

Διάγραμμα Ροής για Εκπόνηση Μελέτης Ενίσχυσης Ελληνικών Κτιρίων Οπλισμένου Σκυροδέματος βάσει EN 1998-3

Τριαντάφυλλος Κ. Μακάριος

Επίκουρος Καθηγητής Α.Π.Θ., makariostr@civil.auth.gr

1. Εισαγωγή

Το 2013 έγινε η πρώτη αναθεώρηση του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) [1], ενώ την ίδια χρονιά τέθηκε και στη χώρα μας η προαιρετική εφαρμογή των Ευρωκωδίκων, μεταξύ των οποίων και ο Ευρωκώδικας EN 1998-3 [2] που αποτελεί το ακριβώς αντίστοιχο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Αμφότεροι οι προαναφερόμενοι κανονισμοί, δίδουν πραγματικά πολλά στοιχεία στον Πολιτικό Μηχανικό που καλείται να τους εφαρμόσει προκειμένου να αποτιμήσει την αντισεισμική φέρουσα ικανότητα των υφιστάμενων κτιρίων και να εκπονήσει μελέτη αντισεισμικής ενίσχυσης αυτών. Αυτό όμως που λείπει από τους δύο προαναφερόμενους κανονισμούς είναι ένα κατάλληλο διάγραμμα ροής της μελέτης, κάτι το οποίο αν υπήρχε τότε θα αύξανε ασφαλώς την αντίληψη του μέσου Πολιτικού Μηχανικού που καλείται να τους εφαρμόσει άρτια. Το κενό αυτό προσπαθεί να καλύψει η παρούσα εργασία, χρησιμοποιώντας την εμπειρία που αποκτήθηκε από την εφαρμογή των διατάξεων των παραπάνω κανονισμών σε μία σειρά από πραγματικά πολυώροφα ασύμμετρα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος (ο/σ) της Ελλάδος που είχαν μελετηθεί με τους Ελληνικούς Κανονισμούς σε διάφορες περιόδους κατά τη διάρκεια των τελευταίων δεκαετιών. Σε όλα τα κτίρια, καταρχήν αποδείχτηκε η στατική ανεπάρκειά τους σύμφωνα με τις απαιτήσεις του μητρώου σεισμικής επιτελεστικότητας που ορίζεται στον EN 1998-3 και στη συνέχεια διενεργήθηκε (σε επίπεδο μελέτης) άρση των εγγενών αδυναμιών των κτιρίων, είτε με πρόσθεση νέων δομικών στοιχείων δυσκαμψίας και αντοχής (συνήθως τοιχωμάτων), είτε με ενίσχυση των αρχικών διατομών με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος, είτε με συνδυασμό αυτών. Όλοι οι απαιτούμενοι έλεγχοι εντάχθηκαν σε ένα ενιαίο διάγραμμα ροής το οποίο και παρουσιάζεται. Η παρούσα εργασία παρουσιάζει επίσης συγκεντρωτικά αποτελέσματα από την αποτίμηση της φέρουσας αντισεισμικής ικανότητας των κτιρίων, αποτελέσματα που δείχνουν το βαθμό αποτελεσματικότητας του EN 1998-3 και με τον τρόπο αυτό προκύπτουν χρήσιμα συμπεράσματα για την ενίσχυση των κατασκευών αυτών.

2. Μεθοδολογία

Μέσα στο πλαίσιο ενός εσωτερικού, μη-χρηματοδοτούμενου, ερευνητικού προγράμματος του Εργαστηρίου «Στατικής & Δυναμικής των Κατασκευών» του Τομέα Επιστήμης & Τεχνολογίας Κατασκευών του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών της Πολυτεχνικής Σχολής του Αριστοτελείου Πανεπιστημίου Θεσσαλονίκης, εκπονήθηκε την τελευταία τριετία μία σειρά από διπλωματικές εργασίες που όλες είχαν τον ίδιο στόχο, ενώ άλλαζε μόνο το αντικείμενο μελέτης [3-11]. Η κάθε διπλωματική εργασία είχε μεν ως βασικό θέμα την αποτίμηση/ενίσχυση υφιστάμενου πολυώροφου ασύμμετρου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος βάσει του EN 1998-3, διέφερε όμως ως προς το εκάστοτε εξεταζόμενο κτίριο. Με δεδομένο ότι δεν προτείνεται διάγραμμα ροής τόσο από τον EN 1998-3 όσο και από τον ΚΑΝΕΠΕ/(1ηΑναθ.), στις διπλωματικές εργασίες καταλήξαμε ύστερα από

προβληματισμό σε ένα νέο διάγραμμα ροής που να είναι όσο το δυνατό περισσότερο συμβατό με τις διατάξεις των κανονισμών αυτών. Αυτό το διάγραμμα ροής είχε τα εξής κομβικά σημεία:

1. Θεωρητική εκτίμηση της σημερινής ποιότητας σκυροδέματος και του αντίστοιχου μέτρου ελαστικότητας αυτού για τον εξεταζόμενο φορέα καθότι η διερεύνησή-μας που έλαβε χώρα είχε ως πρωτεύοντα προσανατολισμό να διαπιστώσει το τρέξιμο της υπολογιστικής πορείας και όχι την εκπόνηση πραγματικής μελέτης ενίσχυσης με σκοπό την άμεση εφαρμογή της. Κατά συνέπεια, δεν χρησιμοποιήθηκαν καταστρεπτικές ή άλλες επί τόπου μέθοδοι ανίχνευσης της ποιότητας των υλικών (π.χ. καρότα, κρουσιμετρήσεις, βαθμός ενανθράκωσης σκυροδέματος, μαγνητική ανίχνευση θέσεων οπλισμού κτλ), αλλά τόσο η σημερινή ποιότητα του σκυροδέματος όσο και το μέτρο ελαστικότητας αυτού εκτιμήθηκαν θεωρητικά με βάση τις προτεινόμενες σχέσεις των παραγρ. 3.2.1(6) και 3.1.3(3) του Ευρωκώδικα EN 1992-1-1 και θεωρήθηκε πως ό,τι φαίνεται στα σχέδια ξυλοτύπων και στο τεύχος στατικής μελέτης είναι ορθά κατασκευασμένο και άρα υπάρχει Πλήρης Γνώση των δεδομένων του κάθε κτιρίου, δηλ. ευρισκόμαστε στην κατηγορία KL3 κατά EN 1998-3. Είναι προφανές ότι στην περίπτωση πραγματικής μελέτης πρέπει να ακολουθηθεί η προτεινόμενη από τους κανονισμούς διαδικασία τεκμηρίωσης των δεδομένων.
2. Καταρχήν, ανάπτυξη τρισδιάστατου προσομοιώματος για κάθε ασύμμετρο πολυώροφο κτίριο, βάσει των οδηγιών προσομοίωσης του Ευρωκώδικα EN 1998-1, διατηρώντας αφενός τις ίδιες διατομές που φέρουν τα σχέδια της αρχικής στατικής μελέτης και αφετέρου λαμβάνοντας υπόψη τα φορτία βαρύτητας του σεισμικού συνδυασμού $g+0.3q$, όπου g είναι το μόνιμο φορτίο βαρύτητας και q είναι το αντίστοιχο ωφέλιμο. Σημειώνεται ότι στην περίπτωση που υπάρχουν φυτευτά υποστυλώματα, τότε εισάγεται συγκεντρωμένα (και με κατακόρυφη ελευθερία κίνησης) η μάζα του υποστυλώματος στο άνοιγμα της δοκού, προσαυξημένη ώστε να αποδίδει και την συνεχή κατανεμημένη μάζα της δοκού από το άμεσο φορτίο βαρύτητας που φέρει αυτή. Είναι προφανές ότι εφόσον έχουμε στο μοντέλο μάζες με κατακόρυφη ελευθερία κίνησης πρέπει να θεωρηθεί στους υπολογισμούς και η κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα, ανεξάρτητα αν είναι υποχρεωτικό ή όχι να λαμβάνεται υπόψη.
3. Χρησιμοποιώντας μειωμένες δυσκαμψίες διατομής στο 50% της γεωμετρικής διατομής (βλ. παραγρ. 4.3.1(7) του EN 1998-1) διενεργήθηκε ιδιομορφική ανάλυση για το κάθε ασύμμετρο πολυώροφο κτίριο με σκοπό να διαπιστωθεί αν αυτό διαθέτει «στρεπτική ευαισθησία» ή όχι, χρησιμοποιώντας το ακριβέστερο κριτήριο της Δυναμικής των Κατασκευών που θέλει όταν, υπό στρεπτική διέγερση περί του κατακόρυφου άξονα, το μεγαλύτερο ποσοστό της δρώσας μαζικής ροπής αδράνειας (περί του κατακόρυφου άξονα) εμφανίζεται σε μία από τις δύο πρώτες ιδιομορφές του κτιρίου, τότε το τελευταίο διαθέτει «στρεπτική ευαισθησία».
4. Στην περίπτωση που το εξεταζόμενο κτίριο διαθέτει «στρεπτική ευαισθησία» αποφασίζουμε να τοποθετηθούν τοιχώματα με επαρκή διάταξη, σε κατάλληλες θέσεις, ώστε να γίνει άρση της «στρεπτικής ευαισθησίας» και αυτό ελέγχεται με θαμμιστική διαδικασία (με δοκιμές). Σημειώνεται ότι εφόσον ικανοποιείται αυτή η απαίτηση, δηλαδή το κτίριο να θεωρηθεί ότι έχει μικρή στροφή περί κατακόρυφο άξονα, τότε προσεγγιστικά μπορούμε να εφαρμόσουμε απρόσκοπτα και επαρκώς τεκμηριωμένα το Παράρτημα Β του EN 1998-1 για την εκτίμηση της σεισμικής στοχευόμενης μετατόπισης, καθότι η επιστημονική τεκμηρίωση του υπόψη Παραρτήματος αναφέρεται αποκλειστικά στα επίπεδα πολυώροφα πλαίσια. Πράγματι, σύμφωνα με την παραγρ.4.3.3.4.2.1(3)/EN 1998-1, ορίζεται ότι στα δύστροπα κτίρια

μπορούν χρησιμοποιηθούν δύο επίπεδα προσομοιώματα, ένα για κάθε κύρια οριζόντια διεύθυνση, ανοίγοντας έτσι το δρόμο για την εφαρμογή του Παραρτήματος Β του EN 1998-1.

5. Στο πέμπτο βήμα ελέγχεται αν το κτίριο μπορεί να χαρακτηριστεί «διπλό σύστημα ισοδύναμο προς το σύστημα τοιχωμάτων» βάσει της παραγράφου 5.1.2 του EN 1998-1. Στην περίπτωση που απαιτείται επιπρόσθετη (σε σχέση με αυτήν του τετάρτου βήματος) προσθήκη τοιχωμάτων τότε, εισάγουμε νέα τοιχώματα ή μεγαλώνουμε αυτά του προηγούμενου βήματος (πάλι με δοκιμές). Εφόσον αυτό υλοποιηθεί, τότε έχουμε απαλλαγή από την υποχρεωτική λήψη των τοιχοποιιών πλήρωσης στο προσομοίωμα σύμφωνα με την παραγρ. 5.9.1 του ΚΑΝΕΠΕ και αυτό είναι ιδιαίτερα σημαντικό για το υπολογιστικό κόστος της μελέτης. Αντίθετα, αν το κτίριο δεν μπορεί να χαρακτηριστεί ως «ισοδύναμο προς το σύστημα τοιχωμάτων» τότε αφενός η λήψη των τοιχοποιιών πλήρωσης είναι υποχρεωτική και αφετέρου η μη-γραμμική ανάλυση δίνει μεγάλες οριζόντιες μετακινήσεις (διότι τα δομικά μέλη της κατασκευής έχουν πολύ μικρή τέμνουσα δυσκαμψία διατομής EI_{sec}) που ενίοτε ενεργοποιούν τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης και απαιτείται αντιμετώπιση των συνακόλουθων προβλημάτων.
6. Μετά τον παραπάνω έλεγχο επάρκειας τοιχωμάτων που γίνεται στα δύο προηγούμενα βήματα, και αφού εισάγουμε στο προσομοίωμα του κτιρίου τα παραπάνω αναγκαία τοιχώματα, προχωράμε στον υπολογισμό των συντελεστών ανεπάρκειας λ (παραγρ. 5.5.1.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.) ή ρ (για EN 1998-3). Προς τούτο, είναι αναγκαίο σύμφωνα με τους παραπάνω κανονισμούς να προχωρήσουμε στην ανάλυση του φορέα και στην θεωρητική διαστασιολόγησή-του σύμφωνα με τις σημερινές απαιτήσεις, τόσο για τα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας όσο και για το σεισμό σχεδιασμού χρησιμοποιώντας όμως συντελεστή συμπεριφοράς $q=1.00$, όπως ρητά προβλέπεται από την παράγραφο 5.5.1.1 του ΚΑΝΕΠΕ. Σημειώνεται ότι η ανάλυση και διαστασιολόγηση αυτή πρέπει να γίνουν στο προσομοίωμα που έχει ήδη συμπεριλάβει τα αναγκαία τοιχώματα, ώστε να ληφθεί υπόψη η ανακατανομή της έντασης στα διάφορα δομικά στοιχεία εξαιτίας της εισαγωγής των παραπάνω τοιχωμάτων. Οι απαιτήσεις για την άρτια διαστασιολόγηση συνιστάται να λαμβάνονται για την μέση κατηγορία πλαστιμότητας που ορίζεται στον EN 1998-1, καθόσον το κτίριο είναι υφιστάμενο, και άρα υπάρχουν εγγενείς αδυναμίες, και κατά συνέπεια δεν είναι δυνατό να υλοποιηθούν οι αυστηρές απαιτήσεις της υψηλής κατηγορίας πλαστιμότητας που ορίζονται από τον EN 1998-1 για τις νέες κατασκευές. Από τον έλεγχο αυτό υπολογίζεται απρόσκοπτα για κάθε κρίσιμη διατομή ο παραπάνω συντελεστής ανεπάρκειας λ , ενώ για κάθε ακραία διατομή δοκού υπολογίζεται ο συντελεστής λ δύο φορές, μία για εφελκυσμό της άνω ίνας της δοκού και μία φορά για εφελκυσμό της κάτω ίνας της δοκού. Δεδομένου ότι δεν ορίζεται από τους κανονισμούς η μέγιστη τιμή του λ που να δείχνει πότε είναι υποχρεωτική η ενίσχυση ενός δομικού του μέλους, τίθεται εύλογα το ερώτημα περί του ποιας μπορεί να είναι η τιμή αυτή. Πάντως, στα σχόλια της παραγρ. 5.5.1.1 του ΚΑΝΕΠΕ δηλώνεται ρητά ότι όταν ισχύει $\lambda > 4$ τότε θεωρείται «σαφής ανεπάρκεια», ενώ όταν $\lambda > 2.5$ απαγορεύεται τόσο η χρήση ελαστικής στατικής ανάλυσης (παραγρ.5.5.2.α ΚΑΝΕΠΕ) όσο και η χρήση ελαστικής δυναμικής ανάλυσης (παραγρ.5.6.1.α ΚΑΝΕΠΕ). Σημειώνεται ότι οι δύο αυτές ελαστικές μέθοδοι είναι και οι μόνες που επιτρέπουν τη θεώρηση συντελεστή συμπεριφοράς μεγαλύτερου της μονάδας, καθότι στις μη-γραμμικές μεθόδους δεν υπάρχει η έννοια του συντελεστή συμπεριφοράς του κτιρίου. Άρα, από αυτό προκύπτει άμεσα ότι ο μέγιστος συντελεστής

συμπεριφοράς που δύναται να χρησιμοποιηθεί σε ελαστική μέθοδο ανάλυσης για το σχεδιασμό της ενίσχυσης ενός κτιρίου δεν μπορεί να υπερβαίνει το 2.50, διότι διαφορετικά θα παραβιαζόταν το $\lambda < 2.50$ που κανονιστικά πρέπει να ισχύει για κάθε κύριο μέλος της κατασκευής. Συνεπώς, εμμέσως καταλήγουμε ότι στην περίπτωση αυτή η μέγιστη αποδεκτή τιμή του λ είναι 2.50 κάτι το οποίο θα χρησιμοποιήσουμε προκειμένου να προκύψει η ελάχιστη δυνατή ένταση διατομής με την οποία θα πρέπει να διαστασιολογηθούν οι μανδύες ενίσχυσης.

7. Στο έβδομο βήμα γίνεται ο έλεγχος της ανηγμένης αξονικής δύναμης (v_d) σε όσα υποστυλώματα δεν βρέθηκαν ανεπαρκή κατά το προηγούμενο βήμα, θεωρώντας ότι πρέπει να ισχύει $v_d < 0.65$ όπως ορίζεται στην παραγρ. 5.4.3.2.1(3)P του EN 1998-1 για τη μέση Κατηγορία Πλαστιμότητας. Σε περίπτωση που κάποιο υποστύλωμα δεν ικανοποιεί τον έλεγχο αυτό, τότε πρέπει να γίνει μανδύας ώστε να αποτραπούν φαινόμενα εγκάρσιας διαστολής του υποστυλώματος λόγω αυξημένης θλιπτικής αξονικής δύναμης.
8. Στο όγδοο βήμα γίνεται ο έλεγχος λειτουργίας «θέση ή φύση» κοντών υποστυλωμάτων. Συχνά, για κάθε εξεταζόμενο επίπεδο πλαίσιο, η μετατροπή ενός τουλάχιστον κοντού υποστυλώματος σε τοίχωμα μπορεί να υποβαθμίσει τα εμφανιζόμενα προβλήματα, καθότι ανακουφίζει τα υπόλοιπα λόγω δραστικού περιορισμού των οριζόντιων μετακινήσεων των διαφραγμάτων. Πάντως, σημειώνεται ότι όταν το κτίριο χαρακτηρίζεται ως «διπλό σύστημα ισοδύναμο προς το σύστημα τοιχωμάτων» βάσει της παραγράφου 5.1.2 του EN 1998-1, τα φαινόμενα ανάπτυξης των κοντών υποστυλωμάτων είναι υποβαθμισμένα.
9. Στο ένατο βήμα, διαστασιολογούνται οι μανδύες ενίσχυσης των δομικών μελών της κατασκευής. Για να επιτευχθεί αυτό πρέπει να εισαχθούν οι προβλεπόμενοι μανδύες στο προσομοίωμα (το οποίο ήδη έχει τα πρόσθετα τοιχώματα) του κτιρίου, υπό την προϋπόθεση βέβαια ότι πρόκειται για μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος κάτι το οποίο συνεπάγεται αλλαγή της διατομής των δομικών στοιχείων (σε αντίθεση με την περίπτωση όπου χρησιμοποιούνται ινοπλισμένα πολυμερή όπου εκεί δεν αλλάζουν οι διατομές). Στη συνέχεια, διενεργείται η γραμμική αντισεισμική ανάλυση με μέγιστο καθολικό συντελεστή συμπεριφοράς κτιρίου $q=2.50$ (βλ. βήμα 6) χρησιμοποιώντας τις χαρακτηριστικές τιμές αντοχής των υλικών. Τα αποτελέσματα αυτής της ανάλυσης αποτελούν το ελάχιστο επίπεδο έντασης για το σχεδιασμό των μανδύων ενίσχυσης.
10. Στο δέκατο βήμα μοντελοποιούνται τόσο οι νέες ενισχυμένες διατομές, όσο και οι αρχικές διατομές που έτυχε να μην εμφανίζουν κάποιου είδους ανεπάρκεια, με στοιχεία ινών “fiber elements” προκειμένου να υπολογισθεί το διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων ($M-\varphi$) της εξεταζόμενης διατομής για κάθε δυνατή κατεύθυνση κάμψης αυτής, καθώς και το χωρικό διάγραμμα ροπών-αξονικών δυνάμεων σε διαξονική κάμψη με αξονική δύναμη. Σημειώνεται εδώ ότι οι νέοι συνδετήρες που θα τοποθετηθούν στους μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος των υποστυλωμάτων θα πρέπει να ικανοποιούν την εξ.(5.15) του EN 1998-1 περί ελάχιστου μηχανικού ογκομετρικού ποσοστού των συνδετήρων περίσφιξης στις κρίσιμες διατομές και δεδομένου ότι στους μανδύες μπορούν να τοποθετηθούν μόνο περιμετρικοί συνδετήρες, ενίοτε οδηγούμαστε σε συνδετήρες $\Phi 12/8$ κατηγορίας B550c ή και παραπάνω. Ανάλογα, για τα ακραία υποστυλώματα στα άκρα των τοιχωμάτων πρέπει να ικανοποιείται η εξ.(5.20) του EN 1998-1. Σημειώνεται ότι οι συνδετήρες των μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος πρέπει να είναι γνωστοί διότι επηρεάζουν έντονα το μοντέλο περισφιγμένου σκυροδέματος των υποστυλωμάτων που θα χρησιμοποιηθεί αμέσως παρακάτω. Έτσι, στη συνέχεια, η

εξεταζόμενη διατομή πρέπει να χωρισθεί σε περιοχή απερίσφικτου και σε περιοχή περισφιγμένου σκυροδέματος, ενώ αναπτύσσεται και ένας προβληματισμός σχετικά με το αν πρέπει (ή όχι) να θεωρηθεί περισφιγμένη (ή απερίσφικτη) η αρχική διατομή των υποστυλωμάτων, η οποία φέρει συνήθως ελάχιστους συνδετήρες πλην όμως ευρίσκεται πλέον εγκιβωτισμένη από τον μανδύα και ως εκ τούτου δεν δύναται να παραμορφωθεί εγκαρσίως. Στη φάση αυτή χρησιμοποιούνται οι μέσες τιμές αντοχής των υλικών (κατάλληλα τροποποιημένες ανάλογα με την κατηγορία αξιοπιστίας των δεδομένων), καθώς επίσης και το προτεινόμενο μοντέλο περισφιγμένου σκυροδέματος από τις εξ.(Α.6-Α.8) του EN 1998-3 (το οποίο είναι αρκετά διαφορετικό από αυτό που προτείνεται από τον ΚΑΝΕΠΕ). Το διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων ($M-\varphi$) πρέπει να μετατραπεί σε ισοδύναμο ελαστοπλαστικό εφαρμόζοντας κάποια αξιόπιστη διαδικασία (π.χ. κατά Caltrans για διατήρηση της ευστάθειας των υπολογισμών στη μη-γραμμική ανάλυση) από το οποίο θα προκύπτει γραφικά η μέση ροπή M_y και η μέση καμπυλότητα διαρροής φ_y (που αντανακλούν στη διαρροή του συνόλου της διατομής και όχι στην έναρξη της διαρροής σε μία ράβδο) καθώς και η διαθέσιμη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων $\mu_\varphi = \varphi_u / \varphi_y$. Εδώ πρέπει να λαμβάνεται μέριμνα ώστε να υπάρχει επαρκής διαθέσιμη πλαστιμότητα καμπυλοτήτων (δηλ. ως σύσταση μπορούμε να είμαστε ικανοποιημένοι εφόσον ισχύει $\mu_\varphi > 10$, χωρίς βέβαια το όριο αυτό να είναι υποχρεωτικό για κάθε περίπτωση, ειδικά δε για τοιχώματα). Σημειώνεται επίσης, ότι η διαστασιολόγηση όλων των μανδύων συνιστάται να γίνεται με ικανοτικό τρόπο στους κόμβους, ώστε πάντοτε οι πλαστικές αρθρώσεις να εμφανίζονται στις δοκούς και όχι στα υποστυλώματα. Για να επιτευχθεί αυτό, με απρόσκοπτο λογιστικό τρόπο, θα πρέπει πρώτα να διαστασιολογηθούν οι μανδύες όλων των δοκών, και στη συνέχεια, έχοντας γνωστές τις ροπές αντοχής των δοκών να ακολουθήσει η διαστασιολόγηση των μανδύων των υποστυλωμάτων, ενώ οι κόμβοι των μανδύων θα πρέπει να είναι κατάλληλα οπλισμένοι, ώστε να είναι σε θέση να μεταβιβάζουν την αναπτυσσόμενη ένταση από την παραμόρφωση των δοκών στα υποστυλώματα. Διευκρινίζεται τέλος, ότι οι μανδύες των δοκών μπορούν να περιοριστούν μόνο στα άκρα των δοκών, εφόσον προβλεφθεί το κατάλληλο μήκος αγκύρωσης των μανδύων (τουλάχιστον όσο είναι το κρίσιμο μήκος των δοκών, δηλ. $2h_b$, όπου h_b είναι το ύψος της διατομής της δοκού).

11. Στο ενδέκατο αυτό βήμα, γίνεται η μετατροπή του ελαστοπλαστικού διαγράμματος διαθέσιμων ροπών-καμπυλοτήτων ($M-\varphi$) σε ελαστοπλαστικό διάγραμμα διαθέσιμων ροπών-στροφών χορδής ($M-\theta$), όπου ως στροφή χορδής θ ορίζεται η κλίση του μήκους διάτμησης του εξεταζόμενου άκρου σε ένα δομικό μέλος, δηλ. $\theta = \delta / L_V$, όπου δ είναι η μετατόπιση του «ελεύθερου άκρου» του μήκους διάτμησης L_V , θεωρώντας ότι αυτό λειτουργεί ως ένας ιδεατός πρόβολος. Η διαθέσιμη στροφή χορδής στη διαρροή θ_y και η διαθέσιμη στροφή χορδής στην αστοχία θ_u , δίδονται από κατάλληλες εξισώσεις του EN 1998-3 και ΚΑΝΕΠΕ, ενώ η διαφορά τους δίδει απευθείας την πλαστική στροφή χορδής $\theta_p = \theta_u - \theta_y$, η οποία θεωρητικά ισούται με τη διαθέσιμη πλαστική στροφή που λαμβάνει χώρα εντός του μήκους πλαστικής άρθρωσης L_{pl} , δηλαδή θεωρητικά ισούται με το ολοκλήρωμα των πλαστικών καμπυλοτήτων στο μήκος L_{pl} όπως μπορεί να υπολογισθεί έμμεσα από την εξ.(Α.4) του EN 1998-3. Το κατάλληλο μήκος L_{pl} δίδεται από την εξ.(Α.9) του EN 1998-3.
12. Στο δωδέκατο αυτό βήμα, γίνεται έλεγχος ώστε να αποκλειστεί το ενδεχόμενο να προηγηθεί η διατμητική αστοχία έναντι της καμπτικής. Υπολογίζεται η διατμητική αντοχή V_R του στοιχείου από την εξ.(Α.12) του EN 1998-3 και με δεδομένο τον μήκος διάτμησης L_V , κάτι το οποίο υπονοεί ότι έχει ήδη αναπτυχθεί πλαστική άρθρωση και στα δύο άκρα του δομικού

στοιχείου, υπολογίζεται εύκολα η ροπή M_{VR} που αναπτύσσεται στο άκρο του εξεταζόμενου δομικού στοιχείου κατά τη στιγμή ανάπτυξης τέμνουσας ίσης με την διατμητική αντοχή, δηλ. $M_{VR} = V_R \cdot L_V$. Πρέπει να ισχύει πάντοτε ότι $M_{VR} \gg M_y$, όπου M_y είναι η ροπή πλαστικοποίησης της διατομής από το ελαστοπλαστικό διάγραμμα $M-\phi$. Εδώ τονίζεται ότι ο υπόψη έλεγχος κλίνει πάντοτε προς την πλευρά της ασφάλειας στην περίπτωση που δεν εμφανισθούν πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα του υποστυλώματος (λόγω ικανοτικού ελέγχου των μανδύων).

13. Στο δέκατο-τρίτο αυτό βήμα, υπολογίζεται η «τέμνουσα δυσκαμψία διατομής» EI_{sec} , από τη σχέση $EI_{sec} = M_y \cdot L_V / 3\theta_y$, ως η μέση τιμή για θετική και αρνητική κάμψη και των δύο άκρων του εξεταζόμενου δομικού στοιχείου σύμφωνα με την παραγρ. Α.3.2.4(5) του τον Ευρωκώδικα EN 1998-3. Η τιμή EI_{sec} , η οποία είναι υποχρεωτική να λαμβάνεται υπόψη για όλα τα κύρια δομικά στοιχεία από την αρχή της ανάλυσης, θεωρείται σταθερή για ολόκληρο το μήκος διάτμησης L_V , το οποίο προσεγγιστικά μπορεί να ληφθεί ίσο με το μισό του καθαρού μήκους του εξεταζόμενου δομικού μέλους, είτε πρόκειται για υποστυλώματα είτε πρόκειται για δοκούς. Εδώ βέβαια υπάρχει και η αντίφαση «...γιατί να χρησιμοποιούμε στο προσομοίωμα (και μάλιστα εξ αρχής) την τέμνουσα δυσκαμψία διατομής στην περίπτωση που δεν μπορούν να εμφανιστούν πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα του εξεταζόμενου υποστυλώματος λόγω του ικανοτικού σχεδιασμού;» Επιπρόσθετα, όπως αποδεικνύεται ενίοτε μετά το πέρας της μη-γραμμικής ανάλυσης, ακόμα και στην κατάσταση της επικείμενης κατάρρευσης, εξακολουθούν να υπάρχουν πολλά δομικά στοιχεία της κατασκευής που δεν έχουν εμφανίσει πλαστικές αρθρώσεις στα δύο άκρα τους (και σε αρκετές περιπτώσεις ούτε καν στο ένα). Έτσι, εισάγοντας τις τέμνουσες δυσκαμψίες διατομής σε όλα ανεξαιρέτως τα κύρια δομικά μέλη της κατασκευής, λαμβάνουμε ένα προσομοίωμα ιδιαίτερα εύκαμπτο όπου οι αναπτυσσόμενες μετακινήσεις είναι πάντοτε μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες πραγματικές ακόμα και στην επικείμενη κατάρρευση, ενώ για την κατάσταση των «Περιορισμένων Βλαβών» η απόκλιση στις μετακινήσεις συχνά προκύπτουν ιδιαίτερα μεγάλες. Άρα, για τις υψηλότερες στάθμες σεισμικής επιτελεστικότητας όπως αυτή των «Περιορισμένων Βλαβών» ή και σε στάθμες επιτελεστικότητας που βρίσκονται ακόμα νωρίτερα (δηλ. στη γραμμική περιοχή), η μη-γραμμική ανάλυση που προτείνεται από τον EN 1998-3 και ΚΑΝΕΠΕ δίνει πολύ μεγάλες μετακινήσεις, ενίοτε μη-ρεαλιστικές.

14. Στο δέκατο-τέταρτο βήμα διενεργούνται οι αναγκαίες μη-γραμμικές στατικές αναλύσεις του φορέα. Αυτές ανέρχονται, βάσει EN 1998-3, σε δέκα-έξι μη-γραμμικές στατικές αναλύσεις, διότι θεωρούμε το σημείο εφαρμογής της οριζόντιας φόρτισης μετατοπισμένο κατά την τυχηματική εκκεντρότητα e , όπου e είναι η διάσταση του ορόφου που είναι κάθετη στη διεύθυνση της σεισμικής δράσης

Πράγματι,

- Δύο (2) εξεταζόμενες κύριες διευθύνσεις του κτιρίου (π.χ. X & Y),
- Δύο (2) θέσεις της φόρτισης για κάθε κύρια διεύθυνση λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας,
- Δύο (2), θετική και αρνητική φορά φόρτισης με τις οριζόντιες δυνάμεις για κάθε θέση σύμφωνα με την παραγρ. 4.3.3.4.1(7)P του EN 1998-1,
- Δύο (2) κατανομές δυνάμεων καθύψος (η πρώτη σύμφωνα με την θεμελιώδη ιδιομορφή και η δεύτερη ομοιόμορφη)

Άρα, $2 \times 2 \times 2 = 16$ μη-γραμμικές στατικές επιλύσεις του γυμνού πλαισίου καθότι έχουμε απαλλαγή (σύμφωνα με την παραγρ. 5.9.1 ΚΑΝΕΠΕ) από την υποχρεωτική λήψη των τοιχοπληρώσεων όταν φροντίζουμε να έχουμε «διπλό σύστημα ισοδύναμο προς το σύστημα τοιχωμάτων» βάσει της παραγράφου 5.1.2 του EN 1998-1

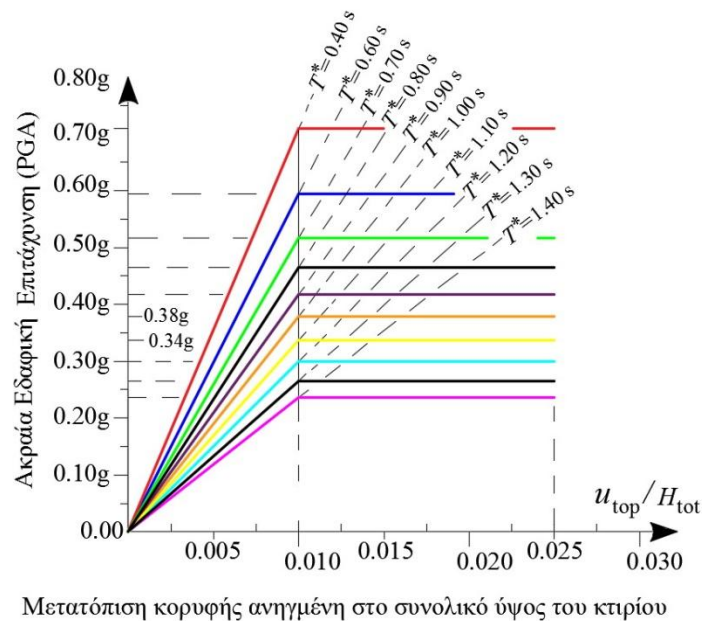
Σημειώνεται ότι σε κάθε μία επίλυση πρέπει να ελέγχεται η απόδοση του ικανοτικού σχεδιασμού των μανδυνών, διότι ενίοτε εμφανίζονται υπολογιστικά πλαστικές αρθρώσεις στα υποστυλώματα παρά το γεγονός ότι έχει γίνει ο ικανοτικός έλεγχος κόμβων μανδυνών. Αν αυτό συμβεί τότε πρέπει να ενισχυθεί περαιτέρω ο μανδύας των υποστυλωμάτων.

Επίσης, πρέπει να σημειώσουμε ότι οι εξεταζόμενες διευθύνσεις κατά τις οποίες θα πρέπει να εφαρμοστούν οι οριζόντιες δυνάμεις σύμφωνα με τον EN 1998-1 πρέπει να είναι οι «κύριες ή κατάλληλες» διευθύνσεις του κτιρίου (βλ. 4.3.3.4.2.1(3), 4.3.1(5), 4.2.1.3(2), 4.3.3.2.3(2)P, 4.3.3.4.2.2(2)P, 4.3.3.1(7), (8) & (9)), χωρίς ωστόσο να δίδονται πληροφορίες από τον Ευρωκώδικα EN 1998-1 για το πως ορίζονται οι διευθύνσεις αυτές στη περίπτωση των πολυώροφων κτιρίων με τυχαίο προσανατολισμό των κατακόρυφων δομικών στοιχείων.

15. Στο δέκατο-πέμπτο βήμα γίνεται η εφαρμογή του Παραρτήματος Β του EN 1998-1 για την αξιολόγηση των αποτελεσμάτων κάθε μιας από τις 16 μη-γραμμικές αναλύσεις. Εδώ τονίζεται ότι κατά την εφαρμογή του υπόψη Παραρτήματος Β του EN 1998-1 είναι αναγκαίο να ορισθεί ένα ιδεατό ισοδύναμο μη-γραμμικό μονοβάθμιο σύστημα. Η οριζόντια δυσκαμψία του ιδεατού αυτού συστήματος πρέπει να ισούται με την κλίση του πρώτου κλάδου της καμπύλης αντίστασης του κτιρίου όπως προέκυψε από τη μη-γραμμική ανάλυση και όχι με μικρότερη κλίση όπως προτείνει το υπόψη Παράρτημα Β. Με χρήση του υπόψη Παραρτήματος μπορούν να προκύψουν τελικά οι χαρακτηριστικοί σεισμοί (σε όρους ακραίας εδαφικής επιτάχυνσης) που αντιστοιχούν στα τρία επίπεδα σεισμικής επιτελεστικότητας του κτιρίου.
16. Τέλος, στο δέκατο-έκτο βήμα αυτό μπορούμε να πάρουμε μία εικόνα για την ένταση και τις μετακινήσεις που αναπτύσσονται λόγω της χωρικής δράσης των δύο οριζόντων συνιστωσών του σεισμού. Σύμφωνα με την παραγρ. 4.3.3.5.1(6) του EN 1998-1 ορίζεται ότι παρά το γεγονός ότι ευρισκόμαστε στη μη-γραμμική περιοχή, πρέπει να διενεργούμε μία επαλληλία τύπου SRSS για όλους τους πιθανούς συνδυασμούς μεταξύ των δύο σεισμικών συνιστωσών μη-γραμμικής ανάλυσης που έχουμε ήδη γνωστές και οι οποίες πρέπει να φθάνουν μέχρι την μετατόπιση-στόχο κάθε μη-γραμμικής ανάλυσης. Φυσικά, οι επαλληλίες απαγορεύονται γενικά στη μη-γραμμική περιοχή, πλην όμως κατ' άκραν οικονομία μπορεί να γίνει μία εξαίρεση μόνο για τα μεγέθη έντασης (M , Q , N , σ) καθότι αυτά διατηρούν τιμές μικρότερες ή ίσες από τις τιμές διαρροής τους και αναπτύχθηκαν σε διατομές που δεν έχουν εισέλθει στη μη-γραμμική περιοχή. Αλλά, επ' ουδενί δεν είναι δυνατό να εφαρμόζεται η ίδια επαλληλία SRSS και στις ανελαστικές μετακινήσεις και παραμορφώσεις, οι οποίες συνήθως ευρίσκονται βαθειά στη μη-γραμμική περιοχή, κάτι το οποίο ο Ευρωκώδικας EN 1998-1 δεν το διακρίνει. Για τις τελευταίες αυτές μετακινήσεις, καμιά επαλληλία δεν μπορεί να αποδώσει τα ορθά αποτελέσματα, ενώ η χρήση της απλής γραμμικής επαλληλίας (αντί της SRSS) προσεγγίζει πολύ καλύτερα την πραγματική εικόνα. Από την άλλη πλευρά, οι αντίστοιχες προτάσεις του ΚΑΝΕΠΕ αναφορικά με τη λήψη της χωρικής δράσης του σεισμού δεν αντέχουν σε ορθολογική κριτική, και για το λόγο αυτό δεν ασχολούμαστε εδώ με αυτές περαιτέρω.

3. Ανάλυση

Είναι γνωστό ότι στη μη-γραμμική στατική ανάλυση ενός κτιρίου, τον κομβικότερο ρόλο παίζει το παραχθέν «διάγραμμα αντίστασης» του κτιρίου (pushover / capacity curve), το οποίο υπολογίζεται σε όρους «τέμνουσας βάσης» και «μετατόπισης κορυφής» του κτιρίου. Το διάγραμμα αυτό, σύμφωνα με το Παράρτημα Β του EN 1998-1, το μετατρέπουμε σε «διάγραμμα αντίστασης» ενός ελαστοπλαστικού ιδεατού μονοβάθμιου φορέα που υποτίθεται ότι είναι προσεγγιστικά «επαρκώς ισοδύναμο» με το αρχικό κτίριο. Αυτός ο ιδεατός μονοβάθμιος φορέας είναι μαθηματικά αναγκαίος να χρησιμοποιείται για να καταστεί δυνατή η χρήση των ανελαστικών φασμάτων επιτάχυνσης απόκρισης, ώστε να υπολογιστεί η στοχευόμενη μετατόπιση, καθότι είναι γνωστό ότι τα φάσματα ορίζονται αποκλειστικά σε μονοβάθμιους ταλαντωτές δίχως να έχουν νόημα σε πολυβάθμιους φορείς, αν προηγουμένως οι τελευταίοι δεν μετατραπούν μαθηματικά σε κάποιον ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα. Εδώ σημειώνεται ότι, σήμερα υπάρχουν ακριβέστερες διαδικασίες που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον ορισμό περισσότερο επιτυχημένων ιδεατών μονοβάθμιων συστημάτων συγκριτικά με αυτό το παρωχημένο που προτείνεται από το Παράρτημα Β του EN 1998-1 [12-18]. Πράγματι, μεταξύ αυτών των ακριβέστερων νέων μεθοδολογιών, σημαίνουσα θέση κατέχει μία ολοκληρωμένη μεθοδολογία (και μαθηματικά τεκμηριωμένη) ορισμού ενός ελαστοπλαστικού ιδεατού μονοβάθμιου φορέα, που είναι επαρκώς ισοδύναμος με τα έντονα ασύμμετρα πολυώροφα κτίρια που έχουν στρεπτική ευαισθησία [12][17]. Μάλιστα, από τον ακριβέστερο τελευταίο αυτό ορισμό προκύπτει ευθέως ως μερική περίπτωση, η συνήθης περίπτωση των επίπεδων πολυώροφων πλαισίων τα οποία πραγματεύεται το Παράρτημα Β του EN 1998-1. Επανερχόμενοι στη διερεύνηση που διενεργήθηκε στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας, εξετάσθηκε το ενδεχόμενο να αναπτυχθούν κανονικοποιημένες καμπύλες αντίστασης των κτιρίων που μελετήθηκαν, ώστε να έχουν, ει δυνατόν, καθολική εφαρμογή ανεξαρτήτως κατασκευής. Η προτεινόμενη κανονικοποίηση γίνεται ακολουθώντας την παρακάτω διαδικασία ως εξής (Σχ.1):



Σχήμα 1. Μέσο ελαστοπλαστικό διάγραμμα ακραίας εδαφικής επιτάχυνσης και στροφής του προφίλ ενισχυμένων κτιρίων ο/σ.

1. Η μετατόπιση της κορυφής u_{top} του πολυώροφου κτιρίου διαιρείται με το συνολικό ύψος H_{tot} του κτιρίου, ύψος που παριστάνει την απόσταση του τελευταίου ορόφου από το έδαφος ή από το δάπεδο ισογείου στην περίπτωση που υπάρχει υπερυψωμένο υπόγειο.
2. Αντί της τέμνουσας βάσης να χρησιμοποιούνται οι τιμές της ακραίας εδαφικής επιτάχυνσης (PGA) από το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων του EN 1998-1, που αντιστοιχεί στα επίπεδα επιτελεστικότητας Περιορισμένων Βλαβών (DL), Σημαντικών Βλαβών (SD) και Επικείμενης Κατάρρευσης (NC). Οι τιμές της ακραίας εδαφικής επιτάχυνσης προκύπτουν σε συνδυασμό με το Παράρτημα Β του EN 1998-1, όπως δείχνεται στο παράδειγμα που ακολουθεί.

Υπό την προϋπόθεση ότι ακολουθούμε το διάγραμμα ροής που προτείνεται στην παρούσα εργασία, χρησιμοποιώντας για τη μελέτη των μανδυνών οπλισμένου σκυροδέματος ποιότητα σκυροδέματος κατηγορίας C30 και χάλυβα B500c, και για κτίρια με «διπλό σύστημα ισοδύναμο προς το σύστημα τοιχωμάτων» βάσει της παραγράφου 5.1.2 του EN 1998-1, παρατηρήθηκε ότι η διασπορά των κανονικοποιημένων αυτών καμπυλών αντίστασης των ενισχυμένων κτιρίων είναι μάλλον μικρή καθότι η μετατόπιση διαρροής του κέντρου μάζας στην κορυφή του κτιρίου κυμαίνεται από \dots έως \dots , με μέση τιμή την \dots και ότι δεν εξαρτάται ιδιαίτερα από την παλαιότητα του αρχικού κτιρίου, ούτε από τον αριθμό των ορόφων, αλλά εξαρτάται κυρίως από τη θεμελιώδη μεταφορική ιδιοπερίοδο της ενισχυμένης κατασκευής (ή ισοδύναμα από την ιδιοπερίοδο του ιδεατού μονοβάθμιου συστήματος που θεωρείται ισοδύναμο με το ενισχυμένο πραγματικό κτίριο όπως ορίζεται στο Παράρτημα Β του EN 1998-1). Το νέο διάγραμμα φαίνεται στο (Σχ.1) και επιτρέπει να γνωρίζουμε προσεγγιστικά και εκ των προτέρων τη τελική σεισμική επίδοση που θα έχει μία κατασκευή, μόνο με γραμμικούς υπολογισμούς, αν την ενισχύσουμε με βάση τον Ευρωκώδικα EN 1998-3 και το διάγραμμα ροής που προτείνεται στην παρούσα εργασία και η πληροφορία αυτή είναι ιδιαίτερα σημαντική για τον κύριο του έργου που επιδιώκει την αντισεισμική αναβάθμιση του κτιρίου του.

Η κλειδα του διαγράμματος του (Σχ.1) είναι η εξής:

Δεδομένα: Έστω ένα ασύμμετρο πολυώροφο κτίριο συνολικού ύψους $H_{tot} = 16.00\text{m}$ και συνολικής μεταφορικής μάζας όλων των ορόφων ίσης με \dots , του οποίου οι δύο ασύζευκτες μεταφορικές ιδιοπερίοδοι κατά τις πραγματικές ή πλασματικές κύριες διευθύνσεις X και Y του κτιρίου, μετά την ενίσχυση με τοιχώματα και μανδύες, υπολογίζεται σε \dots και \dots , αντίστοιχα. Οι ασύζευκτες μεταφορικές ιδιοπερίοδοι \dots και \dots του κτιρίου προκύπτουν με γραμμικούς υπολογισμούς (δηλ. ιδιομορφική ανάλυση) του ασύζευκτου προσομοιώματος κατά τις πραγματικές ή πλασματικές κύριες διευθύνσεις του κτιρίου, θεωρώντας δυσκαμψίες μειωμένες στο 50% σύμφωνα με την παραγρ. 4.3.1(7) του Ευρωκώδικα EN 1998-1. Σημειώνεται ότι ακολουθώντας το διάγραμμα ροής της παρούσας εργασίας, το εξεταζόμενο κτίριο θεωρείται ότι δεν είναι δυνατό να έχει «στρεπτική ευαισθησία» (βλ. βήμα 4 του διαγράμματος ροής), ενώ πάντοτε θα χαρακτηρίζεται ως κτίριο με «διπλό σύστημα ισοδύναμο προς το σύστημα τοιχωμάτων» βάσει της παραγράφου 5.1.2 του EN 1998-1 σύμφωνα με το βήμα 5 του διαγράμματος ροής.

Αποτελέσματα: Από το Σχ.(1) προκύπτουν τα εξής:

1. η μετατόπιση-διαρροής \dots του κέντρου μάζας του τελευταίου ορόφου εκτιμάται σε:
2. η μετατόπιση –αστοχίας \dots του κέντρου μάζας του τελευταίου ορόφου εκτιμάται σε:

3. Η δρώσα ιδιοπερίοδος ή του ιδεατού μονοβάθμιου συστήματος (κατά τις κύριες διευθύνσεις X και Y του κτιρίου) που θεωρείται ισοδύναμο με το ενισχυμένο κτίριο σύμφωνα με το Παράρτημα Β του EN 1998-1, μπορεί να εκτιμηθεί από τις σχέσεις:

$$T_{\text{ideal}} = 2.0 \cdot H \cdot \sqrt{\frac{m}{EI_{\text{sec}}}}$$

Ο παρανομαστής αποδίδει ικανοποιητικά τη θεώρηση της τέμνουσας δυσκαμψίας EI_{sec} όλων των δομικών στοιχείων που υποχρεωτικά λαμβάνεται υπόψη από την παραγρ. Α.3.2.4(5) του Ευρωκώδικα EN 1998-3 κατά τη μη-γραμμική ανάλυση.

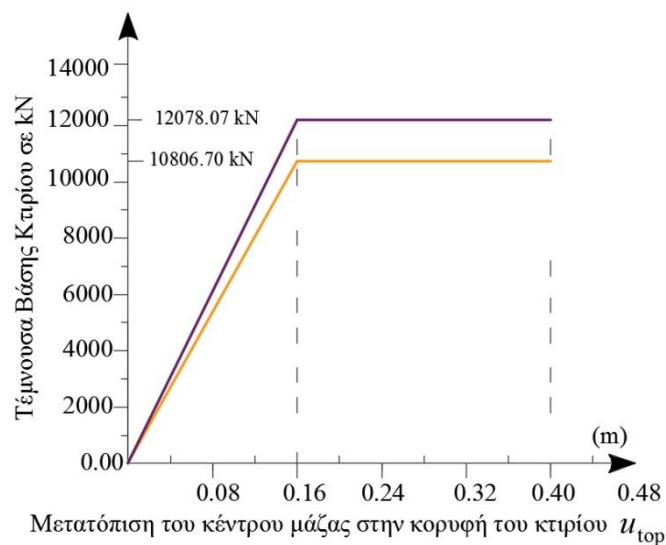
Έτσι, οι δρώσες ιδιοπερίοδοι ή εκτιμώνται σε:

$$T_{\text{ideal}} = 2.0 \cdot H \cdot \sqrt{\frac{m}{EI_{\text{sec}}}}$$

4. Από το Σχ.(1), προκύπτει στη συνέχεια ότι ακραία εδαφική επιτάχυνση που προκαλεί την διαρροή του κτιρίου θα είναι για την X-σεισμική συνιστώσα, και για την Y-σεισμική συνιστώσα.
5. Η φασματική επιτάχυνση για τους παραπάνω δύο σεισμούς, σύμφωνα με το ελαστικό φάσμα του Ευρωκώδικα EN 1998-1 είναι (για έδαφος D, S=1.35, $\eta=1.00$):

$$a_{\text{max}} = 0.16 \cdot S \cdot \eta = 0.16 \cdot 1.35 \cdot 1.00 = 0.216$$

6. Συνεπώς, οι δύο αντίστοιχες μέσες τέμνουσες βάσης που προκαλούν τη διαρροή στο κτίριο είναι και στη συνέχεια σχεδιάζεται η προεκτίμηση της μέσης ελαστοπλαστικής καμπύλης αντίστασης του ενισχυμένου κτιρίου (Σχ.2):



Σχήμα 2. Προεκτίμηση μέσης ελαστοπλαστικής καμπύλης αντίστασης ενισχυμένων κτιρίων ο/σ.

Με τον τρόπο αυτό προέκυψε μία ασφαλής προεκτίμηση για ένα μέσο ελαστοπλαστικό διάγραμμα αντίστασης του εξεταζόμενου κτιρίου (μετά από την αναγκαία ενίσχυση). Η υπόψη προεκτίμηση στηρίχθηκε αποκλειστικά στη χρήση γραμμικών αναλύσεων, αξιοποιώντας όμως τα αποτελέσματα σχετικής ερευνητικής διερεύνησης με μη-γραμμικές αναλύσεις.

4. Συμπεράσματα

Η παρούσα εργασία παρουσίασε ένα νέο διάγραμμα ροής για την εφαρμογή του Ευρωκώδικα EN 1998-3 και του ΚΑΝΕΠΕ (1η αναθ.) προσπαθώντας να καλύψει το κενό αυτό που αφήνουν οι παραπάνω δύο κανονισμοί, προκειμένου να αυξηθεί η αντίληψη του μέσου Πολιτικού Μηχανικού που καλείται να τους εφαρμόσει άρτια. Το προτεινόμενο διάγραμμα ροής εφαρμόστηκε με απόλυτη επιτυχία σε μία σειρά από μελέτες ενίσχυσης και αποτίμησης φέρουσας αντισεισμικής ικανότητας πραγματικών ασύμμετρων πολυώροφων κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα κατά την εκπόνηση ενός μη-χρηματοδοτούμενου ερευνητικού προγράμματος που έλαβε χώρα στο Εργαστήριο Στατικής & Δυναμικής των Κατασκευών του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών ΑΠΘ. Από τα αποτελέσματα των μη-γραμμικών αναλύσεων που έλαβαν χώρα, προέκυψε παραμετρικά ένα μέσο ελαστοπλαστικό διάγραμμα ακραίας εδαφικής επιτάχυνσης και στροφής του καθύψος προφίλ των ενισχυμένων κτιρίων ο/σ, και δείχνεται ο τρόπος σύμφωνα με τον οποίο μπορούμε προσεγγιστικά να προεκτιμήσουμε το τελικό αποτέλεσμα μιας ενίσχυσης στο τυχόν πολυώροφο ασύμμετρο κτίριο με προσθήκη τοιχωμάτων και μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος. Η πληροφορία αυτή είναι ιδιαίτερα χρήσιμη στον κύριο του έργου, πριν την εκπόνηση της μελέτης αντισεισμικής ενίσχυσης, προκειμένου να ολοκληρώσει τον στρατηγικό σχεδιασμό και να αποφασίσει τελικά για την ενίσχυση ή μη του κτιρίου.

5. Βιβλιογραφία

- [1] ΚΑΝ.ΕΠΕ. (2013), “Έγκριση Κανονισμού Επεμβάσεων σε κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα”, 1^η αναθεώρηση, ΦΕΚ 2187/β’/05.09.2013
- [2] EN 1998-3 (2004), “Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings”, Brussels.
- [3] Αθανασιάδης Ν. (2016), “Αποτίμηση αντισεισμικής συμπεριφοράς υφιστάμενης κατασκευής & ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος”, Διπλωματική Εργασία, Εργαστήριο Στατικής & Δυναμικής των Κατασκευών, ΤΕΤΚ, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών ΑΠΘ.
- [4] Βαλανός Γ. (2016), “Αποτίμηση της φέρουσας αντισεισμικής ικανότητας υφιστάμενης 5-ώροφης κατασκευής με μη-γραμμικές μεθόδους βάσει EN 1998-3 και ενίσχυση αυτής”, Διπλωματική Εργασία, Εργαστήριο Στατικής & Δυναμικής των Κατασκευών, ΤΕΤΚ, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών ΑΠΘ.
- [5] Βαρσαμής Χ. (2016), “Αντισεισμική μελέτη ενίσχυσης υφιστάμενου 6-ώροφου κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος με μη-γραμμική υπερωθητική ανάλυση” Διπλωματική Εργασία, Εργαστήριο Στατικής & Δυναμικής των Κατασκευών, ΤΕΤΚ, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών ΑΠΘ.
- [6] Γκιόκας Γ. (2016), “Διερεύνηση της σεισμικής επάρκειας κτιρίου με ελαστικές & ανελαστικές στατικές μεθόδους”, Διπλωματική Εργασία, Εργαστήριο Στατικής & Δυναμικής των Κατασκευών, ΤΕΤΚ, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών ΑΠΘ.
- [7] Λουτρούκης Θ. (2015), “Αντισεισμική ενίσχυση & μη γραμμική ανάλυση υφιστάμενου κτιρίου με βάση τον Ευρωκώδικα EN 1998-3”, Διπλωματική Εργασία, Εργαστήριο Στατικής & Δυναμικής των Κατασκευών, ΤΕΤΚ, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών ΑΠΘ.
- [8] Λώλος Γ. (2016), “Μελέτη ενίσχυσης και αποτίμηση φέρουσας αντισεισμικής ικανότητας 9-ώροφου ασύμμετρου κτιρίου με μη-γραμμικές μεθόδους βάσει EN 1998-3”, Διπλωματική Εργασία, Εργαστήριο Στατικής & Δυναμικής των Κατασκευών, ΤΕΤΚ, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών ΑΠΘ.
- [9] Μήγκος Κ. (2016), “Μελέτη αντισεισμικής ενίσχυσης υφιστάμενης 7-ώροφης κατασκευής με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και αποτίμηση μέσω μη-γραμμικής ανάλυσης βάσει EN 1998-3”, Διπλωματική Εργασία, Εργαστήριο Στατικής & Δυναμικής των Κατασκευών, ΤΕΤΚ, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών ΑΠΘ.

- [10] Πηλαβάκη Δ. (2016), “Αποτίμηση της φέρουσας αντισεισμικής ικανότητας υφιστάμενης, 7-ώροφης, ασύμμετρης κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα και ενίσχυση αυτής”, Διπλωματική Εργασία, Εργαστήριο Στατικής & Δυναμικής των Κατασκευών, ΤΕΤΚ, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών ΑΠΘ.
- [11] Σαράντου Α. (2016), “Μελέτη ενίσχυσης 5-ώροφης ασύμμετρης κατασκευής οπλισμένου σκυροδέματος με μανδύες και αποτίμηση της φέρουσας αντισεισμικής ικανότητας βάσει του EN 1998-3”, Διπλωματική Εργασία, Εργαστήριο Στατικής & Δυναμικής των Κατασκευών, ΤΕΤΚ, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών ΑΠΘ.
- [12] Makarios, T. (2009), “Equivalent Non-Linear SDF system of spatial asymmetric multistory buildings in pushover procedure. Theory & Applications”. *Journal of the Structural Design of Tall & Special Buildings*, 18,7, (November 2009) pp.729-763.
- [13] Makarios, T. (2005), “Optimum definition of equivalent non-linear SDF system in pushover procedure of multistory r/c frames”, *Engineering Structures Journal* v.27, 5, April, pp.814-825.
- [14] Makarios, T. and Asteris, P. “2012”, “Numerical investigation of seismic behavior of spatial asymmetric multi-storey reinforced concrete buildings with masonry infill walls”. Special Issue on “Advances in Infilled Framed structures: Experiental & Modelling Aspects”. *The Open Construction & Building technology Journal*; HT-BO-TOBCTJ-0006. Suppl 1-M8; 113-125.
- [15] Makarios, T. (2012), “Seismic non-linear static new method of spatial asymmetric multi-storey r/c buildings”, *Journal of the Structural Design of Tall & Special Buildings*, DOI: 10.1002/tal.640, Vol. 21, Issue 11, November: 800–823
- [16] Makarios, T. (2012), “Evaluation of the Seismic demand Chord Rotations of Structural Reinforced Concrete Members”, *Journal of Frontiers in Geotechnical Engineering (FGE)*; Volume 1, issue 1, December 2012: 1-8
- [17] Makarios, T. (2012), “The equivalent non-linear single degree of freedom system of asymmetric multi-storey buildings in seismic static pushover analysis”, CHAPTER 6 of Book “*Earthquake Research and Analysis / Book 4th*”, ISBN 979-953-307-680-4.
- [18] Makarios, T., (2013) “Modelling of characteristics of inelastic member of reinforced concrete structures in seismic nonlinear analysis”. CHAPTER 1 of Book “*Focus on Nonlinear Analysis Research*”, Nova Science Publisher, Inc. April, pp:1-41