

ΜΕΛΕΤΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΦΕΡΟΝΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΙΣΟΓΕΙΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΣΚΟΠΟ ΤΗΝ ΠΡΟΣΘΗΚΗ ΟΡΟΦΟΥ

ΘΕΟΔΟΣΟΠΟΥΛΟΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ

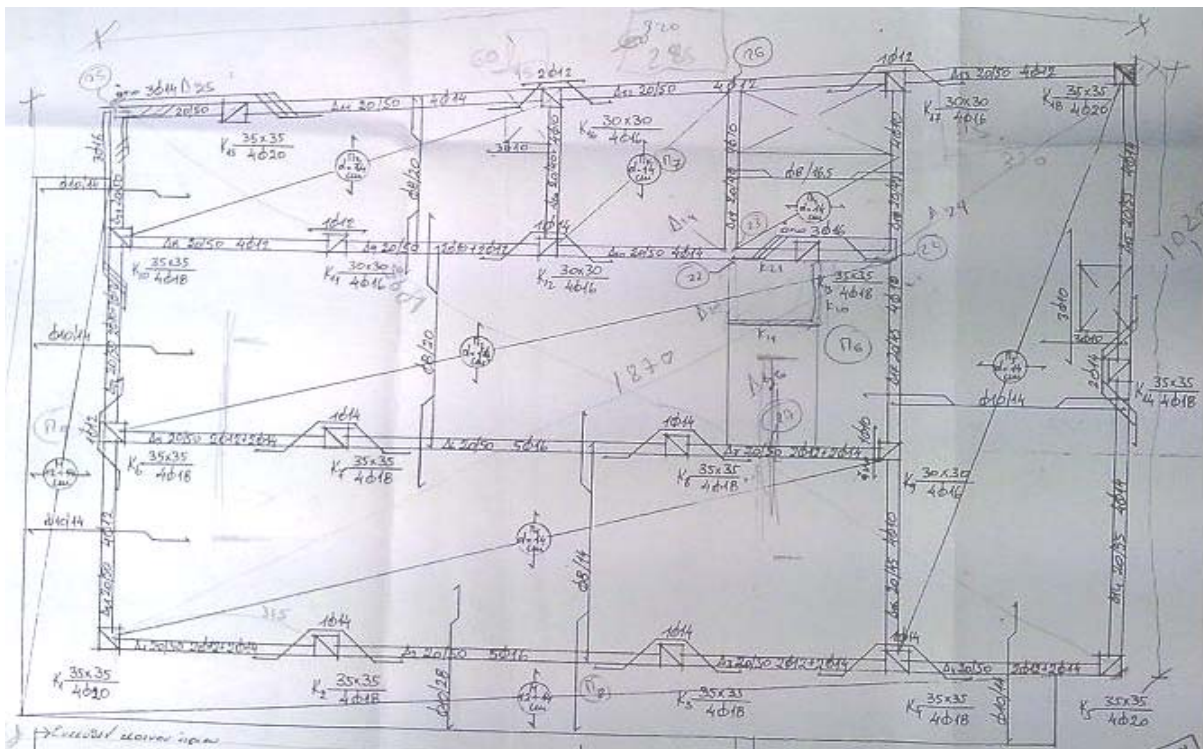
Περίληψη

Σκοπός της παρούσας εργασίας είναι η αναλυτική μελέτη και εύρεση τρόπου ενίσχυσης ισογείου υφιστάμενης κατασκευής στην οποία πρόκειται να γίνει προσθήκη ενός ορόφου. Η κατασκευή είναι μία ισόγειος κατοικία από οπλισμένο σκυρόδεμα στην περιοχή του Νέου Ψυχικού Αττικής, χτισμένη το 1973 σύμφωνα με κανονισμούς πολύ λιγότερο αυστηρούς από τους σημερινούς και χρειάζεται να ελεγχθεί η επάρκεια των φέροντων στοιχείων της για στατική και σεισμική φόρτιση μετά την προσθήκη του ορόφου. Η μελέτη ενίσχυσης αφορά στα υποστυλώματα και στις δοκούς της κατασκευής και περιλαμβάνει αναλυτικούς υπολογισμούς των στοιχείων αυτών για τις προαναφερθείσες φορτίσεις και αναλυτική διαστασιολόγηση του προτεινόμενου τρόπου ενίσχυσής τους.

1. ΕΠΙΛΟΓΗ ΤΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΚΑΙ ΕΥΡΕΣΗ ΤΩΝ ΣΧΕΔΙΩΝ

Για να έχει πρακτικό ενδιαφέρον η μελέτη και οι προτεινόμενες ενισχύσεις, η κατασκευή επιλέχθηκε να είναι ισόγειος, χτισμένη με παλιούς κανονισμούς, με χαμηλότερης ποιότητας υλικά και με θεώρηση σεισμικών δράσεων πολύ ασθενέστερων από τις σημερινές. Η κατασκευή είναι δηλαδή παρεμφερής με ένα μεγάλο πλήθος υφιστάμενων ισογείων κατασκευών της χώρας στις οποίες αποφασίζεται να γίνει προσθήκη ενός ή περισσοτέρων ορόφων.

Μετά από επικοινωνία με τον μηχανικό ο οποίος είχε πραγματοποιήσει την μελέτη της ισογείου κατασκευής βρέθηκε ο ξυλότυπος της και κατέστη δυνατό να προσομοιωθεί η κατασκευή σε πρόγραμμα ανάλυσης, γνωρίζοντας πλέον τα γεωμετρικά και κατασκευαστικά χαρακτηριστικά της. Ο εγκεκριμένος από την Πολεοδομία ξυλότυπος ισογείου που βρέθηκε αναφέρει ότι η κατασκευή έχει μελλοντική πρόβλεψη τριών (πέραν από το υπάρχον ισόγειο) ορόφων.



Εικόνα 1: Ξυλότυπος υφιστάμενης ισογείου κατασκευής

2. ΜΟΡΦΗ ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

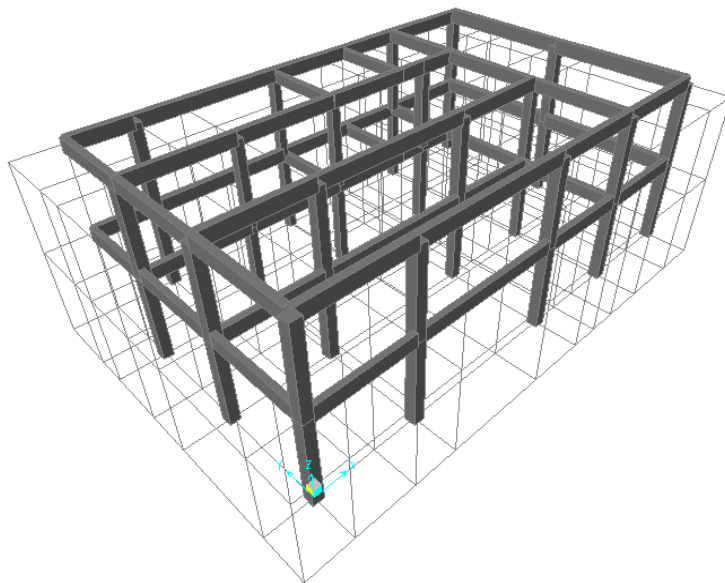
Η υφιστάμενη κατασκευή είναι απο σκυρόδεμα κατηγορίας B160 με μέση θλιπτική αντοχή 12,8MPa όπως προκύπτει από αναγωγή σε αντοχή συμβατικού κυλινδρικού δοκιμίου και με μέτρο ελαστικότητας 26126MPa σύμφωνα με την σχέση που προτείνεται στον ΕΚΩΣ 2000. Ο χάλυβας οπλισμού είναι τύπου StI με τάση διαρροής 220MPa και μέτρο ελαστικότητας 200GPa και οι συνδετήρες είναι παντού φ6/200. Οι εξωτερικές διαστάσεις της κατασκευής είναι 16x10m.

Όπως εύκολα διακρίνεται και από τον ξυλότυπο η κατασκευή δεν έχει κανένα τοίχειο και υπάρχουν μόνο τετράγωνα υποστυλώματα ανά τακτά διαστήματα. Οι διαμήκεις και εγκάρσιοι οπλισμοί της κατασκευής είναι αρκετά ελλειπείς βάσει των σύγχρονων κανονισμών (πολύ μεγάλη απόσταση συνδετήρων για παράδειγμα) και εκτιμάται ότι η κατασκευή δεν είναι σε θέση να ανταποκριθεί επαρκώς στην ανάληψη των φορτίσεων βάσει των σύγχρονων κανονισμών, ειδικά μάλιστα μετά την προσθήκη ενός ορόφου.

Ο προστιθέμενος όροφος επιλέγεται να έχει τα ίδια γεωμετρικά χαρακτηριστικά με το υφιστάμενο ισόγειο (με μόνη διαφορά την ύπαρξη δύο μπαλκονιών στην κάτω και στην αριστερή μεριά σύμφωνα με την εικόνα 1), με ίδιες διαστάσεις διατομών, ίδιες θέσεις υποστυλωμάτων και δοκών (για αποφυγή, κατά το δυνατόν, μη-κανονικότητας της κατάσκευής) αλλά με υλικά κατηγορίας C16/20 (μέτρο ελαστικότητας $E=28\text{MPa}$) για το σκυρόδεμα και S500 ($E=210\text{GPa}$) για τον χάλυβα.

3. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΣΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ SAP

Ορίζονται τα υλικά και οι ιδιότητες διατομών της κατασκευής (υφιστάμενου ισογείου μαζί με τον επικείμενο όροφο) και σχεδιάζεται ο σκελετός της κατασκευής στο πρόγραμμα SAP. Τα υποστυλώματα θεωρούνται πακτωμένα στη βάση τους. Υπολογίζονται και ανατίθενται σε κάθε δοκό τα φορτία που παραλαμβάνει (πέραν του ιδίου βάρους της) τα οποία είναι αυτά που της μεταφέρει η πλάκα όπως υπολογίζονται σύμφωνα με τις τραπεζοειδείς επιφάνειες επιρροής (οι επιφάνειες αυτές εξαρτώνται από τις στηρίξεις και τις διαστάσεις της πλάκας). Τα φορτία των πλακών είναι το ίδιο βάρος τους (θεωρώντας το ειδικό βάρος του οπλισμένου σκυροδέματος 25KN/κυβ. μέτρο), οι επικαλύψεις (1,3 KN/τετρ. μέτρο), τα κινητά φορτία (2KN/τετρ. μέτρο γενικώς, 5KN/τετρ. μέτρο για τα μπαλκόνια και 3,5KN/τετρ. μέτρο για τις σκάλες) και οι τοιχοπληρώσεις (2,1 και 3,6KN/τετρ. μέτρο επιφάνειας του τοίχου για δρομικούς και μπατικούς τοίχους αντίστοιχα).



Εικόνα 2: Προσομοίωση της κατασκευής (μαζί με τον επικείμενο όροφο) στο πρόγραμμα SAP

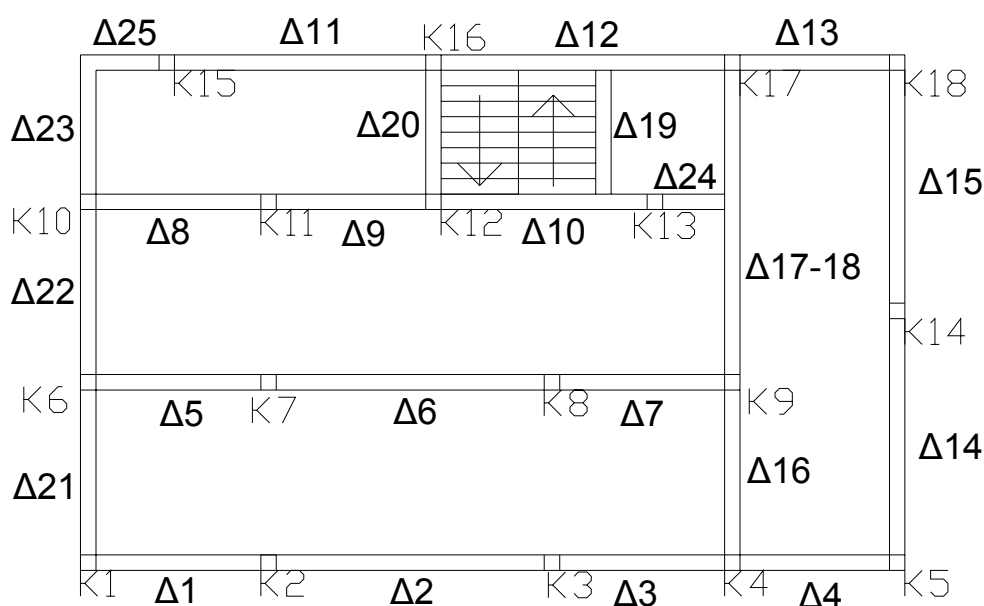
4. ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

Η κατασκευή θα αναλυθεί για τα κατακόρυφα φορτία και για σεισμική φόρτιση προκειμένου να προκύψουν τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη στις δοκούς και τα υποστυλώματα του ισογείου.

Ορίζεται στο πρόγραμμα ο συνδυασμός $1.35G+1.5Q$ (όπου G τα μόνιμα και Q τα κινητά φορτία) και οι συνδυασμοί $G+0.3Q+Ex+0.3Ey$ και $G+0.3Q+0.3Ex+Ey$ όπου Ex , Ey οι σεισμικές δράσεις κατά το φάσμα σχεδιασμού σύμφωνα με τον EC8 στην x και στην y διεύθυνση αντίστοιχα. Ως επιτάχυνση σχεδιασμού εδάφους για την σεισμική ανάλυση ορίζεται το $0,16g$ (ζώνη I) και ως συντελεστής συμπεριφοράς επιλέγεται το $q=2$. Ως συντελεστής συμπεριφοράς δεν μπορεί ασφαλώς να χρησιμοποιηθεί το $3,5$ που χρησιμοποιείται στις κατασκευές σήμερα αφού η κατασκευή είναι παλιά, μελετημένη σύμφωνα με τον αντισεισμικό κανονισμό του 1959 (λαμβάνοντας σεισμικό συντελεστή $\epsilon=0,04$) δίχως εφαρμογή ικανοτικού σχεδιασμού κατά την μελέτη της και με ποσότητα οπλισμού που δεν εξασφαλίζει αρκετή πλαστιμότητα. Η επιλογή όμως συντελεστή συμπεριφοράς μικρότερου και από 2 οδηγεί σε πολύ μεγάλα εντατικά μεγέθη στα φέροντα στοιχεία, γεγονός που κάνει την ενίσχυση της κατασκευής δύσκολη και ασύμφορη οικονομικά. Επιλέγεται έτσι $q=2$, εν μέρει συμβιβαστικά (βέβαια ο πρόσθετος όροφος αλλά και το ισόγειο μετά την ενίσχυση θα έχουν σαφώς μεγαλύτερη πλαστιμότητα).

Για την σεισμική ανάλυση οι πλάκες ορίζονται ως απαραμόρφωτες εντός του επιπέδου τους (constraints – plate).

Η κατασκευή επιλύεται και καταγράφονται τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη για τα φέροντα στοιχεία.



Εικόνα 3: Κάτοψη του ισογείου της υφιστάμενης κατασκευής και απαρίθμηση των δοκών και υποστυλωμάτων

5. ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

Για όλα τα υποστυλώματα δυσμενέστερη δράση είναι η σεισμική. Υπολογίζεται, βάσει του υπάρχοντος οπλισμού και του αξονικού θλιπτικού φορτίου από ανάλυση, η ροπή και τέμνουσα αντοχής κάθε υποστυλώματος και συγκρίνεται με την ροπή και την τέμνουσα που ασκούνται σύμφωνα με την ανάλυση. Παρατηρείται στον ακόλουθο πίνακα ότι όλα τα

υποστυλώματα επαρκούν σε διάτμηση (γεγονός που δεν προκαλεί μεγάλη εντύπωση αφού έχουν μικρές διαστάσεις) αλλά όλα αστοχούν σε κάμψη.

Ο προτεινόμενος τρόπος ενίσχυσης είναι η κλειστή ενίσχυση με μεταλλικά ελάσματα και στις τέσσερις πλευρές όλων των υποστυλωμάτων (αφού το πρόσημο της σεισμικής δράσης εναλλάσσεται). Ο χάλυβας που επιλέγεται για την ενίσχυση είναι τύπου Fe360, με τάση διαρροής 235MPa και μέτρο ελαστικότητας 210GPa. Το πάχος του χαλύβδινου επικολλητού ελάσματος υπολογίζεται από τον τύπο:

$$t = \frac{\Delta M}{0.9 * d * \sigma_{jd} * b} \quad (1) \text{ (Σ. Δρίτσος, "Καμπτική ενίσχυση δοκού με επικολλητά ελάσματα")}$$

όπου ΔΜ: έλλειμμα ροπής, b-d: πλάτη υποστυλώματος, σ_{jd} : τάση σχεδιασμού του ελάσματος κατά την αστοχία. Η αστοχία μπορεί να οφείλεται είτε σε αστοχία του ελάσματος είτε σε πρόωρη αποκόλλησή του. Στον ακόλουθο πίνακα αναγράφονται οι αντοχές, οι δράσεις και τα προτεινόμενα πάχη των ελασμάτων ενίσχυσης για τα υποστυλώματα.

K	Vsd (KN)	Vrd1	Vrd2	Vrd3	Mmax (KNm)	Mmin	Mrd.max	Mrd.min	Χάλυβας Fe360	
									t (mm)	t (mm)
1	42	70,6	301,1	80,6	78	22	58,5	14,6	1	1
2	41	65,7	301,1	76,3	76	21	54,9	11	2	1
3	40	66	301,1	76,4	75	22	54,9	11	2	1
4	40	76,2	301,1	85,6	75	22	54,9	11	2	1
5	41	67	301,1	77,3	76	22	58,5	14,6	1	1
6	41	70	301,1	79,8	77	22	54,9	11	2	1
7	41	72,5	301,1	82,2	76	22	54,9	11	2	1
8	40	73	301,1	82,8	75	22	54,9	11	2	1
9	22	65,9	221,2	73,9	41	12	34,6	7	1	1
14	40	56,1	301,1	67,5	74	22	54,9	11	1	1
10	41	70,6	301,1	80,5	77	23	54,9	11	2	1
11	22	53	221,2	62,5	41	14	34,6	7	1	1
12	22	64,5	221,2	72,6	41	12	34,6	7	1	1
13	40	89	301,1	97,1	75	23	54,9	11	2	1
15	42	70,2	301,1	80,1	78	24	58,5	14,6	1	1
16	22	57,1	221,2	66	41	13	34,6	7	1	1
17	22	64,5	221,2	72,6	41	13	34,6	7	1	1
18	41	62,4	301,1	73	76	24	58,5	14,6	1	1
									κύρια διεύθυνση	δευτερεύουσα

Πίνακας 1: Εντατικά μεγέθη, αντοχές και πάχη ελασμάτων για τα υποστυλώματα

Κύρια διεύθυνση εννοείται η διεύθυνση με την μεγαλύτερη ροπή κάμψης για το υποστυλώμα. Για τα ελάσματα πάχους 1mm η αστοχία θα οφείλεται σε διαρροή του χάλυβα του ελάσματος ($f_y < \sigma_{jd}$) ενώ για εκείνα πάχους 2mm θα οφείλεται σε αποκόλληση του άκρου.

Ως εναλλακτική μέθοδος ενίσχυσης προτείνεται η ενίσχυση με επικολλητά φύλλα από γυαλί ή από άνθρακα. Για το γυαλί είναι $E=50GPa$ και όριο θραύσης $3500MPa$ και για τον άνθρακα $E=150GPa$ και όριο θραύσης $1800MPa$. Προφανώς για τα δύο αυτά υλικά η αστοχία θα οφείλεται σε αποκόλληση του άκρου τους και όχι σε αστοχία του υλικού. Να αναφερθεί σε αυτό το σημείο ότι και τα δύο υλικά, παρ'όλη την πολύ μεγάλη αντοχή τους, είναι ψαθυρά, γεγονός που ίσως δημιουργήσει αμφιβολίες για την επιλογή τους ως υλικό ενίσχυσης στην συγκεκριμένη μελέτη στην οποία επιθυμείται και πλαστιμότητα της

κατασκευής. Στον ακόλουθο πίνακα αναγράφονται τα πάχη ελασμάτων για ενίσχυση με γυαλί ή με άνθρακα.

Γυαλί		Άνθρακας
t (mm)	t (mm)	t (mm)
3	1	1
3	1	1
3	1	1
3	1	1
3	1	1
3	1	1
3	1	1
3	1	1
1	1	1
3	1	1
3	1	1
1	1	1
1	1	1
3	1	1
3	1	1
1	1	1
1	1	1
3	1	1
κύρια	δευτερεύουσα	και στις δύο

Πίνακας 2: Πάχη ελασμάτων ενίσχυσης για χρήση γυαλιού ή άνθρακα στην ενίσχυση

Η τοποθέτηση ελασμάτων σε μία πλευρά του υποστυλώματος απαιτεί την τοποθέτηση ελασμάτων κατά διαστήματα στις δύο κάθετες πλευρές, προς αποφυγή πρόωρης διατμητικής αστοχίας στην απόληξη του ελάσματος λόγω αποκόλλησης. Στην προκειμένη περίπτωση όμως που τοποθετούνται ελάσματα σε όλο το μήκος όλων των πλευρών των υποστυλωμάτων (λόγω μικρών αντοχών των υποστυλωμάτων από μόνα τους), τα ελάσματα της εκάστοτε κάθετης διεύθυνσης στη διεύθυνση κάμψης υπερεπαρκούν για την αποτροπή του φαινομένου αυτού (έγινε προληπτικά έλεγχος και η απαίτηση για ελάσματα πλάτους 25mm και πάχους 1mm ήταν να τοποθετηθούν σε αποστάσεις από 12 μέχρι 28 εκατοστά μεταξύ τους).

Δεν πρέπει στο σημείο αυτό να αμεληθεί το ότι στην ανάλυση λήφθηκε συντελεστής συμπεριφοράς $q=2$ με αρκετή αβεβαιότητα για το αν η κατασκευή διαθέτει τόσο πλαστιμότητα, επομένως ενδέχεται οι τέμνουσες των υποστυλωμάτων να είναι μεγαλύτερες από αυτές που αναγράφονται στον πίνακα 1 και να παρουσιάζονται υποστυλώματα που να αστοχούν και σε διάτμηση. Η τοποθέτηση όμως ελασμάτων και στις τέσσερις πλευρές των υποστυλωμάτων προσδίδει μεγάλη διατμητική αντοχή (πέραν της καμπτικής) επομένως μειώνονται αρκετά οι αβεβαιότητες αυτές.

6. ΔΟΚΟΙ

Για τις περισσότερες δοκούς δυσμενέστερη δράση είναι η σεισμική. Υπολογίζονται από την ανάλυση οι τέμνουσες στις παρειές και οι ροπές στις στηρίξεις και στα ανοίγματα για όλους τους συνδυασμούς δράσεων και βάσει του υπάρχοντος οπλισμού υπολογίζονται οι αντοχές σε διάτμηση και οι ροπές αντοχής στα αντίστοιχα σημεία. Παρατηρείται στον πίνακα που ακολουθεί ότι όλες οι δοκοί αστοχούν σε διάτμηση και όλες εκτός από την Δ2 σε κάμψη. Το υλικό ενίσχυσης που προτείνεται είναι χάλυβας Fe360 και η ενίσχυση επιλέγεται πάλι κλειστή.

	Vsd	Vrd3	Msd		Mrd	tm (mm)	tv (mm)
Δ1	62	33,3	68	quake	47	2	0,4
			35	sthr	13	2	
Δ2	85	34,3	77	quake	81,1	1	0,6
			43	anoig	56,6	1	
Δ3	60	33,3	68	quake	47	2	0,4
			35	sthr	13	2	
Δ4	54	33,3	67	quake	47	2	0,2
			39	sthr	13	2	
Δ5	75	33,3	73	quake	47	2	0,4
			31	sthr	13	2	
Δ6	100	34,3	89	quake	81	1	0,7
			50	anoig	55	1	
Δ7	75	33,3	73	quake	47	2	0,4
			31	sthr	19,8	1	
Δ8	62	33,1	70	quake	42,7	2	0,4
			31	sthr	10,6	2	
Δ9	63	32,9	72	quake	34,1	4	0,4
			34	sthr	10,6	2	
Δ10	96	33,5	100	quake	55,5	7	0,8
			57	sthr	14,5	7	
Δ10-δεξια	114	33,4					0,8
Δ24			115	quake	55,5	12	0,8
Δ25	79	33,1	74	quake	42,7	3	0,7
Δ11	34	33,1	54	quake	42,7	1	0,2
			24	sthr	16	1	
Δ12	56	33,3	80	sthr	51,2	2	0,4
			76	anoig	22,2	7	
Δ12-δεξια	60	33,1	69	quake	42,7	2	0,4
Δ13	41	33,1	60	quake	42,7	2	0,2
			47	sthr	13,44	3	
Δ21	73	32,8	101	quake	29,9	14	0,4
			73	sthr	13,1	12	
Δ22	73	32,9	102	quake	34,1	12	0,4
			76	sthr	13,1	12	
Δ23	74	33,4	91	quake	53,3	4	0,4
			72	sthr	54,6	2	
Δ20	45	26,7	57	quake	16,4	7	0,4
			46	sthr	7,7	7	
Δ19	38	26,7	47	quake	16,4	4	0,2
			36	sthr	7,7	4	
Δ16	70	29,9	84	quake	24,2	12	0,7
			46	sthr	10,7	4	
Δ17-18	78	29,9	91	quake	24,2	14	0,7
			65	anoig	16	12	
Δ14	56	36,6	104	quake	72,3	2	0,2
			67	sthr	15,5	7	
Δ15	56	36,6	104	quake	72,3	2	0,2
			68	sthr	15,5	7	

Πίνακας 3: Εντατικά μεγέθη, αντοχές και πάχη ελασμάτων ενίσχυσης για τις δοκούς

Στον πίνακα 3 το “quake” σημαίνει ότι στη συγκεκριμένη δοκό η αρνητική ροπή στήριξης είναι δυσμενέστερη για τη σεισμική δράση από ό,τι για τα κατακόρυφα φορτία, το “sthr” ότι η δυσμενέστερη θετική ροπή είναι στη παρειά στήριξης ενώ το “apoiç” ότι είναι στο άνοιγμα. Το t_m είναι το πάχος ελάσματος ενίσχυσης για την καμπτική ενίσχυση (δηλαδή στην πάνω και κάτω πλευρά της δοκού) και έχει υπολογιστεί από τον ίδιο τύπο (τύπος 1) με τα υποστυλώματα και το t_n το πάχος του ελάσματος για τη διατμητική ενίσχυση υπολογισμένο από τον τύπο:

$$t_V = \frac{3 * \gamma_{Rd} * V_{jd}}{4 * d * \sigma_{jd}} \quad (2) \text{ (Σ. Δρίτσος, “Διατμητική ενίσχυση δοκού με εξωτερικά στοιχεία”)}$$

όπου $\gamma_{Rd}=1.3$, V_{jd} : το έλλειμμα τέμνουσας, d : στατικό ύψος διατομής δοκού, $\sigma_{jd}=f_y/1.15=235/1.15=204.4\text{MPa}$.

Και στην περίπτωση των δοκών τα ελάσματα στην κατακόρυφη διεύθυνση επαρκούν για την αποτροπή της πρόωρης διατμητικής αστοχίας στην απόληξη των ελασμάτων ενίσχυσης για την κάμψη (ο προληπτικός έλεγχος έδωσε απαίτηση αποστάσεων περίπου 3 εκατοστών μεταξύ τους για ελάσματα πλάτους 25mm και πάχους ίσο με το t_n για κάθε δοκό). Επειδή όμως δεν είναι δυνατό τα κατακόρυφα ελάσματα να τοποθετηθούν καθ’όλο το μήκος των δοκών, τα πάχη t_n των κατακόρυφων ελασμάτων του πίνακα 3 εφαρμόζονται σε αποστάσεις $L/4$ από τις παρειές κάθε δοκού και στο ενδιάμεσο μήκος τοποθετούνται ελάσματα πάχους 2mm και πλάτους 25mm ανά 30 εκατοστά μεταξύ τους (σύμφωνα με την απαίτηση για αποτροπή πρόωρης διατμητικής αστοχίας στην απόληξη των ελασμάτων καμπτικής ενίσχυσης) τα οποία καλύπτουν και τις ανάγκες για διατμητική ενίσχυση. Τα ελάσματα για την καμπτική ενίσχυση τοποθετούνται καθ’όλο το μήκος των δοκών και στις δύο πλευρές τους. Επίσης, όπως και στα υποστυλώματα, για ελάσματα καμπτικής ενίσχυσης πάχους από 2mm και πάνω η αστοχία θα οφείλεται στην πρόωρη αποκόλληση του άκρου.

Ο τύπος βάσει του οποίου υπολογίζεται η απόσταση των κατακόρυφων ελασμάτων για την αποτροπή πρόωρης διατμητικής αστοχίας στην απόληξη των ελασμάτων καμπτικής ενίσχυσης είναι:

$$\frac{A_j * \sigma_{jd}}{A_{so} * f_{yd} + A_j * \sigma_{jd}} V_{sd, \text{απολ}} = 0.9 * d * f_{ywd} * A_{sw} / s \quad (3) \text{ (Σ. Δρίτσος, “Καμπτική ενίσχυση δοκού$$

με επικολητά ελάσματα”)}, όπου A_j : εμβαδό διατομής ελάσματος καμπτικής ενίσχυσης, σ_{jd} : τάση σχεδιασμού του ελάσματος κατά την αστοχία, A_{so} : εμβαδό διαμήκους οπλισμού στο κάτω πέλμα της δοκού, f_{yd} : τάση διαρροής σχεδιασμού του οπλισμού αυτού και $V_{sd, \text{απολ}}$: δρώσα τέμνουσα στο σημείο της απόληξης.

Να τονιστεί στο σημείο αυτό ότι εξαιρετικά σημαντικό είναι κατά την ενίσχυση των δοκών, αυτές να είναι υποστυλωμένες με ικριώματα προκειμένου τα ελάσματα ενίσχυσης να παραλαμβάνουν όλα τα φορτία των δοκών και όχι μόνο τα επιπλέον (παρά το γεγονός ότι δυσμενέστερη για τις δοκούς ήταν η σεισμική δράση, οι εντάσεις λόγω των στατικών φορτίων ήταν επίσης μεγαλύτερες από τις αντοχές των δοκών στις περισσότερες περιπτώσεις).

7. ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ – ΟΙΚΟΝΟΜΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ – ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Μετά την εφαρμογή των διαδικασιών ενίσχυσης όλα τα υποστυλώματα του ισογείου θα περικλύονται από μεταλλικά (είτε εναλλακτικά γυάλινα ή ανθρακούχα) ελάσματα σε όλο το μήκος τους και όλες οι δοκοί σε τμήματα του μήκους τους. Τα ελάσματα αυτά θα συγκολλούνται μεταξύ τους γύρω από κάθε στοιχείο. Είναι σημαντικό μετά από την τοποθέτηση των μεταλλικών ελασμάτων να γίνουν οι απαραίτητες διεργασίες για την προστασία τους από την διάβρωση. Ο τρόπος ενίσχυσης της κατασκευής που προτείνεται είναι αρκετά απλός και με υψηλή ταχύτητα εκτέλεσης. Να σημειωθεί ότι ενδεχομένως να

χρειάζεται μελέτη της φέρουσας ικανότητας των θεμελίων και πιθανώς κάποια αύξηση των διαστάσεων τους προκειμένου να υποστηρίξουν επαρκώς την κατασκευή μετά την προσθήκη ορόφου.

Μετά από επικοινωνία με μηχανικούς και με μία βιομηχανία προμήθειας χάλυβα σε εργοτάξια, συγκεντρώθηκαν πληροφορίες για μία εκτίμηση των εξόδων που χρειάζονται για την διαδικασία ενίσχυσης. Σύμφωνα με τις πληροφορίες αυτές το κόστος των ενισχύσεων (θεωρώντας ότι χρησιμοποιούνται μόνο μεταλλικά ελάσματα) εκτιμάται ότι ανέρχεται περίπου στα 3000€. Στο ποσό αυτό συμπεριλαμβάνονται τα έξοδα των υλικών και οι αμοιβές των συνεργείων ενίσχυσης. Στα έξοδα των ενισχύσεων πρέπει να συμπεριληφθούν και οι διαδικασίες αποκατάστασης των ζημιών που θα προκληθούν στην ισόγειο υφιστάμενη κατασκευή κατά τις διεργασίες ενίσχυσης των στοιχείων της. Βάσει των πληροφοριών τα έξοδα αυτά ανέρχονται περίπου σε 3000€, δηλαδή τα συνολικά έξοδα για την πλήρη διαδικασία ενίσχυσης εκτιμώνται περίπου σε 6000€. Για να υπάρχει μέτρο σύγκρισης του ποσού αυτού συλλέχθηκαν πληροφορίες από μηχανικούς σχετικά με τα έξοδα ανέγερσης ενός ορόφου και στην συγκεκριμένη κατασκευή τα έξοδα αυτά εκτιμώνται ότι ανέρχονται περίπου στα 150000€. Το ποσό αυτό περιλαμβάνει τα έξοδα (υλικά και αμοιβές συνεργείων) από την αρχή της κατασκευής του ορόφου μέχρι ο όροφος να είναι έτοιμος προς κατοίκηση. Συγκρίνοντας τα δύο ποσά (τα έξοδα ενίσχυσης είναι μόλις το 4% των εξόδων κατασκευής του ορόφου) συμπεραίνεται ότι η ενίσχυση του ισόγειου δεν είναι καθόλου αποτρεπτική και είναι βέβαια απαραίτητη για την ασφάλεια της κατασκευής και των κατοίκων της.

Αξίζει να σημειωθεί ότι η ισόγειος κατασκευή σύμφωνα με τους κανονισμούς τη χρονολογία της κατασκευής της (1973) είχε τη δυνατότητα να υποστηρίξει τρεις επιπλέον ορόφους, ενώ σύμφωνα με τους σημερινούς κανονισμούς κρίνεται ανεπαρκής και χρειάζεται ενίσχυση ακόμα και για την υποστήριξη ενός ορόφου. Το γεγονός αυτό απεικονίζει τη πρόοδο στις γνώσεις γύρω από το πεδίο των σεισμών και των κατασκευών γενικότερα, αλλά κυρίως την μεγαλύτερη ασφάλεια που εξασφαλίζουν οι σύγχρονοι κανονισμοί στις κατασκευές.

8. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Σ. Η. Δρίτσος, “Ενισχύσεις/Επισκευές Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα”, εκδόσεις Πανεπιστημίου Πατρών 2007
- [2] Μιχαήλ Ν. Φαρδής, “Μαθήματα Οπλισμένου Σκυροδέματος”, εκδόσεις Πανεπιστημίου Πατρών 1998
- [3] Anil K. Chopra, “Dynamics of Structures”, Pearson Prentice Hall, Pearson Education 2007
- [4] Ε.Α.Κ. 2000
- [5] Ε.Κ.Ω.Σ. 2000
- [6] ΚΑΝ.ΕΠΕ
- [7] Δομική Ενημέρωση (www.domiki.gr)
- [8] www.episkeves.civil.upatras.gr

