

# Αντισεισμικός σχεδιασμός μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος σε υφιστάμενα υποστυλώματα

## Design of reinforced concrete jacketing on existing columns against earthquake loads

Μιλτιάδης Χ. ΕΛΙΩΤΗΣ<sup>1</sup>

*Λέξεις κλειδιά: Ευρωκώδικας 8, δείκτης πλαστιμότητας, δείκτης συμπεριφοράς, διαθέσιμη θλιπτική παραμορφωσιακή ικανότητα σκυροδέματος, μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος*

*Key words: Eurocode 8, ductility index, behavior index, available compression strain capacity, reinforced concrete jacketing*

**ΠΕΡΙΛΗΨΗ:** Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η αξιοποίηση της διαθέσιμης ικανότητας θλιπτικής παραμόρφωσης σκυροδέματος  $\epsilon_{cu}$  για τον αντισεισμικό ανασχεδιασμό και την ενίσχυση υφιστάμενου υποστυλώματος. Πρόκειται για επέκταση της αρχικής μεθόδου του ομοτ. Καθ. ΕΜΠ και Θ. Π. Τάσιου, με σκοπό να ληφθεί υπόψη στους υπολογισμούς η ακριβέστερη προσέγγιση του δείκτη συμπεριφοράς  $q_{\mu}$ , όπως προκύπτει από τη χρήση του πραγματικού διαγράμματος τέμνουσας ως προς την οριζόντια μετακίνηση της κορυφής του υποστυλώματος. Σε πρώτο στάδιο αποδεικνύεται η εξίσωση του δείκτη πλαστιμότητας μετατοπίσεων  $\mu_{\delta}$  ως προς το δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων  $\mu_{1/r}$ . Ακολουθώντας, από τις εκφράσεις καμπυλοτήτων σε στάδια πρώτης διαρροής και οριακής αντοχής, αντίστοιχα, σε συνδυασμό με την εξίσωση στατικής ισορροπίας των εντατικών μεγεθών σε στάδιο αστοχίας, καθώς και την εμπειρική εξίσωση που δίνει την  $\epsilon_{cu}$  ως προς το συντελεστή περίσφυξης  $\omega_w$ , προκύπτει η έκφραση που δίνει τον απαραίτητο χαλύβδινο οπλισμό του μανδύα έναντι τέμνουσας, για την αντισεισμική ενίσχυση του υποστυλώματος. Συγκρίσιμα είναι τα αποτελέσματα από την εφαρμογή της μεθόδου, με τα αντίστοιχα αποτελέσματα που δίνουν άλλες μέθοδοι, όπως η Μέθοδος Φασμάτων Εναλλακτικών Επεμβάσεων.

**ABSTRACT:** The objective of the present study is the development of the available compression strain capacity  $\epsilon_{cu}$  of concrete for the seismic redesign and retrofitting of existing columns. This work is an extension of the original method developed by

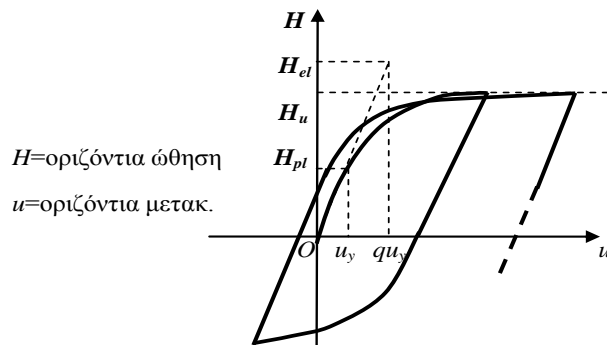
---

<sup>1</sup> Δρ. Μαθ., Πολιτικός Μηχανικός Μ.Ε.Τ., Υπ. Εσωτ. Κυπριακής Δημοκρατίας, Επιστημονικός Συνεργάτης ΤΜΑΣ Πανεπιστημίου Κύπρου, e-mail: m-elliotis@live.com

professor Th. Tasios at NTUA and its target is the implementation of a more accurate approximation for the behavior index  $q_{\mu}$ , derived from the real diagram of shear force vs. the horizontal displacement on the top of the column. At first stage we prove the equation of the displacement ductility index  $\mu_{\delta}$  with respect to the curvature ductility index  $\mu_{1/r}$ . Moreover, from the expressions providing the curvature at the stage of first yield and at the stage of failure, respectively, combined with the equation of static equilibrium of bending moment and of the axial force at the state of failure, as well as the empirical equation of compression strain capacity  $\epsilon_{cu}$ , with respect to the confinement coefficient  $\omega_w$ , we obtain the expression which provides the necessary steel reinforcement of jacketing against shear forces, aiming at the seismic retrofitting of the column. Comparison is made with the results obtained by other methods, such as the Alternative Retrofit Design Spectra method.

## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Πριν από μια εικοσαετία οι αναλύσεις που αφορούσαν την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων κτηρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα, όπως, π.χ., οι προτεινόμενες αναλύσεις στην εργασία των Clough & Penziel (1993), βασίζονταν στην υπόθεση ελαστικής – γραμμικής συμπεριφοράς, με αποτέλεσμα να μην εκφράζουν την πραγματική κατάσταση υπό τον σεισμό σχεδιασμού, ο οποίος προϋποθέτει μια προχωρημένη ελαστοπλαστική συμπεριφορά της κατασκευής. Οι σύγχρονες αντιλήψεις βασίζονται στη σύγκριση μεταξύ της διαθέσιμης ικανότητας παραμόρφωσης των μελών των υφιστάμενων κατασκευών και της απαίτησης όπως αυτή προκύπτει από την ανάλυση σε διάφορα επίπεδα επιτελεστικότητας.

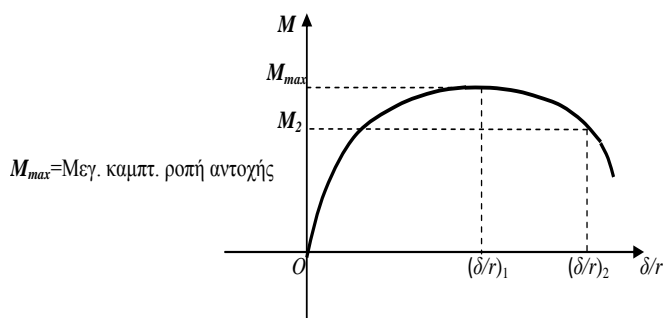


**Σχήμα 1.** Καμπύλη αντίστασης κατασκευής ή μέλους αυτής σε επαναλαμβανόμενη οριζόντια ώθηση (δημιουργία βρόχων υστέρησης).

Πρέπει να επισημανθεί, ωστόσο, ότι οι κλασσικές ελαστικές, πλήρως γραμμικές αναλύσεις δεν έχουν απορριφθεί αλλά εξακολουθούν, υπό προϋποθέσεις, να χρησιμοποιούνται για τους πιο κάτω λόγους:

- I. Περιγράφουν αρκετά ικανοποιητικά την εντατική κατάσταση σε διάφορες κρίσιμες θέσεις του φέροντος οργανισμού για σεισμούς μικρής έντασης.
- II. Προσφέρουν τις μόνες πρακτικώς εφικτές «εκτιμήτριες» των εντατικών μεγεθών υπό το σεισμό σχεδιασμού, με την προϋπόθεση ότι θα έχουμε πλήρη συναίσθηση της αβεβαιότητας των τιμών, των εν λόγω εντατικών μεγεθών και θα ενισχύσουμε την κατασκευή, με κατάλληλο τρόπο, για να μπορέσει να αντιμετωπίσει αποτελεσματικά αυτή την αβεβαιότητα.

Με βάση τα πιο πάνω ανακύπτει η πολύτιμη έννοια της πλαστιμότητας, δηλαδή της ικανότητας της κατασκευής (ιδίως των κρίσιμων περιοχών των δομικών στοιχείων της) να ανταποκρίνεται στις επιβαλλόμενες από το σεισμό μετελαστικές παραμορφώσεις με σταθερή αντίσταση και να καταναλώνει ενέργεια χωρίς αισθητή μείωση της αντίστασης της. Σε μια επαναλαμβανόμενη οριζόντια ώθηση  $H$  όπως είναι η σεισμική, η αντίσταση  $H_u$  στις μετακινήσεις είναι πρακτικά σταθερή και οι βρόχοι υστέρησης έχουν αρκετά μεγάλο εμβαδό, το οποίο αντιστοιχεί σε αρκετά μεγάλη απορροφούμενη ενέργεια (**Σχήμα 1**). Είναι βασικό να υπενθυμίσουμε ότι, στην πραγματικότητα, ο σεισμός δεν είναι ένα «εξωτερικό φορτίο», αλλά μια επιβαλλόμενη μετακίνηση ή μια επιβεβλημένη στροφή σε μια θέση πακτώσεως όπου η κατασκευή ή ένα δομικό της στοιχείο αποκρίνεται με κάποια αντίσταση. Έτσι, για παράδειγμα, μια διατομή στην οποία επιβάλλεται κάποια καμπυλότητα  $\delta/r$ , αρκετά αυξημένης τιμής, αποκρίνεται με ροπή  $M_2$ , η οποία ενδέχεται να είναι μικρότερη της μέγιστης τιμής  $M_{max}$  που μπορεί να αναλάβει η διατομή (**Σχήμα 2**). Όλα αυτά συνιστούν την τοπική συμπεριφορά ενός μέλους.



**Σχήμα 2.** Διάγραμμα ροπών – καμπυλοτήτων υποστυλώματος (μεγάλες παραμορφώσεις).

Σύμφωνα με τα πιο πάνω, προκύπτει η αναγκαιότητα υπολογισμού κατάλληλης περίσφιξης ώστε ένα υφιστάμενο υποστύλωμα να αποκτήσει ένα επιθυμητό «τοπικό» δείκτη συμπεριφοράς  $q_\mu$  (**Σχήμα 1**). Έτσι, στη συνέχεια του άρθρου αυτού θα γίνει περιγραφή της διαδικασίας υπολογισμού της τιμής  $q_\mu$ , όπως προκύπτει από τη χρήση του

προτεινόμενου διγραμμικού μοντέλου, που προσεγγίζει το πραγματικό διάγραμμα οριζόντιας ώθησης ως προς την οριζόντια μετακίνηση της κορυφής του υποστυλώματος και αποτελεί γενίκευση αντίστοιχης έκφρασης ελαστικού – πλήρως πλαστικού μοντέλου που περιγράφεται στη διεθνή βιβλιογραφία (Θ. Π. Τάσιος, 2012).

Θα επεξηγηθούν, επίσης, τα πλεονεκτήματα της προτεινόμενης έκφρασης του  $q_{\mu}$  έναντι της αντίστοιχης έκφρασης που δίνει ο Ευρωκώδικας 8. Ακολούθως, αποδεικνύεται η μαθηματική έκφραση του δείκτη πλαστιμότητας μετατοπίσεων  $\mu_{\delta}$  ως προς το δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων  $\mu_{1/r}$ . Στη συνέχεια αποδεικνύεται η σχέση της διαθέσιμης ικανότητας θλιπτικής παραμόρφωσης σκυροδέματος  $\epsilon_{cu}$  ως προς το δείκτη  $\mu_{1/r}$ , η οποία οδηγεί στη σημαντική έκφραση που δίνει την τιμή του συντελεστή περίσφιξης  $\omega_w$  ως προς το δείκτη  $\mu_{1/r}$ . Η τελευταία αυτή έκφραση δίνει τον απαραίτητο χαλύβδινο οπλισμό του μανδύα έναντι τέμνουσας, για την αντισεισμική ενίσχυση του υποστυλώματος. Τα αποτελέσματα της προτεινόμενης μεθόδου είναι συγκρίσιμα με αυτά της Μεθόδου Φασμάτων Εναλλακτικών Επεμβάσεων (Thermou et al., 2007).

## ΓΕΝΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΝΑΒΑΘΜΙΣΗΣ

Εξετάζοντας την κατάσταση στην οποία βρίσκεται ένα υποστύλωμα μιας υφιστάμενης κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα, είναι δυνατό να παρατηρηθεί ενανθράκωση στις επιφάνειες του σκυροδέματος, διάβρωση ή οξειδωση του οπλισμού και γενικά αποσάθρωση του οπλισμένου σκυροδέματος λόγω επίδρασης των επιβλαβών ανιόντων ( $\text{SO}_4^-$ ,  $\text{Cl}^-$  και  $\text{NO}_3^-$ ). Έτσι, τα υποστυλώματα που παρουσιάζουν τέτοια προβλήματα και δεν έχουν απαραίτητες ενισχύσεις, είναι δυνατό να εμφανίσουν τις εξής αδυναμίες:

- 1) Το υποστύλωμα ενδέχεται να υποστεί αστοχία ψαθυρού τύπου λόγω αδυναμίας του να αναπτύξει πλαστιμότητα στις κρίσιμες διατομές, στη διάρκεια σεισμού.
- 2) Τοπικές αδυναμίες που οφείλονται σε εσωτερικές ή εξωτερικές ασυνέχειες (ρωγμές) ή κενά στη μάζα του σκυροδέματος, είναι δυνατό να οδηγήσουν σε αστοχίες όταν η κατασκευή υποβληθεί σε σεισμικές διεγέρσεις.

Η «θεραπεία» της πιο πάνω παθογένειας του οπλισμένου σκυροδέματος περιλαμβάνει, σε πρώτο στάδιο, την αντικατάσταση, όσο είναι δυνατόν, του φθαρμένου σκυροδέματος με καινούργια κονιάματα υψηλής συνάφειας. Ωστόσο, η αποτελεσματική επέμβαση συνίσταται, σε δεύτερο στάδιο, στην τοποθέτηση κατάλληλου μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος, με τον οποίο θα επιτύχουμε την επιδιωκόμενη πλαστιμότητα. Πρώτο, λοιπόν, κέρδος των πλαστικών κατασκευών είναι η σημαντικά μειωμένη απαιτούμενη αντοχή τους  $H_u$ , για τον ίδιο σεισμό σχεδιασμού, σε σύγκριση με την περίπτωση όπου η ίδια κατασκευή δεν διέθετε πλαστιμότητα, οπότε θα έπρεπε να αντέχει σε πολύ μεγαλύτερη δύναμη  $H_{el}$ , η οποία προκύπτει από καθαρά ελαστική ανάλυση (Σχήμα 1). Δεύτερο και εξ'ίσου σημαντικό κέρδος είναι η αύξηση της διαθέσιμης θλιπτικής

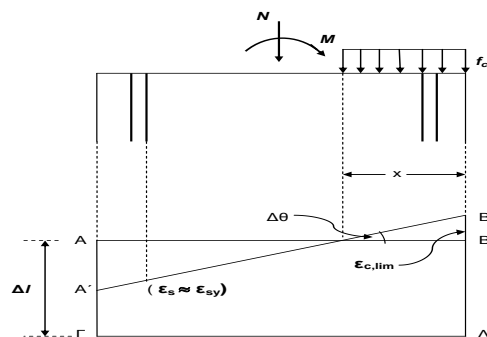
παραμορφωσιμότητας  $\varepsilon_{cu}$  του σκυροδέματος κατά τη θραύση και κατά συνέπεια η βελτίωση της «τοπικής» πλαστιμότητας της κρίσιμης διατομής του υποστύλωματος. Δεν πρέπει, βέβαια, να ξεχνούμε ότι κύριος σκοπός του εν λόγω ανασχεδιασμού και της επιδιωκόμενης στερεωτικής επέμβασης είναι η προστασία της ανθρώπινης ζωής σε περίπτωση ενός «εν δυνάμει» καταστροφικού σεισμού.

## ΔΕΙΚΤΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΚΑΜΠΥΛΟΤΗΤΩΝ

Κατά την αστοχία της θλιβόμενης ζώνης του σκυροδέματος η γωνία στροφής  $\Delta\theta$  δύο γειτονικών διατομών AB και ΓΔ δίνεται από την πιο κάτω σχέση (Θ. Π. Τάσιος, 2012):

$$\Delta\theta = (\Delta l \cdot \varepsilon_{c,lim}) / \chi \quad (1)$$

όπου  $\varepsilon_{c,lim}$  είναι η οριακή τιμή της παραμόρφωσης του σκυροδέματος, σε υφιστάμενο υποστύλωμα, πριν από οποιαδήποτε στερεωτική επέμβαση στην κατασκευή (**Σχήμα 3**).



**Σχήμα 3.** Διατομή υφιστ. υποστύλωματος με οριακή τιμή παραμόρφωσης σκυροδέματος.

Έτσι για να επιτευχθούν μεγάλες γωνίες στροφής μέχρι τη θραύση, υπό συνθήκες πλαστικής συμπεριφοράς, πρέπει να μην υπάρξει θραύση στο σκυρόδεμα όταν  $\varepsilon_{c,lim}=0,35\%$  αλλά πολύ αργότερα (π.χ. όταν  $\varepsilon_{cu}^*=1,35\%$ ) για να δοθεί χρόνος στο υποστύλωμα να «επιτύχει» κατάλληλη τιμή για το δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων  $\mu_\delta$ , ο οποίος είναι συνάρτηση του δείκτη συμπεριφοράς  $q_\mu$ . Άρα θα μπορούσαμε να πούμε, γενικά, ότι για δεδομένη αξονική δύναμη και τέμνουσα, κάθε επιθυμητή τιμή του  $q_\mu$  θα υπαγορεύει μια επιθυμητή τιμή του  $\varepsilon_{cu}^*$ . Αναμφίβολα είναι πολύ χρήσιμη η εμφάνιση της πλαστιμότητας στις κρίσιμες περιοχές όπως είναι οι θέσεις κοντά στους κόμβους δοκών – υποστύλωματων, γιατί η κατασκευή καθίσταται ικανή να

αντιμετωπίσει και τις αβεβαιότητες της ανάλυσης που εφαρμόζεται. Αν, λοιπόν, για κάποια αιτία, η τιμή της έντασης (συνδυασμός αξονικής δύναμης, τέμνουσας και καμπτικής ροπής) ξεπεράσει την αντοχή σε μια κρίσιμη διατομή, τότε εκεί επέρχεται η πλαστικοποίηση, δηλαδή εμφανίζεται πλαστική άρθρωση και η ένταση ανακατανέμεται. Η ανακατανομή της έντασης εξαρτάται από το βαθμό υπερστατικότητας του πλαισίου.

Η προαναφερόμενη πλάστιμη συμπεριφορά εκφράζεται από το δείκτη συμπεριφοράς  $q_\mu$  και το δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων  $\mu_\delta$ . Οι εν λόγω δείκτες επιφέρουν τόσο μεγαλύτερη οικονομικότητα και ασφάλεια στις κατασκευές όσο περισσότερο εξασφαλίζουμε την πλαστιμότητα, την υπερστατικότητα και τον χειρισμό των δευτερευόντων μηχανισμών άμυνας. Έτσι, μέχρι τώρα στη βιβλιογραφία διακρίνονται οι εξής τρεις περιπτώσεις, οι οποίες δίνουν αντίστοιχες εκφράσεις του δείκτη συμπεριφοράς  $q_\mu$  συναρτήσει του δείκτη  $\mu_\delta$ : *εύκαμπτα συστήματα, συνήθη πολυώροφα κτήρια και στάδιο προμελέτης*. Ειδικά για τα συνήθη πολυώροφα κτήρια η έκφραση που συνήθως εφαρμόζεται είναι η εξής (Θ.Π. Τάσιος, 2012):

$$\mu_\delta = \frac{1}{2}(q_\mu^2 + 1) \quad (2)$$

Στην παρούσα εργασία προχωράμε λίγα βήματα πιο πέρα ώστε να δώσουμε μια ακριβέστερη έκφραση για το δείκτη  $q_\mu$  συναρτήσει του  $\mu_\delta$ . Ως γνωστό, το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού (κατά EC8), δίνει τις τιμές του  $q_\mu$  που θα έπρεπε να εφαρμόζονται, οι οποίες δίνονται από την πιο κάτω σχέση του Κανονισμού:

$$q_\mu = 1 + \frac{T}{T_C}(\mu_\delta - 1) < \mu_\delta \quad (3)$$

Στο σημείο αυτό πρέπει να επισημανθεί ότι για τον ανασχεδιασμό ενός μεμονωμένου υποστυλώματος, αντί για το γενικό δείκτη συμπεριφοράς του όλου οικοδομήματος, θα πρέπει να γίνεται χρήση του τοπικού δείκτη συμπεριφοράς του μέλους αυτού. Ως εκ τούτου, η παρούσα έρευνα προτείνει μια ακριβέστερη έκφραση της (2), η οποία προκύπτει λαμβάνοντας υπόψη τη μικρή, έστω, κράτυνση που παρουσιάζει η γραφική παράσταση της καμπύλης αντίστασης, δηλαδή της οριζόντιας δύναμης  $F$  στην κορυφή του υποστυλώματος ως προς την αντίστοιχη μετατόπιση  $\delta$  της κορυφής (**Σχήμα 4**). Έτσι, εάν η κλίση της καμπύλης στην ελαστική περιοχή είναι  $K_e$  τότε στην ελαστοπλαστική περιοχή είναι  $\beta K_e$  όπου  $0 < \beta \leq 0,10$  (Παναγόπουλος και Κάππος, 2009). Τότε η έκφραση που δίνει την  $F$  είναι η εξής:

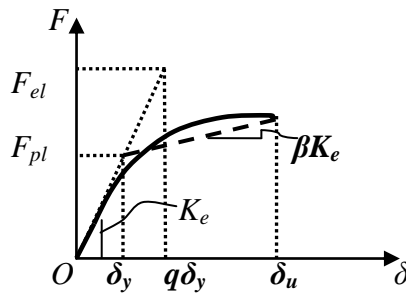
$$\begin{aligned} F &= \frac{F_{pl}}{\delta_y} \delta = K_e \delta, & 0 < \delta \leq \delta_y \\ F &= F_{pl} + \beta K_e (\delta - \delta_y), & \delta_y < \delta < \delta_u \end{aligned} \quad (4)$$

Η ενέργεια, λοιπόν, που παράγει η  $F_{el}$  δίνεται από την έκφραση  $E_{el}=(1/2)q_{\mu}\delta_y F_{el}$  ενώ η ενέργεια που παράγεται από την  $F_{pl}$  και την αυξανόμενη δύναμη στην ελαστοπλαστική περιοχή (**Σχήμα 4**) είναι:

$$E_{pl} = \frac{1}{2} \delta_y F_{pl} + \int_{\delta_y}^{\delta_u} [F_{pl} + \beta K_e (\delta - \delta_y)] d\delta \quad (5)$$

Θα πρέπει να ισχύει η ισότητα μεταξύ  $E_{el}$  και  $E_{pl}$  οπότε μετά από απλές πράξεις προκύπτει η πιο κάτω σχέση μεταξύ  $q_{\mu}$  και  $\mu_{\delta}$ :

$$q_{\mu}^2 = 2\mu_{\delta} - 1 + \beta(\mu_{\delta} - 1)^2, \quad 0 < \beta \leq 0,10 \quad (6)$$



**Σχήμα 4.** Προτεινόμενο διγραμμικό μοντέλο καμπύλης αντίστασης της  $F$  ως προς την οριζόντια μετακίνηση κορυφής  $\delta$ .

Παρατηρεί κανείς ότι για  $\beta=0$  (δηλαδή για μηδενική κράτυνση) από την (6) προκύπτει η έκφραση (2). Αξίζει, λοιπόν, να διερευνηθούν τα πλεονεκτήματα της σχέσης (6) σε σύγκριση με την (2). Στον **Πίνακα 1** παρουσιάζονται οι τιμές του  $\mu_{\delta}$  για  $q_{\mu}=1,60$ , για διάφορα ύψη κτηρίων (με ηλικία 20 έως 30 χρόνια) και για διάφορους τύπους εδαφών, όπως δίνονται από τη σχέση (3), η οποία συστήνεται από τον EC8. Ωστόσο, η σχέση (6) του διγραμμικού μοντέλου αντίστασης, με  $\beta=0,10$  ως τιμή του μεγέθους της κράτυνσης, που είναι και το άνω φράγμα στην κλίση του μετελαστικού κλάδου (Παναγόπουλος και Κάππος, 2009), δίνει τιμή του  $\mu_{\delta}$ , ίση με 1,75 για κάθε τύπο εδάφους και ανεξάρτητα από το ύψος του κτηρίου.

Για μηδενική, λοιπόν, κράτυνση ( $\beta=0$ ), η τιμή του  $\mu_{\delta}$  είναι ίση με 1,78 και είναι η ίδια τιμή που δίνει και η έκφραση (2). Στην πράξη, για τις υφιστάμενες πολυώροφες οικοδομές (αριθμός ορόφων μεγαλύτερος του 2), συστήνεται η χρήση της σχέσης (6), η οποία είναι πιο συντηρητική από την αντίστοιχη έκφραση (3) του EC8. Πράγματι, για πολυώροφα κτήρια, η (6) οδηγεί σε μεγαλύτερη τιμή του  $\delta_u$ , σε σχέση με την (3) και άρα

σε περισσότερο οπλισμό, με σκοπό να επιτευχθεί η επιδιωκόμενη πλαστιμότητα. Επίσης, η (6) χρησιμεύει όταν υπάρχουν αμφιβολίες σχετικά με τις συνθήκες εδάφους και ειδικότερα στην απουσία γεωλογικής μελέτης. Αυτό σημαίνει ότι τόσο η επιθυμητή τιμή του  $\varepsilon_{cu}^*$ , όπως υπαγορεύεται από την τιμή του  $\mu_\delta$  που δίνει η (6), όσο και η τιμή του οπλισμού που θα εφαρμοστεί για την ενίσχυση του υποστυλώματος, αντιμετωπίζουν και τις αβεβαιότητες υπολογισμού των εντατικών μεγεθών που εμφανίζονται στην κρίσιμη διατομή του υποστυλώματος. Επιπλέον, προτιμούμε την τιμή  $\mu_\delta=1,75$  που προκύπτει από το διγραμμικό μοντέλο καμπύλης αντίστασης, δηλαδή τη σχέση (6), η οποία οδηγεί σε οικονομικότερη λύση αλλά πάντως ασφαλή, αντί της τιμής  $\mu_\delta=1,78$  που δίνει το ελαστικό – πλήρως πλαστικό μοντέλο της σχέσης (2).

**Πίνακας 1.** Τιμές του  $\mu_\delta$  για  $q_\mu=1,60$  κατά EC8

Τύπος εδάφους κατά EC8	Μονώροφες οικοδομές $H=4$ m	2-όροφες οικοδομές $H=6$ m	4-όροφες οικοδομές $H=12$ m	6-όροφες οικοδομές $H=18$ m	8-όροφες οικοδομές $H=24$ m
<b>A</b>	2,14	1,83	1,50	1,37	1,30
<b>B ή E</b>	2,43	2,04	1,62	1,46	1,37
<b>C</b>	2,71	2,25	1,74	1,55	1,44
<b>D</b>	3,29	2,67	1,99	1,73	1,59

Όπως έχουμε ήδη αναφέρει, είναι σημαντικό να λαμβάνεται υπόψη ο τοπικός δείκτης συμπεριφοράς του υποστυλώματος που μελετάμε, ο οποίος είναι πιο αντιπροσωπευτικός, αντί ο γενικός δείκτης συμπεριφοράς του όλου οικοδομήματος. Σύμφωνα με αυτή την κατευθυντήρια γραμμή οδηγούμαστε στην ανάγκη για μετατροπή του τοπικού δείκτη πλαστιμότητας μετακινήσεων  $\mu_\delta$  σε τοπικό δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων  $\mu_{1/r}$ . Η ολική, λοιπόν, μετατόπιση  $\delta_u$  (λίγο πριν από την πλήρη αστοχία) είναι ίση με το άθροισμα της  $\delta_y$  (όριο ελαστικής συμπεριφοράς) και της  $\delta_{pl}$  (μετατόπιση λόγω πλαστικής παραμόρφωσης) όπως διευκρινίζεται στο **Σχήμα 5**.

Εάν  $k_u=1/r_u$  είναι η καμπυλότητα που αντιστοιχεί στην οριακή κατάσταση αστοχίας και  $k_y=1/r_y$  η καμπυλότητα που αντιστοιχεί στο όριο ελαστικότητας, τότε από το **Σχήμα 5** εύκολα προκύπτει η εξής έκφραση :

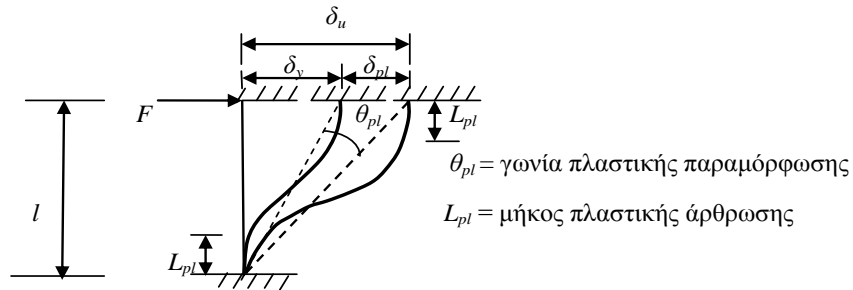
$$\theta_{pl} = \theta_u - \theta_y = (L_{pl}/r_u) - (L_{pl}/r_y) = (k_u - k_y)L_{pl} \quad (7)$$

που δίνει την τιμή της γωνίας πλαστικής παραμόρφωσης όταν είναι γνωστές οι τιμές των δύο καμπυλοτήτων και του μήκους  $L_{pl}$  κάθε μιας από τις δύο πλαστικές αρθρώσεις που



σχηματίζονται στα δύο άκρα του υποστυλώματος. Ο δείκτης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων ορίζεται, λοιπόν, ως εξής:

$$\mu_{i/r} = k_u / k_y \quad (8)$$



**Σχήμα 5.** Παραμόρφωση υποστυλώματος από την εφαρμογή οριζόντιας ώθησης  $F$ .

Τότε από τις (7) και (8) και χρησιμοποιώντας τις γνωστές εκφράσεις της Κλασικής Μηχανικής (Θ. Π. Τάσιος, 2012) εύκολα προκύπτει η σχέση:

$$\frac{\mu_\delta - 1}{\mu_{i/r} - 1} = 6 \left( \frac{L_{pl}}{l} \right) \left[ 1 - 2 \left( \frac{L_{pl}}{l} \right) \right] \quad (9)$$

η οποία φανερώνει ότι οι δείκτες  $\mu_\delta$  και  $\mu_{i/r}$ , για δεδομένα τεχνικά χαρακτηριστικά του σκυροδέματος, έχουν, μεταξύ τους, καθαρή γραμμική σχέση. Οι τεχνικοί κώδικες, όπως ο ΚΑΝΕΠΕ, δίνουν την εξής έκφραση για το λόγο  $L_{pl}/l$ :

$$\frac{L_{pl}}{l} \approx 0,05 + 0,12 \frac{f_{sy}}{f_{ctm}} \cdot \frac{\Phi}{l} \quad (10)$$

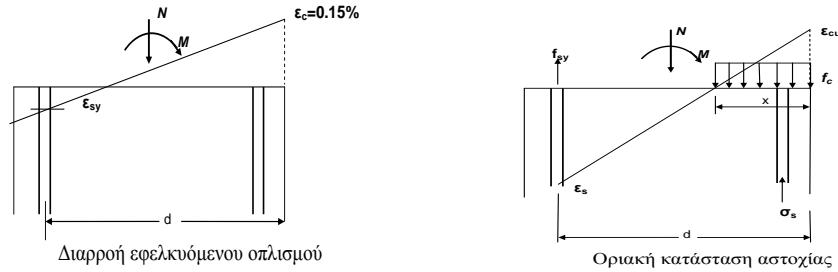
η οποία, π.χ., για S400,  $f_c=12\text{MPa}$ ,  $l=3,0\text{ m}$  και για διάμετρο ράβδων  $\Phi=26\text{mm}$  δίνει  $(L_{pl}/l) \approx 0,10$ . Για μεγαλύτερες τιμές της  $f_c$  και μικρές διαμέτρους των ράβδων οπλισμού, ο δεύτερος όρος της (10) μπορεί να αγνοηθεί. Λαμβάνοντας, λοιπόν, υπόψη τη μέση τιμή  $(1/2,8)=0,3571$  του δεξιού μέλους της (9) οδηγούμαστε στην εξής έκφραση:

$$\mu_{i/r} = 2,8\mu_\delta - 1,8 \quad (11)$$

Εδώ αξίζει να σημειωθεί ότι ο συντελεστής 2,8 αντιστοιχεί, επίσης, στη μέση γραμμή των πειραματικών δεδομένων για την προσομοίωση του 1<sup>ου</sup> σεισμικού κύκλου παραμορφώσεων. Εάν, όμως, αναζητηθεί η μέση γραμμή των πειραματικών δεδομένων

του 3<sup>ου</sup> σεισμικού κύκλου (Θ.Π. Τάσιος, 2012), η τιμή του συντελεστή  $\mu_\delta$  ανεβαίνει στο 3,7 που οδηγεί σε οικονομικά πιο ακριβές λύσεις.

Είμαστε, τώρα, έτοιμοι, με όλα τα εφόδια, για να διατυπώσουμε την έκφραση της  $\mu_{1/r}$  συναρτήσει της παραμένουσας παραμορφωσιακής ικανότητας  $\varepsilon_{cu}$  του σκυροδέματος.



**Σχήμα 6.** Καταστάσεις διαρροής και οριακής αστοχίας σε διατομή υποστυλώματος.

## ΤΟΠΙΚΗ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Για να καταστεί δυνατή η διατύπωση της έκφρασης του  $\mu_{1/r}$  ως προς  $\varepsilon_{cu}$ , θα πρέπει να εξεταστούν δύο περιπτώσεις: η κατάσταση διαρροής και η κατάσταση αστοχίας. Έτσι, από το **Σχήμα 6** προκύπτουν οι πιο κάτω εκφράσεις για την καμπυλότητα  $k_y$  που αντιστοιχεί στην κατάσταση διαρροής και για την καμπυλότητα  $k_u$  στην κατάσταση αστοχίας:

$$k_y = \left( \frac{I}{r} \right)_y = \frac{\varepsilon_{sy} + 0.0015}{d}, \quad k_u = \left( \frac{I}{r} \right)_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x} \quad (12)$$

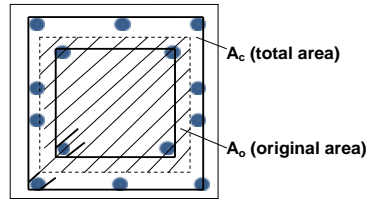
Από το **Σχήμα 6** προκύπτει και η έκφραση της αξονικής δύναμης (κατάσταση αστοχίας):

$$N = v b d f_c = x b f_c - f_{sy} (\rho - \zeta \rho') b d \quad (13)$$

όπου  $v = N / (A_c f_c)$ ,  $\zeta = \sigma_s' / f_s$ ,  $\rho = A_s / (b d)$  και  $\rho' = A_s' / (b d)$ . Τότε από τις (8), (12) και (13) προκύπτει η εξής σχέση του  $\mu_{1/r}$  συναρτήσει της  $\varepsilon_{cu}$  (όπου  $v \geq 0,20$  και  $0,7 \leq \zeta < 1,0$ ):

$$\mu_{1/r} = \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy} + 0.0015} \right) / \left[ v + \frac{f_{sy}}{f_c} (\rho - \zeta \rho') \right] \quad (14)$$

Στην εξίσωση (14) η  $\varepsilon_{cu}$  εκφράζει τη μέγιστη διαθέσιμη παραμόρφωση σκυροδέματος του υφιστάμενου υποστυλώματος.



**Σχήμα 7.** Διατομή υποστύλωματος περισφιγμένου με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος.

Προκειμένου να επιτευχθεί μια έκφραση του δείκτη  $\mu_{1/r}$  συναρτήσει της μέγιστης παραμόρφωσης  $\varepsilon_{cu}^*$  του περισφιγμένου, πλέον, σκυροδέματος, εισάγεται ο συντελεστής  $\lambda$  που ορίζεται, απλά, ως  $\lambda = A_c/A_o$  (**Σχήμα 7**).

Έτσι, σε μια οριακή κατάσταση αστοχίας είναι  $\zeta=1$  και επειδή πρόκειται για υποστύλωμα με συμμετρικό διαμήκη οπλισμό είναι και  $\rho=\rho'$  οπότε η σχέση (14) μεταξύ  $\varepsilon_{cu}^*$  και  $\mu_{1/r}$  παίρνει την εξής μορφή:

$$\mu_{1/r} = \frac{1}{\gamma_{Rd} \nu \lambda} \left( \frac{\varepsilon_{cu}^*}{\varepsilon_{sy} + 0.0015} \right), \quad \gamma_{Rd} = 1,25 \quad (15)$$

Επίσης, για περίσφιξη με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος η  $\varepsilon_{cu}^*$  δίνεται από την πιο κάτω εμπειρική έκφραση (Tassios et al., 1995):

$$\varepsilon_{cu}^* = 0.0035 + 0,10a\omega_w \quad (16)$$

όπου  $\omega_w$  είναι ο συντελεστής περίσφιξης και  $a$  είναι μειωτικός συντελεστής που εκφράζει την «αποδοτικότητα της περισφίξεως» δηλαδή το ποσοστό του εντός των συνδετήρων όγκου του σκυροδέματος που είναι περισφιγμένο (Θ.Π. Τάσιος, 2012) και ορίζεται ως  $a = (V_{conf}/V_{t,sw}) = a_n \cdot a_s = [1 - (8/3n)] [1 - (s/2b_0)]^2$  όπου  $V_{conf}$  είναι ο πραγματικός όγκος του περισφιγμένου σκυροδέματος,  $V_{t,sw}$  είναι ο συνολικός όγκος εντός συνδετήρων,  $n$  είναι το πλήθος των επιπρόσθετων διαμήκων ράβδων δεμένων με συνδετήρες,  $s$  είναι η απόσταση μεταξύ διαδοχικών συνδετήρων και  $b_0$  το πλάτος της αρχικής διατομής. Όσον αφορά το συντελεστή περίσφιξης  $\omega_w$  που εμφανίζεται στην εξίσωση (16), πρέπει να αναφέρουμε ότι η εν λόγω παράμετρος εκφράζει, επίσης, το ογκομετρικό μηχανικό ποσοστό συνδετήρων και ορίζεται ως  $\omega_w = (f_y/f_c) \cdot [(4A_{sw})/(bs)]$  με  $A_{sw}$  το εμβαδό διατομής και  $b$  την πλευρά μεμονωμένου συνδετήρα. Έτσι, από τις (15) και (16) προκύπτει ότι η απαιτούμενη τιμή του συντελεστή περίσφιξης  $\omega_{w,req}$  είναι

$$\omega_{w,req} = \frac{10}{a} \left[ \gamma_{Rd} (\mu_{1/r})_{req} (\varepsilon_{sy} + 0.0015) \nu \lambda - 0.0035 \right] \quad (17)$$

Στην εξίσωση (17) η τιμή του δείκτη  $(\mu_{I/r})_{req}$  δίνεται από τις σχέσεις (9), (10) και (11), ενώ η τιμή του δείκτη  $(\mu_{\delta})_{req}$  από την (6) για οικοδομές με αριθμό ορόφων μεγαλύτερο από 2 και με κατάλληλη τιμή συντελεστή συμπεριφοράς  $q_{\mu}$  (π.χ. ίση με 1,60 για κτήρια με ηλικία μεγαλύτερη από 20 ή 30 έτη). Τότε ο ελάχιστος απαιτούμενος χαλύβδινος οπλισμός έναντι τέμνουσας για τον μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος θα είναι

$$A_{sw,req} = \omega_{w,req} \frac{bs}{4} \cdot \frac{f_c}{f_s} \quad (18)$$

Ο ελάχιστος απαιτούμενος διαμήκης οπλισμός προκύπτει με βάση την επιπρόσθετη απαιτούμενη αντοχή έναντι αξονικών δυνάμεων και καμπτικών ροπών, στη διατομή του υποστυλώματος που μελετάμε. Έτσι, για τον υπολογισμό του διαμήκους οπλισμού χρησιμοποιούνται τα συνήθη διαγράμματα αλληλεπίδρασης που δίνουν οι Κανονισμοί. Όμως, η διάταξη των ράβδων του διαμήκους οπλισμού επηρεάζει την τιμή του μειωτικού συντελεστή  $\alpha$  που έχουμε παρουσιάσει πιο πάνω και ως εκ τούτου χρειάζεται ιδιαίτερη προσοχή στους υπολογισμούς και στον ανασχεδιασμό.

## ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ

Όσα έχουν αναφερθεί πιο πάνω θα εφαρμοστούν στο παράδειγμα που ακολουθεί:

**Παράδειγμα:** Στην επιφάνεια τετραγωνικής διατομής ενός υφιστάμενου υποστυλώματος (Σχήμα 7) εμφανίζονται τα εξής εντατικά μεγέθη, τα οποία έχουν προκύψει από σεισμική ανάλυση του κτηρίου ύψους  $H=12\text{ m}$  στο οποίο βρίσκεται το υποστύλωμα:  $V_d=143\text{ kN}$ ,  $N_d=610\text{ kN}$  και  $M_d=214\text{ kN.m}$ . Για τα υλικά οπλισμένου σκυροδέματος της διατομής έχουμε τις εξής τιμές:  $b_o=0,48\text{ m}$ ,  $b_{\text{τελ.}}=0,62\text{ m}$ ,  $f_c=15\text{ MPa}$ ,  $\gamma_c=1,50$ ,  $c=3\text{ cm}$  (επικάλυψη οπλισμού),  $f_y=420\text{ MPa}$  (νέες ράβδοι οπλισμού),  $\gamma_s=1,15$ ,  $E_s=200\text{ MPa}$ ,  $q_{\mu}=1,60$ ,  $T_c=0,80\text{ sec}$  και  $T=0,4836\text{ sec}$ . Η τιμή της  $\varepsilon_{sy}$  προκύπτει ως  $\varepsilon_{sy}=f_{sy}/E_s=9,57 \times 10^{-4}$ .

Για τον υπολογισμό της ιδιοπεριόδου  $T$  του κτηρίου (ηλικίας γύρω στα 30 έτη) χρησιμοποιήθηκε η έκφραση  $T=0,075H^{3/4}$  που προνοεί ο EC8. Από έρευνα διαπιστώθηκε ότι ο αρχικός διαμήκης οπλισμός είναι τέσσερις ράβδοι Y20 και οι αρχικοί συνδετήρες είναι Y6/20. Εύκολα υπολογίζεται η διαθέσιμη αντοχή της διατομής έναντι καμπτικών ροπών, η οποία είναι  $M_{sd}^{(exist.)} = 147\text{ kN.m}$ . Συνεπώς, η επιπρόσθετη απαιτούμενη αντοχή έναντι καμπτικών ροπών είναι  $\Delta M_{sd}=67\text{ kN.m}$ , η οποία σε συνδυασμό με την τιμή της  $N_d$ , οδηγεί (με βάση τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης) στην ανάγκη τοποθέτησης επιπρόσθετου διαμήκους οπλισμού ίσου με 4Y16, ο οποίος θα τοποθετηθεί στο μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος.

Όσον αφορά τη διαθέσιμη αντοχή έναντι τέμνουσας, από υπολογισμό αυτή προκύπτει να έχει τιμή  $V_{sd}^{(exist.)} = 29\text{ kN}$ . Έτσι, η επιπρόσθετη απαιτούμενη αντοχή έναντι τέμνουσας είναι  $\Delta V_{sd} = 114\text{ kN}$ , δηλαδή  $\Delta A_{sw}=2,20\text{ cm}^2$  που αντιστοιχεί σε επιπρόσθετους

συνδετήρες  $Y12/20$  στην διευρυμένη διατομή. Μένει να εξετάσουμε εάν τα αποτελέσματα που δίνουν η κλασική θεωρία και τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης, για τον μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος, ικανοποιούν τις πιο πάνω απαιτήσεις ελάχιστου απαιτούμενου χαλύβδινου οπλισμού έναντι τέμνουσας  $A_{sw,req}$ .



**Σχήμα 9.** Κλωβός οπλισμού σε υφιστάμενο υποστύλωμα για επίτευξη περίσφιξης με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος (το σκυρόδεμα θα είναι εκτοξευόμενο).

Δεν έχει γίνει λεπτομερής γεωλογική μελέτη. Έτσι, ο τύπος του εδάφους είναι άγνωστος. Τότε η τιμή του  $(\mu_\delta)_{req}$  για  $q_\mu=1.60$ , δίνεται από την εξίσωση (6), όπου θεωρούμε ότι η καμπύλη αντίστασης παρουσιάζει κράτυνση με  $\beta=0,10$ . Τότε είναι  $(\mu_\delta)_{req}=1,75$  και σύμφωνα με τα δεδομένα που αφορούν τα υλικά του οπλισμένου σκυροδέματος, στο παράδειγμα, από την εξίσωση (9), με  $(L_{pl}/l)=0,05$  (δυσμενέστερη τιμή) προκύπτει η τιμή του δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων  $(\mu_{1/r})_{req}$ , η οποία είναι ίση με 3,78. Πρέπει να σημειωθεί ότι εάν χρησιμοποιηθεί η εξίσωση (11) προκύπτει  $(\mu_{1/r})_{req}=3,10$  που αντιστοιχεί σε  $L_{pl}/l=0,07$  και άρα από τη σχέση (10) λαμβάνεται τιμή, για τη διάμετρο των ράβδων διαμήκους οπλισμού, ίση με  $\Phi=16\text{mm}$  (δηλ.  $Y16$ ). Για την εφαρμογή του τύπου (17) υπολογίζονται, επίσης, οι παράμετροι  $\lambda=(A_c/A_o)=1,67$  και  $\nu=N_d/(A_c f_{cd})\approx 0,20$ . Η τιμή της παραμέτρου  $\alpha$ , που θα χρειαστεί στην εξίσωση (17), είναι ίση με 0,13. Έτσι, η αναγκαία τιμή του συντελεστή περίσφιξης  $\omega_{w,req}$ , όπως υπολογίζεται από την εξίσωση (17) είναι ίση με 0,06. Επομένως, ο αναγκαίος οπλισμός έναντι διάτμησης (συνδετήρες) για τον μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος, όπως δίνεται από την (18), είναι  $A_{sw,req}=0,92\text{ cm}^2$ . Άρα, ο πρόσθετος αναγκαίος οπλισμός που έχει υπολογιστεί με την κλασική θεωρία οπλισμένου σκυροδέματος, ικανοποιεί τις απαιτήσεις ελάχιστου απαιτούμενου χαλύβδινου οπλισμού έναντι τέμνουσας,  $A_{sw,req}$ , για τον μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος. Αξίζει να σημειωθεί ότι εφαρμόζοντας τη μέθοδο των Φασμάτων Εναλλακτικών Επεμβάσεων (Thermou et al., 2007) προκύπτει η τιμή  $\rho_{tot}=4,02\%$ , δηλαδή ο επιπρόσθετος διαμήκης οπλισμός είναι  $4Y16$ , όπως είχε υπολογιστεί και με τη μέθοδο που παρουσιάζεται στο παρόν άρθρο. Παράδειγμα κλωβού χαλύβδινου οπλισμού ενός μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος, παρουσιάζεται στο **Σχήμα 9**.

## ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα εργασία παρουσιάστηκε μια επέκταση της αρχικής μεθόδου του ομοτ. Καθ. ΕΜΠ και Θ. Π. Τάσιου, με σκοπό να ληφθεί υπόψη στους υπολογισμούς μια ακριβέστερη προσέγγιση του δείκτη συμπεριφοράς  $q_{\mu}$ , όπως προκύπτει από τη χρήση της πραγματικής καμπύλης αντίστασης ενός υφιστάμενου υποστυλώματος. Σε πρώτο στάδιο αποδεικνύεται η εξίσωση του δείκτη πλαστιμότητας μετατοπίσεων  $\mu_{\delta}$  ως προς το δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων  $\mu_{1/r}$ . Στη συνέχεια, από τις εκφράσεις καμπυλοτήτων σε στάδια πρώτης διαρροής και οριακής αντοχής, αντίστοιχα, σε συνδυασμό με την εξίσωση στατικής ισορροπίας των εντατικών μεγεθών σε στάδιο αστοχίας, καθώς και την εμπειρική εξίσωση που δίνει την  $\varepsilon_{cu}$  ως προς το συντελεστή περίσφυξης  $\omega_w$ , προκύπτει η έκφραση που δίνει τον απαραίτητο χαλύβδινο οπλισμό του μανδύα έναντι τέμνουσας, για την αντισεισμική ενίσχυση του υποστυλώματος. Πρέπει να σημειωθεί ότι είναι συγκρίσιμα τα αποτελέσματα από την εφαρμογή της μεθόδου, με τα αντίστοιχα αποτελέσματα που δίνουν άλλες μέθοδοι όπως η Μέθ. Φασμάτων Εναλ. Επεμβάσεων.

## ΑΝΑΦΟΡΕΣ

*Άρθρα σε επιστημονικά περιοδικά*

Thermou, G.E., Pantazopoulou, S.J. & Elnashai, A.S., “Design methodology for seismic upgrading of substandard RC structures”, J. Earthquake Engineering, Vol. 4, No 1 (2007), 582-606.

*Άρθρα σε διεθνή επιστημονικά συνέδρια (δημοσιευμένα σε πρακτικά)*

Παναγόπουλος, Γ., & Κάππος, Ι., «Διγραμμική προσέγγιση διαγραμμάτων μεγεθών δυνάμεων – παραμορφώσεων», σε Πρακτικά του 16<sup>ου</sup> Συνεδ. Σκυροδέματος (Πάφος, Κύπρος, Οκτώβρ. 21 – 23, 2009), Εκδ. NEAdv, Αθήνα, Ελλάδα, Β΄ Τόμος, 426 – 439

Tassios, Th., Vintzileou, E. & Chronopoulos, M., “Assessment of concrete structures and design procedures for upgrading”, in Proceedings of the 10<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering (Paris, France, 1995)

*Βιβλία*

Clough, R.W., & Penzien, J., “Dynamics of Structures”, McGraw-Hill Int., New York (1993)

Τάσιος, Θ.Π., «Θεωρία σχεδιασμού, επισκευών και ενισχύσεων», Εκδ. Συμμετρία, Αθήνα (2012)