

**ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΔΡΑΣΗΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
ΥΠΟΚΕΙΜΕΝΟ ΣΕ ΔΙΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ ΧΩΡΙΣ ΠΑΡΑΔΟΧΗ
ΕΠΙΠΕΔΟΤΗΤΑΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ**

Γεώργιος Ναυπακτίτης

Πολιτικός Μηχανικός ΕΜΠ, ΜΔΕ ΕΜΠ

CSI Hellas

Αθήνα, Ελλάδα

email: nafpaktitis@csihellas.gr

Χαρίλαος Μαραγκός

Πολιτικός Μηχανικός ΕΜΠ, ΜΔΕ ΕΜΠ

CSI Hellas

Αθήνα, Ελλάδα

email: maragkos@csihellas.gr

1 ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στις συνδέσεις μεταλλικών μελών πρέπει να λαμβάνεται υπόψιν η επιρροή της παραμορφωσιμότητας των μέσων σύνδεσης, εφόσον αυτή είναι σημαντική. Σε συνδέσεις ροπής που υλοποιούνται μέσω μετωπικής πλάκας ή πλάκας έδρασης, το φαινόμενο αυτό μπορεί να διαφοροποιήσει τη συμπεριφορά της σύνδεσης όσον αφορά τη δυσκαμψία, αντοχή και πλαστιμότητα. Μη γραμμικά προσομοιώματα ελατηρίων έχουν προταθεί για την υπολογιστική αντιμετώπιση τέτοιων συνδέσεων. Ο Ευρωκώδικας 3 (Μέρος 1-8) υιοθετείται το βασικό προσομοίωμα των βραχέων T ώστε να προσδιοριστούν οι αντοχές της σύνδεσης, αλλά λόγω της πρώιμης φάσης του, η παραπάνω ανάλυση περιορίζεται σε συνδέσεις που καταπονούνται σε μονοαξονική κάμψη και αξονική δύναμη. Η παρούσα εργασία εξετάζει ένα προσομοίωμα βραχέων T και L που καλύπτει την περίπτωση διαξονικής κάμψης, κατά το οποίο η ανάλυση πραγματοποιείται σε ένα στραμμένο σύστημα αξόνων ώστε να ληφθεί υπόψιν ο διαξονικός χαρακτήρας της φόρτισης, ενώ περιγράφει μη γραμμικούς νόμους για την εκτίμηση των χαρακτηριστικών των συνδέσεων έδρασης υποστυλωμάτων υποκειμένων σε φόρτιση και κατά τους δύο άξονες.

2 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η παρούσα εργασία εξετάζει τη σύνδεση έδρασης ενός μεταλλικού υποστυλώματος διατομής κοίλης ή διπλού ταυ που υλοποιείται με μία μετωπική πλάκα, η οποία συγκολλάται στο υποστύλωμα και αγκυρώνεται στο πέδιλο από σκυρόδεμα. Ανάμεσα στην πλάκα έδρασης και το θεμέλιο παρεμβάλλεται μία στρώση τσιμεντοκονίας, συνήθως ίδιας αντοχής με αυτήν του θεμελίου. Η φόρτιση που λαμβάνεται υπόψιν είναι διαξονική με καμπτικές ροπές και τέμνουσες και στις δύο διευθύνσεις, υπό σύγχρονη θλιπτική αξονική δύναμη. Επίσης, συχνά χρησιμοποιούνται ενισχυτικά ελάσματα, τόσο περί τον ασθενή, όσο και ισχυρό άξονα του υποστυλώματος, ώστε να αυξηθεί η φέρουσα ικανότητα της σύνδεσης.

3 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

3.1 ΓΕΝΙΚΑ

Με τον όρο βάση υποστυλώματος εννοούμε το κατώτερο τμήμα του υποστυλώματος, την πλάκα έδρασης και το σύστημα αγκύρωσης (αγκύρια). Συνήθως οι βάσεις υποστυλώματος σχεδιάζονται χωρίς λεπίδες δυσκαμψίας, όταν όμως οι αυτές καλούνται να μεταφέρουν υψηλές καμπτικές ροπές, τότε χρησιμοποιούνται και λεπίδες δυσκαμψίας. Οι βάσεις υποστυλωμάτων εδράζονται είτε σε θεμέλιο από σκυρόδεμα, είτε σε άλλου είδους θεμελίωση (π.χ. πασσάλους).

Παρόλο που για πολλά χρόνια η μεθοδολογία ελαστικής ανάλυσης για το σχεδιασμό εδράσεων μεταλλικών υποστυλωμάτων, αποδείχθηκε ικανοποιητική, στην πραγματικότητα αγνοεί την ευκαμψία της καμπτόμενης πλάκας έδρασης, του συστήματος αγκύρωσης και του σκυροδέματος. Η ιδέα που υιοθετήθηκε στον prEN 1993-1-8 μετατρέπει την εύκαμπτη βάση σε μια ενεργό στερεά πλάκα και επιτρέπει την ανάπτυξη τάσεων στο σκυρόδεμα ίσων με την αντίσταση σε συγκεντρωμένη θλίψη. Προς τούτο, χρησιμοποιείται πλαστική κατανομή των εσωτερικών δυνάμεων στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.

3.2 ΤΑΣΕΙΣ ΣΤΗ ΒΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Οι βάσεις υποστυλωμάτων λειτουργούν με τη μετατροπή της εύκαμπτης βάσης έδρασης σε ενεργό στερεά. Με τον περιορισμό των παραμορφώσεων της πλάκας μόνον στην ελαστική περιοχή, το προσομοίωμα παραλαμβάνει την ομοιόμορφη συγκεντρωμένη τάση κάτω από την εύκαμπτη πλάκα. Αυτό διασφαλίζει δευτερογενώς ότι η τάση διαρροής της βάσης υποστυλώματος δεν εξαντλείται. Ο υπολογισμός της ενεργού φέρουσας περιοχής της εύκαμπτης βάσης έδρασης βασίζεται στο ενεργό πλάτος c .

Η ελαστική καμπτική αντίσταση ανά μονάδα μήκους προκύπτει από τη σχέση

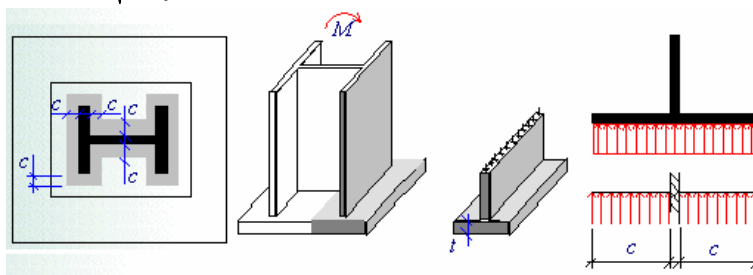
$$M' = \frac{l}{6} t^2 f_{yd} \quad (1)$$

και η καμπτική ροπή ανά μονάδα μήκους η οποία δρα επί της πλάκας έδρασης αντιστοιχεί σε πρόβολο μήκους c , είναι:

$$M' = \frac{l}{6} f_j c^2 \quad (2)$$

Όταν οι ροπές αυτές εξισώνονται, τότε η αντίσταση καμπτικής ροπής της βάσης υποστυλώματος φθάνει στο όριο της, οπότε η σχέση για τον υπολογισμό του c είναι η εξής:

$$\frac{l}{6} t^2 f_{yd} = \frac{l}{6} f_j c^2 \Rightarrow c = t \sqrt{\frac{f_y}{3 f_j \gamma_{M0}}} \quad (3)$$



Σχ. 1 Προσομοιώματα βάσεων υποστυλωμάτων

4 ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΔΙΑΞΟΝΙΚΟΥ ΧΑΡΑΚΤΗΡΑ ΦΟΡΤΙΣΗΣ ΣΤΗ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΤΑ ΤΟΝ ΕΚ3 ΚΑΙ ΑΝΤΙΜΕΤΩΠΙΣΗ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ

Όπως είναι γνωστό, το μέρος 1.8 του ΕΚ3, δεν παρέχει λεπτομέρειες σχετικά με την αντιμετώπιση της διαξονικής κάμψης σε θεμελιώσεις μεταλλικών στοιχείων, ενώ δίνονται συνοπτικά στοιχειώδεις αρχές υπολογισμού σύνδεσης υποστυλώματος προς θεμελίωση καταπονούμενο υπό αξονική δύναμη και καμπτική ροπή περί τον ισχυρό του άξονα.

Είναι εύλογο, ότι λόγω των παραπάνω δυσκολιών, πρέπει να υιοθετηθούν κάποιες παραδοχές για την ανάλυση της σύνδεσης ώστε να προσαρμοστούν οι διατάξεις του ΕΚ3 στην κάμψη περί τους δύο κύριους άξονες του υποστυλώματος.

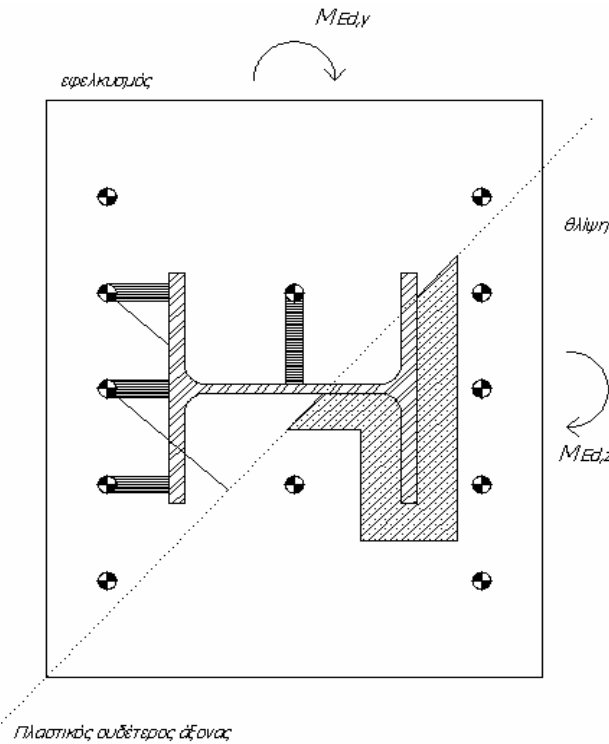
Καταρχήν θα θεωρηθεί ότι τα συστατικά του κόμβου που αφορούν τη γεωμετρία του υποστυλώματος δεν είναι κρίσιμα, οπότε και δε συμβάλλουν στον υπολογισμό της ροπής αντοχής του κόμβου κατά τη μέθοδο των συνιστωσών. Ως απόρροια του προηγούμενου, η αντοχή της εφελκόμενης πλευράς του κόμβου θα καθορίζεται μόνο από την αντοχή της πλάκας έδρασης μαζί με τα αγκύρια, σε κάμψη. Αντίστοιχα, η αντοχή της θλιβόμενης πλευράς του κόμβου θα καθορίζεται μόνο από την αντοχή του σκυροδέματος σε θλίψη.

4.1 ΑΝΤΟΧΗ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΠΛΕΥΡΑΣ

Στην περίπτωση τυχούσας φόρτισης του κόμβου έδρασης, ο ουδέτερος άξονας έχει τυχαία κλίση και τέμνει επίσης τη διατομή σε τυχαία σημεία.

Για να αντιμετωπιστεί αυτή η γενική περίπτωση, σχηματίζονται τόσα βραχέα L (με αντοχή τη μισή του αντίστοιχου βραχέος ταυ), όσο και το πλήθος των εφελκόμενων αγκυρίων. Κάθε αγκύριο που βρίσκεται εκτός του πέλματος της διατομής της υποστυλώματος, θεωρείται ότι σχηματίζει ένα βραχύ L με την πλάκα έδρασης πλάτους ίσου με την απόστασή του από το πέλαμα.

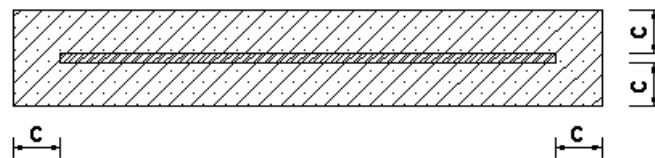
Η διαδικασία που ακολουθείται φαίνεται στο Σχ. 2. Έτσι οι πλαστικές δυνάμεις των αγκυρίων βρίσκονται ανεξαρτήτως φόρτισης και άρα θέσης του πλαστικού ουδέτερου άξονα.



Σχ. 2 Σχηματιζόμενα βραχεία L στην εφελκυσόμενη περιοχή του κόμβου

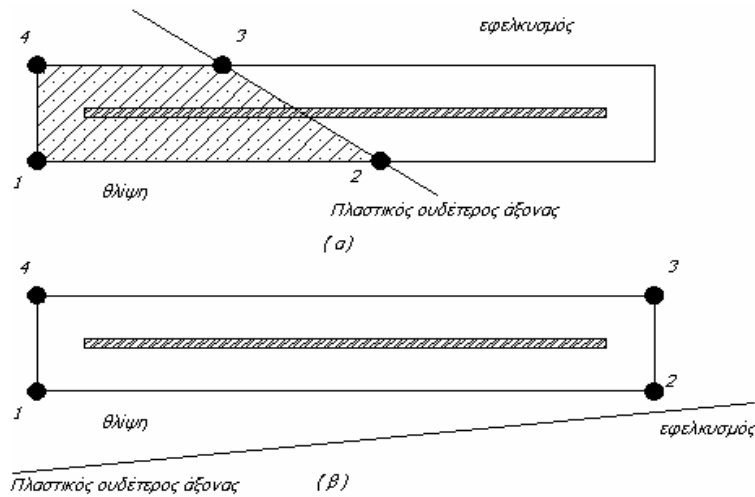
4.2 ΑΝΤΟΧΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗΣ ΠΛΕΥΡΑΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

Η αντοχή της θλιβόμενης πλευράς του κόμβου καθορίζεται μόνο από την αντοχή του σκυροδέματος σε θλίψη. Ως ενεργός θεωρείται μόνο η περιοχή κάτω από τα θλιβόμενα στοιχεία του κόμβου και σε απόσταση ίση με c γύρω από αυτά, ενώ ως θλιβόμενα στοιχεία μπορεί να θεωρηθούν πέλματα και κορμοί, ή επίσης ενισχυτικά ελάσματα ή τμήματα αυτών, υπό θλίψη. Εκεί κατά τον ΕΚ3 θεωρείται η κατανομή των τάσεων στην κατάσταση αστοχίας σταθερή και ίση με f_j . Υπολογιστικά απαιτείται λοιπόν να βρεθεί το εμβαδόν της θλιβόμενης περιοχής ώστε να υπολογιστεί η θλιβόμενη δύναμη, όπως επίσης και το κέντρο βάρους της για τον προσδιορισμό του μοχλοβραχίονα κατά την εκτίμηση της ροπής αντοχής.

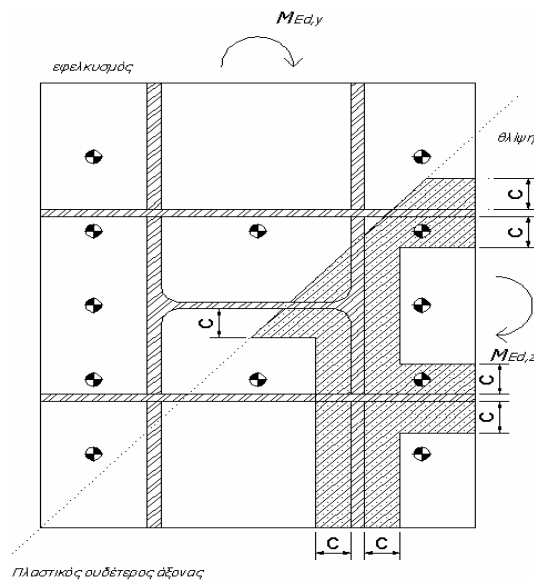


Σχ. 3 Ενεργός περιοχή θλιβόμενου στοιχείου σε απόσταση c εκατέρωθεν αυτού

Καταρχήν σχηματίζονται όλες οι ενεργές περιοχές, κάτω από κάθε θλιβόμενο στοιχείο.



Σχ. 4 Περιπτώσεις σχετικής θέσης ενεργούς θλιβόμενης περιοχής ενός στοιχείου ως προς τον πλαστικό ουδέτερο άξονα όλης της διατομής



Σχ. 5 Ενεργός περιοχή θεμελίου γύρω από τα θλιβόμενα στοιχεία. Η τάση κάτω από αυτή κατανέμεται σταθερά με μέτρο f_j .

Έπειτα προσδιορίζονται τα σημεία τομής του περιγράμματος της ενεργούς περιοχής με τον ουδέτερο άξονα της διατομής και σχηματίζεται το αποκομμένο τμήμα που θλίβεται εξ' ολοκλήρου. Ολόκληρη η ενεργός περιοχή ενδέχεται να εφελκύεται, να θλίβεται ή να τέμνεται από τον ουδέτερο άξονα. Στις δύο τελευταίες περιπτώσεις, προσδιορίζονται όπως αναφέρθηκε τα σημεία τομής της θλιβόμενης περιοχής με τον ουδέτερο άξονα, αλλά διατηρώντας την αριστερόστροφη φορά ως θετική, όπως παρουσιάζεται στο σχήμα.

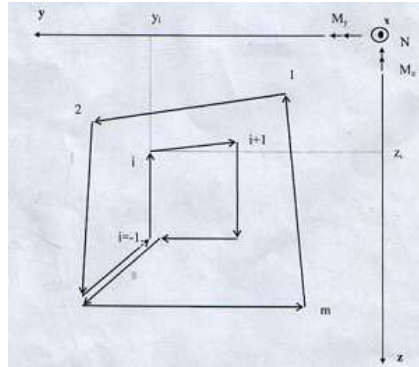
Η διαδικασία επαναλαμβάνεται για όλα τα θλιβόμενα στοιχεία της σύνδεσης με αποτέλεσμα την κατάσταση του Σχ. 5. Τα αδρανειακά χαρακτηριστικά της θλιβόμενης περιοχής θα υπολογιστούν ως προς το κέντρο του υποστυλώματος, ως προς το οποίο θα έχουν ήδη υπολογιστεί τα σημεία τομής των θλιβόμενων περιοχών με τον ουδέτερο άξονα (Σχ. 5). Η διαδικασία υπολογισμού τους έχει ως εξής:

$$A = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n (y_i z_{i+1} - z_i y_{i+1}) = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \phi_i \quad (4)$$

$$A_p = \frac{1}{6} \sum_{i=1}^n \phi_i (p_i + p_{i+1}) \quad (5)$$

$$A_{pq} = \frac{1}{24} \sum_{i=1}^n \phi_i [p_i (2q_i + q_{i+1}) + p_{i+1} (q_i + 2q_{i+1})] \quad (6)$$

$$A_{ppq} = \frac{1}{60} \sum_{i=1}^n \phi_i [p_i^2 (3q_i + q_{i+1}) + 2p_i q_i (q_i + q_{i+1}) + p_{i+1}^2 (q_i + 3q_{i+1})], \quad (7)$$



Σχ. 6 Ορισμός θετικής φοράς στην αρίθμηση γωνιών μιας ενεργούς περιοχής, η αριστερόστροφη

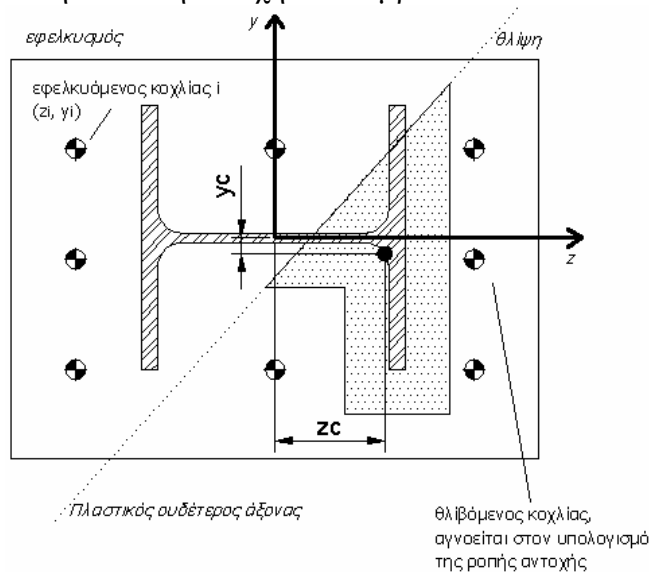
όπου $p = y, z$ και $q = y, z$ και n ο αριθμός των γωνιών της ενεργούς περιοχής και A, A_p, A_{pq}, A_{ppq} οι ροπές αδράνειας ως προς p, q μηδενικής, έως τρίτης τάξης. Μετά το πέρας της παραπάνω διαδικασίας, προκύπτουν ως άθροισμα οι ροπές αδράνειας μηδενικής, 1^{ης}, 2^{ης} και 3^{ης} τάξης όλης της θλιβόμενης ζώνης. Η θέση του κέντρου βάρους ενός κλειστού επίπεδου χωρίου δίνεται από τις σχέσεις (8):

$$y_{KB} = \frac{A_y}{A}, \quad z_{KB} = \frac{A_z}{A} \quad (8)$$

Έτσι έχει προσδιοριστεί η θέση της συνισταμένης της θλιβόμενης δύναμης, καθώς και το κέντρο βάρους της. Η θλιπτική δύναμη που θα ασκείται στο σκυρόδεμα θα είναι:

$$F_c = A f_j, \quad (9)$$

όπου f_j η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή του κόμβου.



Σχ. 7 Σύστημα συντεταγμένων και θέση κέντρου βάρους θλιβόμενης περιοχής

4.3 ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

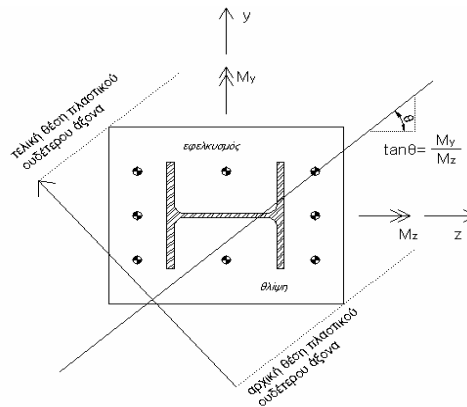
Η συνολική εντατική κατάσταση που αναπτύσσεται στο κέντρο του υποστυλώματος θα προκύψει από ισορροπία δυνάμεων κατά τον άξονα x και ροπών περί τους άξονες y, z. Τελικά προκύπτουν τα μεγέθη ως εξής:

$$\text{Αξονική αντοχής (θλιπτική θετική): } N_{Rd} = F_c - \Sigma F_b \quad (10)$$

όπου F_c και ΣF_b , η δύναμη της θλιβόμενης περιοχής και το σύνολο των εφελκυστικών αντοχών των αγκυριών αντίστοιχα, όπως ακριβώς υπολογίστηκαν στις δύο προηγούμενες παραγράφους.

$$\text{Ροπή αντοχής περί τον ισχυρό/ασθενή άξονα: } M_{y,Rd} = -\Sigma F_b z_i + F_c z_c \quad (11)$$

$$\text{Ροπή αντοχής περί τον ασθενή άξονα: } M_{z,Rd} = \Sigma F_b y_i - F_c y_c \quad (12)$$

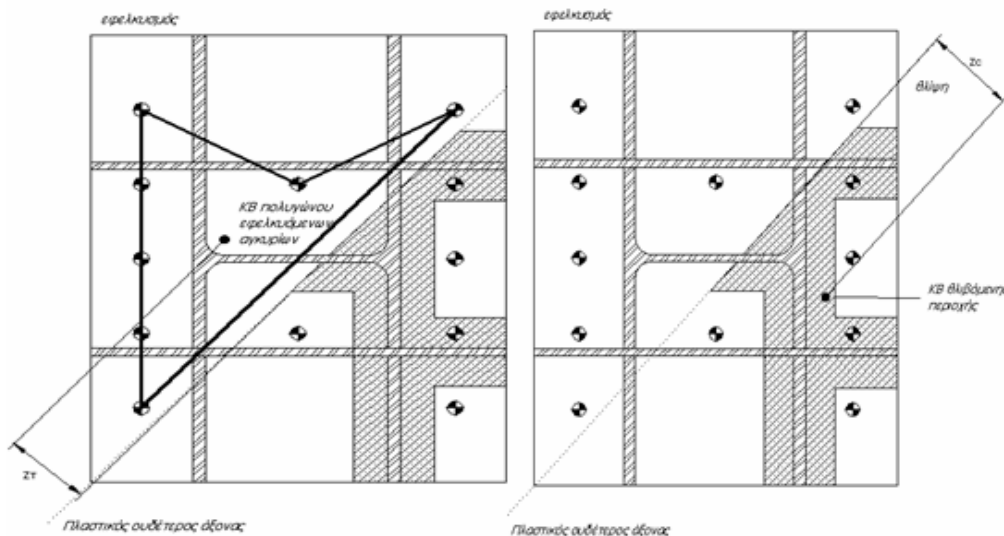


Σχ. 8 Αρχική, τελική θέση και κλίση πλαστικού ουδέτερου άξονα

Μετακινώντας τον ουδέτερο άξονα όπως στο Σχ. 8, προκύπτουν για κάθε θέση του τα αντίστοιχα μεγέθη αντοχής, άρα και το ζητούμενο διάγραμμα αλληλεπίδρασης.

4.4 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΤΡΟΦΙΚΗΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Οι μοχλοβραχίονες των εφελκυσμένων και θλιβόμενων περιοχών ορίζονται στο Σχ. 9 και η στρωφική δυσκαμψία εκτιμάται κατά τον πίνακα 6.12 του Μέρους 1-8 του Ευρωκώδικα 3.



Σχ. 9 Ο μοχλοβραχίονες εφελκυσόμενης και θλιβόμενης ζώνης

5 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Κατά την επίλυση μίας σύνδεσης έδρασης ενός μεταλλικού υποστυλώματος, το οποίο υπόκειται σε διαξονική κάμψη και ταυτόχρονη αξονική θλιπτική ή εφελκυστική δύναμη, ανακύπτουν διάφορες δυσκολίες, οι οποίες πηγάζουν από την ελλιπή μέχρι και σήμερα κανονιστική αντιμετώπιση τέτοιου είδους φόρτισης σε συνδέσεις έδρασης.

Τούτη η εργασία προτείνει μία απλουστευτική μέθοδο ανάλυσης που λαμβάνει υπόψιν πλήρως τη διαξονικότητα της φόρτισης, χωρίς να γίνεται κάποια παραδοχή επιπεδότητας της διατομής. Οι συμπεριφορά της για μονοαξονικές αναλύσεις, που αποτελούν ένα υποσύνολο της διαξονικής φόρτισης, συμπίπτει πλήρως με τα προβλεπόμενα από τον Ευρωκώδικα 3. Αναλύσεις επαλήθευσης της μεθόδου με πεπερασμένα στοιχεία έδειξαν ότι οι παραδοχές της ανταποκρίνονται στην πραγματικότητα, με αποτέλεσμα την αξιόπιστη εκτίμηση της αντοχής και της στροφικής δυσκαμψίας της σύνδεσης, πάντα σε ένα στραμμένο σύστημα συντεταγμένων, το οποίο καταδεικνύει ότι η παραπάνω μέθοδος έχει πλήρη διαξονικό χαρακτήρα.

6 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] R.E. Melchers, “Column base response under applied moment”, J. Construct Steel Research 23 (1992) pp. 127-143
- [2] M.J. Kontoleon, E.S. Mistakidis, C.C. Baniotopoulos και P.D. Panagiotopoulos, “Parametric analysis of the structural response of steel base plate connections”, Computers and Structures 71 (1999) pp. 87-103
- [3] František Wald, Zdeněk Sokol και Martin Steenhuis, “Proposal of the stiffness design model of the column bases”, Connections in Steel Structures III Behaviour, Strength and Design 1996, pp. 249-258
- [4] Paul Penserini και Andre Colson, “Ultimate Limit Strength of Column-Base Connections”, J. Construct. Steel Research 14 (1989) pp. 301-320
- [5] L. Di Sarno, M.R. Pecce και G. Fabbrocino, “Inelastic response of composite steel and concrete base column connections”, Journal of Constructional Steel Research 63 (2007) pp. 819–832
- [6] CeStruCo, Continuing Education in Structural Connections (<http://people.fsv.cvut.cz/www/wald/CESTRUCO/>)
- [7] ESDEP (European Steel Design Education Programme) Course, (<http://www.kuleuven.ac.be/bwk/materials/Teaching/master/toc.htm>)
- [8] Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος και Γ. Ιωαννίδης, “ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΤΟΥ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 3”, Εκδόσεις Κλειδάριθμος

STEEL COLUMN BASE CONNECTION SUBJECTED TO BIAXIAL BENDING WITHOUT ADOPTING THE NORMALITY ASSUMPTION

George Nafpaktitis

Civil Engineer Dipl., MSc NTUA

CSI Hellas

Athens, Greece

email: nafpaktitis@csihellas.gr

Harris Maragkos

Civil Engineer Dipl., MSc NTUA

CSI Hellas

Athens, Greece

email: maragkos@csihellas.gr

SUMMARY

During steel connection design procedure, the influence of the deformation ability of each connection component has to be taken into account, if rated considerable. As for moment resisting connections, this effect can modify the behavior of the connection regarding its stiffness, resistance and plasticity. Non linear spring models have been proposed for the analysis of such connections. Eurocode 3 (Part 1-8), adopts the T-Stub model in order to determine the resistances of the basic connection parts. Because of its early phase, the above mentioned analysis confines itself to connections loaded by uniaxial moment and axial force. In this thesis, T and L Stub models are examined while the analysis takes place at a rotated coordinate system that follows the biaxial loading. The proposed method is based on non linear laws for the estimation of the characteristics of column base connections subjected to biaxial loading.

BIBLIOGRAPHY

- [1] R.E. Melchers, “Column base response under applied moment”, J. Construct Steel Research 23 (1992) pp. 127-143
- [2] M.J. Kontoleon, E.S. Mistakidis, C.C. Baniotopoulos και P.D. Panagiotopoulos, “Parametric analysis of the structural response of steel base plate connections”, Computers and Structures 71 (1999) pp. 87-103
- [3] František Wald, Zdeněk Sokol και Martin Steenhuis, “Proposal of the stiffness design model of the column bases”, Connections in Steel Structures III Behaviour, Strength and Design 1996, pp. 249-258
- [4] Paul Penserini και Andre Colson, “Ultimate Limit Strength of Column-Base Connections”, J. Construct. Steel Research 14 (1989) pp. 301-320
- [5] L. Di Sarno, M.R. Pecce και G. Fabbrocino, “Inelastic response of composite steel and concrete base column connections”, Journal of Constructional Steel Research 63 (2007) pp. 819–832
- [6] CeStruCo, Continuing Education in Structural Connections (<http://people.fsv.cvut.cz/www/wald/CESTRUCO/>)
- [7] ESDEP (European Steel Design Education Programme) Course, (<http://www.kuleuven.ac.be/bwk/materials/Teaching/master/toc.htm>)
- [8] I. Vagias, I. Ermopoulos και Γ. Ioannides, “Steel structures Application Examples of Eurocode 3”, Klidarithmos publication