

高强单角钢一端偏心压杆极限承载力试验研究

曹现雷¹, 郝际平¹, 曹志民², 张天光², 张耀¹, 李天际¹

(1. 西安建筑科技大学 土木工程学院, 西安 710055; 2. 河南省电力勘测设计院, 郑州 450007)

摘要:为了研究输电塔中 Q460 高强角钢一端偏心压杆受力性能, 通过试验与理论计算方法分析了受压试件的整体稳定和局部屈曲情况, 试件轴心端采用球铰和双刀口支座模拟, 考察了不同端部条件和残余应力等对角钢受力性能的影响, 结果表明: 试件轴心端无论采用球铰支座或双刀口支座形式, 均能较准确反映角钢构件的受力性能, 残余应力对试件承载力影响小于 5%。比较了试验、有限元法、美国《输电铁塔设计导则》(ASCE 10-1997) 和中国《架空送电线路杆塔结构设计技术规范》(DL/T 5154-2002) 对角钢极限承载力值的不同处理方法, 指出采用 DL/T 5154-2002 标准计算方法对高强钢杆件承载力得出的结果偏保守, 在此基础上, 提出了对实际材料强度除以抗力分项系数 $r_R=1.111$ 后改造的 ASCE 设计方法。

关键词: 屈曲; 角钢; 试验研究; 有限单元法; 支座

中图分类号: TU391 文献标志码: A 文章编号: 1674-4764(2009)05-0001-08

Ultimate Bearing Capacity Analysis of High-Strength Single-Angle Compression Member Eccentrically at One End

CAO Xian-lei¹, HAO Ji-ping¹, CAO Zhi-min², ZHANG Tian-guang², ZHANG Yao¹, LI Tian-ji¹

(1. School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture & Technology, Xi'an 710055, P. R. China; 2. Henan Electric Power Survey & Design Institute, Zhengzhou 450007, P. R. China)

Abstract: To analyze mechanical behavior of Q460 high-strength single-angle steel struts with an eccentric load at one end in transmission towers, experimental analysis and theoretical calculation were carried out to study the overall stability and local buckling of members. Spherical hinge bearing and double knife-edge bearing were applied at axial end of specimens. Influence of some factors on bearing capacity of compression members with eccentricities at both ends was analyzed, such as the end supporting conditions and residual stresses. It was shown that whether spherical hinge bearing or double knife-edge bearing was used at axial end, the mechanical behavior can be accurately presented and the residual stresses affected the ultimate load-carrying capacity by about 5% or less. Compared with different methods, such as experiment method, finite element method, method in the Guide for American Design of Latticed Steel Transmission Structure (ASCE10-1997) and method in Chinese Technical Regulation of Design for Tower and Pole Structure of Overhead Transmission Line (DL/T5154-2002), it was found that the calculated strength of high-strength steel member by standard calculation method in DL/T5154-2000 was over-conservative. According to the research results, the revised formulas of ASCE were proposed with dividing actual material strength by the resistance coefficient of $r_R=1.111$. Therefore, the experimental results can provide reference for designing high-strength Q460 single-angle steel members compressed eccentrically at one end.

Key words: buckling; angles; experimental study; finite element method(FEM); bearing

收稿日期: 2009-05-22

基金项目: 建筑部科技攻关项目(05k516)

作者简介: 曹现雷(1979-), 男, 博士研究生, 主要从事钢结构稳定理论研究, (E-mail) lei070@163.com。

郝际平(联系人), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事结构工程研究, (E-mail) haojiping@xauat.edu.cn。

长期以来,中国输电线路铁塔用材主要以 Q235 和 Q345 热轧角钢为主,与发达国家相比,中国输电铁塔所用钢材的材质单一、强度值偏低、材质的可选择余地小^[1]。随着中国电力事业高速发展,电网不断升级,输电线路向高电压、大容量、多回路和紧凑型发展,伴随着同塔多回路工程、大截面导线工程、大跨越工程的建设,塔型越来越大,承受的荷载也越来越大。电压等级从原来的 110 kV、220 kV、500 kV,向 750 kV 和 1 000 kV 等特高压线路发展,这就对特高压输电塔的结构设计、钢材强度的选用提出了更高的要求。中国第一条西北 750 kV 输电线路成功采用了 Q420 高强角钢,取得了良好的经济效益、环境效益和社会效益,说明高强角钢在铁塔结构中应用前景广阔。

国内外对轴心受压和两端偏心受压单角钢试件进行了大量的试验研究和理论分析^[2-12],对于一端偏心受压高强角钢试验研究资料很少。中国《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)^[13]和《架空送电线路杆塔结构设计技术规定》(DL/T 5154—2002)^[14]仅提出了 Q420 以下角钢钢材的设计方法,而 Q460 高强角钢能否应用上述规程进行设计,还有待研究。由于长细比、节点约束条件、残余应力和荷载偏心等缺陷的影响,使一端偏心一端轴心受压单角钢压杆的受力情况非常复杂,尤其是端部约束不易确定,因此,开展对输电塔中一端偏心一端轴心受压的 Q460 高强单角钢压杆的试验研究具有积极的意义。该文通过静力加载试验研究与理论分析相结合的方法研究 Q460 高强钢的受力性能。

1 试验概况

1.1 材料性能

试验试件采用 Q460 角钢,一端连接的 T 型板为 Q345 钢板焊接而成。钢材的力学性能实测指标如表 1 所示。

表 1 角钢力学性能指标

规格	弹性模量/ MPa	屈服强度/ MPa	极限强度/ MPa	延伸率/ %	泊松比 ν
Q460L16012	20.6×10^4	545	685	21	0.30
Q460L16010	20.2×10^4	555	690	23	0.29
Q460L14012	20.8×10^4	540	700	23.5	0.29
Q460L12510	20.2×10^4	540	710	24.5	0.31
Q345—22 板	19.6×10^4	440	460	20.5	0.28
Q345—25 板	20.1×10^4	370	425	21	0.29
Q345—28 板	20.0×10^4	385	410	22	0.30
Q345—32 板	19.4×10^4	365	400	21	0.30

注:试件 Q460L12510EC80-1 表示的含义:Q460 表示钢材牌号,L 表示角钢,125 表示角钢肢宽度,10 表示角钢厚度,EC 表示一端偏心,-1 表示该组试件的第一根。

表 2 试件计算长度

试件	l_0 /mm	l /mm	连接板尺寸	螺栓数
			宽×长×厚(mm)	列×排
L12510EC30	744	788	300×310×22	2×6
L12510EC45	1 116	1 160	300×310×22	2×6
L12510EC60	1 488	1 532	300×260×22	2×5
L12510EC80	1 984	2 028	300×260×22	2×5
L14012EC30	831	875	300×310×28	2×6
L14012EC45	1 247	1 291	300×310×28	2×6
L14012EC60	1 662	1 706	300×260×28	2×5
L14012EC80	2 216	2 260	300×260×28	2×5
L16010EC30	960	1 004	300×260×25	2×5
L16010EC45	1 440	1 484	300×260×25	3×5
L16010EC60	1 920	1 964	300×260×25	3×5
L16010EC80	2 560	2 604	300×260×25	2×5
L16012EC30	954	998	300×310×32	3×6
L16012EC45	1 431	1 475	300×310×32	3×6
L16012EC60	1 908	1 952	300×260×32	3×5
L16012EC80	2 544	2 588	300×260×32	3×5

注: l_0 是按角钢截面最小轴理论计算的试件长度; l 是实际试件的计算长度, $l=l_0+2t_0$, t_0 是 T 型连接板的厚度;球铰高 135 mm,双刀口高 150 mm。

1.2 试件设计

研究 4 种规格角钢(L12510, L14012, L16010, L16012),每种规格的角钢有 $\lambda=30$, $\lambda=45$, $\lambda=60$ 和 $\lambda=80$ 共 4 种长细比,相同截面每种长细比的试件数量为 3 个,共计有 48 根。L12510EC30-3, L14012EC30-2, L16010EC30-2, L16010EC30-3, L14012EC60-2 和 L14012EC80-3 6 根试件轴心端采用双刀口支座形式,其余 42 根试件轴心端均采用球铰支座。根据角钢截面最小回转半径控制柱子长度,试件计算长度见表 1。为了和实际工程相符,角钢与 T 型板之间是通过 10.9 级 M20 高强螺栓连接,且计算长度 $l=l_0+2t_0$,试件构造如图 1 所示。

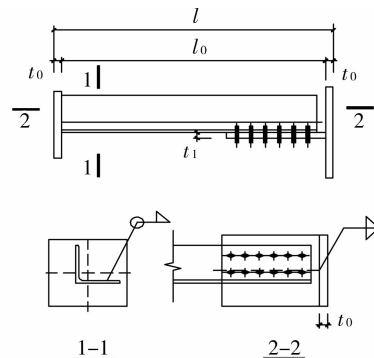


图 1 试件构造

1.3 试验方法

1.3.1 加载方案 对 Q460 角钢构件计算,目前中国还没有合适的规范或是规程作为依据,因此,参考《美国输电铁塔设计导则》(ASCE 10-1997)^[15]提出的方法估算试件承载力,作为加载参考。

美国导则中宽厚比限值 $(w/t)_{lim} = 210/\sqrt{f_y}$, 其中 f_y 是钢材屈服强度,单位 MPa。

当 $w/t \leq (w/t)_{lim}$ 时,不考虑局部屈曲失稳,整体稳定承载力计算方法为:1)当 $Kl/r \leq C_c$ 时, $\sigma = N/A \leq F_a = \varphi f_y$, 2)当 $Kl/r \geq C_c$, $\sigma = N/A \leq F_a = \pi^2 E / (Kl/r)^2$ (式中: F_a 为允许使用应力; N 为轴向压力设计值; A 为角钢毛面面积; φ 为杆件稳定强度系数, $\varphi = 1 - 0.5(k\lambda/C_c)^2$, $C_c = \pi \sqrt{2E/f_y}$, E 表示钢材的弹性模量, K 为长细比修正系数, λ 为角钢截面最小长细比)。

当 $(w/t)_{lim} \leq w/t \leq 380 \sqrt{f_y}$ 时,用 f_{cr} 代替 f_y , 且有 $f_{cr} = (1.677 - 0.677(w/t)/(w/t)_{lim})f_y$, 用降低屈服强度的方法处理,即 $F_a = \varphi f_{cr}$ 。整体稳定承载力设计公式为: $\sigma = N/A \leq F_a = \varphi f_{cr}$ 。对于一端偏心受压角钢,其最小轴长细比要采用有效长细比公式: $K\lambda = 30 + 0.75\lambda$, $0 \leq \lambda \leq 120$, 按照以上受压构件公式计算试件的极限承载力 N , 此承载力值作为试验加载时的理论预估值。

1.3.2 加载装置 将设计好的试件直接在 YES-500 t 长柱实验机上进行加载,试件在试验机上的加载布景如图 2。为了比较轴心端采用不同支座对试件受力性能的影响,在轴心端分别采用球铰支座和双刀口支座。荷载通过球铰中心或刀口中心经端板传至角钢。



图2 试件加载装置

1.3.3 测试方案 试验测试内容:测定试件的极限荷载、测量截面的侧向位移,了解试件的破坏特征、各控制截面的应力分布规律,得出试件的荷载-位移关系曲线。

分别在角钢上中下 3 个截面表面粘贴 2 mm × 3 mm 的电阻应变片,并在同一截面相邻位置处布置百分表,通过百分表的读数改变可以推知角钢截面的扭转变形状况。应变片、位移计及百分表测量布置方案与测点位置见图 3(图中, $L_1 = (l_0 - b - 200)/2$, 其中 b 为连接板的长度)。

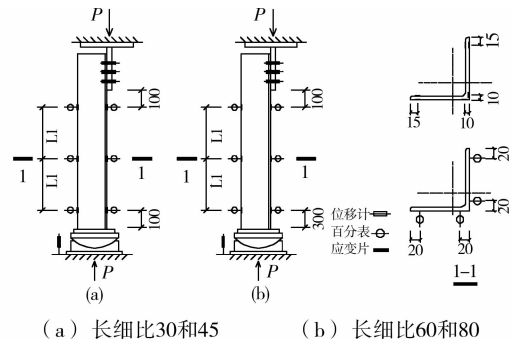


图3 位移计百分表布置

1.3.4 试验加载机制 试件在试验机上安装后,先用经纬仪进行几何对中,对中完毕后,施加 0.03 N (N 为理论极限荷载破坏值)进行物理对中,并使各部分接触良好。

采用单调静力加载:当施加荷载在极限荷载的 0%~50% 之间时,每级所施加的荷载取破坏荷载的 10%,当施加荷载在极限荷载的 50%~80%,每级所施加的荷载取破坏荷载的 5%,当施加荷载达到极限荷载的 80% 后,荷载级差调整为 2%。每级持荷时间为 1 min,用 TDS602 数据采集仪采集每级荷载下的应力应变数据。卸载分 2 级完成,同时观察试件卸载后的变形恢复能力。

2 试验结果及分析

2.1 试验现象

文中仅就 L12510EC30-1 和 L12510EC80-1 试件的试验现象进行描述

1) 试件 L12510EC30-1 的试验现象

加载初期,试件无明显变形,球铰无明显转动。当荷载达到 400 kN 时,球铰开始出现绕平行于连接肢轴的转动,试件无明显变形。当荷载达到 600 kN 时,上端连接板与角钢连接处出现轻微的角钢肢鼓曲变形,连接板无明显的变形。当荷载加至 700 kN 时,试件出现明显的绕平行于连接肢轴的弯曲变形,非连接肢无明显变形,试件扭转不明显。当荷载达到 1 000 kN 时,角钢与连接板连接处的局部变形突然增大,并有大量铁屑脱落,下部轴心端仍无明显变形,球铰转动缓慢。最终试件达到 1 035 kN 极限荷载,卸载过程中,球铰产生反向转动。试件破坏属于明显的局部屈曲。试件的破坏形态如图 4 所示。

2) 试件 L12510EC80-1 的试验现象

加载初期,试件无明显变形,球铰出现轻微的倾斜。当荷载加至 540 kN 时,球铰开始出现绕平行于连接肢轴的转动。荷载继续增加,试件产生响声,试件以整体弯曲变形为主,扭转变形较小。当荷载到达 705 kN 时,试件连接肢中部的变形突然加大,且有明显的扭转,并有大量铁屑脱落,试件偏心端角钢

主要绕平行于连接肢轴发生弯曲,轴心端角钢主要绕角钢截面最小轴弯曲。最终试件达到 737 kN 极限荷载,在整个加载过程中,试件以整体弯扭变形为主。试件的破坏形态如图 4 所示。

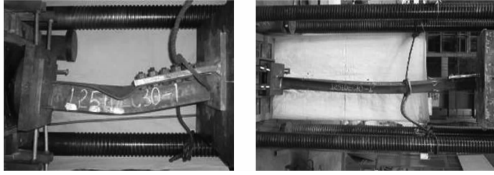


图 4 试件破坏形态

2.2 试验结果

2.2.1 加载对上截面不同位置的影响 图 5(a)为

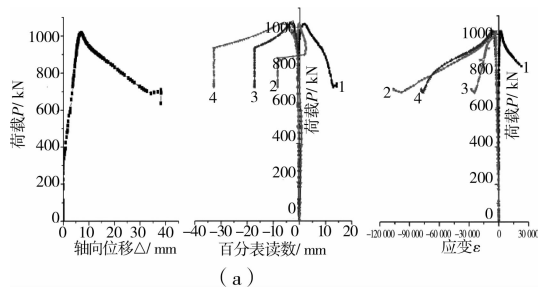


图 5 角钢荷载-位移、变形及应变曲线

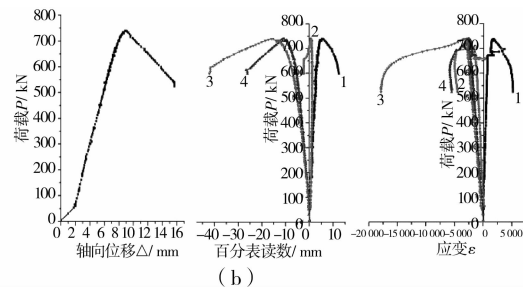
注:1 为非连接肢肢尖;2 为连接肢肢背;3 为连接肢肢尖;4 为连接肢肢背

图 5(b)为 L12510E80-1 的荷载-轴向位移曲线及荷载-变形和应变曲线。加载初期,试件荷载-轴向位移曲线基本呈直线,轴向位移随着荷载的增大而增加,变形以弹性变形为主,连接肢肢尖肢背和非连接肢肢背的应变值正负号相同,说明试件发生了绕角钢截面最小轴的弯曲变形,且非连接肢肢背应变较大。在达到极限荷载后,试件承载力降低,变形加剧造成了曲线出现明显的下降段。从荷载-变形曲线可以看出,当荷载较小时,变形随荷载几乎呈线性增长,当试件达到极限荷载后,连接肢肢尖处位移增长较快。

2.2.2 破坏特征及破坏模式 1)对于小长细比试件,局部稳定问题更为突出。长细比为 30 的试件,破坏现象都属于典型的局部屈曲破坏形式;长细比为 45 的试件,破坏现象介于局部屈曲和整体屈曲之间。试验过程中,角钢与连接板连接处的鼓曲变形出现较早,这主要是由于角钢和连接板在此处的刚度变化过大所致。加载过程中,球铰转动不明显,卸载过程中,球铰反向转动较大。

2)对于大长细比的试件,整体稳定问题更为突出。长细比为 60 和 80 的试件破坏属于典型的整体弯扭屈曲,在上端连接板与角钢连接处,连接肢角钢也存在轻微的局部变形,其原因也是此处的刚度变化过大所致。试件偏心端角钢主要绕平行于连接肢

L12510E30-1 的荷载-轴向位移曲线及荷载-变形和应变曲线。加载初期试件荷载-轴向位移曲线斜率较小,轴向位移增长较快,这主要是由于试验装置各个部分没有压紧造成的,曲线中间段基本呈直线,说明试件变形以弹性变形为主,连接肢肢尖肢背和非连接肢肢背的应变值正负号相同,表明试件发生了绕角钢截面最小轴的弯曲变形,且非连接肢肢背应变较大。在达到极限荷载后,轴向位移突然急剧增大,试件承载力降低,造成了曲线的下降段。从荷载-变形曲线可以看出,当荷载较小时,变形随荷载几乎呈线性增长,当试件达到极限荷载后,3 个百分表的读数为负,表明试件截面发生了扭转。



轴发生弯曲变形,轴心端角钢主要绕角钢截面最小轴发生弯曲变形,试件整体稳定承载力往往比试件局部承载力要低。整个过程中球铰转动不明显。

2.2.3 不同支座形式对受力性能的影响 由表 3 可知,轴心端采用双刀口支座时的试验值大部分低于同组试件中轴心端采用球铰支座时的试验值,但其试验值差别不大,且同组角钢的稳定承载力、变形过程基本相同,因此轴心端采用双刀口支座试验仍能较准确反映角钢试件的受力性能。

2.2.4 长细比对极限承载力的影响 绝大多数同一类截面相同长细比试件的承载力、破坏形态、变形以及截面应力分布都基本相同。说明在球铰支座条件下的试件试验状态较稳定。但是在使用球铰时需限制沿纵轴的扭转,如不限制,试件承载力会降低,如若限制过强,必将影响球铰的转动能力,增大了端部约束,使试件承载力提高,这也是导致同组试件极限承载力相互有差异的原因之一。

对同一类截面不同长细比的试件,其试验值与中国 DL/T 5154-2002 规定和美国 ASCE 10-1997 导则计算值相比,总体的变化趋势是长细比愈大,试验值越高,说明试件极限承载力还受长细比影响,美国导则仅考虑宽厚比对材料强度折减的影响是不全面的。

表 3 试验结果与理论结果对比

λ	试件	实验值 P_E/kN	有限元值 P_A/kN	无残余应力 P'_A/kN	ASCE P_T/kN	改造 ASCE P_{T2}/kN	DL/T 5154-2002 P_{CG}/kN	P_E/P_A	P_E/P_T	P_E/P_{T2}	P_E/P_{CG}	P'_A/P_A
30	L12510-1	1 035	1 040.6	1 061.9	987.32	889.18	791.8	0.995	1.048	1.164	1.307	1.020
	L12510-2	900	956.6	989.9	969.76	872.94	775.5	0.941	0.928	1.031	1.161	1.035
	L12510-3	995	928.1	968.2	950.76	855.55	758.6	1.072	1.047	1.163	1.312	1.043
	L14012-1	1 347	1 357.8	1 392.7	1 401.88	1 261.24	1 143.4	0.992	0.961	1.068	1.178	1.026
	L14012-2	1 340	1 337.0	1 380.5	1 400.87	1 260.58	1 144.3	1.002	0.957	1.063	1.171	1.033
	L14012-3	1 315	1 364.8	1 401.9	1 411.41	1 270.53	1 154.6	0.964	0.932	1.035	1.139	1.027
	L16010-1	1 075	1 058.3	1 107.9	1 000.85	901.09	750.5	1.016	1.074	1.193	1.432	1.047
	L16010-2	1180	1 076.2	1 108.5	1 028.85	926.22	771.5	1.096	1.147	1.274	1.529	1.030
	L16010-3	1 140	1 082.8	1 135.8	1 038.66	934.43	782.9	1.053	1.098	1.220	1.456	1.049
	L16012-1	1 370	1 351.3	1 398.1	1 353.34	1 218.86	1 062.9	1.014	1.012	1.124	1.289	1.035
	L16012-2	1 425	1 362.9	1 411.1	1 370.42	1 233.77	1 078.1	1.046	1.040	1.155	1.322	1.035
	L16012-3	1 445	1 351.2	1 414.7	1 393.36	1 254.34	1 097.7	1.069	1.037	1.152	1.316	1.047
45	L12510-1	925	857.2	888.4	865.03	778.62	640.5	1.079	1.069	1.188	1.444	1.036
	L12510-2	920	864.8	883.5	854.30	768.59	630.6	1.064	1.077	1.197	1.459	1.022
	L12510-3	910	852.6	874.8	855.67	770.53	630.9	1.067	1.063	1.181	1.442	1.026
	L14012-1	1 195	1 183.9	1 226.9	1 201.19	1 081.45	912.1	1.009	0.995	1.105	1.310	1.036
	L14012-2	1 231	1 212.0	1 212.2	1 215.20	1 094.22	923.4	1.016	1.013	1.125	1.333	1.000
	L14012-3	1 205	1 227.3	1 243.0	1 234.55	1 111.62	942.5	0.982	0.976	1.084	1.279	1.013
	L16010-1	1 075	964.6	1 009.8	925.66	833.33	614.5	1.114	1.161	1.290	1.749	1.047
	L16010-2	1 065	1 025.2	1 071.5	1 009.80	908.70	684.9	1.039	1.055	1.172	1.555	1.045
	L16010-3	1 088	989.1	1 031.2	952.06	856.69	638.0	1.100	1.143	1.270	1.705	1.043
	L16012-1	1 212	1 204.6	1 237.1	1 199.01	1 079.25	853.5	1.006	1.011	1.123	1.420	1.027
	L16012-2	1 295	1 270.6	1 283.1	1 263.60	1 136.96	908.7	1.019	1.025	1.139	1.425	1.010
	L16012-3	1 415	1 252.0	1 276.5	1 252.47	1 127.49	898.8	1.130	1.130	1.255	1.574	1.020
60	L12510-1	845	772.0	793.5	715.45	644.05	493.0	1.095	1.181	1.312	1.714	1.028
	L12510-2	747	769.5	801.9	718.25	646.75	497.5	0.971	1.040	1.155	1.502	1.042
	L12510-3	770	783.6	806.7	727.20	654.21	504.7	0.983	1.059	1.177	1.526	1.029
	L14012-1	1 080	1 093.5	1 100.7	1 019.93	917.59	742.0	0.988	1.059	1.177	1.456	1.007
	L14012-2	1 120	1 066.9	1 103.4	1 001.39	901.77	727.3	1.050	1.118	1.242	1.540	1.034
	L14012-3	1 010	1 089.2	1 094.8	1 033.27	930.88	756.7	0.927	0.977	1.085	1.335	1.005
	L16010-1	885	910.5	956.3	875.19	788.07	531.0	0.972	1.011	1.123	1.667	1.050
	L16010-2	885	900.3	937.8	854.37	768.90	514.4	0.983	1.036	1.151	1.720	1.042
	L16010-3	905	888.3	926.3	839.54	755.43	502.4	1.019	1.078	1.198	1.801	1.043
	L16012-1	1 125	1 153.9	1 194.8	1 093.99	985.11	728.5	0.975	1.028	1.142	1.544	1.035
	L16012-2	1 130	1 150.9	1 203.1	1 098.47	988.63	732.6	0.982	1.029	1.143	1.542	1.045
	L16012-3	1 120	1 169.5	1 204.7	1 106.88	996.44	739.3	0.958	1.012	1.124	1.515	1.030

续表 3

λ	试件	实验值 P_E/kN	有限元值 P_A/kN	无残余应力 P'_A/kN	ASCE P_T/kN	改造 ASCE P_{T2}/kN	DL/T 5154-2002 P_{CG}/kN	P_E/P_A	P_E/P_T	P_E/P_{T2}	P_E/P_{CG}	P'_A/P_A
	L12510-1	737	680.9	697.2	541.52	487.43	387.8	1.082	1.361	1.512	1.900	1.024
	L12510-2	715	690.6	716.5	548.14	493.44	393.4	1.035	1.304	1.449	1.817	1.038
	L12510-3	700	697.6	701.4	551.47	496.45	396.1	1.003	1.269	1.410	1.767	1.005
	L14012-1	920	946.3	1 006.0	742.92	669.09	564.0	0.972	1.238	1.375	1.631	1.063
	L14012-2	910	926.1	992.5	732.39	658.94	555.9	0.983	1.243	1.381	1.637	1.072
	L14012-3	852	915.0	957.1	739.21	665.11	561.0	0.931	1.153	1.281	1.519	1.046
80	L16010-1	837	765.7	799.4	705.21	634.57	387.9	1.093	1.187	1.319	2.158	1.044
	L16010-2	827	773.5	812.9	712.79	641.58	394.2	1.069	1.160	1.289	2.098	1.051
	L16010-3	790	754.2	815.6	716.34	644.90	398.5	1.047	1.103	1.225	1.982	1.081
	L16012-1	990	1 004.9	1 037.7	854.51	768.63	557.5	0.985	1.159	1.288	1.776	1.033
	L16012-2	990	973.8	1 022.0	844.42	760.37	545.2	1.017	1.172	1.302	1.816	1.049
	L16012-3	1 000	986.1	1 051.1	848.59	763.94	550.2	1.014	1.178	1.309	1.818	1.066

3 有限元数值模拟分析

3.1 有限元计算模型

计算模型:模型受力简图如图 6 所示。对两端约束条件简化时,均不考虑绕 Z 轴的扭转。

钢材的本构关系:对 Q460 高强角钢须考虑钢材的强度硬化,取切向模量 $E_t=0.02E$,即双线性随动强化模型(BISO),服从 VON-MISES 准则,所有钢材的弹性模量和泊松比分别取 2.06×10^5 MPa 和 0.3。角钢及钢板的屈服强度取实测材性值,见表 1。



图 6 计算简图

破坏准则:采用非线性屈曲分析,并设置荷载-位移曲线开始出现下降段时求解结束,试件亦被判断为破坏,此时的最大施加荷载为极限荷载。

模型的建立:采用 ANSYS

有限元程序对试件进行有限元模拟分析。钢材选用 SOLID95 实体单元,采用人工控制单元尺寸的方法对模型进行网格划分;角钢与连接板间的相互作用则用面与面接触单元对 TARGET170 与 CONTACT173 来模拟,抗滑移系数取 0.4;对高强度螺栓中的预拉力采用 PRETS179 单元来模拟。实测垂直于连接板平面内的试件整体初弯曲值均在试件长度的 1/1 000 的范围内,且试验中所有试件均发生在此平面内的弯曲破坏,因此,在垂直于连接板平面内,用 UPGEOM 命令来施加试件长度 1/1 000 的几何缺陷(此初弯曲值包括连接板和角钢部分的弯曲影响总和)。根据力学计算简图,在试件顶端加 x 、 y 方向约束,在试件底部位置

加 x 、 y 、 z 方向约束。角钢厚度方向设一层,认为残余应力沿厚度方向不变,只考虑沿杆长度方向的残余应力,等边单角钢残余应力的峰值系数取 0.3^[16]。打开大变形开关,将牛顿拉斐逊方法、线性搜索和自动时间步等加速收敛技术有机结合建立的非线性平衡方程求解有限元模型的极限承载力。有限元计算模型如图 7 所示。

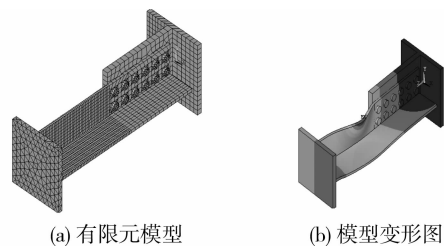


图 7 有限元计算模型

3.2 有限元计算结果与试验结果比较

3.2.1 破坏形态比较 图 8 给出了 L12510EC30-1、L12510EC30-3 和 L12510EC80-1 试件的有限元与试验变形对比图。有限元分析的屈曲变形与试验变形基本一致,长细比较小的试件发生局部屈曲,长细比较大的试件发生整体弯曲失稳破坏,试件轴心端采用双刀口和球铰支座时,其屈曲变形图也基本相同;图 8(a)中荷载-轴向位移曲线在弹性阶段两者吻合良好,而在图 8(b)和(c)中两曲线相差较大,这是由于角钢通过螺栓与 T 形板相连,初始的系统装置空隙和螺栓空隙产生了附加轴向位移造成的,其试验部分反映是在加载过程中某时段试件产生连续响声,而仿真模拟分析并没有考虑这些因素。

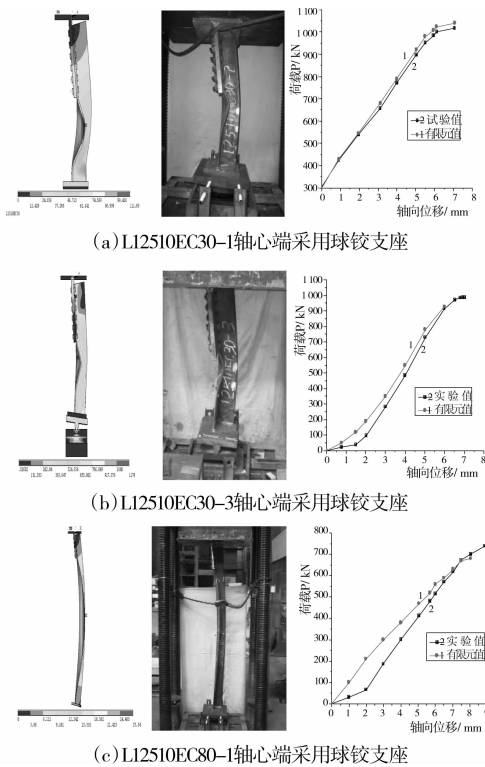


图 8 试验与有限元分析对比

3.2.2 上截面荷载-转角曲线比较 荷载-转角曲线如图 9 所示,试验及有限元分析结果表明,在试件达到极限荷载之前,试件的扭转不大。在试件达到极限荷载为临界状态时截面转角范围在 0.034 9~0.087 3 rad 之间,试件屈曲之后,变形及转角迅速增加。

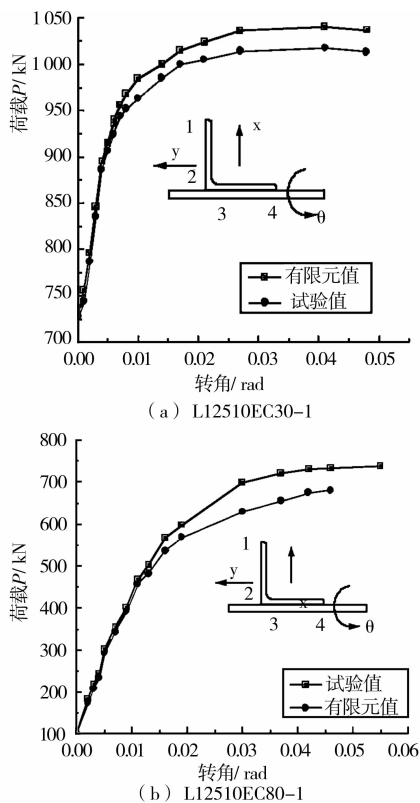


图 9 荷载-转角曲线

3.2.3 残余应力影响 有限元分析表明,残余应力对高强角钢的极限承载力影响并不十分明显,一般不超过 5%,说明残余应力不是影响角钢极限承载力的主要因素。见表 3。

4 试验值与理论值比较

由表 3 可知:有限元值与试验值吻合较好,其差值比基本在 $\pm 10\%$ 以内,双刀口支座形式和球铰支座形式均能模拟理想铰接,采用双刀口的 6 根试件,试验值与有限元值差值比为 $-7.3\% \sim +9.6\%$;采用球铰的试件,试验值与有限元值差值比为 $-5.9\% \sim +13\%$ 。分析表明有限元计算结果是可靠的,可以通过有限元数值模拟分析来考察试件的受力性能。

试验值比中国 DL/T 5154-2002 规定的理论值(采用实际截面尺寸和屈服强度)高 $13.9\% \sim 215.8\%$,而试验值与美国 ASCE 10-1997 导则计算的理论值(采用实际截面尺寸和屈服强度)相比,对于小长细比(长细比为 30 和 45)试件高 $-7.2\% \sim +16.1\%$;对于大长细比(长细比为 60 和 80)试件高 $+1.2\% \sim +36.1\%$ 。可知,美国 ASCE 10-1997 导则计算的理论与实验值吻合较好,中国 DL/T 5154-2002 规定用于结构设计更加偏于保守。

若采用美国 ASCE 10-1997 导则提出的一端偏心受压设计公式,将计算值(材料标准值)除以抗力分项系数 $r_R = 1.111$ 后作为构件承载力的设计值,用以抵消材料缺陷(如负误差)带来的不利影响。改造后的计算值与构件实际值相比:小长细比(30 和 45)试件试验值比计算值高 $3.1\% \sim 29\%$,大长细比(60 和 80)试件试验值比计算值高 $8.5\% \sim 51.2\%$,设计的铁塔既能保证足够的可靠性,同时还比按《架空送电线路杆塔结构设计技术规定》(DL/T 5154-2002)设计的铁塔节省材料。

5 结 论

通过对 48 根高强角钢一端偏心受压试件的实验及有限元分析,可以得到以下结论:

- 1) 一端偏心一端轴心受压试件试验,其轴心端无论采用双刀口支座或球铰支座形式,均能较准确的反映角钢试件的受力性能。
- 2) ANSYS 的分析结果与试验的数据吻合较好,因此该文所建立的有限元分析模型达到了预期目标。残余应力对高强角钢的极限承载力影响较小

(5%以内)。

3) 试验结果普遍高于中国《架空送电线路杆塔结构设计技术规定》(DL/T 5154-2002)的理论值,与《美国输电铁塔设计导则》(ASCE 10-1997)的理论值吻合较好。中国《架空送电线路杆塔结构设计技术规定》(DL/T 5154-2002)用于计算 Q460 高强度角钢一端偏心受压构件偏于安全,可以用来指导实际工程设计。

4) 采用改造后的《美国输电铁塔设计导则》(ASCE 10-1997)提出的一端偏心受压公式,不但能保证铁塔设计的可靠性,而且还能比用中国《架空送电线路杆塔结构设计技术规定》(DL/T 5154-2002)设计的铁塔节省材料。

参考文献:

- [1] 何长华. 高强冷弯型钢在输电铁塔上应用可行性的探讨[J]. 钢结构, 2004, 19(5): 35-37.
HE CHANG-HUA. Feasibility discussion on application of high-strength cold-formed section steel in transmission towers[J]. Steel Construction, 2004, 19(5): 35-37.
- [2] 陈绍蕃. 单边连接单角钢压杆的计算与构造[J]. 建筑科学与工程学报, 2008, 25(2): 71-78.
CHEN SHAO-FAN. Calculation and construction of single angle steel struts connected by one leg [J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2008, 25(2): 71-78.
- [3] TRAHAIRL N S. Design of steel equal angle lintels [J]. J. Struct. Eng., 2009, 135(5): 539-545.
- [4] BEN YOUNG, M ASCE, EHAB ELLOBODY. Buckling analysis of cold-formed steel lipped angle columns[J]. J. Struct. Eng., 2005, 131(10): 1570-1579.
- [5] TRAHAIRL N S. Biaxial bending and torsion of steel equal angle section beams[J]. J. Struct. Eng., 2007, 133(1): 78-84.
- [6] ELGAALY M, DAGHER H, DAVIDS W. Behavior of single-angle-compression members [J]. J. Struct. Eng., 1991, 117(12): 3720-3741.
- [7] ELLOBODY E, YOUNG B. Behavior of cold-formed steel plain angle columns[J]. J. Struct. Eng., 2005, 131(10): 457-466.
- [8] KIM J R RASMUSSEN. Design of angle columns with locally unstable legs[J]. J. Struct. Eng., 2005, 131(10): 1553-1560.
- [9] TRAHAIRL N S. Biaxial bending of steel angle section beams[J]. J. Struct. Eng., 2004, 130(4): 554-561.
- [10] 刘盼. 高强等边角钢极限承载力及稳定性试验与分析[D]. 重庆: 重庆大学土木工程学院, 2008.
- [11] 刘丽敏. 高强钢在特高压输电塔中的应用[D]. 上海: 同济大学土木工程学院, 2007.
- [12] TEMPLE MC, SAKLA SS. Single-angle compression members welded by one leg to a gusset plate: 1. Experimental study[J]. Can. J. Civ. 1998, 25: 569-584.
- [13] GB 50017-2003 钢结构设计规范[S]. 2003.
- [14] DL/T 5154-2002 架空送电线路杆塔结构设计技术规定[S]. 2002.
- [15] ASCE 10-1997 美国输电铁塔设计导则[S]. 1997.
- [16] 陈骥. 钢结构稳定理论与设计[M]. 北京: 科学出版社, 2006: 27.

(编辑 胡英奎)