

# 钢箱梁 U 型肋加劲板受压稳定极限 承载力影响因素分析

秦凤江<sup>1,2,3</sup>, 狄 谨<sup>1,2,3</sup>, 周绪红<sup>1,2,3</sup>, 张 茜<sup>4</sup>, 逯文茹<sup>2</sup>

(1. 山地城镇建设与新技术教育部重点实验室(重庆大学), 重庆 400045; 2. 长安大学 公路学院, 陕西 西安 710064;  
3. 重庆大学 土木工程学院, 重庆 400045; 4. 兰州大学 土木工程与力学学院, 甘肃 兰州 730000)

**摘 要:** 钢箱梁因其刚度大、自重轻等优点被广泛应用于桥梁工程中。为了研究钢箱梁 U 型肋加劲板的受压稳定极限承载力, 采用考虑材料和几何双重非线性的有限元法对 9 块加劲板试件的稳定极限承载力进行了分析, 并与试验结果进行了对比验证; 采用经过验证的有限元方法分析了母板宽厚比、加劲肋与母板对加劲板形心抗弯刚度比、初始几何缺陷、焊接残余应力共 4 组参数对 U 型肋加劲板稳定极限承载力的影响规律。研究表明: 有限元计算结果与试验结果吻合较好, 验证了有限元模拟方法的正确性; 母板宽厚比、加劲肋与母板对加劲板形心抗弯刚度比对 U 型肋加劲板稳定极限承载力的影响显著, 并具有良好的规律性; 初始几何缺陷对 U 型肋加劲板稳定极限承载力的影响与加劲板特征值分析的 1 阶屈曲模态相关, 对于 1 阶屈曲模态为母板局部屈曲的 U 型肋加劲板而言, 当初始几何缺陷达到母板宽度的 1/100 时, 其稳定极限承载力的降幅高达 28.34%; 焊接残余应力对 U 型肋加劲板稳定极限承载力的影响也较为显著, 考虑焊接残余应力后, U 型肋加劲板稳定极限承载力的降幅最大可达到 11.1%。研究结果可为钢箱梁 U 型肋加劲板的进一步研究和推广应用提供参考。

**关键词:** 桥梁工程; U 型肋加劲板; 稳定极限承载力; 初始几何缺陷; 焊接残余应力; 有限元法  
**中图分类号:** U448.36 **文献标志码:** A

## Analysis on influence factors of stability ultimate bearing capacity of U-rib stiffened plate of steel box girder

QIN Feng-jiang<sup>1,2,3</sup>, DI Jin<sup>1,2,3</sup>, ZHOU Xu-hong<sup>1,2,3</sup>, ZHANG Qian<sup>4</sup>, LU Wen-ru<sup>2</sup>

(1. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area of Ministry of Education (Chongqing University), Chongqing 400045, China; 2. School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, Shaanxi, China; 3. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 4. School of Civil Engineering and Mechanics, Lanzhou University, Lanzhou 730000, Gansu, China)

**Abstract:** Steel box girder was widely used in bridge engineering due to its high stiffness, light weight and other advantages. In order to investigate the stability ultimate bearing capacity of U-rib stiffened plate under compression, finite element method (FEM) which took geometrical and

收稿日期: 2016-07-09

基金项目: 国家自然科学基金项目(51608069, 51408286); 国家重点研发计划项目(2016YFC0701202); 中央高校基本科研业务费专项资金项目(106112016CDJXY200002)

作者简介: 秦凤江(1983-), 男, 辽宁建平人, 重庆大学讲师, 长安大学工学博士, E-mail: qinfj1125@163.com。

material nonlinearity into account was used to analyze the stability ultimate bearing capacity of 9 specimens of stiffened plate, and the validity of FEM was verified by comparing the FEM results with the experimental results. Furthermore, a detailed parametric study by using the verified FEM was carried out to determine the influence of width-height ratio, the stiffness ratio between bending stiffness of stiffener to the overall centroid and that of parent plate to the overall centroid, initial geometric imperfections and residual stress on stability ultimate bearing capacity of U-rib stiffened plate. The results show that finite element calculation results are in good agreement with test results, which verifies the correctness of the finite element simulation method. Width-height ratio and ratio between bending stiffness of stiffener to the overall centroid and that of parent plate to the overall centroid, affect the stability ultimate bearing capacity of U-rib stiffened plate significantly and have a good regularity. Influence of initial geometric imperfections on the stability ultimate bearing capacity of U-rib stiffened plate has correlation with the first order buckling shape of U-rib stiffened plate. For U-rib stiffened plate with the first order local buckling of parent plate, when initial geometric imperfection value reaches to 1/100 of the width, the stability capacity of U-rib stiffened plate reduces by 28.3%. Residual stress also influences the stability ultimate bearing capacity of U-rib stiffened plate significantly. The stability ultimate bearing capacity of U-rib stiffened plate maximally reduces by 11.1% after considering residual stress. The research results can provide reference for further research and application of U-rib stiffened plate of steel box girder. 9 tabs, 14 figs, 20 refs.

**Key words:** bridge engineering; U-rib stiffened plate; stability ultimate bearing capacity; initial geometric imperfection; residual stress; finite element method

## 0 引 言

钢箱梁以其抗扭刚度和横向抗弯刚度大、整体性强、材质均匀、强度高、自重轻、工厂化程度高等优点在大跨径斜拉桥和悬索桥中得到广泛的应用。作为组成钢箱梁顶底板的主要构件,U 型肋加劲板的设置既能增强钢箱梁的整体承载能力,又可起到提高钢箱梁顶、底板局部抗弯刚度和受压稳定承载力的作用<sup>[1-5]</sup>。

为了研究钢箱梁 U 型肋加劲板的稳定性能,各国学者进行了大量模型试验与有限元数值分析。Komatsu 等统计分析了近年来日本修建的钢箱梁桥加劲板的初始几何缺陷,对考虑初始几何缺陷、残余应力以及在剪力和弯矩组合作用下加劲板的稳定极限承载力进行了分析<sup>[6]</sup>;Chou 等以奥克兰海湾大桥钢箱梁加劲板为研究对象,设计了 2 个 U 型肋加劲板缩尺模型进行稳定极限承载力试验,对比试验与有限元分析结果发现,有限元方法可以准确计算考虑残余应力与初始几何缺陷的加劲板的极限强度和屈曲荷载,由有限元分析结果也能看出,残余应力比初始几何缺陷的影响更加显著<sup>[7]</sup>;李立峰等在总结各国学者研究成果的基础上,提出一种可以计入

材料非线性、几何非线性、初始几何缺陷、焊接残余应力这 4 种不利影响的闭口加劲板稳定极限承载力的计算理论,并采用模型试验对计算理论进行了验证<sup>[8]</sup>;Paik 等针对结构尺寸等多种因素对加劲板承载能力极限状态的影响进行了研究,结果表明,横向压力的存在降低了受压加劲板的极限承载力,按不同加载路径施加双向压力荷载对加劲板极限承载力的影响可忽略不计,但加载路径对加劲板屈曲破坏过程中的力学性能有明显影响<sup>[9]</sup>;程斌等将加劲板等效成单块正交异性板,根据板的大挠度理论,计入焊接残余应力的影响,推导了能同时适用于单、双轴均匀受压的小刚度加劲厚板的极限承载力公式<sup>[10]</sup>;文献<sup>[11]</sup>针对刚性加劲设计方法在中厚板中不适用的情况,提出了一种基于等稳定水准的单轴受压中厚板加劲肋优化设计方法;罗晓玲等研究了初始几何缺陷对开口肋加劲板稳定极限承载力的影响,认为初始几何缺陷对四边简支加劲板极限承载力的影响较四边固结加劲板更明显<sup>[12]</sup>;Margaritis 等采用有限元方法研究了带裂纹加劲板在轴向压力荷载作用下的极限承载力与破坏形态<sup>[13]</sup>;Shin 等认为现有加劲板极限强度计算公式在计算高性能钢加劲板时存在较大的局限性,并采用非线性有限元法对 112



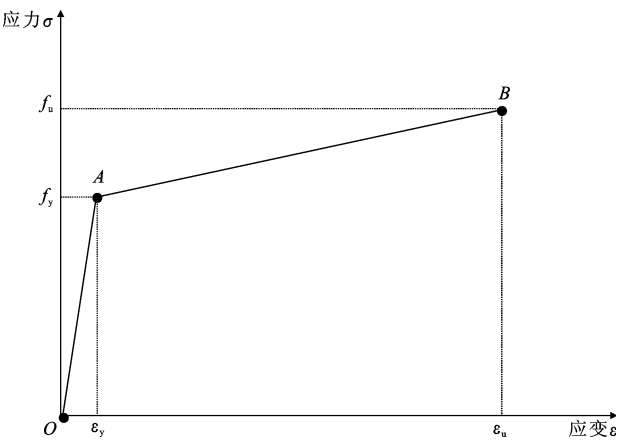


图 3 钢材的本构关系

Fig. 3 Constitutive relation of steel

服后钢材塑性变形模量  $E_t=0.03E$ , 极限应变  $\epsilon_u=0.21$  时, 钢材达到极限强度  $f_u=480\text{ MPa}$ ; 泊松比  $\mu=0.3$ 。为了防止端板先于加劲板发生强度破坏, 采用 Q345 钢材弹性材料模拟端板。

2.3 边界条件与加载

将加载区简化为一条过加劲板中性轴的直线(简称边界线), 加劲板受压方向为  $y$  轴, 宽度方向为  $x$  轴, 母板法向为  $z$  轴。约束加载侧端板边界线节点  $x$ 、 $z$  轴方向的位移  $U_x$ 、 $U_z$ , 约束非加载侧端板边界线节点  $x$ 、 $y$ 、 $z$  轴方向的位移  $U_x$ 、 $U_y$ 、 $U_z$ , 约束与加劲肋平行的母板翼缘节点  $z$  轴方向的位移  $U_z$  (图 2)。

在加载侧端板的边界线上施加沿  $y$  轴负方向的线压力荷载, 通过循环控制荷载逐级增大, 采用弧长法进行求解。

2.4 加劲板稳定极限状态的判定准则

加劲板的荷载-位移曲线达到极值点时, 出现以下受力状态中的任意一种, 即可直接判定加劲板达到了稳定极限状态: ①加劲板边缘屈服; ②整体结构的切线刚度矩阵趋于奇异; ③U 型肋腹板局部失稳或整体扭转失稳; ④肋间母板局部失稳。

2.5 有限元计算结果与试验结果的比较

考虑几何与材料非线性影响, 对 9 块加劲板试验模型进行稳定极限承载力有限元分析, 各试件稳定极限承载力的有限元计算值与试验值的比较见表 3。

比较表 3 数据可知, 加劲板试验模型极限承载力的有限元计算值与试验值吻合较好, 有限元计算值与试验值比值的平均值为 0.992, 均方差为 0.071, 变异系数为 0.072。

图 4 为 SP5 试件的破坏形态对比, 可以看出, SP5 试件达到稳定极限状态时, 发生向 U 型肋侧的

表 3 加劲板极限承载力有限元计算值与试验值的比较

Tab. 3 Comparisons on finite element results and test results of stiffened plate

试件编号	$P_u/\text{kN}$	$P_u^t/\text{kN}$	$P_u/P_u^t$	破坏形态
SP1	2 314.1	2 148.0	1.08	形态 I
SP2	3 016.6	3 103.6	0.97	形态 II
SP3	3 740.3	4 065.0	0.92	形态 III
SP4	3 190.3	2 802.7	1.14	形态 III
SP5	4 314.1	4 300.0	1.00	形态 II
SP6	3 740.3	4 090.0	0.91	形态 III
SP7	3 864.1	3 850.2	1.00	形态 III
SP8	4 139.1	4 400.0	0.94	形态 III
SP9	3 364.1	3 473.0	0.97	形态 III

注:  $P_u$  为有限元计算极限承载力;  $P_u^t$  为试验测试极限承载力; 破坏形态 I 为母板破坏; 破坏形态 II 为母板、加劲肋破坏; 破坏形态 III 为加劲肋破坏。

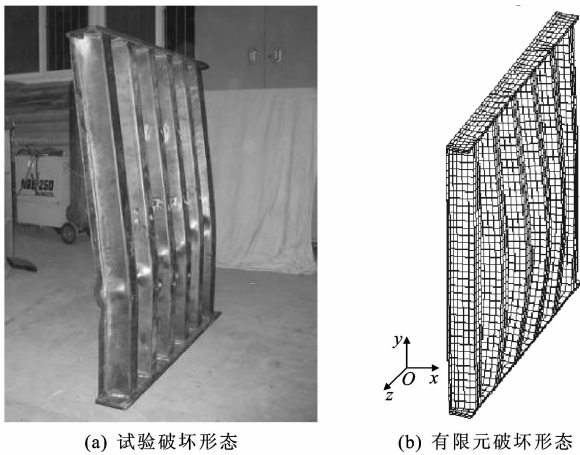


图 4 SP5 试件破坏形态对比

Fig. 4 Comparisons on failure modes of SP5 specimen

整体面外弯曲失稳, 与采用有限元方法得到的 SP5 试件的破坏形态相同, 从而验证了本文有限元模拟方法的正确性。

3 几何尺寸参数变化对加劲板稳定极限承载力的影响

以中国某大跨径斜拉桥的钢箱主梁 U 型肋加劲板为例, 加劲板基本构造和具体尺寸见下页图 5、下页表 4, 其中,  $R_1$ 、 $R_2$  分别为 U 型肋侧、底板弯折处外表面与内表面圆弧半径。其余各参数的意义与表 1 中相同。

加劲板母板短边  $b$  取 3.6 m, 考虑钢箱梁加劲板可能出现的长宽比, 长边  $a$  与短边  $b$  的比值  $\beta$  取 0.5、1.0、2.0 这 3 种。计算时不考虑加劲板的初始几何缺陷与焊接残余应力, 计入材料、几何双重非线性的影响。对表 4 给出的 ST1~ST5 加劲板进行稳

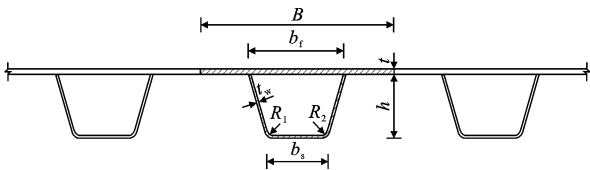


图 5 U 型肋加劲板构造

Fig. 5 Configuration of U-rib stiffened plate

表 4 加劲板详细尺寸

Tab. 4 Detailed dimension of stiffened plate mm

加劲板编号	B	t	b <sub>f</sub>	b <sub>s</sub>	h	t <sub>w</sub>	R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>
ST1	600	24	284	167	290	8	50	50
ST2	600	20	284	167	294	8	50	50
ST3	600	18	284	167	296	8	50	50
ST4	600	16	284	167	298	8	50	50
ST5	600	14	284	167	300	8	50	50

定极限承载力分析,得到的计算结果见表 5。 $\beta=1$  时加劲板的荷载-位移全过程曲线如图 6 所示。 $\beta$  取值不同时,加劲板极限承载力与母板宽厚比及与加劲肋和母板对加劲板形心抗弯刚度比的关系分别如图 7、图 8 所示。

表 5 加劲板稳定极限承载力有限元分析结果

Tab. 5 Finite element analysis results of stability ultimate bearing capacity of stiffened plate

加劲板 编号	极限承载力/kN			与 $\beta=0.5$ 的差值 百分比/%	
	$\beta=0.5$	$\beta=1.0$	$\beta=2.0$	$\beta=1.0$	$\beta=2.0$
ST1	32 599.7	32 341.9	32 087.3	0.80	1.60
ST2	28 013.3	27 619.8	26 922.5	1.42	4.05
ST3	24 635.9	24 284.5	23 654.3	1.45	4.15
ST4	21 921.5	21 506.6	20 928.2	1.93	4.75
ST5	18 810.9	18 590.5	17 954.8	1.19	4.77

注:加劲板的失稳破坏形态均为加劲板面外弯曲、大面积屈服破坏。

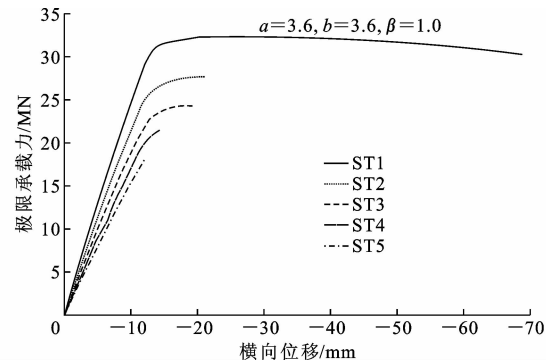


图 6 加劲板荷载-位移全过程曲线对比

Fig. 6 Comparison on overall process curves of load-deflection among stiffened plates

由表 5 可以发现, $\beta$  由 0.5 增至 2.0 时,同型号加

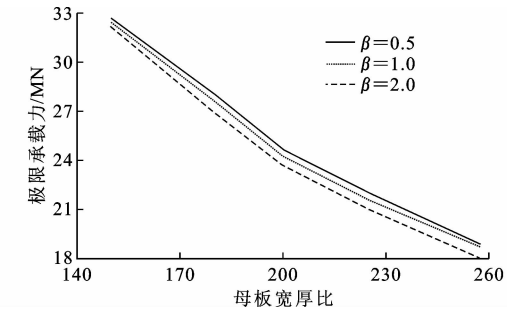


图 7 加劲板极限承载力与母板宽厚比的关系

Fig. 7 Relationship between stability ultimate bearing capacity and width-height ratio of parent plate

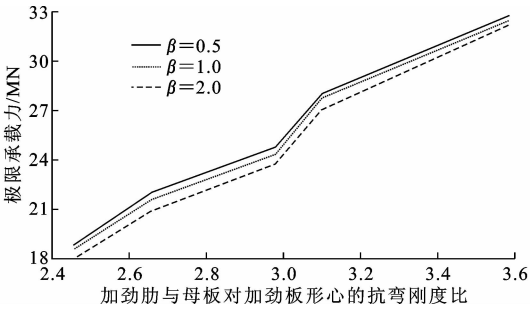


图 8 极限承载力和加劲肋与母板对加劲板形心抗弯刚度比的关系

Fig. 8 Relationship between ultimate bearing capacity and ratio of stiffness between stiffening rib to overall centroid and that of parent plate to the overall centroid

劲板的稳定极限承载力随长宽比的增大略有减小,其中,ST1 加劲板极限承载力降幅最小,为 1.6%;ST5 加劲板极限承载力降幅最大,为 4.77%。由此可见,目前钢箱梁常用的 U 型肋加劲板( $\beta \leq 2.0$ ) 在轴向受压状态下表现出的最终破坏形式为材料强度破坏,长宽比对 U 型肋加劲板稳定极限承载力的影响较小。

由图 6 可以看出,ST1 加劲板发生失稳破坏时的极限承载力为 ST5 的 1.7 倍,最大横向位移为 ST5 的 5.3 倍。由此可见,不同型号加劲板的极限承载力与最大横向位移随母板厚度的减小均明显减小;且母板厚度越大,加劲板的延性越好,呈现出更明显的非线性失稳特征。

由图 7 可以看出,随着母板宽厚比的增大,加劲板的稳定极限承载力呈先快后慢的非线性减小趋势,母板宽厚比由 150 增至 257 时,加劲板极限承载力下降了 42%。由图 8 可以看出,随着加劲肋与母板对加劲板形心抗弯刚度比的增大,加劲板的稳定极限承载力总体呈上升趋势变化,加劲肋与母板对加劲板形心抗弯刚度比由 2.46 增至 3.58 时,加劲板的稳定极限承载力增大了 42%。

## 4 初始几何缺陷对加劲板稳定极限承载力的影响

初始几何缺陷的存在往往会使结构屈曲模态发生改变,进而导致加劲板稳定极限承载力的降低。针对这一影响,本节对表 4 给出的加劲板在  $\beta=1$  的情况下进行初始几何缺陷影响分析。分析中考虑材料、几何双重非线性和初始几何缺陷的影响,在有限元模型中引入初始几何缺陷时,加劲板的缺陷形态与其特征值分析的 1 阶屈曲模态一致。对于板件初始几何缺陷大小和形状的确定问题,各国研究者进行了大量观测和总结,并在相关规范中做出了具体取值规定。参考文献[16]、[17]对钢结构初始几何缺陷的规定,

本文整体初始几何缺陷值分别取  $a/500$ 、 $a/750$ 、 $a/1\,000$ 、 $a/1\,250$  和  $a/1\,500$ ;局部初始几何缺陷值分别取  $b/100$ 、 $b/150$ 、 $b/200$ 、 $b/250$  和  $b/300$ 。

### 4.1 加劲板的屈曲模态

因几何尺寸的差异,表 4 中加劲板在轴向压力作用下的 1 阶屈曲模态如图 9 所示。其中,ST1、ST2 为加劲板整体屈曲;ST3、ST4 为 U 型肋腹板局部屈曲;ST5 为 U 型肋腹板间母板局部屈曲。

### 4.2 考虑初始几何缺陷的加劲板的极限承载力

图 10~图 11、下页图 12 给出了考虑不同大小初始几何缺陷时,ST1、ST3、ST5 加劲板的荷载-横(面外)向位移全过程曲线,下页图 13 为加劲板极限承载力与初始几何缺陷的关系。

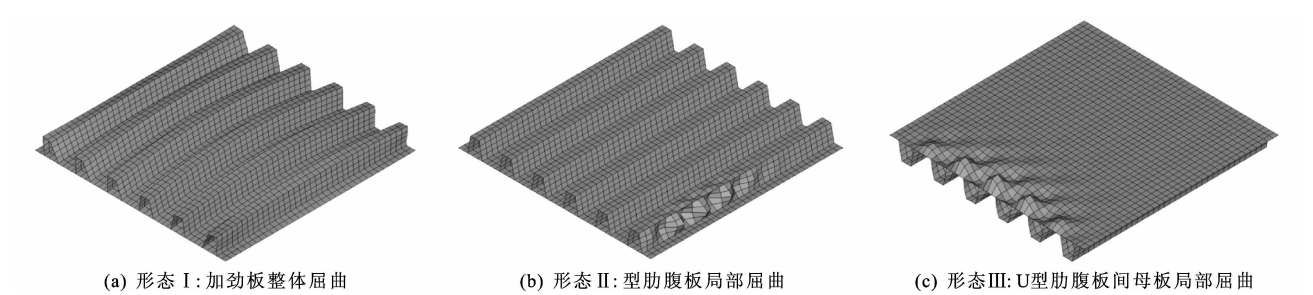


图 9 U 型肋加劲板的 1 阶屈曲模态  
Fig. 9 First order buckling modes of U-rib stiffened plate

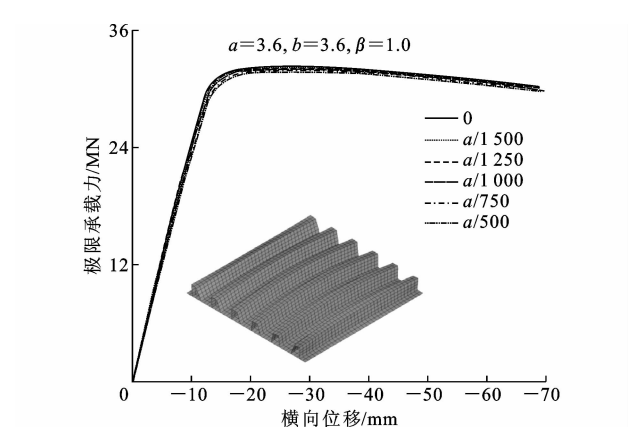


图 10 ST1 加劲板荷载-位移全过程曲线  
Fig. 10 Overall process curves of load-deflection of ST1 stiffened plate

由图 10、图 11 可以看出,初始几何缺陷在  $0\sim a/500$  范围内变化时,ST1 加劲板的荷载-位移曲线基本一致,加劲板达到极限承载力时横向位移为 26 mm,经历了荷载下降段后,横向位移为 69 mm 时加劲板破坏;ST3 加劲板的荷载-位移曲线完全一致,加劲板最大横向位移为 20 mm 时达到稳定极限状态,达到极限状态后加劲板迅速发生破坏。

由图 12 可以看出,初始几何缺陷在  $0\sim a/100$  范

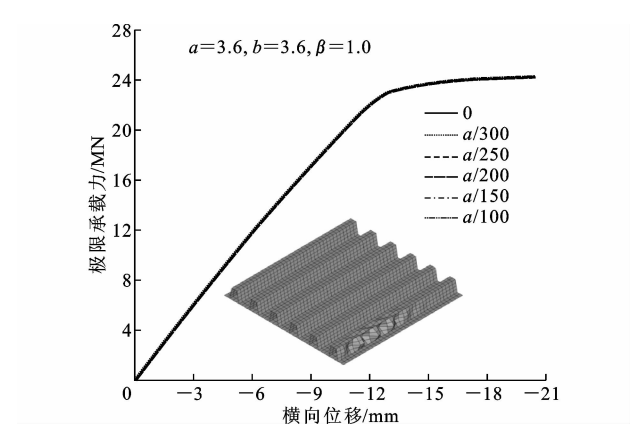


图 11 ST3 加劲板荷载-位移全过程曲线  
Fig. 11 Overall process curves of load-deflection of ST3 stiffened plate

围内变化时,ST5 加劲板的荷载-位移曲线存在明显差异,无初始几何缺陷的情况下,横向位移为 13 mm 时加劲板达到其极限承载力,发生破坏;考虑初始几何缺陷后,荷载-位移曲线有明显的屈服段与下降段,加劲板失稳破坏时的最大横向位移显著增大。

下页表 6、下页表 7 分别给出了初始几何缺陷对特征值分析结果为 1 阶整体屈曲与 1 阶局部屈曲的加劲板极限承载力的影响。

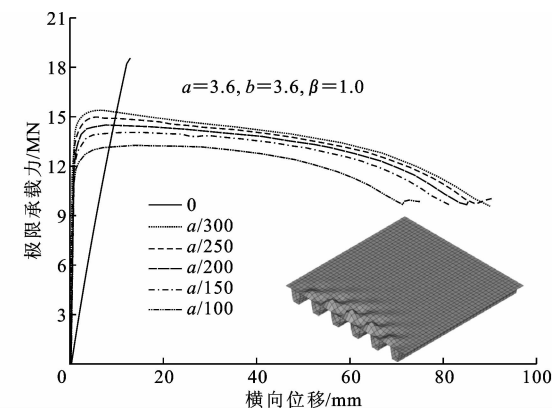


图 12 ST5 加劲板荷载-位移全过程曲线

Fig. 12 Overall process curves of load-deflection of ST5 stiffened plate

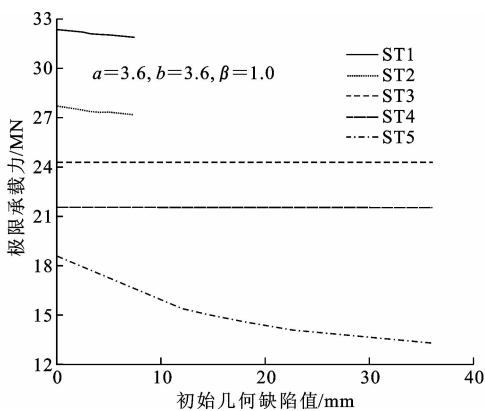


图 13 加劲板极限承载力与初始几何缺陷的关系

Fig. 13 Relationship between ultimate bearing capacity of stiffened plate and initial geometric imperfections

表 6 整体屈曲的加劲板的稳定极限承载力

Tab. 6 Stability ultimate bearing capacity of stiffened plate with overall buckling

加劲板 编号	考虑不同初始几何缺陷时加劲板的极限承载力/kN						与无初始几何缺陷的差值百分比/%				
	0	a/1 500	a/1 250	a/1 000	a/750	a/500	a/1 500	a/1 250	a/1 000	a/750	a/500
ST1	32 341.9	32 168.8	32 134.8	32 082.2	31 995.6	31 821.7	0.54	0.64	0.80	1.07	1.61
ST2	27 619.8	27 465.0	27 434.9	27 390.1	27 316.0	27 168.6	0.56	0.67	0.83	1.10	1.63

注:ST1、ST2 加劲板的破坏形态为加劲板面外弯曲、母板整体屈服破坏。

表 7 局部屈曲的加劲板的稳定极限承载力

Tab. 7 Stability ultimate bearing capacity of stiffened plate with local buckling

加劲板 编号	考虑不同初始几何缺陷时加劲板的极限承载力/kN						与无初始几何缺陷的差值百分比/%				
	0	b/300	b/250	b/200	b/150	b/100	b/300	b/250	b/200	b/150	b/100
ST3	24 284.5	24 270.1	24 266.2	24 261.1	24 254.9	24 245.5	0.06	0.08	0.10	0.12	0.16
ST4	21 526.4	21 519.4	21 513.6	21 518.3	21 515.1	21 507.7	0.03	0.06	0.04	0.05	0.09
ST5	18 590.5	15 439.7	15 012.7	14 562.2	14 004.5	13 321.6	16.95	19.25	21.67	24.67	28.34

注:ST3、ST4 加劲板的破坏形态为 U 型肋腹板局部屈服破坏;ST5 加劲板的破坏形态为肋间母板局部破坏。

由图 13 与表 6、表 7 可以看出,初始几何缺陷值由 0 增至  $a/500$  时,1 阶屈曲模态为整体屈曲的 ST1、ST2 加劲板的极限承载力呈线性下降趋势,幅度约 1.6%,影响较小;初始几何缺陷值由 0 增至  $b/100$  时,1 阶屈曲模态为 U 型肋腹板局部屈曲的 ST3、ST4 加劲板的极限承载力降幅不超过 0.16%,可以忽略不计;1 阶屈曲模态为肋间母板局部屈曲的 ST5 加劲板的极限承载力受初始几何缺陷的影响较大,且承载力随缺陷值的增大呈先快后慢的非线性下降趋势,初始几何缺陷值由 0 增至  $b/100$  时,ST5 加劲板的极限承载力降幅达 28.34%。

5 焊接残余应力对加劲板稳定极限承载力的影响

加劲板焊接过程中,焊接区被加热的速度远高于周围区域,当热应力超过材料屈服强度时,焊接区形成了塑性的热压缩;冷却后,焊接区比周围区域相

对缩短、变窄或减小,这个区域呈现出拉伸残余应力,周围区域则承受压缩残余应力<sup>[18-20]</sup>。焊接残余应力的存在可能会引起构件稳定极限承载力的降低,因此掌握焊接残余应力对 U 型肋加劲板稳定极限承载力的影响极其重要。

以某大跨径斜拉桥的钢箱主梁 U 型肋加劲板为例,加劲板长、宽均取 3.6 m,其他基本构造和具体尺寸见图 5、表 8。

表 8 加劲板详细尺寸参数

Tab. 8 Parameters of stiffened plate

加劲板编号	B	t	b <sub>f</sub>	b <sub>s</sub>	h	t <sub>w</sub>	R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>
HZW1	600	12	300	170	280	8	30	24
HZW2	600	14	300	170	280	8	30	24
HZW3	600	16	300	170	280	8	30	24
HZW4	600	18	300	170	280	8	30	24

选取加劲板尺寸参数与表 8 基本相同的日本多多罗大桥 U 型肋加劲板的实测焊接残余应力分布

模式,分析焊接残余应力对 U 型肋加劲板稳定极限承载力的影响<sup>[16]</sup>。分析时,考虑材料、几何双重非线性和焊接残余应力的影响,为了避免板件尺寸大范围变化导致残余应力分布模式不适用,仅通过在 12~18 mm 范围内改变母板厚度的方式来改变母板的宽厚比,焊接残余应力通过板单元初应力法施加。焊接残余应力对 U 型肋加劲板稳定极限承载力的影响见表 9、图 14。

表 9 加劲板稳定极限承载力有限元分析结果  
Tab. 9 Finite element analysis results of stability ultimate bearing capacity of stiffened plate

加劲板 编号	$B/t$	稳定极限承载力/kN		极限承载 力降幅/%
		无残余应力	有残余应力	
HZW1	300	14 407.6	12 801.9	11.1
HZW2	257	16 799.1	15 238.0	9.3
HZW3	225	19 299.3	17 529.3	9.2
HZW4	200	21 412.3	19 919.0	7.0

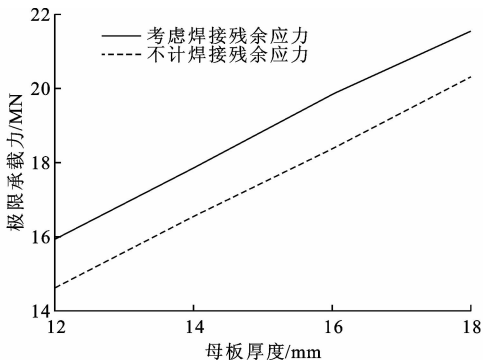


图 14 焊接残余应力对加劲板稳定极限承载力的影响  
Fig. 14 Influence of residual stress on stability ultimate bearing capacity of stiffened plate

由表 9、图 14 可以看出,焊接残余应力对 U 型肋加劲板的稳定极限承载力有显著折减,母板厚度在 12~18 mm 范围内变化时,焊接残余应力导致 U 型肋加劲板的稳定极限承载力降低了 11.1%~7.0%;在加劲板几何尺寸与焊接残余应力分布模式不变的前提下,随着母板厚度的增大,焊接残余应力对加劲板稳定极限承载力的折减逐渐减小。

6 结 语

(1)钢箱梁 U 型肋加劲板的稳定极限承载力随母板宽厚比的增大呈先快后慢的非线性减小趋势,随加劲肋与母板对加劲板形心抗弯刚度比的增大呈波折线增大趋势;母板宽厚比越小或加劲肋与母板对加劲板形心抗弯刚度比越大,加劲板的延性越好,呈现更明显的非线性失稳特征。

(2)初始几何缺陷对钢箱梁 U 型肋加劲板稳定

极限承载力的影响与缺陷类型紧密相关,整体面外弯曲缺陷导致加劲板稳定极限承载力出现小幅下降;U 型肋腹板局部缺陷对加劲板的稳定极限承载力几乎没有影响;U 型肋腹板间母板的局部缺陷导致加劲板稳定极限承载力显著下降,且承载力降幅随缺陷值的增大而增大,缺陷值为  $b/100$  时,加劲板稳定极限承载力的降幅达 28.34%。

(3)焊接残余应力对钢箱梁 U 型肋加劲板稳定极限承载力的折减较大,在加劲板几何尺寸与焊接残余应力分布模式不变的前提下,焊接残余应力对钢箱梁 U 型肋加劲板稳定极限承载力的折减随母板厚度的增大而逐渐减小。

(4)鉴于母板局部几何缺陷与焊接残余应力对加劲板稳定极限承载力的影响较大,建议在钢箱梁加工过程中严格控制板件的焊接变形,并在钢箱梁加工完成后采取有效措施减小或消除焊接变形和残余应力。

(5)桥梁跨径的日益增大,要求采用强度更高、力学性能更好的高强度钢材。由于高强度钢材的各项性能及其对初始几何缺陷与焊接残余应力的敏感度与普通钢材不同,建议进一步对高强度钢材 U 型肋加劲板的稳定性能开展研究,为设计工作提供理论依据。

参考文献:

References:

[ 1 ] 狄 谨,周绪红,吕忠达,等. 正交异性钢箱梁 U 型肋加劲板极限承载力试验[J]. 中国公路学报,2009,22 (2):59-64.  
DI Jin,ZHOU Xu-hong, LU Zhong-da, et al. Experiment on ultimate bearing capacity of U-stiffened plate of orthotropic steel box girder[J]. China Journal of Highway and Transport,2009,22(2):59-64.  
[ 2 ] 郝培文,胡 磊,陈志一,等. 大跨径钢箱梁桥面铺装研究与发展[J]. 筑路机械与施工机械化,2008,25 (6):11-16.  
HAO Pei-wen,HU Lei,CHEN Zhi-yi,et al. Research and development of deck pavement in long-span steel box girder [J]. Road Machinery & Construction Mechanization,2008,25(6):11-16.  
[ 3 ] 张 茜,狄 谨,周绪红. U 型肋加劲板屈曲临界应力计算方法[J]. 交通运输工程学报,2012,12 (5): 37-42.  
ZHANG Qian,DI Jin,ZHOU Xu-hong. Calculation method of critical buckling stress for stiffened plate with closed ribs[J]. Journal of Traffic and Transpor-



- tation Engineering, 2012, 12(5): 37-42.
- [4] 孔祥福, 周绪红, 狄 谨, 等. 钢箱梁斜拉桥正交异性桥梁面板的受力性能[J]. 长安大学学报: 自然科学版, 2007, 27(3): 52-56.
- KONG Xiang-fu, ZHOU Xu-hong, DI Jin, et al. Orthotropic deck performance of steel box girder cable-stayed bridge[J]. Journal of Chang'an University: Natural Science Edition, 2007, 27(3): 52-56.
- [5] CHEN S J, YANG K C. Inelastic behavior of orthotropic steel deck stiffened by U-shaped stiffeners[J]. Thin-Walled Structures, 2002, 40(6): 537-553.
- [6] KOMATSU S, KITADA T. Statistical study on compression butt-welded plate[J]. Journal of Structural Engineering, 1983, 109(2): 386-403.
- [7] CHOU C C, UANG C M, SEIBLE F. Experimental evaluation of compressive behavior of orthotropic steel plates for the new San Francisco-Oakland Bay Bridge[J]. Journal of Bridge Engineering, 2006, 11(2): 140-150.
- [8] 李立峰, 邵旭东. 正交异性闭口加劲板的承载力分析理论及试验研究[J]. 土木工程学报, 2007, 40(6): 42-48.
- LI Li-feng, SHAO Xu-dong. Theoretical study and model test on the capacity of orthotropic U-rib stiffened plates[J]. China Civil Engineering Journal, 2007, 40(6): 42-48.
- [9] PAIK J K, SEO J K. Nonlinear finite element method models for ultimate strength analysis of steel stiffened-plate structures under combined biaxial compression and lateral pressure actions-part II: stiffened panels[J]. Thin-Walled Structures, 2008, 47(8/9): 1008-1017.
- [10] 程 斌, 肖汝诚, 赵金城. 双轴受压小刚度加劲厚板的极限强度计算[J]. 土木工程学报, 2010, 43(6): 87-93.
- CHENG Bin, XIAO Ru-cheng, ZHAO Jin-cheng. Calculation of ultimate strength for slightly stiffened thick panels under biaxial compression[J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43(6): 87-93.
- [11] 程 斌, 赵金城, 肖汝诚. 基于等稳定水准的中厚板加劲肋优化设计[J]. 上海交通大学学报, 2011, 45(4): 528-533.
- CHENG Bin, ZHAO Jin-cheng, XIAO Ru-cheng. Equal-stability level based optimal stiffener design for moderately thick plates[J]. Journal of Shanghai Jiaotong University, 2011, 45(4): 528-533.
- [12] 罗晓玲, 宋 波, 许晓慧. 考虑初始缺陷的加劲板的非线性稳定性[J]. 北京科技大学学报, 2011, 33(12): 1572-1578.
- LUO Xiao-ling, SONG Bo, XU Xiao-hui. Non-linear stability of stiffened plates considering initial imperfections[J]. Journal of University of Science and Technology Beijing, 2011, 33(12): 1572-1578.
- [13] MARGARITIS Y, TOULIOS M. The ultimate and collapse response of cracked stiffened plates subjected to uniaxial compression[J]. Thin-Walled Structures, 2012, 50(1): 157-173.
- [14] SHIN D U, LE V A, KIM K. In-plane ultimate compressive strengths of HPS deck panel system stiffened with U-shaped ribs[J]. Thin-Walled Structures, 2013, 63(2): 70-81.
- [15] 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.
- ZHAO Qiu, GAO Pu. Comparison of calculation method of stiffened compression plate's stability bearing capability[J]. Journal of Fuzhou University: Natural Science Edition, 2014, 42(1): 123-127.
- [16] GB 50017—2003, 钢结构设计规范[S].
- GB 50017—2003, Code for design of steel structures[S].
- [17] AASHTO, AASHTO LRFD bridge design specifications (2010)[S].
- [18] 拉达伊 D. 焊接热效应[M]. 熊第京, 郑朝云, 史耀武, 译. 北京: 机械工业出版社, 1997.
- RADAJ D. Heat effects of welding[M]. Translated by XIONG Di-jing, ZHENG Zhao-yun, SHI Yao-wu. Beijing: China Machine Press, 1997.
- [19] 赵 秋, 吴 冲. U 肋加劲板焊接残余应力数值模拟分析[J]. 工程力学, 2012, 29(8): 262-268.
- ZHAO Qiu, WU Chong. Numerical analysis of welding residual stress of U-rib stiffened plate[J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(8): 262-268.
- [20] 大橋治一, 依田照彦, 樋口康三. 長大斜張橋鋼床版の初期不整の実測データとその圧縮強度の評価[J]. 土木学会論文集, 1996, 549(I 37): 55-64.