

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ. ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ ΤΩΝ ΤΟΠΙΚΩΝ ΔΕΙΚΤΩΝ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

ΚΥΛΗΣ ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ

Προπτυχιακός φοιτητής Πανεπιστημίου Πατρών, dimitriskilis@gmail.com

ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΙΑ Η ΕΙΡΗΝΗ

Προπτυχιακή φοιτήτρια Πανεπιστημίου Πατρών, ir.konstantinidi@gmail.com

Περίληψη

Στην παρούσα εργασία εξετάζεται ένα διώροφο κτίριο το οποίο κατασκευάστηκε το 1975 και διέπεται από τους παλιούς κανονισμούς. Γίνεται αρχικά αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς του για απαίτηση στάθμης επιτελεστικότητας Β και υπολογισμός των πιθανών ανεπαρκειών των δομικών του στοιχείων με χρήση της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης με την μέθοδο των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας (Μέθοδος m) κατά ΚΑΝΕΠΕ. Τέλος, πραγματοποιείται ενίσχυση των υποστυλωμάτων που παρουσιάζουν ανεπάρκεια με χρήση μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος. Για την διαστασιολόγηση και την αποτίμηση της Φέρουσας ικανότητας έγινε χρήση του προγράμματος Sap.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στόχος της παρούσας εργασίας είναι η αποτίμηση της συμπεριφοράς, υπάρχουσας κατασκευής και η ενίσχυση των υποστυλωμάτων που παρουσιάζουν ανεπάρκεια με χρήση μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος. Σκοπός της αποτίμησης υφιστάμενου δομήματος είναι η εκτίμηση της διαθέσιμης φέρουσας ικανότητας του και ο έλεγχος ικανοποίησης των ελάχιστων υποχρεωτικών απαιτήσεων που επιβάλλονται από τους ισχύοντες Κανονισμούς. Τέλος, πραγματοποιείται αξιολόγηση των αποτελεσμάτων και σύγκριση των λόγων ανεπάρκειας πριν και μετά την ενίσχυση. Για τις ανάγκες της εργασίας θεωρήθηκε ότι για την κατασκευή του φορέα έχει εφαρμοστεί με ακρίβεια η στατική μελέτη και συνεπώς η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων είναι ικανοποιητική. Επιπλέον, όσον αφορά την διάκριση των στοιχείων σε πρωτεύοντα ή δευτερεύοντα, στην παρούσα εργασία όλα τα στοιχεία του φορέα θεωρήθηκαν πρωτεύοντα.

Το κτίριο θεωρείται ότι βρίσκεται σε περιοχή ζώνης σεισμικότητας II (ΕΑΚ 2003) με σεισμική επιτάχυνση 0,24g (π.χ. Πάτρα), με κατηγορία εδάφους Β και σπουδαιότητα συνήθη (κατηγορία σπουδαιότητας II). Πραγματοποιήθηκε, ακόμη, αποτίμηση του με ελαστική δυναμική ανάλυση με την μέθοδο των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας (Μέθοδος m) και μελετήθηκε η συμπεριφορά του για στάθμη επιτελεστικότητας Β (SD-Σημαντικές βλάβες).

2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

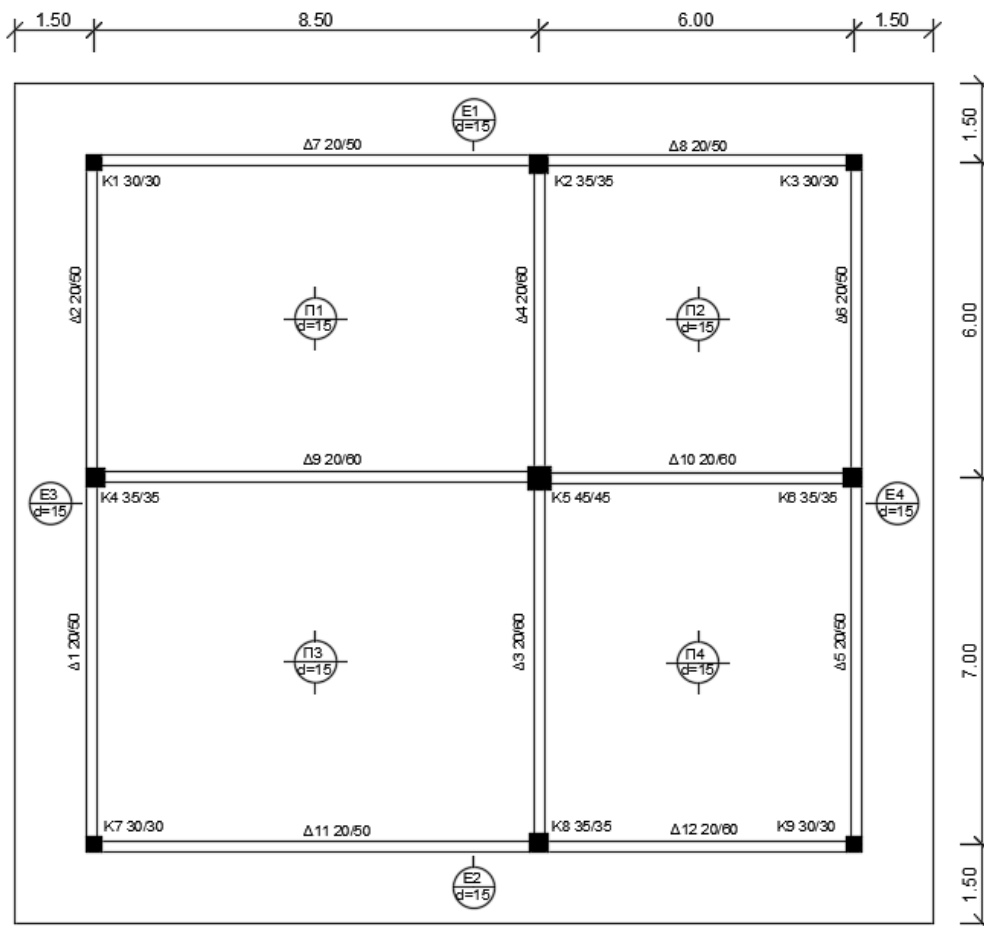
Το κτίριο αποτελείται από δυο στάθμες και έχει εξωτερικές διαστάσεις $L_x=17,5$ m και $L_y=16$ m. Το ύψος ορόφου είναι 3.2m. Τα φέροντα στοιχεία είναι 8 πλάκες, 12 δοκοί

και 9 υποστυλώματα για τη 1η καθώς και για τη 2η στάθμη. Στην εικόνα που ακολουθεί φαίνονται τα ανωτέρω. Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν είναι:

-Σκυρόδεμα: $f_{cm}=19\text{MPa}$, $f_{cm-s}=f_{ck}=14\text{MPa}$,

-Χάλυβας: $f_{ym}=460\text{MPa}$, $f_{ym-s}=f_{yk}=410\text{MPa}$

Ωστόσο, σύμφωνα με την παράγραφο 4.5.3.3 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [8] για τις μέσες τιμές των ιδιοτήτων των υλικών για <ικανοποιητική> στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων αν και η τυπική απόκλιση των επιμέρους τιμών είναι σχετικά μικρή, μπορεί να ληφθεί $\gamma_m=1.00$ για τα υφιστάμενα υλικά. Πρακτικώς, όμως, συνιστάται να λαμβάνεται υπόψη τιμή $\gamma_m=1.10$.



Οι Διαστάσεις και οι οπλισμοί των υποστυλωμάτων είναι:

(α) Στα γωνιακά: 300/300 με οπλισμό 4Φ20, (β) Στα περιμετρικά (που δεν είναι γωνιακά): 350/350 με οπλισμό 4Φ18, (γ) Στο κεντρικό: 450/450 με οπλισμό 8Φ16. Οι περιμετρικές δοκοί έχουν διαστάσεις 200/500 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 200/600 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 Φ8/200 σε όλα τα υποστυλώματα, καλά αγκυρωμένοι με ημικυκλικά άγκιστρα, και Φ8/300 στις δοκούς με επαρκή αγκύρωση. Οι πλάκες έχουν πάχος $h_f=150\text{mm}$ και είναι οπλισμένες σε δύο διευθύνσεις με Φ8/150. Επί των

πλακών υπάρχει φορτίο από επίστρωση ίσο με 1.5 kN/m^2 . Τα ωφέλιμα φορτία να λήφθηκαν ίσα με 2.0 και 5.0 για τις πλάκες και τους εξώστες αντίστοιχα. Το δώμα θεωρείται μη βατό. Τα ωφέλιμα φορτία για αυτό θεωρήθηκαν μηδενικά.

Περιμετρικά σε κάθε όροφο υπάρχει μπατική τοιχοποιία με εκτιμώμενο φαινόμενο βάρος 3.6 kN/m^2 επιφάνειας όψης και εσωτερικά, κάτω από κάθε (εσωτερική) δοκό, δρομική τοιχοποιία με φαινόμενο βάρος 2.1 kN/m^2 . Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μείωση των φορτίων των τοιχοπληρώσεων λόγω των ανοιγμάτων, τα φαινόμενα βάρη θεωρούνται μειωμένα κατά 50% και 35% αντίστοιχα. Επί των περιμετρικών δοκών της οροφής υπάρχει μπατική τοιχοποιία ύψους 1.20 m.

3. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΩΝ

Οι κατανομές των φορτίων από τις πλάκες στις δοκούς έγιναν με τις γνωστές επιφάνειες επιρροής που περιγράφει και ο ΕΚΩΣ στο κεφάλαιο 9.1.5 [6]. Το φορτίο των τοιχοπληρώσεων υπολογίζεται με βάση τον τύπο: $G_{\text{τοιχ}} = \gamma_{\text{τοιχ}} \cdot (H_{\text{οροφου}} - h_{\text{δοκού}})$. Το άθροισμα των δύο παραπάνω φορτίσεων συν το ίδιο βάρος των δόκων κατανεμήθηκαν ομοιόμορφα σε όλο τους το μήκος. Τέλος, το ίδιο βάρος των υποστυλωμάτων λαμβάνεται αυτόματα από το πρόγραμμα.

ΟΝΟΜΑΣΙΑ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ	ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΜΗΚΟΣ ΔΟΚΟΥ (m)	ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΕΜΒΑΔΟΝ ΦΟΡΤΙΚΩΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΩΝ	ΜΟΝΙΜΑ (Kn/m ²)				ΜΟΝΙΜΑ (KN/m)	ΜΟΝΙΜΑ ΣΥΝΟΛΟ (KN/m)	ΚΙΝΗΤΑ (KN/m)	ΚΙΝΗΤΑ ΣΥΝΟΛΟ (KN/m)
			ΦΟΡΤΙΑ ΠΛΑΚΩΝ (KN/m)	ΦΟΡΤΙΑ ΙΒ ΔΟΚΩΝ (KN/m)	ΦΟΡΤΙΑ ΔΡΟΜΙΚΗΣ ΟΠΤ/ΔΟΜΗΣ	ΦΟΡΤΙΑ ΜΠΑΤΙΚΗΣ ΟΠΤ/ΔΟΜΗΣ				
Δ 1	7.00	11.72	8.79	2.5		4.86	16.15	31.43	3.35	10.89
		10.56	7.92				15.28		7.54	
Δ 2	6.00	8.55	7.48	2.5		4.86	14.84	30.26	2.85	10.53
		9.21	8.06				15.42		7.68	
Δ 3	7.00	23.10	17.33	3	4.095		24.42	24.42	6.60	6.60
Δ 4	6.00	17.15	15.01	3	4.095		22.10	22.10	5.72	5.72
Δ 5	7.00	11.40	8.55	2.5		4.86	15.91	31.19	3.26	10.80
		10.56	7.92				15.28		7.54	
Δ 6	6.00	8.62	7.54	2.5		4.86	14.90	30.32	2.87	10.55
		9.21	8.06				15.42		7.68	
Δ 7	8.50	15.86	9.80	2.5		4.86	17.16	32.29	3.73	11.14
		12.59	7.78				15.14		7.41	
Δ 8	6.00	8.55	7.48	2.5		4.86	14.84	30.26	2.85	10.53
		9.21	8.06				15.42		7.68	
Δ 9	8.50	32.79	20.25	3	4.095		27.35	27.35	7.72	7.72
Δ 10	6.00	17.01	14.88	3	4.095		21.98	21.98	5.67	5.67
Δ 11	8.50	16.85	10.41	2.5		4.86	17.77	32.90	3.96	11.37
		12.59	7.78				15.14		7.41	
Δ 12	6.00	8.55	7.48	2.5		4.86	14.84	30.26	2.85	10.53
		9.21	8.06				15.42		7.68	

Πίνακας 1: Υπολογισμός Φορτίων 1^{ου} Ορόφου

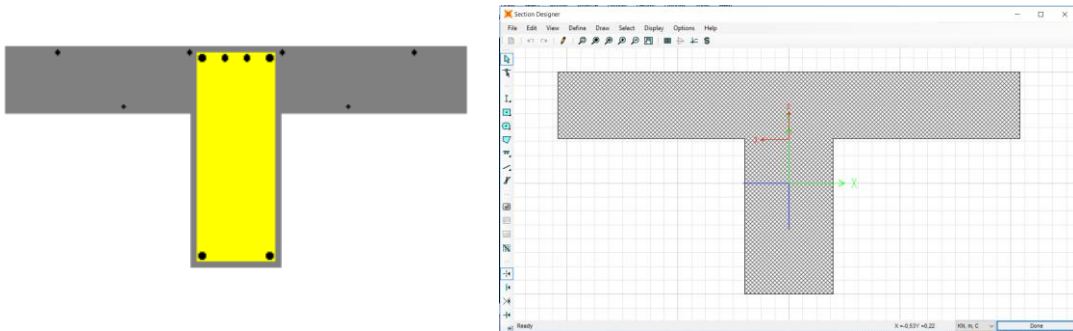
ΟΝΟΜΑΣΙΑ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ	ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΜΗΚΟΣ ΔΟΚΟΥ (m)	ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΕΜΒΑΔΟΝ ΦΟΡΤΙΚΩΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΩΝ	ΜΟΝΙΜΑ (Kn/m ²)			ΜΟΝΙΜΑ (KN/m)	ΣΥΝΟΛΟ (KN/m)
			ΦΟΡΤΙΑ ΠΛΑΚΩΝ (KN/m)	ΦΟΡΤΙΑ ΙΒ ΔΟΚΩΝ (KN/m)	ΦΟΡΤΙΑ ΜΠΑΤΙΚΗΣ ΟΠΤ/ΔΟΜΗΣ		
Δ 1	7,00	11,72	8,79	2,5	4,32	15,61	23,53
		10,56	7,92			7,92	
Δ 2	6,00	8,55	7,48	2,5	4,32	14,30	22,36
		9,21	8,06			8,06	
Δ 3	7,00	23,10	17,33	3		20,33	20,33
Δ 4	6,00	17,15	15,01	3		18,01	18,01
Δ 5	7,00	11,40	8,55	2,5	4,32	15,37	23,29
		10,56	7,92			7,92	
Δ 6	6,00	8,62	7,54	2,5	4,32	14,36	22,42
		9,21	8,06			8,06	
Δ 7	8,50	15,86	9,80	2,5	4,32	16,62	24,39
		12,59	7,78			7,78	
Δ 8	6,00	8,55	7,48	2,5	4,32	14,30	22,36
		9,21	8,06			8,06	
Δ 9	8,50	32,79	20,25	3		23,25	23,25
Δ 10	6,00	17,01	14,88	3		17,88	17,88
Δ 11	8,50	16,85	10,41	2,5	4,32	17,23	25,00
		12,59	7,78			7,78	
Δ 12	6,00	8,55	7,48	2,5	4,32	14,30	22,36
		9,21	8,06			8,06	

Πίνακας 2 : Υπολογισμός Φορτίων 2^{ου} Ορόφου

Το συνεργαζόμενο πλάτος των δοκών υπολογίστηκε με βάση τον Ε.Κ.Ω.Σ 2000 [6]. Συνεπώς, χρησιμοποιήθηκαν οι τύποι $beff = bw + l_0/5$ για στοιχεία διατομής Τ και $beff = bw + l_0/10$ για στοιχεία διατομής Γ όπου bw το πάχος του κορμού της δοκού και l_0 η απόσταση μεταξύ του σημείου μηδενισμού των ροπών. Για ακραία ανοίγματα συνεχούς δοκού $l_0 = 0,8 \cdot l$ και για μεσαία ανοίγματα συνεχούς δοκού $l_0 = 0,6 \cdot l$.

4. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ ΣΤΟ SAP2000

Η προσομοίωση του κτιρίου έγινε στο πρόγραμμα Sap2000 [1]. Όλα τα κατακόρυφα και οριζόντια μέλη προσομοιώθηκαν με γραμμικά μέλη. Οι πλάκες στο λογισμικό προσομοιώθηκαν ως διαφράγματα εξασφαλίζοντας ενιαία μετακίνηση των κόμβων κάθε ορόφου. Δημιουργήθηκαν διαφορετικά διαφράγματα σε κάθε στάθμη. Κατά την προσομοίωση τόσο των δοκών όσο και των υποστυλωμάτων έγινε μείωση της δυσκαμψίας ως ποσοστό του σταδίου Ι σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Τέλος, για τον υπολογισμό των δεικτών πλαστιμότητας τοπικών μετακινήσεων ή παραμορφώσεων $m\theta$ για διάφορες τιμές αξονικού φορτίου έγινε προσομοίωση των διατομών των δοκών και των υποστυλωμάτων στο λογισμικό BIAx. Η τιμή της παραμόρφωσης αστοχίας es_u του χάλυβα στη μέγιστη τιμή του φορτίου εφελκυσμού υπολογίστηκε από τον τύπο $es_u = 0,375 \cdot es_u$ για ανακυκλιζόμενη φόρτιση, όπου για χάλυβα S400 $es_u = 8.02\%$.



Εικόνα 1: Προσομοίωση της δοκού Δ1 στο λογισμικό SAP2000 (δεξιά) και στο λογισμικό BIAx (αριστερά).

5. ΔΥΣΚΑΜΨΙΕΣ

Γενικώς, η δυσκαμψία θα εκτιμάται με βάση τα πραγματικά χαρακτηριστικά του δομικού στοιχείου, καθώς και την καταπόνηση υπό σεισμό, με μέσες τιμές ιδιοτήτων των υλικών (§ 4.4.1.4 ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Ακόμη, σύμφωνα με το κεφάλαιο 7.1.2.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [8], η οιονεί ελαστική (ενεργός) δυσκαμψία K που χρησιμοποιείται στην ανάλυση του δομικού συστήματος ορίζεται και υπολογίζεται από την σχέση $K=F_y/\delta_y$. Ωστόσο, η τιμή K επιτρέπεται να καθορίζεται αγνοώντας την επιρροή της σεισμικής δράσης στην τιμή της αξονικής δύναμης του δομικού στοιχείου, δηλαδή με βάση την τιμή της αξονικής δύναμης λόγω των κατακόρυφων δράσεων και μόνο. Για τον λόγο αυτό, κατά την προσομοίωση των διατομών στο στατικό πρόγραμμα Sap2000 έγινε χρήση μειωτικών συντελεστών δυσκαμψίας οι οποίοι λήφθηκαν από το πρόγραμμα BIAx για φόρτιση $G+0.3Q$ τόσο για τις διατομές των δοκών, όσο και για τις διατομές των υποστυλωμάτων. Τέλος, η στρεπτική δυσκαμψία μειώνεται στο 10% της αρχικής.

6. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΘΕΩΡΙΑΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΚΑΤΑ ΚΑΝ.ΕΠΕ.

6.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ m

Η μέθοδος των επιμέρους τοπικών δεικτών συμπεριφοράς m είναι και αυτή αντίστοιχη με την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος, και συνιστάται να εφαρμόζεται σε φορείς που παρουσιάζουν έντονη ανισοκατανομή των απαιτούμενων πλαστικών παραμορφώσεων. Η διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα, εκτιμάται μέσω των δεικτών m . Η μέθοδος αυτή, είναι παρόμοια με την ελαστική δυναμική μέθοδο με δείκτη καθολικής συμπεριφοράς q , χωρίς όμως να προσδιορίζεται ένας ενιαίος δείκτης, με τον οποίο διαιρούνται τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την ελαστική ανάλυση, αλλά προσδιορίζονται ξεχωριστοί δείκτες συμπεριφοράς για κάθε ένα δομικό στοιχείο, και αυτοί διαιρούνται με τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη. Οι δείκτες αυτοί, m , προσδιορίζονται με τη βοήθεια των γωνιών στροφής χορδής στην αστοχία (θ_u) και στη διαρροή (θ_y). Γενικά ο δείκτης συμπεριφοράς m , είναι ένας δείκτης πλαστιμότητας, ο οποίος αν θεωρηθεί ως δείκτης πλαστιμότητας γωνιών στροφών χορδής, ορίζεται ως εξής :

$$m = \frac{\theta_d}{\theta_y} \quad (\S 4.7.1 \text{ ΚΑΝ.ΕΠΕ})$$

Επειδή όμως αναφερόμαστε σε συγκεκριμένη στάθμη επιτελεστικότητας, συγκεκριμένα «Προστασία Ζωής», η μέγιστη γωνία στροφής χορδής που επιτρέπεται

από τον ΚΑΝΕΠΕ (Κεφάλαιο 9) δεν είναι η θ_u , η οποία αντιστοιχεί ουσιαστικά στην αστοχία, αλλά μία μικρότερη τιμή, ενδιάμεση των θ_u και θ_y , ίση με:

$$\theta_d = 0,5 * \frac{\theta_u + \theta_y}{\gamma R_d} \quad , \text{για πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία} \quad (\S 4.7.1 \text{ ΚΑΝ.ΕΠΕ})$$

Οι τιμές του συντελεστή γR_d συνιστάται, για πρωτεύοντα δομικά στοιχεία σε όρους θ_u , $\gamma R_d = 1,50$ και για τοιχοπληρώσεις σε όρους γ ή ϵ , $\gamma R_d = 1,30$. Ωστόσο, επειδή το ΒΙΑΧ δουλεύει σε όρους θ_u^{pl} , κατά την προσομοίωση σε αυτό χρησιμοποιήθηκε συντελεστής $\gamma R_d = 1,80$. Εφόσον δεν υπάρχουν ακριβέστερα στοιχεία, οι τιμές των θ_y και θ_u δίνονται από τις σχέσεις που αναγράφονται παρακάτω, όπου σε στοιχεία που έχουν κατασκευαστεί με τις προ του 1985 κατασκευαστικές διατάξεις, όπως το κτίριο που μελετάμε, οι τιμές για το θ_{um} πρέπει να διαιρεθούν με 1,2. Στη σχέση αυτή, $\alpha_s = M/Vh$ είναι ο λόγος διάτμησης, α είναι ο συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιγξης (βλέπε ακόλουθη σχέση) και ρ_s είναι το γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού παράλληλα στη διεύθυνση της φόρτισης. Πρέπει να σημειώσουμε εδώ πως οι συντελεστές θ_y και θ_u για τον προσδιορισμό των δεικτών πλαστιμότητας m υπολογίζονται με τις μέσες τιμές των υλικών.

$$\theta_y = (1/r)_y \frac{\dot{L}_s + \alpha_y z}{3} + 0,0014 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_s} \right) + \frac{(1/r)_y d_b f_y}{8 \sqrt{f_c}} \quad (\Sigma.2, \S 7.2.2 \text{ ΚΑΝ.ΕΠΕ})$$

$$\theta_{um} = 0,016 \cdot (0,3^V) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega - \omega')} f_c \right]^{0,225} (\alpha_s)^{0,35} 25^{\left(\alpha \rho_s \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100} \rho_d), \quad (\Sigma.8\alpha)$$

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o} \right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_o} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_o h_o} \right) \quad (\Sigma.7\alpha, \S 7.2.4.1 \text{ ΚΑΝ.ΕΠΕ})$$

Μετά τον υπολογισμό των δεικτών m , διαιρούμε τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη με αυτές τις τιμές και προσδιορίζουμε τις ανεπάρκειες, όπως και στη μέθοδο q . Οι τιμές των ανεπαρκειών για τα υποστυλώματα ισογείου και ορόφου παρατίθενται στους πίνακες 5 και 6. Επισημαίνουμε πως όταν εφελκύεται το άνω πέλμα δοκού, τότε θεωρείται ότι συμμετέχουν τα σίδερα της πλάκας σε πλάτος b_{eff} εκατέρωθεν.

Ακόμη, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. [8] όταν δεν διατίθεται ακριβέστερη μέθοδος, η πλαστική γωνία στροφής μπορεί να εκτιμηθεί ως εξής:

$$\theta_u = \mu \theta * \theta_y \quad (\S 6.5 \text{ ΚΑΝ.ΕΠΕ})$$

Επομένως μπορούμε να υπολογίσουμε τον δείκτη συμπεριφοράς m συναρτήσει του δείκτη πλαστιμότητας τοπικών μετακινήσεων ή παραμορφώσεων $\mu \theta$ ως ακολούθως:

$$m = \frac{\theta_d}{\theta_y} = \frac{0,5 * (\theta_u + \theta_y)}{\theta_y * \gamma R_d} = \frac{0,5 * (1 + \mu \theta)}{\gamma R_d}$$

Στην παρούσα εργασία έγινε χρήση του προγράμματος ανάλυσης διατομών οπλισμένου σκυροδέματος ΒΙΑΧ με χρήση του οποίου έγινε προσομοίωση των διατομών των δοκών και των υποστυλωμάτων. Πιο συγκεκριμένα, με την εύρεση της δυσμενέστερης ροπής, M_{ed} , για τους τέσσερις διαφορετικούς σεισμικούς συνδιασμούς

($1.1G+0.3Q \pm Ex$, $1.1G+0.3Q \pm Ey$), η οποία προέκυψε από την ανάλυση του στατικού προγράμματος Sap2000, κατά αντιστοιχία με την αξονική δύναμη, N, για φόρτιση $G+0.3Q$ και με χρήση γραμμικής παρεμβολής, έγινε εξαγωγή των δεικτών πλαστιμότητας τοπικών μετακινήσεων ή παραμορφώσεων μθ. Τέλος, μέσω των δεικτών αυτών, υπολογίστηκαν οι αντίστοιχοι δείκτες συμπεριφοράς m για κάθε γραμμικό μέλος (βλ πίνακες 5,6,7,8).

6.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΡΟΠΗΣ ΚΑΙ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΑΝΤΟΧΗΣ

Στα υποστυλώματα για κάθε διεύθυνση (X ή Y), ως Med_{max} ορίστηκε το δυσμενέστερο εντατικό μέγεθος που προκύπτει από τους σεισμικούς συνδυασμούς $1.1G+0.3Q \pm Ex$ για τη διεύθυνση X και $1.1G+0.3Q \pm Ey$ για τη διεύθυνση Y. Ως MRd (ή Mu) είναι η ροπή αντοχής του υποστυλώματος κατά τη αντίστοιχη διεύθυνση.

Η ροπή αντοχής κάθε υποστυλώματος προκύπτει και για τις δύο διευθύνσεις (MRd,x, MRd,y) από το πρόγραμμα BIAx, με βάση τους οπλισμούς και την αντίστοιχη κάθε φορά αξονική δύναμη που καταπονεί το υποστυλώμα με χρήση γραμμικής παρεμβολής. Η μικρότερη ροπή αντοχής υποστυλώματος, προκύπτει για πολύ μικρή θλιπτική αξονική δύναμη ή εφελκυστική αξονική δύναμη. Για να εκτιμηθεί λοιπόν η δυσμενέστερη ροπή αντοχής και να συγκριθεί με την αντίστοιχη δρώσα ροπή MEd, γίνονται έλεγχοι με βάση τα εντατικά μεγέθη (Med, NEd) που προκύπτουν από το λογισμικό SAP2000. Επιλέγονται οι συνδυασμοί που δίνουν μεγάλη δρώσα ροπή και μικρή αξονική. Η ροπή αυτή, συγκρίνεται με τη τιμή της δρώσας ροπής MEd. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται για κάθε μέλος και για κάθε συνδυασμό.

Σε ορισμένες περιπτώσεις, ο δυσμενέστερος συνδυασμός φαίνεται ξεκάθαρα ποιος είναι, σε άλλες όμως περιπτώσεις υπάρχουν συνδυασμοί στους οποίους η μεγαλύτερη δρώσα ροπή δεν είναι πάντα η δυσμενέστερη καθώς συνοδεύεται από μεγάλη τιμή της αξονικής δύναμης δίνοντας μεγάλη ροπή αντοχής. Όσο αφορά τις δοκούς, υπολογίστηκε η μέγιστη ροπή αντοχής στα άκρα με προσομοίωση των διατομών των στηρίξεων στο πρόγραμμα BIAx και επαναλήφθηκε η παραπάνω διαδικασία.

Επιπλέον για την περίπτωση των υποστυλωμάτων έγινε υπολογισμός της αντοχής των θλιβόμενων ράβδων σκυροδέματος VRd,max , η οποία καθορίζει την επάρκεια της διατομής σε λοξή θλίψη, και της αντοχής των εφελκυσόμενων ράβδων χάλυβα VRd,s , η οποία προσδιορίζει την απαιτούμενη ποσότητα του οπλισμού διατμήσεως. Για τον υπολογισμό των δύο αυτών αντοχών χρησιμοποιήθηκε γωνία θ τέτοια ώστε $VRd,s = VRd,max$. Ακόμη, σύμφωνα με την παράγραφο § 9.3.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ έγινε ικανοτικός έλεγχος σε κάμψη στους κόμβους της κατασκευής (capacity design) ώστε να προσδιοριστεί αν η πλαστική άρθρωση δημιουργείται πρώτα στην δοκό (καθολικός μηχανισμός κατάρρευσης) ή στο υποστυλώμα (μηχανισμός μαλακού ορόφου). Πιο συγκεκριμένα:

- Αν $\Sigma MRc \geq \Sigma MRb$ η πλαστική άρθρωση δημιουργείται πρώτα στις δοκούς.
- Αν $\Sigma MRc < \Sigma MRb$ η πλαστική άρθρωση δημιουργείται πρώτα στα υποστυλώματα (μη-επιθυμητό).

Παρατήρηση: Από τον ικανοτικό έλεγχο σε κάμψη κόμβου απαλλάσσονται η σύνδεση με θεμέλιο και οι κόμβοι της οροφής του ορόφου.

Ακόμη, για τα υποστυλώματα η τέμνουσα σχεδιασμού υπολογίζεται σε δύο ορθογωνικές μεταξύ τους διευθύνσεις και ελέγχεται ξεχωριστά και ανεξάρτητα. Πιο συγκεκριμένα η τιμή σχεδιασμού V_{sd} της τέμνουσας δύναμης υπολογίζεται θεωρώντας ότι στα άκρα του υποστυλώματος δρουν ροπές M_{id} , οι οποίες για κάθε μία από τις δύο δυνατές φορές (πρόσημο) της έντασης, αντιστοιχούν σε σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς ή στα υποστυλώματα (όπου αυτές σχηματίζονται πρώτα) που συντρέχουν στον κόμβο με τον οποίο συνδέεται το υποστυλώμα στο άκρο i . Αναλυτικότερα αν έχει προηγηθεί ικανοτικός έλεγχος σε κάμψη στους κόμβους της κατασκευής:

- $V_{sd} = \gamma R_d * M R c^i$, αν η πλαστική άρθρωση δημιουργείται πρώτα στα υποστυλώματα.
- $V_{sd} = \gamma R_d * M R c^i * \min(\Sigma M R b^i / \Sigma M R c^i)$, αν η πλαστική άρθρωση δημιουργείται πρώτα στις δοκούς.

Στην συνέχεια, η μέγιστη ικανοτική τέμνουσα $V_{cd,max}$ για τις διευθύνσεις $\pm X, \pm Y$ συγκρίνεται με ελάχιστη εκ των $V_{Rd,s}$ και $V_{Rd,max}$ ώστε να προσδιοριστεί αν έχουμε πλάστιμο ή ψαθυρό τρόπο αστοχίας, δηλαδή αν η αστοχία σε κάμψη προηγείται της διάτμησης. Πιο συγκεκριμένα:

- Αν $V_{cd} < \min(V_{Rd,s}, V_{Rd,max})$ τότε η αστοχία σε κάμψη του υποστυλώματος προηγείται αυτής της διάτμησης άρα έχουμε **πλάστιμο** τρόπο αστοχίας.
- Αν $V_{cd} > \min(V_{Rd,s}, V_{Rd,max})$ τότε η αστοχία σε διάτμηση του υποστυλώματος προηγείται αυτής της κάμψης άρα έχουμε **ψαθυρό** τρόπο αστοχίας.

Τέλος, για την περίπτωση των δοκών έγινε υπολογισμός της αντοχής των θλιβόμενων ράβδων σκυροδέματος $V_{Rd,max}$ και της αντοχής των εφελκόμενων ράβδων χάλυβα $V_{Rd,s}$ αλλά δεν έγινε έλεγχος του μικρότερου εκ των δύο με την ικανοτική τέμνουσα καθώς στην παρούσα εργασία εστίασαμε στον έλεγχο των υποστυλωμάτων.

Στην ενότητα 6.5 παρουσιάζονται σε πίνακα τα αποτελέσματα των παραπάνω ελέγχων.

6.3 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Οι στάθμες επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού ορίζονται ως εξής από την παράγραφο 2.2.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ:

α. «Άμεση Χρήση μετά το Σεισμό» - Immediate Occupancy είναι μια κατάσταση κατά την οποία αναμένεται ότι καμιά λειτουργία του κτιρίου δεν διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά τον σεισμό σχεδιασμού, εκτός ενδεχομένως από σπάνιες δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Είναι ενδεχόμενο να παρουσιασθούν μερικές πολύ αραιές τριχοειδείς ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα στον φέροντα οργανισμό.

β. «Προστασία Ζωής» - Life Safety είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου, χωρίς όμως να συμβεί θάνατος ή σοβαρός

τραυματισμός ατόμων εξαιτίας των βλαβών αυτών, και χωρίς να συμβούν ουσιώδεις φθορές στην οικοσκευή ή τα αποθηκευόμενα στο κτίριο υλικά.

γ. «**Οιονεί Κατάρρευση**» - Collapse Prevention είναι μια κατάσταση κατά την οποία κατά τον σεισμό σχεδιασμού αναμένεται να παρουσιασθούν εκτεταμένες σοβαρές (μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες στον φέροντα οργανισμό, ο οποίος όμως 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.

Ακολουθεί η συνοπτική παρουσίαση σε πίνακα των σταθμών επιτελεστικότητας συναρτήσει της πιθανότητας υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών.

	Στάθμη Επιτελεστικότητας Φέροντος Οργανισμού		
Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Άμεση Χρήση μετά το Σεισμό	Προστασία Ζωής	Αποφυγή Οιονεί Κατάρρευσης
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Πίνακας 4: Στάθμη Επιτελεστικότητας

Η υιοθέτηση στόχου αποτίμησης ή ανασχεδιασμού με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 50% οδηγεί εν γένει σε πιο συχνές πιο εκτεταμένες και πιο έντονες βλάβες έναντι ενός αντίστοιχου στόχου με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10%, οπότε δεν προτιμάται. Σημειώνεται άλλωστε ότι ο ΕΑΚ2000 προτείνει στόχο σχεδιασμού B1 «Προστασία Ζωής», για πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης 10% εντός 50 ετών.

6.4 ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΔΟΜΙΚΟΥ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ (λ)

Σύμφωνα με την παράγραφο 5.5.1.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [8]. Ο λόγος ανεπάρκειας (ή δείκτης ανεπάρκειας), $\lambda = SE/R_m$, μας δίνει μια εικόνα για το μέγεθος και την ανελαστική συμπεριφορά των πρωτεύοντων στοιχείων που αναλαμβάνουν τις σεισμικές δράσεις. Όπου SE: το εντατικό μέγεθος (ροπή) λόγω των δράσεων του σεισμικού συνδυασμού με $q=1.0$ και R_m : η διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου, υπολογιζόμενη με βάση τις μέσες τιμές των υλικών. Οι λόγοι λ θα υπολογίζονται, τόσο για την αποτίμηση όσο και για τον ανασχεδιασμό, σε κάθε πρωτεύον φέρον στοιχείο. Κρίσιμος λόγος λ για έναν όροφο, θα θεωρείται ο μεγαλύτερος λόγος που προκύπτει από τα επιμέρους φέροντα στοιχεία.

Οι λόγοι λ υπολογίζονται μόνο με βάση τις αντοχές σε κάμψη, αφενός για συντόμωση των σχετικών υπολογισμών και αφετέρου διότι, ακόμη και στην περίπτωση που επιλεγεί (συνεκτιμώντας και τις τιμές των λ) ελαστική μέθοδος ανάλυσης, οι έλεγχοι σε τέμνουσα γίνονται με ικανοτική θεώρηση (βλ. Κεφ. 9), άρα ελέγχεται η απαίτηση $\lambda < 1$ για την ικανοτική τέμνουσα.

Στην περίπτωση των κατακόρυφων στοιχείων που επιπονούνται σε διαξονική κάμψη με αξονική δύναμη, ο λόγος λ (για κάμψη και ορθή δύναμη) είναι ευχερέστερο

να υπολογίζεται ως ο λόγος του απαιτούμενου διαμήκους οπλισμού που προκύπτει με βάση τις ροπές (στις δύο διευθύνσεις) και τις αξονικές δυνάμεις οι οποίες αντιστοιχούν στη δράση SE του σεισμικού συνδυασμού, προς τον αντίστοιχο υπάρχοντα.

Τέλος, σύμφωνα με την παράγραφο 5.5.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [8] η εφαρμογή της στατικής ελαστικής μεθόδου επιτρέπεται υπό την προϋπόθεση, για όλα τα κύρια στοιχεία προκύπτει $\lambda \leq 2.5$, ή για ένα ή περισσότερα από αυτά προκύπτει $\lambda > 2.5$ και το κτίριο είναι μορφολογικά κανονικό.

6.5 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ m

Εφαρμόζοντας λοιπόν τον έλεγχο που αναφέρθηκε στην ενότητα 6.1, βγάζουμε τα εξής αποτελέσματα:

ΙΣΟΓΕΙΟ									
ΥΠ	b _{xh}	N	Med	μθ	m	Med/m	Mu	λ	
K1	30X30	427.18	174.39	6.8403	2.177861	80.07	109.5627	0.73	ΕΠΑΡΚΕΙ
K2	35X35	667.74	392.24	7.312947	2.309152	169.86	141.447	1.20	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
K3	30X30	317.77	169.46	6.7313	2.147583	78.91	101.4985	0.78	ΕΠΑΡΚΕΙ
K4	35X35	701.88	299.76	7.316095	2.310026	129.76	143.1762	0.91	ΕΠΑΡΚΕΙ
K5	45X45	776.68	703.75	7.536853	2.371348	296.77	247.1	1.20	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
K6	35X35	592.98	302.89	7.255276	2.293132	132.09	136.1627	0.97	ΕΠΑΡΚΕΙ
K7	30X30	478.02	171.44	6.881894	2.189415	78.30	112.9714	0.69	ΕΠΑΡΚΕΙ
K8	35X35	715.2	297.16	7.317323	2.310367	128.62	143.8509	0.89	ΕΠΑΡΚΕΙ
K9	30X30	360.05	171.68	6.773431	2.159286	79.51	104.6148	0.76	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 5: Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων ισογείου

ΟΡΟΦΟΣ									
ΥΠ		N	Med	μθ	m	Med/m	Mu	λ	
K1	30X30	194.61	191.99	6.555478	2.098744	91.47852	92.85044	0.99	ΕΠΑΡΚΕΙ
K2	35X35	312.86	260.5	6.892881	2.192467	118.8159	108.0895	1.10	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
K3	30X30	142.33	141.76	6.479593	2.077665	68.23045	83.39881	0.82	ΕΠΑΡΚΕΙ
K4	35X35	325.61	235.63	6.909667	2.19713	107.2445	109.6504	0.98	ΕΠΑΡΚΕΙ
K5	45X45	348.35	468.28	7.677937	2.410538	194.2637	199	0.98	ΕΠΑΡΚΕΙ
K6	35X35	275.76	216.26	6.844039	2.1789	99.25193	103.5477	0.96	ΕΠΑΡΚΕΙ
K7	30X30	218.6	181.33	6.5903	2.108417	86.00293	91.35205	0.94	ΕΠΑΡΚΕΙ
K8	35X35	334.53	245.26	6.92141	2.200392	111.462	110.7424	1.01	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
K9	30X30	162.48	151.56	6.508841	2.085789	72.66314	85.5	0.85	ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 6: Λόγοι ανεπάρκειας υποστυλωμάτων ορόφου

ΙΣΟΓΕΙΟ								
ΔΟΚΟΙ	N	Med	μθ	m	Med/m	Mu	λ	
Δ1	19.72	369.41	4.180959	1.439155	256.6853	176.9153	1.45	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ2	11.4	359.23	4.015443	1.393179	257.8492	171.4808	1.50	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ3	14.33	518.47	4.237787	1.454941	356.3513	213.9016	1.67	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ4	5.45	548.34	4.354589	1.487386	368.6602	207.2268	1.78	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ5	19.98	369.8	4.181446	1.439291	256.9321	176.9666	1.45	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ6	11.98	360.06	4.01689	1.393581	258.3704	171.5997	1.51	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ7	32.34	448.18	3.893252	1.359237	329.7292	184.4466	1.79	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ8	11.1	410.51	4.014695	1.392971	294.7011	171.4193	1.72	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ9	28.74	560.07	4.205384	1.44594	387.3397	229.9992	1.68	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ10	4.84	555.31	4.353516	1.487088	373.4212	207.0696	1.80	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ11	34.25	424.33	3.896988	1.360274	311.9444	184.8176	1.69	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ12	9.99	377.84	4.011925	1.392201	271.3975	171.1917	1.59	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 7: Λόγοι ανεπάρκειας δοκών ισογείου

ΟΡΟΦΟΣ								
ΔΟΚΟΙ	N	Med	μθ	m	Med/m	Mu	λ	
Δ1	33.63	254.4	4.207028	1.446397	175.8853	179.6622	0.98	ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ2	20.32	242.48	4.037699	1.399361	173.2791	173.31	1.00	ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ3	24.73	303.12	4.257953	1.460543	207.5393	216.6926	0.96	ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ4	12.08	298.49	4.366254	1.490626	200.2447	208.9989	0.96	ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ5	34.59	253.03	4.208828	1.446897	174.8777	179.8517	0.97	ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ6	21.69	241.67	4.041117	1.40031	172.5832	173.591	0.99	ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ7	56.68	315.39	3.940857	1.37246	229.799	189.1744	1.21	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ8	19.47	277.55	4.035578	1.398772	198.4241	173.1357	1.15	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ9	46.89	342.98	4.231519	1.4532	236.0171	234.7762	1.01	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ10	9.58	321.98	4.361855	1.489404	216.1804	208.3366	1.04	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ11	57.52	312.43	3.9425	1.372917	227.5666	189.3375	1.20	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ
Δ12	18.53	270.97	4.033233	1.39812	193.8102	172.943	1.12	ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ

Πίνακας 8: Λόγοι ανεπάρκειας δοκών ορόφου

κομβος	σεισμος κατα +X / Ισόγειο				σεισμος κατα -X / Ισόγειο			
	ΣMRc		ΣMRb	πλαστική άρθρ.	ΣMRc		ΣMRb	πλαστική άρθρ.
1	198.41	>	72.00	ΔΟΚΟΣ	198.41	>	189.17	ΔΟΚΟΣ
2	249.54	<	252.17	ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑ	249.54	>	245.17	ΔΟΚΟΣ
3	184.90	>	173.13	ΔΟΚΟΣ	184.90	>	63.00	ΔΟΚΟΣ
4	252.83	>	222.44	ΔΟΚΟΣ	252.83	>	82.14	ΔΟΚΟΣ
5	339.04	>	287.92	ΔΟΚΟΣ	339.04	>	292.77	ΔΟΚΟΣ
6	239.71	>	70.33	ΔΟΚΟΣ	239.71	>	205.78	ΔΟΚΟΣ
7	204.32	>	72.00	ΔΟΚΟΣ	204.32	>	189.17	ΔΟΚΟΣ
8	254.59	>	252.17	ΔΟΚΟΣ	254.59	>	245.17	ΔΟΚΟΣ
9	190.11	>	173.13	ΔΟΚΟΣ	190.11	>	63.00	ΔΟΚΟΣ

Πίνακας 9: Ικανοτικός έλεγχος σε κάμψη κόμβων ισογείου για την διεύθυνση X

κομβος	σεισμος κατα +X / Οροφος			
	ΣMRc	ΣMRb	ΣMRc	ΣMRb
1.1	88.85	72.00	88.85	189.17
2.1	108.09	252.17	108.09	245.17
3.1	83.40	173.13	83.40	63.00
4.1	109.65	222.44	109.65	82.14
5.1	137.34	287.92	137.34	292.77
6.1	103.55	70.33	103.55	205.78
7.1	91.35	72.00	91.35	189.17
8.1	110.74	252.17	110.74	245.17
9.1	85.50	173.13	85.50	63.00

Πίνακας 10: Υπολογισμός ΣMRc, ΣMRb κόμβων ορόφου για την διεύθυνση X

κομβος	σεισμος κατα +Y / Ισόγειο				σεισμος κατα -Y / Ισόγειο			
	ΣMRc		ΣMRb	πλαστική άρθρ.	ΣMRc		ΣMRb	πλαστική άρθρ.
7	204.32	>	173.02	ΔΟΚΟΣ	204.32	>	57.58	ΔΟΚΟΣ
4	252.83	>	226.72	ΔΟΚΟΣ	252.83	>	236.07	ΔΟΚΟΣ
1	198.41	>	63.05	ΔΟΚΟΣ	198.41	>	169.14	ΔΟΚΟΣ
8	254.59	>	210.06	ΔΟΚΟΣ	254.59	>	80.63	ΔΟΚΟΣ
5	339.04	>	286.41	ΔΟΚΟΣ	339.04	>	280.39	ΔΟΚΟΣ
2	249.54	>	70.33	ΔΟΚΟΣ	249.54	>	205.78	ΔΟΚΟΣ
9	190.11	>	173.02	ΔΟΚΟΣ	190.11	>	57.58	ΔΟΚΟΣ
6	239.71	>	226.72	ΔΟΚΟΣ	239.71	>	236.07	ΔΟΚΟΣ
3	184.90	>	63.05	ΔΟΚΟΣ	184.90	>	169.14	ΔΟΚΟΣ

Πίνακας 11: Ικανοτικός έλεγχος σε κάμψη κόμβων ισογείου για την διεύθυνση Y

κομβος	σεισμος κατα +Y / Οροφος			
	ΣMRc	ΣMRb	ΣMRc	ΣMRb
7.1	91.35	173.02	91.35	57.58
4.1	109.65	226.72	109.65	236.07
1.1	88.85	63.05	88.85	169.14
8.1	110.74	210.06	110.74	80.63
5.1	137.34	286.41	137.34	280.39
2.1	108.09	70.33	108.09	205.78
9.1	85.50	173.02	85.50	57.58
6.1	103.55	226.72	103.55	236.07
3.1	83.40	63.05	83.40	169.14

Πίνακας 12: Υπολογισμός ΣMRc, ΣMRb κόμβων ορόφου για την διεύθυνση Y

ΙΣΟΓΕΙΟ					
Υποστήλωμα	Vcd,max		Vrd,min	ΣΤΟΙΧΕΙΟ	λ
K1	110.97	<	147.83	ΠΛΑΣΤΙΜΟ	0.75
K2	152.33	<	192.87	ΠΛΑΣΤΙΜΟ	0.79
K3	101.91	<	137.91	ΠΛΑΣΤΙΜΟ	0.74
K4	149.08	<	179.02	ΠΛΑΣΤΙΜΟ	0.83
K5	202.40	<	263.39	ΠΛΑΣΤΙΜΟ	0.77
K6	145.52	<	195.86	ΠΛΑΣΤΙΜΟ	0.74
K7	112.81	<	144.22	ΠΛΑΣΤΙΜΟ	0.78
K8	154.18	<	173.62	ΠΛΑΣΤΙΜΟ	0.89
K9	103.64	<	141.75	ΠΛΑΣΤΙΜΟ	0.73

Πίνακας 13: Έλεγχος πλαστιμής ή ψαθυρής αστοχίας υποστ. Ισογείου

ΟΡΟΦΟΣ					
Υποστηλώμα	Vcd,max		Vrd,min	ΣΤΟΙΧΕΙΟ	λ
K1	89.99	<	126.75	ΠΛΑΣΤΙΜΟ	0.71
K2	116.40	<	164.54	ΠΛΑΣΤΙΜΟ	0.71
K3	83.74	<	122.01	ΠΛΑΣΤΙΜΟ	0.69
K4	114.17	<	165.97	ΠΛΑΣΤΙΜΟ	0.69
K5	137.81	<	200.52	ΠΛΑΣΤΙΜΟ	0.69
K6	110.67	<	160.39	ΠΛΑΣΤΙΜΟ	0.69
K7	91.22	<	128.92	ΠΛΑΣΤΙΜΟ	0.71
K8	118.69	<	166.96	ΠΛΑΣΤΙΜΟ	0.71
K9	84.71	<	123.83	ΠΛΑΣΤΙΜΟ	0.68

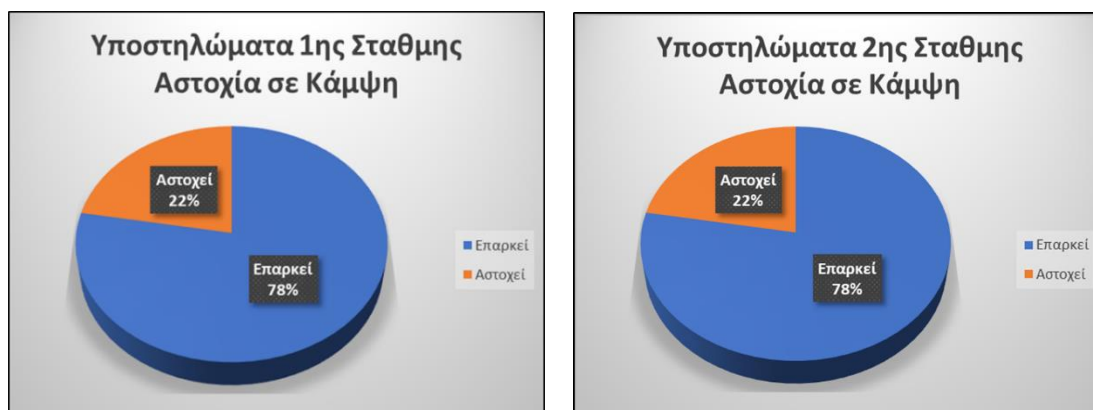
Πίνακας 14: Έλεγχος πλαστιμής ή ψαθυρής αστοχίας υποστ. Ορόφου

7. ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΤΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

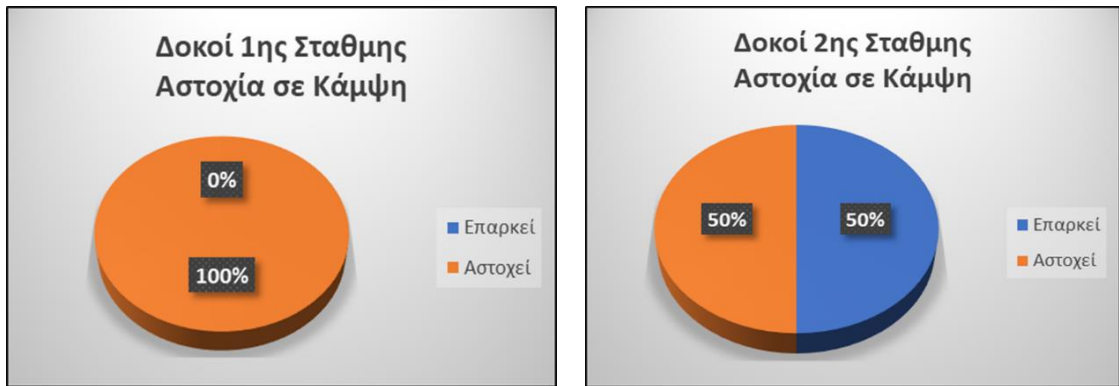
Σε όλα τα υποστηλώματα τόσο της πρώτης, όσο και της δεύτερης στάθμης προέκυψε πλάστιμος τρόπος αστοχίας, επομένως η κάμψη προηγείται της διάτμησης. Από τα 9 υποστηλώματα της 1^{ης} στάθμης σε κάμψη αστοχούν 2 (ποσοστό αστοχίας 22%). Ομοίως συμβαίνει και για τα υποστηλώματα της 2^{ης} στάθμης.

Οι δοκοί ελέγχθηκαν μόνο ως προς κάμψη και προέκυψε ότι όλοι οι δοκοί της 1^{ης} στάθμης αστοχούν ,ενώ για την 2^η στάθμη αστοχούν μονάχα 6 από τις 12. Τα ποσοστά αστοχίας ήταν 100% και 50% αντίστοιχα.

Ακολούθως παρουσιάζονται τα ποσοστά αστοχίας τόσο των δοκών όσο και των υποστηλωμάτων απεικονιζόμενα στα λεγόμενα γραφήματα πίτας.

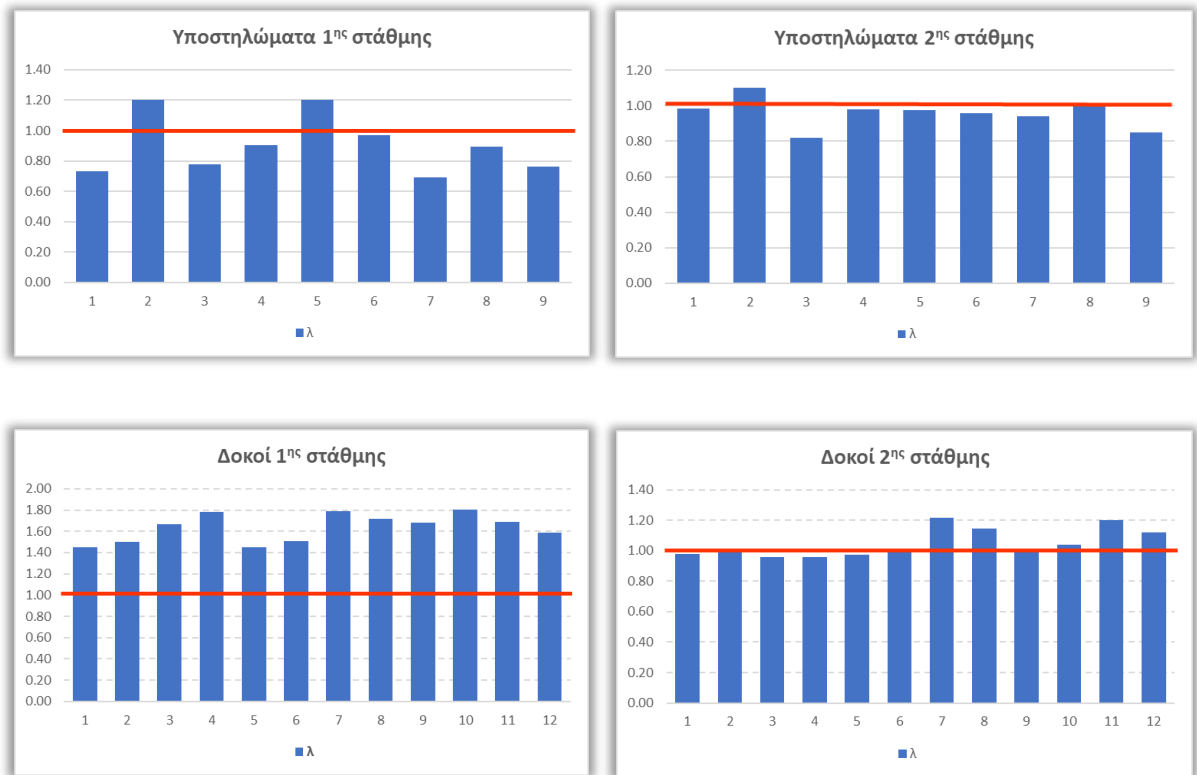


Εικόνα 2: Καμπτική αστοχία δοκών 1^{ης} και 2^{ης} στάθμης.



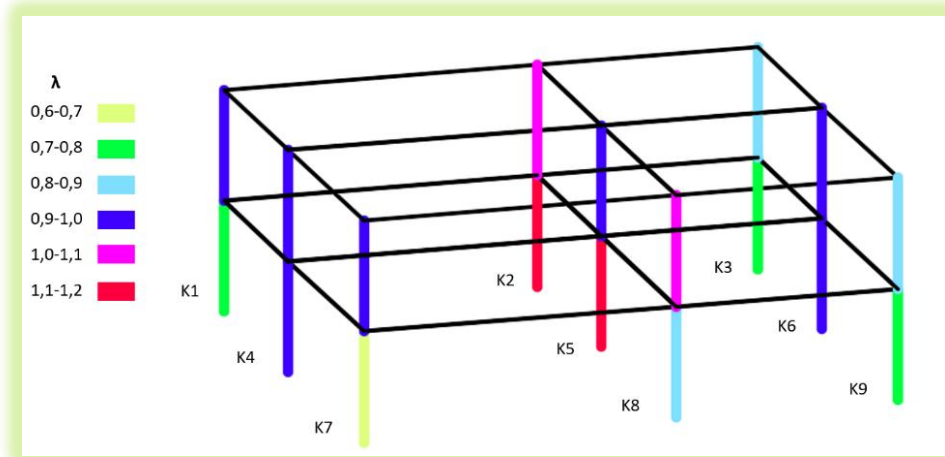
Εικόνα 3: Καμπτική αστοχία υποστρωμάτων 1^{ης} και 2^{ης} στάθμης.

Στα ακόλουθα ραβδογράμματα παρουσιάζονται, ακόμη, οι τιμές του δείκτη ανεπάρκειας λ . Παρατηρούμε ότι τόσο στους δοκούς όσο και στα υποστρώματα της 1^{ης} και της 2^{ης} στάθμης ο δείκτης λ λαμβάνει τιμές γύρω στην μονάδα.

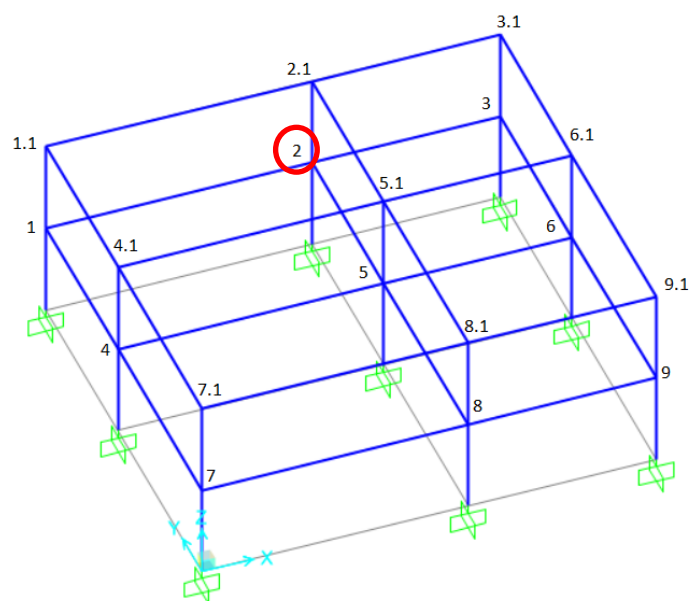


Εικόνα 4: Λόγοι ανεπάρκειας δοκών και υποστρωμάτων.

Στην ακόλουθη εικόνα παρουσιάζεται το εύρος των λόγων ανεπάρκειας ανάλογα με το χρώμα. Αναλυτικότερα, μπορούμε εύλογα να παρατηρήσουμε τα υποστυλώματα Κ2, Κ5 του ισογείου που φαίνονται με κόκκινο χρώμα, καθώς και τα υποστυλώματα Κ2, Κ8 του ορόφου τα οποία παρουσιάζονται με μοβ χρώμα και εμφανίζουν ανεπάρκεια. Το εύρος των λόγων ανεπάρκειας του ισογείου, όπως είναι και λογικό, είναι μεγαλύτερο από αυτών του ορόφου. Τέλος τα γωνιακά υποστυλώματα εμφανίζουν τους μικρότερους λόγους ανεπάρκειας πράγμα που είναι λογικό καθότι παραλαμβάνουν μικρότερα φορτία.



Από τον ικανοτικό έλεγχο σε κάμψη στους κόμβους προέκυψε ότι στον κόμβο 2 η πλαστική άρθρωση στο υποστυλώμα προηγείται αυτής της δοκού γεγονός που καθιστά αναγκαία την ενίσχυση του υποστυλώματος Κ2 (μηχανισμός μαλακού ορόφου). Στους υπόλοιπους κόμβους η πλαστική άρθρωση δημιουργείται πρώτα στην δοκό (καθολικός μηχανισμός κατάρρευσης).



Τέλος, από τον ικανοτικό έλεγχο σε διάτμηση των υποστυλωμάτων προέκυψε ότι όλα τα υποστυλώματα της 1^{ης} και της 2^{ης} στάθμης παρουσιάζουν πλαστικό τρόπο αστοχίας, δηλαδή η αστοχία σε κάμψη προηγείται αυτής της διάτμησης. Αρκεί, επομένως, να κάνουμε ενίσχυση μόνο έναντι κάμψης.

8. ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΜΕ ΜΑΝΔΥΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

8.1 ΓΕΝΙΚΑ

Η μέθοδος ενίσχυσης υποστυλωμάτων με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, την οποία θα εξετάσουμε στην παρούσα εργασία, χρησιμοποιείται περισσότερο σε περιπτώσεις υποστυλωμάτων που έχουν υποστεί σοβαρές βλάβες και αποτελεί τη συνηθέστερη μέθοδο ενίσχυσης υφιστάμενων υποστυλωμάτων που εμφανίζουν ανεπάρκεια όσον αφορά στην αντοχή, τη δυσκαμψία και την πλαστιμότητά τους. Η ενίσχυση επιτυγχάνεται με αύξηση της διατομής του υποστυλώματος με νέο σκυρόδεμα, αλλά και με νέο εγκάρσιο και διαμήκη οπλισμό και μπορεί να εκτείνεται είτε σε όλο το μήκος του υποστυλώματος (ολικός μανδύας) είτε σε ένα μόνο τμήμα του (τοπικός μανδύας).

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα της συγκεκριμένης μεθόδου είναι ότι αφενός δεν μεταβάλλεται η αρχιτεκτονική όψη της ενισχυμένης κατασκευής με την προσθήκη νέων υλικών και αφετέρου αυξάνεται ο βαθμός πυροπροστασίας. Επιπλέον, η κατασκευή μανδύα που περικλείει το υφιστάμενο στοιχείο έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση της λυγηρότητας καθώς και την αύξηση της δυσκαμψίας της διατομής.



8.2 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

Σύμφωνα με τους παραπάνω πίνακες προκύπτει ότι όλα τα υποστυλώματα παρουσιάζουν πλαστικό τρόπο αστοχίας, δηλαδή η αστοχία σε κάμψη των υποστυλωμάτων προηγείται αυτής της διάτμησης. Επομένως τα υποστυλώματα θα ενισχυθούν μόνο έναντι κάμψη. Ακόμη σύμφωνα με τους παραπάνω λόγους ανεπάρκειας σε όρους ροπών, καμπτική αστοχία παρουσιάζουν τα υποστυλώματα Κ2

,K5 του ισογείου και τα K2 , K8 του ορόφου. Ενδεικτικά πραγματοποιήθηκε ενίσχυση των υποστυλωμάτων του ισογείου.

Και για τις δύο ενισχύσεις έγινε χρήση **ολικού περιμετρικού μανδύα πάχους $t=60\text{mm}$** . Η ιδιοπερίοδος του κτιρίου υπολογίστηκε με βάση την σχέση $T_0=C_t \cdot h_n^\beta$ (§ 5.5.4 ΚΑΝ.ΕΠΕ), όπου για κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος, $C_t=0,052$ και $\beta=0,90$, ενώ το ύψος h_n είναι το συνολικό ύψος της κατασκευής σε m. Ακόμη, η διάταξη του οπλισμού στους μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος καθώς και η τοποθέτηση των βλήτρων καθ' ύψος του υποστυλώματος ελέγχθηκε σύμφωνα με τις ακόλουθες κατασκευαστικές διατάξεις:

Κατασκευαστικές διατάξεις για διαμήκη οπλισμό (ΚΠΥ):

$\rho_{\min}=1\%$, $A_{s,\min}=\rho_{\min} \cdot A_c$

$\rho_{\max}=4\%$, $A_{s,\max}=\rho_{\max} \cdot A_c$

τουλάχιστον τρεις ράβδοι ανά πλευρά

απόσταση ράβδων (που συγκρατούνται από γωνία συνδετήρα) <150

απόσταση ράβδων (που δεν συγκρατούνται από γωνία συνδετήρα) <150

$C_v, C_h \geq \max(20\text{mm}, \text{διάμετρος μεγαλύτερης ράβδου}, \max \text{ κόκκος} +5)=35\text{mm}$

Κατασκευαστικές διατάξεις για συνδετήρες (ΚΠΥ):

$L_{cr}=\max\{1.5h, 1.5b_c, 0.6, H_{cr}/5\}$

Εκτός κρίσιμων περιοχών: $db_w > \max\{6\text{mm}, db_l/4\}$, $sw < \min\{12 db_l; 0.6h_c; 0.6b_c; 240\}$

Εντός κρίσιμων περιοχών: $db_w > \max\{6\text{mm}, 0.4 \sqrt{f_{yd}/f_{ywd}} db_l\}$, $sw < \min\{6 db_l; b_0/3; 125\}$

Τοποθέτηση βλήτρων:

Ακραίο βλήτρο στην κορυφή του υποστυλώματος σε απόσταση τουλάχιστον 5db

Ακραίο βλήτρο στη βάση του υποστυλώματος σε απόσταση τουλάχιστον 6db

Οριζόντια απόσταση από τις κατακόρυφες ακμές τουλάχιστον 3db

Μήκος έμπηξης του βλήτρου ίση με 6·db

Ελάχιστη απόσταση βλήτρων: $s_{\min} \geq 5 \cdot db$

Μέγιστη απόσταση βλήτρων: $s_{\max} \leq \min(6h_{\min}, 800\text{mm})$

Ενδεικτικά παρουσιάζονται οι ακόλουθες ενισχύσεις:

➤ Για το υποστύλωμα K2 (35x35) του ισογείου έχουμε:

Τα προστιθέμενα υλικά, σκυρόδεμα και χάλυβας, επιλέγονται **C20/25** και **S500**.

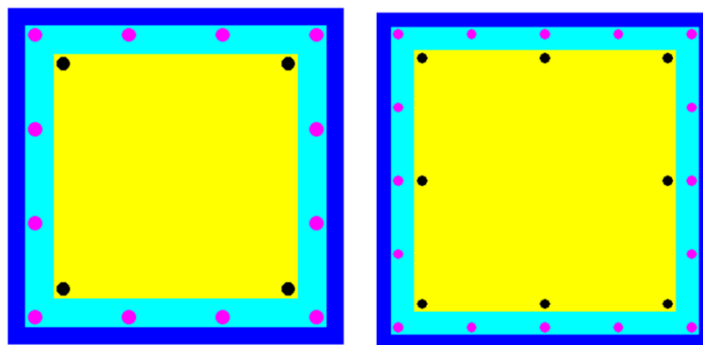
Ακόμη, από Πιν. Σ4.3 § 4.5.3.2.α του ΚΑΝ.ΕΠΕ.(2013), εφόσον απουσιάζουν ακριβέστερα στοιχεία, προτείνεται, για συνήθεις συνθήκες προσπελασιμότητας και διαστάσεις διατομών, για τις χαρακτηριστικές τιμές αντοχής, αύξηση των συντελεστών κατά 5%. Επομένως, στα νέα υλικά για τις χαρακτηριστικές τιμές αντοχής χρησιμοποιήθηκαν οι συντελεστές $\gamma_c=1,57$ και $\gamma_s=1,21$ ενώ για τις δε μέσες τιμές $\gamma_c=\gamma_s=1,15$. Επιπλέον, εφόσον $M_{sd}-MR_d=Med/m-Mu=169.86 \text{ kNm} < 2MR_d=2Mu=282.9\text{kNm}$ επιτρέπεται να χρησιμοποιηθεί η προσεγγιστική διαδικασία με χρήση των συντελεστών μμονολιθικότητας (ΚΑΝ.ΕΠΕ 2013, §8.2.1.5(η)). Τα νέα μμεγέθη σχεδιασμού που χρησιμοποιήθηκαν είναι $M_{sd}'=$

$M_{sd}/k_r=188.7$ kNm, $V_{sd}'=V_{sd}/k_r=V_{cd}/k_r=169.26$ kN και $N_{sd}'=667,74$ kN όπου $k_r=0,9$ ο συντελεστής μμονολιθικότητας (§ 8.2.1.5(η) ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Μετά από έλεγχο σε κάμψη και με βάση τις κατασκευαστικές διατάξεις για τον διαμήκη οπλισμό προκύπτει ότι θα τοποθετηθούν **12Φ18** περιμετρικά. Από έλεγχο σε διάτμηση και σύμφωνα με τις κατασκευαστικές διατάξεις για τους συνδετήρες προκύπτει ότι θα τοποθετηθούν **Φ8/200 εκτός κρίσιμων περιοχών** και **Φ8/40 εντός κρίσιμων περιοχών**, τα οποία αντιστοιχούν στα κατασκευαστικά ελάχιστα. Τέλος, μετά από έλεγχο διεπιφάνειας προέκυψε ότι θα τοποθετηθούν **16 βλήτρα** καθ' ύψος του υποστυλώματος.

➤ Για το υποστύλωμα K5 (45x45) του ισογείου έχουμε:

Τα προστιθέμενα υλικά, σκυρόδεμα και χάλυβας, επιλέγονται **C20/25** και **S500**. Ακόμη, από Πιν. Σ4.3 § 4.5.3.2.α του ΚΑΝ.ΕΠΕ.(2013), εφόσον απουσιάζουν ακριβέστερα στοιχεία, προτείνεται, για συνήθεις συνθήκες προσπελασιμότητας και διαστάσεις διατομών, για τις χαρακτηριστικές τιμές αντοχής, αύξηση των συντελεστών κατά 5%. Επομένως, στα νέα υλικά για τις χαρακτηριστικές τιμές αντοχής χρησιμοποιήθηκαν οι συντελεστές $\gamma_c=1,57$ και $\gamma_s=1,21$ ενώ για τις δε μέσες τιμές $\gamma_c= \gamma_s=1,15$. Επιπλέον, εφόσον $M_{sd}-M_{Rd}=M_{ed}/m-\mu=49$ kNm < $2M_{Rd}=2\mu=403,4$ kNm επιτρέπεται να χρησιμοποιηθεί η προσεγγιστική διαδικασία με χρήση των συντελεστών μμονολιθικότητας (ΚΑΝ.ΕΠΕ 2013, §8.2.1.5(η)). Τα νέα μμεγέθη σχεδιασμού που χρησιμοποιήθηκαν είναι $M_{sd}'=M_{sd}/k_r=329,7$ kNm, $V_{sd}'=V_{sd}/k_r=V_{cd}/k_r=224,9$ kN και $N_{sd}'=776,68$ kN όπου $k_r=0,9$ ο συντελεστής μμονολιθικότητας (§ 8.2.1.5(η) ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Μετά από έλεγχο σε κάμψη και με βάση τις κατασκευαστικές διατάξεις για τον διαμήκη οπλισμό προκύπτει ότι θα τοποθετηθούν **18Φ16** περιμετρικά. Από έλεγχο σε διάτμηση και σύμφωνα με τις κατασκευαστικές διατάξεις για τους συνδετήρες προκύπτει ότι θα τοποθετηθούν **Φ8/190 εκτός κρίσιμων περιοχών** και **Φ8/40 εντός κρίσιμων περιοχών**, τα οποία επίσης αντιστοιχούν στα κατασκευαστικά ελάχιστα. Τέλος, μετά από έλεγχο διεπιφάνειας προέκυψε ότι θα τοποθετηθούν **16 βλήτρα** καθ' ύψος του υποστυλώματος.

Στις ακόλουθες εικόνες φαίνεται η προσομοίωση των ενισχυμένων πλέον διατομών στο πρόγραμμα BIAx. Οι νέες διαστάσεις των διατομών είναι 47x47 και 57x57 για τα υποστυλώματα K2 και K5 αντίστοιχα.

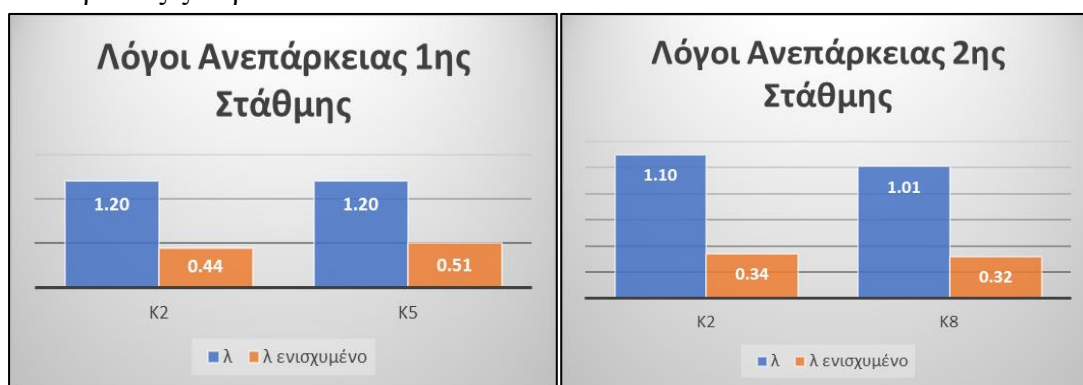


K2 (47x47)

K5 (57x57)

9. ΛΟΓΟΣ ΑΝΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

Αφότου πραγματοποιήθηκαν όλες οι απαραίτητες ενισχύσεις έγινε επανεκτίμηση των λόγων ανεπάρκειας για τις ενισχυμένες πλέον διατομές, Για τα υποστυλώματα του ισογείου οι νέοι λόγοι ανεπάρκειας είναι $\lambda_{K2}=0,44$ και $\lambda_{K5}=0,51$, ενώ για τα υποστυλώματα του ορόφου $\lambda_{K2}=0,34$ και $\lambda_{K8}=0,32$. Στα ακόλουθα ραβδογράμματα γίνεται σύγκριση των λόγων ανεπάρκειας τόσο για την 1^η όσο και για την 2^η στάθμη. Είναι φανερό ότι και στις τέσσερις περιπτώσεις υποστυλωμάτων η μείωση του λόγου ανεπάρκειας ξεπερνάει το 50%.



10. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Από τους παραπάνω πίνακες εξάγουμε τα ακόλουθα συμπεράσματα:

- Για όλα τα κύρια στοιχεία προκύπτει $\lambda < 2.5$ και το κτίριο είναι μορφολογικά κανονικό, επομένως επιτρέπεται η εφαρμογή της ελαστικής στατικής ανάλυσης με την μέθοδο των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας (Μέθοδος m).
- Οι δοκοί ισογείου παρουσιάζουν περισσότερες βλάβες από τον όροφο (μεγαλύτερους λόγους ανεπάρκειας) εξαιτίας του κινητού και του μόνιμου φορτίου όπως φαίνεται από τους πίνακες 1 και 2. Πιο συγκεκριμένα όλοι οι δοκοί του ισογείου δεν επαρκούν ενώ στον όροφο μόνο οι μισοί. Τέλος, δεν παρουσιάζουν όλοι οι δοκοί τον ίδιο λόγο ανεπάρκειας επομένως δεν θα εφαρμοστεί και ο ίδιος βαθμός ενίσχυσης.
- Οι λόγοι ανεπάρκειας για τα υποστυλώματα είναι σχετικά μικροί. Πιο συγκεκριμένα δύο υποστυλώματα δεν επαρκούν στον όροφο και δύο στο ισόγειο.
- Όλα τα υποστυλώματα παρουσιάζουν πλαστικό τρόπο αστοχίας (η αστοχία σε κάμψη προηγείται αυτής σε διάτμηση), επομένως πρέπει να ενισχυθούν σε κάμψη.
- Οι λόγοι ανεπάρκειας σε κάμψη για τα υποστυλώματα K2, K5 του ισογείου μετά την ενίσχυση μειώνονται κατά 63 και 57% αντίστοιχα.

11. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] SAP 2000 20 manual
- [2] Μανώλης Γ.Σφακιανάκης, Πρόγραμμα ΒΙΑΧ, Οδηγίες Χρήσης, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα 2017
- [3] Στέφανος Η. Δρίτσος, “Επισκευές Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος”, Έκδοση 2017
- [4] Στέφανος Η. Δρίτσος, “Σημειώσεις Μεταπτυχιακού Μαθήματος: Ανασχεδιασμός Υφιστάμενων Κατασκευών”, Πάτρα 2009.
- [5] Κεφάλαια Π. “Αποτίμηση υφιστάμενου κτιρίου κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.”, 22^ο Φοιτητικό Συνέδριο Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών 2016
- [6] ΕΚΩΣ 2000 (2006), Ελληνικός Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος 2000 (πλήρως ενημερωμένη έκδοση), Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας.
- [7] ΛΑΤΣΟΥ Χ., “ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΑΙ ΑΝΑΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΜΕ ΕΜΦΑΣΗ ΣΤΑ ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ”, Πάτρα 2012
- [8] ΚΑΝ.ΕΠΕ., 1η Αναθεώρηση Ιούλιος 2013