

文章编号: 1000-582X(2012)10-044-07

# 特高压输电塔双角钢组合截面构件的承载力

李正良<sup>1,2</sup>, 孙波<sup>2</sup>, 余周<sup>1a</sup>, 杨隆宇<sup>1a</sup>, 余登科<sup>1a</sup>

(1. 重庆大学 a. 土木工程学院; b. 山地城镇建设与新技术教育部重点实验室, 重庆 400045;  
2. 中国电力工程顾问集团公司, 北京 100120)

**摘要:** 电力事业迅猛发展, 输电塔传统的单角钢构件已不能满足特高压、多回路、高荷载等要求, 因此通过试验对特高压输电塔塔身主材规格为 L160×12、L160×14、L160×16 的 3 种双角钢组合十字形截面构件的极限承载力进行了研究, 同时借助有限元方法分析了常用宽厚比下不同长细比、不同填板数量和布置位置等参数对构件承载力的影响, 并进行了常用规范计算结果的对比。结果表明: 其他规范和欧洲规范 Eurocode 3 对某些宽厚比试件是偏不安全的, 美国 ASCE10-97 导则对该类试件均偏不安全, 并提出计算长度修正公式; 填板的最佳布置方式为均匀布置, 存在最佳填板间距。

**关键词:** 双角钢十字形截面; 承载力; 计算长度

**中图分类号:** TU392.6

**文献标志码:** A

## The research of bearing capacity for double-angle composited cross-section member of UHV transmission tower

Li Zhengliang<sup>1,2</sup>, Sun bo<sup>2</sup>, Yu Zhou<sup>1a</sup>, Yang Longyu<sup>1a</sup>, Yu Dengke<sup>1a</sup>

(1 a. College of Civil Engineering; b. Key Laboratory of Chinese Education Ministry for Construction and New Technology of Mountain Cities, Chongqing University, Chongqing 400045, China;  
2. China Power Engineering Consulting Group Corporation, Beijing 100120, China)

**Abstract:** With the rapid development of power industry in China, the traditional single angle steel members of the transmission tower cannot meet the requirements of high voltage, multi-loop, high-load and so on. By doing experiments with double-angle cruciform section, whose specification are L160×12, L160×14, L160×16, we analyze the ultimate bearing capacity of main components which constitute UHV transmission tower. Meanwhile, we use the FEM to deal with the influence of the parameters including different ratios of slenderness, different number and location of fill plate, etc. The calculation results are compared with each other based on some general codes. The results show that, for some test pieces with certain ratios of width to thickness, other codes and Eurocode 3 code are not safe, but ASCE10-97 code is completely unsafe. So we propose the modifier formulas of calculated length. The best way of arranging plates is uniform layout and the best space between plates is existed.

**Key words:** double-angle cruciform section; bearing capacity; experimental research; calculated length

收稿日期: 2012-04-19

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51078367)

作者简介: 李正良(1964-), 男, 重庆大学教授, 博士生导师, 主要从事工程力学与结构工程研究; (Tel) 023-65120722;  
(E-mail) lizhengli@hotmail.com。

输电塔设计中,传统单角钢已不能满足电力事业的迅猛发展,大容量、多回路和紧凑型成为现今输电塔的特点。作用荷载越来越大,加上冰雪灾害的影响日趋严重<sup>[1-3]</sup>,继续采用角钢塔必须使用组合截面形式<sup>[4]</sup>。在输电塔中采用高强钢势在必行,不仅提高承载力且节省钢材。近年来,还不断开展对特高压输电塔采用 Q420 高强角钢及更高强度钢材的应用研究<sup>[5-6]</sup>。

对于目前输电塔中采用的双角钢组合截面构件<sup>[7]</sup>,相关的规程规范在设计方面对这种断面型式的连接及连接型式并没有作出详细的规定<sup>[8]</sup>,包括国外的规程规范也是如此<sup>[9-10]</sup>。除了采用双角钢对原有输电塔进行加固补强的研究外<sup>[11]</sup>,国内外对于此类构件承载力研究甚少。通过考虑构件长细比、角钢宽厚比、填板数量及布置位置等因素对承载力的影响,结合国内外相关规范<sup>[8-10]</sup>,对组合截面构件承载力计算方法进行了探讨<sup>[12]</sup>; Chen, W. F 提出了不同端部约束条件的等截面轴心受压构件计算长度的理论值和非理想端部约束条件的设计值<sup>[13]</sup>,基于修正计算长度的方法提出了合理的修正建议。

## 1 计算方法

### 1.1 Eurocode 3 规范计算方法

《欧洲钢结构设计规范》(Eurocode 3: Design of steel structures)<sup>[9]</sup>(以下简称“EC3 规范”),为了考虑截面塑性发展能力,将截面分为:第 1 类截面可形成转动能力满足塑性铰要求的塑性铰;第 2 类截面可形成塑性弯矩抗力,仅有有限的转动能力;第 3 类截面最外侧受压纤维可达到屈服,但是易于产生局部屈曲阻止了塑性弯矩抗力的形成;第 4 类截面达到屈服应力之前就产生局部屈曲。文中构件属于第 3 类截面,对于此类型截面的构件,轴压承载力  $N_{b,Rd}$  按下式计算

$$N_{b,Rd} = \chi A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}, \quad (1)$$

式中:  $\chi$  为屈服折减系数,  $\chi = 1 / (\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2})$  ( $\varphi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$ );  $\bar{\lambda}$  为无量纲长细比,  $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}}$ ;  $N_{cr}$  为弹性屈曲荷载;  $f_y$  为钢材屈服强度; 分项系数  $\gamma_{M1} = 1.1$ , 缺陷系数  $\alpha = 0.34$ 。

### 1.2 ASCE10-97 规范计算方法

《美国输电塔设计导则》(ASCE10-97)<sup>[10]</sup>(以下简称“ASCE 规范”) 在世界上被采用较多,很多文献资料也认为该导则最接近实际<sup>[14-17]</sup>。“ASCE 规范”

规定,首先根据构件截面的宽厚比来确定杆件的临界允许应力  $F_{cr}$

$$F_{cr} = f_y, \quad \omega/t < (\omega/t)_{lim1}, \quad (2)$$

$$F_{cr} = [1.677 - 0.677 \frac{\omega/t}{(\omega/t)_{lim1}}] f_y (\omega/t)_{lim1} \leq \omega/t \leq (\omega/t)_{lim2}, \quad (3)$$

$$F_{cr} = \frac{0.033}{(\omega/t)^2} 2\pi^2 E, \quad \omega/t > (\omega/t)_{lim2}. \quad (4)$$

其中:  $\omega/t$  为角钢肢长平直部分宽度与肢厚比值,  $(\omega/t)_{lim1} = 209.6 / \sqrt{f_y}$ ,  $(\omega/t)_{lim2} = 377.28 / \sqrt{f_y}$ ,  $f_y$  为钢材的最小屈服强度, MPa。

然后计算轴心压杆使用应力  $F_a$  计算公式为

$$F_a = [1 - 0.5(\frac{KL_0/r}{C_c})^2] F_{cr}, \quad (\frac{KL_0}{r} \leq C_c), \quad (5)$$

$$F_a = \frac{\pi^2 E}{(KL_0/r)^2}, \quad (\frac{KL_0}{r} > C_c). \quad (6)$$

式中:  $C_c = \pi \sqrt{\frac{2E}{f_y}}$ ,  $f_y$  为钢材最小屈服应力;  $L_0$  为构件计算长度;  $E$  为钢材的弹性模量;  $r$  为角钢的截面最小回转半径;  $K$  为有效长度系数,  $K$  的取法,对长细比  $0 < \lambda < 120$  的轴心受压构件来说,取长细比修正系数  $K = 1$ 。

### 1.3 GB50017-2003 规范计算方法

《钢结构设计规范》(GB 50017-2003)将双角钢十字截面归为  $b$  类截面,稳定系数  $\varphi$  采用 Perry 公式形式表达

$$\varphi = \frac{1}{2} \left\{ \left[ 1 + (1 + \epsilon_0) \frac{\sigma_E}{f_y} \right] - \sqrt{\left[ 1 + (1 + \epsilon_0) \frac{\sigma_E}{f_y} \right]^2 - 4 \frac{\sigma_E}{f_y}} \right\},$$

其中  $\epsilon_0$  为考虑初弯曲、残余应力等综合影响的等效初弯曲率。对于  $b$  类截面,  $\epsilon_0 = 0.300\bar{\lambda} - 0.035$ ;  $\sigma_E$  为欧拉临界应力  $\frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$ ;  $f_y$  为材料屈服强度;  $\bar{\lambda}$  为无量

纲长细比  $\frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$ 。

## 2 试验研究

### 2.1 试验概况

试验以输电线塔双角钢组合截面主材为对象,试件选用的角钢型号分别为 L160×12、L160×14、L160×16,对应的填板厚度分别为 16、16、18 mm,角钢材质为 Q420,填板材质为 Q345。对每种角钢型号长细比  $\lambda$  分别为 25、30、35、40、45、50、55。采用一字型填板连接,连接方式如图 1 所示。试件情况如表 1 所示。轴心加载试验情况如图 2 所示。

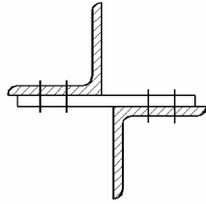


图 1 填板的连接方式

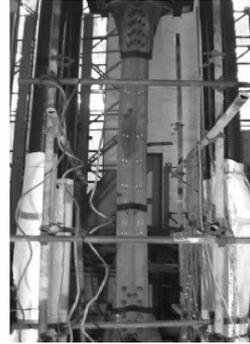


图 2 试件的试验情况

表 1 试验样本

| L160×12 |           |           | L160×14 |           |           | L160×16 |           |           |
|---------|-----------|-----------|---------|-----------|-----------|---------|-----------|-----------|
| 试件编号    | $\lambda$ | 填板位置      | 试件编号    | $\lambda$ | 填板位置      | 试件编号    | $\lambda$ | 填板位置      |
| L12-1   | 25        | 1/2 处     | L14-1   | 25        | 1/2 处     | L16-1   | 25        | 1/2 处     |
| L12-2   | 30        | 1/2 处     | L14-2   | 30        | 1/2 处     | L16-2   | 30        | 1/2 处     |
| L12-3   | 35        | 1/2 处     | L14-3   | 35        | 1/2 处     | L16-3   | 35        | 1/2 处     |
| L12-4   | 40        | 1/3、2/3 处 | L14-4   | 40        | 1/3、2/3 处 | L16-4   | 40        | 1/3、2/3 处 |
| L12-5   | 45        | 1/3、2/3 处 | L14-5   | 45        | 1/3、2/3 处 | L16-5   | 45        | 1/3、2/3 处 |
| L12-6   | 50        | 1/3、2/3 处 | L14-6   | 50        | 1/3、2/3 处 | L16-6   | 50        | 1/3、2/3 处 |
| L12-7   | 55        | 1/3、2/3 处 | L14-7   | 55        | 1/3、2/3 处 | L16-7   | 55        | 1/3、2/3 处 |

注:填板位置是对靴板之间角钢长度来划分的。

### 2.2 加载制度

试验是单调加载静力试验,先预加载后分级加载,预加载大小是理论极限荷载的 20%。试验的前 25 级荷载,每级为理论极限荷载的 2%,每级加载稳定 1 min 后记录相应荷载的应变;之后每级为理论极限荷载的 1%,每级加载稳定 1 min 后记录相应荷载的应变。加载时出现构件中水平位移、纵向应变增大,无法稳定自动卸荷的情况时停止加载。

### 2.3 实验结果

试验观察得出双角钢组合截面试件破坏模式以整体弯曲破坏为主,但对于小长细比( $\lambda \leq 30$ )试件会发生明显翘曲。试验表明,不论边界条件和结构形式如何,双角钢组合截面构件都不会发生以扭转为主的破坏,一是因为构件  $b/t$  不够大,二是因为此类开口薄壁构件只要某一肢发生翘曲,整个构件马上丧失承载能力发生整体弯曲破坏,来不及发生扭转。试件的试验承载力列于表 2 中。

表 2 试验值、理论计算值、有限元值及对比分析结果

| 编号    | $N_{EXP}$ | $N_{FEA}$ | $N_{GB}$ | $N_{EC3}$ | $N_{ASCE}$ | $\left(\frac{N_{FEA}-N_{EXP}}{N_{EXP}}\right)/\%$ | $\left(\frac{N_{GB}-N_{EXP}}{N_{EXP}}\right)/\%$ | $\left(\frac{N_{EC3}-N_{EXP}}{N_{EXP}}\right)/\%$ | $\left(\frac{N_{ASCE}-N_{EXP}}{N_{EXP}}\right)/\%$ |
|-------|-----------|-----------|----------|-----------|------------|---|--|---|--|
| L12-1 | 2 700     | 2 572.2   | 2 625.4  | 2 693     | 2 892.7    | -4.74   | -2.76  | -0.26   | 7.14   |
| L12-2 | 2 710     | 2 627.2   | 2 553.2  | 2 611.8   | 2 852.5    | -3.06   | -5.79  | -3.62   | 5.26   |
| L12-3 | 2 300     | 2 239.7   | 2 474.5  | 2 524.2   | 2 805.0    | -2.62   | 7.59   | 9.75  | 21.96  |
| L12-4 | 2 180     | 2 328.5   | 2 387.9  | 2 428.6   | 2 750.2    | 6.81  | 9.54   | 11.41   | 26.15  |
| L12-5 | 2 200     | 2 202.3   | 2 292.3  | 2 324.1   | 2 688.0    | 0.10  | 4.19   | 5.64  | 22.18  |
| L12-6 | 1 950     | 2 154.7   | 2 187.0  | 2 210.3   | 2 618.5    | 10.50   | 12.15  | 13.35   | 34.28  |

续表

| 编号    | $N_{EXP}$ | $N_{FEA}$ | $N_{GB}$ | $N_{EC3}$ | $N_{ASCE}$ | $\left(\frac{N_{FEA}-N_{EXP}}{N_{EXP}}\right)/\%$ | $\left(\frac{N_{GB}-N_{EXP}}{N_{EXP}}\right)/\%$ | $\left(\frac{N_{EC3}-N_{EXP}}{N_{EXP}}\right)/\%$ | $\left(\frac{N_{ASCE}-N_{EXP}}{N_{EXP}}\right)/\%$ |
|-------|-----------|-----------|----------|-----------|------------|---|--|---|--|
| L12-7 | 1 900     | 2 043.2   | 2 072.7  | 2 088     | 2 541.8    | 7.53  | 9.09   | 9.89  | 33.78  |
| L14-1 | 3 400     | 3 068.9   | 3 039.6  | 3 114.5   | 3 519.8    | -9.74   | -10.60   | -8.40   | 3.52   |
| L14-2 | 3 100     | 2 882.7   | 2 956.0  | 3 020.5   | 3 468.1    | -7.01   | -4.65  | -2.56   | 11.88  |
| L14-3 | 3 020     | 2 782.4   | 2 864.9  | 2 919.2   | 3 407.1    | -7.87   | -5.14  | -3.34   | 12.82  |
| L14-4 | 2 920     | 2 746.6   | 2 764.6  | 2 808.8   | 3 336.7    | -5.94   | -5.32  | -3.81   | 14.27  |
| L14-5 | 2 850     | 2 638.1   | 2 653.9  | 2 687.9   | 3 256.8    | -7.44   | -6.88  | -5.69   | 14.27  |
| L14-6 | —         | 2 520.0   | 2 532.0  | 2 556.2   | 3 167.6    | —   | —  | —   | —  |
| L14-7 | 2 460     | 2 395.5   | 2 399.6  | 2 414.8   | 3 069.0    | -2.62   | -2.45  | -1.84   | 24.76  |
| L16-1 | 3 400     | 3 364.0   | 3 446.7  | 3 529.5   | 3 988.8    | -1.06   | 1.37   | 3.81  | 17.32  |
| L16-2 | 3 550     | 3 303.2   | 3 351.9  | 3 423.1   | 3 930.3    | -6.95   | -5.58  | -3.58   | 10.71  |
| L16-3 | 3 400     | 3 174.2   | 3 248.6  | 3 308.2   | 3 861.1    | -6.64   | -4.45  | -2.70   | 13.56  |
| L16-4 | 3 050     | 3 135.3   | 3 135.0  | 3 183.0   | 3 781.3    | 2.80  | 2.79   | 4.36  | 23.98  |
| L16-5 | —         | 3 002.4   | 3 009.4  | 3 046.0   | 3 690.8    | —   | —  | —   | —  |
| L16-6 | —         | 2 849.6   | 2 871.2  | 2 896.9   | 3 589.7    | —   | —  | —   | —  |
| L16-7 | 2 650     | 2 722.3   | 2 721.1  | 2 736.5   | 3 477.9    | 2.73  | 2.68   | 3.27  | 31.24  |

注: $N_{EXP}$ 为试验值; $N_{FEA}$ 为有限元值; $N_{GB}$ 为“钢规”理论值; $N_{EC3}$ 为“EC3 规范”理论值; $N_{ASCE}$ 为“ASCE 规范”理论值,其单位均为 kN。

### 3 有限元分析

试验测试成本高、耗时长且测试数量有限,使用通用有限元软件 ANSYS<sup>[18]</sup>可以得到更多不同长细比构件的稳定承载力。采用 SHELL181 壳体单元来模拟角钢、填板和封板,为使有限元分析设定的加载方式与试验时一样,用弧长法逐步加载。由于初始缺陷的影响,加载过程中角钢弯曲程度不断增加,超过临界荷载后角钢整体失稳,荷载迅速下降。有限元分析中构件最终失稳形式、杆中应力、塑性区分布与试验实测结果基本吻合。泊松比取 0.3,弹性模量  $206 \text{ kN/mm}^2$ ,屈服强度  $f_y = 420 \text{ MPa}$ 。有限元模型网格划分如图 3 所示。

#### 3.1 有限元结果、理论结果与试验结果对比

通过有限元建模分析,其模拟变形如图 4 所示。对于小长细比构件破坏时角钢发生明显翘曲,其初始弯曲和翘曲随着荷载的增加而增大,达到极限承载力时局部变形加大,构件弯曲破坏;对于大长细比构件主要以整体弯曲屈曲为主。有限元分析的变形与试验破坏变形基本一致。

采用中国《钢结构设计规范》(GB 50017 - 2003)<sup>[8]</sup>(以下简称“钢规”)、“EC3 规范”及“ASCE

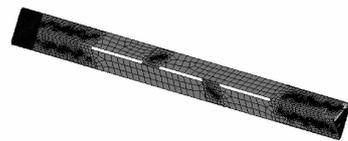


图 3 有限元模型网格划分图

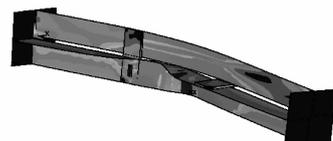


图 4 有限元分析变形图

规范”3 本规范来进行理论计算,将试验值、理论计算值、有限元值及对比分析结果列于表 2。

从表 2 可以看出:1)对于  $\lambda \leq 35$  时,有限元值的安全裕度在  $1.06\% \sim 9.74\%$  之间;对于  $\lambda \geq 40$  时,只

有 L14 系列试件的有限元值有安全裕度,最大只有 7.44%,而 L12 和 L16 系列试件有限元值大于试验值。这是由于试验加载速度过快和初始缺陷(初偏心、初弯曲和残余应力)对大长细比试件的影响较大。总体来说,有限元值和试验值较为吻合,说明有限元值是有效的;2)对于 L14 系列试件采用“钢规”计算,有 2%~10%的安全裕度,但对于 L12 和 L16 系列试件,“钢规”理论计算值高于试验值,说明“钢规”对此类宽厚比试件不安全,“EC3 规范”计算值情

况和“钢规”类似,但其计算值略高于“钢规”;3)到“ASCE 规范”计算值普遍高于试验值,最大达 34.28%,说明“ASCE 规范”对此类构件不安全。

### 3.2 参数分析

为了进一步认识试件长细比、角钢宽厚比、填板数量及布置位置对承载力的影响规律,借助有限元分析了上述不同参数对承载力的影响,填板布置位置的影响曲线如图 5 所示,填板数量的影响曲线如图 6 所示。

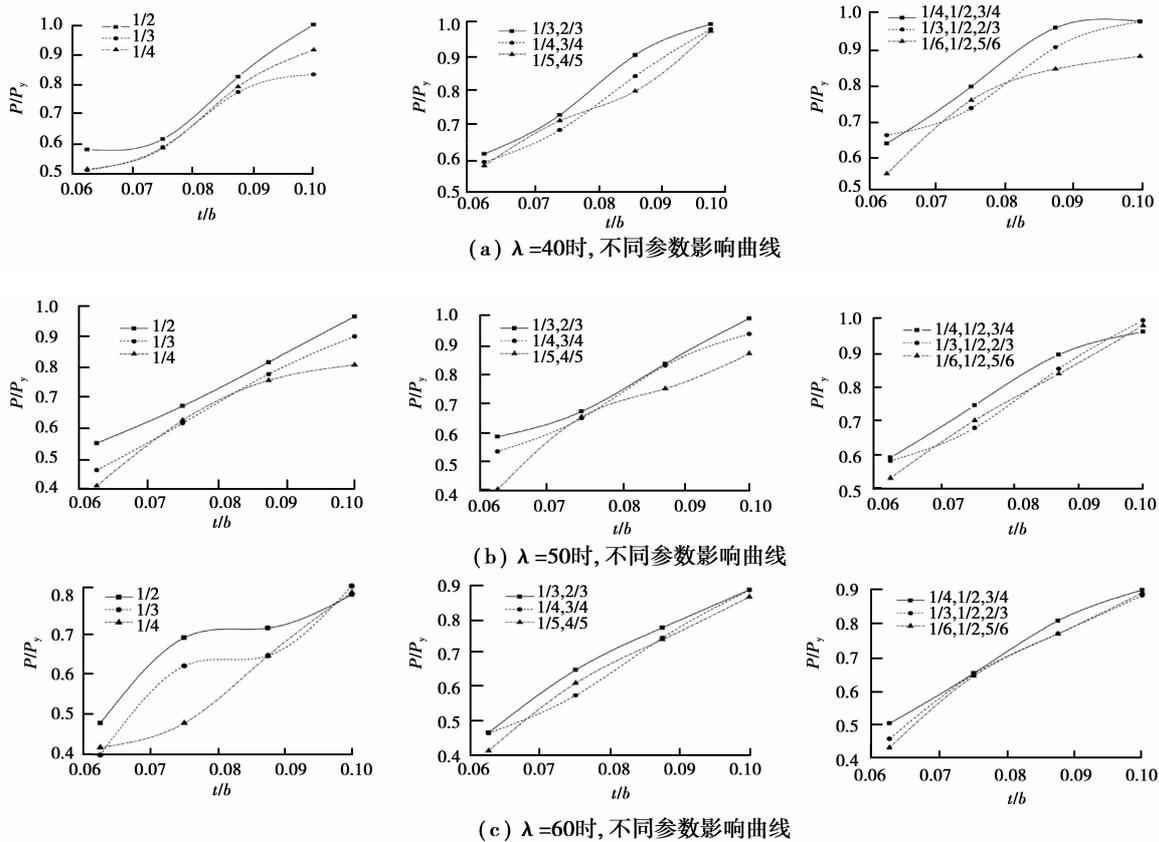


图 5 不同填板布置位置的影响曲线

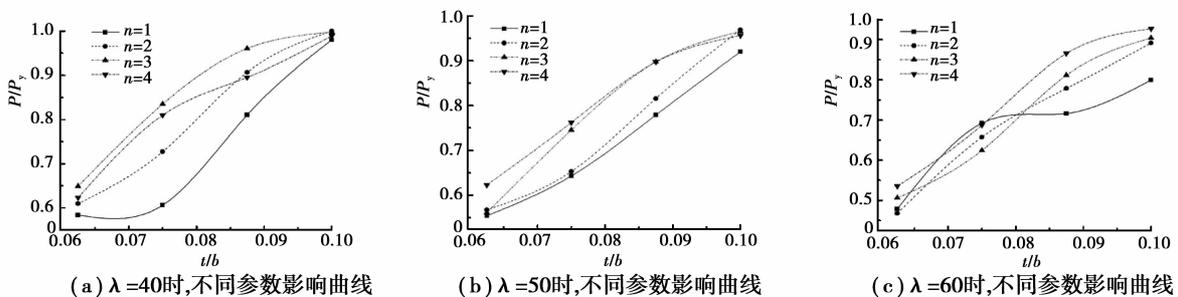


图 6 不同填板数量的影响曲线

不同长细比的双角钢组合截面试件采用不同填板布置方式,进行其承载力对比。由图 5 可知,不管填板数量  $n$  如何,当均匀布置时各构件的承载力较

高且较稳定,因此采用填板均匀布置是连接的最佳方式。由图 6 可知,当  $\lambda=40, n=3$  时,承载力达到最大, $n=4$  时承载力反而有所降低;当  $\lambda=50, n=3$

和  $n=4$  时,承载力几乎相同;当  $\lambda=60$  时, $n=4$  时,较  $n=3$  时的承载力有所提高;说明对于不同长细比的构件,存在最佳填板数量即最佳填板间距。通过对不同填板间距、长细比、 $b/t$  的有限元模型进行分析可知,在一定长细比范围内,增加填板数量对双角钢十字截面构件承载力有明显提高,但对于  $\lambda < 40$  的构件,增加填板数量后填板间距过小,更易发生局部屈曲而无法有效提高构件承载力。对于  $\lambda \geq 40$  的构件,增加填板数量不至使填板间距过大,但随着填板数量的增加,其对承载力的提高逐渐降低,因此从有限元计算结果对比、施工方便和经济适用性考虑,推荐用  $15i \sim 40i$  (其中  $i$  为截面回转半径) 填板间距。

### 3.3 Eurocode 3、ASCE10-97 和 GB 50017-2003 中

从前面的结果对比表明,“EC3 规范”、“ASCE 规范”和“钢规”的计算值均有不安全成分,因此对“EC3 规范”和“钢规”提出用有效长度系数  $K$  修正计算长度,对“ASCE 规范”中有效长度系数  $K$  进行修正,让修正后的计算结果与试验值相吻合且留有足够的安全裕度。

对于“EC3 规范”中有效长度系数  $K$  值拟合表达式为

$$K = 0.625 + 32.613/\lambda. \quad (7)$$

对于“ASCE 规范”中有效长度系数  $K$  值拟合

表达式为

$$K = 0.622 + 57.545/\lambda, 0 < \lambda < 120. \quad (8)$$

对于“钢规”中有效长度系数  $K$  值拟合表达式为

$$K = 0.614 + 32.061/\lambda. \quad (9)$$

将修正系数  $K$  分别代入“EC3 规范”、“ASCE 规范”和“钢规”中计算出构件承载力,将其与试验值相对比,其结果如图 7 所示。其中,修正前规范计算值与试验值进行比较的安全裕度计算公式为

$$\Delta_{EC3} = \frac{N_{EC3} - N_{EXP}}{N_{EXP}}, \Delta_{ASCE} = \frac{N_{ASCE} - N_{EXP}}{N_{EXP}},$$

$$\Delta_{GB} = \frac{N_{GB} - N_{EXP}}{N_{EXP}}$$

修正后规范计算值与试验值进行比较的安全裕度计算公式

$$\Delta'_{EC3} = \frac{N'_{EC3} - N_{EXP}}{N_{EXP}}, \Delta'_{ASCE} = \frac{N'_{ASCE} - N_{EXP}}{N_{EXP}},$$

$$\Delta'_{GB} = \frac{N'_{GB} - N_{EXP}}{N_{EXP}}$$

式中  $N'_{EC3}$ ,  $N'_{ASCE}$ ,  $N'_{GB}$  表示经过修正后的计算值。从图 8 中可以看出,未经修正的计算值大多数都是不安全的,但经过修正后的计算结果相对于试验值来说都有 5%~25% 的安全裕度,且多数构件的安全裕度在 10% 以上。说明修正公式具有一定的适用性。

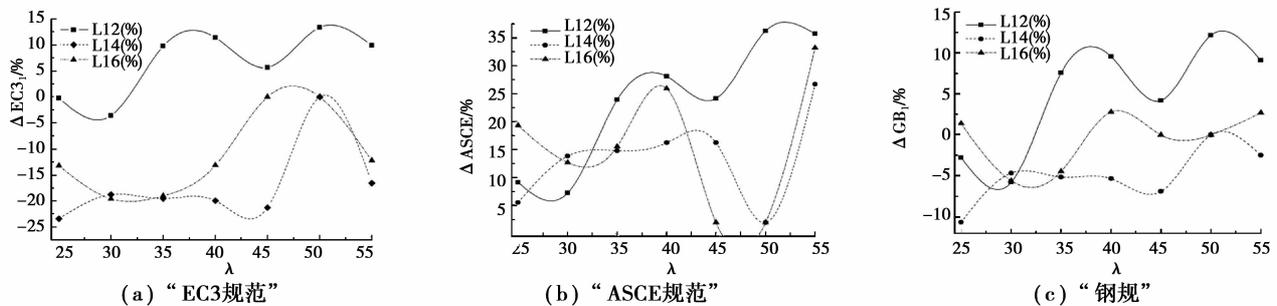


图 7 规范修正前的计算值与试验值的比较

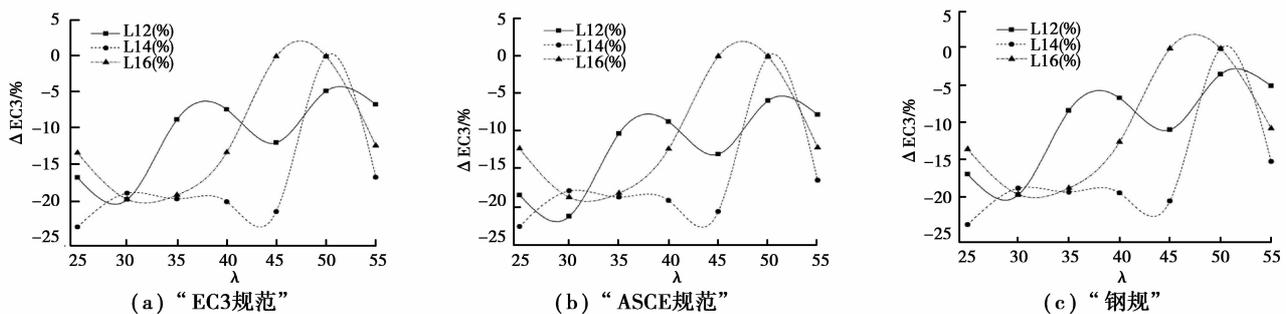


图 8 规范修正后的计算值与试验值的比较

## 4 结 论

通过对 Q420 高强双角钢组合截面构件承载力试验研究和上述分析可以得到以下结论。

1) 试验发现, 双角钢组合截面构件破坏模式以整体弯曲破坏为主, 小长细比构件会发生明显翘曲。不论边界条件和结构形式如何, 双角钢十字截面构件都不会发生以扭转为主的破坏, 而且扭转的现象不明显。

2) 参数分析表明, 填板的最佳布置方式是沿构件长度均匀布置, 且对于不同长细比的构件存在最佳填板间距, 推荐采用  $15i \sim 40i$  的填板间距。因此对于文中研究的同角钢型号组合而成的十字截面中, 填板均匀布置且间距满足推荐填板间距的组合构件为最佳选择。

3) “钢规”、“EC3 规范”和“ASCE 规范”计算值对于文中讨论的双角钢组合截面试件均偏不安全, 且“ASCE 规范”计算值超出试验值最多, 说明“ASCE 规范”并不适合该类构件的设计计算。

4) 利用有效长度系数  $K$  对规范中的计算长度进行修正, 经过分析, 文中采用的修正公式(7)~(9)具有 5%~25% 的安全裕度。可将修正前规范计算值的不安全转为有适当安全裕度, 因此具有一定的适用性。

### 参考文献:

- [1] 李正, 杨靖波, 韩军科, 等. 2008 年输电线路冰灾倒塌原因分析[J]. 电网技术, 2009, 33(2): 31-35.  
LI Zheng, YANG Jingbo, HAN Junke, et al. Analysis on transmission tower toppling caused by icing disaster in 2008[J]. Power System Technology, 2009, 33(2): 31-35.
- [2] 李成榕, 吕玉珍, 崔翔, 等. 冰雪灾害条件下我国电网安全运面临的问题[J]. 电网技术, 2008, 32(4): 14-22.  
LI Chengrong, Lü Yuzhen, CUI Xiang, et al. Research issues for safe operation of power grid in China under ice-snow disaster [J]. Power System Technology, 2008, 32(4): 14-22.
- [3] 黄新波, 刘家兵, 蔡伟, 等. 电力架空线路覆冰雪的国内外研究现状[J]. 电网技术, 2008, 32(4): 23-28.  
HUANG Xinbo, LIU Jiabing, CAI Wei, et al. Present research situation of icing and snowing of overhead transmission lines in China and foreign countries [J]. Power Systems Technology, 2008, 32(4): 23-28.
- [4] 李喜来, 廖宗高, 李晓光. 中国输电塔钢结构现状及市场情况[J]. 中国钢铁业, 2005(10): 25-27.  
LI Xilai, LIAO Zonggao, LI Xiaoguang. Steel structure situation and market of transmission tower in China[J]. China Steel, 2005(10): 25-27.
- [5] 秦永坚, 王登科, 唐其练, 等. 500kV 双回路输电线路铁塔采用 Q420 高强钢的研究[J]. 电力勘测设计, 2007(3): 60-65.  
QIN Yongjian, WANG Dengke, TANG Qilian, et al. Application of high-strength steel Q420 in 500kV double-circuit transmission line iron tower[J]. Electric Power Survey & Design, 2007(3): 60-65.
- [6] 李正良, 刘红军, 张东英, 等. Q460 高强钢在 1000kV 杆塔的应用[J]. 电网技术, 2009, 32(24): 1-5.  
LI Zhengliang, LIU Hongjun, ZHANG Dongying, et al. Application of high-strength steel Q460 in 1000kV transmission towers [J]. Power System Technology, 2009, 32(24): 1-5.
- [7] 李振宝, 石鹿言, 刑海军, 等. Q420 双角钢十字组合截面压杆承载力试验[J]. 电力建设, 2009, 30(9): 8-11.  
LI Zhenbao, SHI Luyan, XING Haijun, et al. Research on bearing capability of Q420 dual-angle steel cross combined section [J]. Electric Power Construction, 2009, 30(9): 8-11.
- [8] 中华人民共和国建设部, 中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局. GB50017-2003 钢结构设计规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2003.
- [9] EC3. Eurocode 3, Design of steel structures[S]. Brussels: European Committee for Standardization, 2003.
- [10] American Society of Civil Engineers Standard. ASCE 010-97 Design of Latticed Steel Transmission Structures[S]. New York: ASCE, 1992.
- [11] 李振宝, 杨小强, 韩军科, 等. 双角钢十字组合截面偏心受压构件承载力实验研究[J]. 工业建设与设计, 2009(11): 21-24.  
LI Zhenbao, YANG Xiaoqiang, HAN Junke, et al. Research on bearing capacity of eccentric compression members with combined [J]. Construction & Design for Project, 2009(11): 21-24.
- [12] 陈骥. 钢结构稳定理论与设计[M]. 2 版. 北京: 科学出版社, 2001: 63-72.
- [13] Chen, W F, Lui, E M. Structural stability: theory and implementation[M]. New York: Elsevier, 1987.
- [14] Galambos T V. Guide to stability design criteria for metal structures[M]. 5th ed. New York: John Wiley & Sons, 1998.
- [15] Woolock S T, Kitipornchai S. Design of single angle web struts in trusses [J]. Journal of Structures Engineering, 1986, 112(6): 1327-1345.
- [16] Kennedy J B, Murty M K S. Buckling of steel angle and tee struts[J]. Journal of the Structural Division, 1972, 98(11): 2507-2522.
- [17] Marsh C. Design of single and multiple angle columns and beams [J]. Journal of Structures Engineering, 1997, 123(7): 847-856.
- [18] 王新敏. ANSYS 工程结构数值分析[M]. 北京: 人民交通出版社, 2007.

(编辑 陈移峰)