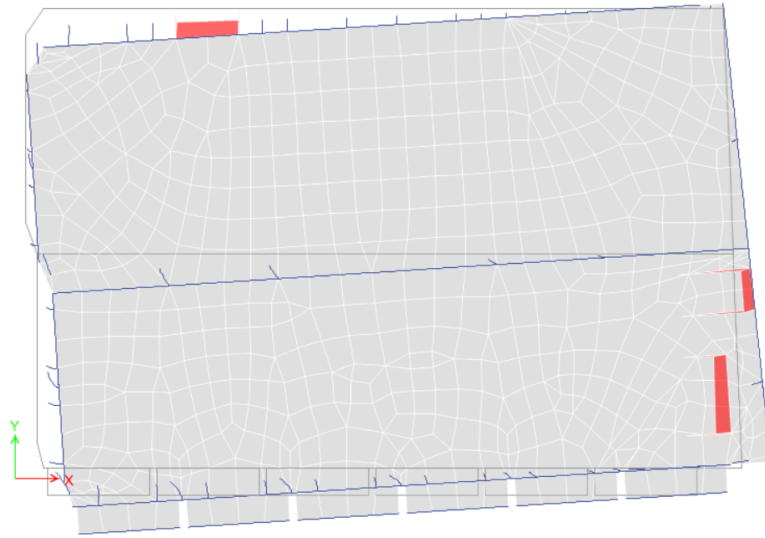
Μοντέλο A

Μοντέλο A				
Mode	Period Sec	UX	UY	RZ
1	0,297	0,099	0,1549	0,2995
2	0,199	0,417	0,375	0,0323
3	0,177	6,79E-07	0	0
4	0,177	0	0	0
5	0,177	2,28E-06	4,21E-06	9,20E-06
6	0,177	0	0	1,04E-06
7	0,177	0	0	6,05E-07
8	0,177	0	1,13E-06	5,51E-06
9	0,176	2,59E-06	0,0022	0,0094
10	0,174	0,0337	0,0488	0,0004
11	0,145	0,3889	0,2501	0,3985
12	0,133	0,0033	0,0003	0,0276

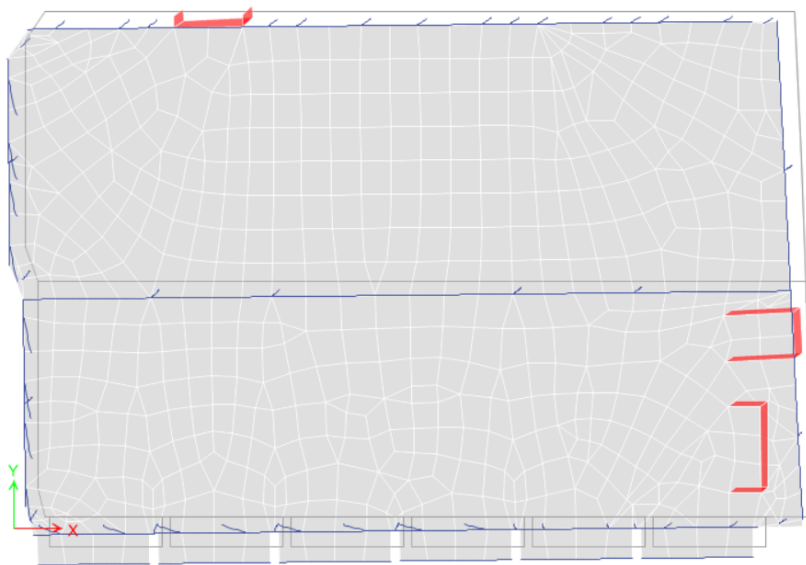
Πίνακας 4.1 Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης για το μοντέλο A

Η δεσπόζουσα ιδιομορφή είναι η 2η με ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας 41,7% και η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής είναι $T=0,199$ sec. Η 1η ιδιομορφή είναι κυρίως στροφική με ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας 29,95%. Για μεταφορική κίνηση κατά την διεύθυνση Y, το μεγαλύτερο ποσοστό μάζας ενεργοποιείται στην 2η ιδιομορφή με 37,5%. Σε αυτό το μοντέλο σημαντικό ποσοστό μάζας ενεργοποιείται επίσης κατά την 11η ιδιομορφή.

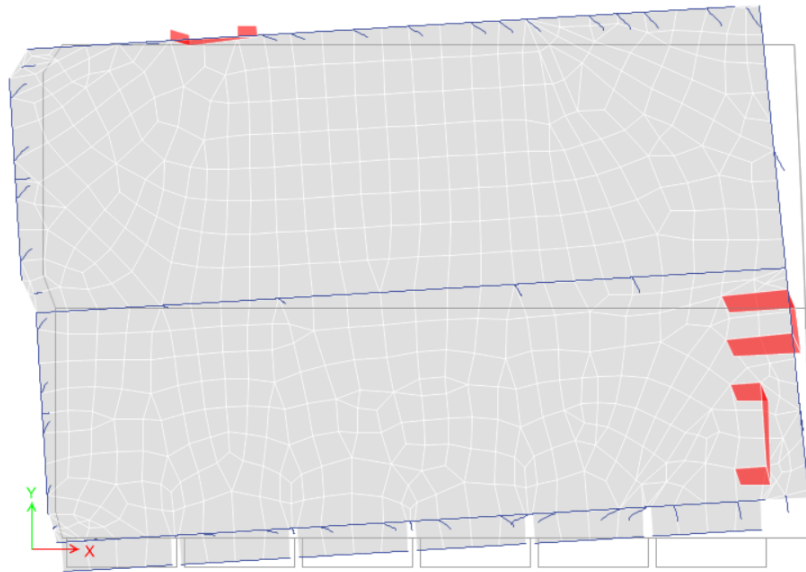
Στις παρακάτω Εικόνες φαίνονται οι ιδιομορφές του μοντέλου:



Εικόνα 4.1 1η Ιδιομορφή Μοντέλου A



Εικόνα 4.2 2η Ιδιομορφή Μοντέλου A



Εικόνα 4.3 11η Ιδιομορφή Μοντέλου Α

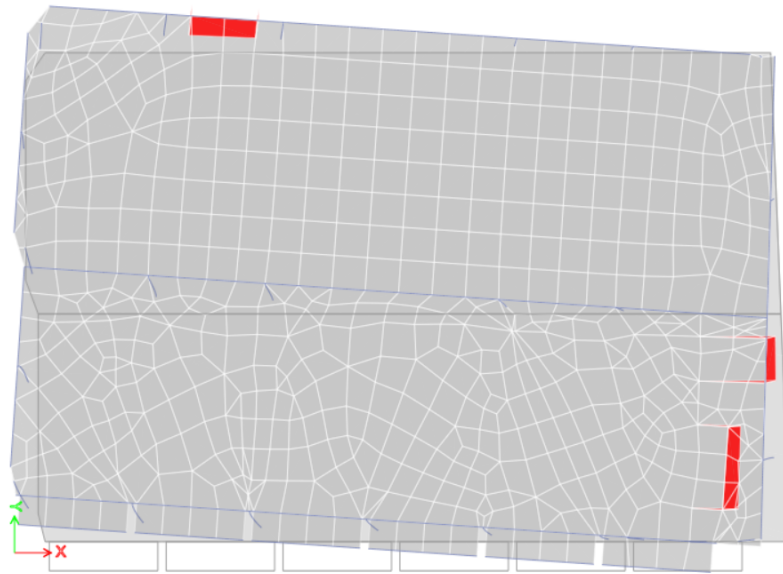
Μοντέλο Β

Μοντέλο Β					
Mode	Period sec	UX	UY	RZ	
1	0,318	0,0642	0,1926	0,3106	
2	0,202	0,4971	0,3666	0,0214	
3	0,145	0,3789	0,265	0,3906	
4	0,134	0,0018	0,0003	0,0252	
5	0,104	0,0001	0,0001	0,0026	
6	0,1	5,39E-06	5,44E-06	0,0025	
7	0,078	0,0001	4,93E-05	0,0001	
8	0,078	0,0005	0,0002	0,0014	
9	0,078	1,82E-06	0	9,85E-06	
10	0,078	0,0003	1,59E-05	0,0049	
11	0,069	0,0025	0,0085	0,0001	
12	0,064	0,0002	0,0001	0,002	

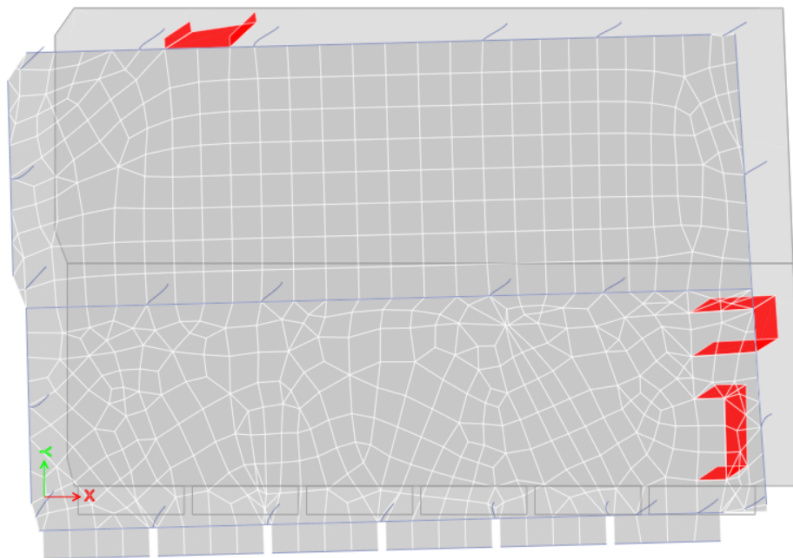
Πίνακας 4.2 Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης για το μοντέλο Β

Η δεσπόμενη ιδιομορφή είναι η 2η με ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας 49,71% και η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής είναι $T=0,202$ sec. Η 1η ιδιομορφή είναι κυρίως στροφική με ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας 31,04%. Για μεταφορική κίνηση κατά την διεύθυνση Y, το μεγαλύτερο ποσοστό μάζας ενεργοποιείται στην 2η ιδιομορφή και για στροφική κίνηση στην 3η ιδιομορφή.

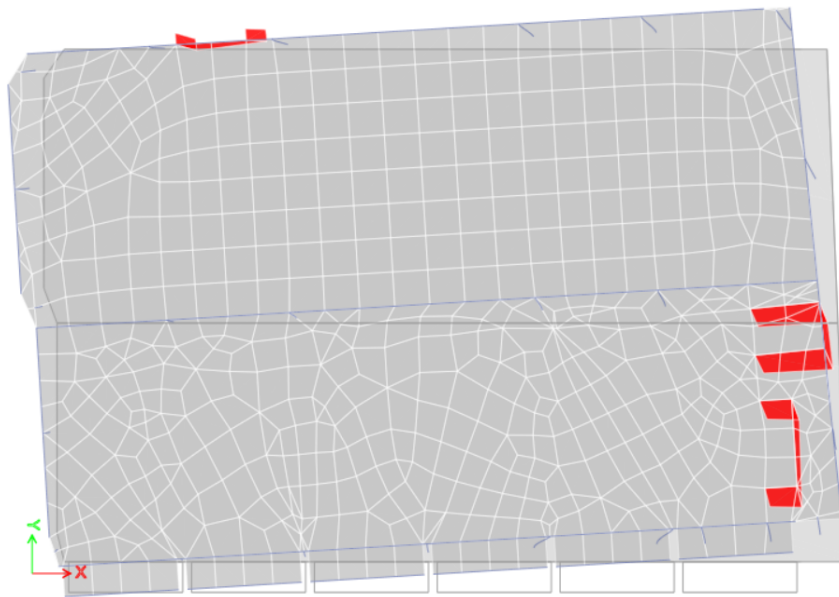
Στις παρακάτω Εικόνες βλέπουμε τις ιδιομορφές του μοντέλου



Εικόνα 4.1 1η Ιδιομορφή Μοντέλου B



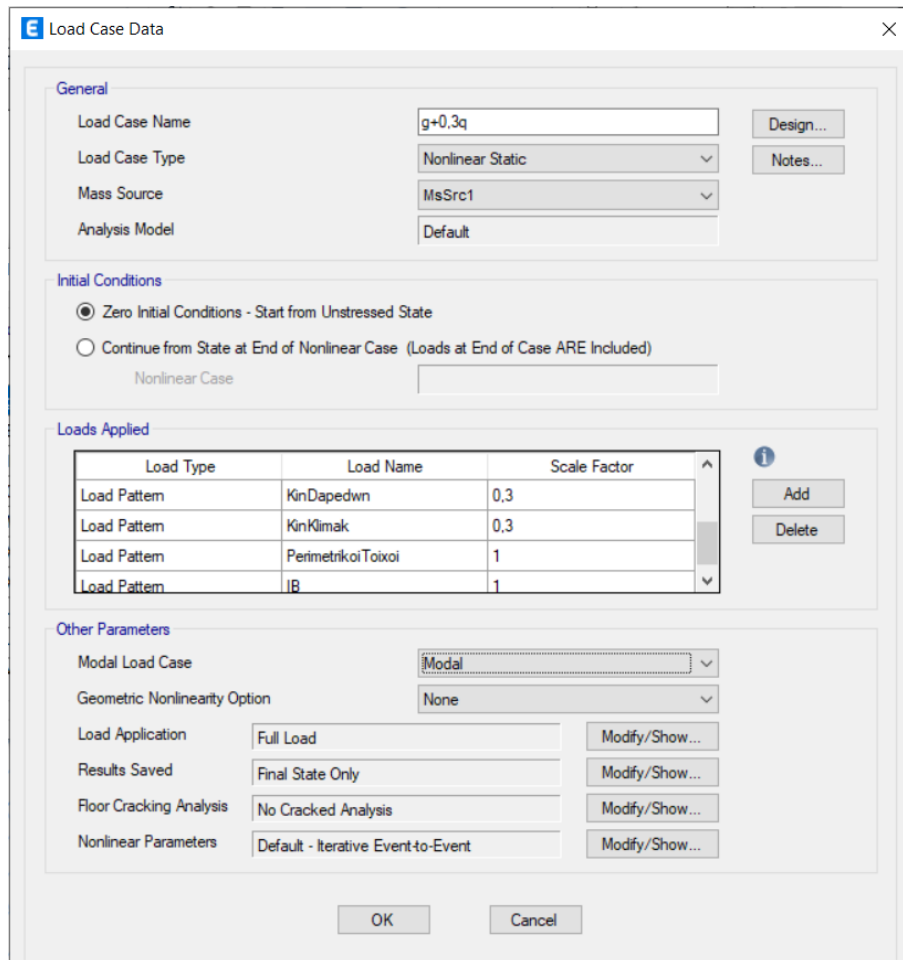
Εικόνα 4.2 2η Ιδιομορφή Μοντέλου B



Εικόνα 4.3 2η Ιδιομορφή Μοντέλου Β

2) Κατακόρυφα Φορτία

Για την εφαρμογή της στατικής ανελαστικής μεθόδου, λαμβάνουμε υπόψη τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής υπό τον σεισμικό συνδυασμό του ΕΚ8-1, δηλαδή για την κατασκευή μας, $G+0,3Q$. Η φόρτιση αυτή είναι το σημείο από το οποίο ξεκινά η ανάλυση push-over και πρέπει να οριστεί ως μη-γραμμική Load Case λαμβάνοντας υπόψη όλα τα Load Patterns με συντελεστές Scale Factors 1 και 0,3 για τα μόνιμα και τα κινητά φορτία αντίστοιχα.



Εικόνα 4.2 Ορισμός κατακόρυφων φορτίων για στατική ανελαστική μέθοδο

Με σκοπό να λαμβάνεται υπόψη όσο το δυνατό περισσότερο η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω της συμπεριφοράς των διαφόρων περιοχών μετά την διαρροή αλλά και η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών, απαιτείται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ η εφαρμογή τουλάχιστον δύο διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών φορτίων. Πρώτον, σε κάθε στάθμη εφαρμόζονται οριζόντιες φορτίσεις ανάλογες με την μάζα του ορόφου. Αυτή η κατανομή ονομάζεται Ομοιόμορφη διότι βασίζεται στην ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης. Δεύτερον, εφαρμόζεται “Ιδιομορφική” κατανομή, ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζόντιων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση, όπως προκύπτει από ελαστική ανάλυση.

Οι συνδυασμοί φόρτισης για κάθε κατανομή φορτίων, που λαμβάνουμε είναι οι εξής.

Κατά X-X	Κατά Y-Y
+X+0,3Y	+Y+0,3X
+X-0,3Y	+Y-0,3X
-X+0,3Y	-Y+0,3X
-X-0,3Y	-Y-0,3X

Πίνακας 4.3 Συνδυασμοί φόρτισης

Στις Εικόνες 4.3 και 4.4 φαίνεται πως ορίζονται σε Load Cases οι φορτίσεις για την ιδιομορφική και την ομοιόμορφη φόρτιση αντίστοιχα.

Load Case Data

General

Load Case Name: X+0.3Y modal [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Mass Source: MsSrc1

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: g+0.3q

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	1
Mode	2	1
Mode	3	1
Mode	1	0.3

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control [Modify/Show...]

Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: User Defined - Iterative Event-to-Event [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Εικόνα 4.3 Ορισμός της ιδιομορφικής κατανομής φορτίων

Load Case Data

General

Load Case Name: X + 0.3 Y uniform

Load Case Type: Nonlinear Static

Mass Source: MsSrc1

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: g+0.3q

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Acceleration	UX	1
Acceleration	UY	0.3

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control

Results Saved: Multiple States

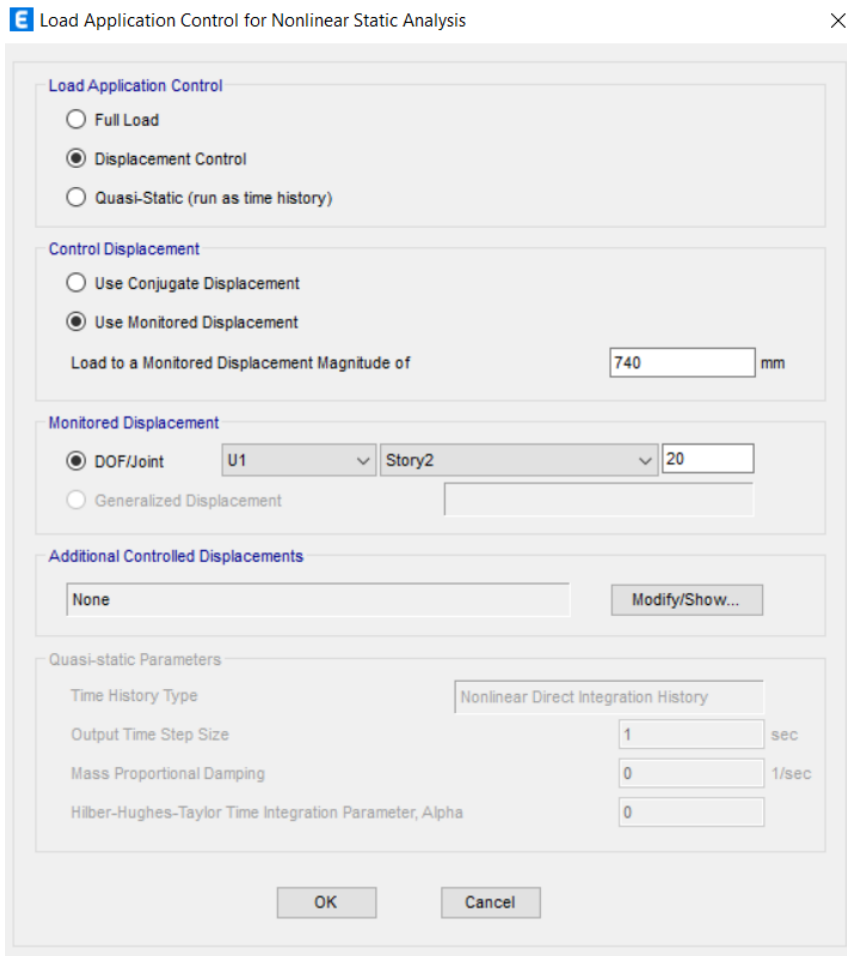
Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis

Nonlinear Parameters: User Defined - Iterative Event-to-Event

OK Cancel

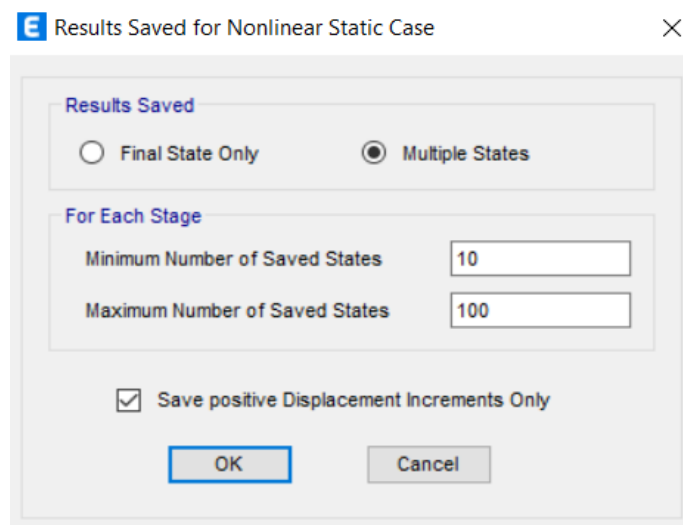
Εικόνα 4.4 Ορισμός της ομοιόμορφης κατανομής φορτίων

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ ο κόμβος ελέγχου της στοχευόμενης μετακίνησης λαμβάνεται εν γένει στο κέντρο μάζας της οροφής του κτηρίου. Για κτήρια με σοφίτες ή μικρούς οικίσκους στο δώμα, ο κόμβος ελέγχου θα λαμβάνεται στην οροφή του πλήρους υποκείμενου ορόφου. Η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου θα υπολογίζεται από την ανάλυση του προσομοιώματος για τα οριζόντια στατικά φορτία. Επιλέγουμε τον κόμβο 20 που είναι πολύ κοντά στο κέντρο βάρους του διαφράγματος της οροφής του ισογείου. Ορίζεται μία μέγιστη μετακίνηση ίση με το 10% του ύψους του κτηρίου. Εάν παρατηρηθεί αυτή η μετακίνηση στον κόμβο 20, η ανάλυση σταματάει. Ορίζεται ο βαθμός ελευθερίας που ελέγχεται για κάθε διεύθυνση φόρτισης, U1 όταν η φόρτιση είναι κατά την διεύθυνση X και U2 όταν η φόρτιση είναι κατά την διεύθυνση Y.



Εικόνα 4.5 Ορισμός κόσμου ελέγχου μετατόπισης

Επιλέγουμε την αποθήκευση των αποτελεσμάτων σε κάθε βήμα της pushover ανάλυσης για να μπορέσουμε να δημιουργήσουμε την καμπύλη ικανότητας.



Εικόνα 4.6 Ορισμός βημάτων ανάλυσης

Κεφάλαιο 5. Έλεγχος προϋποθέσεων για τον χαρακτηρισμό των Κ' ως “Δευτερεύοντα” κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

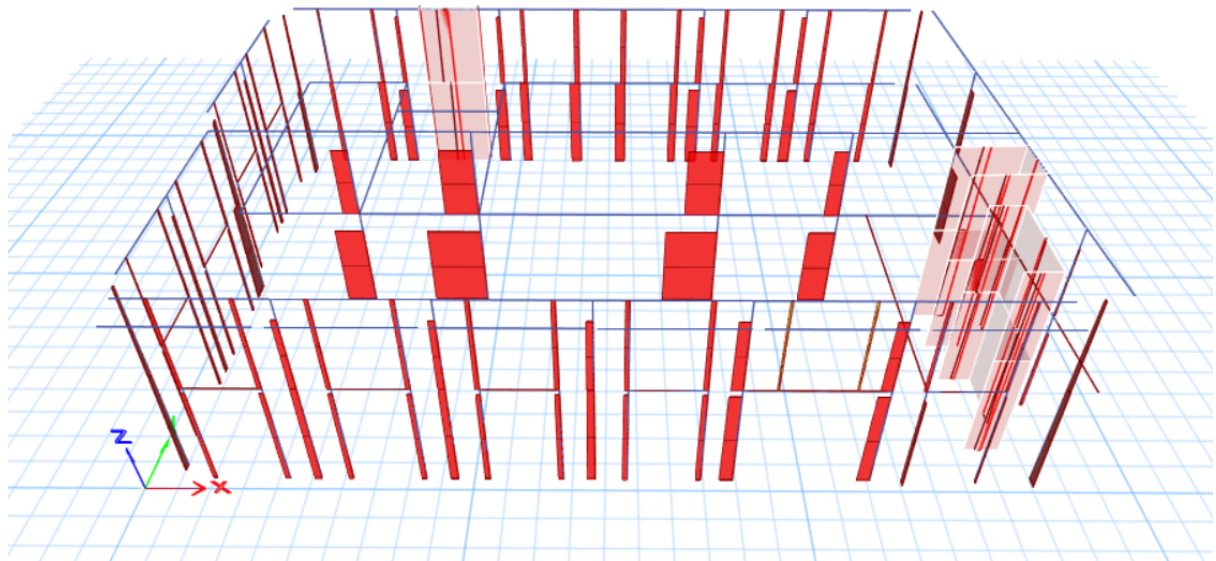
Σε αυτό το κεφάλαιο εξετάζουμε αν τα υποστυλώματα Κ' μπορούν να χαρακτηριστούν ως δευτερεύοντα. Συνέπεια ενός τέτοιου χαρακτηρισμού κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ είναι ότι τα Κ' δεν θα συνυπολογιστούν στην οριζόντια δυσκαμψία του κτηρίου κατα την ανάλυση Pushover και ότι για αυτά θα επιτρέπεται μεγαλύτερες γωνίες στροφής χορδής.

5.1 Ανάλυση κατακόρυφων φορτίων

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ δευτερεύοντα είναι εκείνα τα μέλη που ενώ συμμετέχουν στην ανάλυση των κατακόρυφων φορτίων, δεν συνεισφέρουν στην αντίσταση της κατασκευής έναντι των οριζόντιων. Επομένως, το πρώτο πράγμα που διερευνάται είναι η συνεισφορά τους στην ανάλυση των κατακόρυφων.

Μοντέλο Α

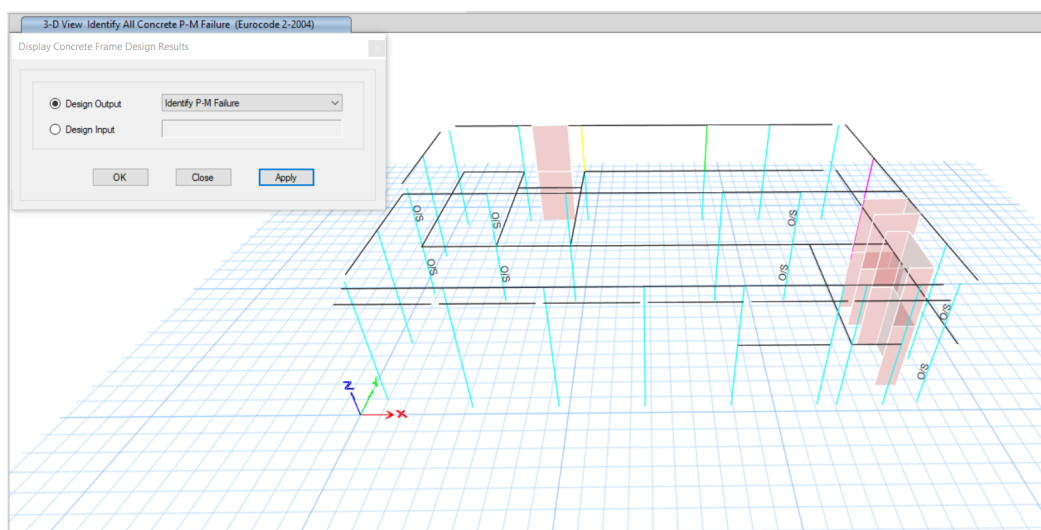
Τα Κ' δεν έχουν τοποθετηθεί για την ανάλυση των κατακόρυφων φορτίων σύμφωνα με την εγκεκριμένη μελέτη. Ωστόσο αναλαμβάνουν μέρος αυτών. Τα 26 υποστυλώματα Κ' που εισήχθησαν στο μοντέλο Α, επιπλέον των 24 υποστυλωμάτων, αναλαμβάνουν το 26% του συνολικού κατακόρυφου φορτίου που φέρουν όλα τα υποστυλώματα του μοντέλου και το 24% του κατακόρυφου φορτίου που αναλαμβάνουν όλα τα υποστυλώματα και τα τοιχώματα του μοντέλου. Γίνεται η εκτίμηση λοιπόν, ότι πράγματι δεν παίζουν κρίσιμο ρόλο στην ανάλυση των κατακόρυφων φορτίων.



Εικόνα 5.1 Αξονικά φορτία υποστλωμάτων Μοντέλου Α

Μοντέλο Β

Ο έλεγχος σε Ο.Κ.Α που έγινε με χρήση του Etabs και των διατάξεων του Ευρωκώδικα 2 ικανοποιείται για όλα τα υποστλώματα όπως φαίνεται στην Εικόνα, για το Μοντέλο Β. Το μήνυμα που εμφανίζεται σε κάποια υποστλώματα O/S (over stressed) προκύπτει επειδή δεν ικανοποιούν τις απαιτήσεις του κανονισμού για το ελάχιστο ποσοστό οπλισμού και όχι λόγω των δυνάμεων που αναπτύσσονται.



Εικόνα 5.2 Έλεγχος σε Ο.Κ.Α των υποστλωμάτων του Μοντέλο Β

Σύμφωνα με τα παραπάνω τα υποστυλώματα Κ' δεν παίζουν κρίσιμο ρόλο στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων. Ωστόσο, η παρουσία τους επηρεάζει τα υπόλοιπα υποστυλώματα, ως επί το πλείστον ανακουφίζοντάς τα από το αξονικό φορτίο, όπως φαίνεται στον πίνακα.

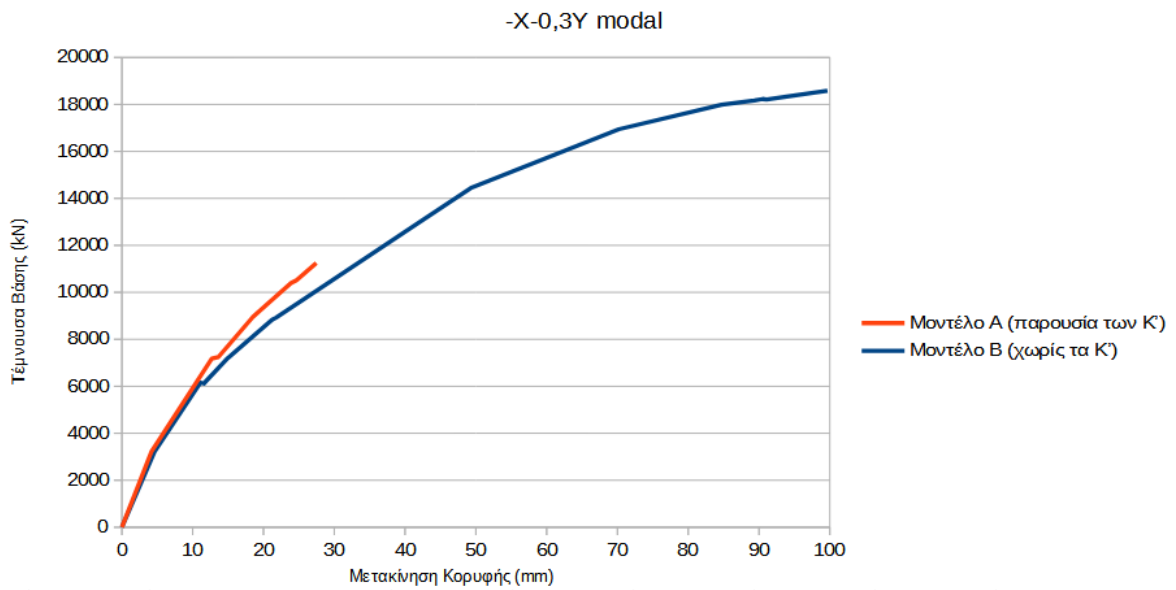
Υποστώλωμα	Αξονική Δύναμη στη βάση (kN)		Μείωση φορτίου λόγω των Κ' (%)
	Μοντέλο Α	Μοντέλο Β	
C7	-246,94	-324,09	23,81
C9	-267,46	-744,22	64,06
C10	-243,75	-383,24	36,40
C12	-140,01	-260,70	46,29
C13	-145,35	-263,26	44,79
C14	-147,93	-278,16	46,82
C15	-260,89	-306,93	15,00
C16	-253,59	-228,30	-11,08
C47	-112,10	-114,26	1,90
C48	-49,57	-50,99	2,79
C27	-59,48	-56,18	-5,87
C21	-1042,05	-1117,25	6,73
C30	-549,16	-568,87	3,46
C19	-590,28	-592,48	0,37
C20	-1103,94	-1173,36	5,92
C24	-253,76	-600,53	57,74
C34	-112,18	-175,03	35,91
C35	-104,03	-162,51	35,99
C67	-411,12	-472,80	13,05
C5	-281,44	-397,31	29,16
C17	-240,80	-324,31	25,75
C1	-223,09	-193,91	-15,05
C4	-165,63	-222,47	25,55
C6	-421,69	-440,40	4,25

Πίνακας 5.1 Ποσοστιαία μείωση αξονικού φορτίου υποστυλωμάτων στο Μοντέλο Β

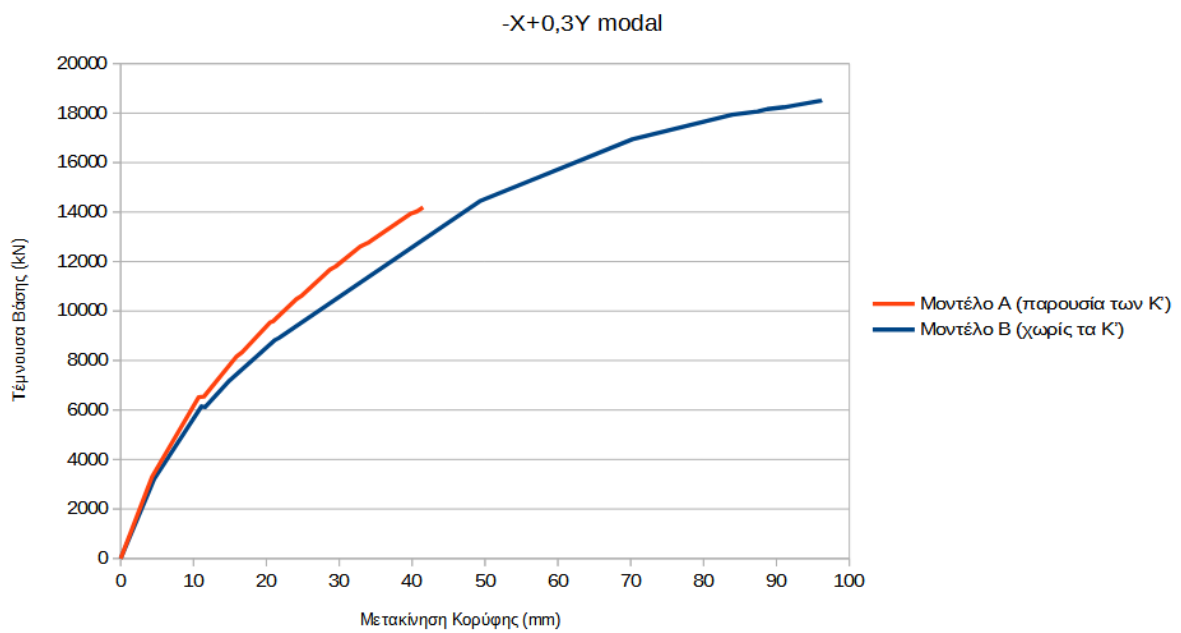
5.2 Ανάλυση οριζόντιων φορτίων

Θα ελεγχθεί η μετατόπιση του κόμβου ελέγχου για κάθε διεύθυνση φόρτισης με ιδιομορφική κατανομή. Τα Κ' μπορούν να χαρακτηριστούν ως δευτερεύοντα εάν δεν επηρεάζουν το μέγεθος της μετακίνησης παραπάνω από 50 %. Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης. Για κάθε συνδυασμό φόρτισης δίνεται σε διάγραμμα η απόκριση του Μοντέλου Α και του Μοντέλου Β και έπειτα σχολιάζεται η διαφορά τους.

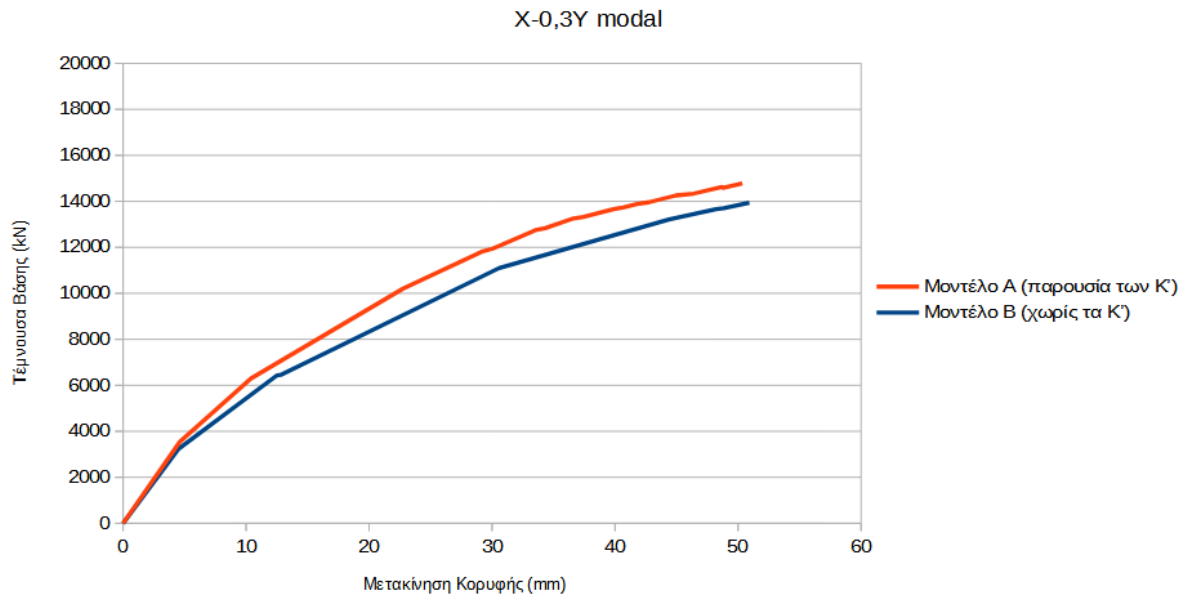
5.2.1 Ανάλυση οριζόντιων φορτίων κατά την διεύθυνση X



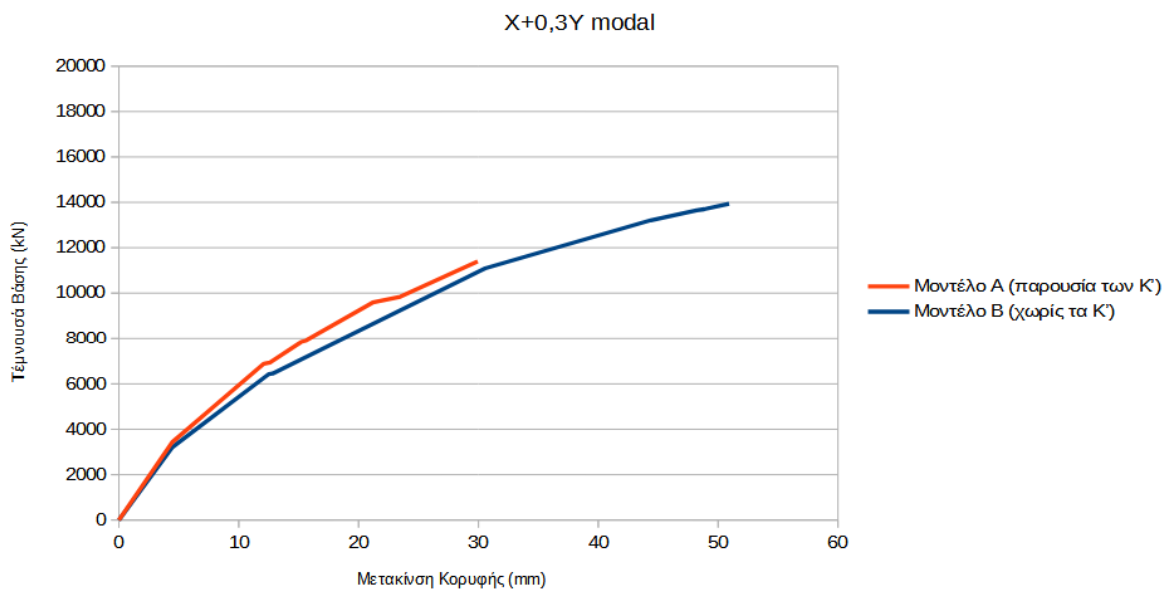
Διάγραμμα 5.1 Απόκριση μοντέλων για την ιδιομορφική φόρτιση -X-0,3Y



Διάγραμμα 5.2 Απόκριση μοντέλων για την ιδιομορφική φόρτιση -X+0,3Y

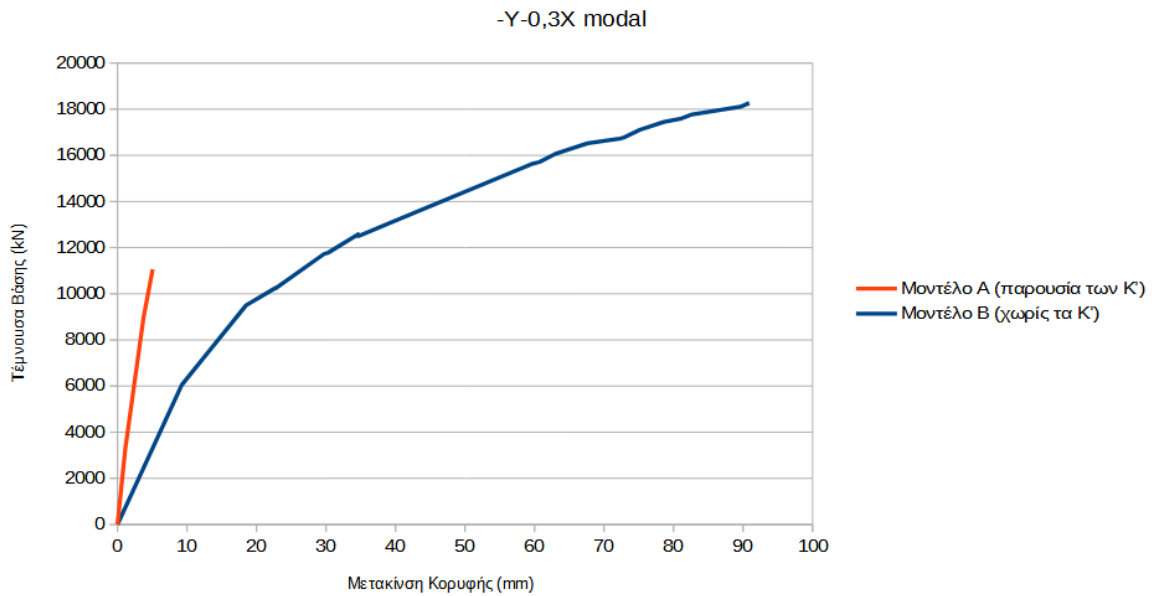


Διάγραμμα 5.3 Απόκριση μοντέλων για την ιδιομορφική φόρτιση X-0,3Y

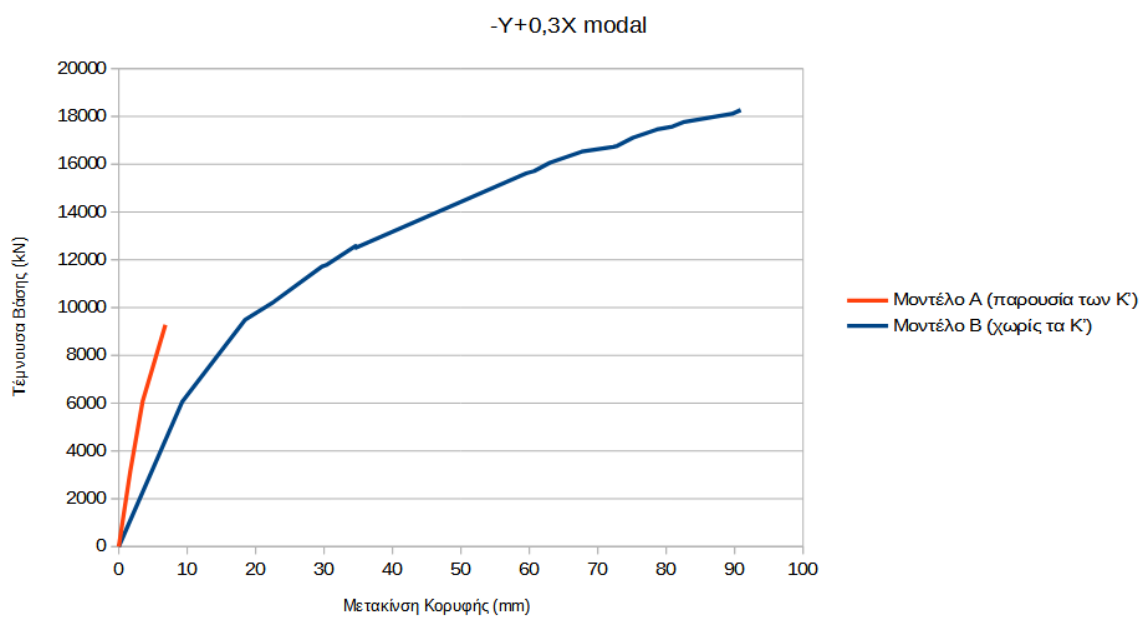


Διάγραμμα 5.4 Απόκριση μοντέλων για την ιδιομορφική φόρτιση X+0,3Y

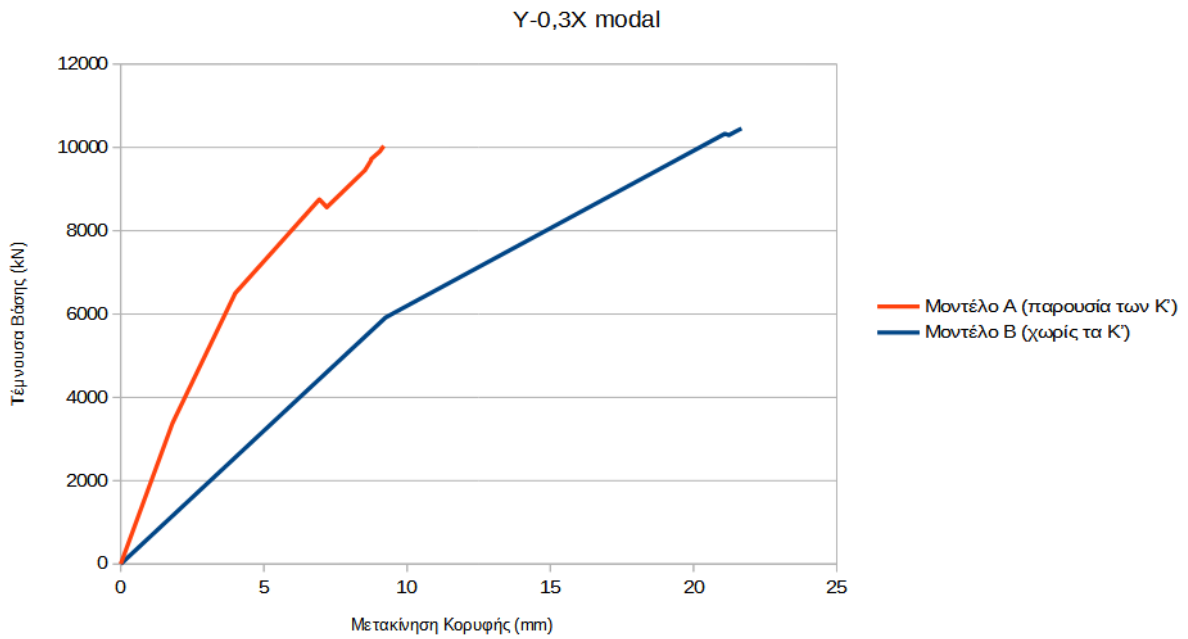
5.2.2 Ανάλυση οριζόντιων φορτίων κατά την διεύθυνση Y



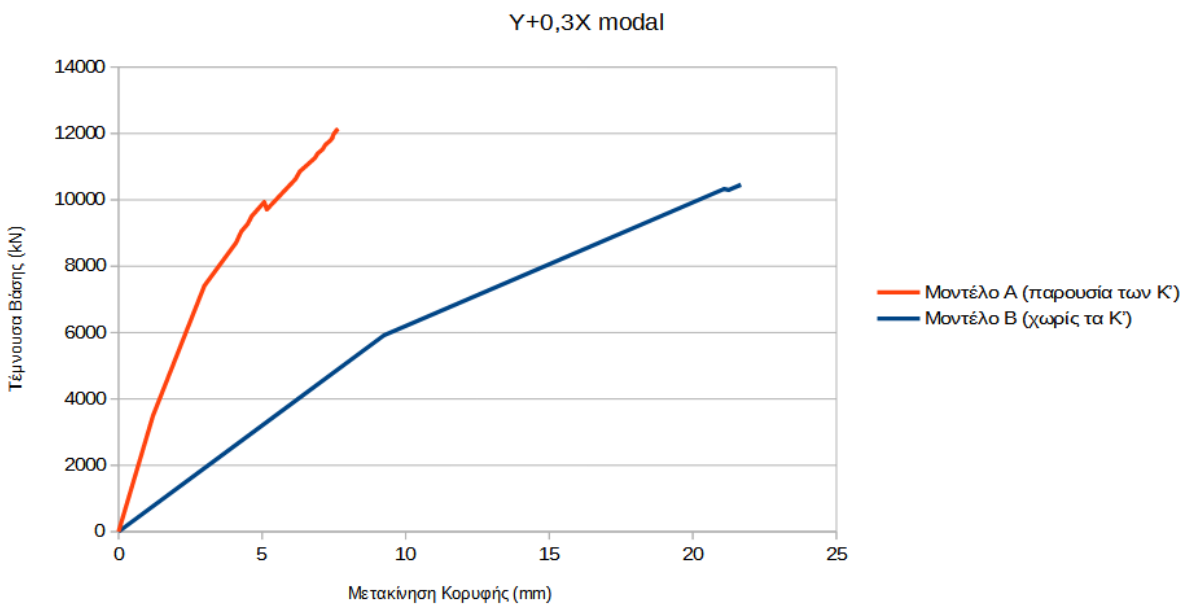
Διάγραμμα 5.5 Απόκριση μοντέλων για την ιδιομορφική φόρτιση -Y-0,3X



Διάγραμμα 5.6 Απόκριση μοντέλων για την ιδιομορφική φόρτιση -Y-0,3X



Διάγραμμα 5.7 Απόκριση μοντέλων για την ιδιομορφική φόρτιση Y-0,3X



Διάγραμμα 5.8 Απόκριση μοντέλων για την ιδιομορφική φόρτιση Y+0,3X

5.3 Συμπέρασμα για τον χαρακτηρισμό “Δευτερεύοντα” Μέλη

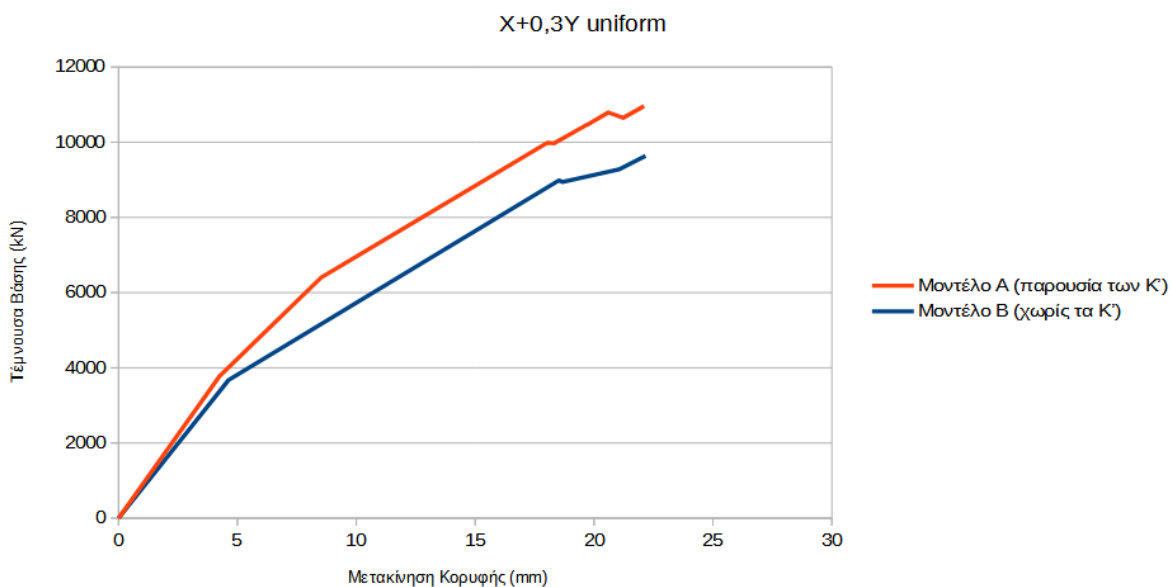
Τα παραπάνω αποτελέσματα δείχνουν ότι δεν μπορούμε να εφαρμόσουμε τις διατάξεις για τα δευτερεύοντα μέλη στα υποστυλώματα Κ'. Απο τη μία, δεν ταιριάζουν στο πνεύμα της

περιγραφής του ορισμού για μέλη με συμβολή στα κατακόρυφα φορτία που δεν συμμετέχουν στην ανάληψη οριζόντιων. Από την άλλη η επιρροή τους με όλους μετακίνησης κορυφής ξεπερνά το 50% σε μερικές περιπτώσεις.

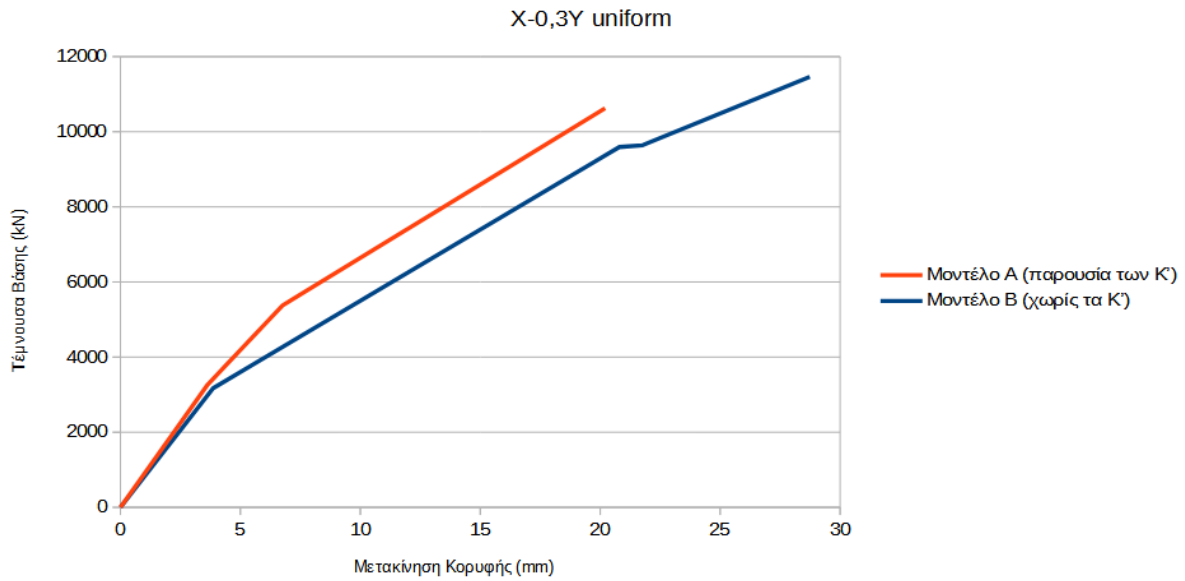
5.4 Σύγκριση αποκρίσεων για την ομοιόμορφη κατανομή

Στο επόμενο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από ανελαστικές στατικές αναλύσεις και για τα δύο μοντέλα, ούτως ώστε να αξιολογηθεί ο ρόλος των K' στην επιτελεσματικότητα της κατασκευής. Προτού γίνει αυτό παρουσιάζουμε επιπλέον διαγράμματα για την απόκριση των δύο μοντέλων υπό ομοιόμορφη φόρτιση. Όπως είπαμε, κατά τον ΚΑΝ.ΕΠΕ η σύγκριση πρέπει να γίνεται για ιδιομορφική κατανομή φόρτισης. Ωστόσο, τα διαγράμματα για την ομοιόμορφη κατανομή φόρτισης, δίνονται για να κατανοηθεί ακόμα περισσότερο η επιρροή των K' στην συμπεριφορά του κτηρίου.

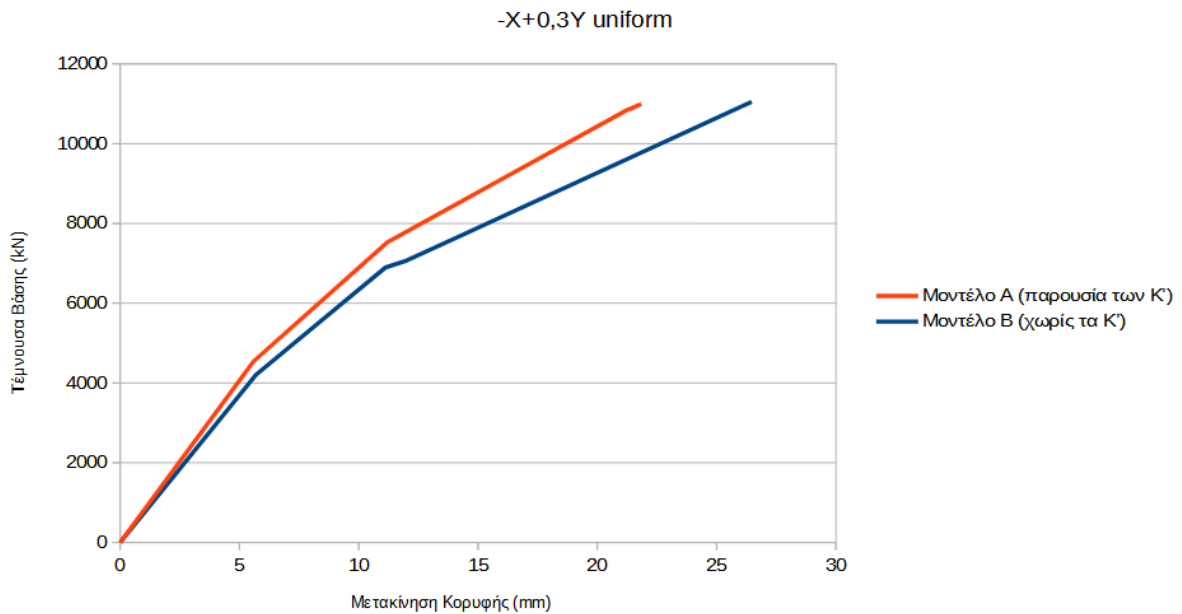
5.4.1 Ομοιόμορφη φόρτιση κατά τη διεύθυνση X



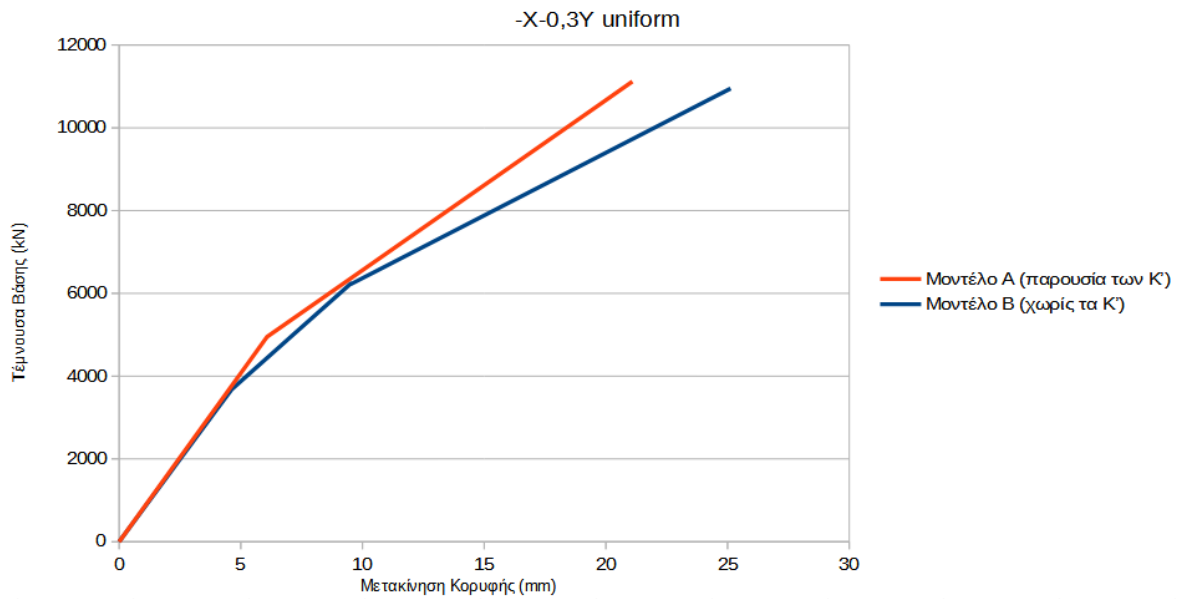
Διάγραμμα 5.9 Απόκριση μοντέλων για την ομοιόμορφη φόρτιση $X+0,3Y$



Διάγραμμα 5.10 Απόκριση μοντέλων για την ομοιόμορφη φόρτιση X-0,3Y

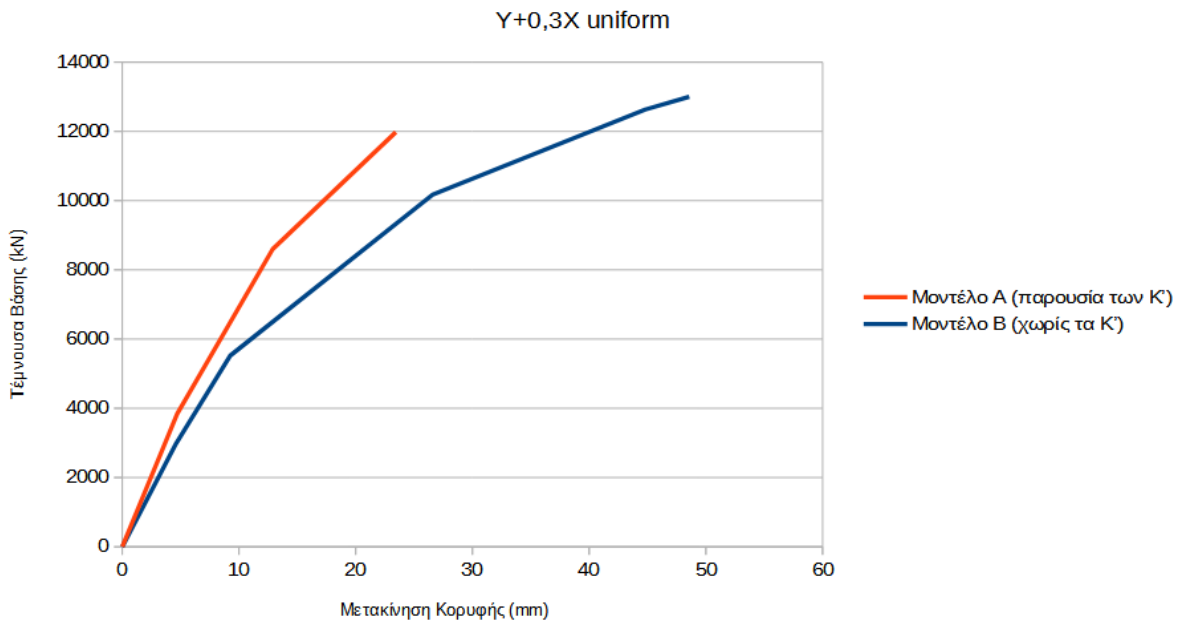


Διάγραμμα 5.11 Απόκριση μοντέλων για την ομοιόμορφη φόρτιση -X+0,3Y

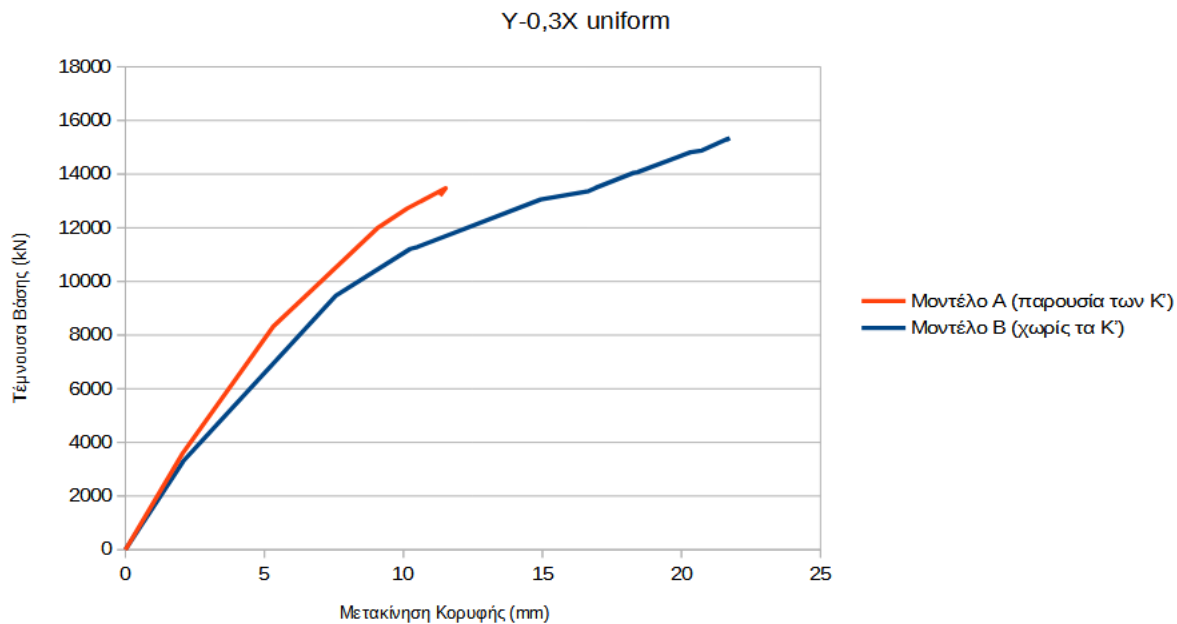


Διάγραμμα 5.12 Απόκριση μοντέλων για την ομοιόμορφη φόρτιση -X-0,3Y

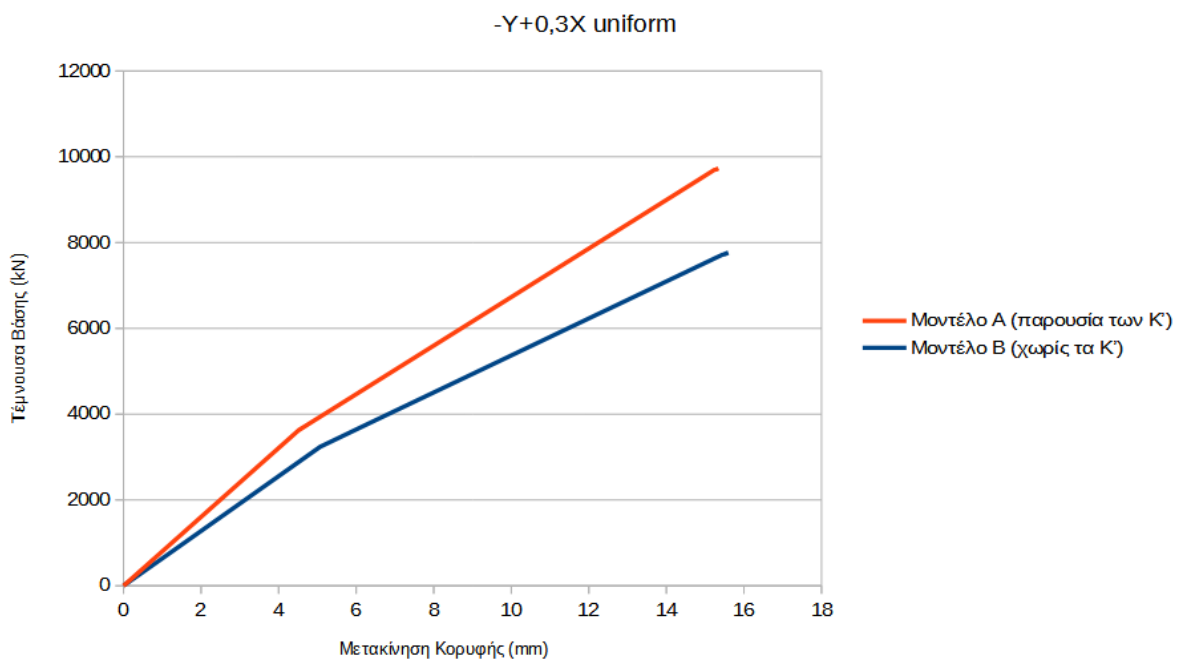
5.4.2 Ομοιόμορφη φόρτιση κατά τη διεύθυνση Y



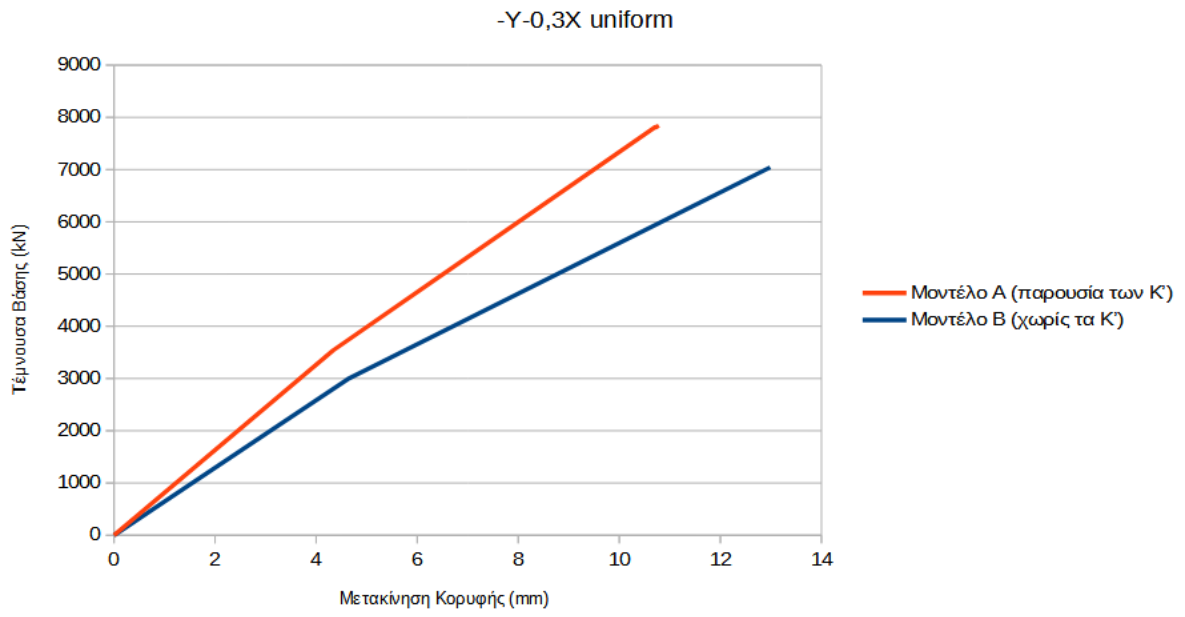
Διάγραμμα 5.13 Απόκριση μοντέλων για την ομοιόμορφη φόρτιση Y+0,3X



Διάγραμμα 5.14 Απόκριση μοντέλων για την ομοιόμορφη φόρτιση Y-0,3X



Διάγραμμα 5.15 Απόκριση μοντέλων για την ομοιόμορφη φόρτιση -Y-0,3X

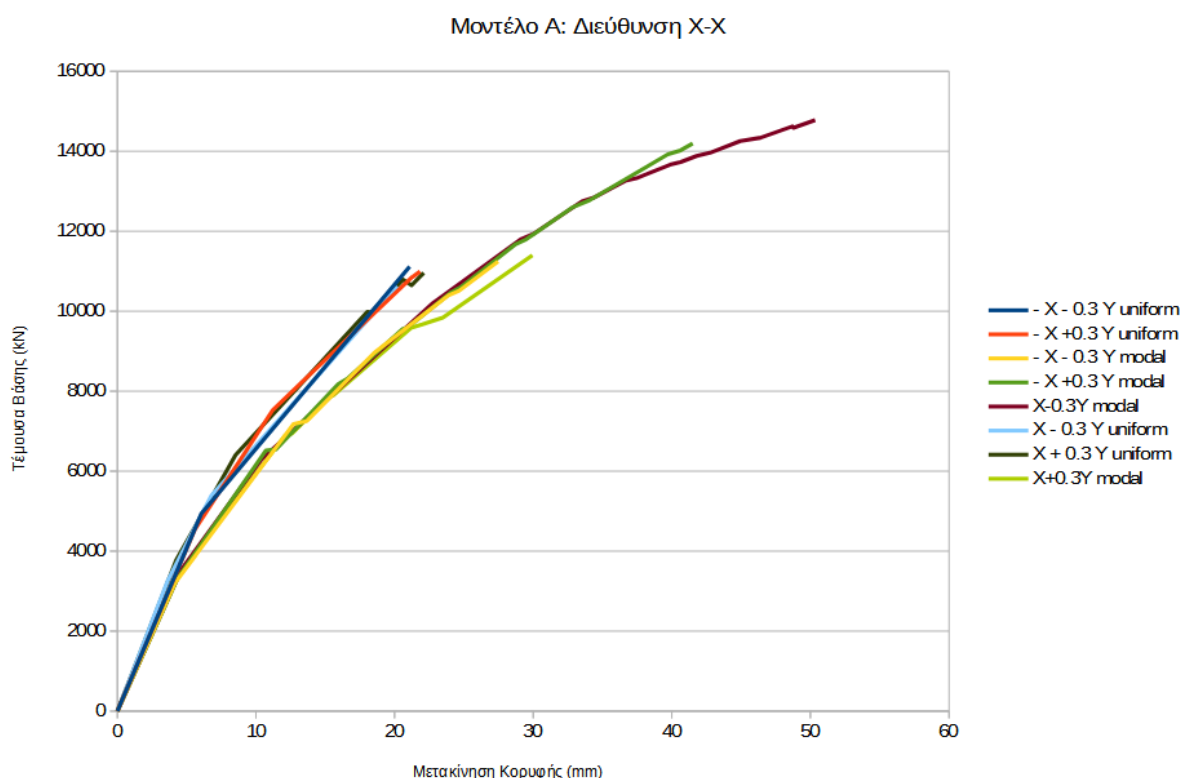


Διάγραμμα 5.16 Απόκριση μοντέλων για την ομοιόμορφη φόρτιση -Y-0,3X

Κεφάλαιο 6. Στατική Ανελαστική Ανάλυση με το Μοντέλο Α.

6.1 Αποτελέσματα κατά την διεύθυνση X

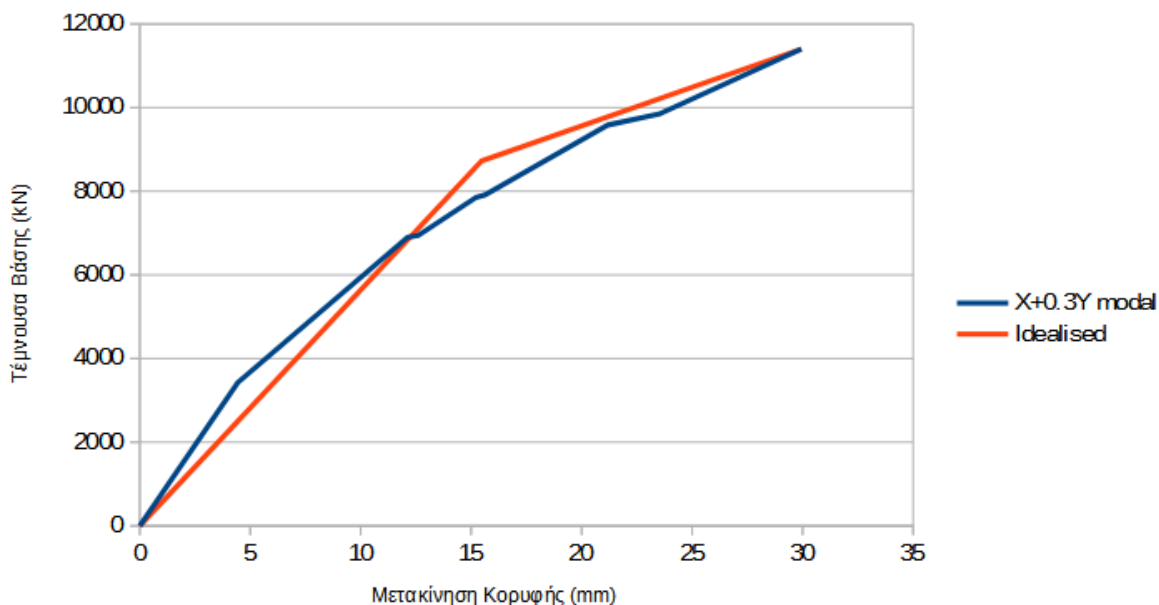
Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται η απόκριση της κατασκευής υπό τις διάφορες φορτίσεις στις οποίες την υποβάλαμε κατά την διεύθυνση X.



Διάγραμμα 6.1: Καμπύλες Pushover Μοντέλου Α στη διεύθυνση X-X

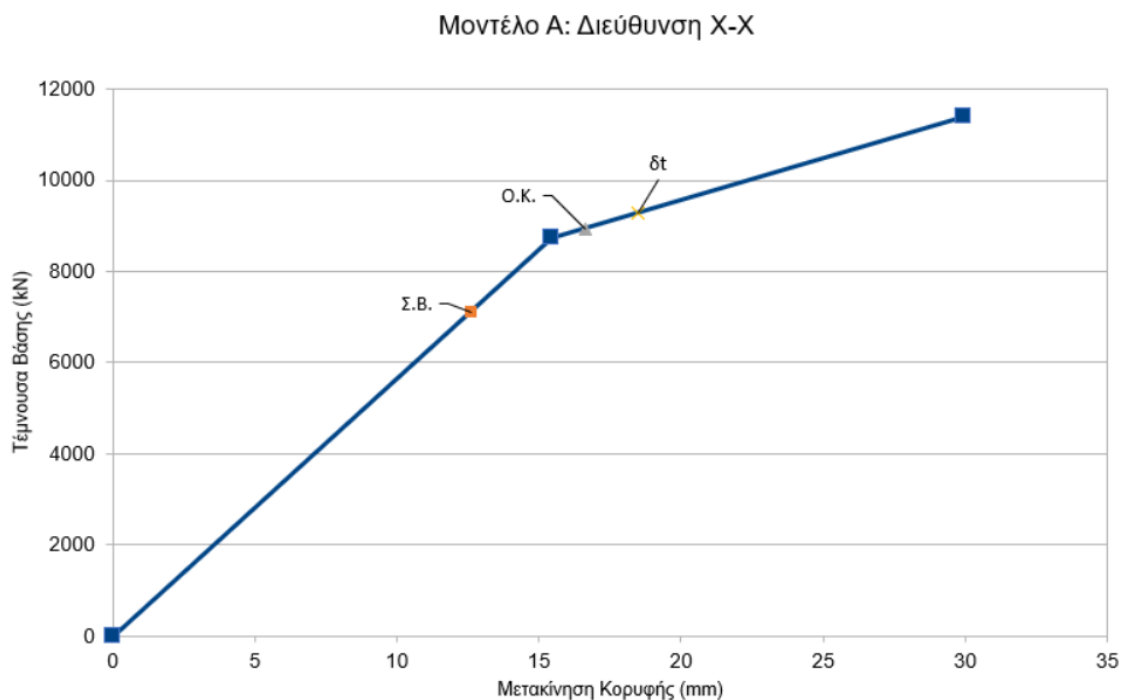
Η δυσμενέστερη φόρτιση από άποψη δυσκαμψίας φαίνεται να είναι η “ιδιομορφική” $X+0,3Y$. Κατ’ αυτή την διεύθυνση και κατανομή, η κατασκευή έχει την ικανότητα (capacity) να αναπτύξει 11.400 kN τέμνουσα στη βάση και 29,94 mm μετακίνηση στην κορυφή, προτού έρθει η κατάρρευση σύμφωνα με την ανάλυση.

Μετατρέπουμε την καμπύλη σε διγραμμική σύμφωνα με τη μέθοδο που αναπτύχθηκε στο Κεφάλαιο 2.



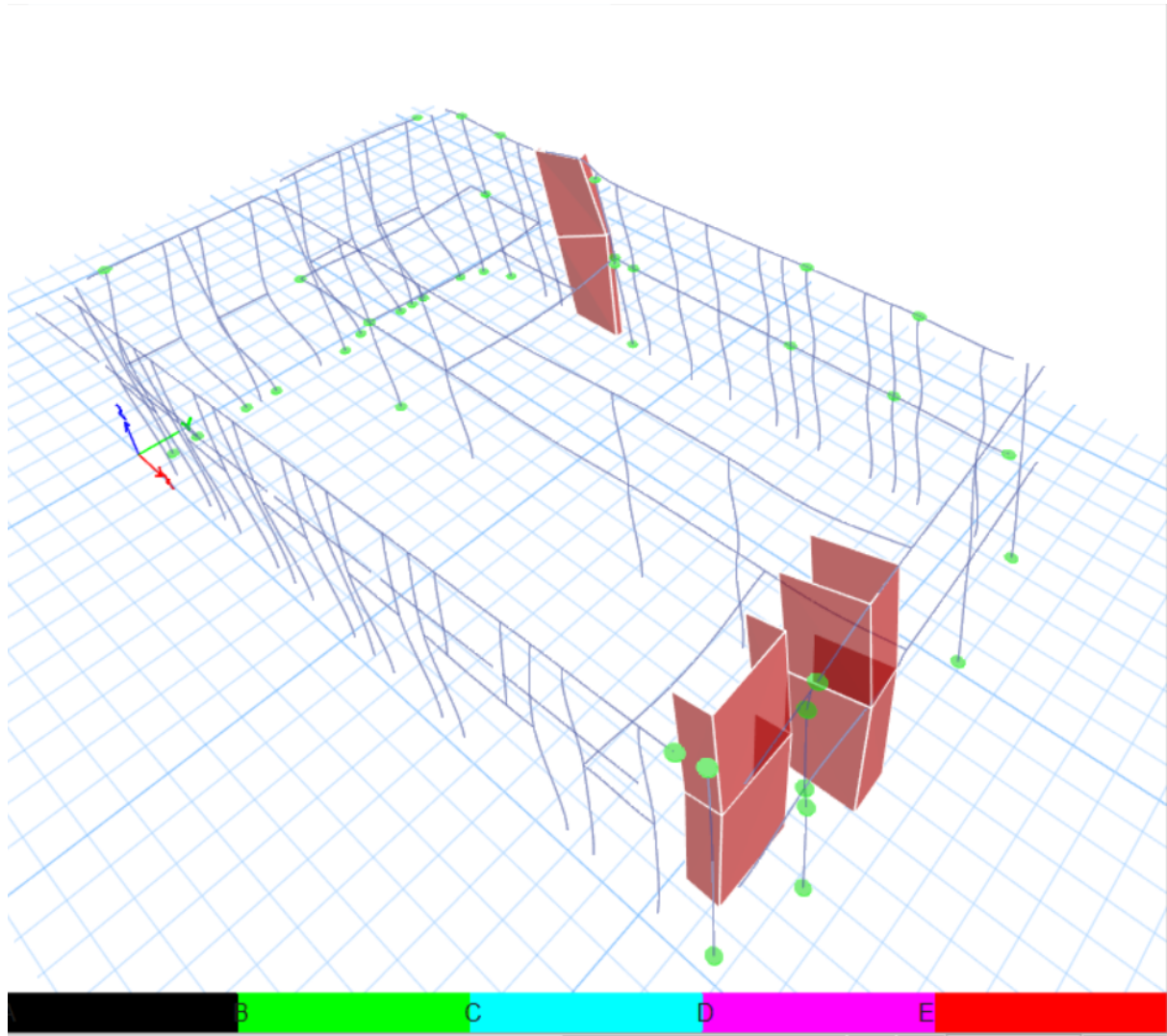
Διάγραμμα 6.2 Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας Μοντέλου Α κατά X-X

Οι στάθμες επιτελεστικότητας υπολογίζονται από την διγραμμική καμπύλη με $\delta_y=15,47$ mm και $\delta_{max}=29,94$ mm ίσες με $\delta_{SB}=12,61$ mm και $\delta_{OK}=16,63$ mm. Η στάθμη επιτελεστικότητας δΠ.Β για την συγκεκριμένη καμπύλη δεν έχει ουσία. Ο συντελεστής ασφαλείας $\gamma_{Rd}=1,8$ οδηγεί στην τοποθέτηση της δΣΒ πριν το όριο διαρροής. Η στοχευόμενη μετακίνηση υπολογίστηκε $\delta_t=18,51$ mm.

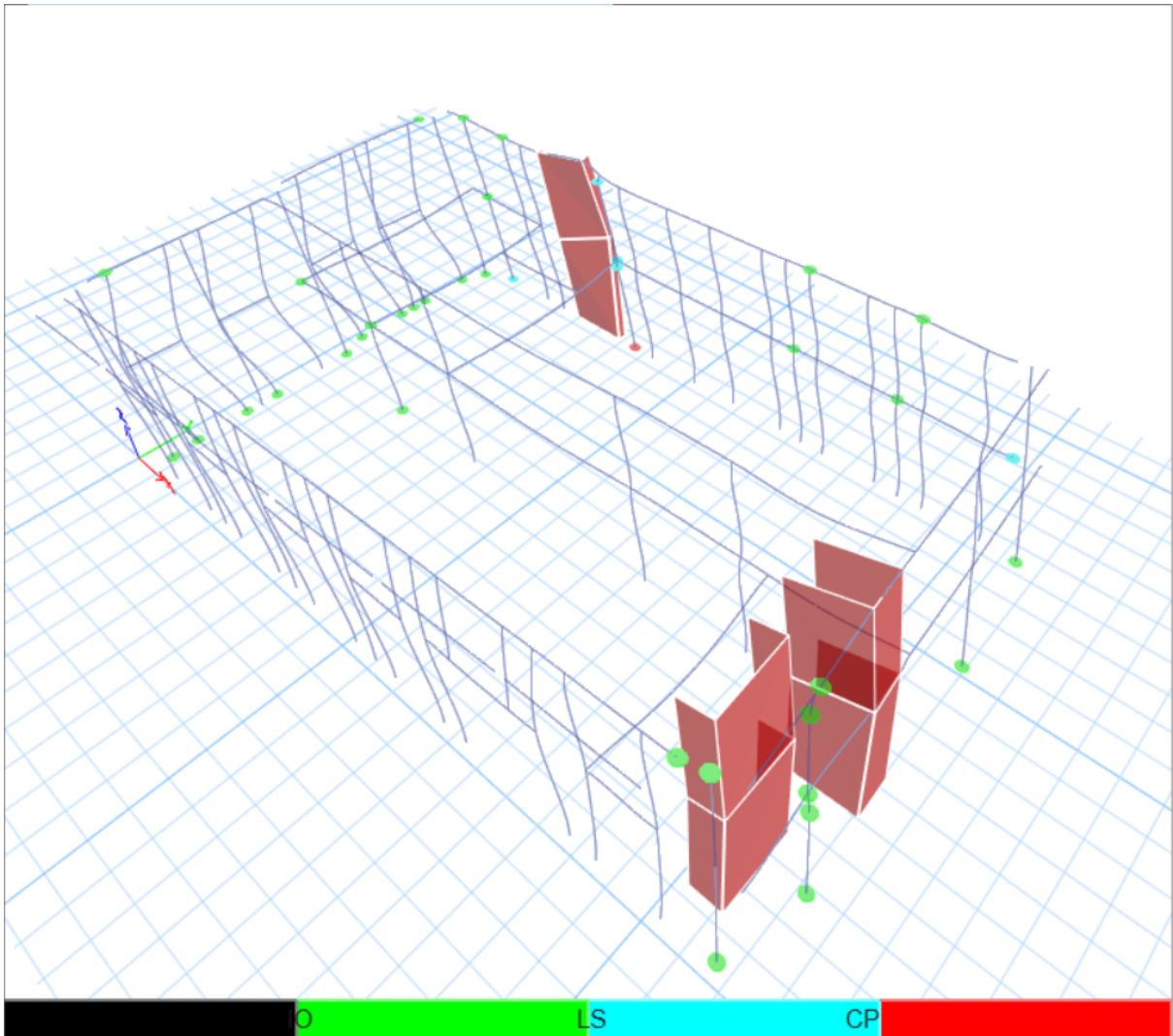


Διάγραμμα 6.3 Στάθμες επιτελεστικότητας και στοχευόμενη μετακίνηση πάνω στην διγραμμική καμπύλη του Μοντέλου Α κατά Χ-Χ

Όπως βλέπουμε, η κατασκευή σύμφωνα με το μοντέλο Α, δεν ικανοποιεί τον ελάχιστο στόχο αποτίμησης που έχει τεθεί, δηλαδή ξεπερνά την “Οιονεί Κατάρρευση”. Στο τέλος του βήματος κατά το οποίο παρατηρείται η στοχευόμενη μετακίνηση, δηλαδή για $d_{top}=21,179$ mm και $V_b=9583,40$ kN, η κατάσταση του φορέα σε σχέση με τις πλαστικές αρθρώσεις που έχουν ενεργοποιηθεί φαίνεται στην Εικόνα 6.1. Ένας μεγάλος αριθμός διατομών έχουν διαρρεύσει (σημείο Β), χωρίς να ξεπερνούν το σημείο μετά το οποίο θεωρούμε ότι χάνουν το μεγαλύτερο μέρος της αντοχής τους (σημείο C). Στην Εικόνα 6.2 βλέπουμε ότι για αυτές τις μετακινήσεις, μόνο μία διατομή έχει ξεπεράσει την στάθμη της “Οιονεί Κατάρρευσης”, η βάση του υποστυλώματος Κ3. Παράλληλα έχει ξεπεραστεί η στάθμη “Σημαντικές Βλάβες” για το άκρο της δοκού Δ4 και ένα υποστύλωμα Κ’. Όσον αφορά στη δοκό Δ4, σύμφωνα με τον ξυλότυπο της κατασκευής, σε εκείνο το σημείο δεν προβλέπεται να “σπάει” ο οπλισμός, σε αντίθεση με τις άλλες περιοχές των δοκών. Σε όλες τις άλλες περιπτώσεις αναμένονται “Περιορισμένες Βλάβες”. Αυτό αφορά, μεταξύ άλλων, πολλά σημεία των υποστυλωμάτων Κ’ στη νότια πλευρά του κτηρίου και θέσεις κοντά στο κλιμακοστάσιο της βόρειας πλευράς.



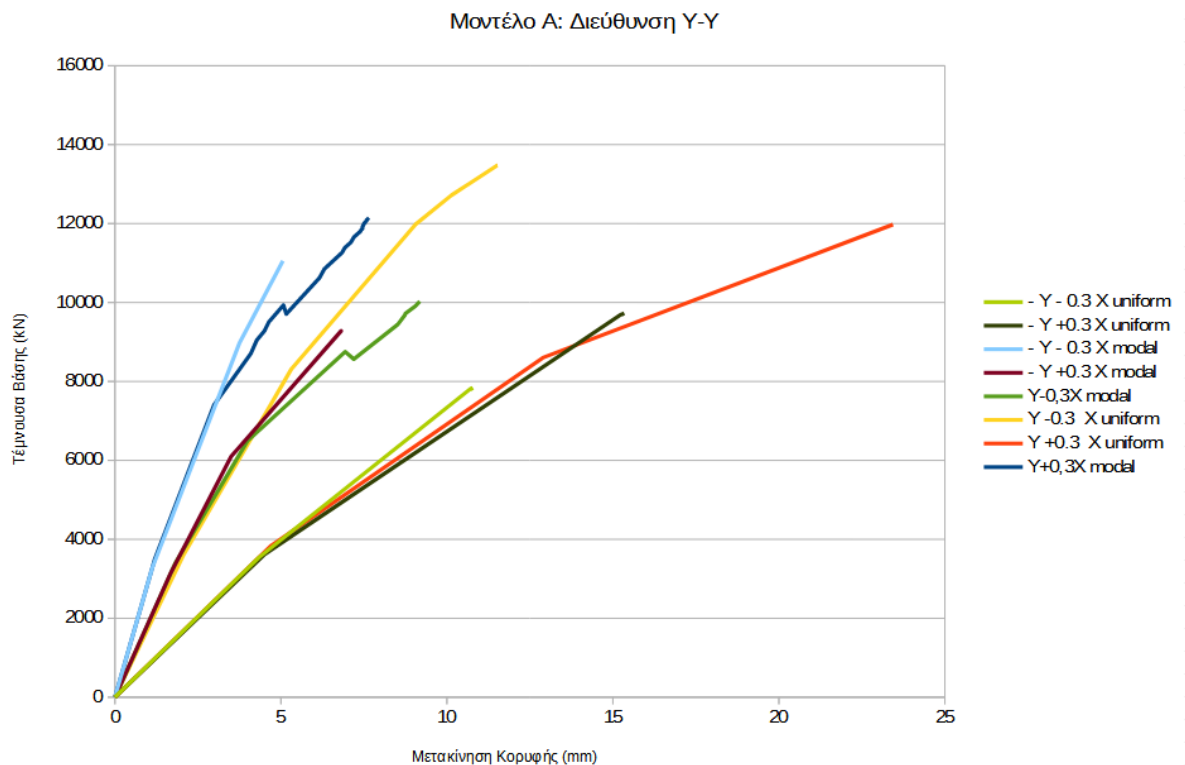
Εικόνα 6.1 Σημεία ανελαστικής μετακίνησης κόμβων - Μοντέλο A κατά X-X



Εικόνα 6.2 Σημεία επιτελεστικότητας πλαστικών αρθρώσεων - Μοντέλο Α κατά X-X

6.2 Αποτελέσματα κατά την διεύθυνση Y

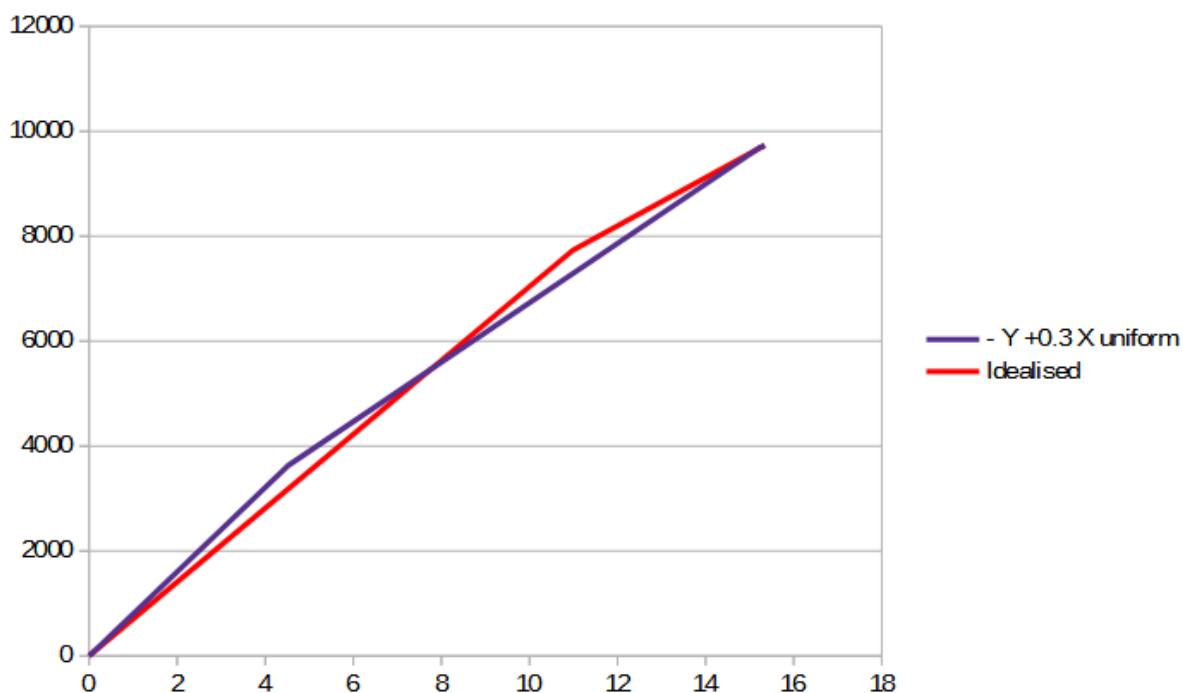
Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται η απόκριση της κατασκευής υπό τις διάφορες φορτίσεις στις οποίες την υποβάλαμε κατά την διεύθυνση Y.



Διάγραμμα 6.4: Καμπύλες Pushover Μοντέλου A στη διεύθυνση Y-Y

Η δυσμενέστερη φόρτιση από άποψη δυσκαμψίας φαίνεται να είναι η “ομοιόμορφη” -Y+0,3X. Κατ’ αυτή την διεύθυνση και κατανομή, η κατασκευή έχει την ικανότητα (capacity) να αναπτύξει 9.729 kN τέμνουσα στη βάση και 15,34 mm μετακίνηση στην κορυφή, προτού έρθει η κατάρρευση σύμφωνα με την ανάλυση.

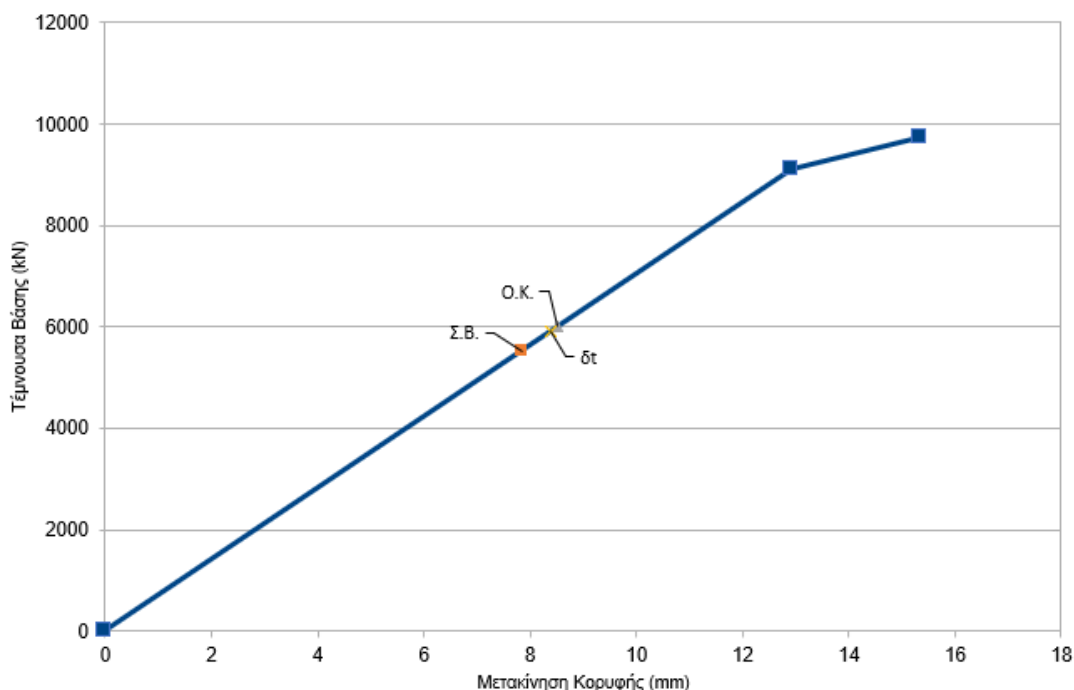
Μετατρέπουμε την καμπύλη σε διγραμμική σύμφωνα με τη μέθοδο που αναπτύχθηκε στο Κεφάλαιο 2.



Διάγραμμα 6.5 Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας Μοντέλου Α κατά Y-Y

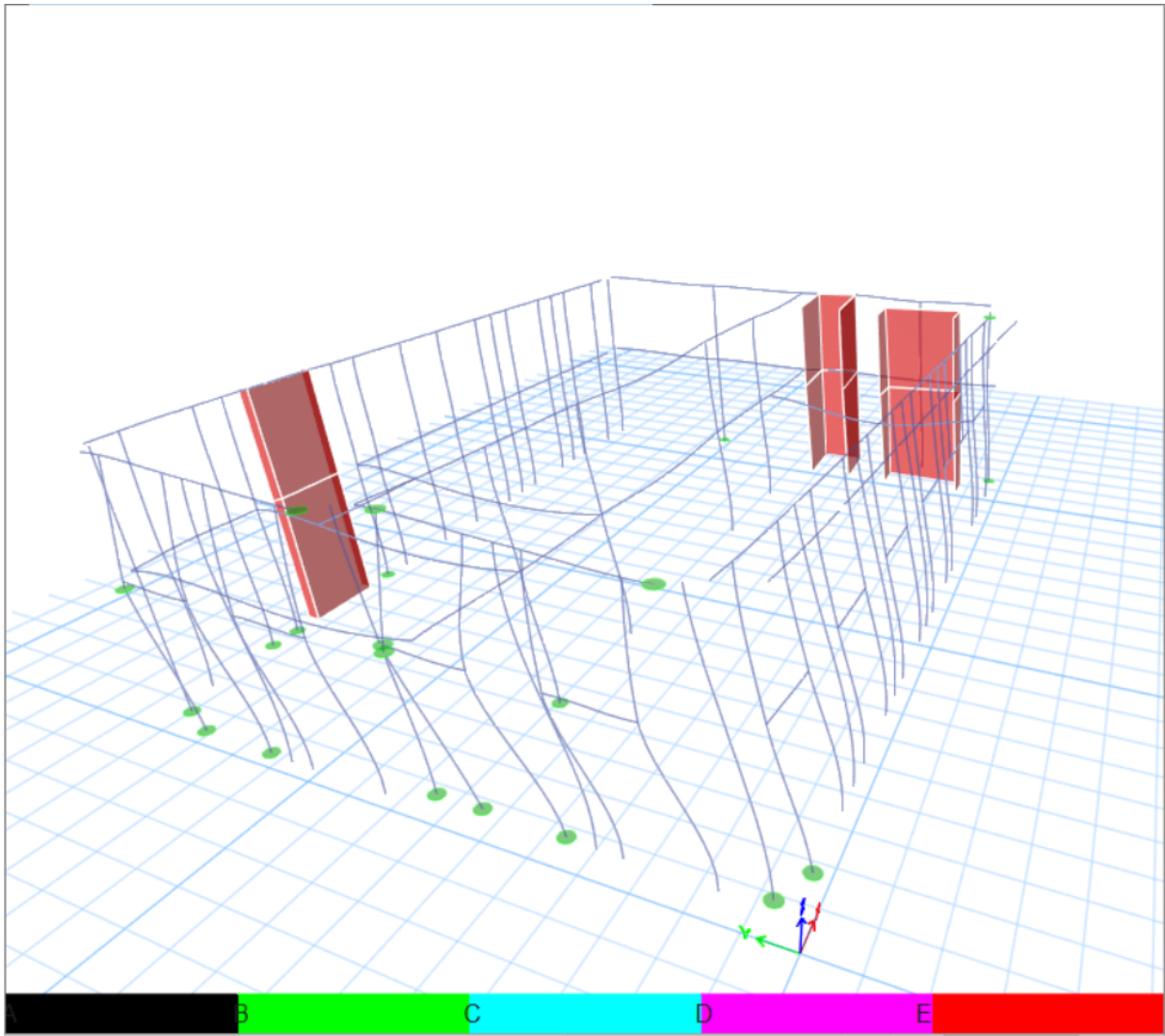
Οι στάθμες επιτελεστικότητας υπολογίζονται από την διγραμμική καμπύλη με $\delta y = 12,92 \text{ mm}$ και $\delta_{\max} = 15,34 \text{ mm}$ ίσες με $\delta_{\Sigma B} = 7,85 \text{ mm}$ και $\delta_{OK} = 8,52 \text{ mm}$. Η στάθμη επιτελεστικότητας δΠ.Β για την συγκεκριμένη καμπύλη δεν έχει ουσία. Ο συντελεστής ασφαλείας $\gamma_{Rd} = 1,8$ οδηγεί στην τοποθέτηση της $\delta_{\Sigma B}$ πριν το όριο διαρροής. Η στοχευόμενη μετακίνηση υπολογίστηκε $\delta t = 8,48 \text{ mm}$.

Μοντέλο A: Διεύθυνση Y-Y

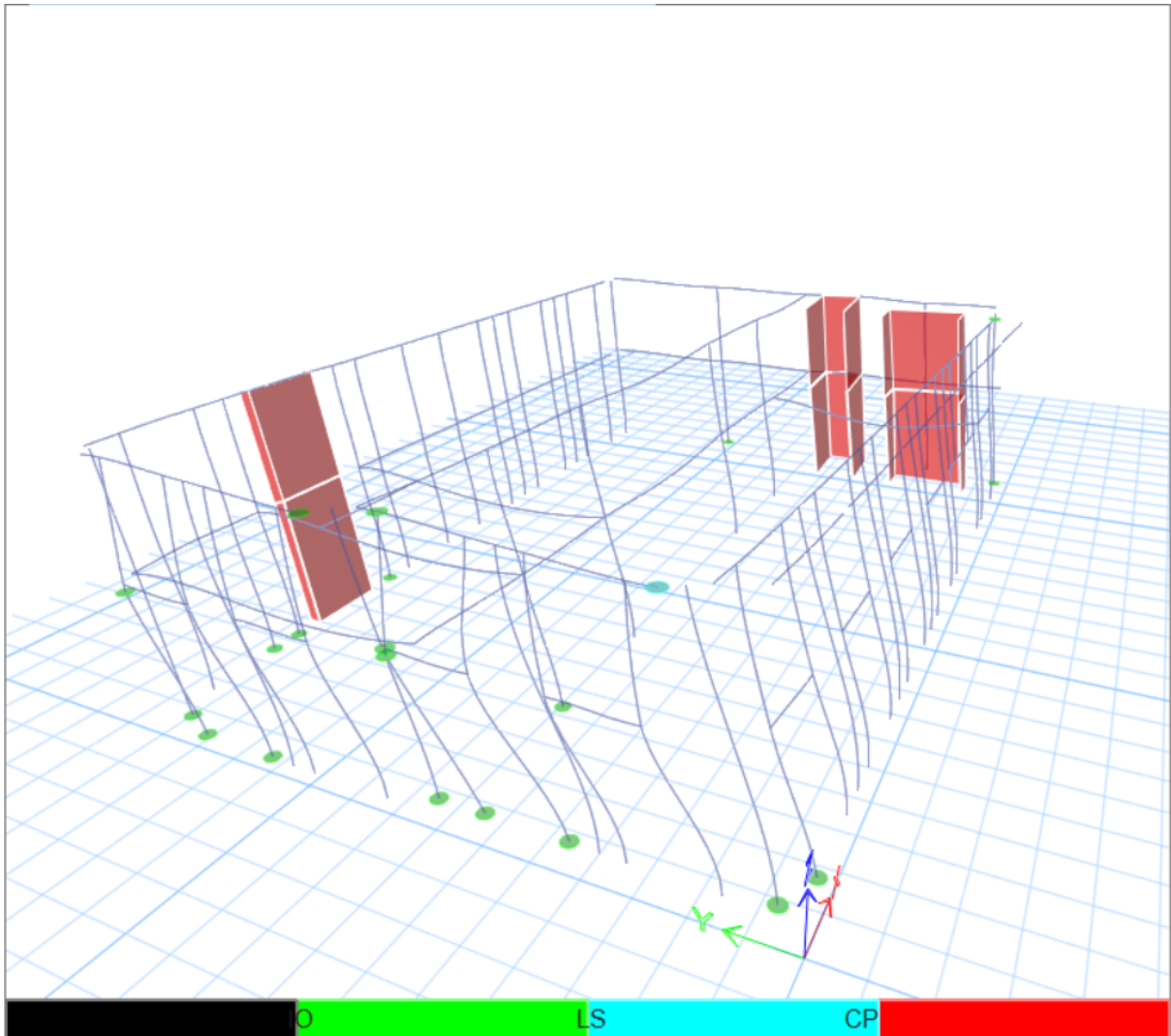


Διάγραμμα 6.6 Στάθμες επιτελεστικότητας και στοχευόμενη μετακίνηση πάνω στην διγραμμική καμπύλη του Μοντέλου A κατά Y-Y

Όπως βλέπουμε, η κατασκευή σύμφωνα με το μοντέλο A, ικανοποιεί οριακά τον ελάχιστο στόχο αποτίμησης που έχει τεθεί, δηλαδή δεν ξεπερνά την “Οιονεί Κατάρρευση”. Στο τέλος του βήματος κατά το οποίο παρατηρείται η στοχευόμενη μετακίνηση, δηλαδή για $d_{top}=15,24$ mm και $V_b= 9693,71$ kN, η κατάσταση του φορέα σε σχέση με τις πλαστικές αρθρώσεις που έχουν ενεργοποιηθεί φαίνεται στην Εικόνα 6.3. Ένας μεγάλος αριθμός διατομών έχουν διαρρεύσει (σημείο B), χωρίς να ξεπερνούν το σημείο μετά το οποίο θεωρούμε ότι χάνουν το μεγαλύτερο μέρος της αντοχής τους (σημείο C). Πρόκειται κυρίως για υποστυλώματα Κ' της νότιας πλευράς του κτηρίου Στην Εικόνα 6.4 βλέπουμε ότι για αυτές τις μετακινήσεις, μόνο μία διατομή έχει ξεπεράσει την στάθμη των “Σημαντικών Βλαβών”, αυτή του άκρου της δοκού D5 στην οροφή ισογείου. Χρειάζεται προσοχή για αυτή την δοκό καθώς όπως η πλειοψηφία των δοκών του κτηρίου έχει ψαθυρή συμπεριφορά. Αυτό είναι σαφώς προτιμότερο σε σχέση με το να παρουσιάζουν τα υποστυλώματα τέτοια συμπεριφορά (στην πλειοψηφία τους αστοχούν σε κάμψη). Παρόλα αυτά, παραμένει ένας παράγοντας πρόκλησης σημαντικών βλαβών στην κατασκευή.



Εικόνα 6.3 Σημεία ανελαστικής μετακίνησης κόμβων - Μοντέλο Α κατά Y-Y

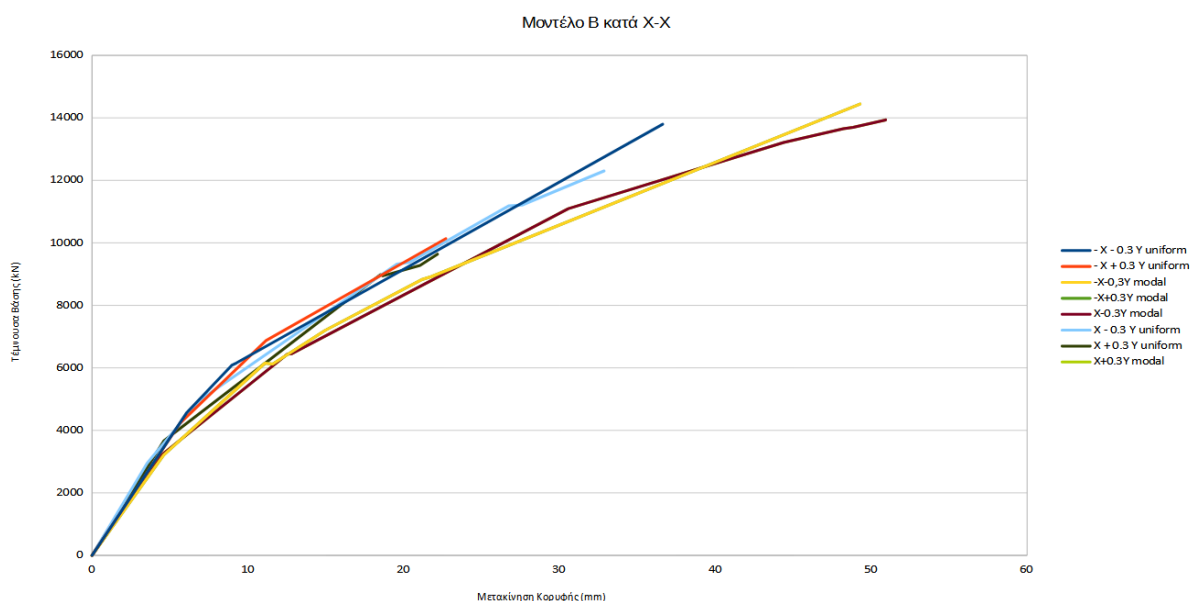


Εικόνα 6.4 Σημεία επιτελεστικότητας πλαστικών αρθρώσεων - Μοντέλο Α κατά Y-Y

Κεφάλαιο 7. Στατική Ανελαστική Ανάλυση με το Μοντέλο Β

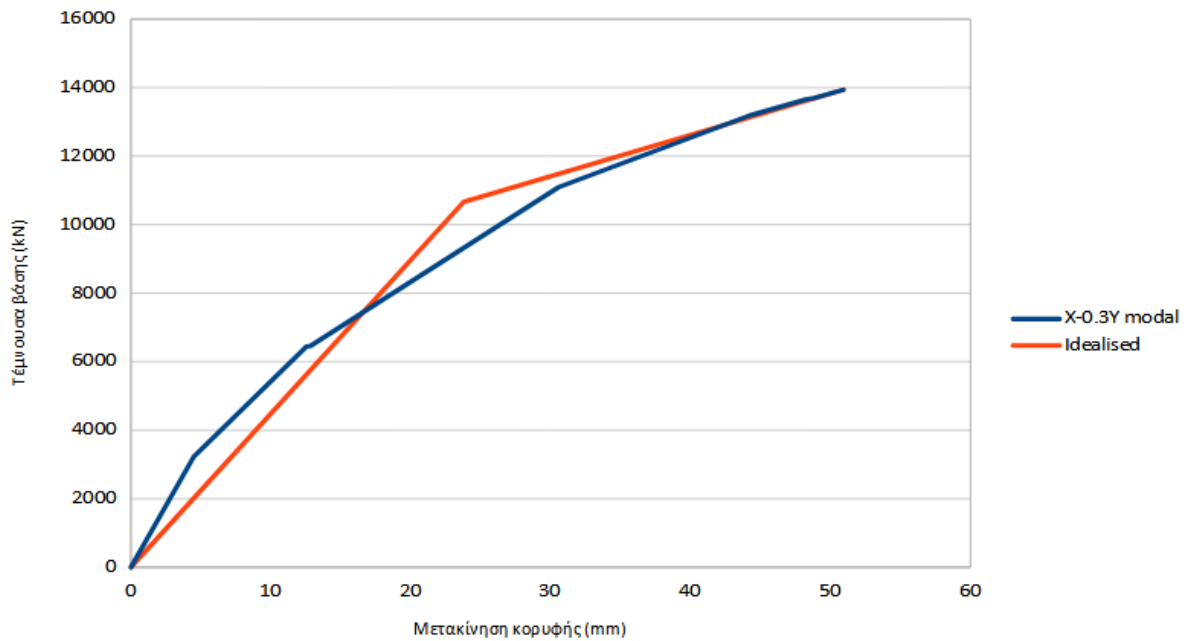
7.1 Αποτελέσματα ανάλυσης κατά την διεύθυνση X

Στο παρακάτω διάγραμμα φαίνεται η απόκριση της κατασκευής υπό τις διάφορες φορτίσεις στις οποίες την υποβάλαμε κατά την διεύθυνση X.



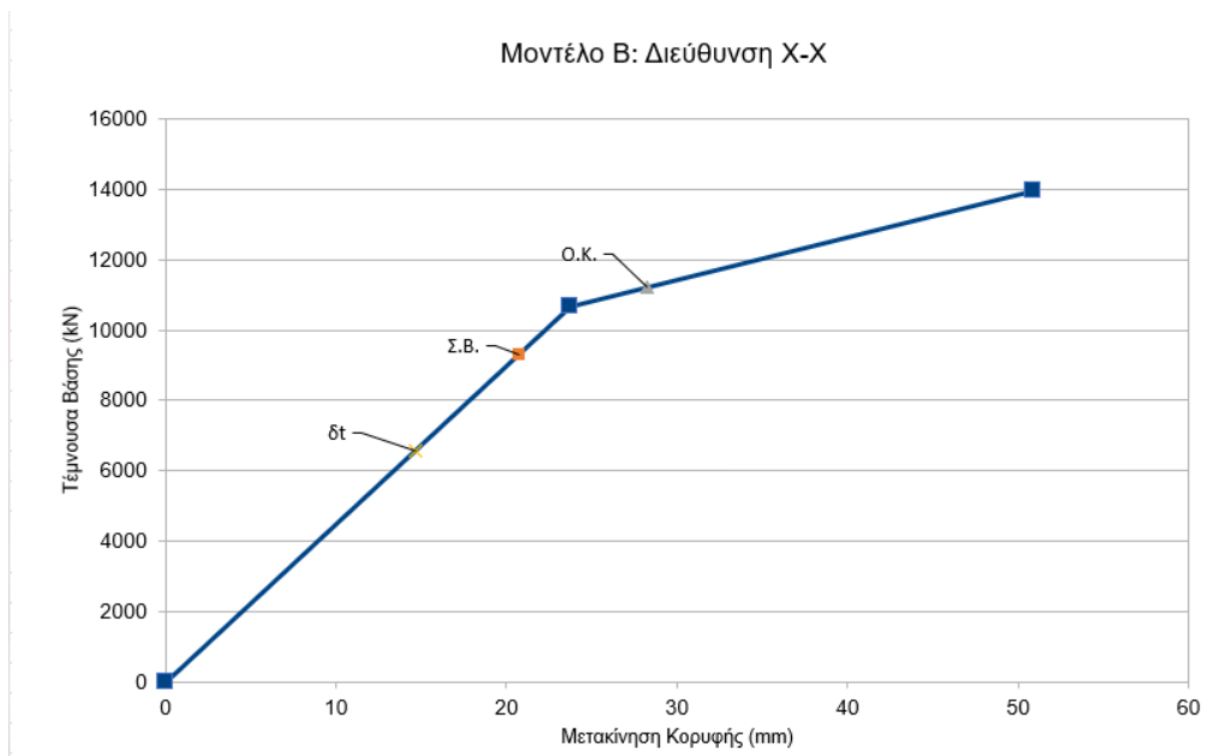
Διάγραμμα 7.1: Καμπύλες Pushover Μοντέλου Β στη διεύθυνση X-X

Η δυσμενέστερη φόρτιση φαίνεται να είναι η “ιδιομορφική” +X-0,3Y. Κατ’ αυτή την διεύθυνση και κατανομή, η κατασκευή έχει την ικανότητα (capacity) να αναπτύξει 13.935 kN τέμνουσα στη βάση και 50,92 mm μετακίνηση στην κορυφή, προτού έρθει η κατάρρευση σύμφωνα με την ανάλυση. Η καμπύλη αυτή διγραμμικοποιείται με βάση την μεθοδολογία που περιγράφεται στο Κεφάλαιο 2 και παρουσιάζεται στο παρακάτω διάγραμμα.



Διάγραμμα 7.2 Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας Μοντέλου Β κατά Χ-Χ

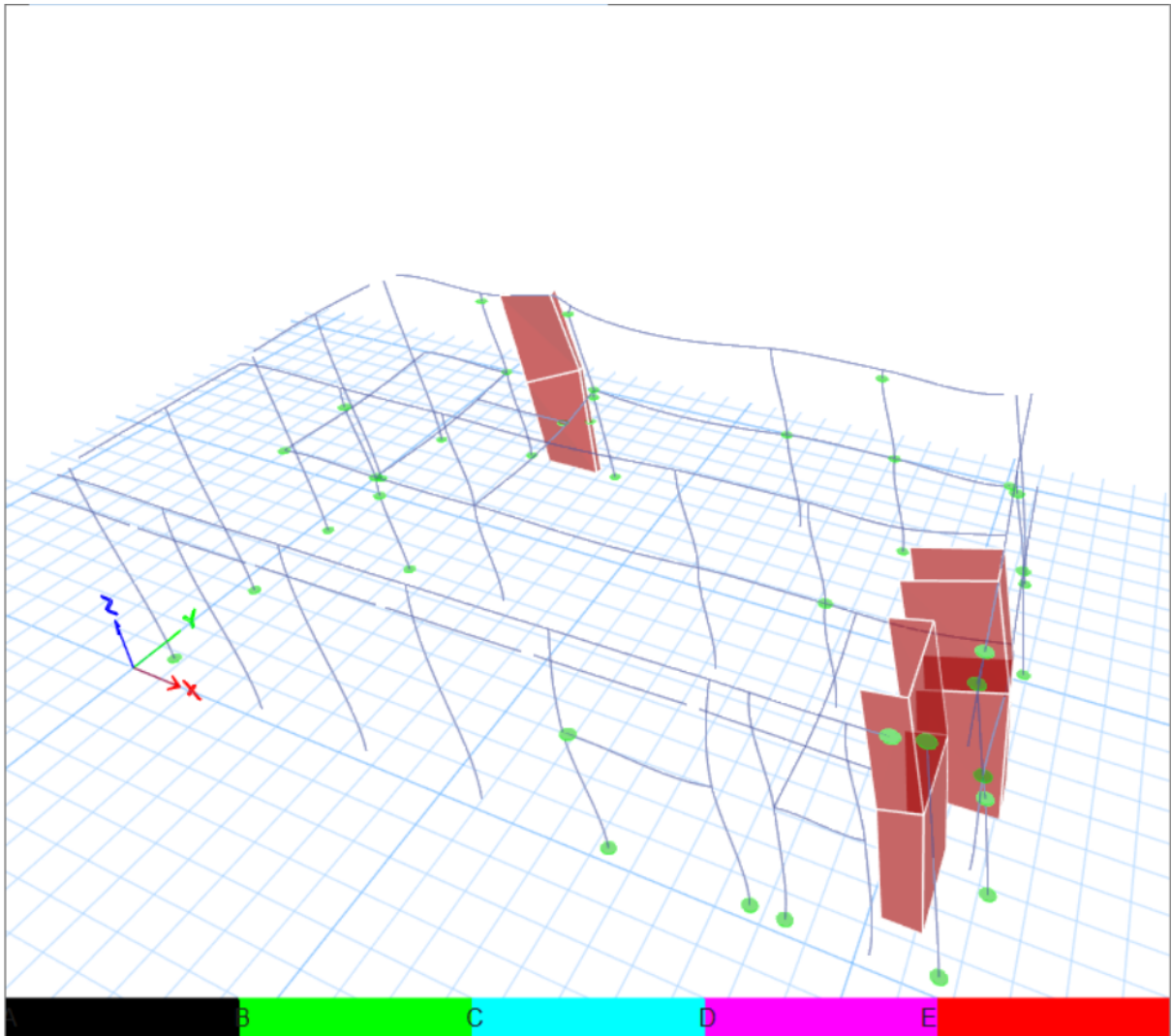
Οι στάθμες επιτελεστικότητας υπολογίζονται από την διγραμμικοποιημένη καμπύλη με $\delta y=23,78$ mm και $\delta_{max}=50,92$ mm ίσες με $\delta_{\Sigma B}=20,75$ mm $\delta_{OK}=28,28$ mm. Για την καμπύλη αυτή και με τον συντελεστή ασφαλείας γ_{Rd} που έχουμε λάβει, δεν έχει νόημα ο υπολογισμός της στάθμης δΠΒ. Παρακάτω φαίνονται οι θέσεις αυτές πάνω στην διγραμμική καμπύλη ικανότητας.



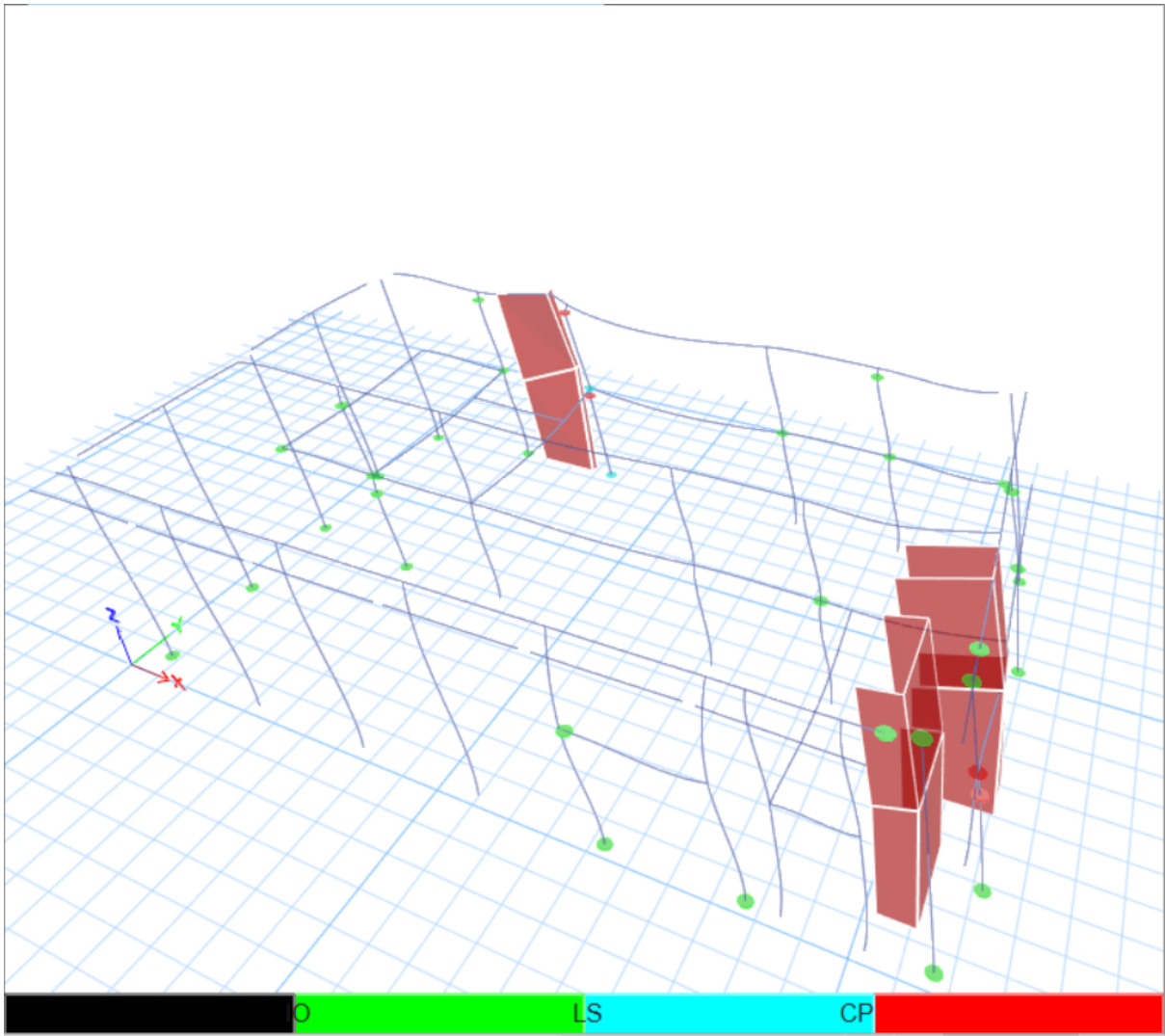
Διάγραμμα 7.3 Στάθμες επιτελεστικότητας και στοχευόμενη μετακίνηση πάνω στην διγραμμική καμπύλη του Μοντέλου Β κατά Χ-Χ

Βλέπουμε ότι για την στοχευόμενη μετακίνηση $\delta t = 14,631 \text{ mm}$, η κατασκευή επιτελεί τον ελάχιστο στόχο Γ1 (“Οιονεί Κατάρρευση” για σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια). Ταυτόχρονα βρίσκεται με αρκετή ασφάλεια πριν από την στάθμη “Σημαντικές Βλάβες” και άρα αναμένεται πολύ καλή συμπεριφορά στο σεισμό σχεδιασμό με πολύ περιορισμένες και επισκευάσιμες βλάβες.

Στο τέλος του βήματος κατά το οποίο η κατασκευή φτάνει την στοχευόμενη μετακίνηση, δηλαδή για $d_{top} = 30,56 \text{ mm}$ και $V_b = 11094,46 \text{ kN}$ έχουν διαρρεύσει αρκετές διατομές όπως φαίνεται στην Εικόνα 7.1. Στην Εικόνα 7.2 για διατομές στο υποστύλωμα Κ3 και στο Κ19, έχει ξεπεραστεί το όριο “Οιονεί Κατάρρευση”. Ωστόσο, από την ανάλυση στο Etabs, η εικόνα που έχουμε είναι για το βήμα όπου παρατηρείται μετακίνηση $30,56 \text{ mm}$, δηλαδή διπλάσια από την στοχευόμενη, και όχι από την κατάσταση νωρίτερα. Επομένως, μάλλον είναι σημαντικά υπέρ της ασφαλείας. Στο προηγούμενο βήμα οι ίδιες διατομές των Κ3 και Κ19 έχουν ξεπεράσει το όριο “Περιορισμένες Βλάβες”.



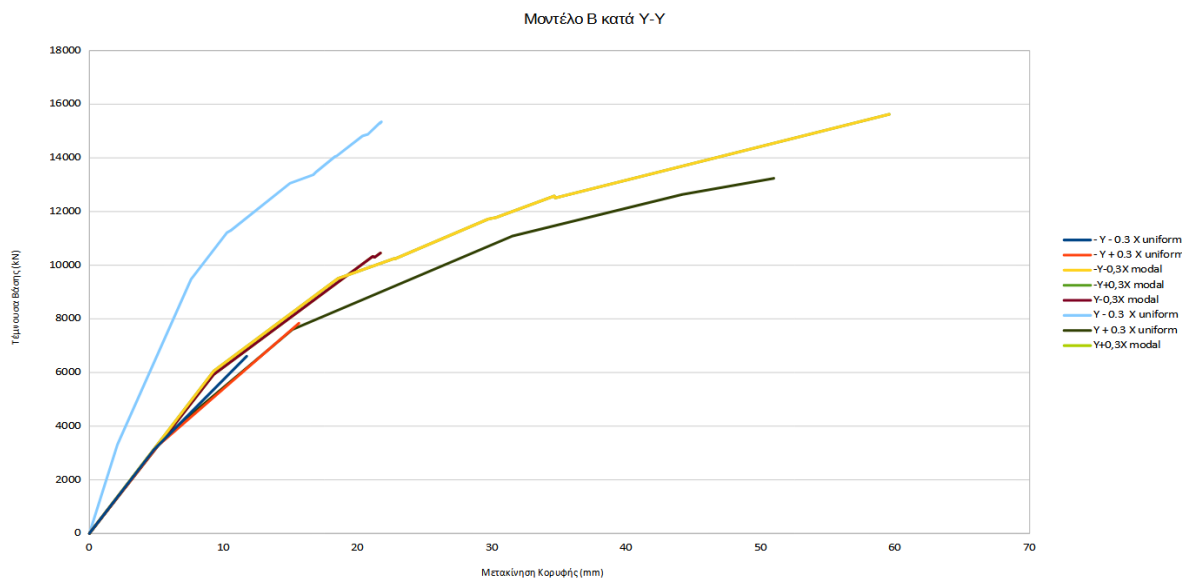
Εικόνα 7.1 Σημεία ανελαστικής μετακίνησης κόμβων - Μοντέλο Β κατά X-X



Εικόνα 7.2 Σημεία επιτελεστικότητας πλαστικών αρθρώσεων - Μοντέλο B κατά X-X

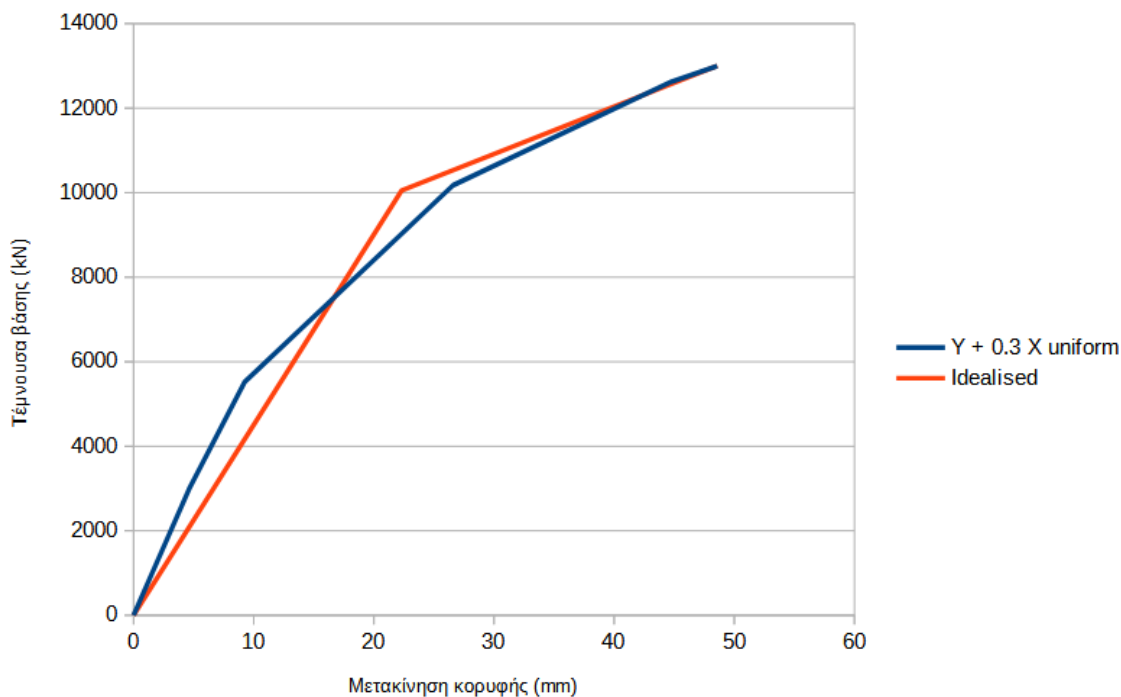
7.2 Αποτελέσματα ανάλυσης κατά την διεύθυνση Y

Στο παρακάτω διάγραμμα φαίνεται η απόκριση της κατασκευής ύπο τις διάφορες φορτίσεις στις οποίες την υποβάλαμε κατά την διεύθυνση Y.



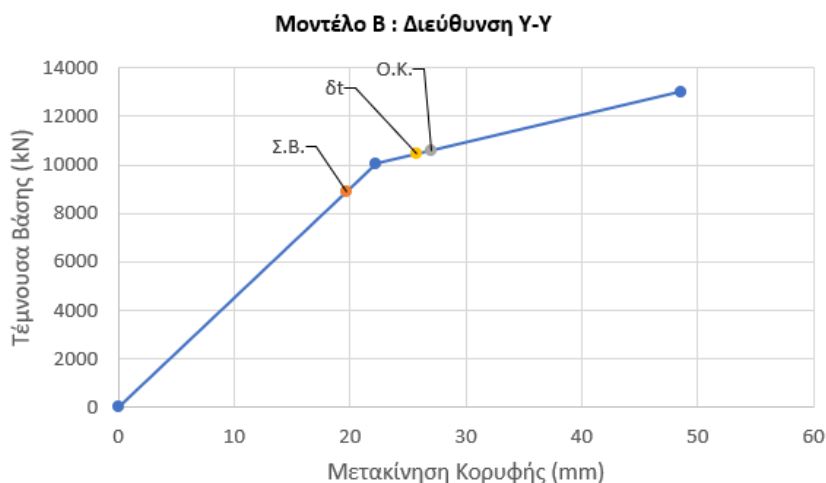
Διάγραμμα 7.4: Καμπύλες Pushover Μοντέλου B στη διεύθυνση Y-Y

Η δυσμενέστερη φόρτιση φαίνεται να είναι η “ομοιόμορφη” Y+0,3X. Κατ’ αυτή την διεύθυνση και κατανομή το κτήριο μπορεί να αναπτύξει 13.000 kN τέμνουσα βάσης και 48,58 mm μετακίνηση προτού έρθει η κατάρρευση. Η καμπύλη αυτή διγραμμικοποιείται με βάση την μεθοδολογία που περιγράφεται στο Κεφάλαιο 2 και παρουσιάζεται στο παρακάτω διάγραμμα.



Διάγραμμα 7.5 Διγραμμικοποίηση καμπύλης ικανότητας Μοντέλου Β κατά Y-Y

Οι στάθμες επιτελεστικότητας υπολογίζονται από την διγραμμικοποιημένη καμπύλη με $\delta y=22,33\text{mm}$ και $\delta_{\max}=48,58\text{ mm}$ ίσες με $\delta_{\Sigma B}=19,70\text{mm}$ $\delta_{OK}=26,99\text{mm}$. Για την καμπύλη αυτή και με τον συντελεστή ασφαλείας γ_{Rd} που έχουμε λάβει, δεν έχει νόημα ο υπολογισμός της στάθμης δΠΒ. Παρακάτω φαίνονται οι θέσεις αυτές πάνω στην διγραμμική καμπύλη ικανότητας.

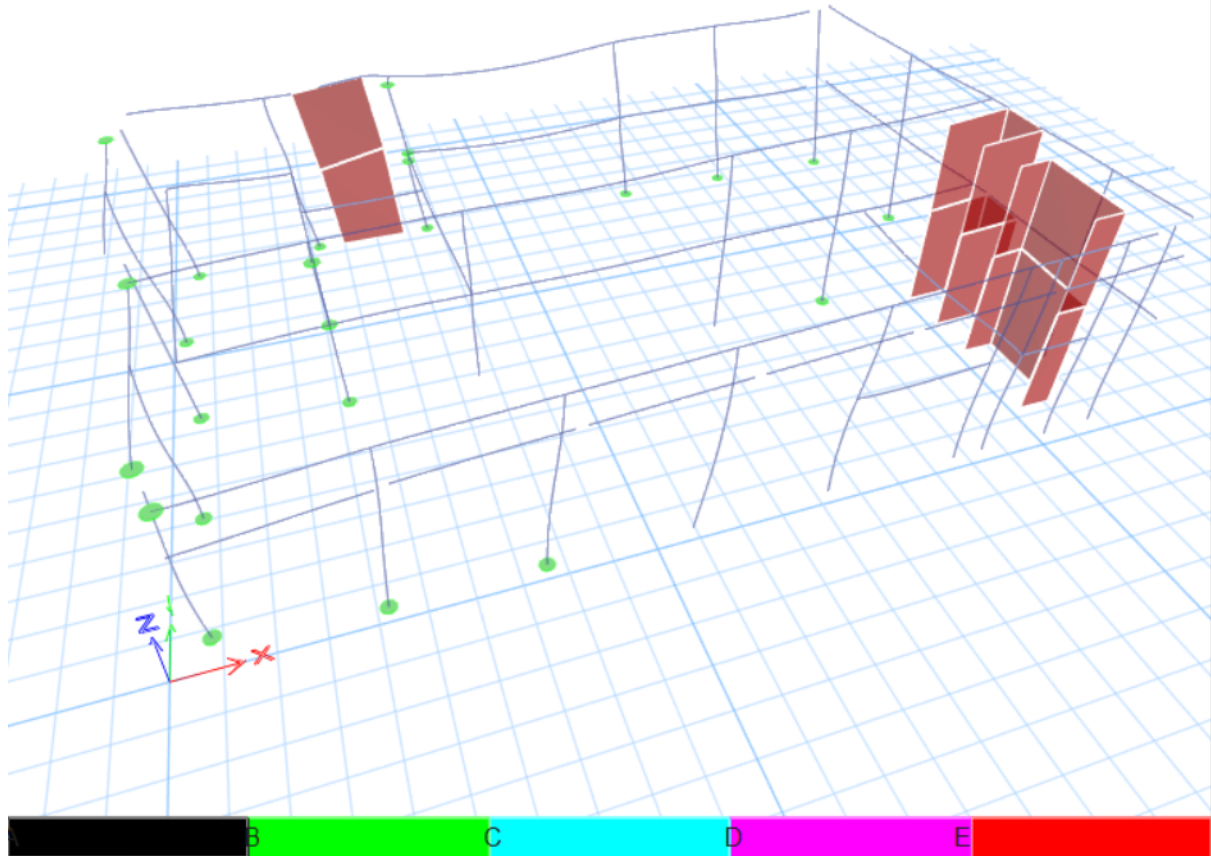


Διάγραμμα 7.6 Στάθμες επιτελεστικότητας και στοχευόμενη μετακίνηση πάνω στην διγραμμική καμπύλη του Μοντέλου B κατά Y-Y

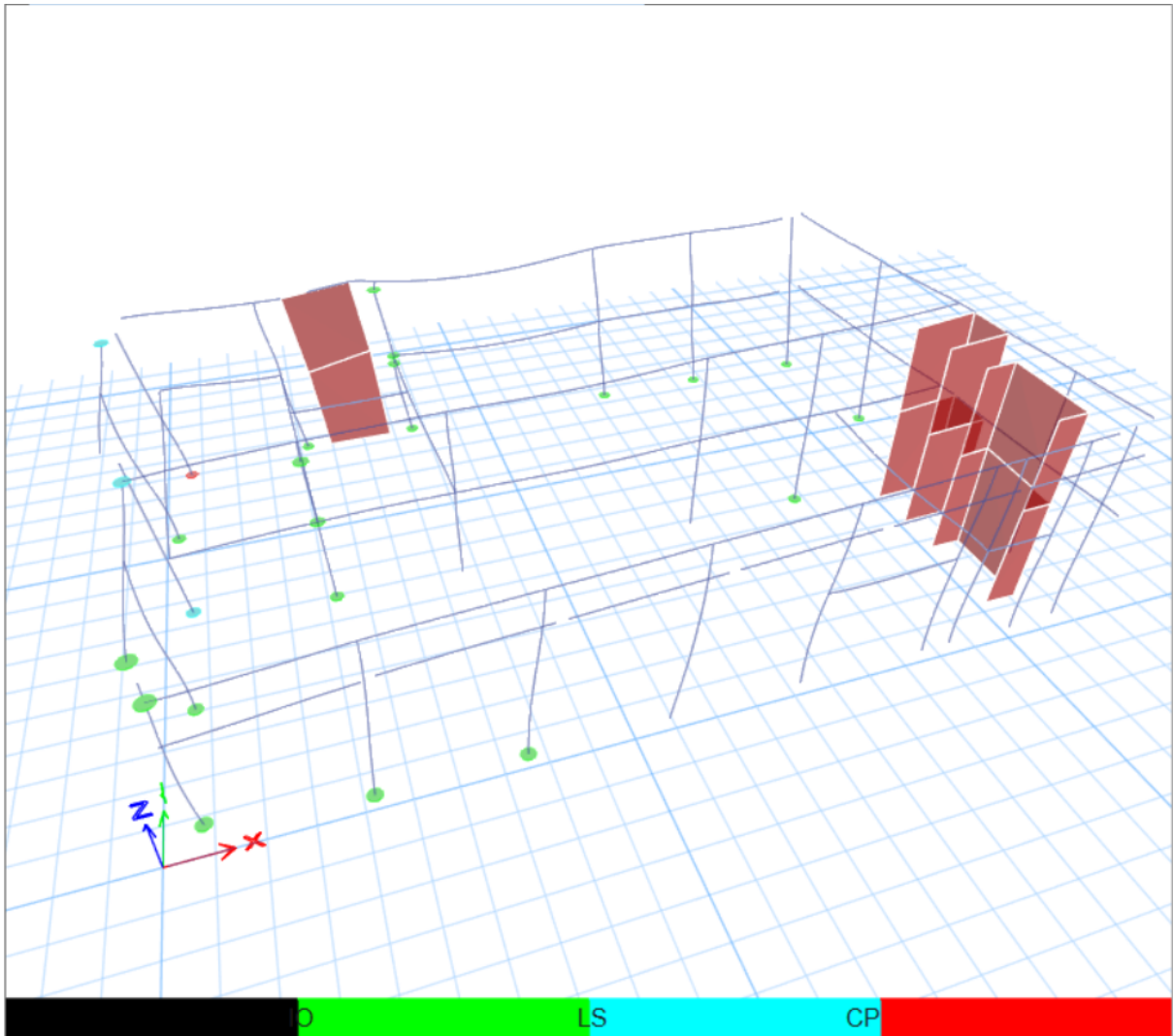
Βλέπουμε ότι για την στοχευόμενη μετακίνηση $\delta_t=25,74$ mm, η κατασκευή πλησιάζει αλλά οριακά ικανοποιεί τον ελάχιστο στόχο Γ1 (“Οιονεί Κατάρρευση” για σεισμό με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια).

Στο τέλος του βήματος κατά το οποίο η κατασκευή φτάνει την στοχευόμενη μετακίνηση, δηλαδή για $d_{top}=31,45$ mm και $V_b= 11077,43$ kN, έχουν διαρρεύσει αρκετές διατομές όπως φαίνεται στην Εικόνα 7.3, αλλά για καμία δεν ξεπερνιέται το όριο μετά το οποίο θεωρούμε ότι η διατομή έχει απολέσει το μεγαλύτερο μέρος της αντίστασής της. Στην Εικόνα 7.2 βλέπουμε την στάθμη επιτελεστικότητας για τις διάφορες αρθρώσεις που έχουν πλαστικοποιηθεί. Για την βάση του υποστυλώματος K9 και το ένα άκρο των δοκών D3 και D7 στη δεύτερη στάθμη, έχει ξεπεραστεί το όριο “Σημαντικές Βλάβες”. Συγκεκριμένα για τις δύο δοκούς σε εκείνα τα σημεία, αναμένεται να εμφανιστούν θετικές ροπές και άρα να λειτουργούν με λίγο διαμήκη οπλισμό σε εφελκυσμό. Αν και είναι θετικό το γεγονός σε αυτή την περίπτωση φόρτισης ότι θα συγκεντρωθούν οι βλάβες στα δοκάρια και όχι στα υποστυλώματα, θα εμφανιστούν πιθανά βλάβες οι οποίες θα πρέπει να επισκευαστούν. Τόσο για το υποστύλωμα K9 όσο και για τις δοκούς D3 και D7, το ενδεχόμενο αστοχίας σε κάποια μεγαλύτερη ένταση σεισμού θα έρθει με ψαθυρό τρόπο και άρα πρέπει να δοθεί προσοχή σε αυτές τις περιοχές.

Επίσης βλέπουμε ότι ξεπερνιέται το όριο της στάθμης “Οιονεί Κατάρρευση” για τη βάση στο υποστύλωμα K1. Και αυτό είναι ένα υποστύλωμα στο οποίο θα μπορούσε να εμφανιστεί ψαθυρός τρόπος αστοχίας, επομένως χρειάζεται προσεκτική τεκμηρίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών του στη φάση της οριστικής μελέτης για να εξακριβωθεί η αντίσταση που διαθέτει έναντι οριζόντιων φορτίων.



Εικόνα 7.3 Σημεία ανελαστικής μετακίνησης κόμβων - Μοντέλο Β κατά Y-Y

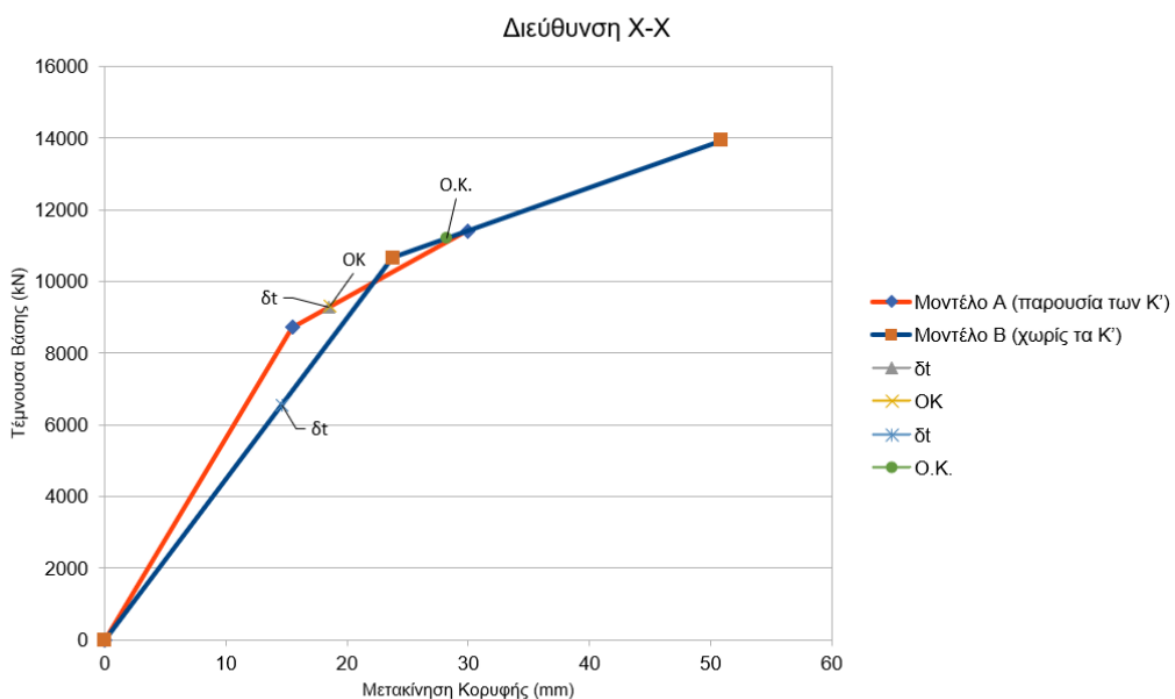


Εικόνα 7.4 Σημεία επιτελεστικότητας πλαστικών αρθρώσεων - Μοντέλο Β κατά Y-Y

Κεφάλαιο 8. Σύγκριση των Αποτελεσμάτων και Συμπεράσματα

Στην διεύθυνση X-X κατά την οποία ο κύριος φορέας παρουσιάζει πολύ καλή συμπεριφορά, η συμπερίληψη των Κ' στην ανάλυση φέρνει την κατασκευή στην κατάσταση της “Οιονεί Κατάρρευσης”. Ωστόσο, και στις δύο περιπτώσεις, συγκεντρώνονται σημαντικές βλάβες στα υποστυλώματα που βρίσκονται στην περιοχή των κλιμακοστασίων, δηλαδή των πολύ δύσκαμπτων τοιχωμάτων.

Όπως βλέπουμε στο παρακάτω σχήμα, η συμπερίληψη των Κ' στην ανάλυση, αυξάνει την δυσκαμψία της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας K_e κατά 25%. Όμως μειώνει την μέγιστη τέμνουσα στη βάση και την μέγιστη μετακίνηση της κατασκευής κατά 18% και 41% αντίστοιχα.

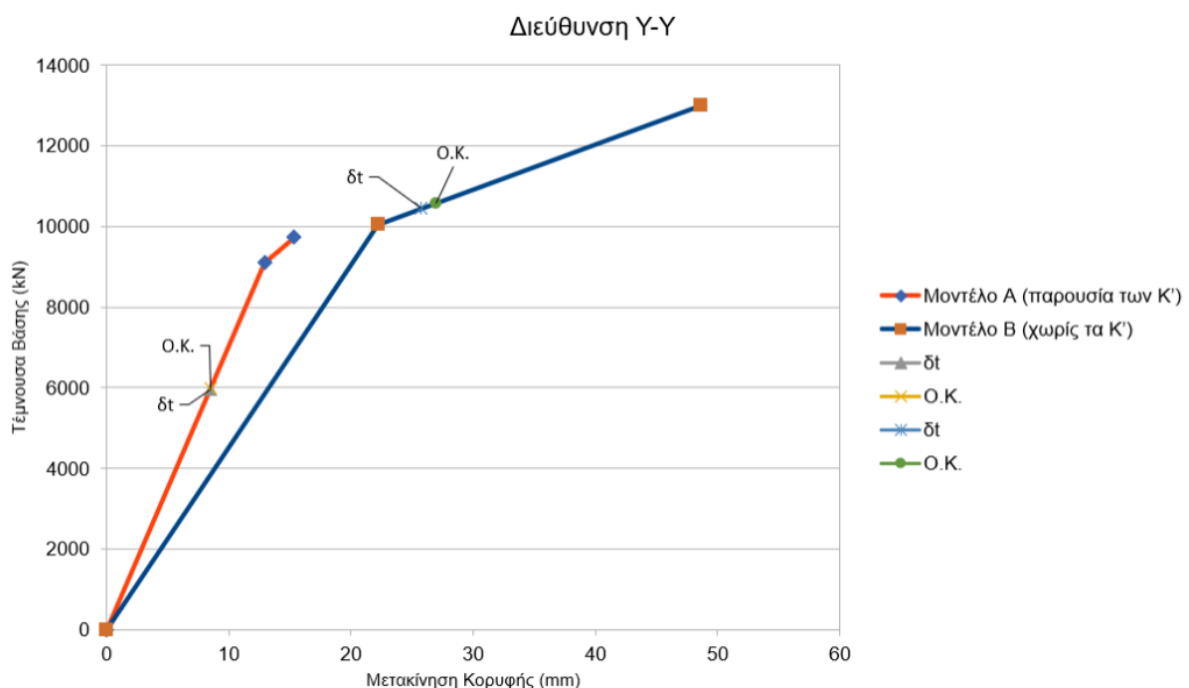


Διάγραμμα 8.1 Σύγκριση συμπεριφοράς Μοντέλων A και B στην διεύθυνση X

Κατά τη διεύθυνση Y-Y, η κατασκευή ξεπερνάει κατά πολύ την στάθμη των “Σημαντικών Βλαβών” και πλησιάζει την “Οιονεί Κατάρρευση”. Οι βλάβες συγκεντρώνονται στη νότια πλευρά του κτηρίου. Όταν συμπεριλαμβάνονται τα Κ' στην ανάλυση, είναι αυτά που επιβαρύνονται πρώτα περισσότερο, όμως για πολύ χαμηλότερο φορτίο. Γενικώς, η χειρότερη

συμπεριφορά της κατασκευής κατά τη διεύθυνση Y σε σχέση με την X, η οποία έχει ως αποτέλεσμα την συγκέντρωση των βλαβών στη νότια πλευρά του κτηρίου, οφείλεται στην ύπαρξη δύο μεγάλων τοιχωμάτων, στη βόρεια πλευρά του κτηρίου. Η επιρροή των K' δεν είναι αρκετή για να διορθώσει αυτό το πρόβλημα.

Όπως βλέπουμε στο παρακάτω σχήμα, η συμπερίληψη των K' στην ανάλυση, αυξάνει την δυσκαμψία της ισοδύναμης πλευρικής δυσκαμψίας K_e κατά 56%. Όμως μειώνει την μέγιστη τέμνουσα στη βάση και την μέγιστη μετακίνηση της κατασκευής κατά 25% και 68% αντίστοιχα.



Διάγραμμα 8.2 Σύγκριση συμπεριφοράς Μοντέλων A και B κατά την διεύθυνση Y

Τα υποστυλώματα K' δεν ταιριάζουν στην περιγραφή του ΚΑΝ.ΕΠΕ για τα δευτερεύοντα μέλη. Δεν παίζουν ρόλο σημαντικό ούτε στην ανάληψη των σεισμικών ούτε των κατακόρυφων φορτίων. Η ικανότητα της κατασκευής προσομοιώνεται καλύτερα από το Μοντέλο B. Το Μοντέλο A, βοηθά στην πρόβλεψη των βλαβών που ναι μεν δεν υπονομεύουν την ευστάθεια του φορέα αλλά θα μπορούσαν να δημιουργήσουν πρόβλημα στη λειτουργία των δραστηριοτήτων του κτηρίου και να θέσουν σε κίνδυνο την ακεραιότητα των χρηστών με πτώσεις υλικών κατά την διάρκεια ενός σεισμού. Προτείνεται τέτοια στοιχεία να χαρακτηρίζονται ως “τριτεύοντα” σε σχέση με τον κύριο φορέα της κατασκευής.

Βιβλιογραφία

1. ΚΑΝ.ΕΠΕ [2η Αναθεώρηση 2017] «ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ» ΟΑΣΠ.
2. EC8[EN 1998-1 : 2004] Αντισεισμικός Σχεδιασμός Μέρος 1 : «Γενικοί κανόνες,σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια».
3. EC8[EN 1998-3] Αντισεισμικός Σχεδιασμός Μέρος 3: «Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενισχύσεις κτιρίων».
4. EC2[EN 1992-1-1 : 2004] «Σχεδιασμός φορέων από Σκυρόδεμα» Μέρος 1-1 : Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια.
5. ΕΑΚ 2000 Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000, ΟΑΣΠ.
6. ΕΚΩΣ 2000 Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος 2000, ΟΑΣΠ.
7. Β.Δ [18-2-1954] «ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΔΙΑ ΤΗΝ ΜΕΛΕΤΗΝ ΚΑΙ ΕΚΤΕΛΕΣΙΝ ΟΙΚΟΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΕΞ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ», ΑΘΗΝΑ 1954.
8. Β.Δ [19-2-1959] «ΦΕΚ 36/Α/19-2-1959 ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ».ΑΡΙΣΤΟΤΕΛΕΙΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗΣ,1984.
9. FEMA 356 «Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings.» November 2000, Washington D.C .
10. ATC-40 « Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Vol.1» November 1996, California .
11. Ψυχάρης Ι.Ν. (2010) «Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας: Τεύχος 2» Πανεπιστημιακές σημειώσεις, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
12. Κίρτας Ε. & Παναγόπουλος Γ. (2015) «Προσομοίωση κατασκευών σε προγράμματα ηλεκτρονικού υπολογιστή», Σέρρες
13. Computers & Structures Inc. (2016) «CSI Analysis Reference Manual For SAP2000®, ETABS® and CSiBridge®», Berkeley, California

14. Fahjan Y.M.,Kubin J.&Tan M.T. (2010) «Nonlinear analysis methods for reinforced concrete buildings with shear walls»,ECCE
15. Fawad Ahmed Najam , «Nonlinear Static Analysis Procedures for Seismic Performance Evaluation of Existing Buildings – Evolution and Issues»
16. Graham H. Powell, Ομότιμος Καθηγητής Κατασκευών Πανεπιστήμιο της Καλιφόρνια στο Berkeley «Προσομοίωση για την Ανάλυση Κατασκευών,Συμπεριφορά και Βασικά»
17. Πενέλης Γ. Γ., Κάππος Α.Ι. (1990). ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ
18. Λουράντος Κ.Α. (2015) «Αποτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, μελετημένο το 1961»,Διπλωματική Εργασία, Διπλωματική Εργασία, ΕΜΠ, www.dspace.lib.ntua.gr
19. Πετρουλάς Ε. (2016) «Αποτίμηση φέρουσας ικανότητας και πρόταση ενίσχυσης ξενοδοχειακής μονάδας κατασκευασμένης το 1961», ΔΕ ΕΜΠ
20. Αντωνοδημητράκη Σ. Α (2016) «Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας κτιρίου κατοικίας» ΕΜΠ ΔΕ 2016/05
21. Ξενούλη Μ. (2019) «Αποτίμηση έναντι σεισμού και ενίσχυση υφιστάμενης κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα στην περιοχή της Καλαμάτας» , Διπλωματική Εργασία ΕΜΠ, www.dspace.lib.ntua.gr
22. Αγγελή Μ. Κ. (2018) «Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας και ενίσχυση υφιστάμενης κατασκευής με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.», Διπλωματική Εργασία, ΕΜΠ, www.dspace.lib.ntua.gr
23. Πανταζοπούλου Μ. (2020) «Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας υφιστάμενης σχολικής μονάδας κτηρίων με αρμό διαστολής, με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.», Διπλωματική Εργασία, ΕΜΠ, www.dspace.lib.ntua.gr
24. Νικολάου Α. (2017) «Αποτίμηση Φέρουσας Ικανότητας Κτιριακού Συγκροτήματος με Μεγάλα Ελαφρώς Οπλισμένα Τοιχώματα», Διπλωματική Εργασία, ΕΜΠ, www.dspace.lib.ntua.gr

