

## **Ταχεία Αποτίμηση Σεισμικής Επάρκειας Υφιστάμενου Κτιρίου Ο.Σ. Κατασκευασμένου με Παλαιούς Κανονισμούς**

**Στυλιανός Ι. Παρδαλόπουλος**

*Δρ. Πολιτικός Μηχανικός, ΙΤΣΑΚ-ΟΑΣΠ, stylpard@gmail.com*

**Βασίλειος Α. Λεκίδης**

*Διευθυντής Ερευνών, ΙΤΣΑΚ-ΟΑΣΠ, lekidis@itsak.gr*

**Σταυρούλα Ι. Πανταζοπούλου**

*Καθηγήτρια, Dept. of Civil Engineering, Lassonde Faculty of Engineering, York University, Canada, pantazo@yorku.ca*

### **Εισαγωγή**

Τα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος (Ο.Σ.) που κατασκευάστηκαν μέχρι και τα μέσα της δεκαετίας του 1980, αποτελούν σήμερα το 75% του κτιριακού αποθέματος της Ελλάδας. Αυτή η κατηγορία των κτιρίων περιλαμβάνει κατασκευές που είτε σχεδιάστηκαν και κατασκευάστηκαν με βάση κανονισμούς και πρακτικές που σήμερα θεωρούνται ανεπαρκείς, είτε κατασκευάστηκαν χωρίς καμία μελέτη επάρκειας της φέρουσας ικανότητάς τους. Κύριο χαρακτηριστικό των κτιρίων αυτών είναι η πλήρης απουσία της ικανοτικής φιλοσοφίας σχεδιασμού του φέροντα οργανισμού και η χρήση κατασκευαστικών πρακτικών παλαιού τύπου, όπως υποστυλώματα με μικρές διαστάσεις διατομής, συνδεδεμένα με σχετικά δύσκαμπτες δοκούς, ανεπαρκή περίσφιξη των κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων και ανεπαρκή αγκύρωση των διαμηκών και εγκάρσιων οπλισμών.

Ισχυρές σεισμικές δονήσεις που σημειώθηκαν στο πρόσφατο παρελθόν κοντά σε αστικά κέντρα της χώρας (Καλαμάτα 1986, Κοζάνη και Αίγιο 1995, Πάρνηθα 1999, Λευκάδα 2003, Αχαΐα-Ηλεία 2008, Κεφαλονιά 2014, Λευκάδα 2016) κατέδειξαν ότι πολλά από τα υφιστάμενα κτίρια αποτελούν εν δυνάμει απειλή για την ασφάλεια των ενοίκων τους κατά τη διάρκεια ενός ισχυρού σεισμού. Από έρευνες αυτοψίας που πραγματοποιήθηκαν σε παλαιού τύπου κτίρια Ο.Σ. που υπέστησαν βλάβες, ή κατέρρευσαν, μετά από ισχυρούς σεισμούς, προκύπτει ότι τα κτίρια αυτά χαρακτηρίζονται από έντονα ψαθυρή απόκριση και εκδήλωση σημαντικών βλαβών σε περιοχές υψηλής διατμητικής απαίτησης, όπως αποδιοργάνωση των κόμβων του φέροντα οργανισμού, διατμητική αστοχία υποστυλωμάτων χωρίς ιδιαίτερη περίσφιξη, βλάβες σε κοντά υποστυλώματα και διάτρηση πλακών σε περιοχές σύνδεσης πλάκας - υποστυλώματος χωρίς οπλισμό διάτμησης (Σχ. 1).

Ο μεγάλος αριθμός υφιστάμενων κτιρίων Ο.Σ. παλιάς τεχνολογίας (δηλ. σχεδιασμένων σύμφωνα με προγενέστερους κανονισμούς) καθιστά πρακτικά αδύνατη την αποτίμηση της σεισμικής τους επάρκειας με τη χρήση αναλυτικών μεθόδων. Με επικείμενη την πρόθεση της πολιτείας για την εισαγωγή πλαισίου ταχείας αποτίμησης των υφιστάμενων κατασκευών και ιδιαίτερα των αυθαίρετων δομημάτων, είναι αναγκαία η απλοποίηση της διαδικασίας των απαραίτητων υπολογισμών και η μείωση της έντασης της προσπάθειας που απαιτείται στην αρχική διαπίστωση συστημικών ανεπαρκειών (π.χ. ασυνέχειες μάζας και δυσκαμψίας και στρεπτική ευαισθησία).



Σχ. 1 Βλάβες και καταρρεύσεις κτιρίων Ο.Σ. στην Ελλάδα μετά από ισχυρούς σεισμούς.

Η Μέθοδος Ταχείας Αποτίμησης Σεισμικής Επάρκειας Υφιστάμενων Κτιρίων (Παρδαλόπουλος 2012, Pardalopoulos *et al.* 2013a-b) επιτρέπει τη γρήγορη και αξιόπιστη εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης υφιστάμενων κτιρίων Ο.Σ., απαιτώντας για την εφαρμογή της μόνο τη γνώση βασικών γεωμετρικών χαρακτηριστικών του κτιρίου και της ποιότητας των υλικών των δομικών του στοιχείων, δεδομένα τα οποία είναι εύκολα διαθέσιμα. Το γεγονός αυτό καθιστά τη μέθοδο ιδανική για τον ταχύ προσεισμικό έλεγχο του κτιριακού αποθέματος της χώρας, τον άμεσο εντοπισμό ανάμεσα στο πλήθος των υφιστάμενων κτιρίων Ο.Σ. εκείνων που δεν ικανοποιούν τις σύγχρονες αντισεισμικές απαιτήσεις, καθώς και την επιλογή της κατάλληλης στρατηγικής για την ενίσχυσή τους.

Στην παρούσα εργασία, επιδεικνύεται ο τρόπος εφαρμογής και η ακρίβεια της Μεθόδου Ταχείας Αποτίμησης Σεισμικής Επάρκειας Υφιστάμενων Κτιρίων, μέσω ενός παραδείγματος αποτίμησης διάροφου κτιρίου Ο.Σ. στη Δυτική Ελλάδα το οποίο κατέρρευσε κατά τον σεισμό της Αχαΐας-Ηλείας στις 8 Ιουνίου 2008.

### **Μέθοδος ταχείας αποτίμησης σεισμικής επάρκειας υφιστάμενων κτιρίων Ο.Σ.**

Στο πλαίσιο του άμεσου εντοπισμού ανάμεσα στο πλήθος των υφιστάμενων κτιρίων Ο.Σ. αυτών που δεν ικανοποιούν τις σύγχρονες αντισεισμικές απαιτήσεις, καθώς και της επιλογής της κατάλληλης στρατηγικής για την ενίσχυσή τους, αναπτύχθηκε πρόσφατα η Μέθοδος Ταχείας Αποτίμησης Σεισμικής Επάρκειας Υφιστάμενων Κτιρίων (Παρδαλόπουλος 2012, Pardalopoulos *et al.* 2013a-b). Η αναπτυχθείσα μέθοδος βασίζεται στη χρήση των γενικότερων γεωμετρικών στοιχείων ενός κτιρίου (αριθμός ορόφων, ύψος και εμβαδόν ορόφου, θέση των κατακόρυφων δομικών στοιχείων ως προς την κάτοψη του κτιρίου και διαστάσεις διατομής τους) και στην ποιότητα των υλικών τους, τα οποία είναι εύκολα διαθέσιμα, γεγονός που καθιστά την μέθοδο προσιτή στους μηχανικούς της πράξης.

Διαθέτοντας αυτά τα δεδομένα, η σεισμική τρωτότητα ενός υφιστάμενου κτιρίου Ο.Σ. παλαιού τύπου αποτιμάται σύμφωνα με τη μέθοδο βάσει μιας διαδικασίας δύο βημάτων-ελέγχων:

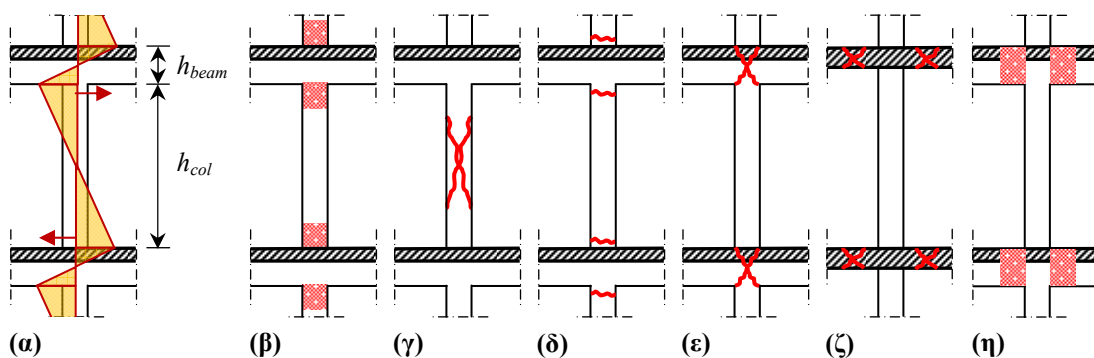
(α) Με τον έλεγχο διαθέσιμης αντίστασης των κατακόρυφων στοιχείων του κρίσιμου ορόφου, κατά τον οποίο προσδιορίζεται ο ασθενέστερος μηχανισμός αστοχίας των υποστυλωμάτων, το είδος της υστερητικής απόκρισης (ελαστική συμπεριφορά με ψαθυρή αστοχία ή ανελαστική συμπεριφορά κατόπιν πλάστιμης διαρροής) και η μέγιστη διατμητική αντίσταση του κρίσιμου ορόφου του κτιρίου έναντι σεισμού.

(β) Με τον έλεγχο διαθέσιμης δυσκαμψίας του κτιρίου, ο οποίος επιτρέπει τον προσδιορισμό της μέγιστης ανεκτής επιτάχυνσης εδάφους που το κτίριο θα μπορέσει να παραλάβει χωρίς αστοχία, καθώς και της δυσκαμψίας που πρέπει να προστεθεί στον κρίσιμο όροφο, προκειμένου το κτίριο να ενισχυθεί.

### Έλεγχος διαθέσιμης αντίστασης

Η κατάρρευση οποιουδήποτε κτιρίου Ο.Σ. συντελείται όταν τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία του χάσουν την ικανότητά τους να μεταβιβάσουν στην υποκείμενη στάθμη τα φορτία βαρύτητας. Σε σύγχρονες κατασκευές Ο.Σ., ο ικανοτικός σχεδιασμός εξασφαλίζει την αποφυγή εκδήλωσης ψαθυρών μορφών αστοχίας που οδηγούν σε απότομη κατάρρευση. Σε παλαιού τύπου κτίρια Ο.Σ. όμως, όπου λόγω κατασκευής οι ψαθυρές αστοχίες ιεραρχούνται χαμηλότερα από άποψη αντοχής σε σχέση με τους πλάστιμους μηχανισμούς συμπεριφοράς, η διαδικασία της σεισμικής αποτίμησης προϋποθέτει την ανάδειξη αυτής της ιεράρχησης με τη μορφή ικανοτικού ελέγχου.

Ο έλεγχος διαθέσιμης αντίστασης περιλαμβάνει τον προσδιορισμό του ασθενέστερου μηχανισμού αντίστασης που μπορεί να αναπτυχθεί στα υποστυλώματα του εξεταζόμενου κτιρίου Ο.Σ., προκειμένου να υπολογισθεί το μέγεθος της πλευρικής αντίστασης του κτιρίου και να εκτιμηθεί ο τρόπος αστοχίας του. Κοινή βάση σύγκρισης των διαφόρων μηχανισμών αστοχίας των υποστυλωμάτων είναι η σεισμική τέμνουσα που αναπτύσσεται σε αυτά κατά την εκδήλωση κάθε μηχανισμού. Οι μηχανισμοί αστοχίας υποστυλωμάτων που εξετάζονται είναι (α) η διαρροή των κύριων οπλισμών, (β) η διατμητική αστοχία του κορμού, (γ) η αστοχία των αγκυρώσεων και (δ) η αστοχία των ματίσεων των κύριων οπλισμών, (ε) η αστοχία του πυρήνα κόμβων δοκών – υποστυλώματος σε διαγώνιο εφελκυσμό, (ζ) στην περίπτωση μυκητοειδούς πλάκας η διάτρηση της περιοχής περιμετρικά του υποστυλώματος, ενώ (η) εξετάζεται και το ενδεχόμενο κυρίαρχος μηχανισμός περιορισμού των εισαγόμενων διατμητικών δυνάμεων στο υποστύλωμα να είναι η διαμόρφωση πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς του οριζοντίου διαφράγματος (πλάστιμη συμπεριφορά) (Σχ. 2, Pardalopoulos *et al.* 2013b).



Σχ. 2 (α) Κατανομή ροπής λόγω σεισμικής καταπόνησης καθ' ύψος ενός υποστυλώματος Ο.Σ. και (β)–(η) πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας του: (β) Διαρροή κύριων οπλισμών, (γ) Διατμητική αστοχία κορμού, (δ) Αστοχία ματίσεων/αγκυρώσεων των κύριων οπλισμών, (ε) Διατμητική αστοχία κόμβων, (ζ) Διάτρηση πλακών, (η) Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς (πλάστιμη συμπεριφορά).

Οι σχέσεις υπολογισμού των διατμητικών αντιστάσεων υποστυλωμάτων Ο.Σ. έναντι των διαφόρων μηχανισμών αστοχίας δίνονται στο Παράρτημα.

Λαμβάνοντας υπόψη τους μηχανισμούς αστοχίας που μπορεί να δημιουργηθούν σύμφωνα με το Σχ. 2, και υλοποιώντας την αρχή ότι ο πλέον αδύναμος μηχανισμός απόκρισης ελέγχει τελικά το αποτέλεσμα της απόκρισης, ο έλεγχος της διαθέσιμης αντίστασης των υποστυλωμάτων γίνεται με τη χρήση των δεικτών αντίστασης,  $r$ , οι οποίοι εκφράζουν την διαμητική αντοχή των επιμέρους μηχανισμών ανηγμένη προς την ικανοτική τέμνουσα, δηλ.  $r_v = V_v/V_{flex}$ ,  $r_a = V_a/V_{flex}$ ,  $r_{lap} = V_{lap}/V_{flex}$ ,  $r_j = V_j/V_{flex}$ ,  $r_{pn} = V_{pn}/V_{flex}$  και  $r_{by} = V_{by}/V_{flex}$ . Τιμές των  $r \geq 1$  υποδηλώνουν ανάπτυξη καμπτικής διαρροής στο υποστύλωμα. Η μορφή αστοχίας ενός υποστυλώματος έναντι σεισμού ορίζεται από την ελάχιστη τιμή του δείκτη αντίστασης ως εξής:

$$r_{u,lim} = \min \{r_v, r_a, r_{lap}, r_j, r_{pn}\} \leq r_{by} \quad (1)$$

Η χρήση των δεικτών αντίστασης επιτρέπει τον προσδιορισμό του είδους της ανελαστικής απόκρισης μιας κατασκευής. Στην περίπτωση που ισχύει  $r_{u,lim} > r_{by}$  αναμένεται η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών που συμβάλουν στο αντίστοιχο υποστύλωμα. Εάν ισχύει  $r_{u,lim} < r_{by}$ , τότε στην περίπτωση που  $r_{u,lim} \geq 1.0$  αναμένεται η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα του αντίστοιχου υποστυλώματος, ενώ εάν  $r_{u,lim} < 1.0$ , μετά την υπέρβαση της μέγιστης τέμνουσας δύναμης που μπορεί να παραληφθεί, το υποστύλωμα αναμένεται να αστοχήσει ψαθυρά.

### Έλεγχος διαθέσιμης δυσκαμψίας

Ο προσδιορισμός της μέγιστης επιτάχυνσης που το εξεταζόμενο κτίριο μπορεί να δεχθεί χωρίς την εκδήλωση βλαβών πραγματοποιείται με βάση το σχήμα παραμόρφωσης του κτιρίου τη στιγμή της μέγιστης σεισμικής του απόκρισης, το οποίο είναι συνάρτηση της μάζας και της δυσκαμψίας του. Στην περίπτωση κτιρίων που διαθέτουν σταθερές τιμές μάζας και δυσκαμψίας ορόφου σε όλο το ύψος τους, η οποία αντιπροσωπεύει ένα μεγάλο ποσοστό υφιστάμενων πολυώροφων κτιρίων Ο.Σ. με τυπική διαμόρφωση κάτοψης καθ' ύψος, η μέγιστη επιτάχυνση εδάφους που το κτίριο μπορεί να δεχθεί χωρίς την εκδήλωση βλαβών,  $a_{g,lim}$ , εκτιμάται ως συνάρτηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου του κτιρίου:

$$\text{Εάν } 0.15s \leq T \leq 0.50s \quad , \quad a_{g,lim} = 0.021 \cdot \frac{r_{u,lim} \cdot h_{cr}}{\lambda_c \cdot (2.25 \cdot n + 1)^2 \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot h_{cr}}{2 \cdot H}\right) \cdot \Phi_s \cdot Q^2} \quad (2\alpha)$$

$$\text{Εάν } 0.50s < T \leq 2.00s \quad , \quad a_{g,lim} = 0.075 \cdot \frac{r_{u,lim} \cdot h_{cr}}{\lambda_c \cdot (2.25 \cdot n + 1)^2 \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot h_{cr}}{2 \cdot H}\right) \cdot \Phi_s \cdot Q} \quad (2\beta)$$

όπου,  $h_{cr}$  είναι το ύψος του κρίσιμου ορόφου (του πρώτου ορόφου) του κτιρίου,  $H$  είναι το συνολικό ύψος του κτιρίου μετρούμενο από τη στάθμη του εδάφους ή από την οροφή του υπογείου του όπου αυτό υπάρχει, ο συντελεστής  $\lambda_c = \lambda / (1 + \lambda)$  καθορίζει το λόγο ενδοτικότητας του υποστυλώματος σε κάθε κόμβο (δηλαδή το μερίδιο της συνολικής στροφής  $\theta$  ενός κόμβου που αναπτύσσεται μέσω παραμόρφωσης του υποστυλώματος είναι  $\lambda_c \cdot \theta$  και  $\lambda = (n_b \cdot E \cdot I_b \cdot h_{cr}) / (n_c \cdot E \cdot I_c \cdot L_b)$ , όπου  $n_b$  και  $n_c$  είναι το πλήθος των δοκών και υποστυλωμάτων που συγκλίνουν σε έναν τυπικό κόμβο του κρίσιμου ορόφου,  $E \cdot I_b$  και  $E \cdot I_c$  είναι η δυσκαμψία ρηγματωμένης διατομής της τυπικής δοκού και υποστυλώματος του κόμβου και  $L_b$  είναι το μήκος της τυπικής δοκού. Ο συντελεστής ενεργοποίησης μάζας στην θεμελιώδη ιδιομορφή του κτιρίου κατά την σεισμική απόκριση, συμβολιζόμενος ως  $\Phi_s$ , δίνεται στον

Πιν. 1 ως συνάρτηση του αριθμού των ορόφων του κτιρίου. Η  $\Phi_s$  έχει υπολογισθεί με την θεώρηση ότι η θεμελιώδης ιδιομορφή κτιρίων παλαιάς τεχνολογίας (διατμητικού τύπου) προσεγγίζεται από μια συνάρτηση ημιτονοειδούς μορφής ως  $\Phi_s(x) = \sin(\pi \cdot x / (2 \cdot H))$  όπου  $x$  είναι η απόσταση από τη στάθμη του εδάφους (αν υπάρχει άκαμπτη θεμελίωση ή περιμετρικοί τοίχοι υπογείου), ή από την στάθμη του υπογείου αν το υπόγειο είναι παραμορφώσιμος χώρος, η δε παράμετρος  $Q$  ορίζεται ως:  $Q = T / (1.76 \cdot (2.25 \cdot n + 1))$  (Thermou and Pantazopoulou 2011)

Πίν. 1 Τιμές του συντελεστή  $\Phi_s$  για πολυώροφα κτίρια 2 έως 8 ορόφων με σταθερό ύψος ορόφου.

	Αριθμός Ορόφων						
	2	3	4	5	6	7	8
$\Phi_s$	1.138	1.183	1.205	1.219	1.228	1.234	1.239

Η ιδιοπερίοδος του κτιρίου,  $T$ , βάσει της οποίας επιλέγεται η καταλληλότερη από τις Εξ. 2 προκειμένου να εκτιμηθεί η σεισμική απαίτηση μετά την ενίσχυση, μπορεί να προσδιοριστεί σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 (EN1998-1 2004) ως εξής:

$$T = 0.075 \cdot H^{3/4} \quad (3a)$$

Η χρήση της Εξ. 3a κατά την διαδικασία αποτίμησης είναι αποδεκτή στην περίπτωση νέων κτιρίων, που έχουν δομηθεί σύμφωνα με τις σύγχρονες αρχές αντισεισμικού σχεδιασμού, ή κτιρίων των οποίων ο φέροντας οργανισμός έχει ενισχυθεί προκειμένου να ικανοποιούνται οι σύγχρονες αντισεισμικές απαιτήσεις. Στην περίπτωση κτιρίων που δομήθηκαν μέχρι τις αρχές της δεκαετίας του 1980, χωρίς ο φέροντας οργανισμός τους να έχει ενισχυθεί, καθώς και σε κτίρια Ο.Σ. στα οποία δεν υπάρχει ομοιόμορφη κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος, η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος εκτιμάται αναλυτικά, ενώ η Εξ. 3a προσφέρει ένα σημείο αναφοράς για την ενδεδειγμένη τάξη μεγέθους της περιόδου. Ειδικά στην περίπτωση κτιρίων τύπου pilotis, η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος μπορεί να υπολογίζεται ως,

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W}{10 \cdot K}} \quad (3b)$$

όπου  $W$  είναι το συνολικό βάρος του κτιρίου, και  $K$  η εκτιμώμενη δυσκαμψία του, η οποία απουσία τοιχωμάτων προσεγγίζεται από το εμβαδόν των υποστυλωμάτων της κάτοψης του ισογείου ως:

$$K = \frac{E_c}{100} \cdot \frac{\sum A_c}{h_{cr}} \quad (4)$$

όπου,  $A_c$  είναι το εμβαδόν διατομής των υποστυλωμάτων του κρίσιμου ορόφου και  $h_{cr}$  είναι το παραμορφώσιμο ύψος τους.

### Παράδειγμα εφαρμογής

Η μεθοδολογία ταχείας αποτίμησης της σεισμικής απόκρισης κτιρίων Ο.Σ. παρουσιάζεται με την εφαρμογή της σε ένα διώροφο κτίριο Ο.Σ. που κατέρρευσε στον σεισμό της Αχαΐας-Ηλείας (2008). Το κτίριο, που κατασκευάστηκε στις αρχές της δεκαετίας του 1980, είχε εξωτερικές διαστάσεις κάτοψης 14.20×12.80 m και μεικτά ύψη ορόφων 4.00 και 3.50 m στον πρώτο και δεύτερο όροφο, αντίστοιχα. Το στατικό του σύστημα αποτελούνταν από υποστυλώματα, δοκούς και πλάκες Ο.Σ., διατεταγμένα σε

ορθογώνιο κάνναβο, σύμφωνα με τις τυπικές κατασκευαστικές πρακτικές κτιρίων Ο.Σ. που ακολουθούνταν στην Ελλάδα την εποχή εκείνη. Όλα τα υποστυλώματα είχαν διαστάσεις διατομής 300×300 mm, εκτός από τα εσωτερικά υποστυλώματα  $Y_2$ ,  $Y_6$ ,  $Y_{10}$  και  $Y_{14}$ , τα οποία είχαν διατομή 350×350 mm. Λεπτομέρειες σχετικά με τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και τον οπλισμό των υποστυλωμάτων του κτιρίου παρουσιάζονται στον Πιν. 2. Από δειγματοληπτικές έρευνες που πραγματοποιήθηκαν στο κατεστραμμένο κτίριο υπολογίστηκε ότι οι συνδετήρες των υποστυλωμάτων ήταν  $\varnothing 6/200$  mm. Το πάχος της πλάκας ήταν 140 mm και στους δύο ορόφους. Όλοι οι δοκοί που ήταν παράλληλοι στην διεύθυνση  $X$  της κάτοψης είχαν διαστάσεις κορμού 200×600 mm, ενώ οι αντίστοιχες διαστάσεις για τις παράλληλες ως προς τον άξονα  $Y$  δοκούς ήταν 200×500 mm. Οι δοκοί που ήταν στη  $X$  διεύθυνση είχαν 4 ράβδους  $\varnothing 14$  mm ως κύριο οπλισμό σε κάθε παρειά, σε όλο το μήκος τους, ενώ ο κύριος οπλισμός των δοκών που ήταν παράλληλες στον άξονα  $Y$  ήταν 4 ράβδοι  $\varnothing 12$  mm ανά παρειά. Το κτίριο είχε τοιχοπληρώσεις μόνο στον 2ο όροφο του (Σχ. 3), οι οποίες οδήγησαν στη δημιουργία μαλακού ορόφου στον 1ο όροφο κατά τη διάρκεια του σεισμού της Ανδραβίδας στις 08/06/2008, με αποτέλεσμα το κτίριο να καταρρεύσει. Η ποιότητα του σκυροδέματος των δομικών στοιχείων του κτιρίου ήταν B160 (που αντιστοιχεί στη ποιότητα σκυροδέματος C12/15 του Ευρωκώδικα 2 (EN 1992-1-1 2003)). Ο διαμήκης οπλισμός όσο και οι συνδετήρες βρέθηκαν να έχουν λεία επιφάνεια. Για τον διαμήκη οπλισμό βρέθηκε ότι η τάση διαρροής,  $f_{yk}$ , ήταν ίση με 500 MPa, ενώ για τους συνδετήρες βρέθηκε ότι  $f_{yk} = 220$  MPa.

Πίν. 2 Διαστάσεις διατομής και οπλισμοί υποστυλωμάτων του εξεταζόμενου κτιρίου.

Όροφος	Υποστώλωμα	Διαστάσεις διατομής (mm)	Κύριος οπλισμός (mm)	Συνδετήρες (mm)
1 <sup>ος</sup>	Όλα εκτός των $Y_2, Y_6, Y_{10}, Y_{14}$	300 × 300	4 $\varnothing 20$	$\varnothing 6 / 200$
	$Y_2, Y_6, Y_{10}, Y_{14}$	350 × 350	4 $\varnothing 20 + 4 \varnothing 18$	$\varnothing 6 / 200$
2 <sup>ος</sup>	$Y_1, Y_3, Y_{13}, Y_{15}$	300 × 300	4 $\varnothing 20$	$\varnothing 6 / 200$
	Όλα εκτός των $Y_1, Y_3, Y_{13}, Y_{15}$	300 × 300	4 $\varnothing 16$	$\varnothing 6 / 200$

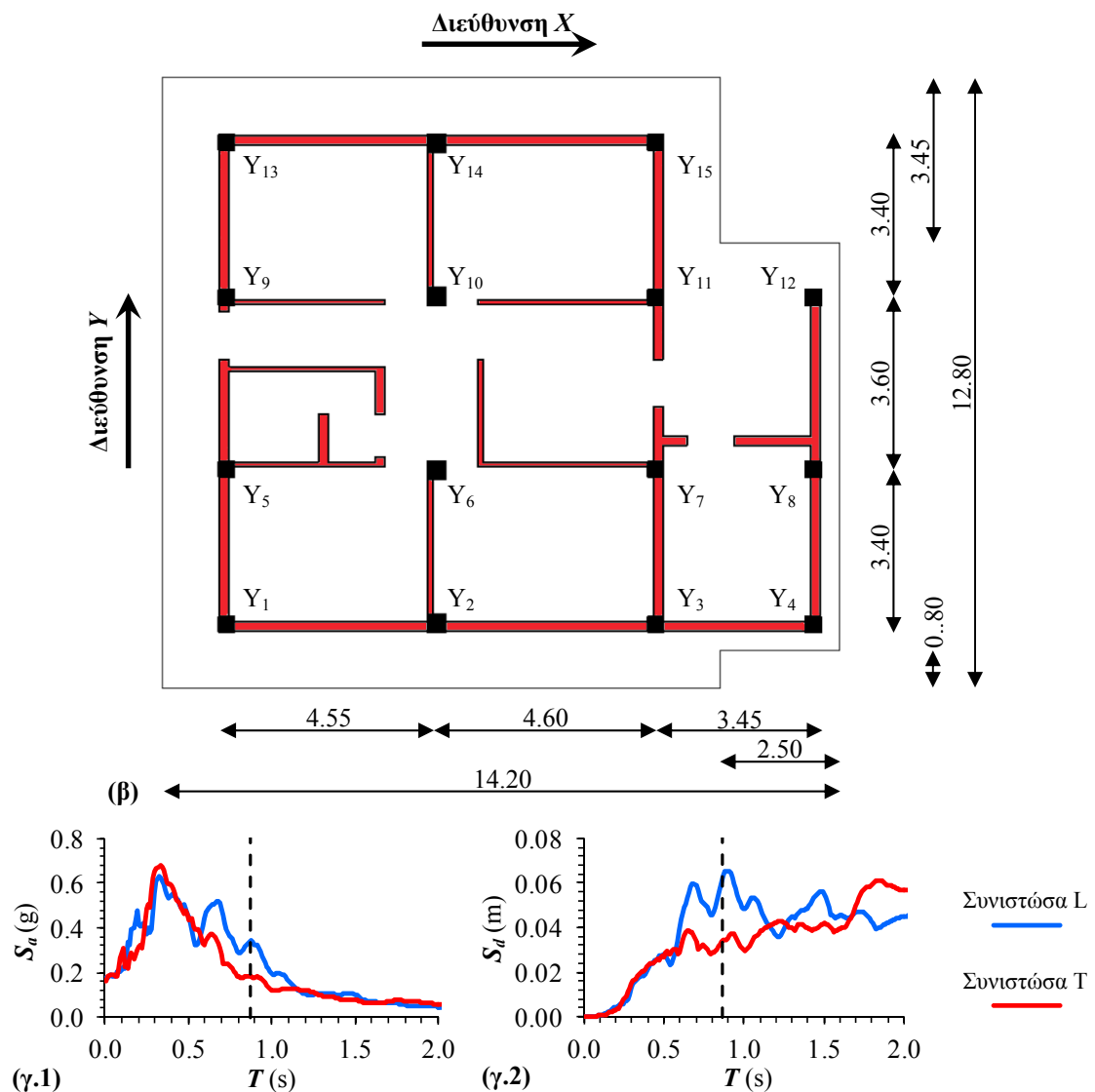
Σύμφωνα με τα αποτελέσματα του *ελέγχου διαθέσιμης αντίστασης* των υποστυλωμάτων του πρώτου ορόφου, από τον οποίο εξαιρείται ο έλεγχος διάτρησης πλακών λόγω ύπαρξης συστήματος ορθογωνίων δοκών στην κορυφή όλων των υποστυλωμάτων, ως ασθενέστερος μηχανισμός αστοχίας των υποστυλωμάτων προκύπτει η διάτμηση του κορμού τους. Οι τιμές των μέγιστων τεμνουσών δυνάμεων που μπορούν να αναπτυχθούν σε κάθε υποστώλωμα του πρώτου ορόφου του εξεταζόμενου κτιρίου έναντι των εξεταζόμενων μηχανισμών αστοχίας, για σεισμική δράση σε κάθε μια από τις δύο κύριες διευθύνσεις της κάτοψης, παρουσιάζονται στον Πιν. 3, ενώ στο Σχ. 4 παρουσιάζονται οι αντίστοιχες τιμές των δεικτών αντίστασης. Σύμφωνα με τον έλεγχο διαθέσιμης αντίστασης, η συνολική διατμητική αντίσταση των υποστυλωμάτων του κτιρίου ανέρχεται σε 180 kN στη διεύθυνση  $X$  και 175 kN στη διεύθυνση  $Y$ , ποσοστό ίσο με το 22% και το 21% αντιστοίχως της διατμητικής αντίστασης των υποστυλωμάτων του πρώτου ορόφου στην περίπτωση που προέχων μηχανισμός αστοχίας ήταν η διαρροή των κύριων οπλισμών.



(α.1)

(α.2)

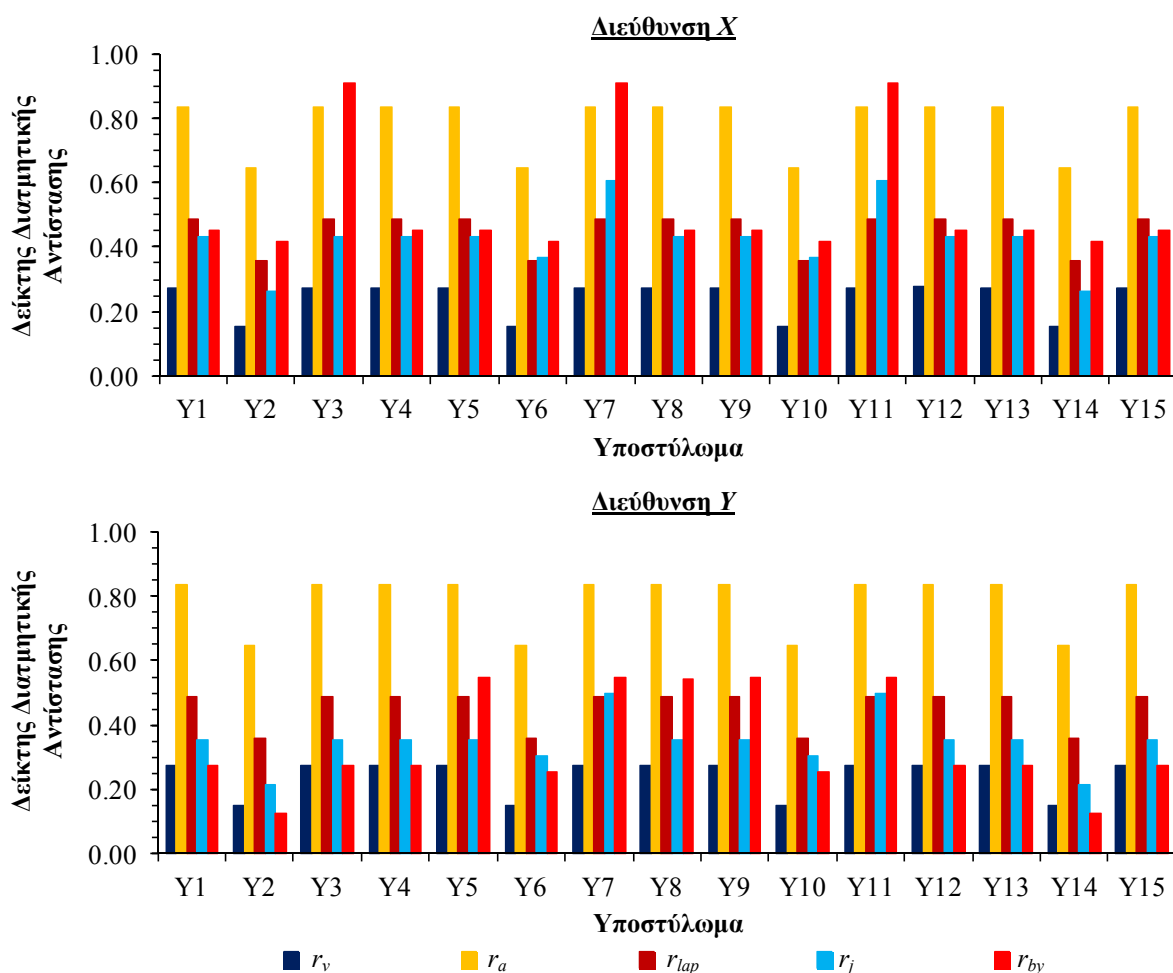
(α.3)



Σχ. 3 (α.1-α.3) Φωτογραφίες του εξεταζόμενου κτιρίου μετά την κατάρρευσή του, (β) Κάτοψη 2ου ορόφου, (γ.1-γ.2) Ελαστικά φάσματα απόκρισης του σεισμού Αχαΐας-Ηλείας (8 Ιουνίου 2008) όπως προέκυψαν από καταγραφές στην περιοχή του κτιρίου.

Πίν. 3 Τιμές διατμητικής αντίστασης των υποστυλωμάτων του πρώτου ορόφου του εξεταζόμενου κτιρίου έναντι των πιθανών μηχανισμών αστοχίας.

Στύλος	Σεισμός κατά τη διεύθυνση X						Σεισμός κατά τη διεύθυνση Y					
	$V_{flex}$ (kN)	$V_v$ (kN)	$V_a$ (kN)	$V_{lap}$ (kN)	$V_j$ (kN)	$V_{by}$ (kN)	$V_{flex}$ (kN)	$V_v$ (kN)	$V_a$ (kN)	$V_{lap}$ (kN)	$V_j$ (kN)	$V_{by}$ (kN)
Y <sub>1</sub>	41.74	11.42	34.94	20.38	18.05	18.90	41.74	11.42	34.94	20.38	14.82	11.40
Y <sub>2</sub>	90.46	13.69	58.41	32.53	23.76	37.79	90.46	13.69	58.41	32.53	19.51	11.40
Y <sub>3</sub>	41.66	11.36	34.87	20.35	18.05	37.79	41.66	11.36	34.87	20.35	14.82	11.40
Y <sub>4</sub>	41.81	11.49	35.00	20.42	18.05	18.90	41.81	11.49	35.00	20.42	14.82	11.40
Y <sub>5</sub>	41.64	11.34	34.86	20.34	18.05	18.90	41.64	11.34	34.86	20.34	14.82	22.79
Y <sub>6</sub>	90.38	13.65	58.36	32.50	33.27	37.79	90.38	13.65	58.36	32.50	27.31	22.79
Y <sub>7</sub>	41.64	11.34	34.86	20.34	25.27	37.79	41.64	11.34	34.86	20.34	20.74	22.79
Y <sub>8</sub>	41.85	11.52	35.03	20.44	18.05	18.90	41.85	11.52	35.03	20.44	14.82	22.79
Y <sub>9</sub>	41.66	11.36	34.87	20.35	18.05	18.90	41.66	11.36	34.87	20.35	14.82	22.79
Y <sub>10</sub>	90.42	13.67	58.38	32.52	33.27	37.79	90.42	13.67	58.38	32.52	27.31	22.79
Y <sub>11</sub>	41.64	11.34	34.86	20.34	25.27	37.79	41.64	11.34	34.86	20.34	20.74	22.79
Y <sub>12</sub>	41.91	11.57	35.08	20.47	18.05	18.90	41.91	11.57	35.08	20.47	14.82	11.40
Y <sub>13</sub>	41.74	11.42	34.94	20.38	18.05	18.90	41.74	11.42	34.94	20.38	14.82	11.40
Y <sub>14</sub>	90.46	13.69	58.41	32.53	23.76	37.79	90.46	13.69	58.41	32.53	19.51	11.40
Y <sub>15</sub>	41.72	11.41	34.92	20.37	18.05	18.90	41.72	11.41	34.92	20.37	14.82	11.40



Σχ. 4 Δείκτες διατμητικής αντίστασης υποστυλωμάτων του εξεταζόμενου κτιρίου κατά τη διεύθυνση X και Y.



Για τη διεξαγωγή του *ελέγχου διαθέσιμης δυσκαμψίας* του κτιρίου αρχικά υπολογίζεται η τιμή της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου του κτιρίου. Δεδομένου ότι το εξεταζόμενο κτίριο στον πρώτο του όροφο διέθετε μόνο υποστυλώματα Ο.Σ. (κτίριο τύπου pilotis), η Εξ. 3(α) δεν μπορεί να εφαρμοστεί, αλλά η  $T$  υπολογίζεται βάσει της μάζας και της δυσκαμψίας του κτιρίου σύμφωνα με την Εξ. 3(β). Η συνολική δυσκαμψία των υποστυλωμάτων του 1ου ορόφου του κτιρίου έναντι προέχουσας κάμψης μπορεί να υπολογιστεί σύμφωνα με τη σχέση Εξ. 4. Το εμβαδόν διατομής των υποστυλωμάτων στην στάθμη της πιλοτής,  $A_c$ , εκφράζεται και ως κλάσμα  $\rho_{c,1}$  επί της επιφάνειας του ορόφου,  $A_f$ .  $E_c$  είναι το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος (για σκυρόδεμα C12/15, σύμφωνα με τον MC2010,  $E_c = 22902$  MPa) και επομένως, για  $A_f = 120.32$  m<sup>2</sup> και  $\rho_{c,1} = 0.00907\%$ , η συνολική δυσκαμψία του πρώτου ορόφου έναντι προέχουσας κάμψης ήταν ίση με  $K_{1,flex} = 28832$  kN/m. Επίσης, η συνολική μάζα του κτιρίου ήταν ίση με 559.17 t. Επομένως, οι θεμελιώδεις ιδιοπεριόδοι του κτιρίου κατά τη διεύθυνση  $X$  και  $Y$ , ήταν ίσες με  $T_x = T_y = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{(559.17/28832)} = 0.87$ s.

Σύμφωνα με το φάσμα απόκρισης που προέκυψε από την καταγραφή του σεισμού της Αχαΐας-Ηλείας στην περιοχή του κτιρίου (Σχ. 3(γ.2)), η μετατόπιση που αναπτύχθηκε στην κορυφή του κτιρίου τη στιγμή της μέγιστης απόκρισής του κατά τη διάρκεια του σεισμού ήταν  $S_d = 0.063$  m, που αντιστοιχεί σε σχετική στροφή πρώτου ορόφου  $ID_1 = S_d/h_{cr} \cdot \sin(\pi \cdot h_{cr}/(2 \cdot H)) \cdot \Phi_s = 0.063 / 3.40 \cdot \sin(\pi \cdot 3.40/(2 \cdot 7.50)) \cdot 1.00 = 1.21\%$ . Η τιμή αυτή ήταν πολύ μεγαλύτερη της κρίσιμης στροφής,  $ID_{1,crit} = 0.21 \cdot 0.5\% = 0.105\%$ , που σύμφωνα με τον έλεγχο διαθέσιμης αντίστασης μπορούσε να αναπτυχθεί στα υποστυλώματα του πρώτου ορόφου πριν αυτά αστοχήσουν έναντι διατμητικής αστοχίας του κορμού, το οποίο και συνέβη.

## Συμπεράσματα

Στο πλαίσιο του γρήγορου εντοπισμού ανάμεσα στο πλήθος των υφιστάμενων κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος εκείνων που δεν ανταποκρίνονται στις σύγχρονες προδιαγραφές αντισεισμικότητας, η παρούσα εργασία παρουσιάζει τα κύρια βήματα μιας απλουστευμένης διαδικασίας ταχείας αποτίμησης της σεισμικής επάρκειας αυτού του είδους των κτιρίων, της οποίας η εφαρμογή προϋποθέτει τη γνώση βασικών γεωμετρικών στοιχείων του κτιρίου, ενώ τα παραγόμενα αποτελέσματα παρουσιάζουν εξαιρετική ακρίβεια.

Η παρουσιαζόμενη μέθοδος ταχείας αποτίμησης σεισμικής επάρκειας υφιστάμενων κτιρίων Ο.Σ. είναι κατάλληλη για την σύνταξη σεναρίων σεισμικής αποτίμησης, υπό τη μορφή κωδικοποιημένων δελτίων ελέγχου κτιρίου, με απλές και γρήγορες διαδικασίες υπολογισμού. Ταυτόχρονα, η μέθοδος προσφέρεται και για τη σύνταξη σεναρίων ανασχεδιασμού των κτιρίων που κρίνονται ανεπαρκή ως προς τις σύγχρονες απαιτήσεις αντισεισμικότητας, επιτρέποντας την επιλογή της βέλτιστης στρατηγικής για τη σεισμική τους αναβάθμιση, μέσω στοχευμένων επεμβάσεων σε επίπεδο δομικών στοιχείων.

## Βιβλιογραφία

- Παρδαλόπουλος, Σ. Ι. (2012), "Αντισεισμικές απαιτήσεις σχεδιασμού για τη δημιουργία δικτύων παροχής φυσικού αερίου σε υφιστάμενες και νέες κατασκευές", Διδακτορική διατριβή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Δημοκρίτειο Πανεπιστήμιο Θράκης, Ξάνθη.
- EN 1992-1-1 (2003), "Eurocode 2 – Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings", European Committee for Standardization (CEN), Brussels.
- EN 1998-1 (2004), "Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings", European Committee for Standardization (CEN), Brussels.
- Model Code 2010 (2010), "*fib* Model Code for Concrete Structures 2010", International Federation for Structural Concrete (*fib*), Lausanne, Switzerland.
- Pardalopoulos, S., Thermou, G. E. and Pantazopoulou, S. J. (2013), "Preliminary seismic assessment method for identifying R.C. structural failures", *Computational Methods in Earthquake Engineering, Computational Methods in Applied Sciences*, Vol. 30, pp. 111-128, DOI: 10.1007/978-94-007-6573-3\_6
- Pardalopoulos, S., Thermou, G. E. and Pantazopoulou, S. J. (2013), "Screening criteria to identify brittle R.C. structural failures in earthquakes", *Bull Earthquake Eng*, Vol. 11, pp. 607-636, DOI: 10.1007/s10518-012-9390-7
- Tastani, S. P. and Pantazopoulou, S. J. (2008), "Detailing procedures for seismic rehabilitation of reinforced concrete members with fiber reinforced polymers", *Engineering Structures*, Vol. 30(2), pp. 450-461.
- Thermou, G. E. and Pantazopoulou, S. J. (2011), "Assessment indices for the seismic vulnerability of existing R.C. buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 40(3), pp. 293-313, DOI: 10.1002/eqe.1028

## Παράρτημα - Σχέσεις υπολογισμού διατμητικών αντιστάσεων υποστυλωμάτων Ο.Σ. έναντι των διαφόρων μηχανισμών αστοχίας

Ο υπολογισμός κατά το στάδιο του ελέγχου διαθέσιμης αντίστασης των διατμητικών αντιστάσεων υποστυλωμάτων Ο.Σ. έναντι των διαφόρων μηχανισμών αστοχίας, μπορεί να πραγματοποιηθεί σύμφωνα με τις ακόλουθες σχέσεις:

- Ικανοτική τέμνουσα υποστυλώματος:

$$V_{flex} = 2 \cdot M_y / h_{col} = \left[ \rho_{l,tot} \cdot \frac{f_y}{f_c} \cdot (1 - 0.4 \cdot \xi) + v \cdot \left( \frac{h}{d} - 0.8 \cdot \xi \right) \right] \cdot \frac{b \cdot d^2 \cdot f_c}{h_{col}} \quad (\text{Π1})$$

- Αντίσταση υποστυλώματος έναντι διάτμησης κορμου:

$$V_v = v \cdot \tan \alpha \cdot b \cdot d \cdot f_c + A_{tr} \cdot f_{st} \cdot \frac{d \cdot (1 - \xi)}{s} \cdot \cot \theta_v \quad (\text{Π2})$$

- Αντίσταση υποστυλώματος έναντι αστοχίας αγκυρώσεων κύριου οπλισμού:

$$V_a = \left[ \rho_{\ell, tot} \cdot \frac{\min \left\{ \frac{4 \cdot L_a \cdot f_b}{D_b} + \alpha_{hook} \cdot 50 \cdot f_b ; f_y \right\}}{f_c} \cdot (1 - 0.4 \cdot \xi) + v \cdot \left( \frac{h}{d} - 0.8 \cdot \xi \right) \right] \cdot \frac{b \cdot d^2 \cdot f_c}{h_{col}} \quad (\text{Π3})$$

- Αντίσταση υποστυλώματος έναντι αστοχίας ματίσεων κύριου οπλισμού:

$$V_{lap} = \frac{\min \left\{ \left( \mu_{fr} \cdot L_{lap} \cdot \left[ \frac{A_{tr}}{s} \cdot f_{st} + \alpha_b \cdot (b - N_b \cdot D_b) \cdot f_t \right] + \alpha_{hook} \cdot 50 \cdot N_b \cdot A_b \cdot f_b \right) ; N_b \cdot A_b \cdot f_y \right\} \cdot d \cdot (1 - 0.4 \cdot \xi) + v \cdot b \cdot d^2 \cdot f_c \cdot (0.5 \cdot h/d - 0.4 \cdot \xi)}{h_{col} / 2} \quad (\text{Π4})$$

- Αντίσταση υποστυλώματος έναντι αστοχίας κόμβου δοκού-υποστυλώματος:

Αοπλοι και ελαφρά οπλισμένοι κόμβοι:

$$V_j = \gamma_j \cdot 0.5 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \sqrt{1 + \frac{v_j \cdot f_c}{0.5 \cdot \sqrt{f_c}}} \cdot \frac{b_j \cdot d \cdot d_{beam}}{h_{col}} \quad (\text{Π5α})$$

Καλά οπλισμένοι κόμβοι:

$$V_j = \left[ \gamma_j \cdot 0.5 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \sqrt{1 + \frac{v_j \cdot f_c}{0.5 \cdot \sqrt{f_c}}} \cdot \frac{b_j \cdot d \cdot d_{beam}}{h_{col}} \right] \cdot \sqrt{1 + \rho_{j, horiz} \cdot \frac{f_{st}}{f_t}} \quad (\text{Π5β})$$

- Αντίσταση υποστυλώματος έναντι διάτρησης μυκηροειδούς πλάκας:

$$V_{pn} = \frac{0.12 \cdot \min \left[ 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{sl}}} ; 2 \right] \cdot (100 \cdot \rho_{\ell, sl} \cdot f_c)^{1/3} \cdot d_{sl} \cdot 0.25 \cdot u_{crit} \cdot (h + 4 \cdot d_{sl})}{h_{col}} \quad (\text{Π6})$$

- Τέμνουσα υποστυλώματος λόγω δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων στις συμβάλλουσες δοκούς:

$$V_{by} = \frac{(M_{beam}^+ + M_{beam}^-)}{h_{col}} = \frac{0.85 \cdot \rho_{beam} \cdot b_{beam} \cdot d_{beam}^2 \cdot f_y^{beam}}{h_{col}} \quad (\text{Π7})$$

των οποίων οι συμβολισμοί επεξηγούνται ως εξής:

-  $\rho_{\ell, tot} = A_{s, tot} / (b \cdot d)$  είναι το ποσοστό του συνολικού οπλισμού του υποστυλώματος διαστάσεων  $h \times b$ ,

-  $A_{s, tot}$  είναι ο συνολικός κύριος οπλισμός στην κρίσιμη διατομή του υποστυλώματος,

- $d$  είναι το στατικό ύψος της διατομής,
- $f_y$  είναι η τάση διαρροής του οπλισμού,
- $f_c$  είναι η μέση θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος,
- $\xi$  ( $= x/d$ ) είναι ανηγμένο ύψος της θλιβόμενης ζώνης του υποστυλώματος,
- $\nu$  είναι το ανηγμένο αξονικό φορτίο του υποστυλώματος,
- $h_{col}$  είναι το καθαρό ύψος του υποστυλώματος,
- $\tan \alpha = (h/d - 0.8 \cdot \xi) \cdot d/h_{st}$  με  $\alpha \leq \theta_\nu$ , όπου  $\theta_\nu$  ( $= 30^\circ$  εάν  $\nu \geq 0.2$  και  $45^\circ$  σε διαφορετική περίπτωση) είναι η γωνία που καθορίζει τον αριθμό των σκελών των συνδετήρων που ενεργοποιούνται στο κεκλιμένο επίπεδο απόσχισης,
- $h_{st}$  είναι το ύψος των συνδετήρων,
- $A_{tr}$  είναι το συνολικό εμβαδόν των σκελών ενός συνδετήρα που τέμνονται από το κεκλιμένο επίπεδο απόσχισης,
- $s$  είναι η απόσταση των διαδοχικών σκελών των συνδετήρων στην διαμήκη κατεύθυνση,
- $f_{st}$  είναι η τάση διαρροής των συνδετήρων,
- $L_a$  είναι το μήκος αγκύρωσης των οπλισμών,
- $D_b$  είναι η διάμετρος της ράβδου του διαμήκους οπλισμού,
- $\alpha_{hook}$  είναι πολ/στης ο οποίος λαμβάνει την τιμή 1 στην περίπτωση που το άκρο της αγκύρωσης διαμορφώνεται ως άγκιστρο και 0 στην περίπτωση που δεν υπάρχει άγκιστρο,
- $f_b = 2 \cdot f_{b,0}$  είναι η ονομαστική αντοχή του σκυροδέματος σε συνάφεια (MC2010, 2010), όπου  $f_{b,0} = n_1 \cdot n_4 \cdot \sqrt{f_c/20}$ ,  $n_1 = \{1.80$  για νευροχάλυβες και  $0.90$  για λείους χάλυβες) και  $n_4 = \{1.2$  για  $f_y = 400$  MPa και  $1.0$  για  $f_y = 500$  MPa},
- $\mu_{fr}$  είναι ο συντελεστής τριβής της διεπιφάνειας ράβδου-σκυροδέματος ( $0.2 \leq \mu_{fr} \leq 0.3$  για λείες ράβδους και  $1.0 \leq \mu_{fr} \leq 1.5$  για ράβδους με νευρώσεις),
- $L_{lap}$  είναι το μήκος μάτισης των οπλισμών,
- $\alpha_b = \{1$  σε περίπτωση που οι οπλισμοί έχουν νευρώσεις και  $0$  σε περίπτωση που οι οπλισμοί είναι λείοι},
- $N_b$  είναι ο αριθμός των διαμήκων ράβδων που βρίσκονται σε εφελκυσμό,
- $A_b$  είναι το εμβαδόν της διατομής της ράβδου που βρίσκονται σε εφελκυσμό,
- $f_t = 0.3 \cdot f_c^{2/3}$  είναι η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος (Tastani and Pantazopoulou 2008, Pardalopoulos *et al.* 2013a-b),
- $\gamma_j = \{1.40$  για εσωτερικούς κόμβους με δοκούς σε κάθε μια από τις πλευρές τους,  $1.00$  για κάθε άλλη περίπτωση},

- $v_j$  είναι το ανηγμένο αξονικό φορτίο στην βάση του υπερκείμενου υποστυλώματος (θλίψη θετική),
- $b_j = (b + b_{beam})/2$ , όπου  $b_{beam}$  είναι το πλάτος του κορμού της δοκού που συμβάλει στον κόμβο,
- $d_{beam}$  είναι το στατικό ύψος της δοκού που συμβάλει στον κόμβο,
- $\rho_{j,horiz} = A_{tr}/(s \cdot b_j)$ ,
- $d_{sl}$  είναι το στατικό ύψος της πλάκας,
- $\rho_{\ell,sl}$  είναι το συνολικό ποσοστό του διαμήκους εφελκυσμένου οπλισμού της πλάκας στην περιοχή της στήριξης,
- $u_{crit}$  το μήκος της κρίσιμης περιμέτρου γύρω από το υποστύλωμα σε περίπτωση διάτρησης πλάκας,
- $\rho_{beam}$  είναι (α) στην περίπτωση εσωτερικών κόμβων το συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού της διατομής της δοκού στην παρειά της στήριξης, ή (β) στην περίπτωση εξωτερικών κόμβων το ποσοστό που προκύπτει σύμφωνα με διαμήκη τον οπλισμό μόνο της άνω ή της κάτω παρειάς της δοκού (όπου ο οπλισμός είναι περισσότερος),
- $f_y^{beam}$  είναι η τάση διαρροής του κύριου οπλισμού της δοκού.