

# Q460 高强钢焊接工形截面梁整体稳定分析

杨应华, 张振彬

(西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055)

**摘要:** Q460高强钢焊接梁的残余应力与普通钢焊接梁差别较大, 其稳定承载力将与普通钢梁有较大差别, 普通钢梁的稳定系数也就难于直接应用于高强钢受弯构件. 论文选用了六种截面形式、三种荷载类型以及40~240之间的长细比, 应用ANSYS有限元对Q460高强钢焊接工形截面梁的整体稳定性能进行了较全面的分析. 研究表明, Q460高强钢焊接梁的稳定承载力较普通钢焊接梁有较大提高, 为此论文提出了针对Q460高强钢焊接梁稳定设计计算方法, 具有较好的精度, 可供工程实际参考.

**关键词:** Q460高强钢; 焊接工形截面; 受弯构件; 整体稳定; 稳定系数

**中图分类号:** TU392.4

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1006-7930(2014)05-0651-09

与普通钢材相比, 高强钢材强度的提高可以满足更大跨度以及更大荷载的要求, 使设计更为灵活, 用钢量减少, 资源节约; 同时, 钢材强度的提高, 可以减轻结构自重, 减少地震作用对结构的影响. 因此, 高强钢材的应用越来越广泛, 国内外多个建筑和桥梁都采用了高强钢<sup>[1-5]</sup>. 随着高强钢材在实际工程应用的增多, 对于高强钢构件的设计方法研究成为急需解决的课题.

目前关于高强钢构件的研究, 主要是针对轴心受压构件以及偏心受压构件, 而关于高强钢受弯构件的研究相对较少<sup>[6]</sup>. 关于受弯构件的研究, Beg和Hladnik<sup>[7]</sup>通过对高强钢工形截面受弯构件进行试验以及有限元分析, 提出了高强钢3、4类截面宽厚比限值的表达式; 高磊等<sup>[8]</sup>对高强钢薄壁箱形截面梁的极限承载力进行了有限元分析, 提出了以翼缘宽厚比和截面边长比为参数的高强钢薄壁箱形截面梁的极限承载力计算公式; 对Q460高强钢焊接工形截面受弯构件整体稳定, 目前尚未见相关研究.

焊接高强钢构件的残余应力与普通钢构件差别较大, 类似轴心受压构件<sup>[6]</sup>, 其受弯稳定承载力将与普通钢构件有较大差别. 因此可以推断, 普通钢梁的稳定系数也难于直接应用于高强钢受弯构件. 本文拟通过ANSYS有限元分析, 研究Q460高强钢焊接工形截面受弯构件的整体稳定性能, 提出其稳定设计方法.

## 1 有限元模型

以两端简支的Q460高强钢焊接工字形梁为分析对象, 其截面见图1. 选用Shell181单元. Q460高强钢的本构关系根据实测结果考虑如图2所示的三种情况<sup>[9-11]</sup>, 其屈服强度均取名义屈服强度 $f_y=460$  MPa, 其他参数见表1. 图2中本构3和2虽然无本质区别, 但前者的泊松比与一般取值差别较大(表1), 故把它也单独考虑. 梁的初始几何缺陷仅考虑面外整体初弯曲的影响, 根据特征值屈曲分析得到的一阶模态, 取最大变形为 $L/1\ 000$ <sup>[12]</sup> ( $L$ 为梁跨度), 通过命令UPGEOM引入非线性分析中. 类似本构关系, 焊接残余应力亦根据实测结果考虑三种模式(图3), 其中图3(a)为文献[13]的残余应力模型, 残余压应力峰值由式(1)确定; 图3(b)为文献[14]的残余应力模式; 图3(c)为文献[15]的残余应力分布. 同时图3(d)还给出了普通钢梁残余应力模型<sup>[16]</sup>, 以便分析比较. 分析中耦合每个截面上所有节点绕构件纵轴扭转自由度, 使每个截面上所有节点绕该轴的扭转变形相同, 以到达刚周边的目的<sup>[17]</sup>. 边界条件按简支处理. 荷载考虑均布弯矩、梁跨中上翼缘处施加集中力以及梁的整个上翼缘施加均布荷载三种情况.

表1 三种本构关系参数取值  
Tab.1 Material property values

本构模型	$E/10^5\text{MPa}$	$E_t/\text{MPa}$	$f_u/\text{MPa}$	$\varepsilon_y/10^{-3}$	$\varepsilon_{st}$	$\varepsilon_u$	$\nu$
本构1	2.06		550	2.23	0.020	0.14	0.3
本构2	2.078	790	551.7	2.21		0.118	0.3
本构3	2.13	4260		2.16			0.225

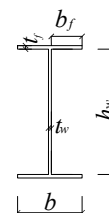


图1 工形截面  
Fig.1 I-shaped section

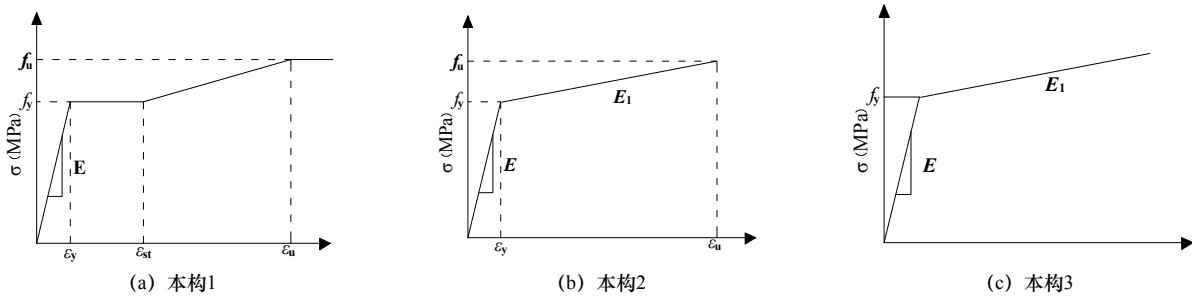


图2 钢材本构模型

Fig.2 Constitutive relationship of steel

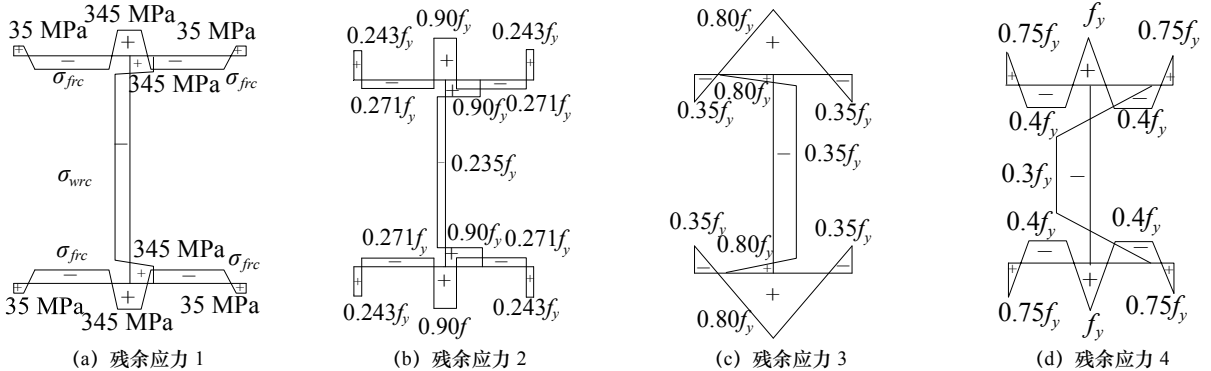


图3 残余应力分布模型

Fig.3 Residual stress distribution models

$$\begin{cases} \sigma_{frc} = 420 - 1200 \frac{1}{b_f / t_f} - 5000 \frac{1}{t_f} & -460 \leq \sigma_{frc} < -46 \\ \sigma_{wrc} = 200 - 2300 \frac{1}{h_w / t_w} - 2400 \frac{1}{t_w} & -460 \leq \sigma_{wrc} < -46 \end{cases} \quad (1)$$

选文献[18]提供的6个屈服强度为336.3 MPa的纯弯构件试验数据进行有限元模型的验证,其截面均为为双轴对称焊接工形截面,前三组截面尺寸为250×100×6×8 (mm),后三组为300×100×6×8 (mm). 验证结果见表2. 比较可见,试验结果与有限元分析吻合较好,说明了本文有限元模型的适用性.

表2 有限元模型的验证

Tab.2 Verification of the FEM

有限元结果与试验结果 <sup>[17]</sup> 对比						
$\lambda_y$	71.2	94.9	106.8	74.7	99.6	112.0
M	70.49	64.46	59.06	93.27	71.00	69.47
$M_u$	68.67	64.84	56.41	90.25	67.49	67.59
$\varepsilon$	3.33	-0.59	4.70	3.35	5.20	2.78

注:  $\lambda_y$ 为绕弱轴的长细比, M为有限元极限弯矩, 单位kN·m;  
 $M_u$ 为试验极限弯矩,单位kN·m; 误差 $\varepsilon = (M - M_u) / M_u \times 100\%$ , 以%计.

2 本构关系及残余应力的影响

2.1 本构关系的影响

按前述有限元方法进行分析, 只施加初始几何缺陷, 暂不考虑残余应力的影响. 选取三种截面: 500×180×10×12 (mm), 400×180×10×12 (mm) 和400×180×10×16 (mm), 分别编号为: I1、I2、I3, 取五种绕弱轴的长细比 $\lambda_y$ : 60, 100, 140, 180, 220, 考虑纯弯荷载作用. 图4给出了梁的无量纲化稳定极限弯矩. 其中,  $M_u$ 为梁稳定极限弯矩,  $M_p = W_p f_y$ ,  $W_p$ 为梁塑性截面模量.

从图4可以看出, 仅考虑初始几何缺陷时, 三种本构关系下的极限弯矩相差不大, 本构3相对于另外两种本构关系, 极限弯矩有所提高, 在中等长细比时最大, 达到4.3%, 表明现有实测本构关系的不同对Q460 高强钢受弯构件整体稳定的影响可以忽略.

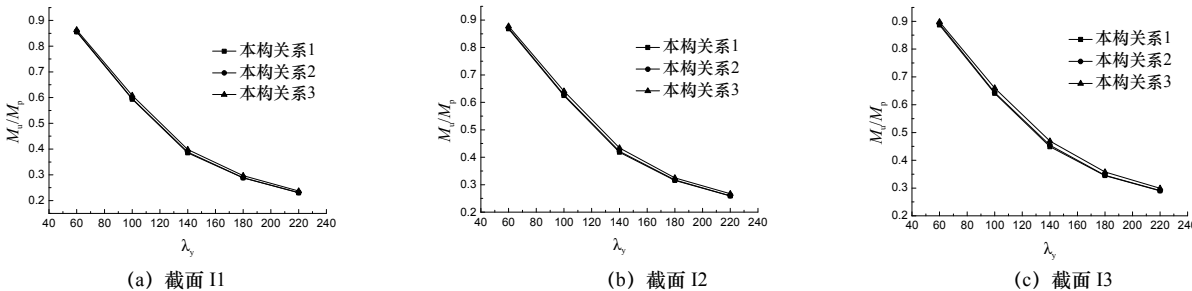


图4 本构关系对 Q460 高强钢梁整体稳定的影响

Fig.4 Effect of constitutive relationship on lateral-torsional buckling of Q460 steel beams

## 2.2 残余应力的影响

考虑图3所示的前三种残余应力分布, 考察 Q460 高强钢梁的整体稳定性能, 分析条件同 2.1, 只是增加了残余应力的因素. 分析结果见图 5~7.

从图5~7可以发现, 本构关系一定时, 不同残余应力模式的影响不同. 以本构1为例, 残余应力3下Q460 高强钢梁的稳定承载力最低, 残余应力1时次之, 残余应力2时承载力最高; 由于残余应力1的残余压应力峰值随着截面尺寸变化, 所以残余应力的影响与截面尺寸也有一定的关系. 三种残余应力下钢梁稳定承载力差值最大达到4%, 说明不同残余应力模式的影响同样可以忽略.

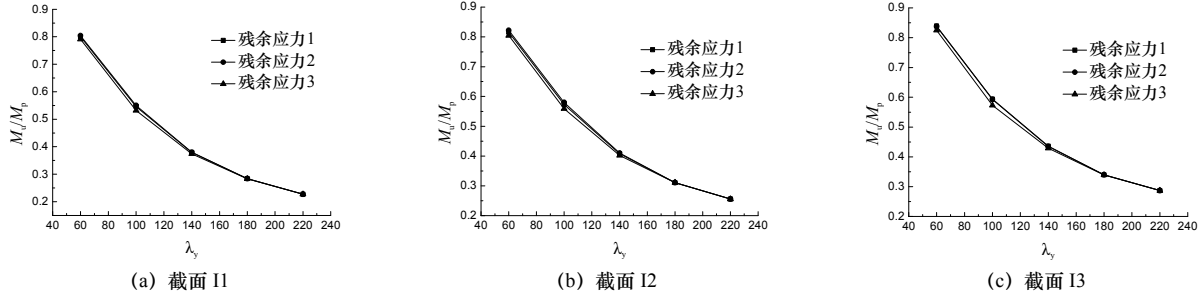


图5 残余应力对 Q460 高强钢梁整体稳定的影响-本构关系 1

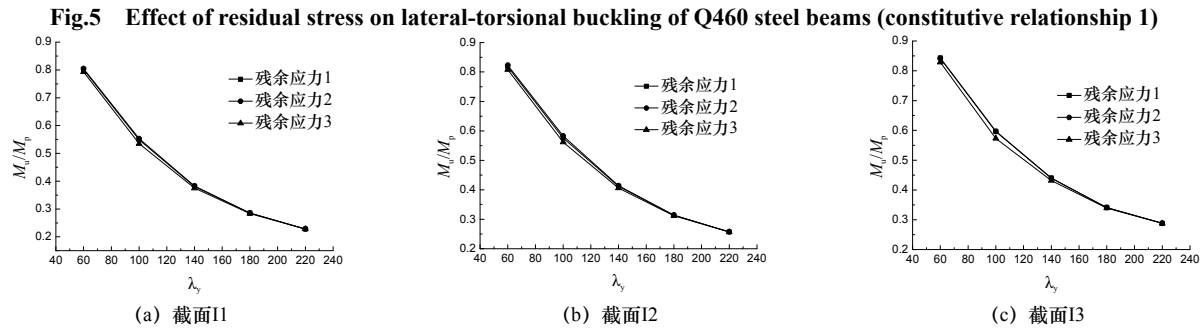


图6 残余应力对Q460高强钢梁整体稳定的影响-本构关系2

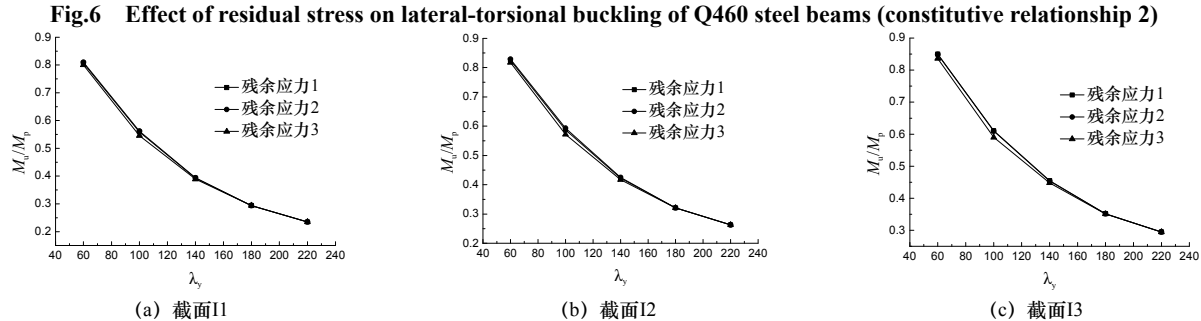


图7 残余应力对Q460高强钢梁整体稳定的影响-本构关系3

Fig.7 Effect of residual stress on lateral-torsional buckling of Q460 steel beams (constitutive relationship 3)

## 3 与普通钢梁对比

### 3.1 初始几何缺陷的影响

为了研究初始几何缺陷对普通钢梁稳定承载力影响与对Q460高强钢梁稳定承载力影响的差异, 仅考虑有初始几何缺陷的Q235普通钢梁和Q460高强钢梁. 根据2.1的结论, Q460高强钢梁采用本构关系1. Q235钢梁同样采用如图2(a)所示的本构模型<sup>[19]</sup>, 但屈服强度 $f_y=235$  MPa, 弹性模量 $E=2.06 \times 10^5$  N/mm<sup>2</sup>, 泊松比 $\nu=0.3$ , 抗拉强度 $f_u=370$  MPa, 屈服应变 $\varepsilon_y=f_y/E$ , 屈服平台末端应变取为 $\varepsilon_{st}=0.025$ , 抗拉强度对应应变 $\varepsilon_u=0.200$ . 分别选用I1、I3进行了比较. 荷载形式为纯弯曲. 将分析结果绘于如图8所示无量纲坐标系 $M/M_p \sim \sqrt{M_p/M_{cr}}$ 进行比较. 其中 $M$ 为有限元计算的梁极限承载力;  $\bar{\lambda} = \sqrt{M_p/M_{cr}}$ 为梁的无量纲长细比.

$$M_{cr} = \beta_b \frac{\pi^2 E I_y}{l^2} \sqrt{\frac{I_{\omega}}{I_y} \left(1 + \frac{l^2 G I_t}{\pi^2 E I_y}\right)} \quad (2)$$

式中:  $\beta_b$ 为等效弯矩系数, 按规范GB50017-2003<sup>[20]</sup>取值;  $E$ 、 $G$ 分别为材料的弹性模量和剪切模量;  $I_y$ 为梁截面绕弱轴的惯性矩;  $I_{\omega}$ 、 $I_t$ 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.

从图8可以看出,在仅考虑初始几何缺陷的情况下,高强钢梁较普通钢梁稳定承载力有所提高, $\bar{\lambda}$ 在0.5~1.2之间二者差别明显,最大达到3.7%.

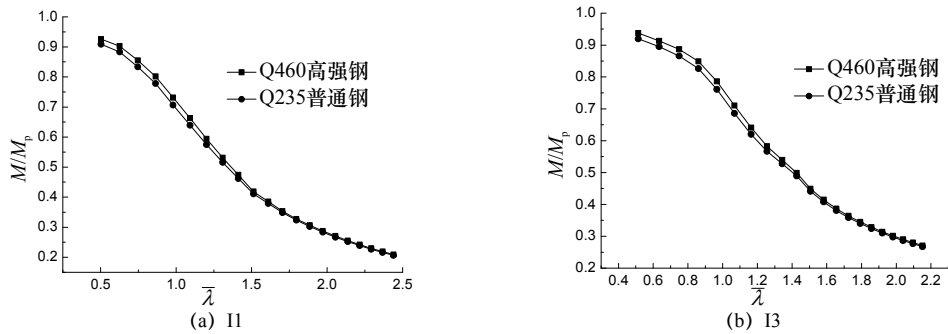


图8 初始几何缺陷对稳定承载力的影响

Fig.8 Effect of initial geometric imperfections on the bearing capacity of overall buckling of steel beams

3.2 残余应力的影响

为考察Q460高强钢梁残余应力模型与普通钢梁残余应力模型对Q460高强钢梁整体稳定的影响,分析三组钢梁,分别不考虑残余应力,考虑残余应力1,考虑残余应力4.三种情况所有梁均考虑初始几何缺陷.梁仍然受纯弯作用.表3给出了残余应力1、4两种模式下三种截面残余应力峰值.

表3 Q460高强钢残余应力取值

Tab.3 Residual stress magnitudes of Q460 high-strength steel						
分布模式	截面编号	$\sigma_{flr}/\text{MPa}$	$\sigma_{ftr}/\text{MPa}$	$\sigma_{wtr}/\text{MPa}$	$\sigma_{wrc}/\text{MPa}$	$\sigma_{frc}/\text{MPa}$
残余应力1	I1	345	35	345	-88.3	-166
	I2	345	35	345	-101	-166
	I3	345	35	345	-101	-118
残余应力4	I1	460	345	460	-138	-184
	I2	460	345	460	-138	-184
	I3	460	345	460	-138	-184

注:  $\sigma_{flr}$ 、 $\sigma_{ftr}$ 分别为翼缘边缘以及翼缘与腹板交界处翼缘残余拉应力值;  $\sigma_{wtr}$ 为翼缘与腹板交界处腹板残余拉应力值;  $\sigma_{wrc}$ 为腹板中间残余压应力值;  $\sigma_{frc}$ 为翼缘中间残余压应力值.

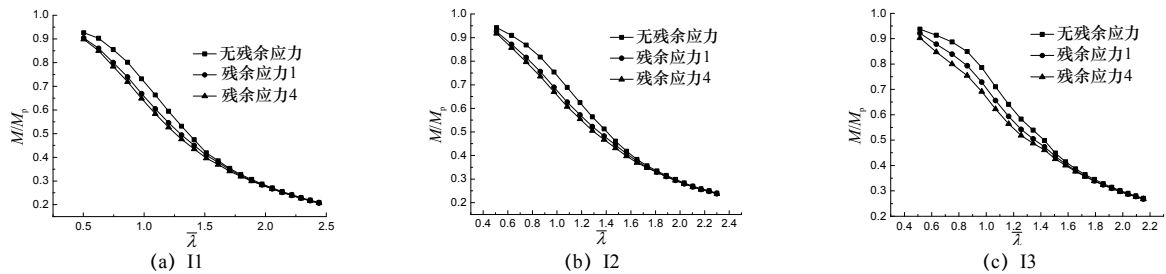


图9 残余应力对高强钢梁整体稳定承载力的影响

Fig.9 Effect of residual stress on the bearing capacity of overall buckling of high-strength steel beams

图9给出了三组钢梁的分析结果,对比可以发现,无论哪种形式的残余应力模式,都对梁的稳定承载力在 $\bar{\lambda}=0.5\sim1.4$ 之间影响较大.相比残余应力1,残余应力4的影响更大,特别是对截面I3,这是因为后者的残余压应力峰值更大.这即说明高强钢梁相对于普通钢梁,整体稳定系数有所提高.截面I1、I2和I3钢梁整体稳定系数最大提高分别为3.7%、3.3%和5.4%.

3.3 强度等级的影响

分析条件同3.2,所有构件均考虑初始几何缺陷与残余应力的影响.Q460高强钢梁采用图3(a)所示残余应力模式,Q235普通钢梁采用图3(d)所示残余应力模式.图10为三组梁的分析结果.

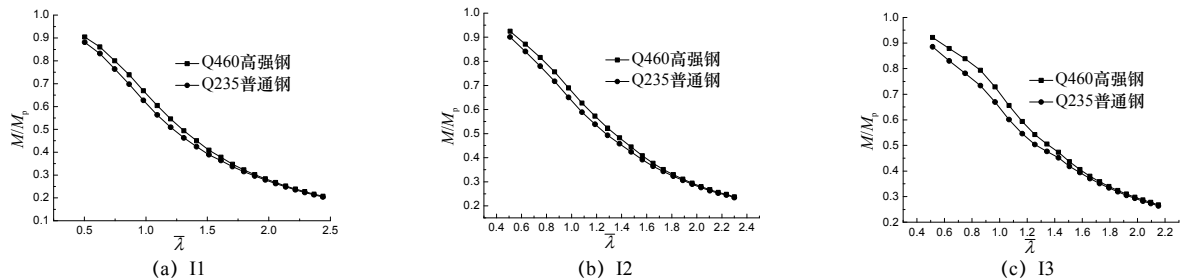


图10 高强钢梁与普通钢梁整体稳定承载力分析结果对比

Fig.10 Comparison of analysis results on the bearing capacity of overall buckling of mild and high-strength steel beams

可以发现,Q460高强钢梁较普通钢梁整体稳定承载力有所提高,其中截面I3提高最多,最大达到了9.1%,截面I1提高最大为7.3%,截面I2最大为6.4%。这主要是因为高强钢梁残余压应力峰值的减小引起的。这一点与高强钢柱的情形类似,班慧勇<sup>[13]</sup>对焊接工形截面轴心受压构件进行了分析,指出Q460高强钢相对于普通钢,整体稳定系数平均提高10%~18%。同时这也印证了论文前言中的猜设。可以推断,如果选用残余应力模式2,稳定系数的提高还会更大些。

4 设计方法

为讨论Q460高强钢梁整体稳定的设计方法,对6种焊接工字形截面(表4),21种长细比( $\lambda_y=40、50、\cdots、240$ ),三种荷载形式(纯弯曲、上翼缘跨中集中荷载、上翼缘均布荷载)共378个梁进行有限元分析,分析中取本构关系1、残余应力1并考虑初始几何缺陷的影响。

表4 梁截面参数

Tab.4 Cross-sectional parameters of the beams						
截面编号	$h/\text{mm}$	$b/\text{mm}$	$t_w/\text{mm}$	$t_f/\text{mm}$	$\chi/10^{-7}\text{mm}^{-2}$	$h/b\text{ mm}$
I1	500	180	10	12	1.97	2.78
I2	400	180	10	12	2.80	2.22
I3	400	180	10	16	3.86	2.22
I4	300	180	10	12	4.50	1.67
I5	400	180	10	14	3.26	2.22
I6	500	220	10	12	1.21	2.27

注:  $h$  为梁高,  $b$  为翼缘宽,  $t_w$  为腹板厚,  $t_f$  为翼缘厚,  $\chi=GI_y/EI_{\omega}$ , 字母具体含义见式 (2)。

分析结果与按规范GB50017-2003计算结果比较见图11所示。虽然根据前文,Q460高强钢梁的整体稳定系数较普通钢梁有所提高,但通过本节大量数值分析发现,仍有大量有限元分析结果小于规范GB50017-2003计算结果(图11)。这些情形主要集中于 $\bar{\lambda}$ 在0.75~1.75之间,最大偏差甚至达到了13.3%,表明规范GB50017-2003对Q460高强钢焊接工形截面梁的整体稳定计算不再适用,很大部分偏于不安全。原因可能为GB50017-2003在进行弹塑性系数的修正时低估了初始缺陷对焊接工形截面梁稳定承载力的影响<sup>[21]</sup>,文献[22]也指出,对于焊接梁,GB50017-2003明显偏于不安全。

从图11还可以看出, $\bar{\lambda} > 1.75$ 和 $\bar{\lambda} < 0.75$ 时,有限元结果高于按规范GB50017-2003计算结果,这符合前面的分析结论。但 $\bar{\lambda} > 1.75$ 时,很多有限元分析结果甚至高出弹性曲线。这可能是长细比较大时,梁平面内变形所产生有利影响所致。

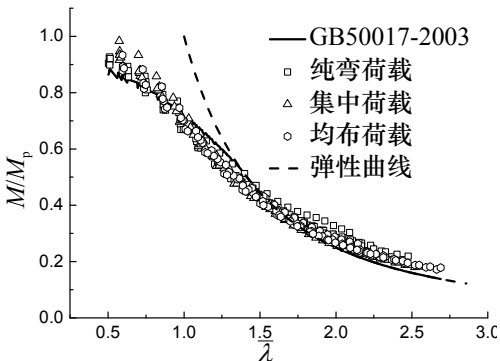


图 11 有限元分析结果与 GB50017-2003 对比

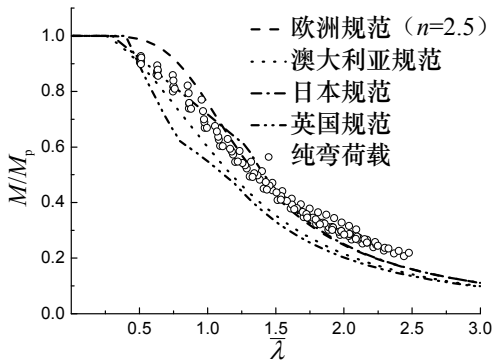


图 12 有限元分析结果同国外规范的对比

Fig.11 Comparison of FEA results with GB50017-2003 Fig.12 Comparison of FEA results with foreign codes

将有限元分析结果同国外主要规范进行对比,如图12所示。由于各国规范考虑横向荷载作用的方法不同,图12中仅将纯弯荷载作用下梁的整体稳定系数同这些规范进行了比较。可以发现,欧洲规范<sup>[23]</sup>和日本规范<sup>[24]</sup>在很大范围内对高强钢梁也偏于不安全,而英国规范<sup>[25]</sup>和澳大利亚规范<sup>[26]</sup>对高强钢梁虽然安全,但在很大范围又过于保守。同样当 $\bar{\lambda} > 1.5$ 时,很多有限元分析结果高出这些规范。

GB50017-201X 征求意见稿<sup>[27]</sup>关于受弯构件整体稳定的计算方法为:

$$\varphi_b = \frac{1}{(1 - \lambda_{b0}^{2n} + \lambda_b^{2n})^{1/n}} \leq 1 \tag{3}$$

其中:  $\varphi_b=M/\gamma_x M_y$ ,  $M_y=W_x f_y$ ,  $W_x$ 是按最大受压纤维确定的梁毛截面模量,  $f_y$ 为钢材的屈服强度,  $\gamma_x$ 是截面塑性开展系数,取 $\gamma_x=1.05$ ;  $n$ 是与高宽比有关的系数,对焊接截面取 $n=2\sqrt[3]{b/h}$ ,对焊接截面简支梁 $\lambda_{b0}$ 取0.3,

当承受线性变化弯矩 $\lambda_{b0}$ 则取 $0.55-0.25M_1/M_2$ , 因此, 对于承受横向荷载的梁 $\lambda_{b0}=0.55$ ,  $\lambda_b = \sqrt{\gamma_x M_y / M_{cr}}$ ,  $M_{cr}$ 对于双轴对称截面按式(4)进行计算.

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_y}{l^2} \left[ -C_2 a + \sqrt{(-C_2 a)^2 + \frac{I_w}{I_y} \left( 1 + \frac{l^2 G I_t}{\pi^2 E I_y} \right)} \right] \quad (4)$$

其中,  $a$ 为集中荷载或均布荷载在截面上的作用点的纵坐标和剪力中心纵坐标的差值.  $C_1$ 对于集中荷载和均布荷载分别取1.35、1.13,  $C_2$ 则分别取0.55、0.47.

将有限元结果与按式(3)的计算结果进行比较, 见图13~15, 可知, 按式(3)的计算结果普遍偏低.

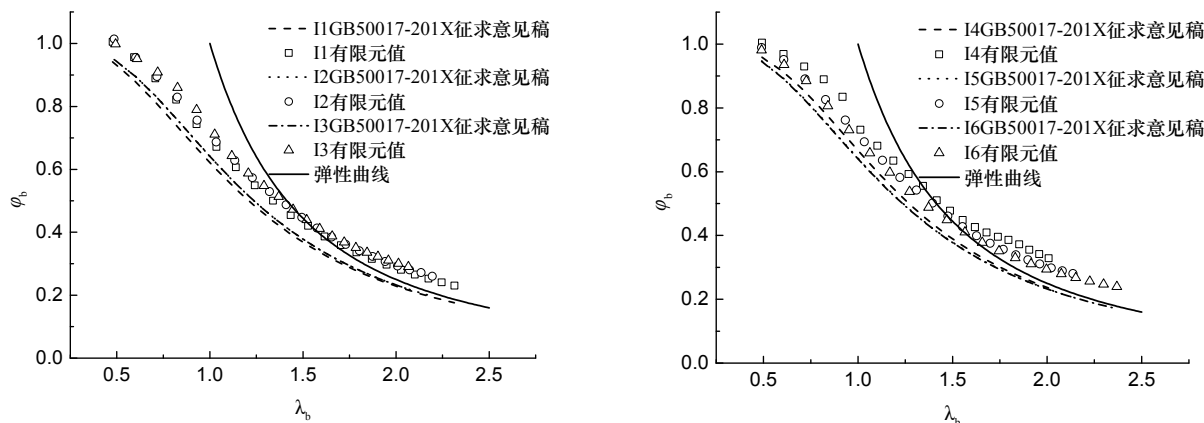


图13 纯弯荷载作用下有限元分析结果与 GB50017-201X 征求意见稿对比

Fig.13 Comparison of FEA results under pure bending with GB50017-201X (draft for public comment)

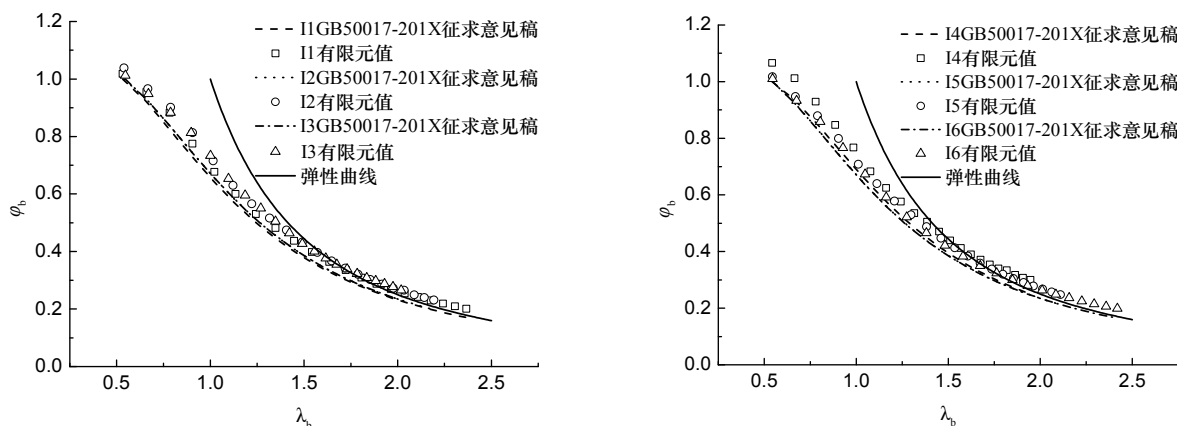


图14 集中荷载作用下有限元分析结果与 GB50017-201X 征求意见稿对比

Fig.14 Comparison of FEA results under a concentrated load with GB50017-201 X (draft for public comment)

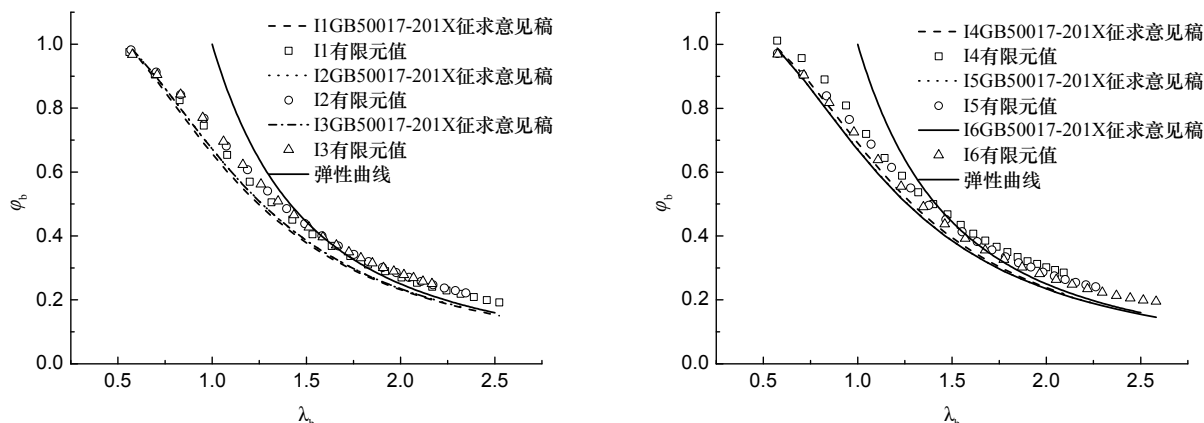


图15 均布荷载作用下有限元分析结果与 GB50017-201X 征求意见稿对比

Fig.15 Comparison of FEA results under the uniformly distributed loading with GB50017-201X (draft for public comment)

将式(3)的个别参数进行修正, 取 $n$ 为 $n = 2.5\sqrt[3]{b/h}$ , 对焊接截面简支梁 $\lambda_{b0}$ 取0.4, 对承受横向荷载的梁则取为0.5, 并与有限元结果比较, 见图16~18.

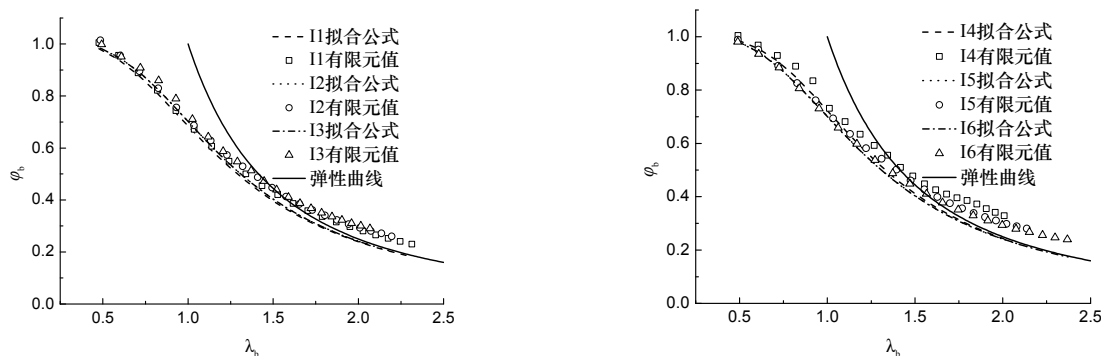


图16 纯弯荷载作用下Q460高强钢受弯构件整体稳定系数拟合曲线

Fig.16 Proposed curve of overall stability coefficient of Q460 high-strength steel flexural members under pure bending

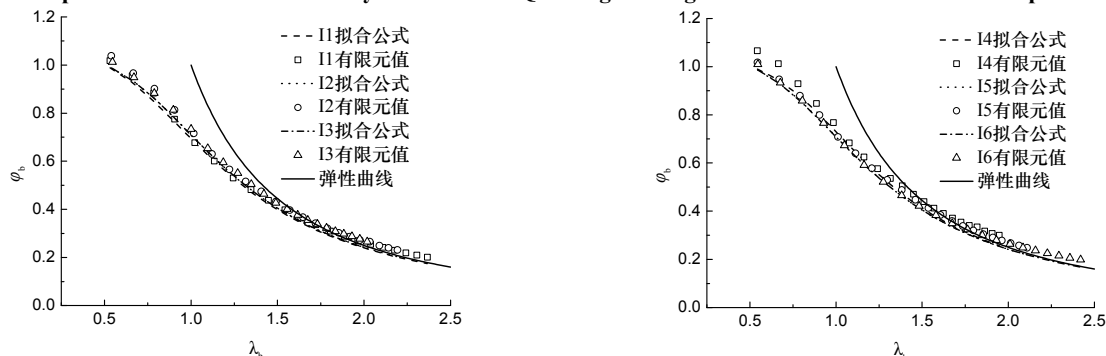


图17 集中荷载作用下Q460高强钢受弯构件整体稳定系数拟合曲线

Fig.17 Proposed curve of overall stability coefficient of Q460 high-strength steel flexural member under a concentrated load

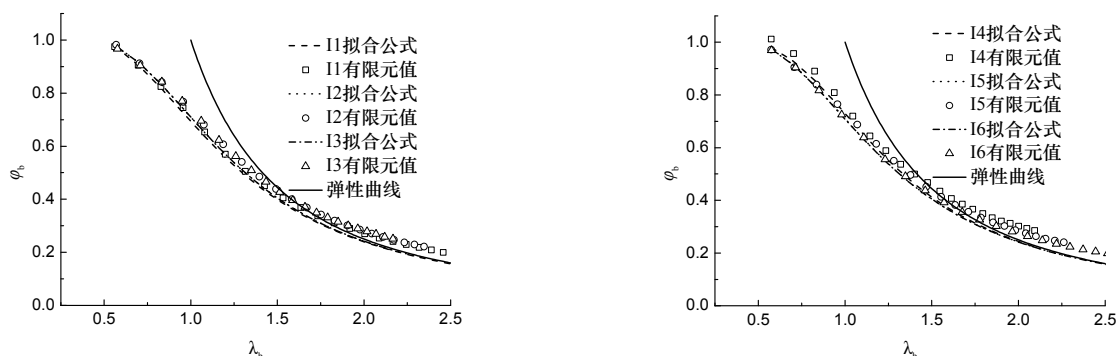


图18 均布荷载作用下Q460高强钢受弯构件整体稳定系数拟合曲线

Fig.18 Proposed curve of overall stability coefficient of Q460 high-strength steel flexural member under uniformly distributed loading

可见, 当  $\bar{\lambda} < 1.75$  时, 修正计算方法同有限元结果非常接近, 并且偏于安全, 而在  $\bar{\lambda} > 1.75$  时, 由于保证修正计算方法不超过弹性曲线, 结果较有限元结果偏低, 偏于安全, 也与其他规范一致. 所以该修正计算方法能够用于Q460高强钢焊接工形截面梁的整体稳定设计计算. 值得注意的是, 上述修正后的参数在纯弯荷载作用时实际上为GB50017-201X征求意见稿<sup>[27]</sup>中对热轧截面的参数, 可见, Q460高强钢焊接梁纯弯荷载作用下的整体稳定可按相同的热轧普通钢梁来对待.

## 5 结论

论文应用ANSYS有限元对Q460高强钢焊接工形截面梁的整体稳定性能进行了较全面的分析. 分析表明: 由于Q460高强钢焊接梁的残余压应力较普通钢焊接梁的小, Q460高强钢焊接梁的稳定承载力较普通钢焊接梁的稳定承载力有较大提高. 因此, 普通钢焊接梁的稳定设计方法不再适用于Q460高强钢焊接梁, 为此论文提出了针对Q460高强钢焊接梁稳定设计计算方法, 具有较好的精度, 可供工程实际参考.

同时, 关于Q460高强钢焊接工形截面的残余应力分布, 目前根据实测有三种不同的形式, 其中一种与另外两种差异甚大, 需进一步研究确定较为准确的Q460高强钢焊接工形截面残余应力分布.

Q460高强钢的材料特性目前也有不同的实测结果, 虽然差别尚大, 但经分析, 这一差别对Q460高强钢焊接梁整体稳定的影响可以忽略.

## 参考文献 References

- [1] POCOCK G. High strength steel use in Australia, Japan and the US[J]. The Structural Engineer, 2006, 84(21): 27-30.
- [2] 施刚, 石永久, 王元清. 超高强度钢材钢结构的工程应用[J]. 建筑钢结构进展, 2008, 10(4): 32-38.  
SHI Gang, SHI Yongjiu, WANG Yuanqing. Engineering application of ultra-high strength steel structures[J]. Progress in Steel Building Structures, 2008, 10(4): 32-38.
- [3] 范重, 刘先明, 范学伟, 等. 国家体育场大跨度钢结构设计与研究[J]. 建筑结构学报, 2007, 28(2): 1-16.  
FAN Zhong, LIU Xianming, FAN Xuwei, et al. Design and research of large-span steel structure for the National Stadium[J]. Journal of Building Structures, 2007, 28(2): 1-16.
- [4] 佟强, 项艳. 国家游泳中心工程钢结构焊接技术的研究[J]. 建筑技术, 2009, 40(10): 900-904.  
TONG Qiang, XIANG Yan. Research on steel structure welding technology in national aquatics Center Project[J]. Architecture Technology, 2009, 40(10): 900-904.
- [5] 陈振明, 张耀林, 彭明祥, 等. 国产高强钢及厚板在央视新台址主楼建筑中的应用[J]. 钢结构, 2009, 24(2): 34-38.  
CHEN Zhenming, ZHANG Yaolin, PENG Mingxiang, et al. Application of high-strength steel and thick steel plates to CCTV new site building[J]. Steel Construction, 2009, 24(2): 34-38.
- [6] 施刚, 班慧勇, 石永久, 等. 高强度钢材钢结构研究进展综述[J]. 工程力学, 2013, 30(2): 1-13.  
SHI Gang, BAN Huiyong, SHI Yongjiu, et al. Overview of research progress for high strength steel structures[J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(1): 1-13.
- [7] BFG D, HLADNIK L. Slenderness limit of class 3 I cross-sections made of high strength steel[J]. Journal of Constructional Steel Research, 1996, 38(8): 201-217.
- [8] 高磊, 孙洪才, 徐关尧, 等. 高强钢薄壁箱形截面梁稳定性研究[J]. 建筑结构, 2010, 40(6): 12-15.  
GAO Lei, SUN Hongcai, XU Guanyao, et al. Stability study on thin-walled box-section beam of high-strength steel[J]. Building Structures, 2010, 40(6): 12-15.
- [9] 班慧勇, 施刚, 石永久, 等. 国产 Q460 高强钢焊接工形柱整体稳定性能研究[J]. 土木工程学报, 2013, 46(2): 1-9.  
BAN Huiyong, SHI Gang, SHI Yongjiu, et al. Experimental and numerical investigation on the overall buckling behavior of Q460 high strength steel welded I-section columns[J]. China Civil Engineering Journal, 2013, 46(2): 1-9.
- [10] 闫晓雷, 李国强, 陈素文. Q460 高强钢焊接箱形压弯构件极限承载力数值分析[J]. 建筑钢结构进展, 2013, 15(3): 12-18, 47.  
YAN Xiaolei, LI Guoqiang, CHEN Suwen. Numerical analysis of the ultimate bearing capacity of welded box-section columns using Q460 high strength steel in bending and axial compression[J]. Progress in Steel Building Structures, 2013, 15(3): 12-18, 47.
- [11] USAMI T, FUKUMOTO Y. Welded box compression members[J]. Journal of the Structural Engineering, 1984, 110(10): 2457-2470.
- [12] GB50205-2001 钢结构工程施工质量验收规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2002.  
GB50205-2001 Code for acceptance of construction quality of steel structures[S]. Beijing: China Planning Press, 2002.
- [13] 班慧勇. 高强度钢材轴心受压构件整体稳定性能与设计方法研究[D]. 北京: 清华大学, 2012.  
BAN Huiyong. Research on the overall buckling behavior and design method of high strength steel columns under axial compression[D]. Beijing: Tsinghua University, 2012.
- [14] 王彦博, 李国强, 陈素文, 等. Q460 高强钢焊接 H 形柱轴心受压力学性能数值分析[J]. 建筑钢结构进展, 2013, 15(5): 1-7.  
WANG Yanbo, LI Guoqiang, CHEN Suwen, et al. Numerical analysis on Q460 high strength steel welded H-shaped columns under axial compression[J]. Progress in Steel Building Structures, 2013, 15(5): 1-7.
- [15] 童乐为, 赵俊, 周锋, 等. Q460 高强度焊接 H 型钢残余应力试验研究[J]. 工业建筑, 2012, 42(1): 51-55.  
TONG Lewei, ZHAO Jun, ZHOU Feng, et al. Experimental investigation on longitudinal residual stress of Q460 high-strength steel welded H-section members[J]. Industrial Construction, 2012, 42(1): 51-55.
- [16] 陈绍蕃, 顾强. 钢结构[M]. 2 版. 北京: 中国建筑工业出版社, 1994.  
CHEN Shaofan, GU Qiang. Steel structures[M]. 2nd ed. Beijing: China Architecture & Building Press, 1994.
- [17] 张磊, 童根树. 薄壁构件整体稳定性的有限元模拟[J]. 浙江大学学报, 2011, 45(3): 531-538.  
ZHANG Lei, TONG Genshu. Finite element modeling of thin-walled members in overall stability analysis[J]. Journal of Zhejiang University, 2011, 45(3): 531-538.
- [18] FUKUMOTO Y, FUJIWARA M, WATANABE N. Inelastic lateral buckling tests on welded beams and girders[J]. Japan Society of Civil Engineers, 1971, 189: 39-51.
- [19] 班慧勇, 施刚, 石永久, 等. 高强度钢材轴心受压钢柱整体稳定性能的缺陷影响研究[J]. 工业建筑, 2012, 42(1): 37-45.  
BAN Huiyong, SHI Gang, SHI Yongjiu, et al. Effect of initial imperfections on overall buckling behavior of high strength steel columns[J]. Industrial Construction, 2012, 42(1): 37-45.
- [20] GB 50017-2003 钢结构设计规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2003.  
GB 50017-2003 code for design of steel structures[S]. Beijing: China Planning Press, 2003.
- [21] 郭彦林, 姜子钦. 纯弯等截面焊接工字形梁整体稳定系数研究[J]. 建筑科学与工程学报, 2012, 29(2): 89-95.  
GUO Yanlin, JIANG Ziqin. Research on lateral stability factor of welded I-section beams under pure moment[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2012, 29(2): 89-95.
- [22] 陈绍蕃. 双轴对称工形截面无支撑简支梁的整体稳定[J]. 钢结构, 2008, 23(8): 6-13.  
CHEN Shaofan. Overall stability of unbraced simply-supported beams with doubly symmetric I-section[J]. Steel Construction, 2008, 23(8): 6-13.
- [23] Manual on the stability of steel structures[C]//Second International Colloquium on Stability. Brussels: ECCS, 1976: 127-140.
- [24] 日本建筑学会. 钢构造限界状态设计指针·同解说[S]. 东京: 日本建筑学会, 2010.
- [25] BS5950-1: 2000 Structural use of steelwork in buildings: Part 1 code of practice for design: rolled and welded sections[S]. London: BSI, 2001.



- [26] Australian Standard 4100 Steel Structures[S]. Sydney, Australia: NSW: 1998.
- [27] 钢结构设计规范 GB50017-201X(征求意见稿)[S]. 北京:《钢结构设计规范》国家标准管理组, 2012.  
Code for design of steel structures GB50017-201X(Draft for Public Comment)[S]. Beijing: National Standard "Code for Design of Steel Structures" Administrative Group. 2012.

## Analysis of lateral-torsional buckling of Q460 high strength steel welded I-section beams

YANG Yinghua, ZHANG Zhenbin

(School of Civil Engineering, Xi'an Univ. of Arch. & Tech., Xi'an 710055, China)

**Abstract:** The residual stresses of Q460 high strength steel welded I-section beams are quite different from those of the mild steel welded I-section beams, and the lateral-torsional buckling coefficient of the former is accordingly not the same as that of the later. Employing ANSYS FEM, the paper thoroughly analyzed the lateral-torsional buckling of Q460 high strength steel welded I-section beams, taking into account six welded I-sections, three loading conditions and with the beam slenderness ratio varying from 20-240. It is shown that the lateral-torsional buckling capacity of Q460 high strength steel welded I-section beams increased greatly compared to that of mild steel welded I-section beams. Therefore, a new formula of lateral-torsional buckling coefficient for Q460 high strength steel welded I-section beams was proposed. Confirmed by the FE analysis, the new formula is accurate and safe for practical use.

**Key words:** Q460 high strength steel; welded I-section; beam; lateral-torsional buckling; stability factor

(本文编辑 桂智刚)

---

(上接第 650 页)

- [19] 李甲甲. 钢筋混凝土梁斜截面受剪承载力计算方法研究[D]. 郑州: 郑州大学, 2010.  
LI Jiajia. Research on Calculation Method of Reinforced Concrete Beams[D]. Zhengzhou: Zhengzhou University, 2010.

## Experimental study on shear performance of reinforced concrete beams with welding stirrups

YANG Yong<sup>1,2</sup>, TIAN Jing<sup>1</sup>, ZHANG Ziwei<sup>1</sup>

(1. School of Civil Engineering, Xi'an University of Arch. & Tech., Xi'an 710055, China;

2. State Key Laboratory of Architecture Science and Technology in west China (XAUAT), Xi'an 710055, China)

**Abstract:** Welding stirrups techniques have lots of advantages such as saving steel, saving working time, facilitating the construction, and ease to prompting the production industrialization and standardization, which have good application prospect. To research the inclined section shear performance of reinforced concrete beams with welding stirrups, the inclined section shear performance of four concrete beams with welding stirrups and four concrete beams with common tie stirrups were studied respectively. Based on the test research, the developing process of the crack and the shear failure pattern of welding stirrup beams and common tie stirrup beams were focused, and the shear bearing capacity and stirrup stress development process of each specimen were also fully studied. It was showed that it's feasible to replace the common tie stirrup with welding stirrup as shear stirrup in reinforced concrete beams. Mainly in the development of the crack and the deformation, the failure forms of welding stirrup beams were similar to the common tie stirrup beams. In addition, the shear bearing capacity of welding stirrup beams were slightly higher than common tie stirrup beams. On the other hand, through contrast and analysis, the shear bearing capacity of welding beam slightly higher than the calculation results calculated by the formula of shear bearing capacity of concrete beam suggested by current code. The study could provide a theoretical basis for subsequent research and engineering application of welding stirrups concrete beams.

**Key words:** welding stirrup; reinforced concrete beams; shear performance; failure pattern; shearing bearing capacity

(本文编辑 沈波)