

## ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΙΔΕΑΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΜΗ-ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΥΠΕΡΩΘΗΤΙΚΗ (PUSHOVER) ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ

ΡΟΜΠΟΛΑΣ ΙΩΑΝΝΗΣ  
ΤΕΡΖΗΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ

### Περίληψη

Η παρούσα εργασία έχει ως στόχο την αναλυτική παρουσίαση της διαδικασίας μιας στατικής υπερωθητικής ανάλυσης βήμα προς βήμα με βάση τις διατάξεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ως προς το σκοπό αυτό δημιουργήθηκε προσομοίωμα ιδεατού κτιρίου που προσεγγίζει κατά το βέλτιστο δυνατό τρόπο, τους κανόνες δόμησης με τις προ 1985 λογικές. Για λόγους πληρότητας επιλέγεται ως τρόπος ενίσχυσης των υποστυλωμάτων η τεχνική του μεταλλικού κλωβού και γίνεται αποτίμηση της συμπεριφοράς του ενισχυμένου κτιρίου. Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με το λογισμικό SAP2000 v.14.0.0.

### 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η μη-γραμμική στατική ανάλυση, γνωστή και ως ανάλυση pushover, τείνει τα τελευταία χρόνια να καθιερωθεί ως η κύρια μέθοδος για την ανάλυση υφιστάμενων κατασκευών με σκοπό τη σεισμική αποτίμησή τους. Η μέθοδος αυτή είναι απλούστερη και πιο προσιτή από την ανάλυση με χρονοϊστορίες (μη-γραμμική δυναμική), χωρίς να υστερεί ως προς την ακρίβεια με την οποία προσεγγίζεται η συμπεριφορά της κατασκευής [1]. Η καθιέρωση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ως εθνικό κανονιστικό κείμενο για την αποτίμηση και την ενίσχυση των υφιστάμενων κατασκευών, θέτει νέες παραμέτρους στην υλοποίηση της μεθόδου, οι οποίες βρίσκονται πιο κοντά στην πραγματικότητα απ' ό,τι οι απλουστευτικές παραδοχές που επιβάλλονταν για να χρησιμοποιηθούν οι κανονισμοί άλλων χωρών (FEMA 356, FEMA 440, ATC-40).

### 2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΙΔΕΑΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Το προσομοίωμα είναι ένα διώροφο κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος με ύψος ορόφου 3 m και άνοιγμα δοκών 6 m. Το κτίριο έχει δυο ανοίγματα κατά τη διεύθυνση Y και 3 κατά τη διεύθυνση X. Η διαστασιολόγηση των διατομών υποστυλωμάτων και δοκαριών πραγματοποιήθηκε ικανοποιώντας τις διατάξεις ελαχίστων οπλισμών των σύγχρονων κανονισμών με μόνη διαφορά τη χρήση λείων ράβδων έναντι νευρογάλυβα.



Σχήμα 1: Όψεις κατά τη διεύθυνση X και Y αντίστοιχα

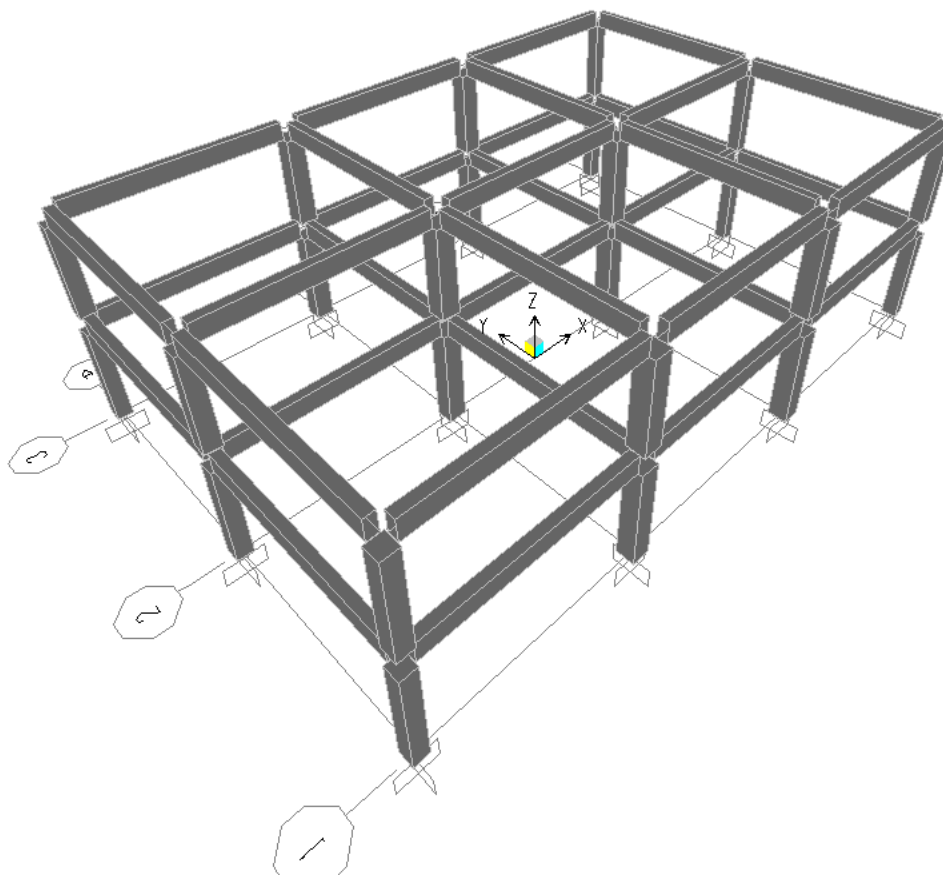
#### 2.1 ΥΛΙΚΑ

- Χάλυβας Οπλισμών (διαμήκης και εγκάρσιος): S220 ( $f_c= 16$  MPa,  $E_{cm}= 27$  GPa)
- Σκυρόδεμα: C 16/20 ( $f_y= 220$  MPa,  $E_s=210$  GPa)

## 2.2 ΔΙΑΤΟΜΕΣ

	Διαστάσεις (cm)	Διαμήκης Οπλισμός	Οπλισμός Άνω πέλματος	Οπλισμός Κάτω Πέλματος	Ενδιάμεσος Οπλισμός	Εγκάρσιος Οπλισμός
<b>Υποστρώματα Εσωτερικά</b>	50x50	12Φ16 περιμετρικά κατανεμημένα	-	-	-	Φ8/150
<b>Υποστρώματα Εξωτερικά</b>	40x40	8Φ16 περιμετρικά κατανεμημένα	-	-	-	Φ8/150
<b>Δοκοί Εσωτερικές</b>	25x50	-	5Φ16 και 3Φ12	2Φ12	3Φ12	Φ8/200
<b>Δοκοί Εξωτερικές</b>	25x50	-	2Φ16 και 2Φ12	2Φ12	3Φ12	Φ8/200

Πίνακας 1: Διαστάσεις και οπλισμός των διατομών των μελών



Σχήμα 2: Τρισδιάστατη απεικόνιση του φορέα

### 3. ΠΡΟΥΠΟΘΕΣΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ

#### 3.1 ΕΠΙΡΡΟΗ ΑΝΩΤΕΡΩΝ ΙΔΙΟΜΟΡΦΩΝ

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τη διενέργεια της ανελαστικής στατικής ανάλυσης προϋποθέτει τη διερεύνηση της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών [5.7.2]. Για να προσδιοριστεί το κατά πόσο η επιρροή αυτή είναι σημαντική ή όχι απαιτείται η διενέργεια δύο Δυναμικών Φασματικών Αναλύσεων, μιας με θεώρηση επαρκούς αριθμού ιδιομορφών, ώστε η δρώσα μάζα τους να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής, και μιας μόνο με θεώρηση της 1ης ιδιομορφής. Αν η συνισταμένη τέμνουσα δύναμη κάποιου ορόφου σύμφωνα με την πρώτη ανάλυση ξεπερνά το 130% της αντίστοιχης τέμνουσας σύμφωνα με τη δεύτερη ανάλυση, τότε η επίδραση των ανωτέρων ιδιομορφών θεωρείται σημαντική. Στην περίπτωση αυτή επιτρέπεται η εφαρμογή της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης μόνο με παράλληλη όμως διενέργεια μιας Ελαστικής Δυναμικής Ανάλυσης, στην οποία τα κριτήρια αποδοχής των πλάστιμων δράσεων (m-factors) λαμβάνονται αυξημένα κατά 33% [2]. Ωστόσο το πρόγραμμα δεν επιτρέπει την εισαγωγή συντελεστών στις πλάστιμες δράσεις.

#### 3.2 ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΕΣ ΚΑΙ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΚΤΗΡΙΟΥ

Για τη διεξαγωγή της δυναμικής ανάλυσης θα πρέπει οι ανεπάρκειες  $\lambda = M/M_y < 2.5$ . Εναλλακτικά θα πρέπει το κτίριο να χαρακτηρίζεται ως μορφολογικά κανονικό σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ένα κτίριο χαρακτηρίζεται ως μορφολογικά κανονικό όταν ο μέσος δείκτης ανεπάρκειας  $\lambda_k$  υπερβαίνει το 150% του μέσου δείκτη ανεπάρκειας γειτονικού ορόφου (5.5.1.2.γ). Εάν τα κριτήρια αυτά δεν πληρούνται, πραγματοποιείται η δυναμική ανάλυση με αυξημένους συντελεστές ασφαλείας κατά 15% (5.6.1). Στην παρούσα εργασία το κτίριο ικανοποίησε το πρώτο κριτήριο [3].

#### 3.3 ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΩΝ

Τα διαφράγματα σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (5.4.6) διακρίνονται σε απαραμόρφωτα και ευπαράμορφωτα. Στη συγκεκριμένη εργασία θεωρήθηκαν πλήρως απαραμόρφωτα [3].

### 4. ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Τα χαρακτηριστικά του φάσματος σχεδιασμού ελήφθησαν για την περιοχή της Αχαΐας χρησιμοποιώντας το τροποποιημένο φάσμα σχεδιασμού  $\Phi_d(T)$  του ΕΑΚ2000 για  $T < T_2$ .

$$\Phi_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \frac{\beta_o \cdot \eta \cdot \theta}{q} \cdot (T_2/T)^{4/5} \quad (1)$$

Όπου χρησιμοποιήθηκαν τα εξής δεδομένα:

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	II
Κατηγορία Εδάφους	B
Συντελεστής Συμπεριφοράς	$q = 1$
Κατηγορία Σπουδαιότητας	$\gamma_I = 1.15$

Πίνακας 2: Δεδομένα Επιλογής Φάσματος Σχεδιασμού

Ο λόγος απόσβεσης τόσο για τις ελαστικές όσο και για τις ανελαστικές αναλύσεις ελήφθη σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000  $\xi = 0.005$  για οπλισμένο σκυρόδεμα (Πίνακας 2.8).

Από τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης εκτιμήθηκε η τιμή της αξονικής δύναμης για να υπολογιστούν οι παράμετροι των πλαστικών αρθρώσεων όπως αναγράφεται παρακάτω. Αυτό συνέβη για συνολικά τέσσερις σεισμικές δράσεις:

$$\begin{aligned} G + 0.3Q + E_x + 0.3E_y \\ G + 0.3Q + E_x - 0.3E_y \\ G + 0.3Q - E_x + 0.3E_y \end{aligned}$$

$$G + 0.3Q - E_x - 0.3E_y$$

Αξίζει να σημειωθεί ότι εκτιμήθηκαν οι τιμές των αξονικών δυνάμεων για συνδυασμό  $G + 0.3Q$  για να γίνουν οι υπολογισμοί και ακολούθως επαναλήφθηκε η ανάλυση και για τις σεισμικές δράσεις, επανυπολογίζοντας τις παραμέτρους των πλαστικών αρθρώσεων. Από τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης προέκυψε ότι οι ανώτερες ιδιομορφές δεν παίζουν σημαντικό ρόλο, ικανοποιώντας το παραπάνω κριτήριο.

### 5. ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

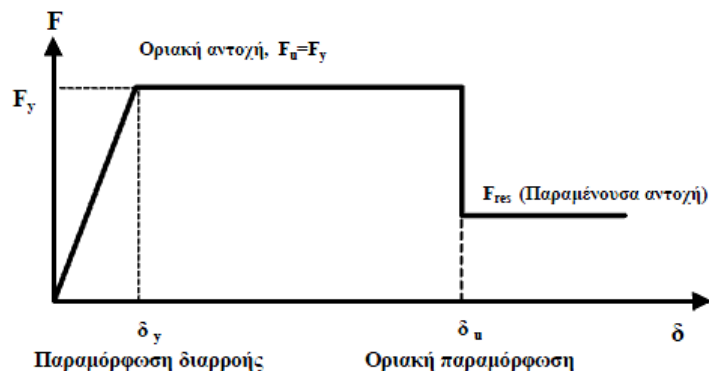
Από την ιδιομορφική ανάλυση που διεξήχθη προέκυψαν οι παρακάτω ιδιοπερίοδοι και τα ποσοστά συμμετοχής μάζας, ικανοποιώντας την απαίτηση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (5.7.3.3) για μεγαλύτερο ποσοστό της τάξεως του 75% [3].

Ιδιομορφή	Περίοδος (sec)	X	Y
1	0,24771350445022	$7,58 \cdot 10^{-14}$	0,866928239152131
2	0,235571355124097	0,875212654891215	$3,86 \cdot 10^{-12}$
3	0,225111567272145	$1,11 \cdot 10^{-14}$	$4,05 \cdot 10^{-14}$
4	$7,03 \cdot 10^{12}$	$3,17 \cdot 10^{-11}$	0,133071043901379
5	$6,87 \cdot 10^{12}$	0,124786610729687	$1,08 \cdot 10^{-10}$

Πίνακας 3: Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά συμμετοχής μαζών κατά τη θεωρούμενη διεύθυνση

### 6. ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. η προσομοίωση της καμπύλης F-δ γίνεται μέσω ενός πολυγραμμικού διαγράμματος όπου η F εκφράζεται σε όρους ροπής και η δ σε όρους στροφής χορδής (7.1.2.2) [3].



Σχήμα 3: Εξιδανικευμένο διάγραμμα F – δ [3]

#### 6.1 ΕΝΕΡΓΟΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ

Η δυσκαμψία των δοκών και των υποστρωμάτων κατά την ανάλυση δε λαμβάνεται ακέραιη, αλλά μειωμένη σύμφωνα με ένα συντελεστή που προσομοιώνει τη φθορά τους. Αυτή η ενεργός δυσκαμψία υπολογίζεται σύμφωνα με την εξίσωση:

$$K_{eff} = \frac{M_y L_s}{3 \theta_y} \quad (2)$$

Ωστόσο, στο πρόγραμμα είναι δυνατό να εισαχθεί μόνο η ροπή αδράνειας, οπότε υπολογίζεται η δυσκαμψία για τη μέση τιμή αντοχής σκυροδέματος και προσδιορίζεται η νέα ροπή αδράνειας, εφ' όσον η ενεργός δυσκαμψία είναι γνωστή από τον παραπάνω τύπο. Εναλλακτικά μπορεί να χρησιμοποιηθεί ο πίνακας του κεφαλαίου 4 [3].

## 6.2 ΓΩΝΙΑ ΣΤΡΟΦΗΣ ΧΟΡΔΗΣ

Το σημαντικότερο σκέλος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης είναι η προσομοίωση των ανελαστικών ιδιοτήτων των πλαστικών αρθρώσεων. Προς το σκοπό αυτό θα πρέπει να υπολογιστούν η συμβολή, τόσο της κάμψης με τον υπολογισμό της καμπυλότητας κατά την αστοχία  $(1/r)_y$ , όσο και της διάτμησης. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, η γωνία στροφής χορδής κατά τη διαρροή προκύπτει από την ακόλουθη έκφραση για δοκούς και υποστυλώματα:

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{L_s + a_v z}{3} + 0.0014 \left( 1 + 1.5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8 \sqrt{f_c}} \quad (3)$$

Στην εξίσωση αυτή ο  $1^{ος}$  όρος εκφράζει τη συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων, ο  $2^{ος}$  τις μέσες διατμητικές παραμορφώσεις στο μήκος  $L_s$ , ενώ ο  $3^{ος}$  όρος εκφράζει την επιρροή της εξόλκευσης του τμήματος ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου.

Η καμπυλότητα  $(1/r)_y$  λαμβάνεται ως η ελαχίστη τιμή που προκύπτει από τους 2 τύπους:

$$(1/r)_y = \frac{f_y}{\epsilon_s (1 - \xi_y) d} \quad (4) \quad (1/r)_y = \frac{\epsilon_c}{\xi_y d} \approx \frac{1.8 f_c}{\epsilon_c \xi_y d} \quad (5)$$

Ο πρώτος αναφέρεται στη διαρροή εφελκόμενου χάλυβα και ο δεύτερος στη θραύση σκυροδέματος όπου  $\xi_y$  το ύψος της θλιβόμενης ζώνης ανηγμένο στο  $d$  κατά τη διαρροή.

$$\xi_y = \sqrt{(\alpha^2 A^2 + 2\alpha B) - \alpha A} \quad (6) \quad \alpha = E_s / E_c \quad (7)$$

Ενώ οι συντελεστές  $A$ ,  $B$  και  $\alpha$  δίνονται από τις κάτωθι εξισώσεις:

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{b d f_y} \quad (8) \quad A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{\epsilon_c \epsilon_s b d} \quad (9)$$

$$B = \rho + \rho' \delta' + 0.5 \rho_v (1 + \delta') + \frac{N}{b d f_y} \quad (10) \quad B = \rho + \rho' \delta' + 0.5 \rho_v (1 + \delta') \quad (11)$$

Αντίστοιχα η μέση γωνία στροφής χορδής κατά την αστοχία υπολογίζεται από την παρακάτω εξίσωση:

$$\theta_{um} = 0,016 (0,3^v) \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} (\alpha_s)^{0,35} 25^{(a \rho_s \frac{f_{yw}}{f_c})} (1,25^{100 \rho_d}) \quad (12)$$

Σε αυτό το σημείο πρέπει να σημειωθεί ότι ο υπολογισμός της  $\theta_y$  δεν έχει ιδιαίτερη σημασία καθώς στο λογισμικό δεν υπάρχει η δυνατότητα να εισαχθεί αυτή η τιμή, παρά μόνο η διαθέσιμη πλαστική στροφή χορδής, η οποία υπολογίζεται ως  $\theta_y^{pl} = \theta_{um} - \theta_y$ , η αναλυτικά:

$$\theta_{um}^{pl} = 0,0145 (0,25^v) \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,3} (f_c)^{0,2} (\alpha_s)^{0,35} 25^{(a \rho_s \frac{f_{yw}}{f_c})} (1,25^{100 \rho_d}) \quad (13)$$

Αφού υπολογισθούν οι τιμές της γωνίας στροφής χορδής θα πρέπει να διαιρεθούν με συντελεστή ασφαλείας σύμφωνα με τα όσα αναγράφονται στο κεφάλαιο 9 του ΚΑΝ.ΕΠΕ [3].

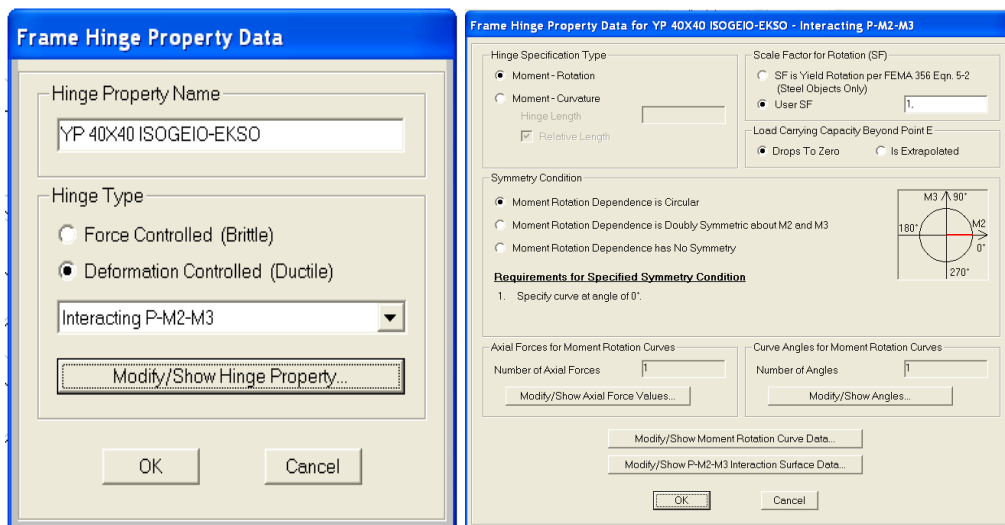
Εν προκειμένω, επειδή θεωρήθηκε η χρήση λείων ράβδων, ισχύουν όσα αναγράφονται στο άρθρο 7.2.4.β παράγραφος ν για τα υποστυλώματα, δηλαδή συντελεστής ασφαλείας 0.95/1.2 ενώ για τα δοκάρια συντελεστής ασφαλείας 1.2. Ακολούθως υπολογίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας σύμφωνα με τους συντελεστές που προτείνει το κεφάλαιο 9 και καθορίζονται τα κριτήρια αποδοχής της κάθε στάθμης [3].

Τα υποστυλώματα ελέγχθηκαν για διαξονική κάμψη ενώ στις δοκούς οι υπολογισμοί εκτελέστηκαν δυο φορές, για εφελκυσμό πάνω και κάτω στο επίπεδο της διατομής τους, συνεκτιμώντας το ενεργό πλάτος πλακοδοκού. Παρατίθενται ενδεικτικοί πίνακες με υπολογισμούς που έγιναν κατά τη διενέργεια της εργασίας.

	ΥΠΟΣΤ. 40*40 - ΟΡΟΦΟΥ	ΥΠΟΣΤ. 50*50 - ΟΡΟΦΟΥ	ΥΠΟΣΤ. 40*40 - ΙΣΟΓΕΙΟΥ	ΥΠΟΣΤ. 50*50 - ΙΣΟΓΕΙΟΥ	
N (kN)	-111,428	-188,557	-384,05	-244,234	
b (mm)	400	500	400	500	
d (mm)	400	500	400	500	
As <sub>1</sub> (mm <sup>2</sup> )	603	804,5	603	804,5	
As <sub>2</sub> (mm <sup>2</sup> )	603	804,5	603	804,5	
As <sub>ε,νδ</sub>	201	402	201	402	
v	0,043526563	0,04713925	0,150019531	0,0610585	
ω	0,06909375	0,0663575	0,06909375	0,0663575	
ω'	0,051820313	0,0442475	0,051820313	0,0442475	
ρ	0,00376875	0,003218	0,00376875	0,003218	
ρ'	0,00376875	0,003218	0,00376875	0,003218	
ρ <sub>s</sub>	0,002667	0,002667	0,002667	0,002667	
b <sub>c</sub> (mm)	288	388	288	388	
h <sub>c</sub> (mm)	288	388	288	388	
Σb <sub>i</sub> <sup>2</sup> (mm)	331776	602176	331776	602176	
d' (mm)	56	56	56	56	
δ'	0,14	0,112	0,14	0,112	
α	0,142039609	0,183653948	0,142039609	0,183653948	
α <sub>s</sub> = L <sub>s</sub> /h	3,75	3	3,75	3	
Αστοχία λόγω διαρροής εφελκόμενου χάλυβα	A	0,011959318	0,011472309	0,019704261	0,012484618
	B	0,008178006	0,007900773	0,015922949	0,008913082
	ξ <sub>v</sub>	0,275572248	0,272510221	0,367478748	0,287694217
	(1/r) <sub>v</sub>	0,003633026	0,00287561	0,004012349	0,002908009
Αστοχία λόγω θραύσης σκυροδέματος	A	0,004996069	0,003931113	-0,004295413	0,002716662
	B	0,005012438	0,004472464	0,005012438	0,004472464
	ξ <sub>v</sub>	0,243055342	0,234944904	0,314615983	0,243468577
	(1/r) <sub>v</sub>	0,010971438	0,009080143	0,008475941	0,008762253
	M <sub>v</sub>	63,63406558	113,3801888	94,06336442	119,0238672
	θ <sub>um</sub>	0,032940513	0,029687055	0,03018396	0,030410097
	θ <sub>um</sub> <sup>pl</sup>	0,027043225	0,024142347	0,024303683	0,024667665
	θ <sub>v</sub>	0,005897288	0,005544707	0,005880277	0,005742432

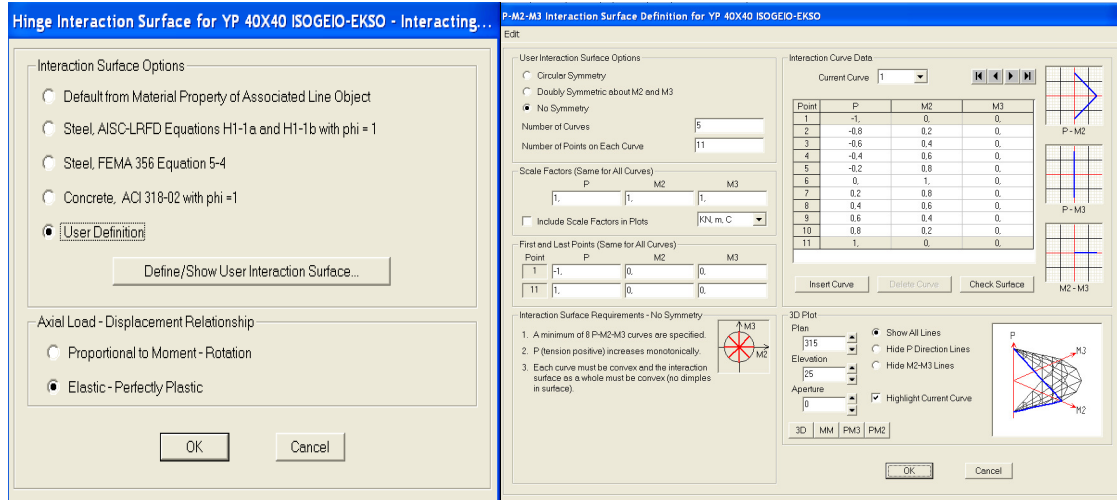
Πίνακας 4: Υπολογισμοί υποστλωμάτων

Αυτά τα στοιχεία εισάγονται στο SAP2000 ως εξής: *Define>Section Properties>Hinge Properties*

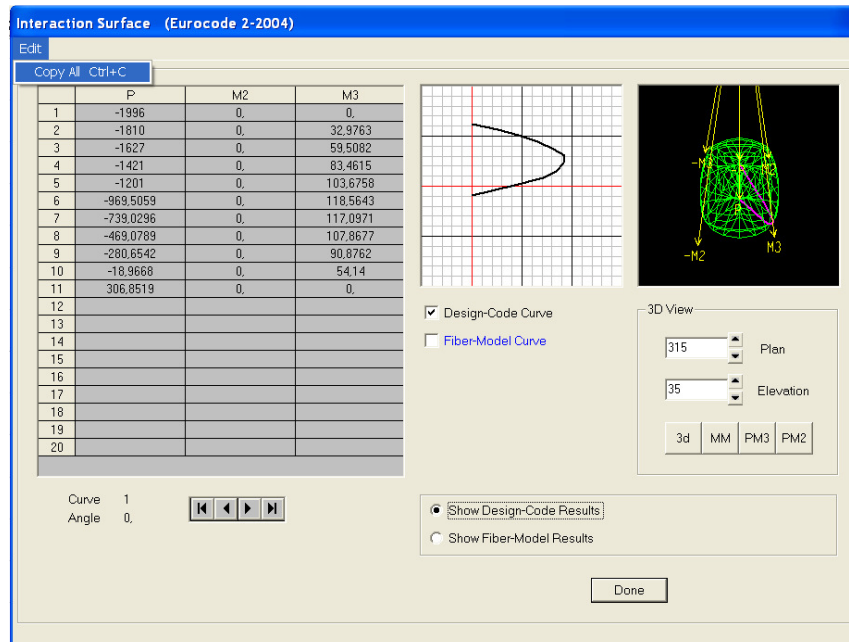


Σχήμα 4: Καθορισμός ιδιοτήτων πλαστικής άρθρωσης στα εξωτερικά υποστλώματα ισογείου

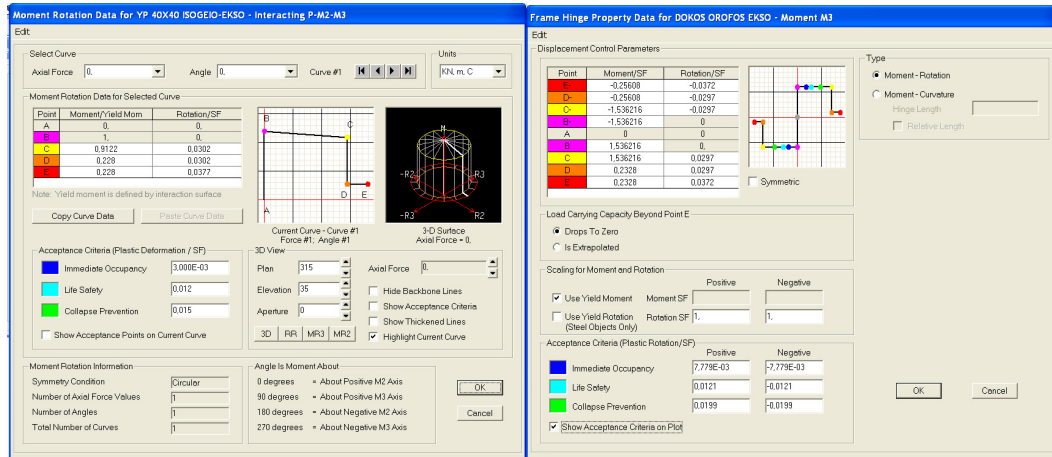
Εκεί καθορίζονται οι μετελαστικές ιδιότητες για διαξονική κάμψη με αξονική δύναμη (P-M2-M3) στα υποστυλώματα και για μονοαξονική κάμψη (M3) στα δοκάρια. Είναι πολύ σημαντικό, για τη ρεαλιστική προσομοίωση των πλαστικών αρθρώσεων, να εισαχθούν στο πρόγραμμα οι σχέσεις αλληλεπίδρασης ροπών κάμψης – αξονικής δύναμης χειροκίνητα ή με τη χρήση λογισμικού όπως το XTRACT ή το section designer που περιέχεται στο SAP2000. Στην παρούσα εργασία η αλληλεπίδραση καθορίστηκε σύμφωνα με ACI 318-02.



Σχήμα 5: Εισαγωγή διαγράμματος αλληλεπίδρασης M-N στα υποστηλώματα



Σχήμα 6: Εξαγωγή διαγράμματος M-N από το Section Designer



Σχήμα 7: Εισαγωγή διαγράμματος M-θ για υποστύλωμα και δοκό αντίστοιχα

### 6.3 ΜΕΙΩΣΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ ΜΕ ΤΗΝ ΑΝΑΚΥΚΛΙΣΗ ΤΩΝ ΜΕΤΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ

Η διατμητική αντοχή ενός δομικού στοιχείου οπλισμένου σκυροδέματος, το οποίο υποβάλλεται σε ανακυκλιζόμενες παραμορφώσεις, μειώνεται. Αυτή η μειωμένη αντοχή, όπως καθορίζεται από τη διαρροή των συνδετήρων, προκύπτει από την ακόλουθη έκφραση του Παραρτήματος 7.Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [3]:

$$V_R = \frac{(h-x)}{2 L_s} \min(N; 0.55 A_c f_c) + (1 - 0.05 \min(5; \mu_{s,pl})) [0.16 \max(0.5; 100 \rho_{tot}) \cdot (1 - 0.16 \min(5; \alpha_s)) f_{c0.5} A_c + V_w] \quad (14)$$

### 6.4 ΔΙΑΚΡΙΣΗ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΣΕ ΟΙΩΝΕΙ ΠΛΑΣΤΙΜΑ ΚΑΙ ΨΑΘΥΡΑ

Αφού υπολογιστούν οι  $V_R$  για κάθε δομικό στοιχείο, συγκρίνονται με τις  $V_{My} = M_y / L_s$  καθορίζοντας, έτσι, τον τρόπο αστοχίας των στοιχείων. Αν η  $V_R$  επαρκεί, το στοιχείο χαρακτηρίζεται ως πλάστιμο και αστοχεί σε κάμψη. Αν όχι χαρακτηρίζεται ως ψαθυρό, οπότε καθοριστική της αστοχίας είναι η διάτμηση και οι υπολογισθείσες γωνίες στροφής θα πρέπει να ληφθούν απομειωμένες [3].

### 6.5 ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ

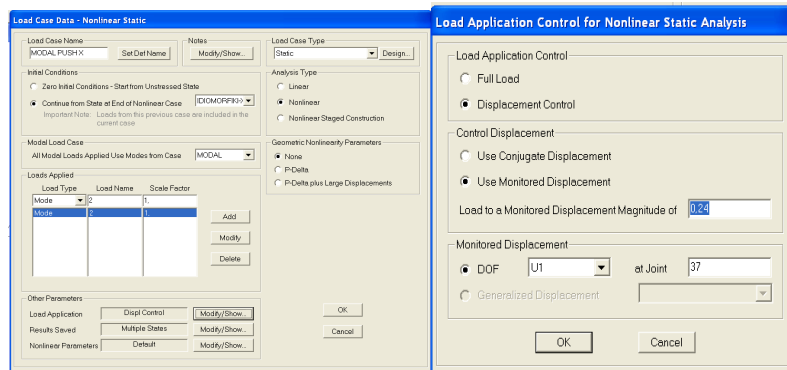
Για τη σχεδίαση της καμπύλης ικανότητας  $V-\delta$  απαιτούνται τουλάχιστον δύο επιλύσεις με δύο διαφορετικές καθ' ύψος κατανομές φορτίων. Επιλέγεται μία κατανομή από καθεμιά από τις ακόλουθες ομάδες [5.7.3.3]:

<p><b>Ομάδα Α</b></p>	<p>A1. Κατανομή σύμφωνα με τα σεισμικά φορτία της Ελαστικής Στατικής Μεθόδου.</p>	<p>A2. Κατανομή σύμφωνα με το ιδιοδιάνυσμα της 1ης ιδιομορφής (κατά τη θεωρούμενη διεύθυνση).</p>	<p>A3. Κατανομή ανάλογη με τις τέμνουσες δυνάμεις των ορόφων, όπως αυτές προκύπτουν από δυναμική φασματική ανάλυση.</p>
<p><b>Ομάδα Β</b></p>	<p>B.1 Ομοιόμορφη κατανομή, ανάλογα με τις μάζες των ορόφων.</p>	<p>B.2 Κατανομή που αναπροσαρμόζεται με την προοδευτική πλαστικοποίηση της κατασκευής.</p>	

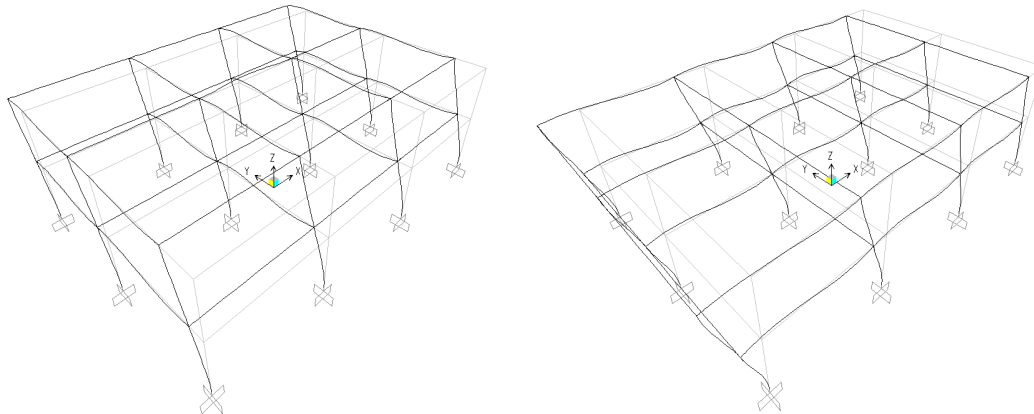
Πίνακας 5: Ομάδες κατανομών πλευρικών φορτίων [2]



Στην παρούσα εργασία για λόγους απλοποίησης έγινε επίλυση μόνο με μια κατανομή, την ιδιομορφική σύμφωνα με το ιδιοδιάνυσμα της 1<sup>ης</sup> ιδιομορφής κατά τη θεωρούμενη διεύθυνση. Το SAP2000 έχει επιλογή για ιδιομορφική κατανομή η οποία εισάγεται όπως στο κάτωθι σχήμα. Επιλέγεται Nonlinear και Continue from State at End of Nonlinear Case όπου επιλέγεται μια μη γραμμική load case που δημιουργείται προηγουμένως από το μελετητή, η οποία ολοκληρώνεται και σε ένα βήμα και καθορίζει τις αρχικές συνθήκες πριν την εφαρμογή του πλευρικού φορτίου που προσομοιώνει τη σεισμική δράση.

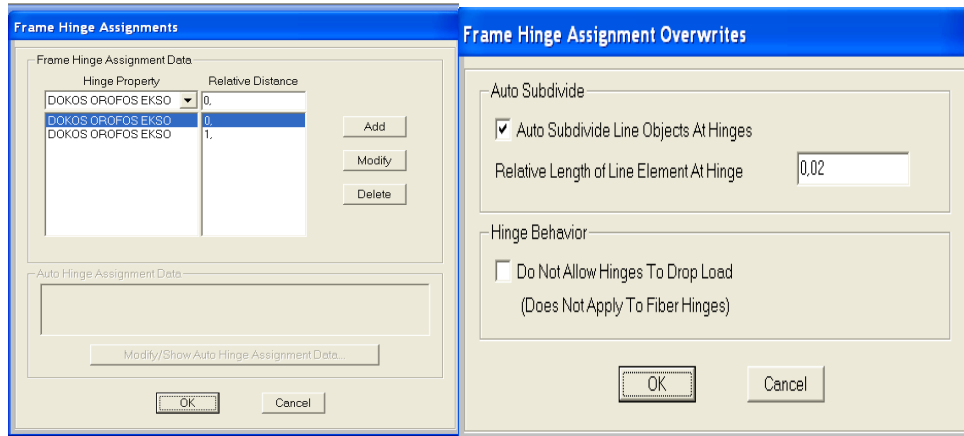


Σχήμα 8: Εισαγωγή πλευρικού φορτίου με ιδιομορφική κατανομή



Σχήμα 9: Οι δυο πρώτες ιδιομορφές του κτιρίου όπως προκύπτουν από την ιδιομορφική ανάλυση, η πρώτη με ιδιοπερίοδο  $T_1=0.25021$  sec καμπτική κατά την y'y διεύθυνση και η δεύτερη με  $T_2=0.23732$  sec κατά τη x'x διεύθυνση

Στη συνέχεια επιλέγονται οι πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων στα δομικά μέλη της κατασκευής. Αυτές επιλέγονται ως τα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων.



Σχήμα 10: Η τοποθέτηση των πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα δοκών και υποστυλωμάτων

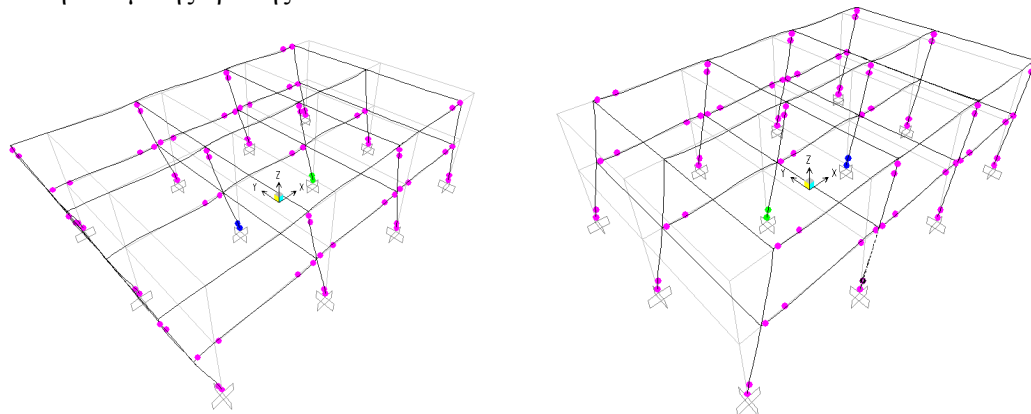
Με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, ελέγχεται αν η απαίτηση για μετακίνηση που θέτει το φάσμα σχεδιασμού δεν ξεπερνά τη διαθέσιμη μετακίνηση του κτιρίου από την οποία και θα εξασφαλίζεται η στάθμη επιτελεστικότητας «Προστασία ζωής» [3].

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 \left( \frac{t_s^2}{4 \pi^2} \right) \Phi_s \quad (15)$$

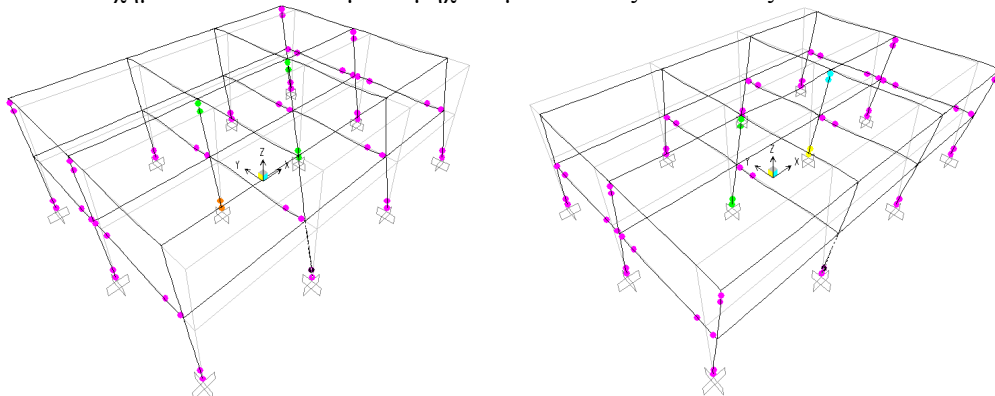
Οι τιμές της  $\delta_t$  που υπολογίστηκαν κυμαίνονταν από 0.0309 έως 0.0326m.

### 6.6 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Παρακάτω παρατίθενται οι μηχανισμοί του κτιρίου όπως αυτοί προέκυψαν για ανάλογη διεύθυνση σεισμικής δράσης.

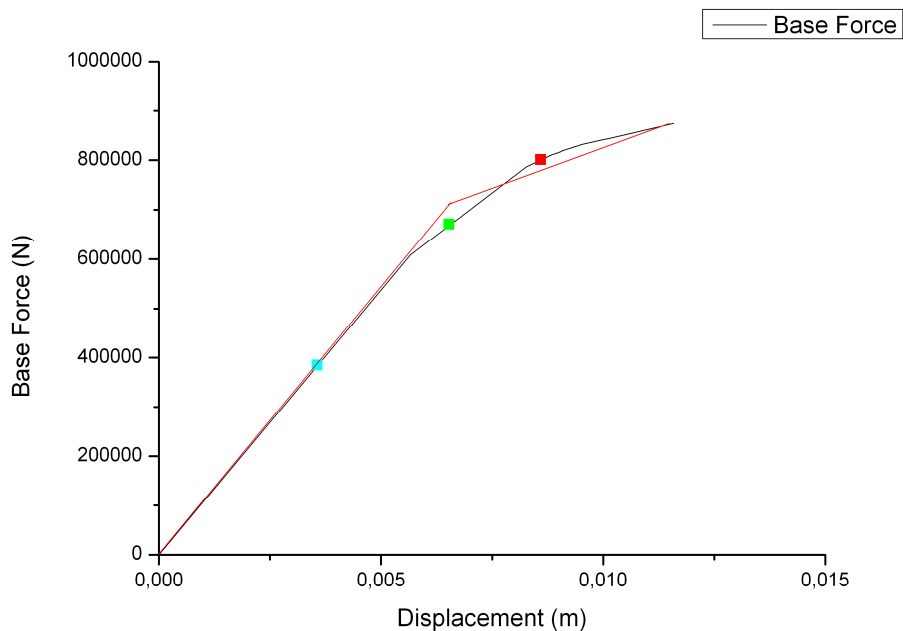
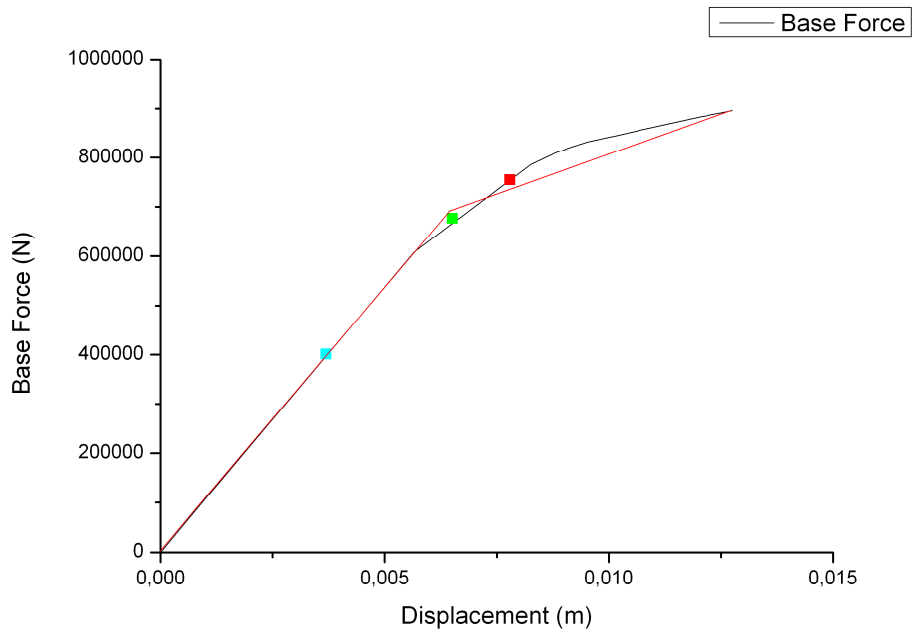


Σχήμα 11: Αναπτυσσόμενοι μηχανισμοί κατά τις διευθύνσεις -X και X

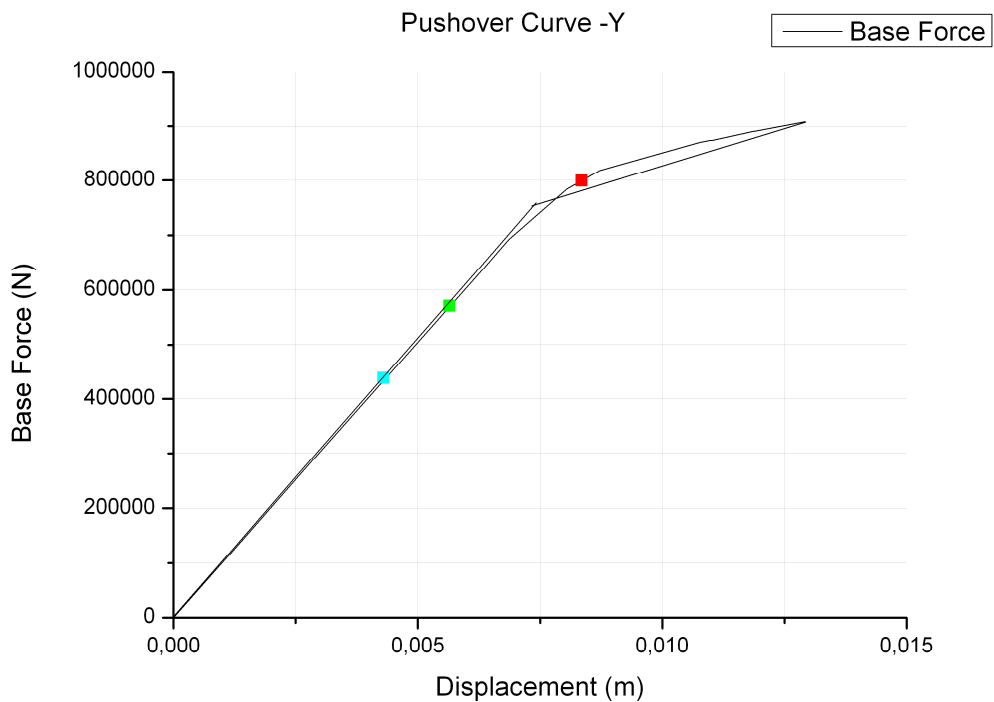
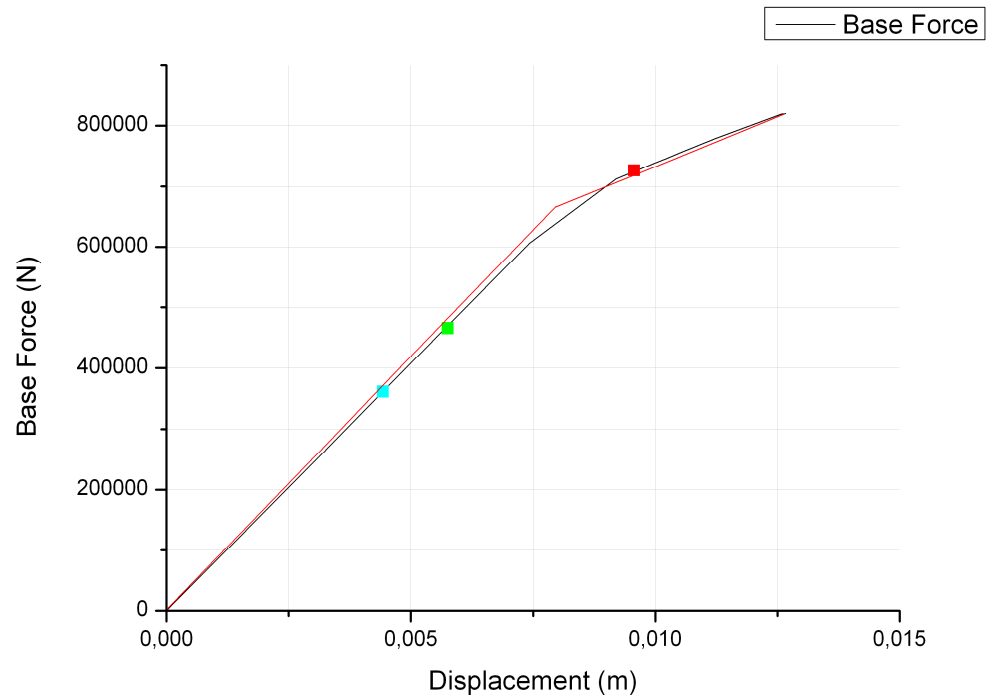


Σχήμα 12: Αναπτυσσόμενοι μηχανισμοί κατά τις διευθύνσεις -Y και Y

Παρακάτω δίνονται και οι καμπύλες αντίστασης του κτιρίου διγραμμικοποιημένες με τις αντίστοιχες στάθμες επιτελεστικότητας. Να σημειωθεί σε αυτό το σημείο ότι η στοχευόμενη μετακίνηση βρίσκεται εκτός καμπυλών αντίστασης καθώς ο φορέας μας αστοχεί προτού φτάσει σε αυτή. Η διγραμμικοποίηση πραγματοποιήθηκε στο χέρι, υπό συγκεκριμένη κλίμακα για να υπολογιστούν οι συντεταγμένες του σημείου αλλαγής κλίσης της καμπύλης και εν συνεχεία ελέγχθηκαν τα εμβαδά εκατέρωθεν της καμπύλης ώστε να είναι ίσα. Ο έλεγχος πραγματοποιήθηκε μέσω δοκιμών, με την ακριβή αναπαράσταση του μοντέλου στο λογισμικό AutoCad και τον υπολογισμό των εμβαδών με την εντολή “area”.



Σχήμα 13: Καμπύλη αντίστασης κατά X και κατά -X



Σχήμα 14: Καμπύλη αντίστασης κατά Y και κατά -Y

Στα παραπάνω σχήματα παρατηρείται ότι το κτήριο παρουσιάζει εκτεταμένες βλάβες στα εσωτερικά υποστυλώματα, τα οποία βρίσκονται στις διευθύνσεις X και -X οριακά σε αποφυγή κατάρρευσης, ενώ στις διευθύνσεις Y και -Y αστοχούν.

## 7. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΤΗΡΙΟΥ

Η μεθοδολογία της ενίσχυσης έχει σαν γενικότερο στόχο την αύξηση της πλαστιμότητας του κτηρίου. Στη συγκεκριμένη εργασία, η ανάγκη ενίσχυσης είναι σαφώς μεγαλύτερη κατά την Υ διεύθυνση και επιλέγεται η τεχνική του «μεταλλικού κλωβού» ως μορφή επιβολής εξωτερικής περίσφιγξης στα κεντρικά υποστυλώματα. Εν συνεχεία, έγινε αποτίμηση του ενισχυμένου κτηρίου με χρήση ανελαστικής υπερωθητικής στατικής ανάλυσης (push-over) και σύγκριση των αποτελεσμάτων μεταξύ του αρχικού και του ενισχυμένου κτηρίου.

### 7.1 ΤΕΧΝΙΚΗ ΤΟΥ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΛΩΒΟΥ

Σύμφωνα με την τεχνική του «μεταλλικού κλωβού», η περίσφιγξη επιτυγχάνεται μέσω τεσσάρων γωνιακών ελασμάτων που προσαρμόζονται στις γωνίες κάθε υποστυλώματος και οριζοντίων μεταλλικών ελασμάτων που συγκολλούνται πάνω στα γωνιακά [4].

Για την εξασφάλιση επαρκούς περίσφιγξης, είτε συσφίγγονται τα γωνιακά με κατάλληλα κλειδιά προτού συγκολληθούν οι οριζόντιες μεταλλικές ράβδοι, είτε οι ράβδοι αυτές προθερμαίνονται σε θερμοκρασίες περί των 200°C πριν τη συγκόλληση [1].

Ο συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιγξης δίνεται από τη σχέση:

$$a = a_s \cdot a_n \quad (16)$$

Όπου:

$$a_s = \left(1 - \frac{s}{2b_{xo}}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_{yo}}\right) \quad (17)$$

$$a_n = 1 - \frac{1}{3A_c} [b_c^2(1 - \beta)^2 + d_c^2(1 - \gamma)^2] \quad (18)$$

$$A_c = b_c \cdot d_c \quad (19)$$

$$\beta = \frac{2b_o}{b_c} \quad (20)$$

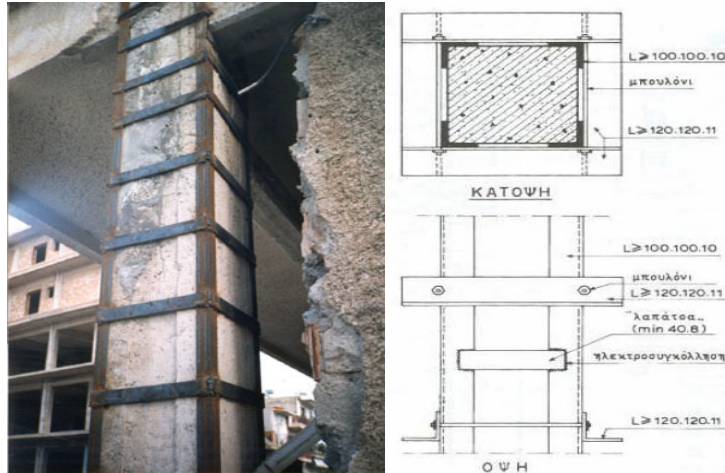
$$\gamma = \frac{2d_o}{d_c} \quad (21)$$

$$b_{xo} = b_c' + 2b_o + t_f \quad (22)$$

$$b_{yo} = d_c' + 2d_o + t_f \quad (23)$$

Και  $t_f$  το πάχος του ελάσματος.

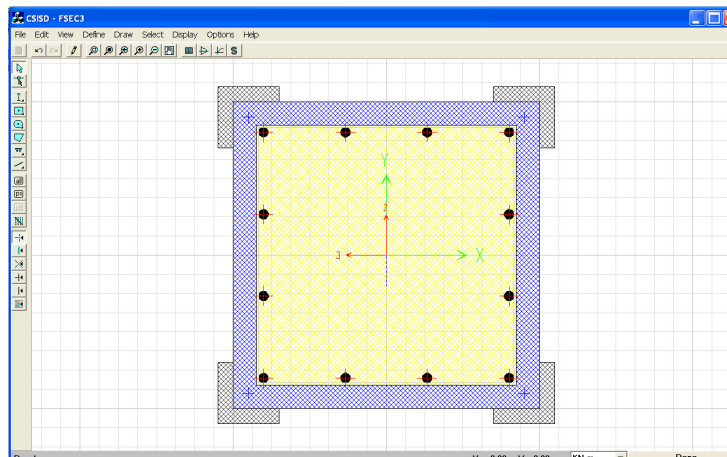
Στη συγκεκριμένη εργασία χρησιμοποιήθηκαν γωνιακά ελάσματα διαστάσεων 100x100x25mm. Ως επί το δυσμενέστερο, η εφελκυστική αντοχή των ελασμάτων θεωρήθηκε ίση με αυτή του διαμήκη οπλισμού, ενώ στην ανάλυση, η ικανότητα των οριζοντίων ελασμάτων στη λήψη τεμνουσών τάσεων αγνοείται. Αυτό αποτελεί μια ρεαλιστική παραδοχή καθώς η υποτίμηση της αντοχής των υποστυλωμάτων είναι προς όφελος της ασφάλειας.



Σχήμα 15: Υποστύλωμα ενισχυμένο με τη μέθοδο του «μεταλλικού κλωβού» και Κάτωψη και όψη ενισχυμένου μέλους

## 8. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Στο section designer που περιέχει το SAP2000 εισάγονται στα εσωτερικά υποστυλώματα μεταλλικά γωνιακά καθ' όλο το ύψος της διατομής. Οι λάμες που τοποθετούνται ανά διαστήματα, παραλείπονται, θεωρώντας ότι δε λαμβάνουν καθόλου διατμητικές τάσεις. Αυτή μπορεί να θεωρηθεί ως αποδεκτή παραδοχή από τη μεριά της ασφάλειας, αφού το κτίριο μελετάται υποεκτιμώντας την αντοχή των υποστυλωμάτων. Βεβαίως θα πρέπει να αλλαχθούν εκ νέου οι σχέσεις αλληλεπίδρασης ροπών αξονικής δύναμης, καθώς με την προσθήκη των μεταλλικών διατομών η διατομή μετατρέπεται ουσιαστικά σε σύμμικτη. Ο συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιγξης τροποποιεί και τις υπολογισθείσες τιμές διαθέσιμης πλαστικής στροφής χορδής και κατ' επέκταση τις στάθμες επιτελεστικότητας. Οι νέες τιμές για την πλαστική στρόφη υπολογίστηκαν κατά μέσο όρο 30% μεγαλύτερες σε σχέση με την αρχική διατομή. Τρέχοντας μια δυναμική ελαστική ανάλυση, προέκυψαν μειωμένες μετατοπίσεις κόμβων στις δοκούς, κάτι που δείχνει την αποτελεσματικότητα της μεθόδου.



Σχήμα 16: Δημιουργία σύνθετης διατομής στο Section Designer

## 9. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Με τη διαδικασία που περιγράφηκε παραπάνω κατά την αποτίμηση παρατηρούνται οι μηχανισμοί των πλαστικών αρθρώσεων που αναπτύσσονται στο κτίριο, καθώς και τις στάθμες επιτελεσματικότητας στις οποίες αναφέρονται. Για το ιδεατό κτίριο παρατηρείται ότι η κατάρρευση της κατασκευής επέρχεται προτού ο κόμβος ελέγχου φτάσει τη στοχευόμενη μετακίνηση. Οι πλαστικές αρθρώσεις εμφανίζονται σταδιακά, τόσο στις δοκούς, όσο και στα υποστυλώματα, με τα δεύτερα να υποφέρουν περισσότερο από μεγάλα αξονικά φορτία και τέμνουσες δυνάμεις που ευθύνονται και για την αστοχία τους. Τα εσωτερικά υποστυλώματα είναι αυτά που αστοχούν, ενώ τα εξωτερικά μέχρι το τέλος της ανάλυσης βρίσκονται στη στάθμη «Αποφυγή Κατάρρευσης».

Αξίζει να σημειωθεί, ότι στα εσωτερικά υποστυλώματα οι πλαστικές αρθρώσεις σχηματίστηκαν στη βάση τους και όχι στις κορυφές τους.

Η αξιοπιστία της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης (pushover) όσον αφορά τους μηχανισμούς είναι αμφισβητήσιμη καθώς πολλοί παράμετροι αγνοούνται. Μια από αυτές είναι η επιρροή της στρέψης στο κτίριο η οποία αγνοείται, καθώς η pushover είναι μια ανελαστική ανάλυση και ως εκ τούτου δεν ισχύει η αρχή της επαλληλίας, ώστε να θεωρηθεί ταυτόχρονη σεισμική δράση και να είναι δυνατή η επαλληλία των αποτελεσμάτων [2]. Γι' αυτό και τα φορτία εφαρμόζονται κατά τη θεωρούμενη διεύθυνση, μια κάθε φορά. Αντίθετα, η ελαστική δυναμική ανάλυση δίνει τη δυνατότητα να γίνει επαλληλία των διανυσμάτων του σεισμού. Ο EC-8 προς το σκοπό αυτό προβλέπει την εκτίμηση της επιρροής της στρέψης μέσω της εφαρμογή του πλευρικού φορτίου με τυχηματική εκκεντρότητα.

Μια ανελαστική στατική ανάλυση θα πρέπει να διεξάγεται παράλληλα με μια δυναμική για να υπάρχει μια εικόνα εκτίμησης και των εντατικών μεγεθών αλλά και για να μπορεί να γίνει μια εκτίμηση του κατά πόσο ρεαλιστικά είναι τα αποτελέσματα της pushover [5].

Μόνο η ανελαστική στατική ανάλυση δίνει μια εικόνα για τους μηχανισμούς που αναπτύσσονται. Θα πρέπει, όμως, να εφαρμόζεται με όσο το δυνατόν μεγαλύτερη ακρίβεια γίνεται, καθώς μια μικρής κλίμακας αλλαγή στα δεδομένα, είναι δυνατόν να επιφέρει σημαντικές αλλαγές στο αποτέλεσμα. Γενικά, η υποτίμηση της αντοχής δομικών μελών δεν είναι από τη μεριά της ασφάλειας, γιατί ενδέχεται να προκύψει μηχανισμός, ευμενέστερος του πραγματικού και να γίνει λάθος αποτίμηση άρα και περιττή ενίσχυση.

## 10. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Δρίτσος Σ., «Τεχνικές Ενίσχυσης Υποστυλωμάτων με Περίσφιγξη», Δελτίο Συλλόγου Πολιτικών Μηχανικών Ελλάδος, No. 338, 2006
- [2] Μανούκας Γ., Αθανατοπούλου Α., Αβραμίδης Ι., «Πρόσφατες Εξελίξεις στις Απλοποιητικές Μεθόδους Ανάλυσης Κατασκευών Ο/Σ», Πρακτικά 16<sup>ου</sup> Συνεδρίου Σκυροδέματος (Πάφος Οκτώβριος 21-23, 2009), ΤΕΕ/ΕΤΕΚ, Πάφος, 2009
- [3] Ο.Α.Σ.Π., Τελικό Κείμενο Κανονισμού Επεμβάσεων, Νοέμβριος 2011
- [4] Δρίτσος Σ., «Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα», Εκδόσεις Πανεπιστημίου Πατρών, 2011
- [5] Yang P., Wang Y., «A Study on Improvement of Pushover Analysis», 12WCCE, 2000
- [6] Computers and Structures, Inc., «SAP2000: Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures», Berkeley, California, 2006

