

文章编号:1671-6833(2020)01-0025-07

钢桥面板顶板-U 肋焊缝多轴疲劳效应评估

吉伯海, 蒋 斐, 王益逊, 傅中秋

( 河海大学 土木与交通学院, 江苏 南京 210098 )

摘 要: 为了评估顶板-U 肋焊缝多轴疲劳效应, 定义了主要应力分量为坐标轴向幅值最大的正应力。基于弹性力学对比了单、多轴疲劳应力, 提出了采用绝对值最大的主应力与主要应力分量的偏差值  $\delta$  作为多轴疲劳评判依据。建立了钢桥面板节段模型和顶板-U 肋细节子模型, 对细节处多轴疲劳变形和应力状态进行了评估。为了定量单、多轴疲劳寿命评估的差异, 定义了疲劳寿命比  $R$ , 理论推导得  $R$ - $\delta$  关系, 并通过试验和有限元分析加以验证。研究结果表明: 单轴荷载下绝对值最大的主应力等于主要应力分量, 多轴荷载下两类应力存在偏差, 偏差越大, 多轴疲劳效应越显著; 对于顶板-U 肋焊缝, 多轴疲劳效应随荷载中心线偏离焊缝位置越发显著, 横隔板处顶板-U 肋焊缝的多轴应力状态更为明显;  $R$  与  $\delta^3$  成正比, 该关系为在单轴疲劳评估的基础上进行多轴疲劳寿命评估提供参考。

关键词: 多轴疲劳; 正交异性钢桥面板; 绝对值最大主应力; 顶板-U 肋焊缝

中图分类号: U441.4      文献标志码: A      doi:10.13705/j.issn.1671-6833.2020.01.002

0 引言

正交异性钢桥面板在大跨径桥梁中得到了广泛的运用<sup>[1]</sup>。在服役过程中, 桥梁的疲劳问题一直是困扰其发展的主要问题之一<sup>[2-4]</sup>。循环荷载作用下, 顶板-U 肋焊缝较易产生疲劳裂纹。该类裂纹维修和检测难度大, 影响桥面系的耐久性和桥梁安全运营。因此有必要对顶板-U 肋焊缝的疲劳特性进行研究, 提出合理的疲劳寿命评估方法, 为该类细节的抗疲劳设计提供参考。

目前针对顶板-U 肋焊缝细节, 国内外学者开展了大量的研究工作。其中疲劳寿命评估多采用基于名义应力或热点应力的  $S$ - $N$  曲线, 并结合线性累积损伤理论的单轴疲劳评估方法。如 Ya 等<sup>[5]</sup>对顶板-U 肋局部截断试件进行了疲劳试验, 通过焊趾处的名义应力拟合  $S$ - $N$  曲线, 对比分析了 80% 熔透焊缝与全熔透焊缝疲劳强度的差异; Yamada 等<sup>[6]</sup>采用 1 mm 法确定热点应力, 通过试验结果拟合了顶板-U 肋细节的  $S$ - $N$  曲线; 张呈奕等<sup>[7]</sup>开展了顶板-U 肋细节的弯曲疲劳试验, 基于名义应力和热点应力对不同钢材强度下的疲劳寿命进行了评估。吉伯海等<sup>[8]</sup>根据实桥监测得到了顶板-U 肋

焊趾处的名义应力, 结合 BS5400 规范中  $S$ - $N$  曲线对该细节疲劳寿命进行了评估。实桥运营中, 车轮分布具有随机性, 考虑结构的非对称性, 顶板-U 肋焊缝实际发生多轴疲劳。基于名义应力或热点应力的单轴评估法多采用垂直于焊缝方向的正应力作为疲劳评估的基准, 具有简单高效的特点, 但不能全面反映实桥焊缝处的多轴疲劳效应。因此, 分析顶板-U 肋焊缝处的多轴疲劳效应, 定量给出该细节单、多轴疲劳评估的差异, 对多轴疲劳寿命的评估工作的开展具有重要意义。

为了评估顶板-U 肋焊缝多轴疲劳效应, 基于弹性力学理论对比单、多轴疲劳应力, 笔者提出了合理的多轴疲劳评判依据。建立钢桥面板节段模型与细节子模型, 对细节处的多轴疲劳变形和应力进行了评估。通过多轴比例加载试验获取了多轴疲劳强度  $S$ - $N$  曲线, 定义了应力幅偏差值  $\delta$  与单多轴疲劳寿命比  $R$ , 理论分析得  $R = A\delta^3$  的相关关系, 定量评估了单、多轴疲劳评估的差异。

1 有限元模型与多轴疲劳评估准则

1.1 有限元模型

以某悬索桥正交异性钢桥面板为工程背景,

其顶板厚 12 mm,U 肋尺寸为 300 mm×280 mm×6mm,U 肋间距为 600 mm,横隔板厚 8 mm,横隔板间距 3 200 mm。钢材采用 Q345qD,顶板与 U 肋采用 80% 熔透焊缝连接。钢桥面板中顶板-U 肋焊缝细节分为两类,分别为横隔板处细节和横隔板间细节。

采用 ABAQUS 分别建立总体节段模型与局部细节子模型。节段模型纵向包括 5 道横隔板,横向包括 7 道 U 肋<sup>[9]</sup>;采用 C3D8R 六面体单元划分,网格尺寸为 20 mm;边界条件设为约束顶板,U 肋和铺装的所有平动自由度以及横隔板的所有平动加转动自由度。子模型横向位于节段模型中部,横隔板间细节纵向位于 No. 2 号和 No. 3 号横隔板正中,横隔板处细节纵向位于 No. 3 号横隔板正上方。横隔板间细节子模型横向取 300 mm,纵向取 200 mm,竖向取 342 mm。横隔板处细节子模型竖向取 258 mm。采用 C3D8R 六面体单元和 C3D10 四面体单元进行网格混合划分,非焊缝区域采用 20 mm 六面体网格划分,焊缝区域采用 1 mm 六面体网格细化,过渡区域采用四面体网格。钢材弹性模量取  $2.06\times10^5$  MPa,铺装弹性模量为 1 000 MPa,泊松比均取 0.3。有限元模型如图 1 所示。

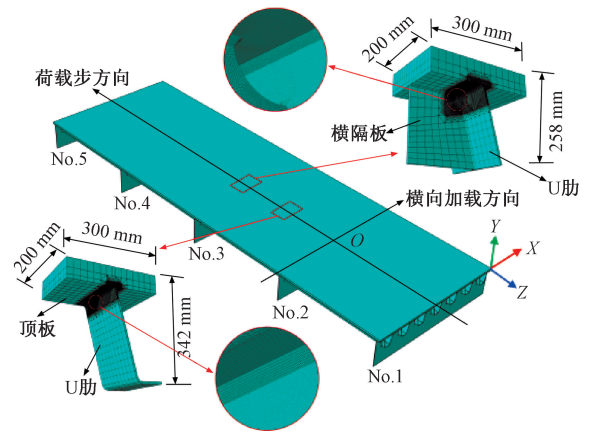


图 1 有限元模型

Figure 1 Finite element model

参考《公路钢结构桥梁设计规范》<sup>[10]</sup>,取单侧双轮加载面积为 600 mm×200 mm,荷载集度为 0.5 MPa。考虑顶板-U 肋焊缝细节所处的位置,以 No. 2 号横隔板中点为原点,横桥向分为 11 种加载工况,加载间距为 150 mm。在纵桥向上,车轮从 No. 2 号横隔板移动至 No. 4 号横隔板,加载间距取 200 mm,共计 33 个荷载步。加载工况如图 2 所示。

1.2 多轴疲劳评估准则

对易损细节进行多轴疲劳效应评估之前,

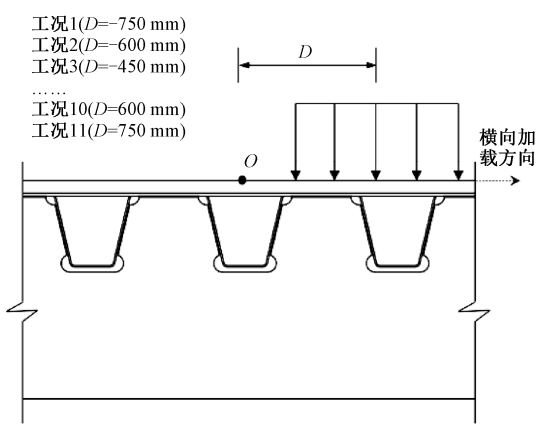


图 2 加载工况示意图

Figure 2 Schematic diagram of loading cases

需要提出一套合理可靠的评估准则。针对细节的疲劳研究常以某种坐标系为基准,基准坐标系的设置一般使某坐标轴与实际裂纹大致垂直。定义沿坐标轴向的应力分量中幅值最大的正应力为主要应力分量,例如以图 1 坐标系为基准,顶板-U 肋焊缝处的主要应力分量为  $\sigma_x$ 。一般情况下,裂纹的扩展方向与主应力方向垂直<sup>[11]</sup>,当主应力为主要应力分量时,扩展方向与主要应力分量垂直。而多轴疲劳效应是引起主应力与主要应力分量不一致的主要原因之一。由此可知,主应力及主要应力分量与疲劳开裂关系密切,并且两者的偏差与多轴疲劳效应存在联系。因此考虑对比主要应力分量与主应力的量值以评估细节处的多轴疲劳效应。由于主应力类别中绝对值最大的主应力较能反映细节承受交变应力循环作用的实际情况,故主应力采用绝对值最大的主应力。

钢板面板在疲劳开裂前处于弹性工作状态,由弹性力学公式可知,三维问题中某一点主应力求解公式为:

$$\begin{cases} \sigma^3 - \Theta_1 \sigma^2 + \Theta_2 \sigma - \Theta_3 = 0; \\ \Theta_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z; \\ \Theta_2 = \sigma_x \sigma_y + \sigma_y \sigma_z + \sigma_z \sigma_x - \tau_{xy}^2 - \tau_{yz}^2 - \tau_{zx}^2; \\ \Theta_3 = \sigma_x \sigma_y \sigma_z - \sigma_x \tau_{yz}^2 - \sigma_y \tau_{zx}^2 - \sigma_z \tau_{xy}^2 + 2\tau_{xy} \tau_{yz} \tau_{zx}, \end{cases} \quad (1)$$

式中:  $\sigma$  为主应力大小;  $\Theta_1 \sim \Theta_3$  为应力张量不变量。

绝对值最大的主应力与主要应力分量间的关系,不仅包括两者量值的大小,也包含两者方向间的关系。弹性力学中某一点主应力方向余弦的求解公式为:

$$\begin{cases} (\sigma_x - \sigma_i)l_i + \tau_{yx}m_i + \tau_{zx}n_i = 0; \\ \tau_{xy}l_i + (\sigma_y - \sigma_i)m_i + \tau_{zy}n_i = 0; \\ \tau_{xz}l_i + \tau_{yz}m_i + (\sigma_z - \sigma_i)n_i = 0; \\ l_i^2 + m_i^2 + n_i^2 = 1, \end{cases} \quad (2)$$

式中:  $l_i, m_i, n_i$  为主应力  $\sigma_i$  的方向余弦, 其中  $i = 1 \sim 3$ 。

单轴荷载下的钢试件只承受单向正应力或单向切应力<sup>[12]</sup>。取试件某一点微元, 绘制其应力状态如图 3 所示。

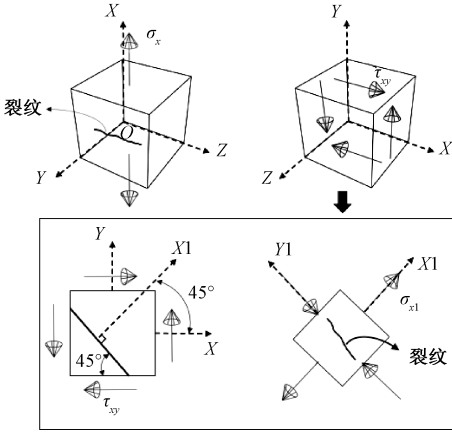


图 3 应力状态

Figure 3 Stress state

对于只承受正应力的情况, 不妨设该正应力为  $\sigma_x$ , 此时  $\sigma_x$  即为主要应力分量。将  $\sigma_x \neq 0$  代入式(1), 得 3 个主应力分别为  $\sigma_x, 0, 0$ , 此时绝对值最大的主应力大小等于  $\sigma_x$ 。将  $\sigma_i = \sigma_x$  代入式(2), 得绝对值最大的主应力对应的方向余弦为  $\pm 1, 0, 0$ , 此时绝对值最大的主应力即为主要应力分量。

对于只承受切应力的情况, 即纯剪状态, 不妨设该切应力为  $\tau_{xy}$ 。此时主要应力分量应为基于坐标系的  $\sigma_{x1}$ , 经坐标变换后得  $\sigma_{x1}$  的大小等于  $\tau_{xy}$ , 方向沿  $X1$  轴。将  $\tau_{xy} \neq 0$  代入式(1), 得 3 个主应力分别为  $\tau_{xy}, 0, -\tau_{xy}$ , 此时绝对值最大的主应力大小等于  $\tau_{xy}$ 。将  $\sigma_i = \tau_{xy}$  代入式(2), 得绝对值最大的主应力对应的方向余弦为  $\frac{\sqrt{2}}{2}, \frac{\sqrt{2}}{2}, 0$  和  $-\frac{\sqrt{2}}{2}, -\frac{\sqrt{2}}{2}, 0$ , 此时绝对值的最大主应力即为主要应力分量。

多轴荷载下的钢试件承受多向应力, 6 个应力分量中至少有 2 个独立分量不为 0, 最大主应力与主要应力分量不再相等。为此, 需要给出一个参数定量两种应力的偏差程度。一段应力时程中应力幅  $\Delta\sigma$  的最大值对疲劳损伤的贡献最大,

故采用应力幅最大值的比值量化两者的偏差, 且定义偏差值  $\delta$ :

$$\delta = \frac{\Delta\sigma_n}{\Delta\sigma_m}, \quad (3)$$

式中:  $\Delta\sigma_n$  为各级主要应力幅最大值;  $\Delta\sigma_m$  为各级绝对值最大的主应力幅最大值。由  $\delta$  定义可知,  $\delta$  与 1 相差越大,  $\sigma_m$  与  $\sigma_x$  的偏差程度越大, 当  $\delta = 1$  时,  $\sigma_m$  与  $\sigma_x$  的应力循环曲线重合, 对应于单轴疲劳。

综合上述分析结果可知, 单轴荷载下, 一点的绝对值最大的主应力即为主要应力分量。多轴荷载下, 一点的绝对值最大的主应力与主要应力分量存在偏差, 偏差越大, 多轴疲劳效应越显著。偏差程度与疲劳效应显著程度的关系在下文给出证明。

## 2 多轴疲劳变形分析与应力分析

### 2.1 变形分析

开裂前细节的疲劳分析主要基于弹性理论, 弹性理论中构件的宏观变形与细节处应力应变直接相关。从钢桥面板构造来看, 顶板受到 U 肋与横隔板的纵横向加劲, 该加劲分布是非均匀的, 因而钢桥面板的刚度分布不均匀且有突变。从整体来看, 在车轮荷载作用下, 钢桥面板发生纵横向挠曲。从局部区域来看, 考虑几何构造引起的刚度不足和突变以及车轮荷载局部作用特点, 部分区域将产生较大变形, 从而引起顶板-U 肋焊缝细节较大的应力集中。

轮载作用下顶板-U 肋焊缝细节的局部变形如图 4 所示。横隔板处细节由于横隔板的约束, 其变形小于横隔间细节。车轮直接作用在顶板上产生较大的弯曲效应, 顶板的变形以面外变形为主。以荷载位于细节正上方为例, 横隔板间细节开裂截面的膜应力为  $-1.8 \text{ MPa}$ , 弯

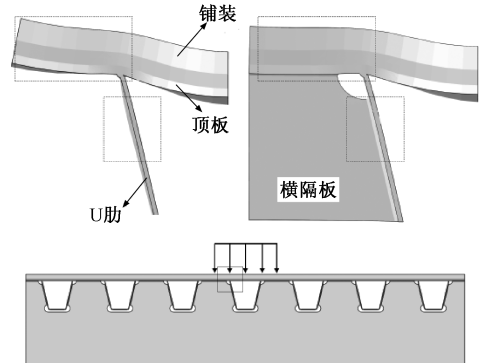


图 4 局部变形示意图

Figure 4 Schematic diagram of local deformation



曲应力为-136.6 MPa,膜应力仅为弯曲应力的1.3%。横隔板处细节的膜应力为-10.5 MPa,弯曲应力为-109.4 MPa,膜应力为弯曲应力的9.6%。从膜应力的占比来看,横隔板的约束减小了顶板的面外变形。

2.2 应力分析

应力状态分析是细节疲劳评估的基础。考虑横向加载工况下应力分布的相似性,分别提取两类焊缝在工况 6、8、10 下的应力状态,绘制成如图 5 所示的应力循环曲线。

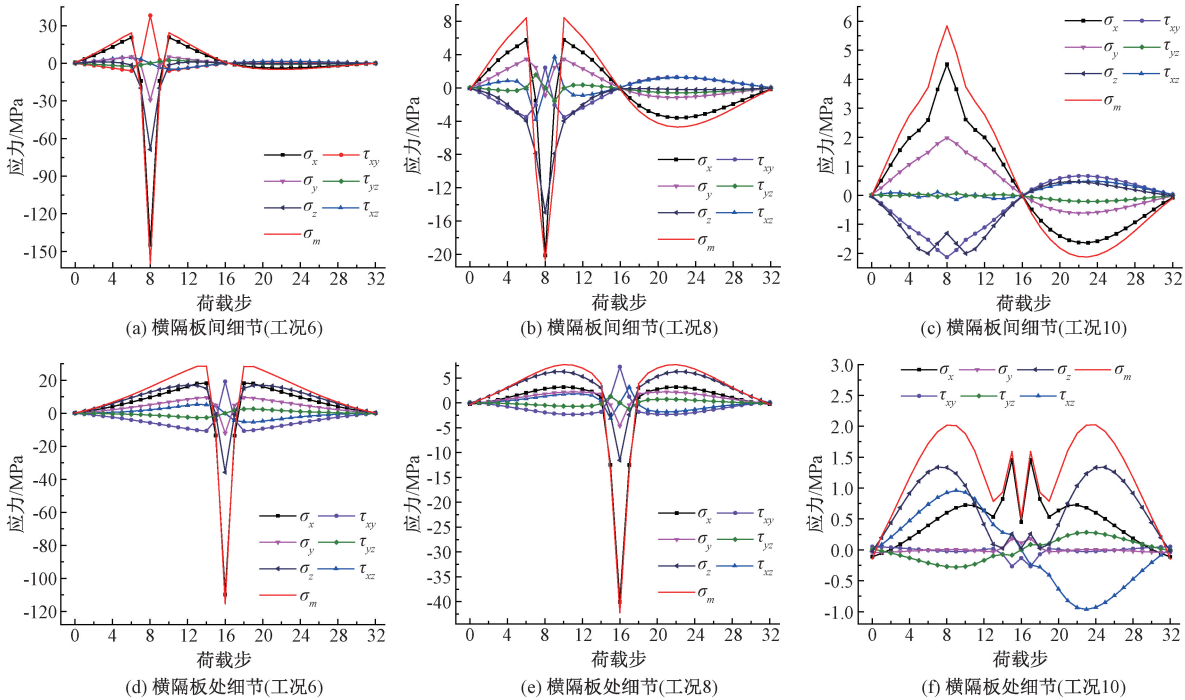


图 5 焊趾应力循环曲线  
Figure 5 Stress cycles of weld toe

由图 5 可知,由于顶板-U 肋焊缝主要承受车轮弯曲荷载,横桥向正应力  $\sigma_x$  变化最为明显,应力水平远大于其他应力分量。 $\sigma_x$  对疲劳开裂的贡献最大,实际裂纹扩展方向与  $\sigma_x$  接近垂直。其他应力分量的存在是引起扩展方向不垂直于  $\sigma_x$  的重要原因。其中纵桥向正应力  $\sigma_z$  的水平接近于  $\sigma_x$ ,这与 U 肋筒支于横隔板承受纵桥向弯矩的受力形式一致。 $\sigma_z$  以压应力为主,对 X 方向的裂纹张开具有促进作用。车轮的局部冲切使得切应力  $\tau_{xy}$  的水平也较高。从开裂机理来看,切应力是疲劳损伤的主要原因, $\tau_{xy}$  对裂纹扩展的驱动作用亦不可忽略<sup>[11]</sup>。对于横隔板间细节,当车轮作用于细节正上方时,正应力  $\sigma_z$  达到了  $\sigma_x$  的 47.5%,切应力  $\tau_{xy}$  达到了  $\sigma_x$  的 26.4%。

图 5 中绝对值最大的主应力  $\sigma_m$  与正应力  $\sigma_x$  的循环曲线变化趋势基本一致,且  $\sigma_m$  总体外包  $\sigma_x$ 。应力幅偏差值  $\delta$  的计算结果显示,各工况下横隔板处细节  $\sigma_m$  与  $\sigma_x$  的偏差大于横隔板间细节。以图 5 中工况 10 为例,横隔板处细节的应力幅偏差值  $\delta = 0.72$ ,横隔板间细节的  $\delta = 0.77$ 。这

是由于横隔板造成顶板-U 肋焊缝局部约束条件发生改变,进而导致多轴应力状态变得显著。随着车轮横向偏离细节距离  $D$  的增大,  $\sigma_m$  与  $\sigma_x$  的偏差程度变大。以横隔板间细节为例,当距离  $D = 0$  mm(工况 6),应力幅偏差值  $\delta = 0.90$ ;当  $D = 300$  mm(工况 8),  $\delta = 0.89$ ;当  $D = 600$  mm(工况 10),  $\delta = 0.77$ 。该现象表明,随着荷载中心线逐渐偏离细节,顶板-U 肋焊缝处的多轴疲劳效应越发显著。

3 单、多轴疲劳寿命评估对比分析

3.1 S-N 曲线

如果能量化单、多轴疲劳寿命评估的差异,采用单轴疲劳评估方法对细节的多轴疲劳寿命近似估量,为实际工程提供简单可靠的参考,将具有重要意义。2.2 节结果表明,正应力  $\sigma_x$  变化显著且量值最大,故实际工程中常采用  $\sigma_x$  与 Miner 损伤理论相结合,并基于 S-N 曲线对顶板-U 肋焊缝进行单轴疲劳评估。2.2 节结果还反映出正应力  $\sigma_z$  和切应力  $\tau_{xy}$  对疲劳损伤具有贡献。同时 1.2 节

中指出绝对值最大的主应力  $\sigma_m$  与正应力  $\sigma_x$  的偏差能反映细节的多轴疲劳效应,且主应力具有使裂纹突破裂尖阻滞作用继续扩展的作用。结合  $\sigma_m$  正负交替变化的特性,采用  $\sigma_m$  与 Miner 损伤理论相结合的方法对顶板-U 肋焊缝细节进行多轴疲劳评估。

为了得到基于绝对值最大的主应力的多轴疲劳强度,针对顶板-U 肋焊缝细节制作疲劳试件,开展多轴比例加载试验,得到不同主应力幅作用下的疲劳寿命,拟合  $\Delta\sigma_m$ - $N$  曲线。

参照文献[5]的试验,选取疲劳试件为顶板-U 肋焊缝细节截断足尺模型,共设计制作 6 个试件,编号 SJ1~SJ6。试件采用 Q345qD 钢,顶板尺寸为 600 mm×300 mm×12 mm,顶板与 U 肋采用熔透率为 80%的单面坡口焊缝连接,通过振动疲劳试验机对试件进行弯扭加载,试件几何及加载如图 6 所示。通过改变悬臂长度  $a$  和偏心距  $b$  实现多轴比例加载, $a$ 、 $b$  取值见表 1。采用名义应力法,在距离焊趾 10 mm 处布置应变花,如图 7 所示。参照文献[13],将裂纹深度达到顶板厚度 70%作为试件破坏准则,整理各测点此时应力数据,得到绝对值最大的主应力幅与疲劳寿命,如表 2 所示。SJ5 由于应变花损坏,实测数据缺失,视为失效试件。

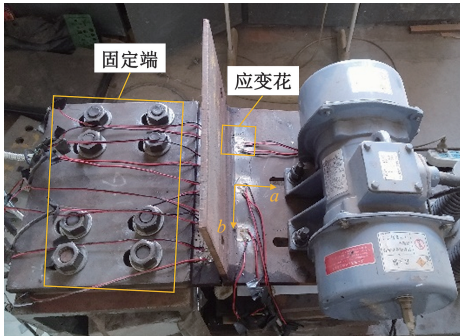


图 6 疲劳加载

Figure 6 Fatigue loading

表 1 试件加载参数

Table 1 Loading parameters for specimens mm		
试件编号	悬臂长度 $a$	偏心距 $b$
SJ1	175	40
SJ2	175	80
SJ3	225	40
SJ4	225	80
SJ5	275	40
SJ6	275	80

将各试件的疲劳试验结果绘制于双对数坐标,线性拟合后得到基于绝对值最大的主应力的

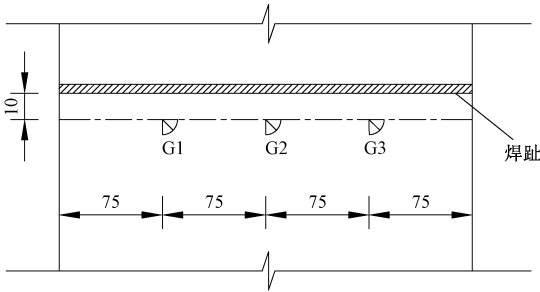


图 7 测点布置示意图(单位:mm)

Figure 7 Schematic diagram of measuring point arrangement (unit: mm)

疲劳强度  $S$ - $N$  曲线,如图 8 所示。考虑 97.7%的保证率,减去两个标准差,得到的曲线方程为:

$$\lg N = 11.8775 - 3\lg \Delta\sigma_m \quad (4)$$

表 2 试件疲劳试验结果

Table 2 Fatigue test results of specimens		
试件编号	应力幅 $\Delta\sigma_m$ /MPa	循环次数 $N$ /万次
SJ1	68.11	236.39
SJ2	76.10	191.81
SJ3	93.34	105.38
SJ4	101.55	80.31
SJ6	85.00	120.61

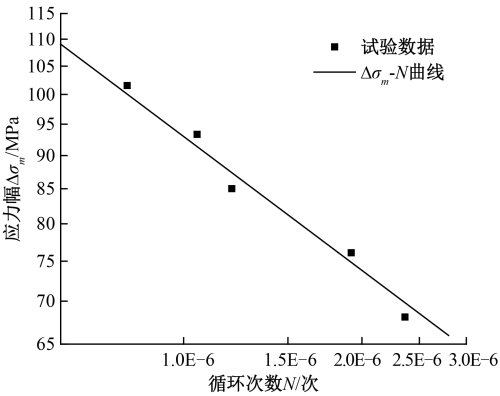


图 8  $\Delta\sigma_m$ - $N$  曲线

Figure 8  $\Delta\sigma_m$ - $N$  curve

以循环 200 万次作为疲劳失效基准,得到基于绝对值最大的主应力的疲劳强度为 72.25 MPa。

3.2 寿命评估的差异

由数值模拟或实桥监测可得顶板-U 肋焊缝处的应力时程。经雨流计数后,可得各工况下各级应力幅及其循环次数。根据《公路钢结构桥梁设计规范》<sup>[10]</sup> 确定顶板-U 肋焊缝细节的正应力幅疲劳强度曲线,并结合试验所得的绝对值最大的主应力幅疲劳强度曲线,按照 Miner 线性损伤累积理论分别进行单、多轴疲劳评估,疲劳损伤度可通过式(5)得出。

$$\begin{cases} N_i = 2 \cdot 10^6 \cdot \left( \frac{\Delta\sigma_i}{\Delta\sigma_f} \right)^3; \\ D = \sum \frac{n_i}{N_i}, \end{cases} \quad (5)$$

式中:  $\Delta\sigma_i$  表示各级应力幅;  $\Delta\sigma_f$  为 200 万次对应的疲劳强度;  $n_i$  为雨流计数得到的  $\Delta\sigma_i$  的循环次数;  $N_i$  为疲劳失效时  $\Delta\sigma_i$  对应的循环次数。对于当前工程背景, 单轴疲劳评估  $\Delta\sigma_f$  取 70 MPa, 多轴疲劳评估  $\Delta\sigma_f$  取 72.25 MPa。

为了量化单、多轴疲劳评估的差异, 提出寿命比  $R$ :

$$R = \frac{N_m}{N_x} = \frac{\frac{1}{D_m}}{\frac{1}{D_x}} = \frac{D_x}{D_m}, \quad (6)$$

式中:  $N_m$  为多轴疲劳评估所得寿命;  $N_x$  为单轴疲劳评估所得寿命;  $D_m$  为多轴疲劳评估对应的损伤度;  $D_x$  为单轴疲劳评估对应的损伤度。由  $R$  定义可知,  $R$  越接近 1, 单、多轴疲劳评估的差异越小。

将疲劳强度和各级应力幅及其循环次数代入式(5), 可得单、多轴疲劳评估的损伤度  $D_x$  与  $D_m$ , 式(6)可进一步表示为:

$$\begin{cases} R = \frac{72.25^3}{70^3} \times \frac{n_{11}\Delta\sigma_{x1}^3 + \dots + n_{1j}\Delta\sigma_x^3 + \dots + n_{1p}\Delta\sigma_{xp}^3}{n_{21}\Delta\sigma_{m1}^3 + \dots + n_{2k}\Delta\sigma_m^3 + n_{2q}\Delta\sigma_{mq}^3}; \\ \Delta\sigma_x = \max(\Delta\sigma_{xj} | j = 1 \sim p); \\ \Delta\sigma_m = \max(\Delta\sigma_{mk} | k = 1 \sim q), \end{cases} \quad (7)$$

式中:  $\Delta\sigma_{xj}$  为第  $j$  级正应力幅;  $n_{1j}$  为该级正应力幅对应的循环次数, 其中  $j = 1 \sim p$ ;  $\Delta\sigma_{mk}$  为第  $k$  级绝对值最大的主应力幅;  $n_{2k}$  为该级主应力幅对应的循环次数, 其中  $k = 1 \sim q$ 。

对雨流计数结果进行分析, 在筛除幅值较小的应力幅后, 存在以下规律: ①各级应力幅对应的循环次数相等; ②正应力幅级数  $p$  与绝对值最大的主应力幅级数  $q$  相等; ③各级应力幅中的最大值远大于其他应力幅。根据以上规律, 将式(7)上下同除以  $\Delta\sigma_m^3$ , 寿命比  $R$  可进一步简化为:

$$R = A \left( \frac{\Delta\sigma_x}{\Delta\sigma_m} \right)^3 = A\delta^3, \quad (8)$$

式中:  $\delta$  为 2.2 节定义的应力幅偏差值;  $A$  为差异系数。

从式(8)可以看出, 疲劳寿命比  $R$  与应力幅偏差值  $\delta$  的三次方成正比, 从而也论证了 1.2 节中偏差程度越大, 多轴疲劳效应越明显的论断。

### 3.3 差异系数

以当前工程背景为例, 对差异系数  $A$  的确定给出示例, 具体确定过程如下: ①采用雨流法对有限元结果进行计数统计, 得各工况下的应力幅及对应的循环次数; ②将疲劳强度等相关参数代入式(5), 得各工况下单、多轴疲劳损伤度; ③分别按照式(3)和式(6)计算各工况下的应力幅偏差值  $\delta$  和疲劳寿命比  $R$ ; ④以  $\delta$  为横坐标,  $R$  为纵坐标, 将各工况的结果绘制于图 9; ⑤利用函数  $R = A\delta^3$  对图 9 中的散点进行拟合, 从而得差异系数  $A$  的具体量值。

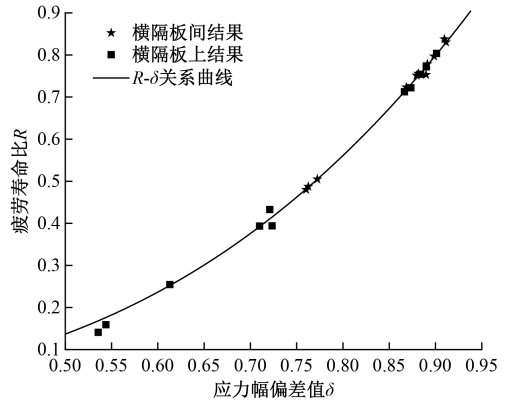


图 9  $R$ - $\delta$  关系曲线

Figure 9  $R$ - $\delta$  relationship curve

由图 9 可知, 曲线  $R = A\delta^3$  拟合结果良好(可决系数为 0.997 5), 由此说明 3.2 节的理论推导具有合理性。针对当前工程背景, 拟合得  $A = 1.095 77$ , 疲劳寿命比  $R$  与应力幅偏差值  $\delta$  的关系为:

$$R = 1.095 77\delta^3, \quad (9)$$

$A = 1.095 77$  仅针对当前工程背景得出。若能对国内大桥采样, 在细节位置选取和应力时程获取等过程中运用概率论与数理统计知识, 最终给出差异系数  $A$  的分布规律, 将对钢桥面板多轴疲劳评估工作的开展具有重要理论意义。

## 4 结论

(1) 在单轴荷载下, 绝对值最大的主应力等于坐标轴向幅值最大的正应力。在多轴荷载下, 绝对值最大的主应力与坐标轴向幅值最大的正应力存在偏差, 偏差越大, 多轴疲劳效应越显著。

(2) 对于顶板-U 肋焊缝, 多轴疲劳效应随荷载中心线偏离焊缝位置越发显著, 横隔板处顶板-U 肋焊缝的多轴应力状态更为明显。

(3) 定义了疲劳寿命比  $R$  与应力幅偏差值  $\delta$ , 理论推导得  $R$  与  $\delta^3$  成正比, 该关系为在单轴疲劳评估的基础上进行多轴疲劳寿命评估提供参考。

参考文献:

[1] 丁楠, 邵旭东. 轻型组合桥面板的疲劳性能研究[J]. 土木工程学报, 2015, 48(1):74-81.

[2] 黄祖慰, 雷俊卿, 桂成中, 等. 斜拉桥正交异性钢桥面板疲劳试验研究[J]. 浙江大学学报(工学版), 2019, 53(3):1-12.

[3] YAN F, CHEN W Z, LIN Z B. Prediction of fatigue life of welded details in cable-stayed orthotropic steel deck bridges[J]. Engineering structures, 2016, 127: 344-358.

[4] 詹健, 邵旭东, 曲宛桐, 等. 钢-STC 轻型组合桥面结构多参数分析[J]. 公路交通科技, 2018, 35(5):73-81.

[5] YA S, YAMADA K, ISHIKAWA T. Fatigue evaluation of rib-to-deck welded joints of orthotropic steel bridge deck[J]. Journal of bridge engineering, 2011, 16(4):492-499.

[6] YAMADA K, SAMOL Y. Plate bending fatigue tests for root crack of trough rib of orthotropic steel deck[J]. Journal of structural engineering, A, 2008, 54A:675-684.

[7] 张呈奕, 傅中秋, 吉伯海, 等. 钢材强度对钢桥面板焊缝疲劳强度的影响[J]. 工业建筑, 2017, 47(5):12-16.

[8] 吉伯海, 程苗, 傅中秋, 等. 基于实测应变的钢桥面板疲劳寿命分析[J]. 河海大学学报(自然科学版), 2014, 42(5):422-426.

[9] YA S, YAMADA K. Fatigue durability evaluation of trough to deck plate welded joint of orthotropic steel deck[J]. Structural engineering/earthquake engineering, 2008, 64(3):603-616.

[10] 中华人民共和国交通运输部. 公路钢结构桥梁设计规范: JTG D64—2015 [S]. 北京: 人民交通出版社, 2015:10.

[11] SCHIJVE J. Fatigue of structures and materials( second edition) [M]. Berlin: Springer, 2009.

[12] 尚德广, 王德俊. 多轴疲劳强度[M]. 北京: 科学出版社, 2007.

[13] SAMOL Y, YAMADA K, ISHIKAWA T. Fatigue durability of trough rib to deck plate welded detail of some orthotropic steel decks[J]. Journal of structural engineering, A, 2010, 56A:77-90.

Multiaxial Fatigue Evaluation of U-rib to Deck  
Welded Joint in Steel Bridge Deck

JI Bohai, JIANG Fei, WANG Yixun, FU Zhongqiu

(College of Civil and Transportation Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China)

**Abstract:** To evaluate the multiaxial fatigue of U-rib to deck welded joint, the main stress component was defined as the normal stress with maximum amplitude along coordinate axes. The stress state under uniaxial and multiaxial fatigue was compared based on elastic mechanics, and the deviation  $\delta$  between the maximum absolute principle stress and the main stress component was proposed as the basis for evaluating the multiaxial fatigue. Then segment model of steel bridge deck and submodel of joint detail were established. The deformation and stress state of welded joint under multiaxial fatigue were evaluated. In order to quantify the difference between uniaxial and multiaxial fatigue life assessment, the fatigue life ratio  $R$  was defined, and the relationship between  $R$  and  $\delta$  was deduced theoretically, which was verified by experiment and finite element analysis. The result showed that when it was under uniaxial load, the maximum absolute principal stress was equal to the main stress component. There was a deviation between the two kinds of stresses under multiaxial load and the greater the deviation, the more significant the multiaxial fatigue effect was. The effect of multiaxial fatigue became more significant when the load center deviated from the weld position, and the multiaxial stress state of welded joint located at the diaphragm was more obvious.  $R$  was proportional to  $\delta^3$ , which provided a reference for multiaxial fatigue life assessment based on uniaxial fatigue assessment.

**Key words:** multiaxial fatigue; orthotropic steel bridge deck; the maximum absolute principle stress; U-rib to deck welded joint