

文章编号:1003-1995(2017)01-0001-06

钢结构曲板极限承载力及曲率影响研究

郭 辉^{1,2}, 曾志斌^{1,2}, 秦大航³, 赵维贺³

(1. 中国铁道科学研究院 铁道建筑研究所, 北京 100081; 2. 高速铁路轨道技术国家重点实验室, 北京 100081;

3. 北京市市政工程设计研究总院有限公司, 北京 100082)

摘 要 为得出圆柱曲板单元直边受压的稳定特征, 以北京长安街西延线永定河特大桥钢曲塔为研究对象, 通过足尺模型试验研究四边简支边界条件下曲板的极限承载力; 同时在考虑材料和几何非线性的条件下, 基于 ANSYS 软件对曲板试件的弹塑性屈曲进行数值分析, 进一步得出曲率对极限承载力的影响。结果表明: 曲板试件加载过程中, 加载方向与垂直板面方向均产生明显变形, 达到极限承载力时最大变形发生在靠近曲板中间位置且垂直板面的方向; 曲板荷载-位移曲线数值结果与试验结果符合较好, 极限承载力小于直板试件对应值; 曲板尺寸不变的条件下, 随着曲率增大, 曲板极限承载力逐渐降低, 且局部稳定折减系数与曲率呈线性关系。

关键词 斜拉桥钢塔; 曲板局部稳定折减系数; 足尺模型试验; 弹塑性屈曲; 极限承载力; 荷载-位移曲线
中图分类号 U448.27; U441 **文献标识码** A **DOI**: 10.3969/j.issn.1003-1995.2017.01.01

曲板在钢桥、钢塔等建造中的应用越来越广泛^[1-3]。但由于缺乏相关标准, 曲板稳定设计目前面临较大困难。以往针对曲板稳定的研究多集中于圆柱曲板或圆柱壳的轴压^[4-6]或侧压稳定问题^[7-8], 如图 1(a)、图 1(b)所示。Tran 等^[1]针对受轴压作用曲板开展一系列数值分析, 研究轴压下曲板的弹塑性力学行为, 进一步得到弹性屈曲和极限承载力的半经验公式, 认为曲率、刚度和初始缺陷对极限承载力存在一定影响。Martins 等^[4]采用数值分析方法研究单纯轴压或面内弯曲作用下圆柱形曲板的稳定问题, 并认为曲板极限承载特性与直板相似, 可用折减系数-相对宽厚比曲线表达。徐成等^[3]运用扁壳理论和迦辽金 (Galerkin) 方法, 推导出曲线钢梁桥曲腹板在轮压应力作用下产生屈曲的临界应力近似解, 并将直板结果作为特例与日本结构稳定手册计算值进行比较, 验证了解答的合理性。中科院力学所早期针对圆柱曲板在均匀侧压作用下的稳定问题开展了深入的研究^[8], 通过气囊加载, 对 50 组加筋圆柱曲板进行了均匀侧压稳定性试验研究, 试验结果表明在直边顶住简支和曲边滑动简支的条件下, 临界荷载试验值与薄膜理论的计算值符合良好, 试验还表明加载端附加弯矩、试件初始

缺陷和直边边界的移动对试验结果存在影响。

与圆柱轴压或侧压问题不同, 实际工程中有时会遇到如图 1(c)所示的圆柱曲板直边受压稳定的问题, 如曲塔受压或拱桥拱肋曲板受压等。曲板直边受压后

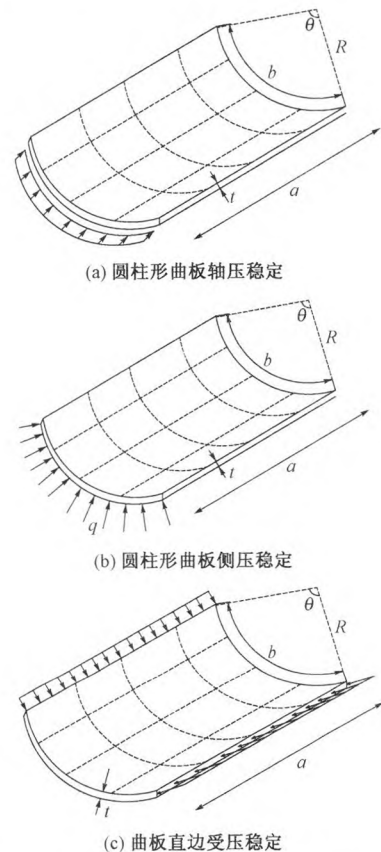


图 1 不同加载方向上的曲板稳定问题

收稿日期: 2016-10-11; 修回日期: 2016-12-29

基金项目: 中国铁路总公司科技研究开发计划 (2015G002-A)

作者简介: 郭辉 (1982—), 男, 助理研究员, 博士。

E-mail: superhugo@163.com

发生变形,压力作用方向随之改变,此种情况下曲板极限承载力的理论求解较为困难,且目前相关研究很少。为此,本文采用室内模型试验、非线性数值分析等手段,研究曲板直边受压时的稳定问题,并研究曲板曲率对极限承载力的影响。

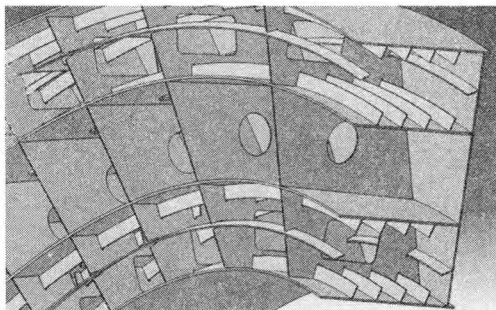
1 工程背景

永定河特大桥为北京市长安街西延市政工程(古城大街-三石路)中跨越永定河的一座特大型桥梁,主桥采用双塔斜拉-刚构组合体系,寓意“和力之门”的桥型方案。向天安门方向,左半桥跨径组合为(50+133+280+120+56)m,右半桥跨径组合为(50+158.1+280+94.9+56)m。主梁采用分离式钢箱梁(中间采

用横梁联接),最大高度达10.0m;高塔处为塔墩梁固结,矮塔处为塔梁固结、塔墩分离,并在墩底设置单向活动支座。主塔采用倾斜空间曲面拱形钢和混凝土组合结构,下部为钢筋混凝土结构,上部为钢结构,具有较好的美学效果。高塔高120m,矮塔高73m,2个主塔均背向河道倾斜,其中左幅高塔和矮塔倾角分别为60°和78°,右幅高塔和矮塔倾角分别为80°和63°。该桥效果图及主塔塔顶局部构造如图2所示^[2]。文献[9]研究了该桥整体稳定(弹性稳定与极限承载力)、钢箱梁高腹板稳定、高低塔整体极限承载力和局部稳定等问题,本文主要介绍钢塔区格曲板的局部稳定问题,属于典型的曲板直边受压稳定问题。



(a) 永定河特大桥效果图



(b) 主塔塔顶局部构造图(剖切, Catia模型)

图2 永定河特大桥效果图及主塔塔顶局部构造

2 曲板直边受压稳定试件及测点

根据图2(b)中曲塔的内部构造,研究内外侧区格曲板的局部稳定。考虑塔顶部位内、外侧区格曲板

S1, S2试件,其中,内侧曲板S1曲率半径小,外侧曲板S2曲率半径大。为对比分析,再制作一组平直板S3试件。试件材料均为Q345钢,屈服强度345MPa。3组稳定试验试件如图3所示。

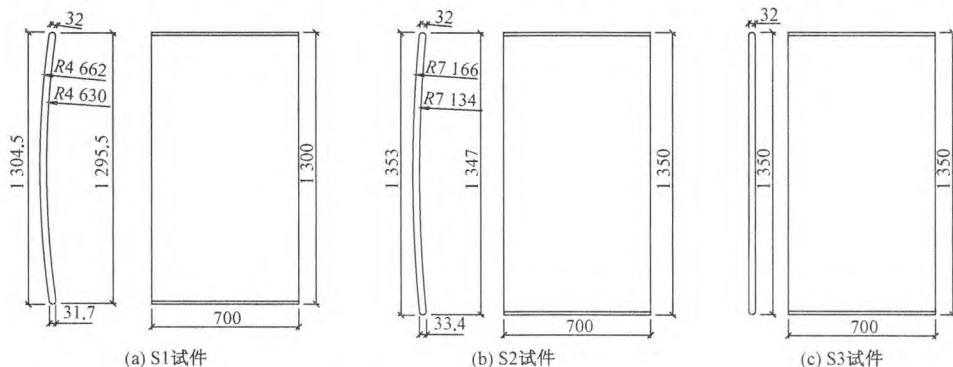


图3 稳定试验试件(单位:mm)

稳定试验装置为空间框架结构,通过全板壳元模型进行参数优化设计,保证加载时框架结构应力和变形满足受力要求^[9]。试件加载端布置2台800t级千斤顶施加荷载。曲板四边考虑简支边界条件。首先进行静载试验,加荷大小保证试件在弹性变形范围内,重

复进行6次静载试验,保证试验结果稳定可靠。静载试验完毕,重新加载至试件达到极限承载力。钢塔曲板应变及位移测点布置如图4所示,其中纵向位移测点布置在板件加载端中间位置(图中②),垂向位移测点布置在板中央位置(图中①),其余为应变测点。

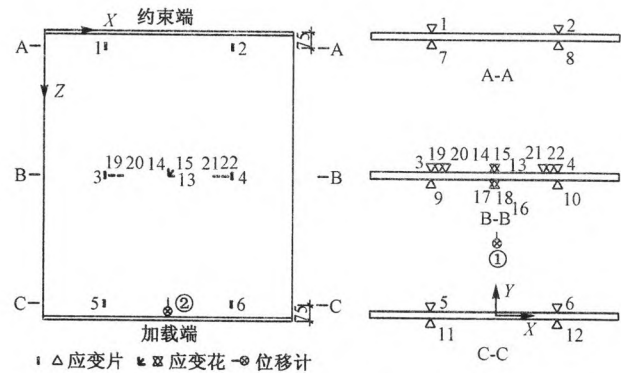


图 4 钢塔曲板应变及位移测点布置

3 极限承载力试验结果分析

给出曲板试件 S1,S2 及直板试件 S3 的荷载-位移曲线,如图 5 所示。

图 5 中测点 1 为板件中部垂向位移测点,测点 2 为加载端纵向位移测点(位移正向以图 4 中的坐标轴正向为准)。由图可见,试件荷载-位移曲线均完整地表现出由线弹性状态到进入塑性直至达到极限承载力无法继续加载的整个过程,但直板在加载后期存在位移明显增加的现象。试件均未出现明显下降段。曲板试件 S1,S2 对应极限承载力分别为 7 090 kN,7 330 kN,同时试件中部均发生较大垂向位移。S1 曲率大,中部垂向位移较 S2 更为明显,且大于其加载端纵向位移。直板试件 S3 极限承载力大于曲板,为 8 370 kN,较 S1,S2 分别偏大 15.3%,12.4%。直板试件 S3 中部垂向位移很小,加载端纵向位移达 9.5 mm,说明加载过程中主要以平面内纵向变形为主,基本不出现面外变形。根据荷载-应变曲线得到的极限承载力与荷载-位移曲线一致,不再赘述。

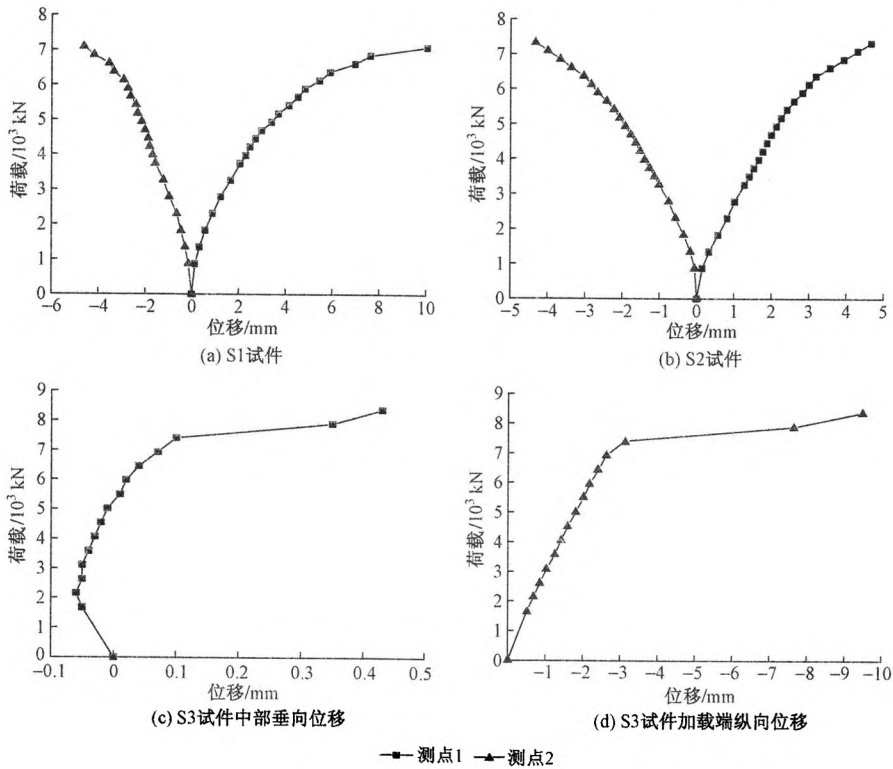


图 5 稳定试验试件荷载-位移曲线

3.1 极限承载力数值结果验证与分析

平直板 S3 在四边简支边界条件下的弹塑性屈曲应力(加载应力)理论近似解为^[10]

$$\sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 D}{b^2 t} = 0.693 \cdot \frac{\pi^2}{b^2} \cdot \frac{Et^2}{12(1 - \nu^2)} = 333.514 \text{ MPa} \tag{1}$$

式中: k 为弹塑性屈曲系数, $k = 4\sqrt{E_t/E}$,其中 E_t 为切线模量, $E_t/E = 0.03$ (按钢材强化本构模型考虑), E 为弹性模量, $E = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$, 则 $k = 0.693$; D 为板

单位宽度的抗弯刚度; $t = 32 \text{ mm}$; $b = 700 \text{ mm}$; ν 为泊松比, $\nu = 0.5$ 。

根据式(1)进一步可得到平直板 S3 试件达到弹塑性屈曲时对应的端部荷载为 $333.514 \times 0.700 \times 0.032 = 7.4707 \text{ MN} = 7470.7 \text{ kN}$, 此为平直矩形板弹塑性屈曲理论近似解。进一步开展 S3 试件在四边简支边界条件下屈曲的 ANSYS 数值分析, 分别采用 Shell63, Shell181 和 Solid185 单元进行弹性屈曲分析, 结果表明不同单元与理论值均能很好地吻合, 验证了

数值模型特别是边界条件设置的合理性。进一步考虑板件材料非线性(强化本构模型)和几何非线性,采用Solid 185单元对板件进行极限承载力数值分析,结果如图6所示。从图中可见,数值解与稳定试验得到的荷载-端部纵向位移曲线基本吻合,试件发生弹塑性屈服时对应的临界荷载数值解为7 650 kN,与试验解7 410 kN比较一致,两者与理论近似解7 470.7 kN的相对误差分别为2.4%,0.8%。试件进入明显的弹塑性状态后还可继续加载,直至达到极限承载力,此时对应的极限承载力数值解和试验解均为8 370 kN。达到极限承载力时试件总位移分布如图6(b)所示,从图中可见,平直矩形板试件位移主要以纵向位移为主,加载端纵向位移最大。

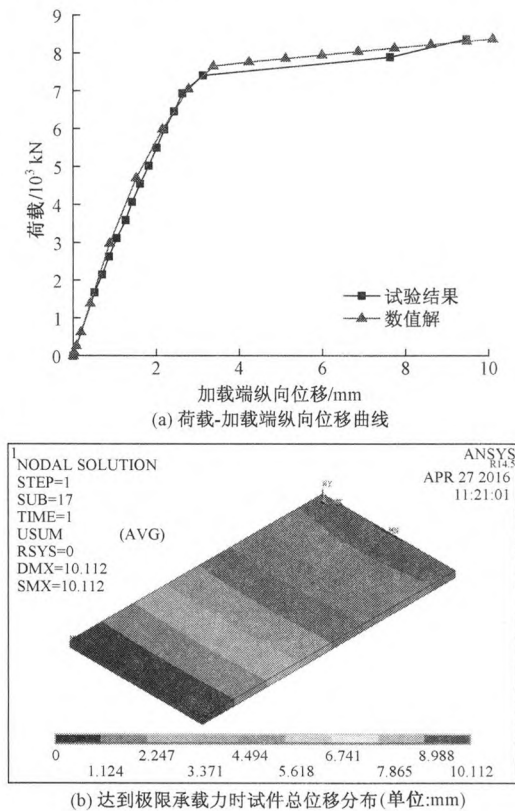


图6 S3试件荷载-加载端纵向位移数值解与试验结果

进一步给出曲板试件S1,S2的荷载-加载端纵向位移数值解,如图7所示。从图7可见,曲板试件S1对应的极限承载力数值解为6 260 kN,试验解为7 090 kN,两者相对误差为11.7%;曲板试件S2对应的极限承载力数值解为6 840 kN,试验解为7 330 kN,两者相对误差为6.7%。与S2比较,S1曲率半径较小,曲率较大,其极限承载力小于S2,试验解和数值解均反映出这一规律。另一方面,数值解得到的极限承载力均小于试验结果,说明数值结果偏于保守。与直板S3数值解比较,曲板S1,S2极限承载力数值解分别偏小25.2%,18.3%。曲板S1,S2极限承载力均小于

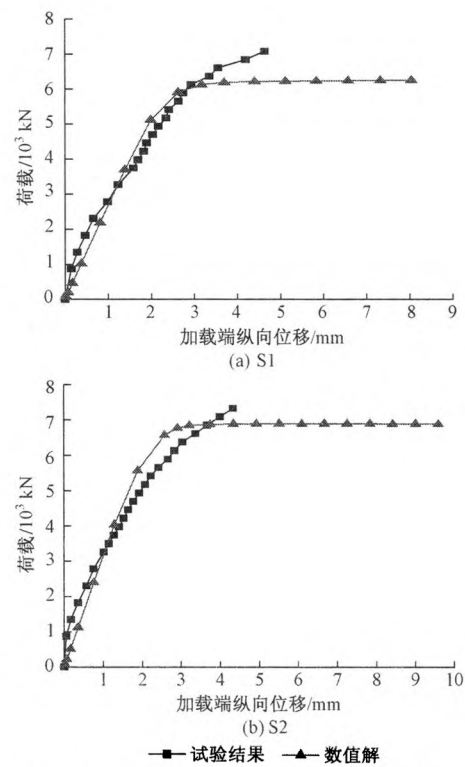


图7 曲板试件荷载-加载端纵向位移数值解与试验结果

直板S3对应值。达到极限承载力时试件S1,S2的总位移分布如图8所示。从图中可见,最大位移并未在

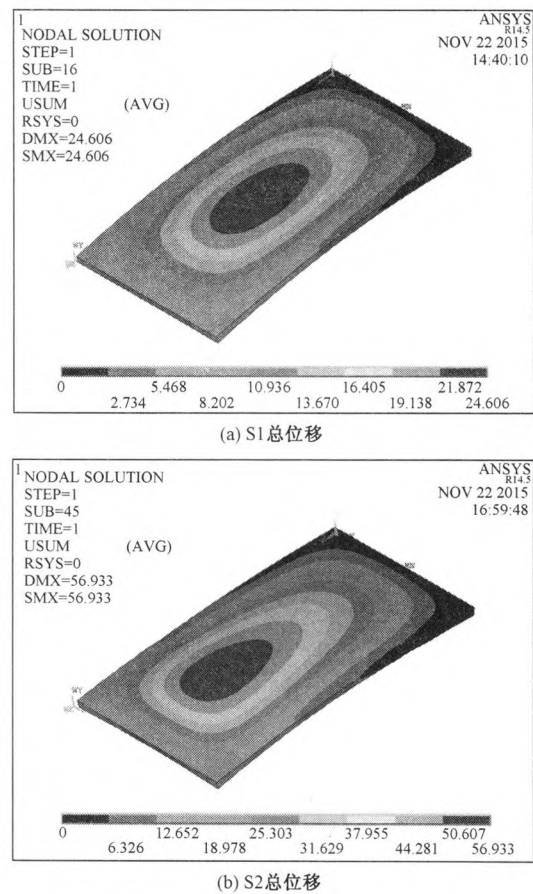


图8 达到极限承载力时曲板试件总位移分布(单位:mm)

加载端,而是靠近试件中部位置,且最大位移分量为垂直板面的分量,这主要与曲板曲率大小有关(参见图 5)。曲率越大,曲板试件垂向位移越大。

3.2 曲率对极限承载力的影响

从数值分析和稳定试验结果来看,曲板试件曲率对其极限承载力存在较大影响。根据永定河桥高、低曲塔空间轴线方程,得出其曲率范围分别为[0.001 8, 0.235 3],[0.004 6,0.147 9]。分析时考虑曲率变化范围 0.10~0.33,变化步长 0.01,进行 24 组试件(曲板尺寸统一为:长 1 350 mm、宽 700 mm、厚 32 mm,仅曲率不同)的极限承载力数值分析,结果如图 9(a)所示。从图中可见,随着曲率增大,曲板的极限承载力逐渐降低。考虑板件局部屈曲对承载力的影响,相关规范和文献均给出了轴心受压直板板段或板元的局部稳定折减系数,表明其与相对宽厚比有关^[11-12]。对曲板而言,则还需进一步考虑曲率对承载力的影响。根据永定河桥区格曲板的极限承载力参数分析结果,得到局部稳定折减系数与曲率之间的关系,结果如图 9(b)所示。从图中可见,局部稳定折减系数 ρ 随曲率 k 增大而减小,且线性相关, $\rho = 1 - 0.924k (R^2 = 0.995)$ 。

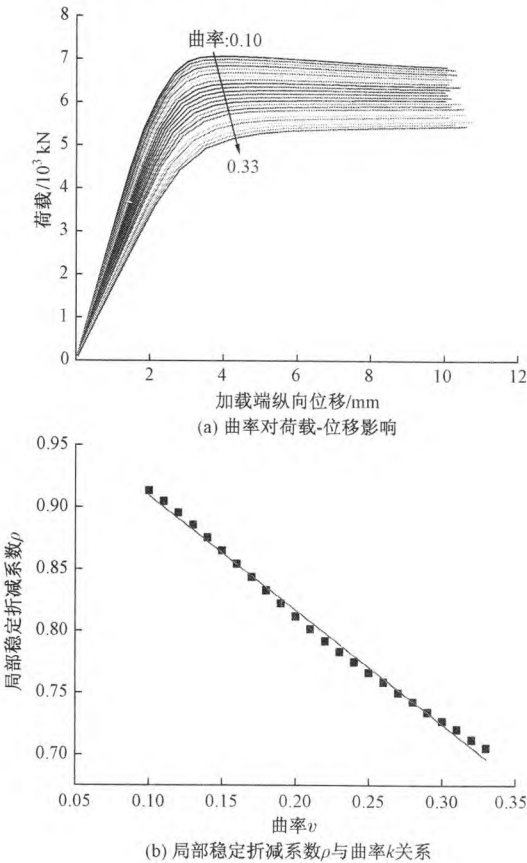


图 9 曲率对极限承载力的影响

注意到,当曲率 $k = 0$ 时(即对应 S3 直板),对应的局部稳定折减系数为 1.0。而根据《公路钢结构桥

梁设计规范》(JTG D64—2015),其对应的局部稳定折减系数为 0.937 53,由此得到 S3 直板屈曲承载力的规范值为 7 245.235 kN。根据之前的分析可知,S3 直板屈曲承载力的理论值、数值解和试验值分别为 7 470.7,7 650,7 410 kN,与规范值比较分别偏大 3.1%,5.6%,2.3%。由此可见规范取值相对保守,这与已有研究结论一致^[12],而屈曲数值解对直板而言略偏大,也解释了当曲率为 0 时,局部稳定折减系数为 1.0 的原因。根据图 7 可知,曲板承载力数值解略低于试验值。考虑到永定河桥高、低塔曲率变化范围,可知根据拟合公式得到局部稳定折减系数分别为 [0.785,1],[0.865,0.998]。

4 结论

本文对永定河大桥钢塔曲板直边受压稳定问题开展了试验研究和数值分析,得到了曲板荷载-位移曲线和极限承载力,并研究了曲率对极限承载力的影响,主要结论如下:

- 1) 曲板直边受压条件下,随着面内压力增大,压力作用方向和垂直于板面方向的变形均逐渐增大。荷载-位移曲线在加载早期基本表现为线弹性,之后逐渐进入塑性并最终达到极限承载力,曲板最大位移出现位置与曲率有关,当曲率较大时,最大位移出现在曲板中部垂直板面方向。
- 2) 荷载-位移曲线试验结果与数值结果符合较好,当板件尺寸相同时,曲板极限承载力小于对应直板。
- 3) 曲率对曲板极限承载力影响较大,随着曲率增大,曲板极限承载力逐渐降低。同时,局部稳定折减系数与曲率之间为线性关系,即随曲率增大,该系数线性折减。

本文研究成果直接指导永定河特大桥钢塔曲板局部稳定设计。进一步可开展不同宽厚比、更大范围曲率等不同参数曲板的局部稳定试验和数值参数分析,以得出更全面的研究结论,指导工程设计。

参 考 文 献

[1]TRAN K L, DAVAIN E L, DOUTHE C, et al. Stability of Curved Panels Under Uniform Axial Compression[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2012, 69(1): 30-38.

[2]北京市市政工程设计研究总院有限公司. 长安街西延(古城大街-三石路)道路工程永定河特大桥主桥桥梁工程-钢梁、正交异性桥面板及钢塔设计咨询[Z]. 北京:北京市市政工程设计研究总院有限公司, 2014.

[3]徐成,黄剑源. 曲线钢梁曲腹板在轮压力作用下的弹性稳定[C]//第三次全国城市桥梁学术会议论文集. 上海:中国土木工程学会市政工程学会, 1991: 472-477.

- [4] MARTINS J P, SILVA L S D, REIS A. Ultimate Load of Cylindrically Curved Panels Under in-plane Compression and Bending—Extension of Rules from EN 1993-1-5 [J]. Thin-Walled Structures, 2014, 77 (4) : 36-47.
- [5] SONG C Y. Buckling of Un-stiffened Cylindrical Shell Under Non-uniform Axial Compressive Stress [J]. Journal of Zhejiang University-SCIENCE A, 2002, 3 (5) : 520-531.
- [6] WANG C M, WANG C Y, REDDY J N. Exact Solutions for Buckling of Structural Members [M]. CRC Press, 2005.
- [7] 中国科学院北京力学研究所十二室板壳组. 屈曲前变形对加筋圆柱曲板侧压稳定性的影响 (线性一致理论) [J]. 力学情报, 1976 (3) : 30-37.
- [8] 中国科学院北京力学研究所十二室板壳组. 环向加筋圆柱曲板侧压稳定试验 [J]. 力学情报, 1976 (3) : 37-42.
- [9] 郭辉, 曾志斌. 长安街西延 (三石路-古城大街) 道路工程-永定河特大桥主桥钢结构稳定性研究 [R]. 北京: 中国铁道科学研究院, 2015.
- [10] 陈骥. 钢结构稳定理论与设计 [M]. 北京: 科学出版社, 2006.
- [11] 中华人民共和国交通运输部. JTG D64—2015 公路钢结构桥梁设计规范 [S]. 北京: 人民交通出版社, 2015.
- [12] 赵秋, 高璞. 受压加劲板稳定承载力计算方法比较 [J]. 福州大学学报 (自然科学版), 2014, 42 (1) : 123-127.

Research on Ultimate Bearing Capacity and Curvature Influence of Steel Structural Curved Panel

GUO Hui^{1,2}, ZENG Zhibin^{1,2}, QIN Dahang³, ZHAO Weihe³

(1. Railway Engineering Research Institute, China Academy of Railway Sciences, Beijing 100081, China;

2. State Key Laboratory for Track Technology of High-Speed Railway, Beijing 100081, China;

3. Beijing General Municipal Engineering Design & Research Institute Co., Ltd., Beijing 100082, China)

Abstract Taking the steel curved pylon of Beijing Yongding River Bridge on Chang'an Avenue West extension line as a research object, in order to obtain the characteristics of stability of cylindrical curved panels under compression at straight edge, a full-scale model test was carried out to study the ultimate bearing capacity of curved panel under a boundary condition of simply supported at four sides. Considering the material and geometric nonlinear, the elasto-plastic buckling of curved panel was analyzed by using ANSYS software to obtain the influence of curvature on the ultimate bearing capacity. The results showed that the deformation was obvious both in the direction of compressive loading and the direction perpendicular to the panel. The maximum deformation of curved panel under ultimate bearing capacity was located near the central region and perpendicular to the panel. The test results were in accordance with the numerical results such as the load-deformation curves for curved panel and straight panel. And the value of ultimate bearing capacity of curved panel was less than the value of straight panel. Under the same dimension, the ultimate bearing capacity decreased with the increase of curvature. The local stability reduction coefficient of curved panel was linear correlation with the curvature.

Key words Steel tower of cable-stayed bridge; Local stability reduction coefficient of curved panel; Full-scale model test; Elasto-plastic buckling; Ultimate bearing capacity; Load-deformation curve

(责任审编 赵其文)