

## ΝΕΟΙ ΚΑΝΟΝΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΙΣΟΣΚΕΛΩΝ ΓΩΝΙΑΚΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

**Μάριος-Ζώης Μπέζας**  
Μεταδιδακτορικός Ερευνητής  
Πανεπιστήμιο της Λιέγης  
Λιέγη, Βέλγιο  
e-mail: Marios-Zois.Bezas@uliege.be

**Jean-François Demonceau**  
Καθηγητής  
Πανεπιστήμιο της Λιέγης  
Λιέγη, Βέλγιο  
e-mail: jfdemonceau@uliege.be

**Ιωάννης Βάγιας**  
ομ. Καθηγητής  
Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο  
Αθήνα, Ελλάδα  
e-mail: vastahl@central.ntua.gr

**Jean-Pierre Jaspert**  
Καθηγητής  
Πανεπιστήμιο της Λιέγης  
Λιέγη, Βέλγιο  
e-mail: jean-pierre.jaspert@uliege.be

### 1. ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Ελατές διατομές γωνιακών χρησιμοποιούνται από τα πρώτα χρόνια των χαλύβδινων κατασκευών λόγω της εύκολης μεταφοράς και επί τόπου συναρμολόγησής τους. Ωστόσο, οι διατομές αυτές έχουν συγκεκριμένα χαρακτηριστικά (μονοσυμμετρικές διατομές με χαμηλή αντίσταση σε στρέψη και στρέβλωση, επιρρεπείς σε τοπικό λυγισμό, κ.ά.) που τις διαφοροποιούν πλήρως από τους άλλους τύπους συνήθων διατομών. Ως εκ τούτου, οι υπάρχοντες κανόνες σχεδιασμού, οι οποίοι έχουν κυρίως αναπτυχθεί για διατομές διπλής συμμετρίας, δεν μπορούν να καλύψουν με ασφάλεια τα γωνιακά, οδηγώντας έτσι στην ανάγκη ανάπτυξης νέων ειδικών κανόνων σχεδιασμού. Στην παρούσα εργασία παρουσιάζεται ένα σύνολο κανόνων σχεδιασμού διατομών και μελών από γωνιακά (ταξινόμηση της διατομής, αντοχή διατομής και αρθρωτά στηριζόμενου μέλους υπό μεμονωμένες ή και συνδυασμένες αξονικές δυνάμεις και ροπές) και συγκρίνεται με τις αντίστοιχες ισχύουσες διατάξεις. Όλοι οι προτεινόμενοι κανόνες έχουν συνταχθεί υπό την μορφή των διατάξεων του Ευρωκώδικα 3, και πρόκειται να συμπεριληφθούν στην νέα γενιά των Ευρωκωδίκων.

### 2. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Ελατές διατομές γωνιακών χρησιμοποιούνται ευρέως στους ιστούς τηλεπικοινωνιών, τους πυλώνες μεταφοράς ηλεκτρικής ενέργειας, καθώς και σε ένα ευρύ φάσμα κατασκευών όπως κτίρια και γέφυρες, ενώ πολλές φορές χρησιμοποιούνται και για την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών. Η εύκολη παραγωγή και μεταφορά τους, σε συνδυασμό με την επί τόπου συναρμολόγησή τους μέσω κοχλιών, καθιστούν αυτόν το τύπο διατομής πολύ συχνή επιλογή των μελετητών. Ωστόσο τα γωνιακά, και πιο συγκεκριμένα τα ισοσκελή γωνιακά που εξετάζονται στην παρούσα εργασία, έχουν συγκεκριμένα χαρακτηριστικά που τα διαφοροποιούν πλήρως από τους άλλους τύπους συνήθων διατομών: (i) έχουν πολύ χαμηλή αντίσταση σε στρέψη και σε στρέβλωση, (ii) έχουν έναν άξονα συμμετρίας, (iii) η καμπτική τους αντοχή περί τον ασθενή άξονα είναι σημαντικά μικρότερη από αυτή του ισχυρού, (iv)

τα σκέλη τους μπορεί να είναι επιρρεπή σε τοπικό λυγισμό, (v) οι πλαστικές τους αντοχές είναι σημαντικά υψηλότερες από τις αντίστοιχες ελαστικές και (vi) λόγω της συχνά έκκεντρης σύνδεσης στο ένα σκέλος, υπόκεινται και σε κάμψη ακόμη και όταν χρησιμοποιούνται ως μεμονωμένα μέλη. Είναι επομένως φανερό ότι οι υφιστάμενοι κανόνες σχεδιασμού για άλλες, κυρίως διπλά συμμετρικές διατομές, δεν μπορούν να καλύψουν με ασφάλεια τα γωνιακά, γεγονός που οδηγεί αναπόφευκτα στην ανάγκη ανάπτυξης ειδικών διατάξεων σχεδιασμού για τα συγκεκριμένα προφίλ.

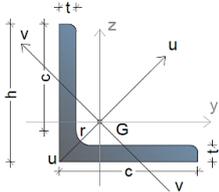
Σε αντίθεση με τον Αμερικανικό κανονισμό όπου όλες οι διατάξεις αναφορικά με τον σχεδιασμό γωνιακών ενσωματώνονται σε ένα ενιαίο πρότυπο, το AISC 2000, ο Ευρωκώδικας 3 έχει υιοθετήσει μια διαφορετική προσέγγιση, όπου επιμέρους κανόνες και συστάσεις εντοπίζονται στα διάφορα μέρη του. Πιο συγκεκριμένα, στον EN1993-1-1, καθώς και στην δεύτερη γενιά αυτού (prEN 1993-1-1), παρέχονται κανόνες για την κατάταξη των διατομών και την αντοχή των μελών σε λυγισμό. Στον EN1993-3-1 παρατίθενται ειδικοί κανόνες για την αντοχή σε λυγισμό ισοσκελών γωνιακών που χρησιμοποιούνται σε πύργους και ιστούς όταν συνδέονται έκκεντρα με κοχλίες στο ένα τους σκέλος, ενώ ο EN 1993-1-5 καλύπτει τις διατομές κατηγορίας 4 που είναι επιρρεπείς σε τοπικό λυγισμό (κύρτωση). Πλέον τούτου, ειδικοί κανόνες για τον έλεγχο των μελών δικτυωτών πύργων και ιστών δίνονται και στο πρότυπο της CENELEC EN 50341-1, που ωστόσο σε ορισμένα σημεία διαφοροποιείται από τον Ευρωκώδικα 3. Τέλος, ακόμη και αν δεν υπάρχει ρητός περιορισμός, η εφαρμογή του EN 50341-1 για ποιότητες χάλυβα S460 παραμένει αμφίβολη. Είναι επίσης αξιοσημείωτο ότι μεταξύ όλων αυτών των κανονιστικών εγγράφων, έχουν εντοπιστεί διάφορες ασυνέπειες. Για παράδειγμα, για την κατάταξη μιας διατομής σε θλίψη, μπορούν να υπολογιστούν τέσσερα διαφορετικά όρια ανάλογα με το πρότυπο στο οποίο κανείς αναφέρεται, ενώ σε όλα τα πρότυπα για τον προσδιορισμό της ενεργού διατομής γίνεται μνεία στον EN 1993-1-5, δημιουργώντας έτσι ασυνέπειες ακόμη και μεταξύ των διαφόρων μερών του Ευρωκώδικα 3.

Τα τελευταία χρόνια έχουν διεξαχθεί αρκετές έρευνες για τη μελέτη της συμπεριφοράς των γωνιακών διατομών. Οι Vayas et al. [1] δίνουν σχέσεις υπολογισμού της ανελαστικής αντοχής των γωνιακών διατομών που υπόκεινται σε αξονικές δυνάμεις και ροπές, ενώ οι Kettler et al. [2] εξετάζουν τη σημασία των συνθήκων στήριξης στην απόκριση των μελών γωνιακών. Μια καινοτόμος ερευνητική εργασία που πραγματοποιήθηκε από τους Dinis et al. [3], πρότεινε νέους κανόνες σχεδιασμού με βάση τη Μέθοδο Άμεσης Αντοχής (DSM), που επεκτάθηκαν στην συνέχεια και στα προφίλ θερμής έλασης [4]. Τέλος, πλήθος πειραματικών ερευνών έχουν πραγματοποιηθεί από διάφορες ερευνητικές ομάδες [5]-[6]. Στα πλαίσια ενός ευρωπαϊκού προγράμματος χρηματοδοτούμενο από το RFCS με το ακρωνύμιο ANGELHY [7], εξετάστηκαν οι υπάρχουσες ευρωπαϊκές προδιαγραφές για τα ισοσκελή γωνιακά και προτάθηκε και επικυρώθηκε αναλυτικά, αριθμητικά και πειραματικά ένα σύνολο κανόνων σχεδιασμού για γωνιακά [8]-[9]. Αυτό περιλάμβανε την κατάταξη της διατομής, καθώς και τις αντοχές διατομών και μελών που υπόκεινται σε μεμονωμένες ή συνδυασμένες δυνάμεις και ροπές. Οι προτεινόμενοι αυτοί κανόνες σχεδιασμού θα συμπεριληφθούν στην επικείμενη έκδοση του prEN 1993-3 ή του prEN 1993-1-1. Στόχος της παρούσας εργασίας είναι να παρουσιάσει τους προτεινόμενους κανόνες σχεδιασμού μέσα από συγκρίσεις με τους ισχύοντες.

### **3. ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗ ΙΣΟΣΚΕΛΩΝ ΓΩΝΙΑΚΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ**

Σύμφωνα με το EN 1993-1-1 παρ.5.5.2 (4), η κατάταξη των διατομών πρέπει να γίνεται για τα τμήματα της διατομής που υπόκεινται σε θλίψη. Ωστόσο, η καθολική εφαρμογή αυτού

του κανόνα απαιτεί ξεχωριστή ταξινόμηση της διατομής για κάθε πιθανό συνδυασμό εφαρμοζόμενων δυνάμεων και ροπών. Δεδομένου ότι αυτό δεν είναι ιδιαίτερα πρακτικό κατά το σχεδιασμό, προτείνεται εδώ μια απλούστερη προσέγγιση όπου η διατομή ταξινομείται μεμονωμένα για θλίψη ή κάμψη περί τον ισχυρό ή ασθενή άξονα. Στην τελευταία περίπτωση, η κατηγορία μπορεί να διαφέρει ανάλογα με το αν η φόρτιση υποβάλει τα άκρα σε θλίψη ή εφελκυσμό.

Κατηγορία	Διατομή υπό θλίψη	Διατομή υπό κάμψη περί τον ισχυρό άξονα $M_u$	Διατομή υπό κάμψη περί τον ασθενή άξονα $M_v$ – άκρο υπό θλίψη	Διατομή υπό κάμψη περί τον ασθενή άξονα $M_v$ – άκρο υπό εφελκυσμό
2	$\frac{c}{t} \leq 14\epsilon$	$\frac{c}{t} \leq 16\epsilon$	$\frac{c}{t} \leq 14\epsilon$	$\frac{c}{t} \leq 30\epsilon$
3	$\frac{c}{t} \leq 14\epsilon$	$\frac{c}{t} \leq 27\epsilon$	$\frac{c}{t} \leq 27\epsilon$	$\frac{c}{t} \leq 90\epsilon$
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$  <p>G centre of gravity h,t geometrical properties (c=h-t-r) u-u major principal axis or strong axis v-v minor principal axis or weak axis y,z geometrical axes</p>				

Πιν. 1: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για την κατάταξη ισοσκελών γωνιακών

Για τον προσδιορισμό των μέγιστων λόγων πάχους προς πλάτος διεξήχθησαν παραμετρικές αριθμητικές αναλύσεις σε κοντά μέλη που υπόκεινται σε καθαρή θλίψη, κάμψη ισχυρού και ασθενούς άξονα αντίστοιχα. Παράλληλα, όλα τα όρια προσδιορίστηκαν μέσω αναλυτικών σχέσεων, ακολουθώντας πάντα τις βασικές αρχές του Ευρωκώδικα 3, και στην συνέχεια συγκρίθηκαν με τα αριθμητικά αποτελέσματα. Πρέπει να σημειωθεί ότι όλα τα όρια από την κατηγορία 3 στην 4 προέκυψαν μέσω της λυγηρότητας του θλιβόμενου σκέλους, καθώς όπως αποδείχθηκε στο πρόγραμμα ANGELHY, ο τοπικός λυγισμός δεν πρέπει να συγχέεται με την αμιγώς στρεπτική αστοχία του μέλους, η οποία μπορεί να εμφανιστεί μόνο σε πολύ συγκεκριμένες περιπτώσεις φόρτισης [11]. Το σύνολο των προτεινόμενων μέγιστων λόγων πλάτους προς πάχος για την ταξινόμηση των ισοσκελών γωνιακών παρουσιάζεται στον Πίνακα 1, ενώ οι συγκρίσεις με τα υφιστάμενα όρια του Ευρωκώδικα 3 φαίνονται στα Σχήματα 2, 3 και 4 για διατομές που υπόκειται σε θλίψη, κάμψη περί τον ασθενή και ισχυρό άξονα αντίστοιχα.

#### 4. ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

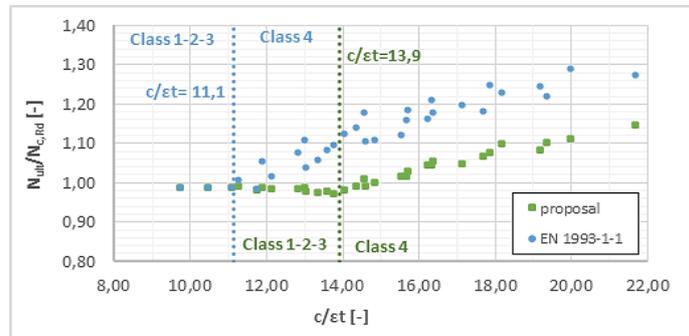
Στην συνέχεια παρουσιάζονται αναλυτικές σχέσεις για τον υπολογισμό της αντοχής σχεδιασμού της διατομής των ισοσκελών γωνιακών. Οι σχέσεις αυτές βασίστηκαν στις αντίστοιχες σχέσεις που δίνονται στον Ευρωκώδικα 3 και προσαρμόστηκαν κατάλληλα όπου χρειάστηκε, ώστε να καλύπτουν την συμπεριφορά των γωνιακών. Η επικύρωσή τους επιτεύχθηκε μέσω των ίδιων αριθμητικών αποτελεσμάτων που προέκυψαν για την ταξινόμηση. Επιπλέον βάσει των αποτελεσμάτων αυτών, υιοθετήθηκε μια γραμμική μετάβαση από την πλαστική στην ελαστική καμπτική αντοχή, όπως έχει ήδη ενσωματωθεί στην επερχόμενη έκδοση του Ευρωκώδικα 3 Μέρος 1-1 για τις διπλά συμμετρικές διατομές.

#### 4.1 Αντοχή διατομής σε θλίψη

Η αντίσταση σχεδιασμού της διατομής σε θλίψη μπορεί να προσδιοριστεί σύμφωνα με τις ισχύουσες διατάξεις του EN 1993-1-1. Για τις διατομές κατηγορίας 4, ο προσδιορισμός τους ενεργού διατομής θα πρέπει να γίνεται σύμφωνα με τον EN 1993-1-5 χρησιμοποιώντας ωστόσο την ακόλουθη σχέση για την ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{18,6\epsilon} = \frac{c/t}{18,6\epsilon} \quad (1)$$

Με σκοπό την εξάλειψη των διαφόρων ασυνεπειών και την εναρμόνιση των διαφόρων μερών του Ευρωκώδικα 3 με τα προτεινόμενα όρια ταξινόμησης, το πλάτος  $\bar{b}$  που ορίζεται στον EN 1993-1-5 πρέπει να τροποποιηθεί. Πιο συγκεκριμένα, το πλάτος αυτό για τα ισοσκελή γωνιακά πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το πλάτος  $c$  και όχι με όλο το πλάτος  $h$  του σκέλους όπως ορίζεται σήμερα. Αυτή είναι και η μοναδική τροποποίηση που προτείνεται στον EN 1993-1-5.



Σχ. 1: Αντοχή διατομής σε θλίψη. Λόγος μεταξύ μέγιστης αριθμητικής αντοχής και αντοχής σχεδιασμού σε θλίψη υπολογιζόμενη βάσει των νέων προτεινόμενων κανόνων και των υφισταμένων του Ευρωκώδικα 3 συναρτήσει του λόγου  $c/\epsilon t$

Το σχήμα 1 απεικονίζει τον λόγο της αριθμητικά προσδιορισμένης αντοχής της διατομής ( $N_{ult}$ ) προς την αντίστοιχη αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη ( $N_{c,Rd}$ ), συναρτήσει του λόγου  $c/\epsilon t$ . Οι αντοχές σχεδιασμού έχουν υπολογισθεί τόσο με τους προτεινόμενους κανόνες όσο και με τις ισχύουσες διατάξεις του EN 1993-1-1 σε συνδυασμό με το EN 1993-1-5 για τις διατομές κατηγορίας 4. Επιπλέον, τόσο το νέο όριο κατηγορίας 3 όπως και αυτό που υπολογίζεται από τις ισχύουσες διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 (έχει προκύψει αναλυτικά από την ανηγμένη λυγηρότητα που δίνεται στον EN 1993-1-5) απεικονίζονται με κάθετες γραμμές. Όπως φαίνεται, οι προτεινόμενοι κανόνες σχεδιασμού είναι λιγότερο συντηρητικοί, ειδικά για της διατομές κατηγορίας 4, ενώ τα οφέλη από τα νέα κριτήρια ταξινόμησης είναι ξεκάθαρα.

#### 4.2 Αντοχή διατομής σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα

Η αντοχή σχεδιασμού ισοσκελών γωνιακών που υπόκεινται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα μπορεί να προσδιοριστεί με την ακόλουθη σχέση:

$$M_{u,Rd} = W_u \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2)$$

Η ελαστική ροπή αντίστασης της διατομής  $W_u$  εξαρτάται από την κατηγορία αυτής και μπορεί να υπολογισθεί ως εξής:

$$W_u = \alpha_{i,u} W_{el,u} \quad (3)$$

όπου:

$$\alpha_{2,u} = 1,5 \quad \text{για κατηγορία 1 ή 2}$$

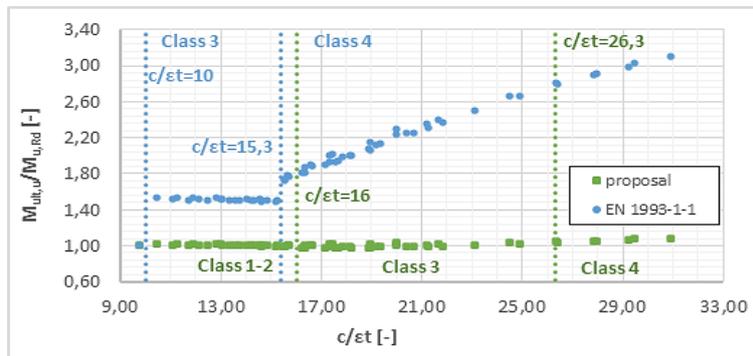
$$\alpha_{3,u} = \left[ 1 + 0,5 \cdot \left( \frac{26,3\varepsilon - c/t}{26,3\varepsilon - 16\varepsilon} \right) \right] \quad \text{για κατηγορία 3}$$

$$\alpha_{4,u} = W_{\text{eff},u} / W_{\text{el},u} = \rho_u^2 \quad \text{για κατηγορία 4}$$

Ο μειωτικός συντελεστής  $\rho_u$  θα πρέπει να υπολογίζεται μέσω της εξ. (5), όπου η ανηγμένη λυγνότητα θα λαμβάνεται από την εξ. (4).

$$\bar{\lambda}_p = \frac{c/t}{35,58\varepsilon} \quad (4)$$

$$\rho_u = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \quad (5)$$



Σχ. 2: Αντοχή διατομής υπό κάμψη περί τον ισχυρό άξονα. Λόγος μεταξύ μέγιστης αριθμητικής αντοχής και αντοχής σχεδιασμού σε κάμψη υπολογιζόμενη βάσει των προτεινόμενων και των υφισταμένων κανόνων του Ευρωκώδικα 3 συναρτήσει του λόγου  $c/\varepsilon t$

Στο σχήμα 2 απεικονίζεται ο λόγος της αριθμητικά προσδιοριζόμενης αντοχής σε κάμψη της διατομής ( $M_{ult,u}$ ) προς την αντίστοιχη αντοχή σχεδιασμού ( $M_{u,Rd}$ ), συναρτήσει του λόγου  $c/\varepsilon t$ . Και σ' αυτήν περίπτωση οι αντοχές σχεδιασμού υπολογίσθηκαν τόσο με την παρούσα πρόταση όσο και με τις υφιστάμενες διατάξεις του EN 1993-1-1. Οι κατακόρυφες διακεκομμένες γραμμές αντιπροσωπεύουν τα όρια των κατηγοριών όπως αυτά προτείνονται στην εργασία (δηλ.  $c/t \leq 16\varepsilon$  για την κατηγορία 2 και  $c/t \leq 26\varepsilon$  για την 3), καθώς και όπως υπολογίζονται από τις διατάξεις του EN 1993-1-1 (δηλ.  $c/t \leq 10\varepsilon$  για κατηγορία 2 και  $c/t \leq 15,3\varepsilon$  για την 3). Τα οφέλη που επιφέρουν οι προτεινόμενες σχέσεις (ταξινόμηση και αντοχή διατομής) στο σχεδιασμό είναι και πάλι ευδιάκριτα.

### 4.3 Αντοχή διατομής σε κάμψη περί τον ασθενή άξονα

Η αντοχή σχεδιασμού ισοσκελών γωνιακών που υπόκεινται σε κάμψη περί τον ασθενή άξονα μπορεί να προσδιοριστεί με την ακόλουθη σχέση:

$$M_{v,Rd} = W_v \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6)$$

Όπως και στην προηγούμενη παράγραφο, η ελαστική ροπή αντίστασης της διατομής  $W_v$  εξαρτάται από την κατηγορία αυτής και μπορεί να υπολογισθεί ως εξής:

$$W_v = \alpha_{i,v} W_{el,v} \quad (7)$$

όπου:

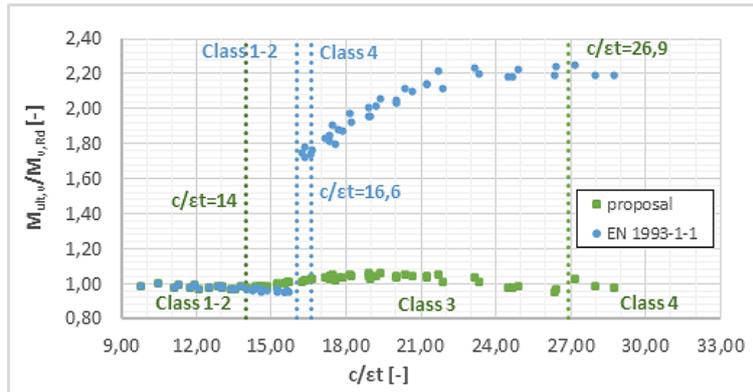
$$\alpha_{2,v} = W_{pl,v}/W_{el,v} \quad \text{για κατηγορία 1 ή 2}$$

$$\alpha_{3,v} = \left[ 1 + \left( \frac{26,9\varepsilon - c/t}{26,9\varepsilon - 14\varepsilon} \right) \cdot \left( \frac{W_{pl,v}}{W_{el,v}} - 1 \right) \right] \quad \text{για κατηγορία 3}$$

$$\alpha_{4,v} = W_{eff,v}/W_{el,v} = 0,94 \cdot \rho_v^2 \quad \text{για κατηγορία 4}$$

Ο μειωτικός συντελεστής  $\rho_v$  θα πρέπει να υπολογίζεται με την εξ. (5), όπου η ανηγμένη λυγηρότητα θα λαμβάνεται από την εξ. (8).

$$\bar{\lambda}_p = \frac{c/t}{36,48\varepsilon} \quad (8)$$



Σχ. 3: Αντοχή διατομής υπό κάμψη περί τον ασθενή άξονα (άκρο σε θλίψη). Λόγος μεταξύ μέγιστης αριθμητικής αντοχής και αντοχής σχεδιασμού σε κάμψη υπολογιζόμενη βάσει των προτεινόμενων κανόνων και των υφιστάμενων του Ευρωκώδικα 3 συναρτήσει του λόγου  $c/\varepsilon t$

Στο σχήμα 3 δίνεται ο λόγος της αριθμητικά προσδιοριζόμενης αντοχής σε κάμψη ( $M_{ult,v}$ ) προς την αντίστοιχη αντοχή σχεδιασμού ( $M_{v,Rd}$ ) της διατομής, συναρτήσει του λόγου  $c/\varepsilon t$ . Όμοια με τις προηγούμενες παραγράφους, οι αντοχές σχεδιασμού υπολογίστηκαν τόσο με την παρούσα πρόταση όσο και με τις υφιστάμενες διατάξεις του Ευρωκώδικα 3. Παρουσιάζονται επίσης τα όρια των κατηγοριών όπως αυτά προτείνονται στην εργασία ( $c/t \leq 14\varepsilon$  και  $c/t \leq 26,9\varepsilon$  για κατηγορία 2 και 3 αντίστοιχα) καθώς και όπως υπολογίζονται από τις διατάξεις του EN 1993-1-1 ( $c/t \leq 16,6\varepsilon$  για κατηγορία 2 και  $c/t \leq 15,9\varepsilon$  για κατηγορία 3!!). Για να αντιμετωπιστεί η ασυνέπεια των διατάξεων του υφιστάμενου κώδικα, οι διατομές μεταξύ των  $c/\varepsilon t = 15,9$  και  $16,6$  θεωρούνται ως διατομές κατηγορίας 4 για τον υπολογισμό της αντοχής τους. Όπως φαίνεται και από το διάγραμμα, τα οφέλη που επιφέρουν οι νέοι κανόνες στον σχεδιασμό των γωνιακών διατομών είναι σημαντικά.

## 5. ΑΝΤΟΧΗ ΜΕΛΩΝ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ

Στη συνέχεια, σχέσεις για την αντοχή των μελών ισοσκελών γωνιακών σε λυγισμό παρουσιάζονται και συγκρίνονται με αυτές του Ευρωκώδικα 3. Η επικύρωση των προτεινόμενων σχέσεων βασίζεται σε συγκρίσεις με αποτελέσματα αριθμητικών αναλύσεων και πειραματικών δοκιμών για ένα αρκετά διευρυμένο φάσμα παραμέτρων. Περισσότερες πληροφορίες σχετικά με τη διαδικασία ανάπτυξης και αξιολόγησής τους υπάρχουν στην εργασία [9]. Η επιλογή των διατομών, των μηκών των μελών καθώς και των ποιοτήτων του χάλυβα που χρησιμοποιήθηκαν για τις παραμετρικές αναλύσεις έγινε από μέλη που χρησιμοποιούνται συχνά σε δικτυωτούς πύργους, χωρίς ωστόσο αυτό να

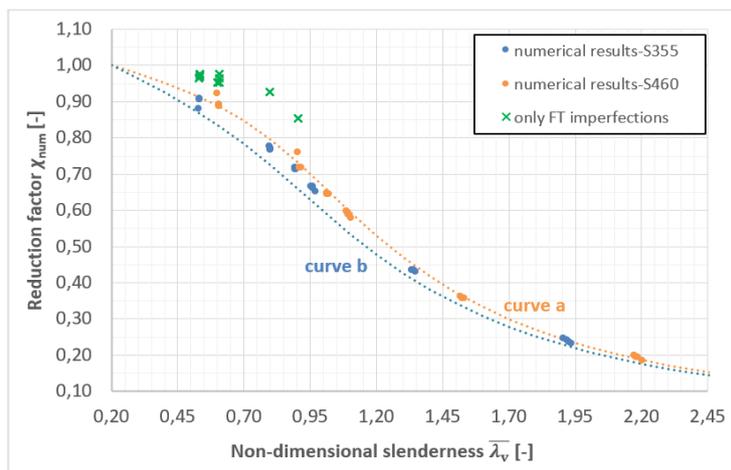
περιορίζει το εύρος εφαρμογής των κανόνων και σε άλλους τύπους κατασκευών. Στη συνέχεια παρατίθενται οι πιο αντιπροσωπευτικές περιπτώσεις φόρτισης.

### 5.1 Μέλος υπό θλίψη

Για ισοσκελή γωνιακά υπό θλίψη, ο έλεγχος σε καμπτικό λυγισμό πρέπει να υλοποιείται σύμφωνα με τον EN 1993-1-1, ενώ οι έλεγχοι του στρεπτικού και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μπορούν να παραληφθούν. Ο υπολογισμός της ενεργού διατομής θα πρέπει να γίνεται βάσει του EN 1993-1-5, όπου η ανηγμένη λυγηρότητα θα λαμβάνεται από την εξ. (9),

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\chi_{min}} \frac{c/t}{18,6\varepsilon} \quad (9)$$

όπου  $\chi_{min} = \min\{\chi_u ; \chi_v\}$  είναι ο μικρότερος μειωτικός συντελεστής υπολογιζόμενος για καμπτικό λυγισμό περί τον ισχυρό ή ασθενή άξονα. Όπως φαίνεται και από την εξίσωση, η ανηγμένη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}_p$  δεν εξαρτάται μόνο από τις γεωμετρικές ιδιότητες της διατομής αλλά και από τον μειωτικό συντελεστή λόγω λυγισμού  $\chi_{min}$ . Συνεπώς, στα κεντρικά θλιβόμενα γωνιακά μέλη, η εμφάνιση του τοπικού λυγισμού περιορίζεται όσο η λυγηρότητα του μέλους αυξάνεται και συνεπώς ο καμπτικός λυγισμός κυριαρχεί.



Σχ. 4: Σύγκριση αριθμητικών αποτελεσμάτων με τις καμπύλες λυγισμού του Ευρωκώδικα 3

Στο σχήμα 4 συγκρίνεται ο μειωτικός συντελεστής  $\chi_{num} = N_{ult} / N_{pl}$  των αριθμητικών αποτελεσμάτων με τις καμπύλες λυγισμού a και b του Ευρωκώδικα 3. Για τα δοκίμια όπου η πρώτη υπολογιζόμενη ιδιομορφή ήταν η στρεπτοκαμπτική διακρίνονται δύο περιπτώσεις στο Σχήμα 4. Πιο συγκεκριμένα, τα αποτελέσματα που φαίνονται με μπλε ή πορτοκαλί χρώμα έχουν υπολογισθεί λαμβάνοντας αρχικές γεωμετρικές ατέλειες που ακολουθούν την γεωμετρία της πρώτης καμπτικής ιδιομορφής. Αντίθετα, στα αποτελέσματα που απεικονίζεται με πράσινο χρώμα, οι αρχικές ατέλειες που εισάγονται στην ανάλυση ακολουθούν την παραμόρφωση της πρώτης ιδιομορφής, δηλαδή της στρεπτοκαμπτικής.

Σύμφωνα με τον prEN 1993-1-1, τα αριθμητικά αποτελέσματα που προκύπτουν από τα δοκίμια με χάλυβα κατηγορίας S355 θα πρέπει να συγκριθούν με την καμπύλη b, ενώ αυτά που είναι με χάλυβα S460 με την καμπύλη a. Όπως παρατηρείται και από το διάγραμμα, όλα τα αποτελέσματα που αναφέρονται στην καμπύλη b είναι πάνω από αυτήν, ενώ αυτά που αναφέρονται στην καμπύλη a είναι είτε ακριβώς πάνω στην καμπύλη, είτε την υπερβαίνουν,

είτε είναι ελάχιστα χαμηλότερα αυτής. Αυτό ωστόσο είναι πλήρως αποδεκτό αν συνυπολογίσουμε ότι μια απόκλιση της τάξεως του 2% οφείλεται στην διακριτοποίηση του αριθμητικού μοντέλου όπως εξηγείται στο [11]. Είναι επομένως προφανές ότι οι στρεπτοκαμπτικές ιδιομορφές μπορούν να αγνοηθούν κατά τον σχεδιασμό, αφού οδηγούν πάντα σε μεγαλύτερες αντοχές σε σχέση με τις αντίστοιχες καμπτικές.

Επιπλέον, οι προτεινόμενες σχέσεις έχουν συγκριθεί και με πειραματικές δοκιμές. Ενδεικτικά αναφέρεται εδώ η σύγκριση με τα πειράματα που διενεργήθηκαν στο πανεπιστήμιο της Λιέγης, ενώ περισσότερες συγκρίσεις μπορούν να βρεθούν στην εργασία [9]. Πιο συγκεκριμένα, πραγματοποιήθηκαν 12 δοκιμές αξονικής θλίψης σε πλήρως αρθρωτά υποστυλώματα (ελεύθερη περιστροφή εντός και εκτός επιπέδου) με ή χωρίς εκκεντρότητα, στο πλαίσιο του ερευνητικού έργου ANGELHY [5]. Οι συγκρίσεις εδώ περιορίζονται στα δοκίμια υπό κεντρική θλίψη. Τα δοκίμια αποτελούνταν από γωνιακά L150x150x18 και L200x200x16 σε τρία διαφορετικά μήκη κατασκευασμένα από χάλυβα υψηλής αντοχής S420 και S460. Οι λόγοι του μέγιστου πειραματικού φορτίου προς την αντοχή σε λυγισμό σύμφωνα με τον prEN 1993-1-1 αλλά και την τρέχουσα πρόταση συνοψίζονται στον Πίνακα 2. Η ανηγμένη λυγηρότητα είναι ίδια και για τις δύο κανονιστικές προσεγγίσεις, δεδομένου ότι η πρώτη ιδιομορφή ήταν η καμπτική για όλα τα δοκίμια που φαίνονται στον πίνακα 2. Συνεπώς, οι διαφορές που παρατηρούνται οφείλονται στον τρόπο με τον οποίο η κάθε μέθοδος ενσωματώνει τον έλεγχο του τοπικού λυγισμού.

Δοκίμιο	$\bar{\lambda}_v$ [-]	Κατηγορία διατομής	$N_{exp}/N_{Rd,prEN1993-1-1}$ [-]	$N_{exp}/N_{Rd,prop}$ [-]
Sp11	1,31	1	1,13	1,13
Sp13	1,56	1	1,04	1,04
Sp15	1,81	1	1,04	1,04
Sp21	1,12	4	1,12	1,06
Sp23	1,30	4	1,02	0,99
Sp25	1,48	4	1,08	1,05

Πιν. 2: Συγκρίσεις για τα κεντρικά φορτιζόμενα δοκίμια που έγιναν στο ULiège

## 5.2 Μέλος υπό κάμψη

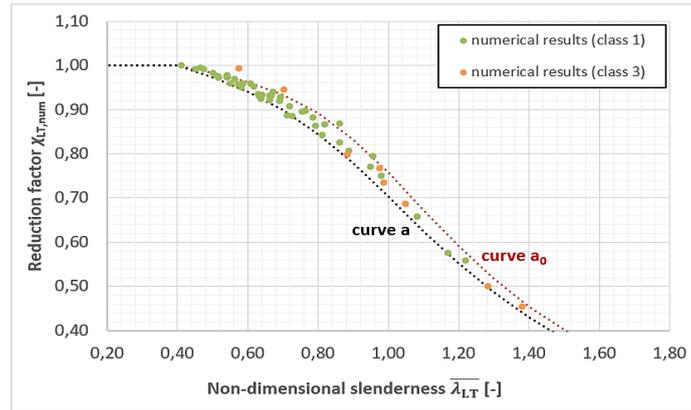
Μία πλευρικά μη προστατευμένη δοκός με διατομή ισοσκελούς γωνιακού που υπόκειται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα πρέπει να ελέγχεται έναντι πλευρικού λυγισμού σύμφωνα με τον EN 1993-1-1. Η γραμμική μεταβολή μεταξύ της πλαστικής και της ελαστικής αντοχής της διατομής σε κάμψη θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψιν σύμφωνα με την §4.2. Ο μειωτικός συντελεστής έναντι πλευρικού λυγισμού θα πρέπει να υπολογίζεται ως εξής:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{αλλά} \quad \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq 1/\bar{\lambda}_{LT}^2 \end{cases} \quad (10)$$

$$\text{όπου } \Phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(\bar{\lambda}_{LT} - 0,4) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad \text{και} \quad \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\alpha_{i,u} W_{el,u} f_y}{M_{cr}}}$$

Για λυγηρότητα  $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$  ή  $M_{u,Rd}/M_{cr} \leq 0,16$  οι επιδράσεις του πλευρικού λυγισμού μπορούν να αγνοηθούν. Επιπλέον, οι ιδιότητες της ενεργού διατομής θα πρέπει να υπολογίζονται για την ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\chi_{LT} \frac{c/t}{35,58\varepsilon}} \quad (11)$$



Σχ. 5: Σύγκριση αριθμητικών αποτελεσμάτων με τις καμπύλες του Ευρωκώδικα 3 για πλευρικό λυγισμό

Τα αριθμητικά αποτελέσματα σε σύγκριση με τις καμπύλες λυγισμού  $a$  και  $a_0$  για πλευρικό λυγισμό, όπως αυτές ορίζονται από την εξίσωση (6.57) του EN 1993-1-1, απεικονίζονται στο σχήμα 5. Ο μειωτικός συντελεστής ορίζεται ως  $\chi_{LT,num} = M_{ult,u}/W_{pl,y}$ . Από το γράφημα φαίνεται ότι όλα τα αριθμητικά αποτελέσματα είναι μεταξύ των καμπυλών  $a$  και  $a_0$ , επαληθεύοντας έτσι την προτεινόμενη καμπύλη πλευρικού λυγισμού για τα ισοσκελή γωνιακά ( $\alpha_{LT} = 0,21$ ).

### 5.3 Μέλος υπό κάμψη και αξονική θλίψη

Τα μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη θα πρέπει να ικανοποιούν τις ακόλουθες συνθήκες για λυγισμό περί τον ισχυρό και ασθενή άξονα αντίστοιχα:

$$\left( \frac{N_{Ed}}{N_{bu,Rd}} + k_{uu} \frac{M_{u,Ed}}{M_{u,Rd}} \right)^\xi + k_{uv} \frac{M_{v,Ed} + \Delta M_v}{M_{v,Rd}} \leq 1 \quad (12)$$

$$\left( \frac{N_{Ed}}{N_{bv,Rd}} + k_{vu} \frac{M_{u,Ed}}{M_{u,Rd}} \right)^\xi + k_{vv} \frac{M_{v,Ed} + \Delta M_v}{M_{v,Rd}} \leq 1 \quad (13)$$

όπου:

$N_{Ed}$ ,  $M_{u,Ed}$  and  $M_{v,Ed}$  είναι οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και των μεγίστων ροπών ως προς τους u-u και v-v άξονες κατά μήκος του μέλους, αντίστοιχα.

$N_{bu,Rd}$ ,  $N_{bv,Rd}$ ,  $M_{u,Rd}$  and  $M_{v,Rd}$  είναι οι τιμές σχεδιασμού της αντοχής σε θλίψη και κάμψη ως προς τους u-u και v-v άξονες, αντίστοιχα.

$k_{uu}$ ,  $k_{uv}$ ,  $k_{vu}$ ,  $k_{vv}$  είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης σύμφωνα με τον Πιν.3.

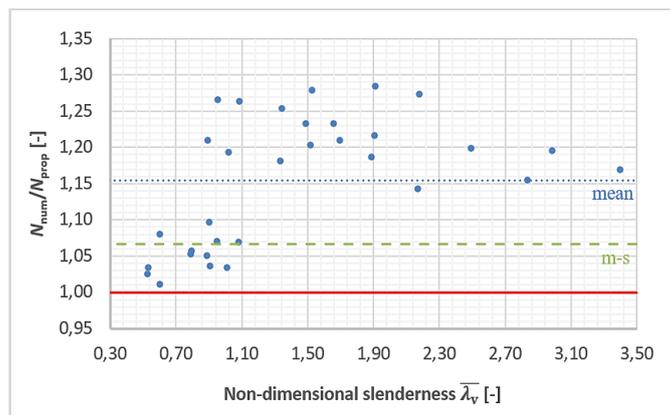
Προφανώς, στη συντριπτική πλειονότητα των περιπτώσεων κυριαρχεί ο έλεγχος λυγισμού περί τον ασθενή άξονα, δεδομένης της μεγάλης διαφοράς των ακτίνων αδρανείας μεταξύ των δύο κύριων αξόνων.

Στο Σχήμα 6 απεικονίζεται ο λόγος μεταξύ αριθμητικών και αναλυτικών αντοχών συναρτήσει της λυγηρότητας  $\bar{\lambda}_v$ . Η αναλυτική αντοχή προκύπτει ως το μέγιστο δυνατό αξονικό φορτίο το οποίο ικανοποιεί και τις δύο εξισώσεις (12) και (13), χωρίς ωστόσο να λαμβάνονται υπόψιν οι συντελεστές ασφαλείας. Στα αριθμητικά εξεταζόμενα δοκίμια, εκτός

από τις διαφορετικές λυγηρότητες, επιλέχθηκαν και διάφορες εκκεντρότητες φορτίου, καλύπτοντας έτσι ένα φάσμα διαφορετικών συνεισφορών θλίψης και κάμψης στις εξισώσεις σχεδιασμού. Επομένως, για την ίδια λυγηρότητα επιτυγχάνονται διαφορετικοί λόγοι αριθμητικών και αναλυτικών αντοχών. Για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις ο έλεγχος λυγισμού περί του ασθενούς άξονα (εξ. (13)) ήταν ο πιο κρίσιμος, ενώ παρατηρήθηκε ότι η κυρίαρχη μορφή αστοχίας ήταν ο καμπτικός λυγισμός περί τον άξονα αυτόν. Η μέση τιμή του λόγου  $N_{num} / N_{anal}$  είναι 1,15 με μια τυπική απόκλιση περίπου 8%.

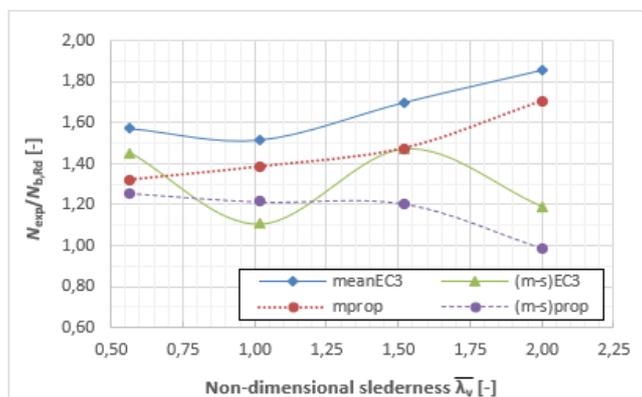
Συντελεστές αλληλεπίδρασης	$k_{uu} = \frac{C_u}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,u}}}$	$k_{uv} = C_v$
	$k_{vu} = C_u$	$k_{vv} = \frac{C_v}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,v}}}$
Συντελεστής ροπής $C_i$	$-1 \leq \psi_i = \frac{M_{2i}}{M_{1i}} \leq 1$	$C_i = 0,6 + 0,4\psi_i \geq 0,4$
Εκθέτης $\xi$	$c/t \leq 16\varepsilon:$	$\xi = 2$
	$16\varepsilon < c/t < 26,3\varepsilon:$	$\xi = \left[ 1 + \left( \frac{26,3\varepsilon - c}{26,3\varepsilon - 16\varepsilon} \right) \right]$
	$c/t > 26,3\varepsilon$	$\xi = 1$

Πιν. 3: Συντελεστές αλληλεπίδρασης και εκθέτης  $\xi$  για τις εξ. (12) και (13)



Σχ. 6: Σύγκριση αριθμητικών και αναλυτικών φορτίων για κάμψη και αξονική θλίψη

Επιπροσθέτως, στο Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, πραγματοποιήθηκαν 33 δοκιμές αξονικής θλίψης σε αμφιαρθρωτά υποστυλώματα με ή χωρίς εκκεντρότητα όπως περιγράφεται στο [6]. Όλα τα δοκίμια είχαν διατομή L 70x70x7 με χάλυβα S275, και ήταν κατηγορίας 1 σύμφωνα με τον EN 1993-1-1. Οι πειραματικές αντοχές συγκρίθηκαν με τις αντοχές σχεδιασμού που προκύπτουν τόσο από την παρούσα πρόταση (εξ. (12) και (13)), όσο και από αυτές που προκύπτουν από τις σχέσεις αλληλεπίδρασης (εξισώσεις (8.88)-(8.89)) του prEN 1993-1-1, σε συνδυασμό με το παράρτημα Γ όπου δίνονται συντελεστές αλληλεπίδρασης για μονοσυμμετρικές διατομές. Οι μέσες τιμές (m) καθώς και η μέση τιμή μείον μία τυπική απόκλιση (m-s) των παραπάνω συγκρίσεων παρουσιάζονται στο Σχ. 7. Όπως φαίνεται, η παρούσα πρόταση υπολογίζει ακριβέστερα την πειραματική αντοχή του υποστυλώματος σε σχέση με την υπάρχουσα έκδοση του prEN 1993-1-1, ενώ είναι πάντα στην μεριά της ασφάλειας.



Σχ. 7: Σύγκριση πειραματικών και αναλυτικών αντοχών για τα πειράματα που έγιναν στο ΕΜΠ, μέσες τιμές

## 6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η παρούσα εργασία παρέχει ένα πλήρες σύνολο κανόνων σχεδιασμού ισοσκελών γωνιακών που είναι γραμμένοι στην μορφή του Ευρωκώδικα 3 και θα συμπεριληφθούν στην νέα γενιά Ευρωκωδίκων. Τα κύρια χαρακτηριστικά των κανόνων αυτών είναι τα εξής:

- Είναι γενικοί κανόνες για τα ισοσκελή γωνιακά.
- Είναι απλοί στην εφαρμογή τους και προέρχονται από την βασική θεωρία ευστάθειας των μελών.
- Καταργούν τις ασυνέπειες μεταξύ των υφιστάμενων κανονισμών, ακόμη και των διαφόρων μερών του Ευρωκώδικα 3.
- Καλύπτουν όλες τις κατηγορίες διατομής και επιτρέπουν την ομαλή μετάβαση μεταξύ πλαστικής και ελαστικής καμπτικής αντοχής.
- Αντιπροσωπεύουν πλήρως τη μηχανική συμπεριφορά και τους τρόπους αστοχίας των διατομών και των μελών.
- Λαμβάνουν υπόψιν την παρουσία των καμπτικών ροπών που προκύπτουν από τις έκκεντρες συνδέσεις τους.

Όλοι οι προτεινόμενοι κανόνες σχεδιασμού έχουν επικυρωθεί μέσα από συγκρίσεις με πολυάριθμες παραμετρικές αριθμητικές αναλύσεις και πειραματικές δοκιμές, ενώ αποδείχθηκε ότι προβλέπουν με καλή ακρίβεια την αντοχή τόσο των μελών όσο και των διατομών.

## 7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Vayas, I.; Charalampakis, A.; Koumoussis, V. (2009) *Inelastic resistance of angle sections subjected to biaxial bending and normal forces*. Steel Construction, vol. 2, no. 2, pp.138-146.
- [2] Kettler, M.; Unterweger, H. (2019) *Laboratory tests on bolted steel angles in compression with varying end support conditions*. Stahlbau 88 H5, pp. 447-459.
- [3] Dinis, P.B.; Camotim, D. (2015) *A novel DSM-based approach for the rational design of fixed-ended and pin-ended short-to-intermediate thin-walled angle columns*. Thin-Walled Structures, vol. 87, pp. 158-182.
- [4] Dinis, P.B.; Camotim, D.; Landesmann, A. (2019) *Design of simply supported hot-rolled steel short-to-intermediate angle columns – design approach based on the Direct Strength Method (DSM)*. Steel Construction, vol. 12, n<sup>ο</sup> 4, pp. 278-290.

- [5] Bezas, M.Z.; Demonceau, J.F.; Vayas, I.; Jaspart, J.P. (2021) *Experimental and numerical investigations on large angle high strength steel columns*. Thin-walled structures, Vol.159C, pp. 107287.
- [6] Spiliopoulos, A.; Dasiou, M.E.; Thanopoulos, P.; Vayas, I. (2018) *Experimental tests on members made from rolled angle sections*. Steel Construction Design and Research, Volume 11, Issue 1, pp. 84-93.
- [7] Vayas, I.; Jaspart, J.P.; Bureau, A.; Tibolt, M.; Reygner, S.; Papavasiliou, M. (2021) *Telecommunication and transmission lattice towers from angle sections – the ANGELHY project*. ce/papers, Special Issue: EUROSTEEL 2021 Sheffield — Steel's coming home, Vol. 4, Issue 2 – 4, pp 210-217.
- [8] Bezas, M.Z.; Demonceau, J.F.; Vayas, I.; Jaspart, J.P. (2021) *Classification and cross-section resistance of equal-leg rolled angle profiles*. Journal of Constructional Steel Research, Volume 185, 106842.
- [9] Bezas, M.Z.; Demonceau, J.F.; Vayas, I.; Jaspart, J.P. (2022) *Design rules for equal-leg angle members subjected to compression and bending*. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 189, 107092.
- [10] Greiner, R.; Lechner, A.; Kettler, M.; Jaspart, J.P.; Weynand, K.; Oerder, R.; Dehan, V, (2013) *Valorisation action of plastic member capacity of semi-compact steel sections: A more economic design (SEMI-COMP+), RFCS European Research project*. Directorate-General for Research and Innovation (European Commission), ISBN 978-92-79-29312-2.
- [11] Bezas, M.Z. (2021) *Design of lattice towers from hot-rolled equal leg steel angles*, *PhD thes.*, <http://hdl.handle.net/2268/262364>, University of Liège & National Technical University of Athens.

## **NEW DESIGN RULES FOR EQUAL-LEG ANGLE SECTIONS AND MEMBERS**

**Marios-Zois Bezas**

Post-doctoral researcher

Liège University

Liège, Belgium

e-mail: Marios-Zois.Bezas@uliege.be

**Jean-François Demonceau**

Professor

Liège University

Liège, Belgium

e-mail: jfdemonceau@uliege.be

**Ioannis Vayas**

Emeritus Professor

National Technical University of Athens

Athens, Greece

e-mail: vastahl@central.ntua.gr

**Jean-Pierre Jaspart**

Professor

Liège University

Liège, Belgium

e-mail: jean-pierre.jaspart@uliege.be

### **SUMMARY**

Angles profiles have been used since the very beginning of the steel construction due to their easy production, transportation, and ability to be connected. However, they exhibit some specific features that clearly distinguish them from other types of common sections, as they are monosymmetric sections with very small constants in both torsion and warping, their bending capacity and radius of gyration around the weak axis are substantially lower compared to the strong axis ones, their legs are possibly susceptible to local buckling, their plastic resistances are significantly higher than their elastic ones and finally, due to the eccentric connection in one leg, they are also subjected to bending when used as single members.

The above-listed features confirm that existing common design rules for other mostly doubly symmetric type of sections cannot safely cover angle sections, what inevitably leads to the need for development of specific design provisions for angles. Therefore, extensive experimental, analytical, and numerical studies have been conducted to propose a complete and duly validated set of design rules covering all aspects of their design (classification, cross-section and member resistance). The proposed rules will be included in the forthcoming version of EN1993-3.