

# 开口加劲板稳定极限承载力分析

邵旭东, 张欣, 李立峰

(湖南大学桥梁工程研究所 长沙市 410082)

**摘 要:** 以开口加劲板为研究对象, 计入几何和材料双重非线性影响, 分析了具有初始几何缺陷和残余应力的开口加劲板的稳定极限承载力。

**关键词:** 自锚式悬索桥; 钢箱梁; 开口加劲板; 极限承载力; 初始几何缺陷; 残余应力

长沙市三汊矶湘江大桥是目前世界上最大跨径的双塔自锚式悬索桥, 跨径布置为 70 m + 132 m + 328 m + 132 m + 70 m, 中跨矢跨比为 1/5, 边跨矢跨比为 1/12.4, 主缆由 91 束预制索股构成单缆, 预制索股由 61 丝  $\phi 5.1$  mm 镀锌高强钢丝组成, 采用 PPWS 法施工; 两主缆中心距离为 25.0 m。主梁采用扁平闭口钢箱梁截面型式。大桥结构独特, 受力复杂, 设计和施工难度比较大, 扁平钢箱梁初步设计的截面形式见图 1 所示。其顶板和底板为 U 形加劲板, 腹板为开口 (L 形) 加劲板, 长沙三汊矶大桥扁平钢箱梁的局部稳定性是关键性技术之一。根据研究表

明, 对各种常用的母板、U 肋厚度和常见的扁平钢箱梁的横隔板间距下, U 形加劲板的抗压稳定极限平均应力较高, 抗压稳定极限平均应力与材料屈服强度之比均能达到 0.9 以上, 抗压稳定极限平均应力对初始几何缺陷和残余应力不敏感。因此本文对三汊矶大桥扁平钢箱梁的腹板开口加劲板进行了研究, 三汊矶大桥腹板初步设计共 11 条开口 (L 形) 加劲肋, 加劲板母板厚 14 mm, 加劲肋厚 8 mm, 加劲肋之间的间距为 300 mm, 300 mm 宽的加劲板见图 2 所示。本文主要采用大型通用有限元软件 ANSYS 对其开口加劲板的稳定进行了分析。

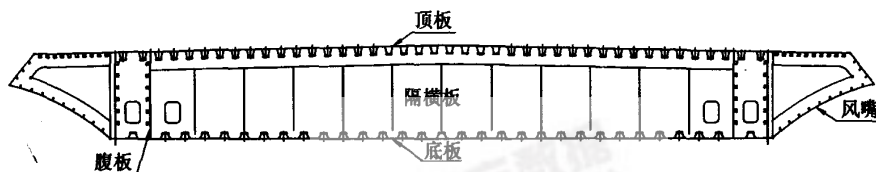
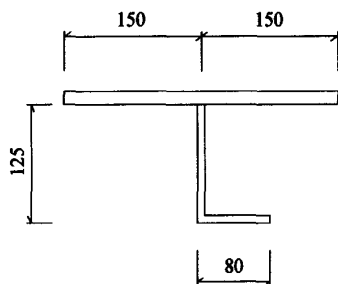


图1 扁平钢箱梁横断面



单位: mm

图2 腹板加劲板(300 mm宽)横断面

## 1 线弹性稳定分析

由于非加劲板件在压力作用下会产生面外屈曲, 布置加劲肋后, 会给被加劲板提供较大的面外刚度, 从而使得屈曲临界应力提高, 加劲肋能提供的刚度越大, 加劲板的临界应力就越高。为了使加劲肋能提供较大的面外刚度, 增加加劲肋的高度 (提高加劲肋对加劲板轴线的惯性矩) 是有效的方法, 这样就要求加劲肋的高度不能太小。而加劲肋的高度也不能过大。一方面当其高度过大时, 加劲肋会对被加劲板提供很大的刚度, 容易使加劲肋成为绝对刚硬的肋

条,从而使得加劲板发生的是加劲条之间的板件的局部屈曲,被加劲肋分成了多个正弦半波曲线,这样有可能使材料浪费。另一方面纵向加劲肋也承受箱梁的纵向压力,当加劲肋的高度过大,它有可能比加劲板先屈曲,这也不是设计所希望的。因此纵向加劲肋的高度不能过大也不能过小,这就存在一个加劲肋最小刚度比 $\gamma_s^*$ ,见式(1)。

$$\gamma_s^* = \frac{EI_s}{Db} = \frac{\text{加劲肋刚度}}{\text{板刚度}} \quad (1)$$

式中: $I_s$ 为绕板中线的惯性矩; $D$ 为单位宽度板的弯曲刚度, $D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$ , $t$ 为板的厚度; $b$ 为板的宽度。

当 $\gamma_s$ 小于某一特定值 $\gamma_s^*$ 时,加劲板发生的是整体屈曲;当 $\gamma_s$ 大于或等于某一特定值 $\gamma_s^*$ 时,加劲肋的作用就是完全的,加劲板发生的是加劲肋之间的局部屈曲。

本文利用大型空间通用有限元软件 ANSYS 对三汊矶大桥腹板加劲板做了一阶线弹性计算,边界条件为四边简支,计算模型如图 3 所示。

计算的线弹性屈曲应力为 587 MPa,屈曲模态见图 4 所示。从图 3 可以看到,加劲板屈曲波形为整体的一个半波,整个加劲板发生了屈曲,而不是加劲肋之间的局部板件的屈曲,因此腹板加劲肋的刚度比 $\gamma_s$ 小于发生局部屈曲的最小刚度比 $\gamma_s^*$ 。

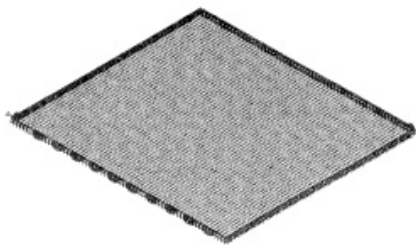


图 3 三汊矶大桥腹板加劲板有限元模型

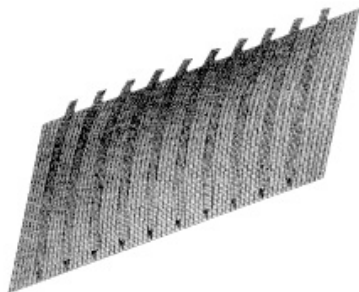


图 4 三汊矶大桥腹板加劲板屈曲模态

## 2 稳定极限承载力分析

在箱形梁开始应用阶段,带纵肋翼缘板的稳定按传统的弹性平板屈曲理论计算。加劲肋要求的刚度也按弹性屈曲理论求得,以保证板屈曲时、加劲板屈曲时加劲肋不随同弯曲。1970 年前后大跨度箱形梁出现几次事故,经过深入分析认识到经典的线性屈曲理论不能用于箱形梁的设计,原因是:

- (1)没有考虑焊接产生的残余应力;
- (2)没有计及初始几何缺陷的影响;
- (3)没有考虑材料的塑性;

(4)所得的加劲肋的适宜刚度不符合实际,在试验中加劲肋仍随板一起弯曲。造成这一现象的原因包括:加劲肋的刚度是按防止翼缘板屈曲的条件确定的。板屈曲后它的刚度就显得不足了。此外,加劲肋位于板的一侧,荷载又不完全作用在板的中面。在仅有翼缘板的情况下,它对缺陷并不敏感,而板和加劲肋的组合物体却对缺陷敏感得多。

因此由于几何、材料非线性影响以及结构的初始变形和残余应力的影响,对于扁平钢箱梁的加劲板来说,研究第二类稳定问题更具有重要的实际意义。第二类稳定是指结构在不断增加的外载作用下,结构刚度发生不断变化,当外荷载产生的应力使结构切线刚度矩阵趋于奇异时,结构的承载能力就达到了极限,稳定性平衡状态开始丧失,稍有扰动,结构变形迅速增大,使结构失去正常工作能力的现象。从力学分析角度看,分析结构的第二类稳定性,就是通过不断求解计入几何非线性和材料非线性的结构平衡方程,寻找结构极限荷载的过程。所以第二类稳定问题的实质是一个极限承载力问题。

本文采用非线性理论,计入几何和材料双重非线性的影响,分析了具有初始几何缺陷和残余应力的开口加劲板的稳定极限承载力。

对于初始几何缺陷,根据英国 BS5400,取  $L/1\ 000$ ,即 3 mm,弯向加劲肋方向。对于焊接残余应力,本文参照英国学者对加劲肋的残余应力提出的计算方法来计算三汊矶大桥加劲板的残余应力。这种计算方法的基本原理是,计算焊缝所产生的拉力或压力,然后根据残余应力在构件内部是自相平衡的内应力,所以不会对构件总截面产生轴心的拉力或压力,也不会对构件产生弯矩,由此可以计算出残余应力在截面上的分布图式。计算残余压应力的公式见式(2)。

$$\sigma_R = \frac{CA_w}{A_g - (CA_w/\sigma_y)} \quad (2)$$

式中:  $A_w$  是指焊缝面积;  $A_g = A_s + bt$ ,  $A_s$  是指加劲肋面积,  $b$  为加劲板宽度,  $t$  为加劲板厚度;  $C$  是和焊接方法有关的系数;  $\sigma_y$  为钢材的屈服强度。

根据式(2), 可以计算三汊矶大桥腹板开口加劲板残余压应力的幅值为 74 MPa。本文采用 SHELL181 单元, 该单元有强大的非线性功能, 还可以在高斯积分点加载残余应力, 利用 SHELL181 单元在高斯积分点加载残余应力的特点可以考虑焊接残余应力的影响。

本文运用大型通用有限元程序 ANSYS, 对三汊矶大桥腹板加劲板做了稳定极限承载力分析。综合分析比较后建立了如图 5 所示的模型。

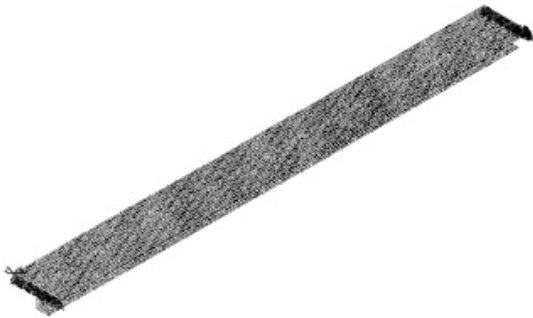


图 5 腹板加劲板模型

根据以上取值, 计算了三汊矶大桥顶板加劲板的抗压极限承载力, 荷载位移曲线如图 6 所示。计算的稳定极限平均应力为 194 MPa, 稳定极限平均应力和材料屈服强度的比值为 0.56, 稳定极限承载力比较低。

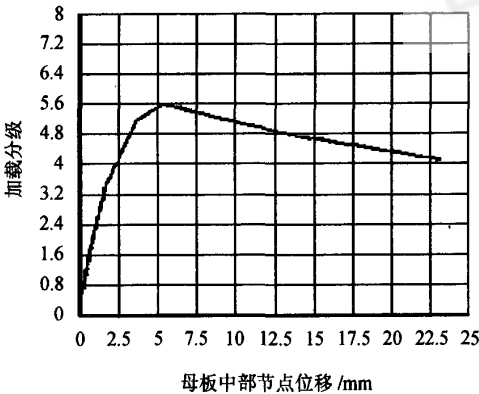


图 6 腹板加劲板的极限承载力

为了比较不同方向的初始缺陷对开口加劲肋的极限承载力的影响, 计算了初始变形弯向加劲板的母板的情况, 荷载位移曲线如图 7 所示。计算的稳定极限平均应力为 239 MPa, 比弯向加劲肋的极限承载力提高了 23%。并且比较两种不同初始几何缺陷方向的荷载位移曲线可以看到弯向加劲肋的荷载位移曲线下降段较陡。这说明初始变形弯向加劲肋的加劲板的破坏比较突然, 具有脆性。初始几何缺陷方向, 不仅影响了开口加劲板的稳定极限承载力, 还使开口加劲板的破坏延性很差, 在实际工程中要注意弯向加劲肋的初始几何缺陷。

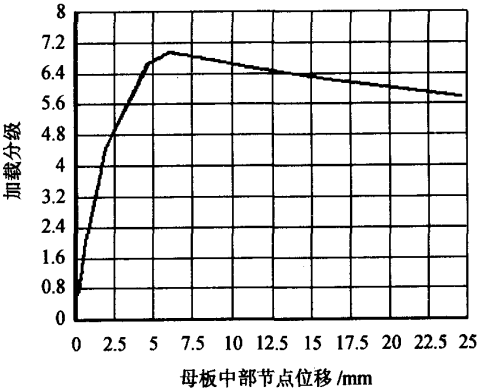


图 7 改变了初始几何缺陷方向腹板加劲板的极限承载力

为了比较残余应力对开口加劲板的稳定极限承载力的影响, 本文不考虑残余应力的影响, 计算了三汊矶大桥腹板加劲板的稳定极限承载力, 荷载位移曲线如图 8 所示。

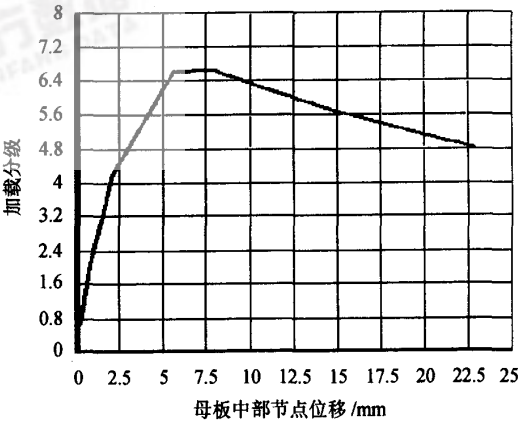


图 8 不考虑残余应力的开口加劲板的极限承载力

计算的稳定极限平均应力为 230 MPa, 比考虑残余应力提高 18.6%。

为了比较初始变形对开口加劲板稳定极限承载力的影响,以三汊矶大桥腹板为例,计算了初始几何缺陷从  $0 \sim L/500$  变化时,加劲板的稳定极限承载力变化见图 9(图中  $\sigma_s$  为稳定极限承载力平均应力,  $\sigma_y$  为材料的屈服强度),最大差值达 58.4%。

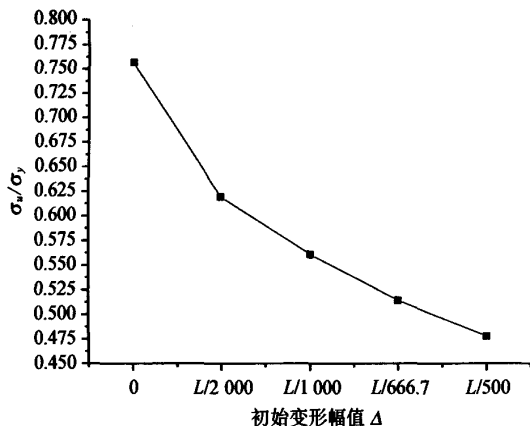


图 9 初始变形幅值  $\Delta$  从  $0 \sim L/500$  变化时,开口加劲板的稳定极限承载力

从上面的分析可以看出,开口加劲板的稳定极限承载力,受初始几何缺陷和残余应力的影响比较大。要得到真实的开口加劲板的稳定极限承载力,必须考虑实际的施工情况和焊接顺序,确定初始变形和残余应力的分布,进行稳定极限承载力分析,才能得到较为准确的结果。

### 3 结论

通过对三汊矶大桥模型试验以及实桥的稳定性

验算,可以得出以下几点结论。

(1) 线弹性稳定分析计算出的临界应力  $\sigma_c$  较高,已远远高于材料的破坏强度极限。因此,线性屈曲临界应力不宜作为工程中的判别依据。

(2) 开口加劲板的稳定极限承载力受初始几何缺陷的影响比较大;初始几何缺陷的方向对稳定极限承载力影响很大,初始几何缺陷弯向加劲肋方向,会导致结构的脆性破坏。在实际工程中要严格控制弯向加劲肋方向的初始几何缺陷的大小。

(3) 开口加劲板的稳定极限承载力对残余应力的影响比较敏感,本文计算的考虑残余应力的稳定极限承载力比不考虑残余应力降低了 18.6%。

### 参考文献:

- [1] 颜海. 大跨度斜拉桥扁平钢箱梁整体一局部相关稳定问题研究[D]. 上海: 同济大学土木工程学院, 2003.
- [2] Massonnet, Ch. Recent Research in Western Europe and Developments in the European Codes. Third Int. Coll. Stability of Metal Structure. Toronto, 1983.
- [3] Sukhen Chattrjee. The Design of Modern Steel Bridge (Second Edition)[M]. London: Blackwell Publishing Company, 2003.
- [4] 李国豪. 桥梁结构稳定与振动[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1992.
- [5] 项海帆. 高等桥梁结构理论[M]. 北京: 人民交通出版社, 2001.
- [6] 邵旭东. 桥梁工程[M]. 北京: 人民交通出版社, 2003.

## Stability Analysis of Ultimate Bearing Capacity of Open Stiffened Plates

SHAO Xu-dong, ZHANG Xin, LI Li-feng

(Institute of Bridge Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China)

**Abstract:** The open stiffened plates are regarded as investigative object. Considering geometrical and material dual nonlinear nature, the ultimate bearing capacity of open stiffened plates with initial geometrical imperfections and residual stress is analyzed.

**Key words:** self-anchored suspension bridge; steel box girder; open stiffened plate; ultimate bearing capacity; initial geometrical imperfections; residual stress