

文章编号:1673-2049(2012)02-0089-07

纯弯等截面焊接工字形梁整体稳定系数研究

郭彦林,姜子钦

(清华大学 土木工程系,北京 100084)

摘要:为配合《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)的修订工作,对纯弯等截面焊接工字形梁的整体稳定系数进行了研究。对各国钢结构规范中关于梁整体稳定系数问题的计算方法做了简要介绍,比较了各国规范对焊接工字形梁稳定承载力计算结果的差异;对等端弯矩作用下等截面焊接工字形梁的整体稳定性进行了大量数值模拟,其中考虑了梁构件的初始几何缺陷及残余应力分布。通过对比正则化长细比与梁整体稳定系数曲线可以发现,现行《钢结构设计规范》在计算梁稳定系数时对构件初始几何缺陷及残余应力考虑不足,规范计算结果在较大范围内高出有限元数值分析结果,会产生不安全的设计,故建议对规范公式进行修订。

关键词:纯弯矩;等截面焊接工字形梁;整体稳定系数;初始几何缺陷;残余应力

中图分类号:TU317

文献标志码:A

Research on Lateral Stability Factor of Welded I-section Beams Under Pure Moment

GUO Yan-lin, JIANG Zi-qin

(Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

Abstract: Authors presented the study of lateral stability factor of the pure moment for the revision of current *Code for Design of Steel Structures* (GB 50017—2003). The calculation methods of the beam lateral stability factor in several countries' codes were introduced. Then, the differences of calculation results for the lateral stability capacities of welded I-section beams were compared according to several countries' codes. The numerical analysis by using shell element for the lateral stability of welded I-section beams under pure moment was carried out, in which both initial geometric imperfection and residual stress of the beams were considered. By comparing the normalized slenderness ratios and the beam lateral stability factor curves, it can be found that lateral stability coefficient from GB 50017—2003 is far higher than the finite element numerical analysis result. It will lead to unsafe design, so the revision to it should be done.

Key words: pure moment; welded I-section beam; lateral stability factor; initial geometric imperfection; residual stress

0 引言

受弯构件往往在主轴平面内承受较大弯矩,如果没有设置足够的平面外支撑,构件上翼缘在压力作用下将类似于一根轴心压杆发生侧向弯曲失稳进

而带动整个截面发生侧向弯曲和扭转,使构件在未达到强度极限之前就丧失承载能力^[1]。目前,受弯构件的弹性稳定理论已经十分成熟,但实际钢梁在平面内荷载作用下,残余应力的存在使截面较早地进入屈服,且随着荷载增加其截面塑性区不断扩展,

收稿日期:2012-04-07

作者简介:郭彦林(1958-),男,陕西富平人,教授,博士研究生导师,工学博士,E-mail:gyl@tsinghua.edu.cn。

加上不可避免地存在平面外初始挠曲缺陷,二者将大大降低梁的整体稳定承载能力。

各国现行规范^[2-4]中均给出了梁的非弹性整体稳定的计算方法,其基本思路可以分为2种:第1种思路是基于纯弯构件的弹性稳定公式,通过引入等效弯矩系数 β_0 的概念,求得不同荷载作用下梁的弹性稳定系数,而后通过弹性稳定系数与塑性稳定系数之间的转换关系,求得不同荷载作用下梁的非弹性整体稳定承载力,如中国《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)和欧洲钢结构协会规范 ECCS;另一种思路也是基于纯弯构件的弹性稳定计算,直接获得纯弯梁的非弹性整体稳定承载力,而后考虑等效弯矩系数,进而求得不同荷载作用下梁的整体稳定承载力,如澳大利亚规范 AS 4100-1998。为便于各国规范进行对比,本文中笔者仅讨论等端弯矩梁的情况,则有 $\beta_0=1.0$ 。其中,等效弯矩系数 β_0 为不同荷载作用下梁的弹性稳定系数和等端弯矩作用下梁的弹性稳定系数之比,该系数不仅可考虑荷载分布方式、荷载作用部位的影响,还可体现出支撑设置方案的影响。

解决梁的非弹性稳定问题可通过选取一种典型截面和典型残余应力分布模式,计入初始几何缺陷,利用数值计算方法分析其稳定承载力^[5]。目前,中国规范 GB 50017—2003 对于梁整体稳定系数的计算公式,仍然主要采用 1985 年的研究成果^[6],其基本思路是通过采集 8 根焊接梁的试验结果,进行计算机模拟分析,确定出相应的残余应力范围。认为这一残余应力范围是综合了初始几何缺陷和力学缺陷的等效残余应力,而后利用该残余应力模式计算并选取适中的曲线来确定非弹性稳定系数和弹性稳定系数的关系。很显然,与目前数值计算的发展水平相比,这一分析方法与计算结果还不能准确反映梁实际的稳定性能。从目前的研究结果分析,中国规范 GB 50017—2003 低估了构件初始几何缺陷与残余应力对梁稳定承载力的影响。

本文将首先介绍各国钢结构规范中关于梁的整体稳定系数问题的计算方法,而后从一简单的等端弯矩梁整体稳定计算算例出发,比较各国规范之间的差异;最后对等端弯矩作用下的等截面焊接工字形梁的整体稳定性进行有限元数值计算,分别考虑初始几何缺陷、残余应力及正则化长细比对梁整体稳定性的影响,将所得数值计算结果与各国规范进行比较。

1 各国规范对梁整体稳定系数的规定

由弹性稳定理论可知,对于承受等端弯矩的等截面焊接工字形简支梁,其弹性弯扭屈曲弯矩 M_{cr} 如式(1)所示,各国规范也都是基于式(1)来开展的,其表达式为

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 EI_y}{l^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_y} \left(1 + \frac{l^2 GI_t}{\pi^2 EI_y}\right)} \quad (1)$$

式中: E, G 分别为材料的弹性模量和剪切模量; I_y 为梁截面绕竖向对称轴的惯性矩; I_w, I_t 分别为梁截面的扇形惯性矩和自由扭转惯性矩; l 为梁的跨度。

1.1 中国规范

在中国《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)中,为简化计算,引入 $I_t \approx At_1^2/3$, $I_w = I_y h^2/4$,并代入 E, G 的值,同时引入梁的弹性整体稳定系数 φ_{b0} 的概念, $\varphi_{b0} = M_{cr}/(W_x f_y) = \sigma_{cr}/f_y$,其中, σ_{cr} 为梁的弹性弯扭屈曲应力, f_y 为钢材的屈服强度。对式(1)简化处理后,可以得到梁弹性稳定系数 φ_{b0} 的近似公式为

$$\varphi_{b0} = \frac{4}{\lambda_y^2} \frac{320 Ah}{W_x} \sqrt{1 + \left(\frac{\lambda_y t_1}{4.4h}\right)^2} \frac{235}{f_y} \quad (2)$$

式中: λ_y 为梁在侧向支承点对截面弱轴($y-y$)的长细比; W_x 为按受压纤维确定的梁的毛截面弹性模量; A 为梁的毛截面面积; h, t_1 分别为梁截面的全高和受压翼缘厚度。

有研究指出^[7],按此简化公式求得的 φ_{b0} 与其精确解[式(1)直接求得]的计算误差能保持在5%以内,且大部分在2%以内,故可认为中国《钢结构设计规范》中给出的等端弯矩下工字形简支梁的弹性稳定弯矩与其他各国仍保持一致。

对于非均匀受弯梁,中国钢结构设计规范引入了不同荷载作用下的稳定系数与纯弯矩作用下稳定系数的比值 β_0 。但此处为与各国规范进行比较,只讨论等端弯矩梁的情况。

中国钢结构设计规范在考虑残余应力对梁稳定性影响时明确规定^[8]:当按式(2)计算出的 φ_{b0} 小于或等于0.6时,不对弹性稳定系数进行修正;当按式(2)计算出的 φ_{b0} 大于0.6时,应按式(3)计算梁的非弹性稳定系数 φ_b

$$\left. \begin{aligned} \varphi_b &= 1.07 - \frac{0.282}{\varphi_{b0}} \leq 1.0 \\ \varphi_b &= M_u/(W_x f_y) = \sigma_u/f_y \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中: σ_u 为梁的非弹性稳定屈曲应力。

由梁整体稳定系数的概念,在引入材料的抗力

分项系数后,梁的稳定设计公式为

$$M_x \leq \varphi_b W_x f \quad (4)$$

式中: M_x 为绕强轴的最大弯矩的设计值; f 为钢材的抗弯强度设计值。

1.2 澳大利亚规范

在澳大利亚规范 AS 4100-1998 中,可采用下式计算梁的整体稳定性,即

$$M_x \leq \phi_b \beta_b M_{u0} \quad (5)$$

$$M_{u0} = 0.6 \left[\sqrt{\left(\frac{M_{px}}{M_{cr}} \right)^2 + 3} - \frac{M_{px}}{M_{cr}} \right] M_{px} \leq M_{px} \quad (6)$$

式中: M_{u0} 为纯弯简支梁非弹性整体稳定承载力; ϕ_b 为梁的受弯抗力系数, ϕ_b 取为 0.9; M_{px} 为塑性弯矩; M_{cr} 为弹性临界弯矩。

与式(4)进行对比,引入塑性弯矩 $M_{px} = W_{px} f_y$, 弹性临界弯矩 $M_{cr} = \varphi_{b0} W_x f_y$ 以及截面形状系数 $F = W_{px} / W_x$, 可定义澳大利亚规范中稳定系数 φ_b 的表达式为

$$\varphi_b = 0.6 \left[\sqrt{\left(\frac{F}{\varphi_{b0}} \right)^2 + 3} - \frac{F}{\varphi_{b0}} \right] F \leq F \quad (7)$$

工字形截面对 x 轴的截面形状系数 F , 即塑性抵抗矩 W_{px} 与弹性抵抗矩 W_x 之比, 一般在 1.10~1.17 之间; 梁弹性稳定系数 φ_{b0} 应按式(1)及其定义公式求得, 亦可按简化计算公式(2)求得。

1.3 德国规范

欧洲钢结构协会建议对弹性和非弹性稳定计算取统一公式^[9], 即

$$M_x \leq M_{px} \left(\frac{1}{1 + \bar{\lambda}^{2n}} \right)^{1/n} \quad (8)$$

式中: $\bar{\lambda} = \sqrt{F f_y / \sigma_{cr}} = \sqrt{F / \varphi_{b0}}$; n 为常数, 其与截面形式、荷载形式、荷载偏心程度以及钢的型号等因素有关。

式(8)形式简单, 既通用于弹性和非弹性稳定, 又通用于各种荷载条件, 因此已经在许多欧洲国家采用。

在德国规范 DIN 18800-2-1990 中, 亦采用式(8)的形式计算梁的稳定承载力, 对于轧制工字型钢, n 取 2.5; 对于腹板开洞工字形梁, n 取 1.5; 而对于本文中讨论的焊接工字形截面梁, n 取 2.0。

观察式(8)可以发现, 其未考虑材料的抗力分项系数, 在将其作为设计公式时应引入梁的受弯抗力系数 ϕ_b , 取为 0.9。为与《钢结构设计规范》作比较, 给出了德国规范关于等端弯矩焊接工字形梁稳定系数 φ_b 的表达式

$$\varphi_b = \left[\frac{1}{1 + (F / \varphi_{b0})^2} \right]^{1/2} F \quad (9)$$

以受等端弯矩作用的双轴对称工字形截面简支梁为例, 运用上述规范对受弯构件整体稳定承载力进行计算。构件钢材的屈服强度、弹性模量和剪切模量分别为 $f_y = 235 \text{ MPa}$, $E = 206 \text{ GPa}$, $G = 79 \text{ GPa}$ 。受弯简支梁截面尺寸如图 1 所示, 计算参数: 截面面积 $A = 49.6 \text{ cm}^2$, 弹性抵抗矩 $W_x = 666 \text{ cm}^3$, 塑性抵抗矩 $W_{px} = 762 \text{ cm}^3$, 截面的形状系数 $F = 1.144$, 构件的计算长度 $l = 500 \text{ cm}$, 长细比 $\lambda_y = 150.6$, 受弯构件梁弹性稳定系数 φ_{b0} 按式(2)计算, 可得 $\varphi_{b0} = 0.706$ 。

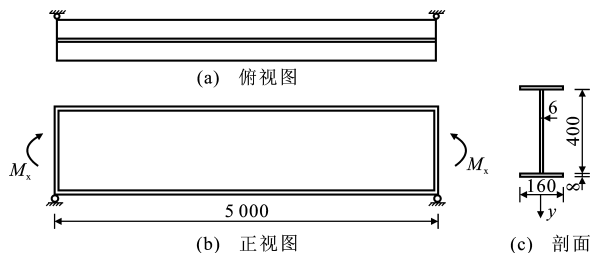


图 1 纯弯矩作用下的等截面焊接工字形简支梁 (单位: mm)

Fig. 1 Welded I-section Simply Supported Beams Under Pure Moment (Unit: mm)

按 GB 50017—2003 设计时, 由于 $\varphi_{b0} > 0.6$, 故 $\varphi_b = 1.07 - 0.282 / \varphi_{b0} = 0.671$, 故梁极限弯矩设计值 $M_x = \varphi_b W_x f = 96.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$; 按 AS 4100-1998 设计时, 由式(7)计算可得 $\varphi_b = 0.516$, 故梁极限弯矩设计值 $M_x = \phi_b \varphi_b W_x f_y = 72.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$; 按德国规范 DIN 18800-2-1990 设计时, 由式(9)计算可得 $\varphi_b = 0.601$, 故梁极限弯矩设计值 $M_x = \phi_b \varphi_b W_x f_y = 84.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

从上述算例中可以看出, 按中国规范所求得的梁的极限弯矩设计值较各国规范中高出许多, 如比澳大利亚规范高出近 32%, 而德国规范则介于中国与澳大利亚规范之间。这一计算结果只针对一种截面情况, 为比较各规范在计算梁整体稳定承载力上的差别, 绘制了弹塑性稳定系数与弹性稳定系数相关曲线, 如图 2 所示。对于中国、澳大利亚和德国规范中的弹性稳定系数, 均按照式(2)计算, 而弹塑性稳定系数分别按式(3), (7), (9)求得。此外, 为方便比较, 还引入了弯曲构件的正则化长细比 λ_b , 其表达式为 $\lambda_b = \sqrt{1 / \varphi_{b0}}$ 。各国规范中梁平面外稳定系数对比, 如图 3 所示。

在梁的整体稳定系数计算中, 对于澳大利亚和德国规范涉及到的截面形状系数 F , 在图 2, 3 中分别给出了 $F = 1.1$ 和 $F = 1.17$ 所对应的相关曲线。

由图 2, 3 可知, 截面形状系数的差别主要影响

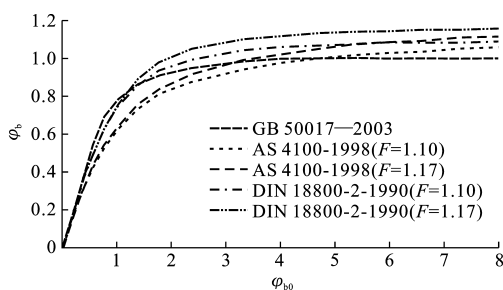


图2 弹塑性稳定系数与弹性稳定系数相关曲线

Fig. 2 Interaction Curves of Elastic-plastic Stability Factors vs Elastic Stability Factors

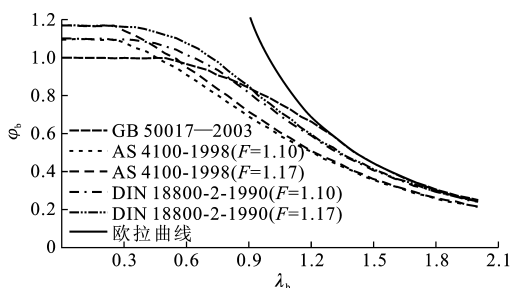


图3 各国规范中梁平面外稳定系数对比

Fig. 3 Comparisons of Beam Lateral Stability Factors in Several Countries' Codes

短粗梁的承载力,而当构件细长时,截面形状系数的影响并不明显;此外,对于短粗梁,其强度起控制作用,而稳定性不起控制作用。因此国外规范在计算短粗梁的整体稳定时考虑了截面的塑性发展, \$\varphi_b\$ 往往大于 1.0,而中国规范则偏于保守地取 \$\varphi_b = 1.0\$。对于细长梁,除中国现行规范外,其余各国规范在弹性稳定系数较小时也进行折减以获得梁的弹塑性稳定系数,折减较多的当属澳大利亚规范。以 \$F = 1.17\$ 时的澳大利亚稳定系数为例,其比中国规范最大折减约 23%,而对于德国规范而言,其比中国规范最大折减也近 10%。

2 梁整体稳定承载力的数值模拟

采用数值分析计算等端弯矩梁稳定承载力前,有必要先确定焊接工字形梁平面外初始几何缺陷和截面残余应力的分布情况。

在制订柱子稳定曲线时,已经考虑了 \$1/1\,000\$ 构件长度的缺陷幅值。同样,在对梁的整体稳定性进行数值分析时,亦应考虑幅值为 \$l/1\,000\$ 的平面外初始几何缺陷幅值。

关于残余应力分布模式,对于焊接工字形梁,根据翼缘板的加工工艺不同,可分为 2 种:一种是翼缘具有轧制边或火焰切割以后有经过刨边的焊接工字

形截面,另一种是火焰切割翼缘的焊接工字形截面。对于后一种截面,翼缘最外边缘残余拉应力的存在使构件的稳定性较第 1 种焊接工字形截面更有利。以下数值分析仅选取第 1 种焊接工字形截面的残余应力分布模式。

残余应力往往是由热轧之后不均匀的冷却或是制作过程中的焊接、火焰切割、校正调直或反弯曲等诸多因素造成的^[10]。残余应力分布模式极其复杂,各国学者对于残余应力分布模式及峰值的选取存在较大差异,如图 4 所示。目前,在翼缘板与腹板焊接位置,普遍认为残余拉应力已基本达到材料的屈服强度。

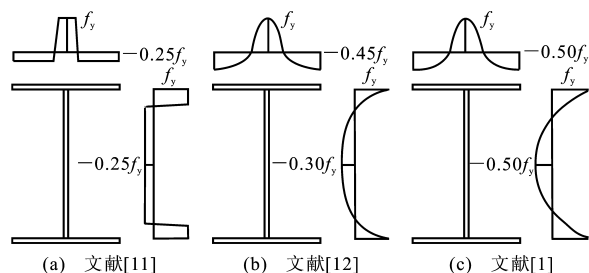


图4 焊接工字形截面残余应力分布模式 1

Fig. 4 Residual Stress Distributions 1 of Welded I-section

选取文献[11]中提出的残余应力分布模式作为残余应力①,其特点在于翼缘及腹板上的残余应力各自成自平衡体系,与板件厚度无关。为方便数值模拟,对小段斜向残余应力以直线处理,并将翼缘及腹板上的残余应力分布视为由 2 段直线组成,如图 5(a)所示。

选取文献[1]中提出的残余应力分布模式作为残余应力②,其残余应力假定按抛物线形式分布,在翼缘板与腹板连接位置残余拉应力为 \$f_y\$,而在翼缘板最外侧及腹板中部残余压应力为 \$0.5f_y\$。将残余应力②视为由 4 条函数曲线 \$[f_1(x), f_2(x), f_3(x), f_4(x)]\$ 组成,如图 5(b)所示。各段的残余应力分布长度及幅值如表 1 所示,其中, \$b_1 \sim b_5, h_1 \sim h_5\$ 分别为翼缘及腹板上各区段残余应力分布长度, \$b, h_w\$ 分别为翼缘板宽度及腹板高度。

根据残余应力在截面上自平衡的特点,且假定各段呈抛物线分布模式,可以计算残余应力②沿翼缘和腹板的幅值大小。

取梁的平面外初始几何缺陷幅值为 \$l/1\,000\$,按照残余应力①与残余应力②分别计算梁的稳定承载力。采用通用有限元软件 ANSYS 建立壳单元模型,对等端弯矩梁整体稳定承载力进行数值计算,模型的边界条件如图 6 所示。在上下翼缘上施加大小

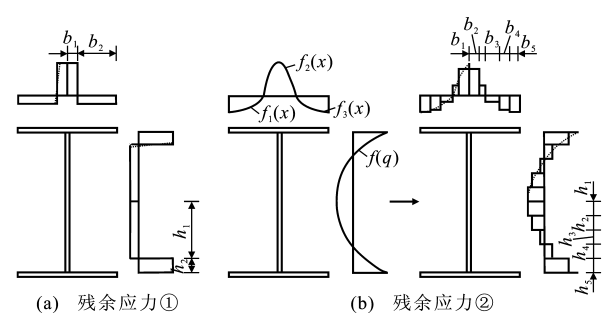


图 5 焊接工字形截面残余应力分布模式 2

Fig. 5 Residual Stress Distributions 2 of Welded I-section

表 1 残余应力分布长度及幅值

分布模式	翼缘			腹板		
	分布长度	区段	幅值	分布长度	区段	幅值
残余应力①	b_1	$b/10$	$1.000 f_y$	h_1	$2h_w/5$	$0.25 f_y$
	b_2	$2b/5$	$0.250 f_y$	h_2	$h_w/10$	$1.00 f_y$
残余应力②	b_1	$b/10$	$0.820 f_y$	h_1	$h_w/10$	$-0.47 f_y$
	b_2	$b/15$	$0.320 f_y$	h_2	$h_w/10$	$-0.35 f_y$
	b_3	$2b/15$	$-0.160 f_y$	h_3	$h_w/10$	$-0.11 f_y$
	b_4	$b/10$	$-0.388 f_y$	h_4	$h_w/10$	$0.25 f_y$
	b_5	$b/10$	$-0.478 f_y$	h_5	$h_w/10$	$0.73 f_y$

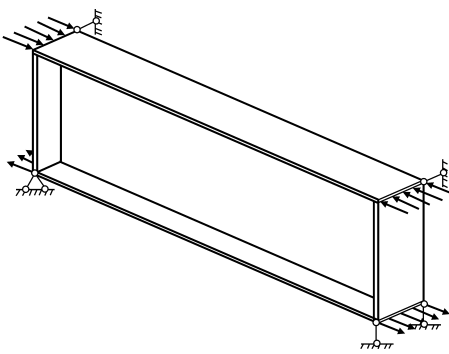


图 6 纯弯梁模型的边界条件

Fig. 6 Boundary Condition of Model for Pure Bending Beam

相等、方向相反的轴向力来模拟弯矩作用,同时在梁端设置 20 mm 厚的端板以使翼缘与腹板协同工作,端板的设置对梁端翘曲变形影响较小,其作用可以忽略。此外,在梁端上翼缘处设置面外支撑,以满足简支梁的夹支边界条件。

为防止翼缘或腹板发生局部屈曲,翼缘宽厚比及腹板高厚比严格按照钢结构设计规范中的规定限值进行取值。数值分析考虑了 12 种规格的截面,2 种残余应力分布模式,且考察了残余应力幅值的影响,此外,还考察了包括 $l/1\,000$ 在内的 4 种初始几何缺陷幅值的影响,共分析了 560 个有限元算例。

将各有限元分析结果绘制在以正则化长细比

λ_b 为横坐标($\lambda_b = \sqrt{1/\varphi_{b0}}$,其中 φ_{b0} 按式(2)计算求得)及梁的整体稳定系数 φ_b 为纵坐标的图中,如图 7,8 所示。

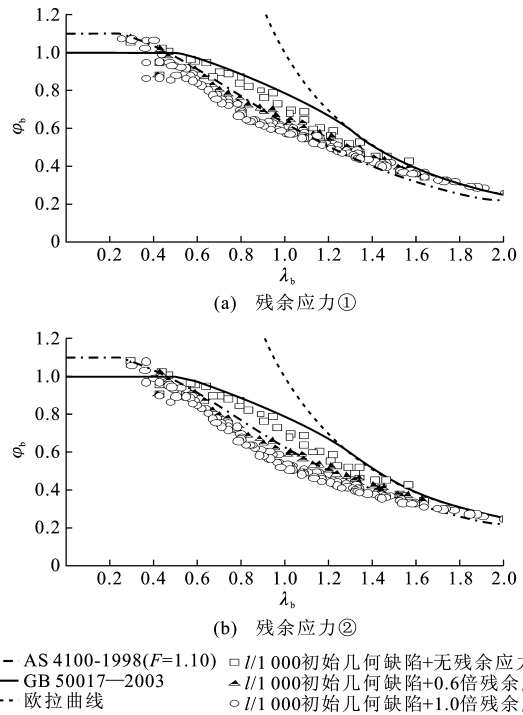


图 7 残余应力对梁整体稳定系数的影响

Fig. 7 Influences of Residual Stress on Beam Lateral Stability Factor

图 7 中考虑了残余应力分布模式及幅值对梁整体稳定系数的影响,当 λ_b 较小或较大时,梁稳定系数对残余应力幅值不太敏感,当 $\lambda_b \in (0.5, 1.4)$ 时,残余应力幅值对梁整体稳定性影响较大。

当未对构件施加残余应力,只计入幅值为 $l/1\,000$ 的初始缺陷时,数值分析所获得的梁稳定系数接近中国规范,但都在中国规范给出的 $\varphi_b-\lambda_b$ 曲线下方。

当施加 1.0 倍幅值(图 5)的残余应力且考虑构件初始几何缺陷时,在 $\lambda_b = 1.0$ 附近的数值计算结果远小于中国规范的计算值;对比数值计算结果与澳大利亚规范的计算值($F=1.1$)可以发现,当 λ_b 足够大时,二者较为接近。以残余应力①分布模式为例,当 $\lambda_b < 1.0$ 时,数值计算结果均低于澳大利亚规范,而当 $\lambda_b \geq 1.0$ 时,数值计算结果则逐渐高出澳大利亚规范。

图 8 中考虑了初始几何缺陷对梁稳定系数的影响,对于具有残余应力①的梁而言,当 $\lambda_b < 0.8$ 时,梁的整体稳定性对初始几何缺陷幅值并不敏感;当 $\lambda_b \geq 0.8$ 时,初始几何缺陷幅值对梁的稳定系数影

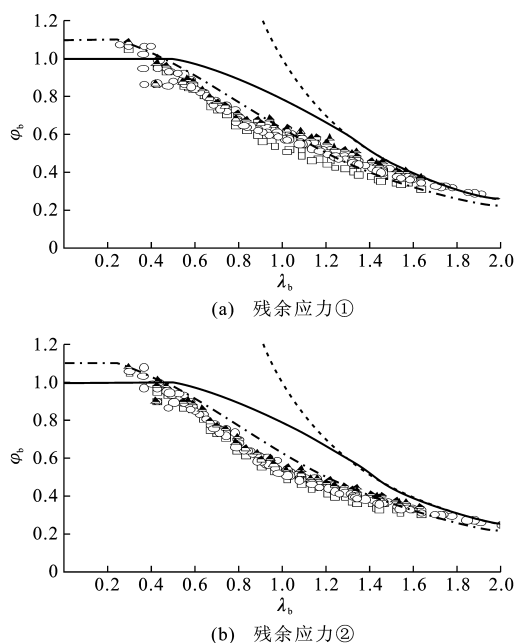


图8 初始几何缺陷对梁整体稳定系数的影响

Fig. 8 Influences of Initial Geometric Imperfection on Beam Lateral Stability Factor

响较大。而对于具有残余应力②的梁而言,初始几何缺陷幅值对梁整体稳定性的影响并不随构件正则化长细比 λ_b 的增大有明显变化趋势。

图9中考虑了初始几何缺陷(幅值为 $l/1\,000$)和残余应力(残余应力①和残余应力②)对梁稳定系数的影响,并将数值计算结果与澳大利亚规范及中国规范进行了对比。由图9可以看出,当 $\lambda_b < 0.8$ 时,2种残余应力分布模式对梁的整体稳定性影响差别不大;当 $\lambda_b \geq 0.8$ 时,残余应力②对梁整体稳定性的影响较残余应力①更为显著。

对数值分析结果进行分析,给出了稳定系数拟合公式(10)

$$\varphi_b = \begin{cases} \varphi_{b0} & \varphi_{b0} < 0.25 \\ \frac{1.05}{1 + 0.8/\varphi_{b0}} & \varphi_{b0} \geq 0.25 \end{cases} \quad (10)$$

拟合公式与有限元计算结果吻合良好,较好地反映了初始几何缺陷及残余应力的影响(图9)。由式(10)可知,当 φ_{b0} 较大时, φ_b 接近 1.05,这是考虑当构件长细比较小时,梁的整体稳定性公式与其强度公式应保持一致,其值由考虑截面的塑性发展系数而得。

由图9还可以看出,本文拟合公式曲线与澳大利亚规范较为相近,但其更接近数值分析结果;很显

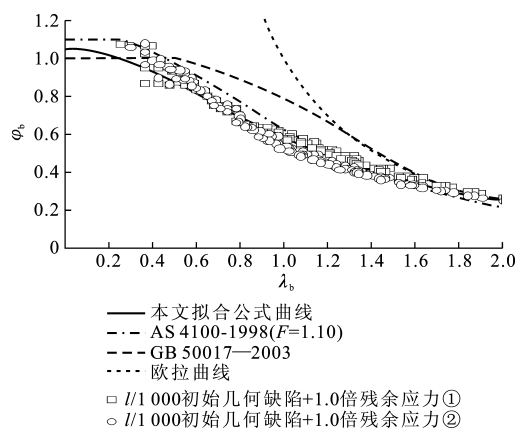


图9 纯弯等截面焊接工字形梁整体稳定系数
Fig. 9 Lateral Stability Factors of Welded I-section Beams Under Pure Moment

然,《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)中梁的稳定计算公式偏于不安全。需要注意的是,在数值分析过程中,对构件只施加了整体初始几何缺陷,而对于实际梁而言,由于焊接及板材加工等影响,板件(翼缘及腹板)自身亦存在局部缺陷,这也将降低数值分析结果。

3 结 语

(1)首先简单介绍了各国钢结构规范中关于梁整体稳定的计算方法,并进行了对比。

(2)基于大量的算例分析,比较了按各国规范算出的梁稳定承载力大小及稳定系数相关曲线。

(3)在考虑平面外初始几何缺陷及残余应力的情况下,对等端弯矩作用下的等截面焊接工字形梁的整体稳定性进行了大量的数值计算,并绘制了正则化长细比与梁整体稳定系数的相关曲线。研究结果表明,GB 50017—2003 规范中给出的稳定系数曲线远高出数值计算结果,也高于其他各国规范关于梁稳定系数的计算结果。分析这一原因,中国《钢结构设计规范》低估了平面外初始几何缺陷和残余应力的影响,将导致不安全的计算结果,建议应对其进行修订。

(4)本文中文有限元数值分析结果还没有考虑翼缘板的初始几何缺陷,预计考虑这一影响的数值分析结果还会低些。

参考文献:

References:

[1] 陈绍蕃,顾强. 钢结构基础[M]. 2版. 北京:中国建筑工业出版社,2007.

CHEN Shao-fan, GU Qiang. Steel Structure Basis

- [M]. 2nd ed. Beijing: China Architecture & Building Press, 2007.
- [2] GB 50017—2003, 钢结构设计规范[S].
GB 50017—2003, Code for Design of Steel Structures [S].
- [3] AS 4100-1998, Steel Structures[S].
- [4] DIN 18800-2-1990, Structural Steelwork—Analysis of Safety Against Buckling of Linear Members and Frames[S].
- [5] 陈绍蕃. 受弯构件的整体稳定[J]. 钢结构, 1992(3): 33-45.
CHEN Shao-fan. Beams' Lateral Stability[J]. Steel Construction, 1992(3): 33-45.
- [6] 夏志斌, 潘有昌, 张显杰. 焊接工字钢梁的非弹性侧扭屈曲[J]. 浙江大学学报, 1985, 19(增): 93-105.
XIA Zhi-bin, PAN You-chang, ZHANG Xian-jie. The Elastic Lateral Buckling of the Welded I-section Beams[J]. Journal of Zhejiang University, 1985, 19(S): 93-105.
- [7] 夏志斌. 受弯钢构件整体稳定性的计算[J]. 钢结构, 1991(1): 34-41.
XIA Zhi-bin. The Calculation Method of the Beams' Lateral Stability[J]. Steel Construction, 1991(1): 34-41.
- [8] 夏志斌, 姚 谏. 钢结构原理与设计[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2004.
XIA Zhi-bin, YAO Jian. Steel Structure Principle and Design [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2004.
- [9] 陈绍蕃. 钢结构设计原理[M]. 北京: 科学出版社, 2005.
CHEN Shao-fan. Design Principles of Steel Structure [M]. Beijing: Science Press, 2005.
- [10] 王国周. 钢结构残余应力分布的若干特点[J]. 工业建筑, 1981(8): 31-35, 20.
WANG Guo-zhou. The Characteristics of the Residual Stress on Steel Structure [J]. Industry Construction, 1981(8): 31-35, 20.
- [11] 陈惠发. 钢框架稳定设计[M]. 周绥平, 译. 上海: 世界图书出版公司, 1999.
CHEN W F. Stability Design of Steel Frames[M]. Translated by ZHOU Sui-ping. Shanghai: World Publishing Corporation, 1999.
- [12] 王国周, 瞿履谦. 钢结构原理与设计[M]. 北京: 清华大学出版社, 2001.
WANG Guo-zhou, QU Lu-qian. Steel Structure Principle and Design [M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2001.

(上接第 54 页)

- [23] CHUNG K F, LP K H. Finite Element Modeling of Bolted Connections Between Cold-formed Steel Strips and Hot Rolled Steel Plates Under Static Shear Loading[J]. Engineering Structures, 2000, 22(10): 1271-1284.
- [24] BRUNIG M. Numerical Analysis and Modeling of Large Deformation and Necking Behavior of Tensile Specimens[J]. Finite Elements in Analysis and Design, 1998, 28(4): 303-319.
- [25] FAN L, RONDAL J, CESCOTTO S. Finite Element Modeling of Single Lap Screw Connections in Steel Sheeting Under Static Shear[J]. Thin-walled Structures, 1997, 27(2): 165-185.
- [26] 王素芳, 陈以一, 陈友泉, 等. 端板连接高强度螺栓群中和轴位置研究[J]. 建筑科学与工程学报, 2005, 22(3): 45-54.
WANG Su-fang, CHEN Yi-yi, CHEN You-quan, et al. Research on Neutral Axis Location of High-strength Bolts of End-plate Connections[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2005, 22(3): 45-54.
- [27] 周天华, 何保康, 周绪红, 等. 高强冷弯薄壁型钢轴压短柱受力性能试验研究[J]. 建筑科学与工程学报, 2005, 22(3): 36-44.
ZHOU Tian-hua, HE Bao-kang, ZHOU Xu-hong, et al. Experimental Research on Bearing Capacity of High-strength Cold-formed Steel Stub Columns[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2005, 22(3): 36-44.
- [28] 周天华, 何保康, 周绪红, 等. 高强冷弯薄壁型钢轴压长柱受力性能试验研究[J]. 建筑科学与工程学报, 2002, 22(4): 65-71.
ZHOU Tian-hua, HE Bao-kang, ZHOU Xu-hong, et al. Experimental Research on Bearing Capacity of High-strength Cold-formed Thin-walled Steel Long Columns[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2002, 22(4): 65-71.
- [29] MOZE P, BEG D. High Strength Steel Tension Splices with One or Two Bolts[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2010, 66(8): 1000-1010.