

## ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΕΠΙΡΡΟΗΣ ΤΩΝ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ ΚΑΙ ΑΝΕΠΑΡΚΩΝ ΜΗΚΩΝ ΜΑΤΙΣΗΣ ΟΠΛΙΣΜΩΝ ΣΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΕΦΑΡΜΟΖΟΝΤΑΣ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

**ΣΑΚΟΣ ΣΑΚΟΣ**

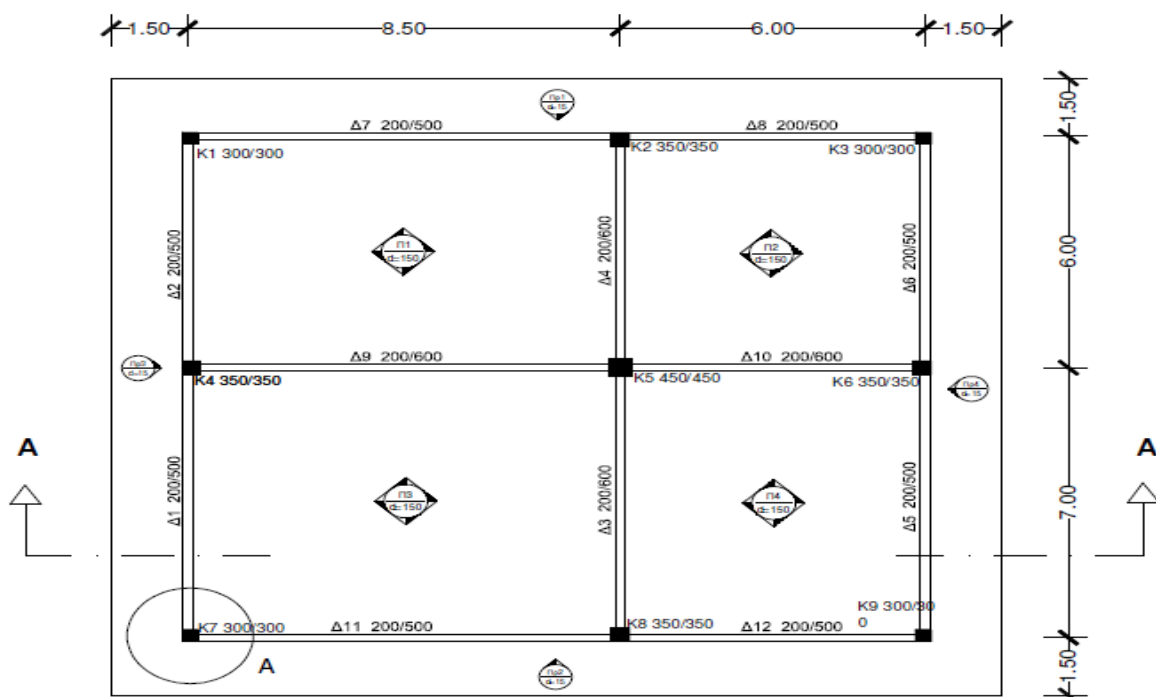
Προπτυχιακός Φοιτητής Π.Π., [civ7181@upnet.gr](mailto:civ7181@upnet.gr)

### Περίληψη

Η παρούσα εργασία ασχολείται με την αποτίμηση κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα ακολουθώντας πλήρως τον ελληνικό κανονισμό επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ., όπου εφαρμόζεται η μη-γραμμική στατική ανάλυση (ανελαστική στατική ή pushover). Η μέθοδος αυτή έχει το πλεονέκτημα έναντι των ελαστικών αναλύσεων ότι συνεκτιμά πλήρως τα μη-γραμμικά χαρακτηριστικά της συμπεριφοράς των μελών της κατασκευής σε αντίθεση με τις ελαστικές μεθόδους όπου αυτό γίνεται με τον δείκτη συμπεριφοράς  $q$ . Σκοπός της εργασίας είναι να εξαχθούν συμπεράσματα για το πώς συμπεριφέρεται η κατασκευή, αν στην ανάλυση συμπεριληφθούν οι τοιχοπληρώσεις και το ανεπαρκές μήκος μάτισης των υποστλωμάτων. Τέλος θα γίνει αναφορά σε δύο προσεγγιστικές μεθόδους, ώστε να δείξουμε με ποιο τρόπο μπορούν να μας δώσουν μια πρώτη εικόνα για τη συμπεριφορά της κατασκευής.

### 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Αρχικά παρουσιάζεται το κτίριο:



Σχήμα 1. Κάτοψη κατασκευής

Πρόκειται για 2όροφο πλαίσιακό κτίριο κατασκευασμένο το 1975, κανονικό καθ' ύψος και σε κάτοψη. Για την ανάλυση έγιναν οι εξής παραδοχές: η θεμελίωση θεωρείται πολύ δύσκαμπτη ώστε προσομοιώθηκε με πακτώσεις και χρησιμοποιήθηκε διαφραγματική λειτουργία για την πλάκα, όπου αντικαταστήθηκε με πλακοδοκούς.

Υποστυλώματα: Γωνιακά → 300/300 με οπλισμό 4Φ20

Περιμετρικά(μη γωνιακά) → 350/350 με οπλισμό 4Φ18

Κεντρικό → 450/450 με οπλισμό 8Φ16

Οι συνδετήρες είναι Φ8/200 σε όλα τα υποστυλώματα, καλά αγκυρωμένοι με ημικυκλικά άγκιστρα.

Δοκοί: Περιμετρικές δοκοί → 200/500 με οπλισμό στο κάτω πέλμα 4Φ14 στα ανοίγματα, από τα οποία τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις, όπου υπάρχουν επιπλέον 2Φ14 ως πρόσθετος αντισεισμικός οπλισμός.

Εσωτερικές δοκοί → 200/600 με οπλισμό στο κάτω πέλμα 4Φ16 στα ανοίγματα, από τα οποία τα μισά κάμπτονται στις στηρίξεις, όπου υπάρχουν επιπλέον 2Φ18 ως πρόσθετος οπλισμός.

Οι συνδετήρες είναι Φ8/300 σε όλες τις δοκούς με επαρκή αγκύρωση.

Το κτίριο θεωρείται ότι βρίσκεται σε περιοχή ζώνης σεισμικότητας II, με κατηγορία εδάφους B και σπουδαιότητα συνήθη.

Τα υλικά: Σκυρόδεμα  $f_{cm}=20\text{MPa}$  και χάλυβας  $f_{ym}=400\text{MPa}$

## 2. ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Αρχικά θα πρέπει να γίνει ο έλεγχος αν επιτρέπεται η χρήση της ανελαστικής μεθόδου, γι' αυτό το σκοπό κάνουμε χρήση της παραγράφου ΚΑΝΕ.ΕΠΕ(§5.7.2.α), όπου αναφέρει το εξής:

Η στατική ανελαστική μέθοδος εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική και συνίσταται να εφαρμόζεται όταν διασφαλίζεται τουλάχιστον Ικανοποιητική ΣΑΔ. Για τον έλεγχο της επιρροής των ανωτέρων ιδιομορφών ακολουθούμε το σχόλιο της (§5.7.2.α):

Αρχικά γίνεται δυναμική ελαστική ανάλυση όπου θα συνεκτιμώνται οι ιδιομορφές οι οποίες συνεισφέρουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Κατόπιν θα γίνεται δεύτερη δυναμική ελαστική ανάλυση με βάση μόνο την πρώτη ιδιομορφή (σε κάθε διεύθυνση). Η επιρροή των ανωτέρων ιδιομορφών μπορεί να θεωρείται ότι είναι σημαντική όταν η τέμνουσα σε κάθε όροφο που προκύπτει από την πρώτη ανάλυση υπερβαίνει το 130% εκείνης από τη δεύτερη ανάλυση. Για αυτές τις δύο αναλύσεις γίνεται χρήση του ελαστικού φάσματος του ΕΚ 8-1 ( $q=1$ ). Σημειώνεται ότι η μάζα της κατασκευής προέρχεται από τον συνδυασμό  $G+0,3Q$  και ότι τα γραμμικά μέλη έχουν μειωμένες δυσκαμψίες κατά 75% των ελαστικών.

Mode	Period	Sum UX	Sum UY
1	0.899	0.0393	0.1784
2	0.828	0.8835	0.2489
3	0.797	0.9216	0.9234
4	0.315	0.9238	0.9357
5	0.284	0.9948	0.9429
6	0.276	1	1

Πίνακας 1. Ποσοστό συμμετοχής ταλαντούμενης μάζας

Από τον ανωτέρω πίνακα προκύπτει ότι με τις πρώτες 3 πρώτες ιδιομορφές καλύπτεται το 90% της συνολικής μάζας.

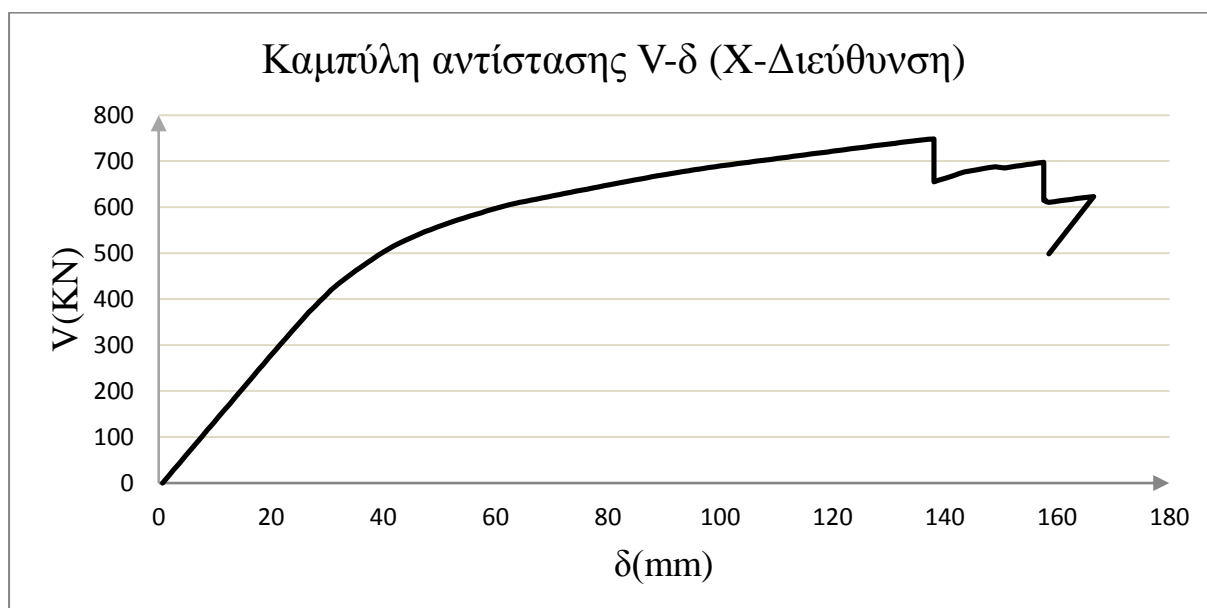
		Τέμνουσες 1 <sup>ης</sup> ανάλυσης	Τέμνουσες 2 <sup>ης</sup> ανάλυσης
X-Διεύθυνση	1 <sup>ος</sup> όροφος	1695.24KN	1613.47KN
	2 <sup>ος</sup> όροφος	1004.63KN	949.91KN
Y-Διεύθυνση	1 <sup>ος</sup> όροφος	1697.94KN	1495.43KN
	2 <sup>ος</sup> όροφος	999.38KN	855.74KN

Πίνακας 2. Τέμνουσα σε κάθε όροφο

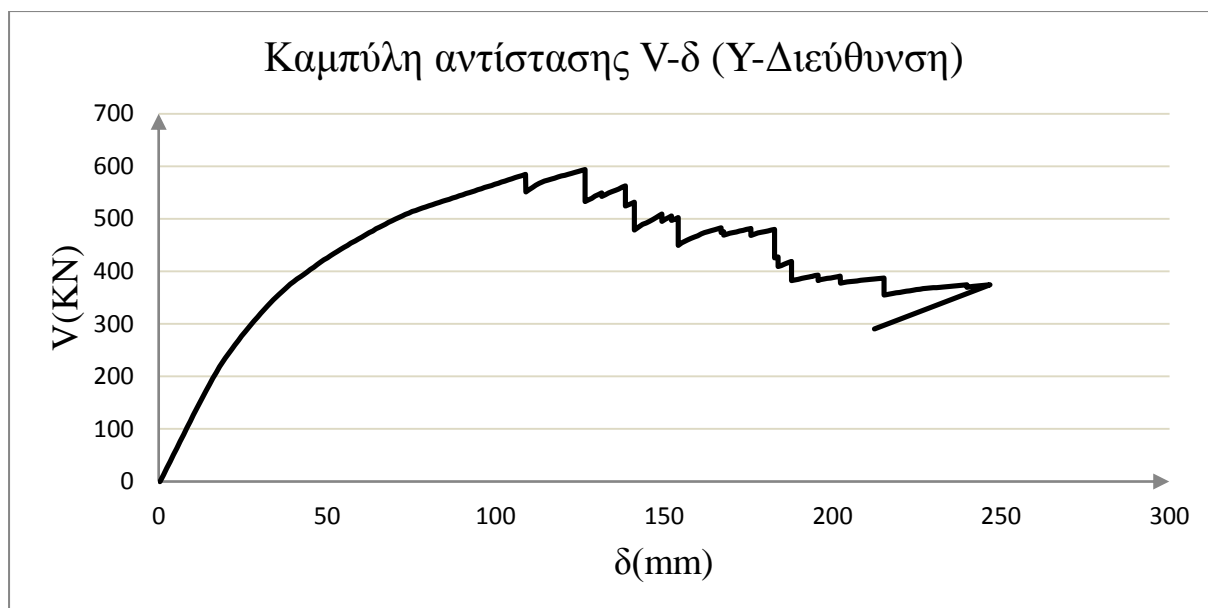
Όπως παρατηρείται από τον πίνακα 2 οι τέμνουσες της πρώτης ανάλυσης δεν ξεπερνάν της δεύτερης σε ποσοστό πάνω απο 130%. Επιπλέον θεωρείται ότι τα σχέδια έχουν εφαρμοστεί πλήρως και έχουμε Υψηλή ΣΑΔ. Συνεπώς επιτρέπεται να εφαρμοστεί η στατική ανελαστική ανάλυση.

### 3. ΑΝΑΛΥΣΗ

Για την pushover ανάλυση χρειάστηκε για κάθε μέλος της κατασκευής ο υπολογισμός ιδιοτήτων των πλαστικών αρθρώσεων, αυτό πραγματοποιήθηκε με το πρόγραμμα BIAX, όπου και εισάγονται στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων για να ακολουθήσει η ανάλυση. Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της pushover ανάλυσης:



Σχήμα 2. Καμπύλη αντίστασης (X-Διεύθυνση)



Σχήμα 3. Καμπύλη αντίστασης (Y-Διεύθυνση)

Τα δύο παραπάνω διαγράμματα είναι οι καμπύλες αντίστασης της κατασκευής για κάθε μια διεύθυνση. Όπως παρατηρούμε, το κτίριο διαθέτει σημαντικό μετελαστικό κλάδο και επίσης όταν συμβαίνουν αστοχίες κάποιων μελών τότε στο κτίριο συνολικά δεν πέφτει σημαντικά η τέμνουσα που αναλαμβάνει, δηλαδή έχουμε μικρά άλματα σε κάθε αστοχία μέλους.

#### 4. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΕΙΚΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ( $q$ )

Ο ενιαίος (καθολικός) δείκτης συμπεριφοράς  $q$  ενός δομήματος, διαμορφώνεται από το γινόμενο του παράγοντος υπεραντοχής  $q_u$  και του παράγοντος πλαστιμότητας  $q_p$  (βλ. και ΕΚ 8-1), δηλ. ισχύει:

$$q = q_u \cdot q_p$$

Η τιμή του παράγοντα υπεραντοχής  $q_u$  ισούνται με το λόγο  $a_u/a_y$ , όπου  $a_u$  η τιμή της δύναμης στην αστοχία και  $a_y$  στη διαρροή.

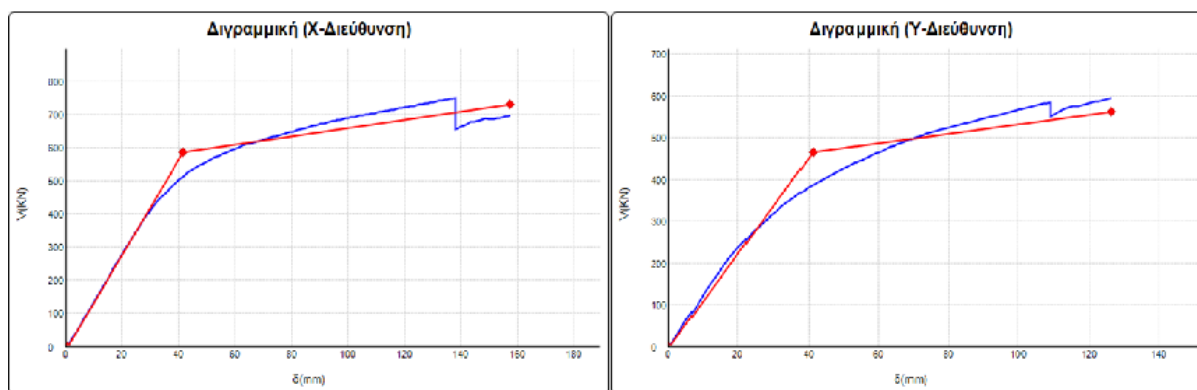
Η τιμή του  $q_p$  μεταβάλλεται αναλόγως της ιδιοπερίοδου του κτιρίου, μπορεί να εκφραστεί ως εξής (βλ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.6):

-Για  $T \leq T_c$   $\mu_d = 1 + T_c/T(q_p - 1)$ , ενώ

-Για  $T \geq T_c$   $\mu_d = q_p$

$\mu_\delta = \delta_i/\delta_y$ , όπου  $\delta_i$  η στοχευόμενη μετακίνηση στη συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας και  $\delta_y$  η μετακίνηση στο όριο διαρροής της διγραμμικής V-δ.

Για να υπολογιστούν τα ανωτέρω χρειάζεται διγραμμικοποίηση των καμπυλών αντίστασης των σχημάτων 2,3. Αυτό υλοποιείται με το πρόγραμμα Bilin και παρουσιάζονται παρακάτω στο σχήμα 4.



Σχήμα 4. Διγραμμική καμπύλη αντίστασης

Εχουμε λοιπόν μέσω του σχήματος 4 τις εξής τιμές:  $\alpha_{u,x}=720$ ,  $\alpha_{y,x}=590$ ,  $\delta_{y,x}=41$  και αντίστοιχα  $\alpha_{u,y}=570$ ,  $\alpha_{y,y}=480$ ,  $\delta_{y,y}=41$ .

Άρα,  $q_{u,x} = 720/590 = 1.22$  και  $q_{u,y} = 570/480 = 1.19$

Και για τον παράγοντα πλαστιμότητας:

X-Διεύθυνση

$$\mu_{\delta} = 117/41 = 2.85$$

$$T = 0.978 > T_c = 0.5s \rightarrow q_{\pi} = 2.85$$

Από ανωτέρω  $q_0 = 1.22$

Y-Διεύθυνση

$$\mu_{\delta} = 115/41 = 2.80$$

$$T = 1.017 > T_c = 0.5s \rightarrow q_{\pi} = 2.80$$

Από ανωτέρω  $q_0 = 1.19$

$$\left. \begin{array}{l} q_x = 2.85 \cdot 1.22 = 3.4 \end{array} \right\}$$

$$\left. \begin{array}{l} q_y = 2.80 \cdot 1.19 = 3.3 \end{array} \right\}$$

Ο Κανονισμός μας δίνει τους παρακάτω πίνακες:

Πίνακας Σ 4.4 : Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς  $q'$  για την στάθμη επιτελεστικότητα Β («Σημαντικές βλάβες»)

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

Πίνακας 3. ΚΑΝ.ΕΠΕ.(Πίνακας Σ4.4)

Σύστημα		$q_0 (= V_u/V_1)$ (1)	
1	Συστήματα ανεστραμμένου εκκρεμούς ή στρεπτικής ευαίσθητα	1,00	
	Συστήματα τοιχείων ή πλαίσιον	Κανονικότητα σε κάτοψη (2)	
		Ναι	Όχι (3)
2	Συστήματα τοιχείων		
2.1	Μόνον 2 μη-συζευγμένα τοιχεία ανά διεύθυνση, ασχέτως πλήθους ορόφων	1,00	1,00
2.2	Περισσότερα των 2 μη-συζευγμένα τοιχεία ανά διεύθυνση, ασχέτως πλήθους ορόφων	1,10	1,05
2.3	Οποιαδήποτε συζευγμένα ή μικτά συστήματα (ισοδύναμα τοιχεία, >50%)	1,20	1,10
3	Συστήματα πλαίσιον		
3.1	$\eta = 1$ ( $\eta$ : αριθμός ορόφων, πάνω από το υπόγειο αν υπάρχει)	1,10	1,05
3.2	$\eta \geq 2$ , δίπτυχα	1,20	1,10
3.3	$\eta \geq 2$ , πολύπτυχα ή μικτά συστήματα (ισοδύναμα πλαίσια, >50%)	1,30	1,15

Πίνακας 4. ΚΑΝ.ΕΠΕ.(Παράρτημα 4.2)

Παρατηρούμε, ότι οι τιμές του παράγοντα υπεραντοχής βρίσκονται κοντά με τον πίνακα 4. Ενώ ο πίνακας 3 μας δίνει αρκετά συντηρητικές τιμές για τον δείκτη συμπεριφοράς.

### 5. ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕ ΤΟΥΣ ΔΕΙΚΤΕΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ

Επειδή όμως, η φιλοσοφία του ΚΑΝ.ΕΠΕ. είναι ότι με βάση τις καμπύλες αντίστασης δεν μπορεί να γίνει έλεγχος για το αν ένα μέλος έχει αστοχήσει, παρά μόνο για την κατασκευή συνολικά. Ο έλεγχος αυτός μπορεί να γίνει με βάση τους δείκτες ανεπάρκειας των μελών σε όρους παραμορφωσιακών μεγεθών, όπου ο δείκτης ανεπάρκειας ισούται με το παραμορφωσιακό μέγεθος που προκαλείται από τις δράσεις ( $S_d$ ) προς τη διαθέσιμη αντίστοιχη παραμόρφωση ( $R_d$ ). Συνεπώς  $\lambda$ (=δείκτης ανεπάρκειας)  $=S_d/R_d$ . Όπου για τον υπολογισμό των  $S_d$  και  $R_d$  έχουμε:

- ✓ ΚΑΝ.ΕΠΕ.(9.3.1.i) Στην στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες, ισχύουν τα εξής:

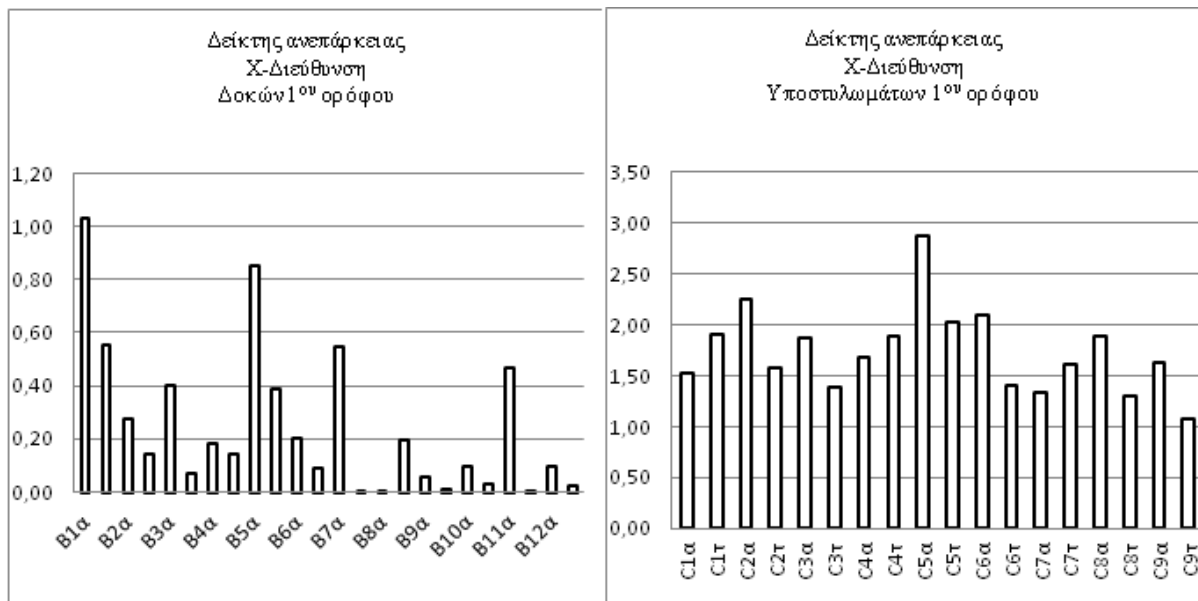
Σε πρωτεύοντα στοιχεία, η τιμή της  $R_d$  μπορεί να υπολογιστεί ως:

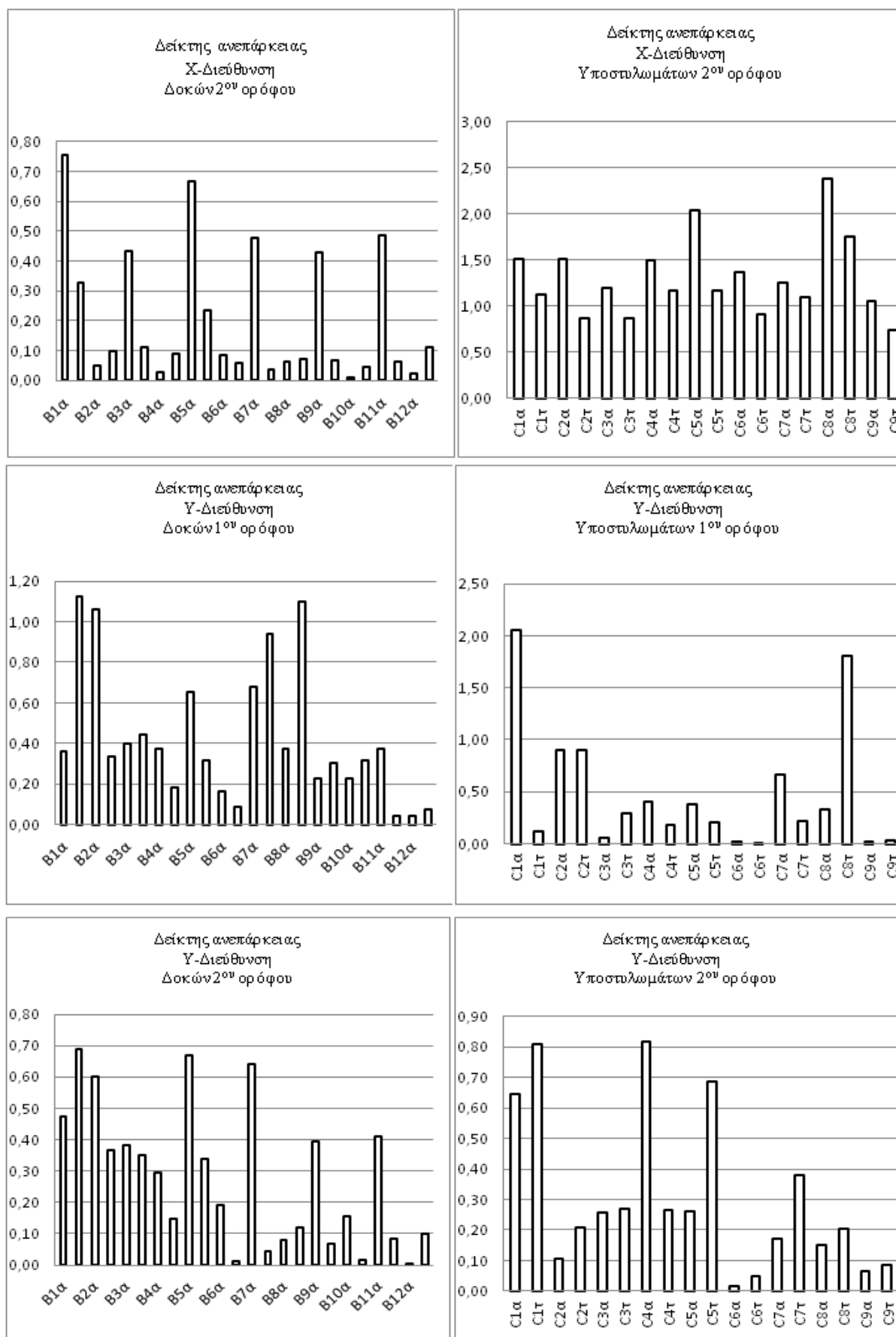
$$R_d = \theta_d = 0.5(\theta_y + \theta_u) / \gamma_{Rd}, \text{ με } \gamma_{Rd} = 1.5 \text{ από το σχόλιο της παραγράφου.}$$

- ✓ Για τον υπολογισμό της  $S_d$  υλοποιούνται τα εξής:

Βρίσκεται ο αριθμός του βήματος που αντιστοιχεί σε μετακίνηση κορυφής ίση με  $\delta_t$ , και υπολογίζεται σε κάθε άκρο των μελών η τιμή της γωνίας στροφής  $\theta$ .

Έτσι κατασκευάζονται σε μορφή ραβδογραμμάτων οι δείκτες ανεπάρκειας για κάθε μέλος της κατασκευής:





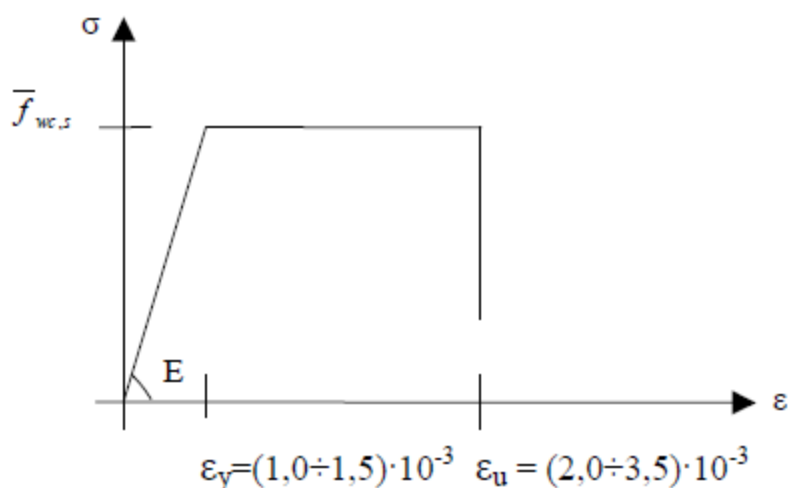
Σχήμα 5-12. Δείκτες ανεπάρκειας στοιχείων

Παρατηρούμε ότι τα υποστυλώματα έχουν μεγάλη ανεπάρκεια, τα οποία εμφανίζουν τη δημιουργία μαλακών ορόφων κυρίως στη μεγάλη διάσταση (X-Διεύθυνση), ενώ οι δοκοί αντέχουν οριακά. Αυτό συμβαίνει διότι όπως γνωρίζουμε, για τον σχεδιασμό των παλιότερων κτιρίων δεν υπήρχε η λογική του ικανοτικού σχεδιασμού.

## 6. ΕΠΙΡΡΟΗ ΔΟΠΑΩΝ ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ ΜΕ ΤΙΣ ΟΔΗΓΙΕΣ ΤΟΥ ΚΑΝ.ΕΠΕ

ΚΑΝ.ΕΠΕ(§7.4.1.α) Οι τοιχοπληρώσεις δεν συμμετέχουν στην ανάληψη κατακορύφων φορτιών (βαρύτητας), πλην του ίδιου βάρους τους. Υπό σεισμό, μπορούν να προσομοιωθούν:

Απλούστερα, ως ισοδύναμη αμφιαρθρωτή θλιβόμενη διαγώνια ράβδος (κατά την εκάστοτε φορά του σεισμού εντός του πλαισίου), με συγκεκριμένο πλάτος  $b$ . Στην ανελαστική ανάλυση μπορεί να χρησιμοποιείται (εφόσον διατίθεται το αντίστοιχο λογισμικό) ζεύγος χιαστί διαγωνίων με δυστένεια  $E\epsilon$  η κάθε μία, αλλά μονόπλευρο καταστατικό νόμο (λειτουργία μόνο σε θλίψη, βλ. σχήμα 13).



Σχήμα 13. ΚΑΝ.ΕΠΕ(§7.4.1.ζ.2)

Με βάση την αναθεώρηση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. επιτρέπεται  $\epsilon_y = 10^{-3}$  και  $\epsilon_u = 4 \cdot 10^{-3}$ . Για την εκτίμηση της μέσης αντοχής δίδεται ο παρακάτω πίνακας:

### Τιμές (σε kPa) των μέσων αντοχών

$\bar{f}_{wc,s}$  (λοξή θλίψη) και  $\bar{f}_{wv}$  (διαγώνια ρηγμάτωση)

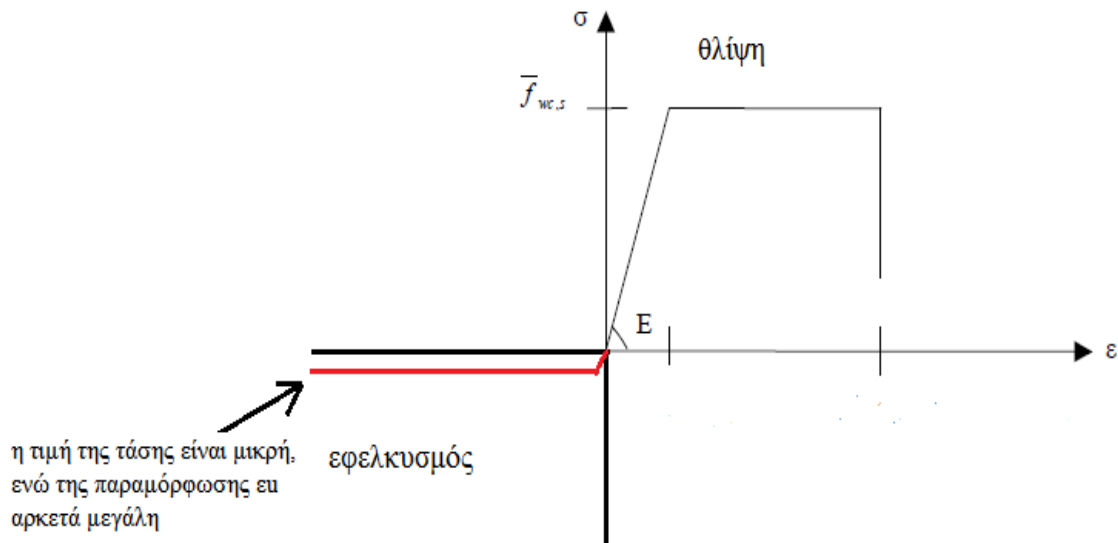
	ΤΟΙΧΟΣ	ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΔΟΜΗΣΗΣ ΚΑΙ ΣΦΗΝΩΣΗΣ		
		ΚΑΛΗ	ΜΕΣΗ	ΚΑΚΗ
$\bar{f}_{wc,s}$	Μπατικός	2000	1500	1000
	Δρομικός	1500	1000	750
$\bar{f}_{wv}$	Μπατικός	250	200	150
	Δρομικός	200	150	100

Πίνακας 5. 21<sup>ο</sup> Φοιτητικό Συνέδριο: Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών, Μ. Χρονόπουλος (Επιστ. Συνεργάτης Ε.Μ.Π.)

Έχοντας λοιπόν τις τιμές για το καταστατικό νόμο, εισάγονται στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων. Υπάρχει όμως πρόβλημα, στο ότι τα στοιχεία της τοιχοποιίας λειτουργούν μόνο σε θλίψη. Αν εισαχθεί στο πρόγραμμα καταστατικός νόμος μόνο σε θλίψη,

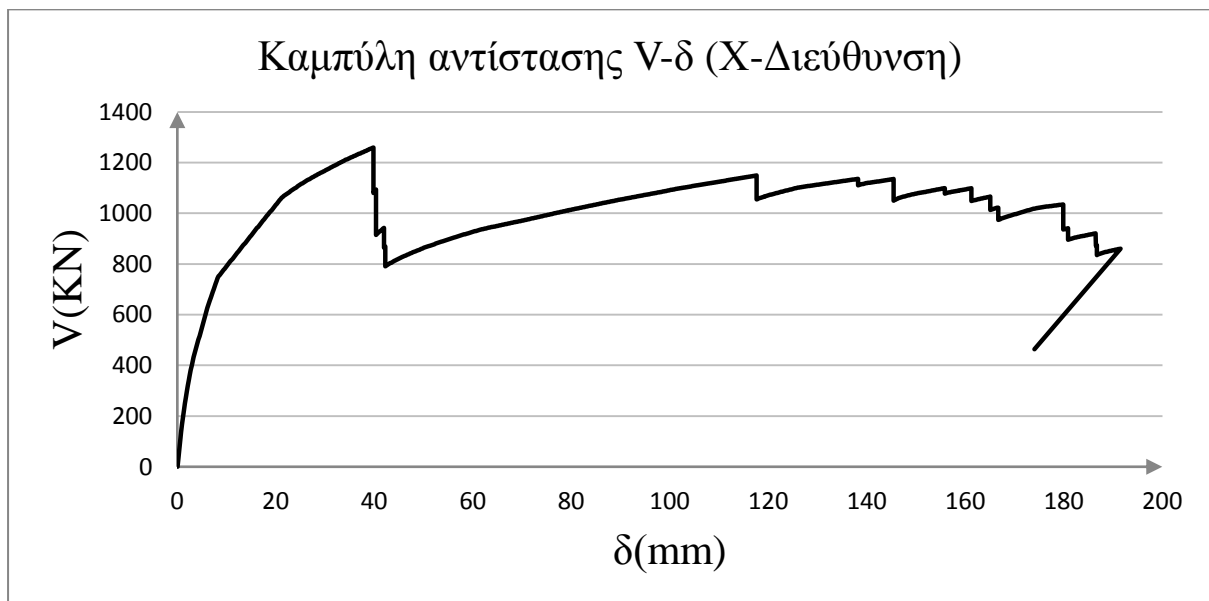


τότε η ανάλυση έχει μεγάλη αστάθεια λόγω του ότι ορισμένες ράβδοι βρίσκονται σε εφελκυσμό. Για αυτόν το λόγο χρησιμοποιήθηκε ο εξής καταστατικός νόμος:

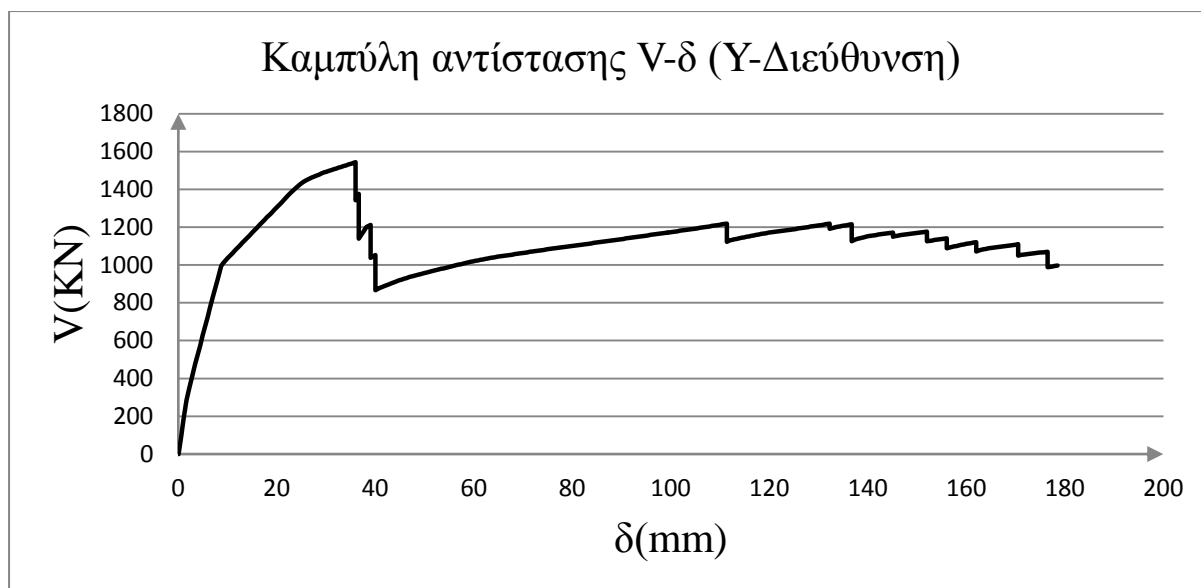


Σχήμα 14. Καταστατικός νόμος που εισήχθη που πρόγραμμα για την ανάλυση

Στη συνέχεια ακολουθεί η ανάλυση και η εξαγωγή αποτελεσμάτων.



Σχήμα 15. Καμπύλη αντίστασης (X-Διεύθυνση) συμπεριλαμβανομένου των τοιχ.



Σχήμα 16. Καμπύλη αντίστασης (Y-Διεύθυνση) συμπεριλαμβανομένου των τοιχ.

Από τα σχήματα 15,16 παρατηρούμε ότι οι τοιχοπληρώσεις προσφέρουν στην ανάληψη τέμνουσας βάσης, και ακόμη όταν αστοχήσουν η κατασκευή συνεχίζει και κρατάει την τέμνουσα υψηλά.

### 7. ΑΝΕΠΑΡΚΕΣ ΜΗΚΟΣ ΜΑΤΙΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

Σε περιοχές υποστυλωμάτων όπου η μάτιση των διαμήκων ράβδων είναι ανεπαρκής, θα πρέπει να υπάρχει μείωση της γωνίας στροφής ( $\theta_y, \theta_u$ ). Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ υπάρχει αναφορά στο συγκεκριμένο θέμα, όπου:

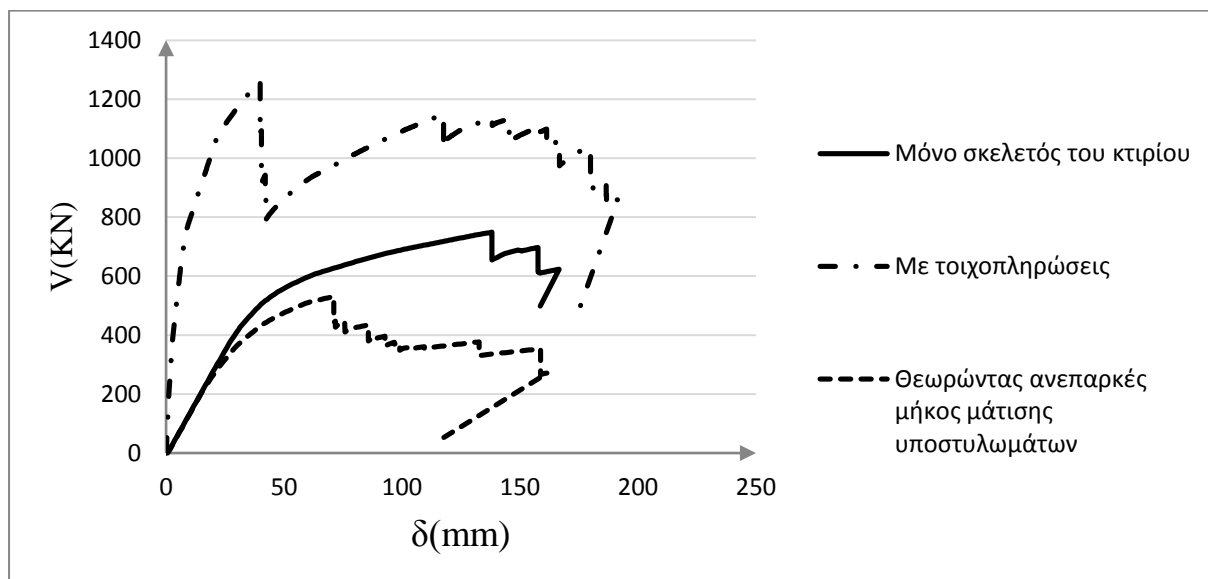
- ✓ Για την  $\theta_y$ , υπολογίζεται το ελάχιστο μήκος μάτισης μέσω της σχέσης (Σ.1, §7.2.1) και συγκρίνεται με το υφιστάμενο μήκος μάτισης:
  - Αν  $l_b > l_{b,min}$  → δεν υπάρχει απομείωση
  - Αν  $l_{b,min}/2 < l_b < l_{b,min}$  → υπάρχει απομείωση → μέσω του συντελεστή  $l_b/l_{b,min}$
  - Αν  $l_b < l_{b,min}/2$  → δεν μπορεί να επιτευχθεί μάτιση
- ✓ Για την  $\theta_{um}$  (Σ.8α), δεν υπάρχει απομείωση εφόσον έχουμε ράβδους με νευρώσεις.
- ✓ Για την  $\theta_{um}^{pl}$  (Σ.8β), υπολογίζεται το ελάχιστο μήκος μάτισης μέσω της σχέσης (Σ.9, §7.2.4) και συγκρίνεται με το υφιστάμενο μήκος μάτισης:
  - Αν  $l_b > l_{b,min}$  → δεν υπάρχει απομείωση
  - Αν  $l_b < l_{b,min}$  → υπάρχει απομείωση → μέσω του συντελεστή  $l_b/l_{b,min}$

Σημείωση, τα παραπάνω ισχύουν για νευρογάλυβες.

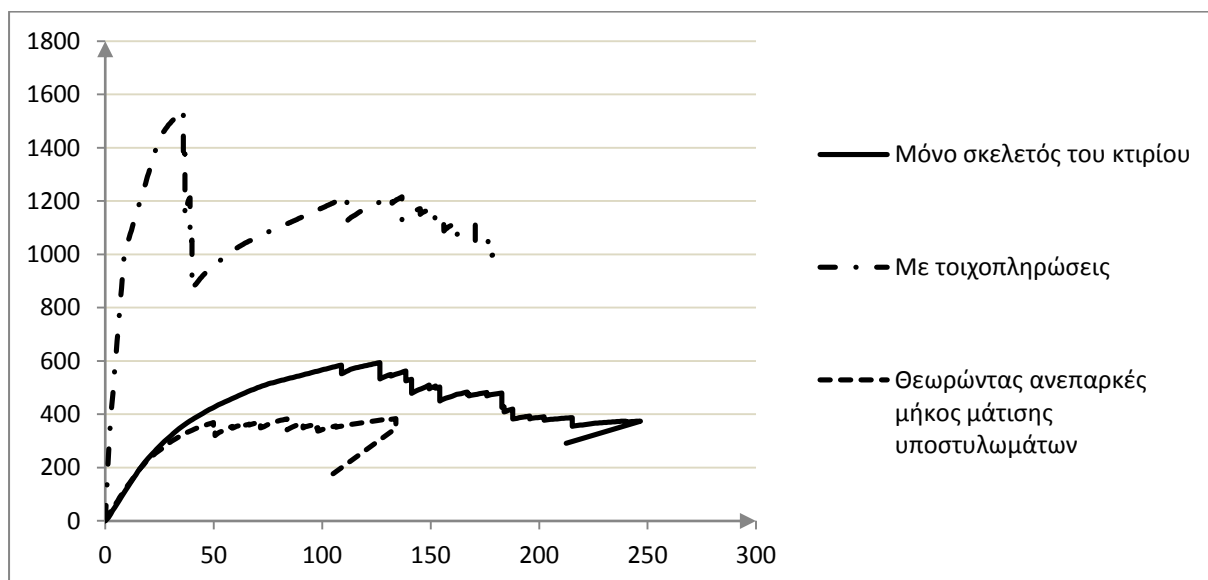
Τα αποτελέσματα θα ακολουθήσουν παρακάτω στη σύγκριση.

### 8. ΣΥΓΚΡΙΣΗ

Αρχικά η σύγκριση θα γίνει σε επίπεδο καμπυλών αντίστασης, όπου και παρουσιάζονται παρακάτω για κάθε μία διεύθυνση ξεχωριστά:



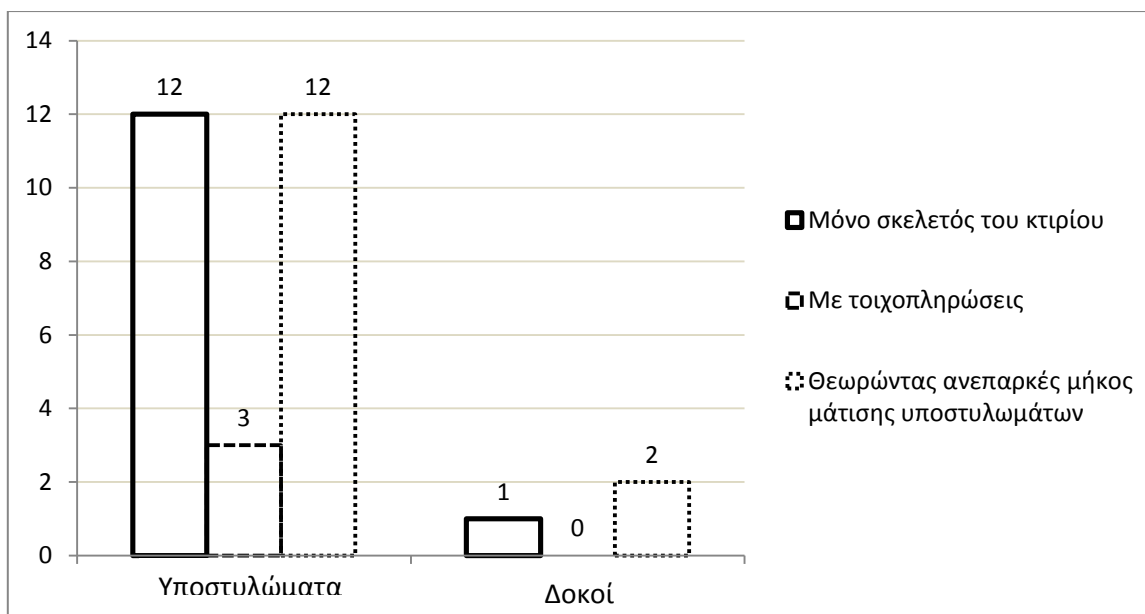
Σχήμα 17. Σύγκριση καμπυλών αντίστασης (X-Διεύθυνση)



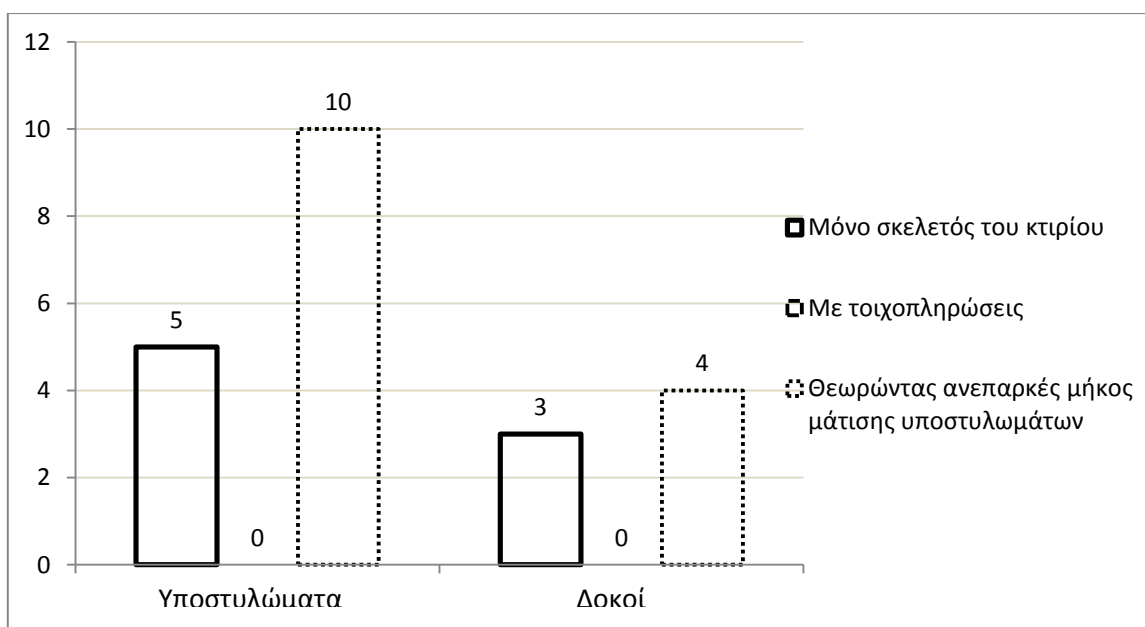
Σχήμα 18. Σύγκριση καμπυλών αντίστασης (Y-Διεύθυνση)

Από τα παραπάνω σχήματα παρατηρούμε διαφορά της συμπεριφοράς του κτιρίου αν στην προσομοίωση υπάρχουν οι τοιχοπληρώσεις και το ανεπαρκές μήκος μάτισης υποστρωμάτων. Όσον αφορά τις τοιχοπληρώσεις έχουμε αύξηση της ικανότητας σε τέμνουσα σχεδόν 100% αλλά δεν έχουμε αύξηση της ικανότητας σε μετακίνηση. Για το ανεπαρκές μήκος μάτισης παρατηρείται αρχικά μία ομοιότητα των δύο καμπυλών αλλά στην συνέχεια μείωση της ικανότητας σε τέμνουσα αλλά και σε μετακίνηση της κατασκευής.

Στη συνέχεια θα παρουσιαστούν ραβδογράμματα για τον αριθμό των αστοχιών που έχουν τα τρία μοντέλα μας, για την στοχευόμενη μετακίνηση του καθενός.



Σχήμα 19. Αριθμός αστοχιών (X-Διεύθυνση)



Σχήμα 20. Αριθμός αστοχιών (Y-Διεύθυνση)

Από τα σχήματα 19,20 παρατηρούμε ότι όταν στο προσομοίωμα συμπεριλαμβάνονται οι τοιχοπληρώσεις τότε μειώνεται ο αριθμός των αστοχιών που έχει η κατασκευή. Ενώ αν λάβουμε υπ' όψιν το ανεπαρκές μήκος μάτισης έχουμε περισσότερες αστοχίες στην κατασκευή, γι' αυτό το λόγο θα πρέπει να συμπεριλαμβάνεται στην ανάλυση.

## 9. ΕΜΠΕΙΡΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

### Α' Εμπειρική

Σκοπός αυτής της μεθόδου είναι να εκτιμήσουμε την δύναμη της καμπύλης στην διαρροή, δηλαδή το  $\alpha_y$ . Αρχικά θα πρέπει να υπολογιστούν τα οριζόντια φορτία, τα οποία θα προκύψουν από το φάσμα του ΕΚ-8. Στη συνέχεια θα γίνει τριγωνική κατανομή των φορτίων, όπου θα ακολουθήσει ελαστική στατική ανάλυση για να υπολογιστούν τα εντατικά μεγέθη. Τα εντατικά μεγέθη θα συγκριθούν με τις αντοχές των μελών, όπου θα προκύψουν οι δείκτες ανεπάρκειας. Θα ευρυνθεί η μέγιστη τιμή των δεικτών, η οποία θα διαιρέσει το οριζόντιο φορτίο για να προκύψει η τέμνουσα βάσης της κατασκευής.

Από το φάσμα του ΕΚ-8 και τις ιδιότητες της κατασκευής στη σεισμική διέγερση προκύπτουν τα εξής:

$$\begin{aligned} \text{X-Διεύθυνση: } S_e(T) &= 3.7 \text{ m/s}^2 \rightarrow V_0 = M(\text{μάζα για } G+0.3Q) * S_e(T) = \\ &= 426.9 \text{ T} * 3.7 \text{ m/s}^2 = 1580 \text{ KN} \end{aligned}$$

Κατανέμουμε την  $V_0$  καθ' ύψος τριγωνικά.

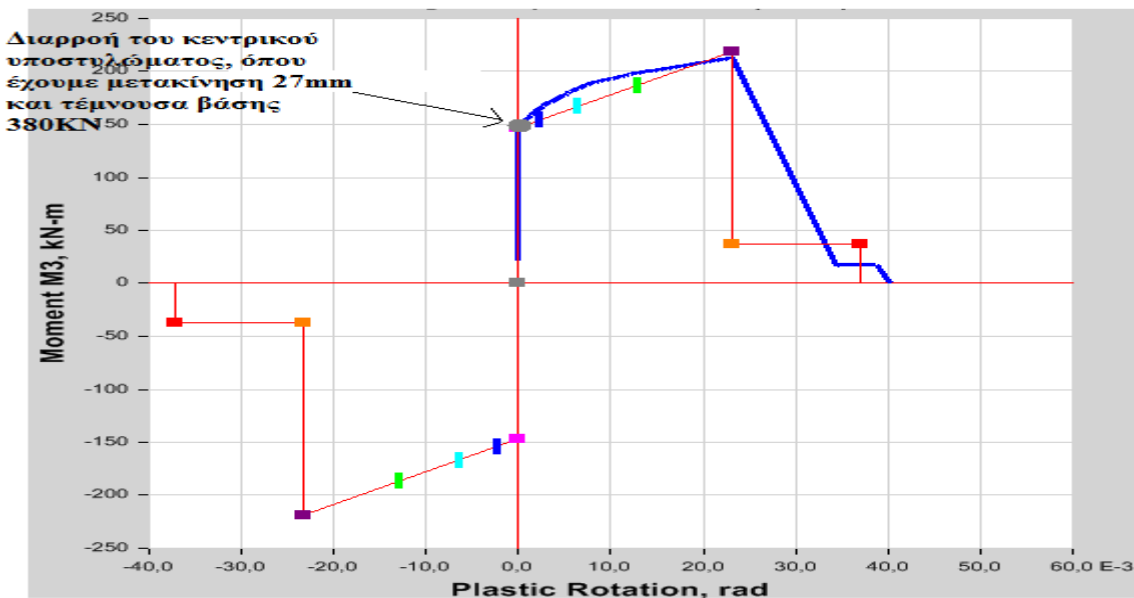
$$\begin{aligned} \text{Y-Διεύθυνση: } S_e(T) &= 3.7 \text{ m/s}^2 \rightarrow V_0 = M(\text{μάζα για } G+0.3Q) * S_e(T) = \\ &= 426.9 \text{ T} * 3.3 \text{ m/s}^2 = 1409 \text{ KN} \end{aligned}$$

Κατανέμουμε την  $V_0$  καθ' ύψος τριγωνικά.

Εκτελείται η ελαστική γραμμική ανάλυση, όπου καταγράφουμε τα εντατικά μεγέθη και τα συγκρίνουμε με τις αντοχές των μελών.

Ο μεγαλύτερος δείκτης ανεπάρκειας ισούται με 3.6(X) και 3.5(Y), συνεπώς κατά τη X-διεύθυνση η τέμνουσα βάσης είναι  $1580/3.6 = 439 \text{ KN}$  και κατά τη Y-διεύθυνση είναι  $1409/3.5 = 402 \text{ KN}$ .

Αν συγκριθούν αυτές οι τιμές με το  $\alpha_y$  της παραγράφου 4 παρατηρείται σημαντική διαφορά, όμως υπενθυμίζουμε ότι αυτό είχε προέρθει από διγραμμικοποίηση της καμπύλης, γι αυτό το λόγο θα πρέπει να δούμε στη ανάλυση σε ποια μετακίνηση το πρώτο μέλος φθάνει το όριο διαρροής του και από κει θα βρεθεί η δύναμη  $\alpha_y$ . Αυτό αναπαριστάται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 21. Συμπεριφορά κεντρικού υποστύλματος (X-Διεύθυνση)

Συνεπώς, έχουμε 380KN για την Χ-Διεύθυνση και 360KN αντίστοιχα για την Υ-Διεύθυνση. Άρα οι τιμές που υπολογίστηκαν με την εμπειρική μέθοδο είναι κοντά στις τιμές από την ανάλυση. Συνεπώς μπορούμε με αυτή την εμπειρική μέθοδος να υπολογίσουμε τη δύναμη  $a_y$ .

### Β' Εμπειρική

Σκοπός και αυτής της μεθόδου είναι να εκτιμήσουμε την τέμνουσα βάσης που μπορεί να αναλάβει η κατασκευή. Αρχικά θεωρούμε ότι τα υποστυλώματα αστοχούν ταυτόχρονα και έχουν αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd}$ .

Όπου  $V_{Rd}$ = άθροισμα της αντοχής σε τέμνουσα όλων των υποστυλωμάτων του ορόφου.

$V_{Rd}$ = 974.5, στην Χ-Διεύθυνση

$V_{Rd}$ = 901.5, στην Υ-Διεύθυνση

Παρατηρείται υπερεκτίμηση της ικανότητας σε τέμνουσα με τη μέθοδο αυτή λόγω του ότι θεωρήσαμε ταυτόχρονη αστοχία των υποστυλωμάτων. Συνεπώς θα πρέπει να εφαρμόζεται ένα μειωτικός συντελεστής που να καλύπτει αυτό το μειονέκτημα. Ο συντελεστής είναι της τάξεως του 0.70-0.80.

## 10. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- Από τα αποτελέσματα της ανελαστικής ανάλυσης, μπορεί να υπολογιστεί ο παράγοντας υπεραντοχής και πλαστιμότητας. Με βάση τους πίνακες που μας δίνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ., ο παράγοντας υπεραντοχής βρίσκεται αρκετά κοντά στα αποτελέσματα της ανάλυσης, ενώ ο παράγοντας πλαστιμότητας έχει μια συντηρητική τιμή.
- Στο κτίριο μας εντοπίστηκε μη εφαρμογή του ικανοτικού σχεδιασμού.
- Όταν στην προσομοίωση συμπεριλαμβάνονται οι τοιχοπληρώσεις, θα πρέπει ο καταστατικός νόμος να έχει και εφελκόμενο κλάδο, διότι θα δημιουργηθούν αστάθειες στην ανάλυση.
- Για τη σύγκριση των αναλύσεων προέκυψε ότι, όσον αφορά τις τοιχοπληρώσεις έχουμε αύξηση της ικανότητας σε τέμνουσα σχεδόν 100% αλλά δεν έχουμε αύξηση της ικανότητας σε μετακίνηση. Ενώ για το ανεπαρκές μήκος μάτισης παρατηρείται αρχικά μία ομοιότητα των δύο καμπυλών αλλά στην συνέχεια μείωση της ικανότητας σε τέμνουσα αλλά και σε μετακίνηση της κατασκευής.
- Παρατηρήσαμε ότι όταν στο προσομοίωμα συμπεριλαμβάνονται οι τοιχοπληρώσεις μειώνεται ο αριθμός των αστοχιών που έχει η κατασκευή. Ενώ αν λάβουμε υπ' όψιν το ανεπαρκές μήκος μάτισης έχουμε περισσότερες αστοχίες στην κατασκευή, γι' αυτό το λόγο θα πρέπει να συμπεριλαμβάνεται στην ανάλυση.
- Με βάση την Α' εμπειρική μπορούμε να υπολογίσουμε την τέμνουσα διαρροής της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής με μια σχετική ακρίβεια.
- Με βάση την Β' εμπειρική μπορούμε να εκτιμήσουμε τη τέμνουσα αστοχίας της καμπύλης αντίστασης με μία υπερεκτίμηση, λόγω του ότι κάναμε την παραδοχή για ταυτόχρονη αστοχία των υποστυλωμάτων.

## 11. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013 Κανονισμός Επεμβάσεων
- [2] Ενισχύσεις-επισκευές κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος-Σημειώσεις, Στέφανος Η. Δρίτσος, Πάτρα 2016
- [3] Μαθήματα οπλισμένου σκυροδέματος Μέρος Ι, Μιχαήλ Ν. Φαρδής, Πάτρα 2015
- [4] Πρόγραμμα Bilin, Γιώργος Παναγόπουλος, ΤΕΙ Κεντρικής Μακεδονίας – Προσωπική ιστοσελίδα, [http://teicm.panagor.com/?page\\_id=766](http://teicm.panagor.com/?page_id=766)