

ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΣΤΟΝ ΧΩΡΙΚΟ ΦΟΡΕΑ ΜΙΑΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΤΑ ΑΝΤΙΣΤΟΙΧΑ ΣΕ ΕΝΑ ΑΝΤΙΠΡΟΣΩΠΕΥΤΙΚΟ ΕΠΙΠΕΔΟ ΠΛΑΙΣΙΟ ΤΗΣ

**ΒΑΣΙΛΕΙΑΔΗ ΜΙΧΑΕΛΑ
ΝΤΑΜΙΑΝΟΒΙΤΣ ΓΙΕΛΕΝΑ**

Περίληψη

Η παρούσα εργασία μελετά την εφαρμογή της στατικής ανελαστικής ανάλυσης pushover, με βάση τις διατάξεις του ΚΑΝΕΠΕ, σε δύο διαφορετικά μοντέλα μιας κατασκευής του 1975. Το ένα μοντέλο αφορά ολόκληρο τον χωρικό φορέα, που έχει τελικό αποτέλεσμα της ανάλυσης δύο ανεξάρτητες, για κάθε διεύθυνση, καμπύλες ικανότητας και το άλλο μοντέλο είναι ένα πλαίσιο του φορέα, που έχει μία μόνο καμπύλη ικανότητας. Στόχος είναι η σύγκριση των καμπύλων ικανότητας, που αφορούν την επιβολή φορτίου, στην ίδια διεύθυνση, των δύο διαφορετικών μοντέλων αλλά και γενικά, ο εντοπισμός κοινών και διαφορετικών σημείων των δύο αναλύσεων. Η προσομοίωση έγινε με βάση τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. στο λογισμικό SAP2000.

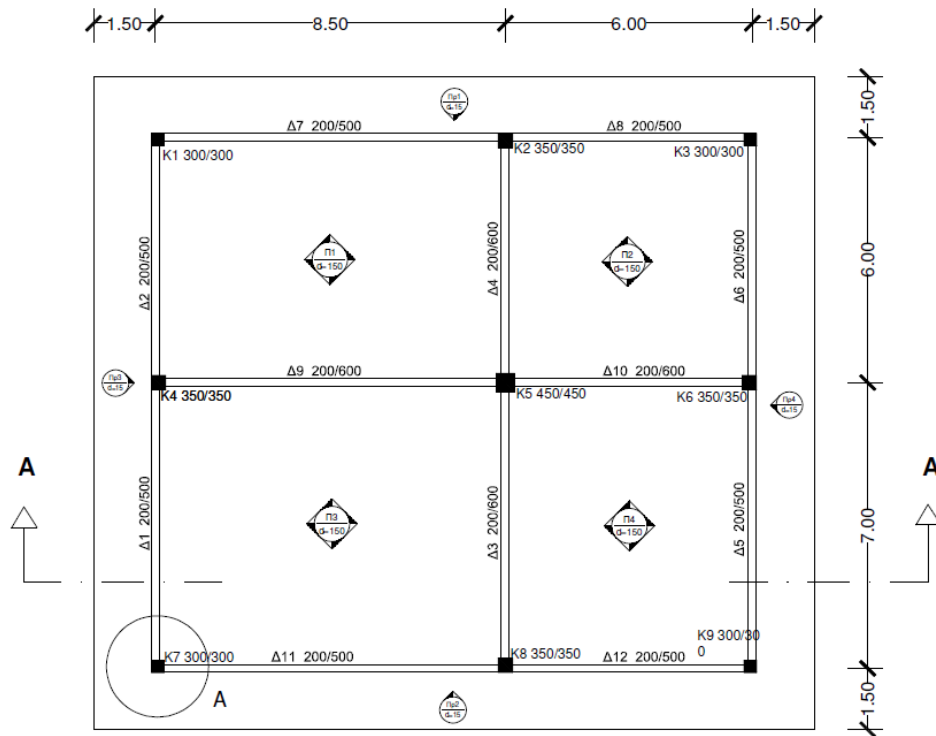
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Τα σεισμικά γεγονότα του παρελθόντος, αλλά και οι επιπτώσεις τους, έχουν οδηγήσει στην αύξηση της έρευνας στο πεδίο των αντισεισμικών κατασκευών. Προς την κατεύθυνση αυτή βοήθησε και η ανάπτυξη της τεχνολογίας, η οποία παρέχει την δυνατότητα αποτύπωσης του σεισμού με την μορφή επιταχυνσιογραφημάτων, επιτρέποντας την καλύτερη αντίληψη του δυναμικού αυτού φαινομένου. Οι κατασκευές οι οποίες δεν έχουν σχεδιαστεί με τους σύγχρονους κανονισμούς αποτελούν πεδίο μελέτης και ελέγχου ώστε να εκτιμηθεί η ικανότητα ανάληψης της σεισμικής δύναμης. Υφιστάμενες κατασκευές που ενδεχόμενα θα εμφανίσουν σεισμικές βλάβες ή και φθορές από το χρόνο, είναι πολύ πιθανόν να είναι εντελώς ανεπαρκείς από απόψεως αντισεισμικού σχεδιασμού σύμφωνα με τις σημερινές αντιλήψεις, γνώσεις και απαιτήσεις ασφαλείας. Ειδικότερα στο Ελλαδικό χώρο, που αποτελεί μία ιδιαίτερα σεισμογενή περιοχή και στην οποία το μεγαλύτερο ποσοστό των κατασκευών είναι σχεδιασμένες με βάση με παλαιούς κανονισμούς, η ανάγκη αποτίμησης της συμπεριφοράς υφιστάμενων κατασκευών είναι αναγκαία.

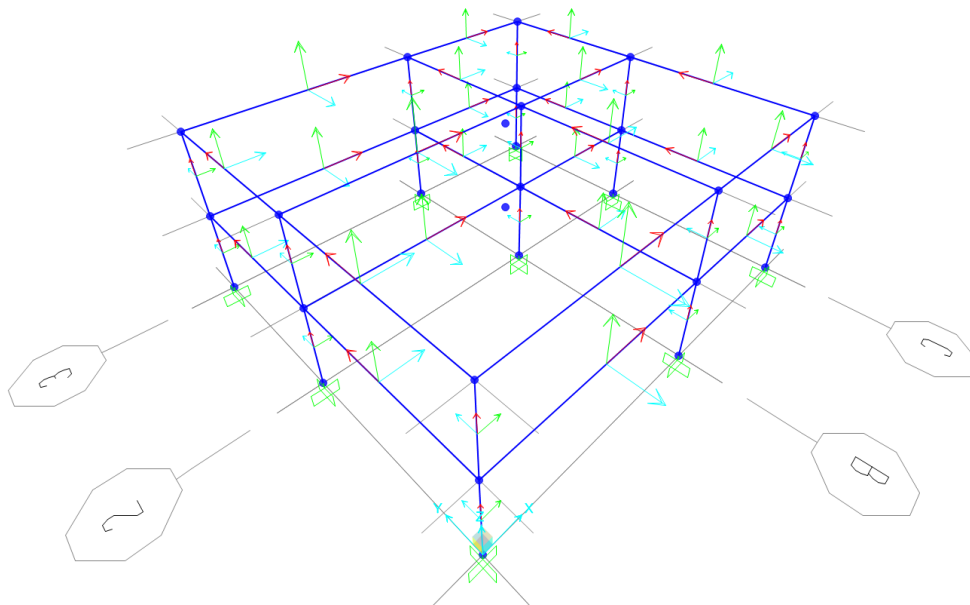
Για την επίλυση του μαθηματικού προσομοιώματος του υπό μελέτη κτιρίου χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SAP2000 v18. Σε αυτό εισήχθησαν οι διαθέσιμες τιμές γωνίας στροφής πλαστικής άρθρωσης θυπ1 σύμφωνα με τις συστάσεις του σχεδίου ΚΑΝ.ΕΠΕ. Τα όρια στις στάθμες επιτελεστικότητας (Σ.Ε) «Άμεσης χρήσης(ΙΟ)» μετά τον σεισμό, «Προστασίας ζωής των ενοίκων(LS)», «Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης(CP)» υπολογίσθηκαν με βάση το σχέδιο ΚΑΝ.ΕΠΕ σε όρους στροφής πλαστικών αρθρώσεων. Κύριος στόχος της παρούσης εργασίας είναι η σύγκριση των αποτελεσμάτων της στατικής ανελαστικής ανάλυσης (pushover) στο χωρικό φορέα της κατασκευής στη διεύθυνση X και στο ενδιάμεσο πλαίσιο της.

2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΟΡΕΑ

Το προσομοίωμα είναι ένα διώροφο κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος με ύψος ορόφου 3.20m. Στο σχήμα δίνεται η διαμόρφωση των φερόντων στοιχείων ενός τυπικού ορόφου μιας διώροφης οικοδομής κατασκευασμένης το 1975.



Εικόνα 1: Κάτοψη κτιρίου



Εικόνα 2: Προσομοίωμα

2.1 ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

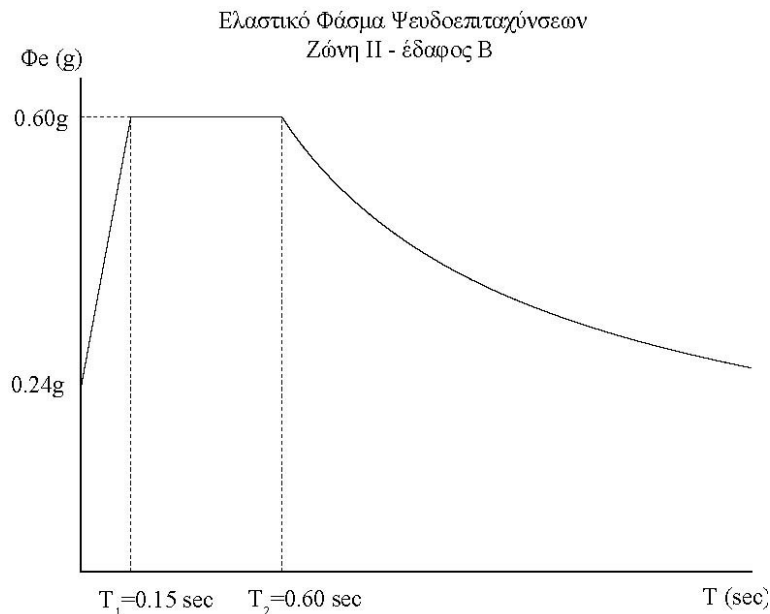
Τα υλικά θεωρούνται σκυρόδεμα C16/20 και χάλυβας S400 (διαμήκης και συνδετήρες). Οι διαστάσεις και οι οπλισμοί των υποστυλωμάτων είναι: Τα γωνιακά 30/30 με οπλισμό 4Φ20, τα περιμετρικά 35/35 με οπλισμό 4Φ18 και το κεντρικό 45/45 με οπλισμό 8Φ16.

Οι περιμετρικές δοκοί έχουν διαστάσεις 20/50 και οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ14 στα ανοίγματα, από τα οποία τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις, όπου υπάρχουν επιπλέον 2Φ14 ως πρόσθετος αντισεισμικός οπλισμός. Οι εσωτερικές δοκοί έχουν διαστάσεις 20/60 και οπλίζονται στο κάτω πέλμα με 4Φ16 στα ανοίγματα, από τα οποία επίσης τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις. Ο πρόσθετος οπλισμός των στηρίξεων είναι 2Φ18. Οι συνδετήρες είναι Φ8/20 σε όλα τα υποστυλώματα, καλά αγκυρωμένοι με ημικυκλικά άγκιστρα, και Φ8/30 στις δοκούς με επαρκή αγκύρωση.

Οι πλάκες έχουν πάχος 15cm και είναι οπλισμένες σε δύο διευθύνσεις με Φ8/150. Επί των πλακών υπάρχει φορτίο από επίστρωση ίσο με 1.5 kN/m².

Τα φορτία λαμβάνονται κατά τους ισχύοντες Κανονισμούς φορτίσεων (το δάμα θεωρείται άβατο), και συνυπολογίζονται σε αυτά η ύπαρξη μπατικών και δρομικών τοιχοποιιών στις περιμετρικές και στις εσωτερικές δοκούς της οροφής του ισογείου αντίστοιχα. Στην οροφή του ορόφου λαμβάνεται υπόψη μπατική τοιχοποιία ύψους 1.20 m. Το φάσμα σχεδιασμού είναι αυτό του ΕΑΚ2003 για ζώνη σεισμικότητας II με κατηγορία εδάφους B και σπουδαιότητα συνήθη.

Το ελαστικό φάσμα ψευδοεπιταχύνσεων για τις παραπάνω συνθήκες φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα (ΕΑΚ 2003).



Σχήμα 1: Ελαστικό φάσμα [2]

3. ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Το φάσμα σχεδιασμού είναι αυτό του ΕΑΚ2003 για ζώνη σεισμικότητας II με κατηγορία εδάφους B, σπουδαιότητα συνήθη και $q=1$. Από τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης προέκυψαν οι τιμές των αξονικών δυνάμεων για κάθε μέλος έτσι ώστε να υπολογιστούν οι παράμετροι των πλαστικών αρθρώσεων παρακάτω. Η ανάλυση έγινε για τους εξής συνδυασμούς σεισμικών δράσεων:

$$G + 0.3Q \pm 0.3E_x \pm E_y$$

$$G + 0.3Q \pm E_x \pm 0.3E_y$$

4. ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Από την ιδιομορφική ανάλυση που διεξήχθη προέκυψαν οι παρακάτω ιδιοπερίοδοι και τα ποσοστά συμμετοχής μάζας για το χωρικό κτίριο στη διεύθυνση X και Y και για το πλαίσιο στη διεύθυνση X.

ΑΘΡΟΙΣΤΙΚΟ ΠΟΣΟΣΤΟ ΣΥΜΜΕΤΟΧΗΣ ΜΑΖΑΣ			
ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ	ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΣ (sec)	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ X	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y
1	1.015	0.0022	0.9686
2	0.89	0.95701	

Πίνακας 1: Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά συμμετοχής μάζας χωρικού κτιρίου

ΑΘΡΟΙΣΤΙΚΟ ΠΟΣΟΣΤΟ ΣΥΜΜΕΤΟΧΗΣ ΜΑΖΑΣ		
ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ	ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΣ(sec)	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ X
1	1.070208	0.91341

Πίνακας 2: Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά συμμετοχής μάζας πλαισίου

5. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΠΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΡΘΡΩΣΕΩΝ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Η μηχανική συμπεριφορά των δομικών στοιχείων περιγράφεται μέσω ενός διαγράμματος εντατικού μεγέθους F συναρτήσει της παραμόρφωσης ή της σχετικής μετακίνησης δ . Για την επιλογή των μεγεθών αυτών, κατάλληλα μεγέθη F και δ είναι η ροπή κάμψης M και η καμπυλότητα $1/r$, όταν καθοριστική της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η κάμψη. Αντιθέτως, όταν καθοριστική τιμή της ανελαστικής συμπεριφοράς είναι η διάτμηση κατάλληλα μεγέθη είναι η τέμνουσα δύναμη V και η γωνιακή παραμόρφωση γ .



Σχήμα 2: Εξιδανικευμένο διάγραμμα $F - \delta$ [1]

Στα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος οι καμπτικές και οι διατμητικές παραμορφώσεις συνυπάρχουν. Επομένως, καταλληλότερη επιλογή F και δ είναι η ροπή M και η γωνία στροφής χορδής θ . Στην παρούσα εργασία έγινε θεώρηση ότι καθοριστική είναι η κάμψη έναντι της διάτμησης για τον προσδιορισμό της ανελαστικής συμπεριφοράς του μέλους. Για το λόγο αυτό δημιουργούνται τα διαγράμματα ροπών $M - \theta$ και αντιστοιχούν σε ροπή και πλαστική στροφή θ_p προσομοιώνονται στο πρόγραμμα, για τις δοκούς και τα

Το λογισμικό SAP2000 δεν περιέχει τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ για τους νόμους των πλαστικών αρθρώσεων. Οι νόμοι που περιγράφουν τις σχέσεις $M-\theta$ και αντιστοιχούν σε ροπή και πλαστική στροφή θ_p προσομοιώνονται στο πρόγραμμα, για τις δοκούς και τα

υποστυλώματα, με βάση τις σχέσεις που περιέχονται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ §7, παράρτημα 7α. Η διαδικασία που ακολουθήθηκε, ίδια για το χωρικό κτίριο αλλά και για το πλαίσιο, περιγράφεται αναλυτικά παρακάτω:

- Δοκοί: Η κατασκευή αποτελείται από 22 δοκάρια συνολικά. Ανάλογα με τη διατομή και το μήκος τους χωρίστηκαν ως εξής:
 - Δοκοί 20/50 με άνοιγμα 7m, δοκοί 20/50 με άνοιγμα 6m, δοκοί 20/50 με άνοιγμα 8.5m
 - Δοκοί 20/60 με άνοιγμα 6m, δοκοί 20/60 με άνοιγμα 8.5m.

Πλαστικές αρθρώσεις τοποθετήθηκαν στην αρχή και στο τέλος κάθε μέλους, πιο συγκεκριμένα σε αποστάσεις 0,05L και 0,95L. Η προσομοίωση των πλαστικών αρθρώσεων στο SAP2000, σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ., έγινε με τη βοήθεια διαγράμματος Moment-M3. Αρχικά, υπολογίζονται οι συντελεστές A και B, λόγω διαρροής από εφελκόμενο χάλυβα, (ΚΑΝ.ΕΠΕ. A.4 παράρτημα A7) [1] με βάση τις σχέσεις:

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

Έπειτα, υπολογίζεται το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή ξ_y , ανηγμένο στο στατικό ύψος d, (ΚΑΝ.ΕΠΕ. A.3 παράρτημα A7) [1] από τη σχέση:

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

όπου $\alpha = E_s / E_c$. Με βάση τα παραπάνω, υπολογίζεται η καμπυλότητα $(1/r)_y$ από την σχέση: (ΚΑΝ.ΕΠΕ. A.1 παράρτημα A7) [1]

$$(1/r)_y = \frac{f_y}{E_s(1 - \xi_y)d} \quad (3)$$

Η παραπάνω διαδικασία έγινε και για τον υπολογισμό της καμπυλότητας $(1/r)_y$ λόγω διαρροής από τη μη γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος. Τελικά, η μικρότερη εκ των δυο τιμών $(1/r)_y$, η οποία ήταν λόγω διαρροής από τον εφελκόμενο χάλυβα, χρησιμοποιήθηκε για τον υπολογισμό της ροπής M_y .

Με δεδομένη την καμπυλότητα στη διαρροή, η αντίστοιχη ροπή M_y (ΚΑΝ.ΕΠΕ. A.6 παράρτημα A7) [1] προκύπτει ως:

$$\frac{M_y}{bd^3} = (1/r)_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0,5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[(1 - \xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1 - \delta') \right] \cdot (1 - \delta') \frac{E_s}{2} \right\} \quad (4)$$

όπου, $\delta' = d/d'$, όπου d' η απόσταση από το κέντρο του θλιβόμενου οπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα σκυροδέματος, b το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης και N το αξονικό φορτίο.

Από τη σχέση (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.2 εξίσωση Σ.2) [1] υπολογίζεται η γωνία διαρροής:

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

ενώ, από τη σχέση (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.4 εξίσωση Σ.8β) [1] υπολογίζεται η πλαστική γωνία στροφής.

$$\theta_{um} = 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} (\alpha_s)^{0,35} 25 \left(\alpha \rho_s \frac{f_{yw}}{f_c} \right) (1,25^{100} \rho_d) \quad (6)$$

Αφού υπολογισθούν οι τιμές γωνίας στροφής χορδής πρέπει να διαιρεθούν με ένα συντελεστή ασφαλείας σύμφωνα με τα όσα αναγράφονται στο κεφάλαιο 9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Το κτίριο που εξετάζουμε είναι του 1975, επομένως έχει κατασκευασθεί με χρήση νευροχαλύβων. Επομένως, σύμφωνα με όσα αναγράφονται στο άρθρο 7.2.4.β παράγραφος (iii) [1], ο συντελεστής ασφαλείας είναι 1.2.

Στους παραπάνω υπολογισμούς αμελήθηκε ο οπλισμός του συνεργαζόμενου πλάτους της πλακοδοκού. Επιπλέον, θεωρήθηκε ότι η τέμνουσα VR1, που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου, υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή $VMu = My/Ls$, άρα ο συντελεστής $\alpha_v = 1$.

Ενδεικτικά, στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι τιμές που υπολογίσθηκαν για τις γωνίες θ_y και θ_{rl} και για τις ροπές M_y και M_u , για τα υποστυλώματα K4, K6 (35/35), K5(45/45) και για τις δοκούς Δ9, Δ10(20/60) του ισογείου.

ΜΕΛΟΣ	Δ9	Δ10	K4	K5	K6
N(kN)	0	0	-612.72	-896.43	-474.75
Ls(m)	4.25	3	1.525	1.525	1.525
b(mm)	200	200	350	450	350
d(mm)	560	560	310	410	310
As1	910	910	508	804	508
As2	804	804	508	804	508
Asv	0	0	0	402	0
v	0	0	0.20840816	0.1844506	0.161479592
ω	0.2649457	0.264946	0.15267481	0.1420997	0.152674815
ω'	0.2340839	0.234084	0.15267481	0.1420997	0.152674815
ρ	0.008125	0.008125	0.00468203	0.0043577	0.004682028
ρ'	0.0071786	0.007179	0.00468203	0.0043577	0.004682028
ρs	0	0	0	0.0021789	0
s	300	300	200	200	200
bo(mm)	120	120	266	368	266
ho(mm)	520	520	266	368	266
n	4	4	4	4	4
αn	-0.094017	-0.09402	0.33333333	0.33333333	0.33333333
αs	-0.177885	-0.17788	0.38945107	0.5303639	0.389451071
α	0.0167242	0.016724	0.12981702	0.176788	0.129817024
d'(mm)	41	41	42	41	42
δ'(mm)	0.0732143	0.073214	0.13548387	0.1	0.135483871
fc=fc _m =fck+8	24	24	24	24	24
A	0.0153036	0.015304	0.02164055	0.0214567	0.018876177

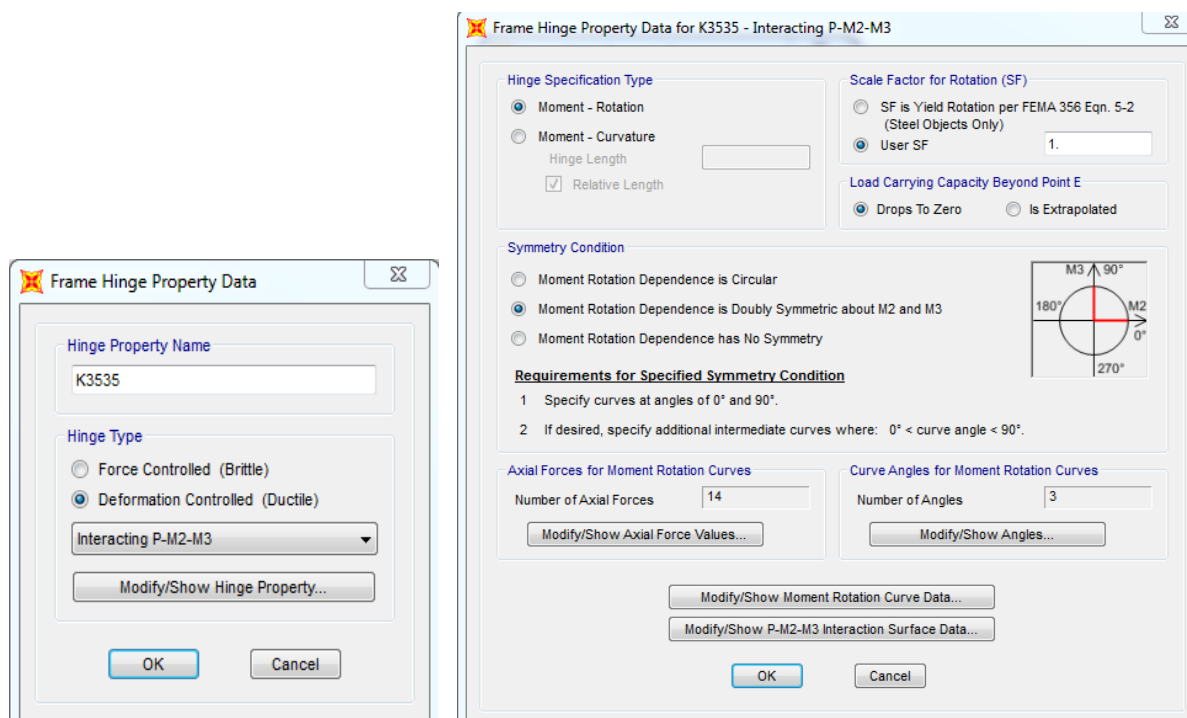
B	0.0086378	0.008638	0.01756266	0.016541	0.014798282
ξ_y	0.2646848	0.264685	0.3783798	0.3648009	0.352632273
$(1/r)_y$	5.32E-06	5.32E-06	1.1367E-05	8.41E-06	1.09151E-05
θ_y	0.0111876	0.009095	0.01111894	0.0089093	0.010751558
θ_{um}	0.0556675	0.049279	0.02601552	0.0292586	0.027527738
$\theta_{um.pl}$	0.04639	0.04107	0.03286	0.03696	0.03477
My (kNm)	214.32	214.32	146.59	309.23	129.42
Mu(kNm)	278.61	278.61	190.57	402.00	168.25

Πίνακας 3: Υπολογισμοί υποστλωμάτων και δοκών ισογείου

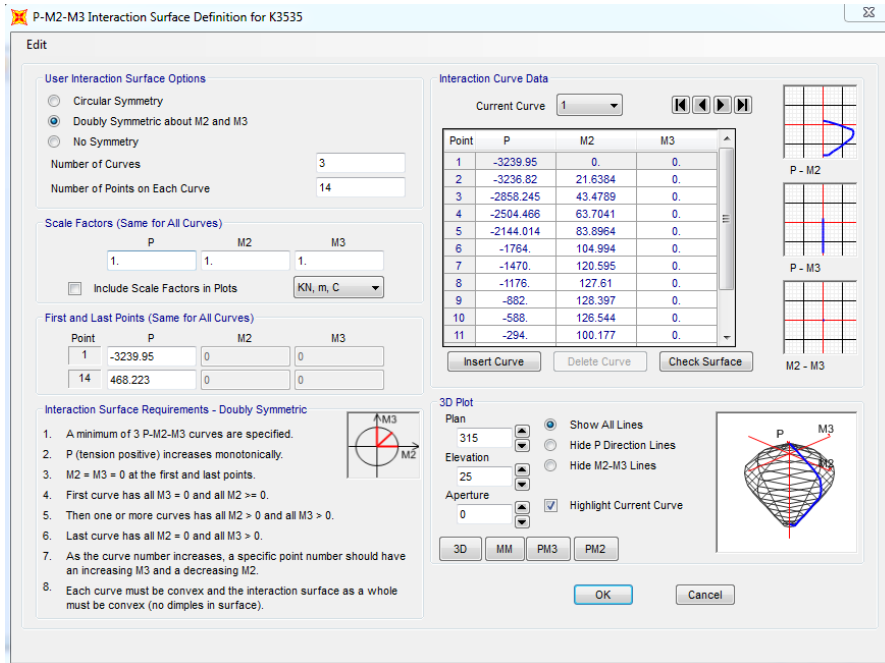
- Υποστλώματα: Η κατασκευή αποτελείται από 9 υποστλώματα. Ανάλογα με τη διατομή τους χωρίστηκαν ως εξής:
 - Υποστλώματα 30/30
 - Υποστλώματα 35/35
 - Υποστύλωμα 45/45

Πλαστικές αρθρώσεις τοποθετήθηκαν στην αρχή και στο τέλος κάθε μέλους, πιο συγκεκριμένα σε αποστάσεις $0,05L$ και $0,95L$. Η προσομοίωση των πλαστικών αρθρώσεων στο SAP2000, σύμφωνα με τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ., έγινε με τη βοήθεια διαγράμματος P-M2-M3 της ορθογωνικής διατομής των υποστλωμάτων. Ορίστηκαν 14 τιμές για την αξονική δύναμη και καθορίστηκαν οι αντίστοιχες τιμές M2 και M3 για 3 γωνίες ($0^\circ, 45^\circ, 90^\circ$). Υπολογίστηκαν στη συνέχεια οι τιμές των θ_y και θ_{pl} για κάθε αξονική. Για τη ρεαλιστική προσομοίωση των πλαστικών αρθρώσεων, οι σχέσεις αλληλεπίδρασης ροπών κάμψης – αξονικής δύναμης έγινε με τη βοήθεια του προγράμματος BIAx.

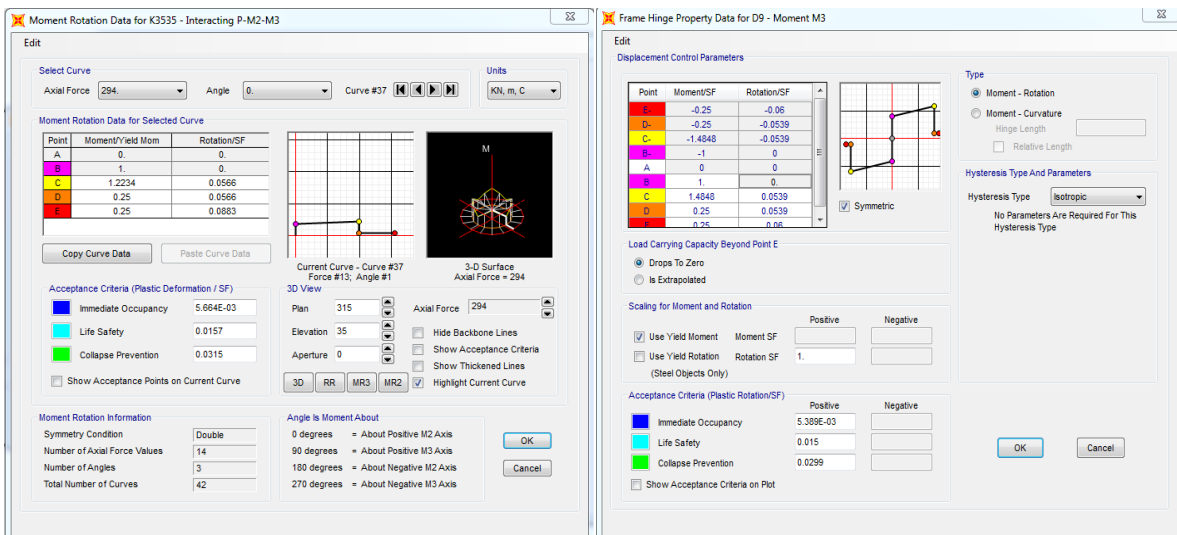
Τα στοιχεία αυτά εισάγονται ως εξής στο SAP2000: *Define* → *Section Properties* → *Hinge Properties*. [4]



Εικόνα 3: Καθορισμός ιδιοτήτων πλαστικής άρθρωσης στα υποστλώματα 35/35



Εικόνα 4: Εισαγωγή διαγράμματος αλληλεπίδρασης M-N στα υποστυλώματα 35/35



Εικόνα 5: Εισαγωγή διαγράμματος M-θ για υποστυλώμα και δοκό αντίστοιχα

Αρχικά το διάγραμμα M-θ ορίστηκε μέχρι και το σημείο $\theta = \theta_u$. Στα αποτελέσματα της ανάλυσης της pushover στη διεύθυνση Y, διαπιστώθηκε ότι η στοχευόμενη μετακίνηση $\delta_t=1m$ δεν μπορούσε να υλοποιηθεί γιατί προκαλούσε θ μεγαλύτερο από την τελευταία τιμή του διαγράμματος. Επομένως, ορίστηκε ως τελευταίο σημείο $\theta = 1.2\theta_u$. Και τελικώς η ανάλυση ήταν επιτυχής.

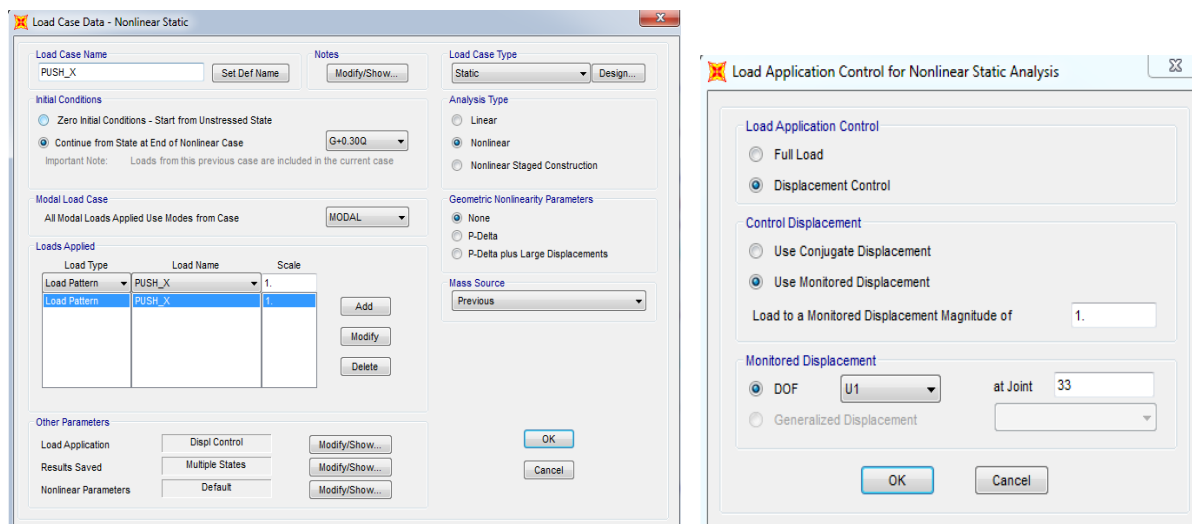
6. ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ

Για τη σχεδίαση της καμπύλης ικανότητας V-δ απαιτούνται τουλάχιστον δυο επιλύσεις με δυο διαφορετικές καθ' ύψος κατανομές φορτίων. Επιλέγεται μία κατανομή από καθεμία από τις ακόλουθες.

<u>Ομάδα Α</u>	Α1. Κατανομή σύμφωνα με τα σεισμικά φορτία της Ελαστικής Στατικής Μεθόδου.	Α2. Κατανομή σύμφωνα με το ιδιοδιάνυσμα της 1ης ιδιομορφής (κατά τη θεωρούμενη διεύθυνση).	Α3. Κατανομή ανάλογη με τις τέμνουσες δυνάμεις των ορόφων, όπως αυτές προκύπτουν από δυναμική φασματική ανάλυση.
<u>Ομάδα Β</u>	Β.1 Ομοιόμορφη κατανομή, ανάλογα με τις μάζες των ορόφων.	Β.2 Κατανομή που αναπροσαρμόζεται με την προοδευτική πλαστικοποίηση της κατασκευής.	

Πίνακας 4: Ομάδες κατανομών πλευρικών φορτίων

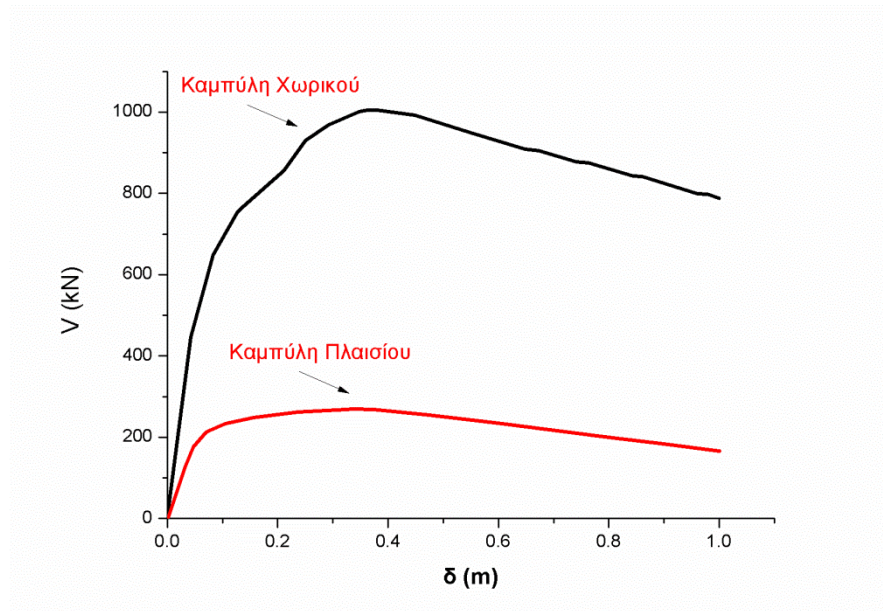
Στην παρούσα εργασία για λόγους απλοποίησης έγινε επίλυση μόνο με μία κατανομή, την τριγωνική. Η φόρτιση εισάγεται στο SAP2000 όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Αυτό γίνεται με την εξής εντολή: *Define* → *Load Cases*[4]. Ορίζεται μία τυχαία στοχευόμενη μετακίνηση ίση με 1m. Στη συνέχεια, ασκείται στο κέντρο μάζας της κορυφής του κτιρίου, μία συνεχώς αυξανόμενη οριζόντια δύναμη, θεωρώντας τριγωνική κατανομή στους υπόλοιπους ορόφους, έως ότου φτάσει η μετακίνηση της κορυφής την στοχευόμενη αυτή μετακίνηση. Η διαδικασία αυτή γίνεται και για τις δύο διευθύνσεις X και Y. Ομοίως και για το πλαίσιο.



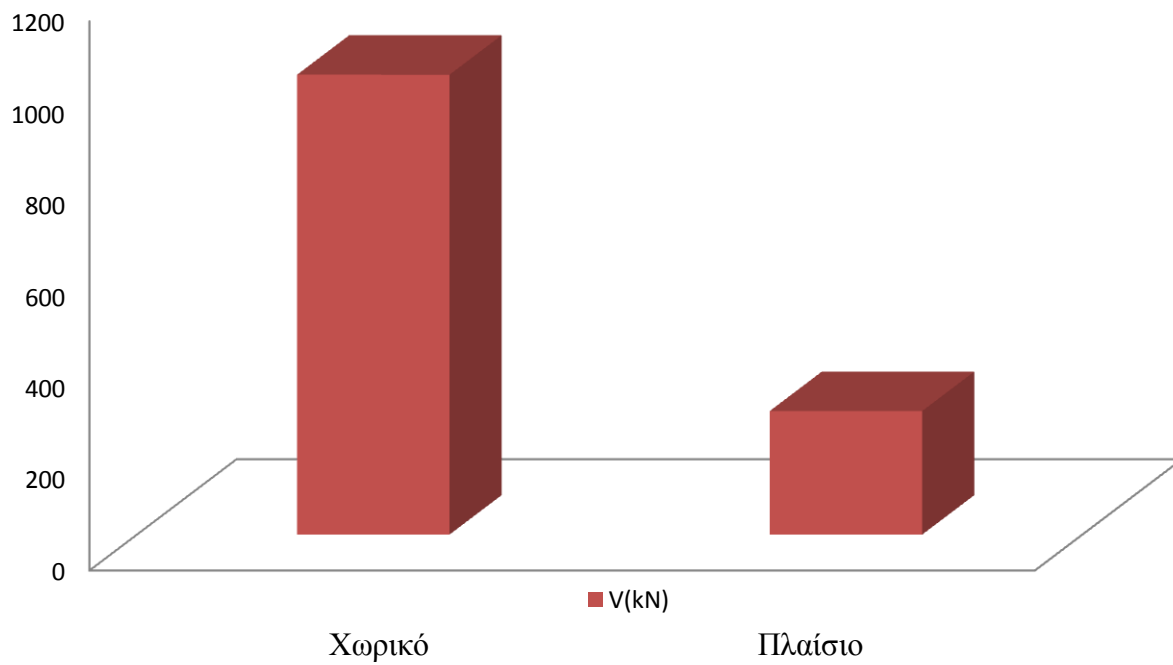
Εικόνα 6: Εισαγωγή πλευρικού φορτίου με ιδιομορφική κατανομή

7. ΚΑΜΠΥΛΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ

Για τον σχεδιασμό των διαγραμμάτων της καμπύλης ικανότητας V-δ έγινε εκτέλεση της pushover ανάλυσης. Έπειτα, εξήχθησαν οι συντεταγμένες (V,δ) από το SAP2000 και σχεδιάστηκαν στο πρόγραμμα OriginPro 8 όπως φαίνονται παρακάτω αντίστοιχα για το χωρικό και τον επίπεδο φορέα.



Σχήμα 3: Καμπύλη ικανότητας V - δ χωρικού και επίπεδου φορέα



Σχήμα 4: Τέμνουσα βάση χωρικού και επίπεδου φορέα

Η καμπύλη ικανότητας μετατρέπεται σε ADRS ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος. Για τη μετατροπή αυτή οι μετακινήσεις δ μετατρέπονται σε μετακινήσεις S_d και οι τέμνουσες βάσης V σε επιταχύνσεις S_a με βάση τις ακόλουθες σχέσεις [3]:

$$S_d = \frac{\delta}{\Gamma} \quad S_a = \frac{V}{a \cdot m_{tot}} \quad (7)$$

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i^2}, \quad \alpha = \Gamma \frac{m^*}{m_{tot}}, \quad m^* = \sum_{i=1}^n m_i \phi_i, \quad m_{tot} = \sum_{i=1}^n m_i \quad (8)$$

Όπου:

- Γ = συντελεστής συμμετοχής
- ϕ_i = οι οριζόντιες μετακινήσεις των ορόφων της 1ης ιδιομορφής
- m_i = η μάζα του i -στού ορόφου.
- a = το ποσοστό της μάζας της κατασκευής που συμμετέχει στην 1η ιδιομορφή.
- m^* = η μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.
- m_{tot} = η συνολική μάζα της κατασκευής.

	m_i (kg)	ϕ_i	m^* (kg)	ϕ_i^2	Γ	α
Ισόγειο	207640	0.0453	17988.86	0.00205209	17.92226	0.961903
Όροφος	127530	0.0673		0.00452929		
mtotal(kg)	335170					

Πίνακας 5: Δεδομένα για τη διεύθυνση X

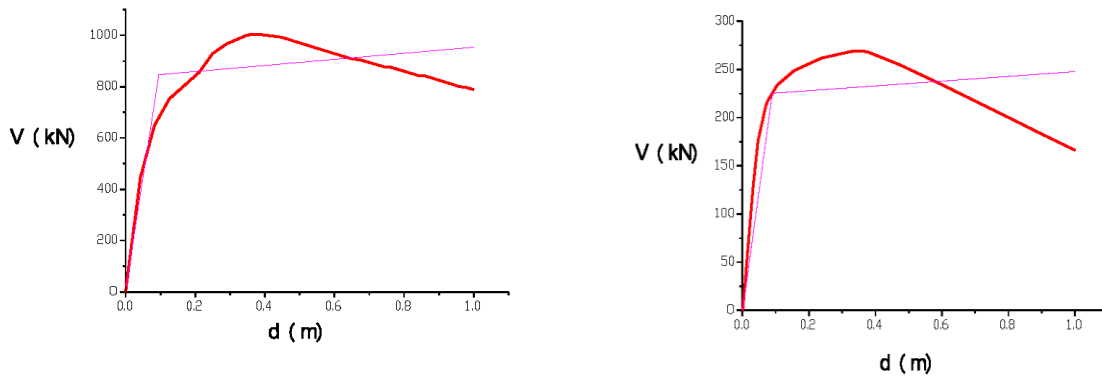
	m_i	ϕ_i	m^*	ϕ_i^2	Γ	α
Ισόγειο	66370	0.0723	8580.885	0.00522729	10.09982	0.913903
Όροφος	28460	0.1329		0.01766241		
mtotal	94830					

Πίνακας 6: Δεδομένα για το πλαίσιο

7.1 ΔΙΓΡΑΜΜΙΚΟΠΟΙΗΣΗ ΤΗΣ ΚΑΜΠΥΛΗΣ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ V- δ ΚΑΙ ΕΥΡΕΣΗ ΤΩΝ ΠΛΕΥΡΙΚΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΩΝ K_δ ΚΑΙ K_ϵ

Η εξιδανικευμένη καμπύλη αντίστασης με βάση τον ΚΑΝΕΠΕ §7.1[1] συνιστάται να είναι διγραμμική. 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

εξειδανικευμένης καμπύλης. Ο έλεγχος αυτός έγινε με το πρόγραμμα Autocad.



Σχήμα 5: Διγραμμικοποιημένη Καμπύλη ικανότητας V-δ του χωρικού και του επίπεδου φορέα

Έτσι προκύπτουν, γραφικά από την καμπύλη ικανότητας τα εξής :

ΧΩΡΙΚΟΣ ΦΟΡΕΑΣ:

K_o : η ελαστική πλευρική δυσκαμψία της κατασκευής, θεωρούμενη ως η κλίση της προέκτασης της ευθείας που ενώνει τα δύο πρώτα σημεία A(-5.40E-05,0) και B(0.003815,45.05) της καμπύλης V-δ

$$K_o = (45.05 - 0) / (0.003815 + 5,10E-05) = \mathbf{1,16 \cdot 10^4 \text{ KN/m}}$$

K_e : η κλίση του πρώτου κλάδου της διγραμμικοποιημένης καμπύλης V-δ που προκύπτει από τα σημεία A(0, 0) και B(0.09557, 846.443)

$$K_e = (846.443 - 0) / (0.09557 - 0) = \mathbf{0.89 \cdot 10^4 \text{ KN/m}}$$

ΕΠΙΠΕΔΟΣ ΦΟΡΕΑΣ:

$$K_o = \mathbf{0.4104 \cdot 10^4 \text{ KN/m}}$$

$$K_e = \mathbf{0.25 \cdot 10^4 \text{ KN/m}}$$

8.ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ δ_t ΓΙΑ ΚΑΘΕ ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

ΧΩΡΙΚΟΣ ΦΟΡΕΑΣ:

Υπολογίζεται η ισοδύναμη ιδιοπερίοδος της κατασκευής σύμφωνα με τη σχέση

$$\text{(KAN.EΠΕ.}\mathbf{\S 5.7.3.4} \text{ εξίσωση } \mathbf{\Sigma 5.5}) [1] : T_e = T \sqrt{\frac{K_o}{K_e}} = 1.158 \text{sec} \quad (9)$$

Όπου: $T=1.015 \text{sec}$ η ιδιοπερίοδος της πρώτης ιδιομορφής

Υπολογίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση σύμφωνα με την σχέση **(KAN.EΠΕ.}\mathbf{\S 5.7.4.2} \text{ εξίσωση } \mathbf{\Sigma 5.6}) [1] : \delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 (T_e^2 / 4\pi^2) S_{e(T)} (10)**

Όπου: $C_0 = 1,2$

$$C_1 = 1$$

$$C_2 = 1 \text{ για στάθμη A}$$

$$C_2 = 1.1 \text{ για στάθμη B}$$

$$C_2 = 1.2 \text{ για στάθμη } \Gamma$$

$$C_3 = 1 \text{ Θεωρώ ότι } \theta < 0.1$$

$S_{e(T)} = 2.526$ η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το φάσμα του ΕΚ 8-1) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής $T_e = 1.158 \text{sec}$.

Άρα, $\delta_{tA} = \mathbf{0,103m}$ για στάθμη A

$$\delta_{tB} = \mathbf{0,113m} \text{ για στάθμη B}$$

$$\delta_{t\Gamma} = \mathbf{0,124m} \text{ για στάθμη } \Gamma$$

ΕΠΙΠΕΔΟΣ ΦΟΡΕΑΣ:

Υπολογίζεται η ισοδύναμη ιδιοπερίοδος της κατασκευής σύμφωνα με τη σχέση

$$(KAN.EΠΕ. §5.7.3.4 \text{ εξίσωση } \Sigma 5.5) [1] : T_e = T \sqrt{\frac{K_0}{K_e}} = 0.90 \text{sec}$$

Όπου: $T=0.70208 \text{ sec}$ η ιδιοπερίοδος της πρώτης ιδιομορφής

Υπολογίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση σύμφωνα με την σχέση (KAN.EΠΕ. §5.7.4.2 εξίσωση Σ5.6) [1] : $\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 (T_e^2 / 4\pi^2) S_{e(T)}$

Όπου: $C_0 = 1,2$

$$C_1 = 1$$

$$C_2 = 1 \text{ για στάθμη A}$$

$$C_2 = 1.1 \text{ για στάθμη B}$$

$$C_2 = 1.2 \text{ για στάθμη Γ}$$

$$C_3 = 1 \text{ Θεωρώ ότι } \theta < 0.1$$

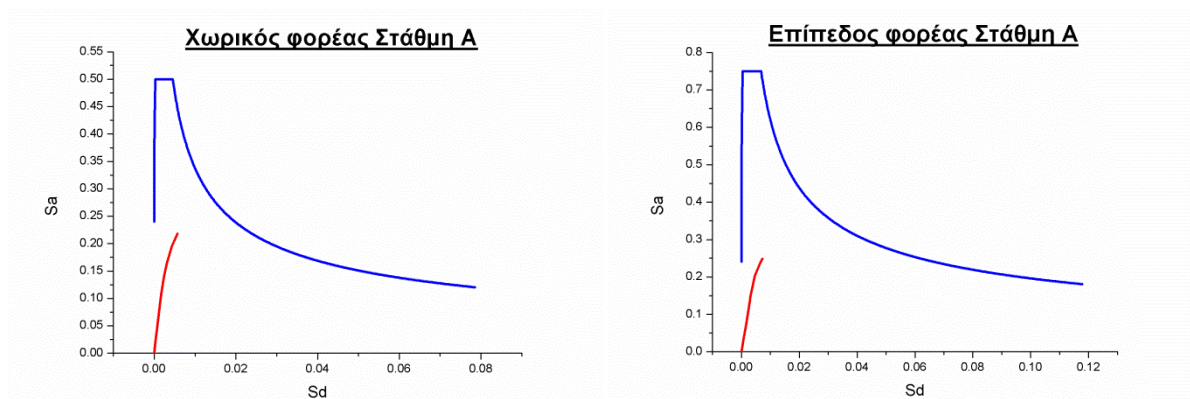
$S_{e(T)} = 2.97$ η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το φάσμα του ΕΚ 8-1) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής $T_e = 0.90 \text{sec}$

Άρα $\delta_{tA} = \mathbf{0,073m}$ για στάθμη A

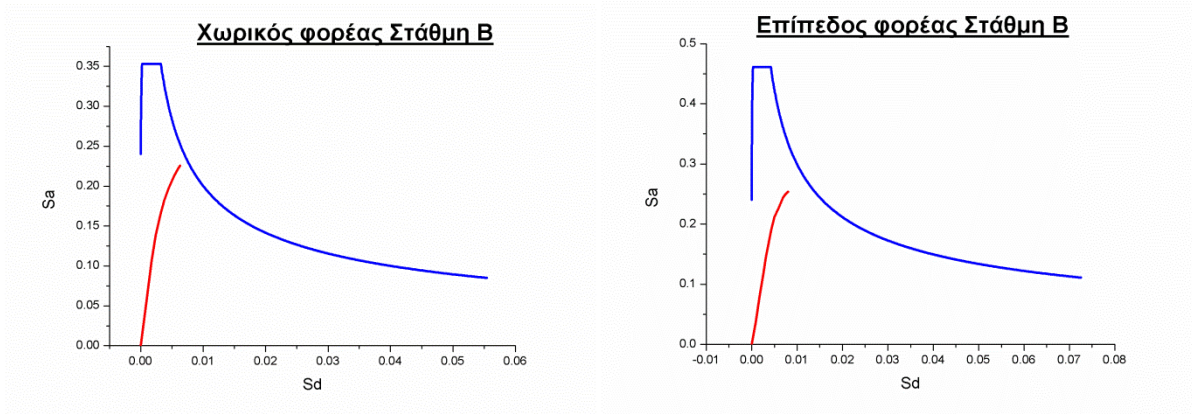
$$\delta_{tB} = \mathbf{0,080m} \text{ για στάθμη B}$$

$$\delta_{t\Gamma} = \mathbf{0,088m} \text{ για στάθμη Γ}$$

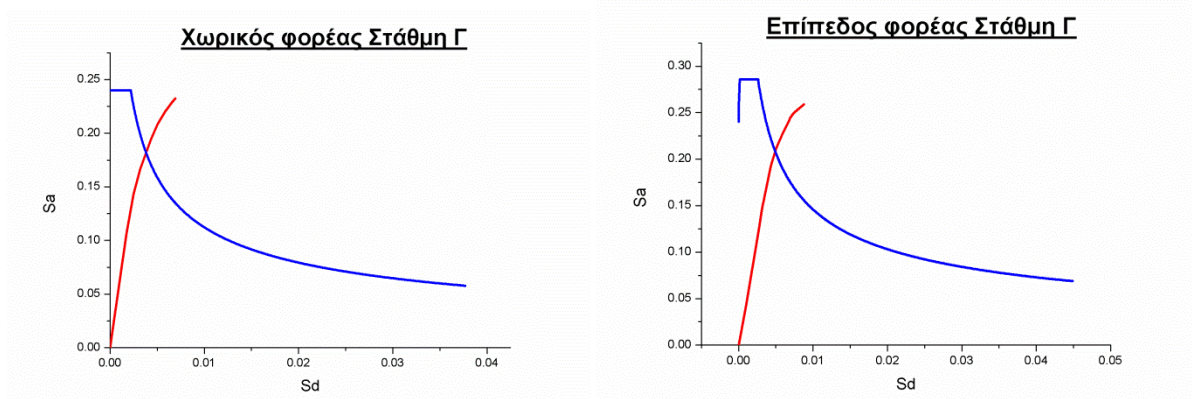
Τώρα γίνεται η ίδια διαδικασία με πριν, αυτή τη φορά θεωρώντας στοχευόμενη μετακίνηση την αντίστοιχη της εκάστοτε στάθμης επιτελεστικότητας και έτσι προκύπτουν οι τρεις καμπύλες ικανότητας του κτιρίου μία για κάθε στάθμη. Οι καμπύλες αυτές μετατρέπονται σε ADRS μορφή. Στη συνέχεια τοποθετείται η ADRS μορφή της κάθε καμπύλης ικανότητας S_a-S_d για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας του κτιρίου επάνω στην ADRS μορφή του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού. Ελέγχεται εάν υπάρχει σημείο τομής των καμπυλών. Με αυτόν τον τρόπο διαπιστώνεται η επάρκεια του κτιρίου έναντι της απαίτησης του σεισμού για την κάθε στάθμη. Στη συγκεκριμένη περίπτωση, δεν υπήρξε σημείο τομής για τις στάθμες A και B, αλλά υπήρξε σημείο τομής για στάθμη Γ. Επομένως, το κτίριο επαρκεί μόνο για τη στάθμη Γ και στις δυο αναλύσεις.



Σχήμα 6: Καμπύλη ικανότητας της pushover ανάλυσης στη Διεύθυνση X για το χωρικό και τον επίπεδο φορέα σε μορφή ADRS για στάθμη επιτελεστικότητας A

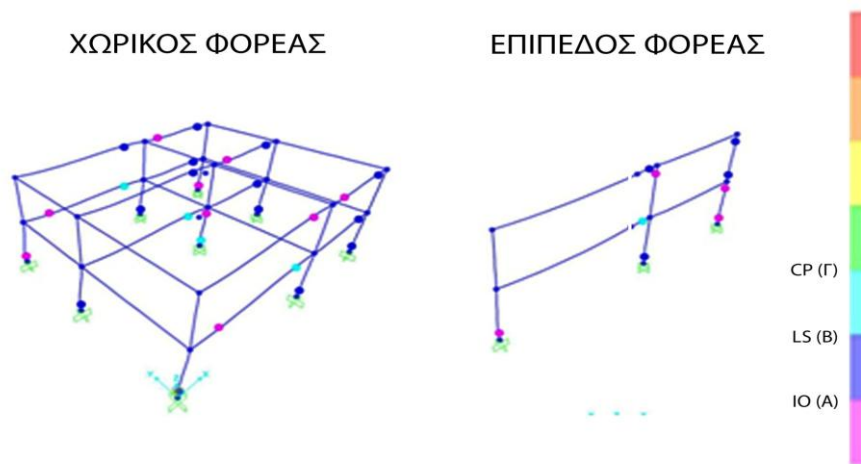


Σχήμα 7: Καμπύλη ικανότητας της pushover ανάλυσης στη Διεύθυνση X για το χωρικό και τον επίπεδο φορέα σε μορφή ADRS για στάθμη επιτελεστικότητας Β

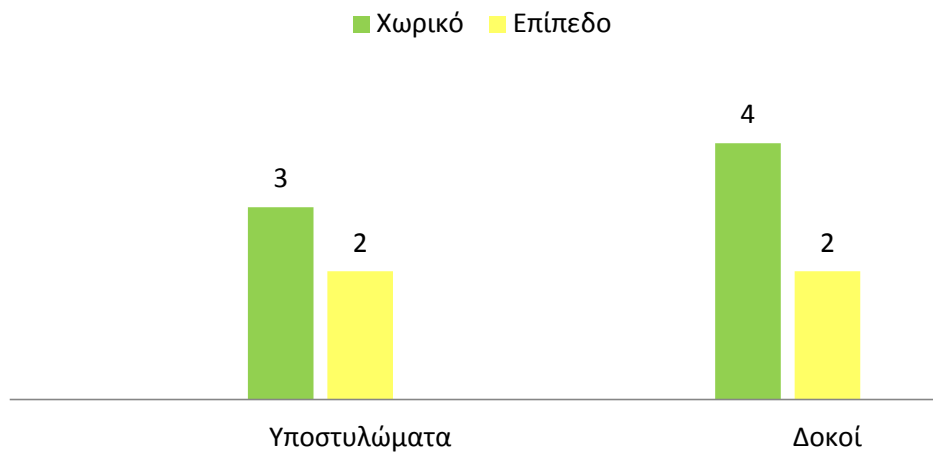


Σχήμα 8: Καμπύλη ικανότητας της pushover ανάλυσης στη Διεύθυνση X για το χωρικό και τον επίπεδο φορέα σε μορφή ADRS για στάθμη επιτελεστικότητας Γ

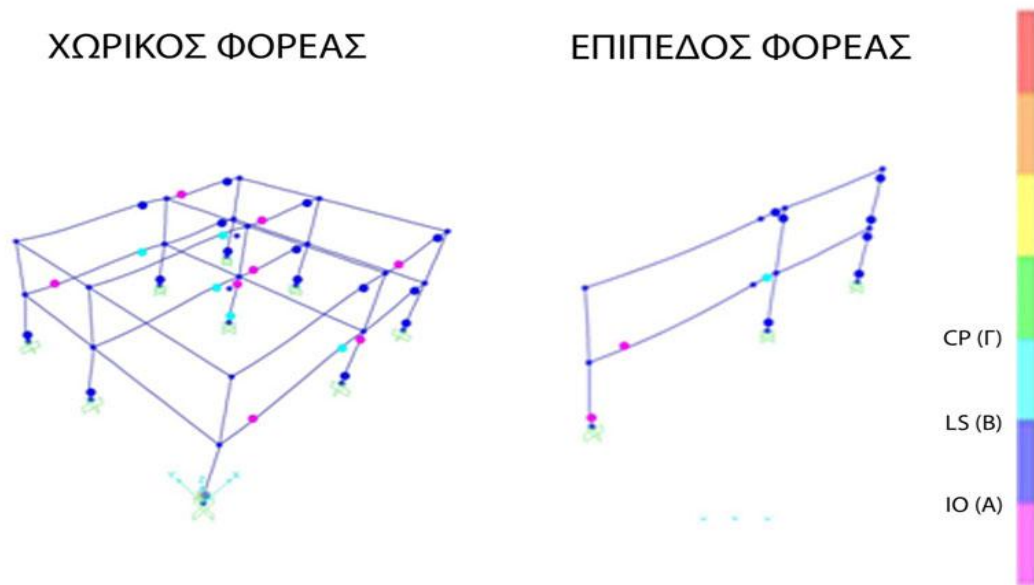
9. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ



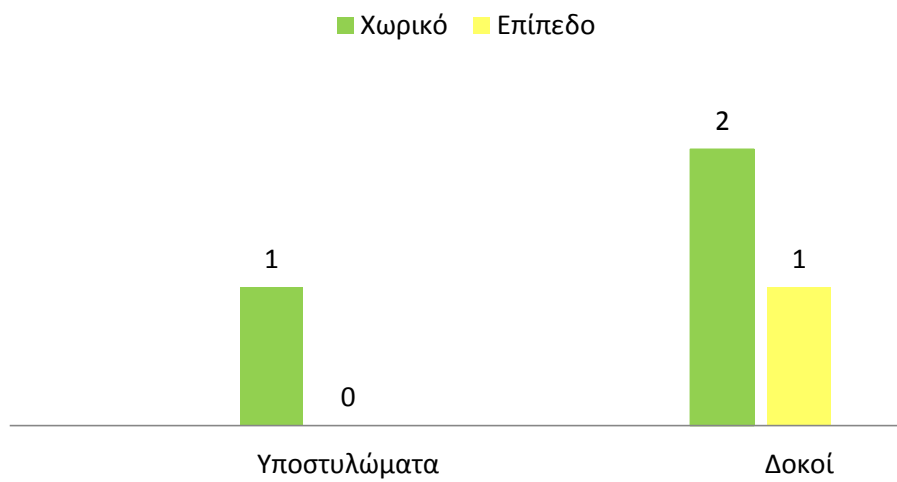
Εικόνα 7: Αποτελέσματα ανάλυσης για στάθμη επιτελεστικότητας Α



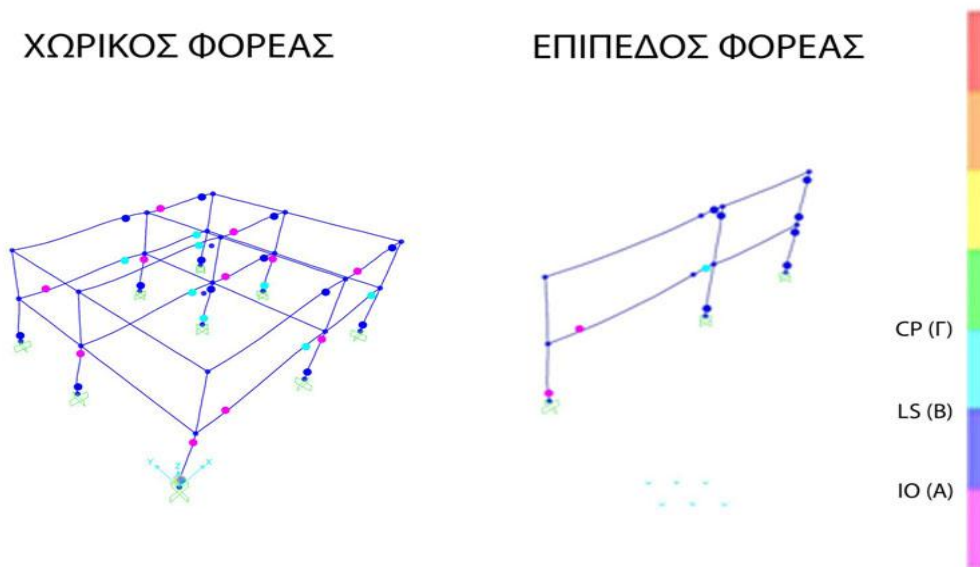
Σχήμα 9: Πλήθος μελών που χρήζουν ενίσχυση για Στάθμη Α



Εικόνα 8: Αποτελέσματα ανάλυσης για στάθμη επιτελεστικότητας B



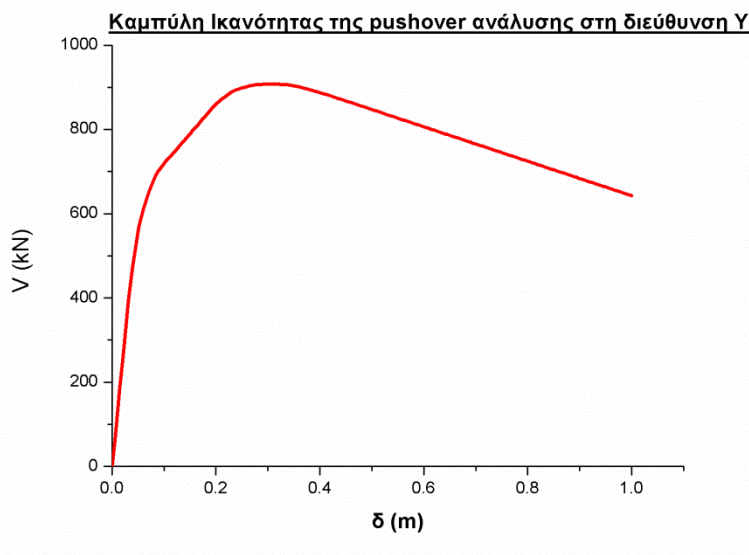
Σχήμα 10: Πλήθος μελών που χρήζουν ενίσχυση για Στάθμη B



Εικόνα 9: Αποτελέσματα ανάλυσης για στάθμη επιτελεστικότητας Γ

10. ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΗΣ Υ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗΣ ΤΟΥ ΧΩΡΙΚΟΥ ΦΟΡΕΑ ΣΤΟ ΠΛΑΙΣΙΟ

Για την εξαγωγή της καμπύλης ικανότητας και την μετατροπή της σε ADRS μορφή γίνεται η ίδια διαδικασία όπως περιγράφηκε προηγουμένως.

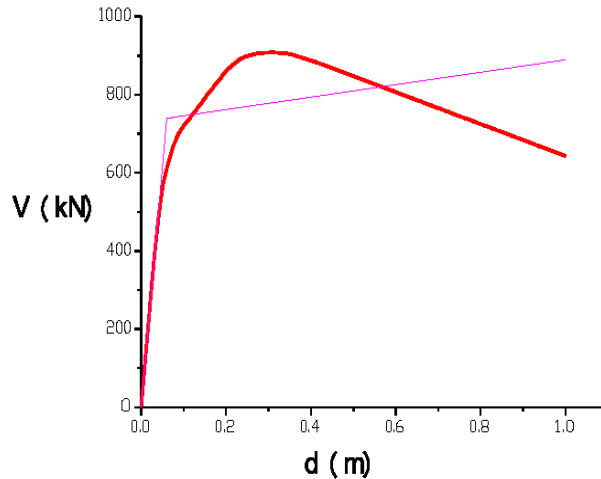


Σχήμα 11: Καμπύλη ικανότητας V- δ της Y-διεύθυνσης

	m_i (kg)	ϕ_i	m^* (kg)	ϕ_i^2	Γ	α
Ισόγειο	207640	0.0453	16726.31	0.00205209	19.76459	0.986332
Όροφος	127530	0.0574		0.00329476		
m_{total} (kg)	335170					

Πίνακας 7: Δεδομένα για τη διεύθυνση Y

10.1 ΔΙΓΡΑΜΜΙΚΟΠΟΙΗΣΗ ΤΗΣ ΚΑΜΠΥΛΗΣ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ V-δ ΚΑΙ ΕΥΡΕΣΗ ΤΩΝ ΠΛΕΥΡΙΚΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΩΝ K_0 ΚΑΙ K_e



Σχήμα 12: Διγραμμικοποιημένη Καμπύλη ικανότητας V-δ της Y διεύθυνσης

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ-Y:

$$K_0 = 1.2547 \cdot 10^4 \text{ KN/m}$$

$$K_e = 1.22 \cdot 10^4 \text{ KN/m}$$

11. ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ δ_t ΓΙΑ ΚΑΘΕ ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Για τη διεύθυνση Y:

Υπολογίζεται η ισοδύναμη ιδιοπερίοδος της κατασκευής σύμφωνα με τη σχέση

$$\text{(KAN.EΠΕ.}\S 5.7.3.4 \text{ εξίσωση } \S 5.5) [1] : T_e = T \sqrt{\frac{K_0}{K_e}} = 1.029 \text{ sec}$$

Όπου: $T=1.015 \text{ sec}$ η ιδιοπερίοδος της πρώτης ιδιομορφής

Υπολογίζεται η στοχευόμενη μετακίνηση σύμφωνα με την σχέση **(KAN.EΠΕ.}\S 5.7.4.2 εξίσωση \S 5.6)** [1] : $\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 (T_e^2 / 4\pi^2) S_{e(T)}$

Όπου: $C_0 = 1,2$

$$C_1 = 1$$

$$C_2 = 1 \text{ για στάθμη A}$$

$$C_2 = 1.1 \text{ για στάθμη B}$$

$$C_2 = 1.2 \text{ για στάθμη Γ}$$

$$C_3 = 1 \text{ Θεωρώ ότι } \theta < 0.1$$

$S_{e(T)} = 2.73$ η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το φάσμα του ΕΚ 8-1) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής $T_e = 1.029 \text{ sec}$.

Άρα $\delta_{tA} = 0,088 \text{ m}$ για στάθμη A

$$\delta_{tB} = 0,097 \text{ m} \text{ για στάθμη B}$$

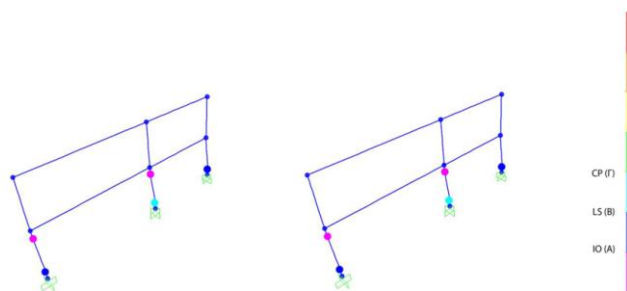
$$\delta_{t\Gamma} = 0,105 \text{ m} \text{ για στάθμη Γ}$$

Τώρα γίνεται η ίδια διαδικασία με πριν, αυτή τη φορά θεωρώντας στοχευόμενη μετακίνηση την αντίστοιχη της εκάστοτε στάθμης επιτελεστικότητας και έτσι προκύπτουν οι τρεις καμπύλες ικανότητας του κτιρίου μία για κάθε στάθμη. Οι καμπύλες αυτές μετατρέπονται σε ADRS μορφή. Το κτίριο επαρκεί για τη στάθμη Γ και όχι για τις Α και Β και για την Y διεύθυνση.

12. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΓΙΑ ΤΗΝ Y ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

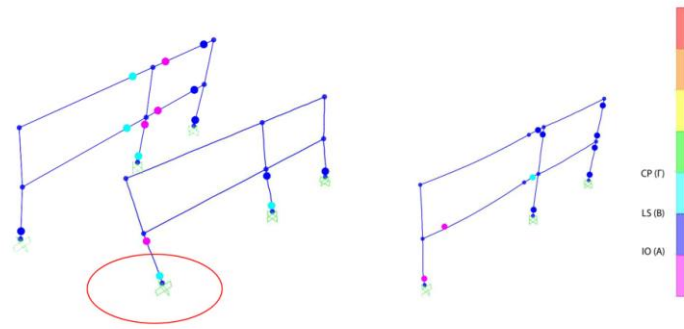
Η εφαρμογή της ανελαστικής ανάλυσης pushover στην Y διεύθυνση έχει τα αποτελέσματα που φαίνονται στις παρακάτω εικόνες. Απομονώνουμε το κεντρικό πλαίσιο το οποίο και μας ενδιαφέρει.

Για τη Στάθμη Α τα αποτελέσματα της ανάλυσης στη διεύθυνση Y του χωρικού φορέα είναι ίδια με αυτά της διεύθυνσης X. Άρα, δεν επηρεάζει την ανάλυση του πλαισίου για τη στάθμη Α.



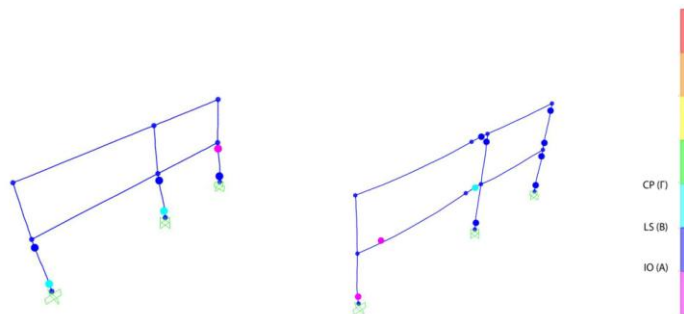
Εικόνα 10: Αποτελέσματα ανάλυσης για τη X(αριστερά) και την Y(δεξιά) διεύθυνση χωρικού φορέα για στάθμη επιτελεστικότητας Α

Για τη στάθμη Β παρατηρούμε ότι η διεύθυνση Y προσθέτει ανάγκη για ενίσχυση σ' ένα ακόμη υποστύλωμα και συγκεκριμένα στο περιμετρικό. Η ανάλυση του πλαισίου στον επίπεδο φορέα, όμως, έδειξε ότι κανένα υποστύλωμα δεν παρουσιάζει πρόβλημα. Το πλαίσιο δηλαδή δεν λαμβάνει υπόψη τη διεύθυνση Y. Άρα, αν κάποιος έκανε ανάλυση μόνο σε αυτό δεν θα έκανε ενίσχυση στα υποστυλώματα. Στην παρακάτω εικόνα, φαίνεται αριστερά η ανάλυση του χωρικού φορέα για την X και Y διεύθυνση ενώ δεξιά η ανάλυση του επίπεδου φορέα.



Εικόνα 11: Σύγκριση πλαστικών αρθρώσεων για τη στάθμη Β χωρικού και επίπεδου φορέα

Για τη Στάθμη Γ κανένα μέλος δεν χρειάζεται ενίσχυση ούτε για τον χωρικό φορέα ούτε και για τον επίπεδο.



Εικόνα 12: Σύγκριση πλαστικών αρθρώσεων για τη στάθμη Γ διεύθυνσης Y χωρικού φορέα και επίπεδου φορέα

13. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- Στο χωρικό φορέα της κατασκευής η ιδιοπερίοδος είναι $T=1.015\text{sec}$ και το ποσοστό συμμετοχής μάζας είναι 0.22% για την 1^η ιδιομορφή και 95.7% για τη δεύτερη, ενώ στον επίπεδο φορέα είναι $T=0.70208\text{sec}$ και το ποσοστό συμμετοχής μάζας για την πρώτη ιδιομορφή 91.3%.
- Για την προσομοίωση των πλαστικών αρθρώσεων στο χωρικό φορέα χρησιμοποιήθηκε το διάγραμμα P-M2-M3, ενώ στον επίπεδο το διάγραμμα P-M3.
- Η ελαστική πλευρική δυσκαμψία K_0 του χωρικού φορέα της κατασκευής είναι μεγαλύτερη από αυτή του επίπεδου, γεγονός που δείχνει ότι ο χωρικός φορέας είναι πιο δύσκαμπτος.
- Στο Σχήμα 4, συγκρίνοντας τις καμπύλες ικανότητας των δυο φορέων, έχοντας ορίσει μετακίνηση 1m, φαίνεται ότι η οριακή τιμή της V για τον επίπεδο είναι περίπου 250kN ενώ για το χωρικό φορέα είναι περίπου 1000kN.
- Η ανάλυση και των δύο φορέων έδειξε ότι το κτίριο δεν επαρκεί για τη στάθμη A ούτε για τη στάθμη B. Επαρκεί όμως για τη στάθμη Γ.
- Τα δυο προσομοιώματα παρουσίασαν διαφορές ως προς τις θέσεις δημιουργίας των πλαστικών αρθρώσεων. Καταλαβαίνουμε δηλαδή ότι η ανακατανομή της έντασης γίνεται με διαφορετικό τρόπο στα δυο προσομοιώματα.
- Το πλήθος των μελών προς ενίσχυση είναι πάντα μικρότερο στον επίπεδο φορέα. Μάλιστα για τη στάθμη B αν λαμβάναμε υπόψη μόνο τον επίπεδο φορέα δε θα κάναμε καμία ενίσχυση στα υποστυλώματα.
- Τα 3 πλαίσια στη διεύθυνση X του χωρικού φορέα δεν παρουσιάζουν όμοια συμπεριφορά αλλά διαφορές μεταξύ τους ως προς τα μέλη που χρειάζονται ενίσχυση. Επομένως, δεν μπορούν να ομαδοποιηθούν σε ένα.
- Η ανάλυση του επίπεδου φορέα δεν λαμβάνει υπόψη το επιπλέον υποστύλωμα που επιβάλλει η διεύθυνση Y.
- Στην ανάλυση του επίπεδου φορέα, για στάθμη επιτελεστικότητας B, αναπτύσσεται πλαστική άρθρωση στη δοκό Δ9(20/60) του ισογείου με άνοιγμα 8.5m στο ένα άκρο της, ενώ στο χωρικό φορέα στη δοκό Δ9 του ισογείου και του ορόφου καθώς και στο υποστύλωμα K5(45/45) στο ένα άκρο του.

Συμπεραίνουμε, λοιπόν, πως η ανάλυση ενός μόνο πλαισίου της κατασκευής είναι ανεπαρκής αφού τα σημεία που χρειάζονται ενίσχυση στην πραγματικότητα είναι περισσότερα. Επιπλέον, η ανάλυση μόνο ενός πλαισίου, είτε σε συμμετρικό κτίριο ή σε μη συμμετρικό, δεν αρκεί, αφού όπως είδαμε στην παρούσα εργασία σε κάθε πλαίσιο του χωρικού φορέα είχαμε διαφορετικά μέλη που έχριζαν ενίσχυση.

14. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

[1] Κανονισμός Επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2015

[2] Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2003

[3] Σφακιανάκης Μ.Γ. *Αναλύσεις τύπου Pushover με τα προγράμματα Csi SAP2000, ETABS & BIAX* (σημειώσεις), Πάτρα 2013

[4] SAP2000 MANUAL