

钢桥规范受压板件局部稳定计算问题探讨

杨燎原

(广州市市政工程设计研究总院有限公司, 广东 广州 510060)

摘要: 受压板件局部稳定计算方法是《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)中的核心计算方法之一。通过实际设计工程中的应用,并结合一定的理论分析,发现该规范局部稳定计算方法存在以下问题:(1)板元局部稳定折减系数计算公式与宽厚比限制值不协调,宽厚比取上限时折减系数显著小于1;(2)横肋刚性判别公式精度不够高,导致在横肋刚柔分界线处加劲板局部稳定折减系数不连续,突变幅度可能较大,且横肋由柔性加强为刚性时折减系数可能反而减小。

关键词: 钢桥规范;加劲板;加劲肋;局部稳定;宽厚比

中图分类号: U442

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2024)03-0072-04

0 引言

《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)^[1](下文简称钢桥规范)第5.1.7条给出了轴心受压板元和加劲板的局部稳定计算方法,采用有效截面来考虑局部稳定的影响。受压板件局部稳定计算是规范的核心计算方法之一。构件的受弯、轴心受压、偏压和偏拉计算公式中均引用了考虑局部稳定的有效截面。

楚得等^[2]介绍了美国、日本及欧洲国家规范中受压板元局部稳定的设计方法,并与中国钢桥规范进行了对比,结论是中国钢桥规范最为保守。梅红蕾等^[3]进行了3座实桥的U肋加劲桥面板缩尺实验,将承载力试验值分别与按美国、英国、日本及欧洲国家规范、中国钢桥规范得出的计算值作比较,结论是中国和欧洲国家规范计算值与试验值更为接近。赵秋、陈鹏等^[4-7]对U肋、板肋和T肋加劲板进行了试验和数值模拟,拟合得到的局部稳定折减系数计算公式的计算值普遍高于我国钢桥规范中公式的计算值。张华敏^[8]指出,我国钢桥规范和日本规范判断横肋为刚性的公式有所不同,并做了推演,推测我国规范部分公式存在一些问题。

目前针对我国钢桥规范计算结果与国外规范计算结果或试验结果的差异方面的研究较多,但针对我国规范计算方法存在问题的研究较少。本文基于

在工程中应用钢桥规范时遇到的实际困难或矛盾,分析规范计算方法存在的一些问题。

1 规范局部稳定计算方法

钢桥规范5.1.7条,考虑局部稳定影响的受压加劲板有效截面宽度 b_e^p 和有效截面面积 $A_{eff,c}$ 按式(1)、(2)计算:

$$b_e^p = \sum_{i=1}^{n_p} b_{e,i}^p = \sum_{i=1}^{n_p} \rho_i b_i \quad (1)$$

$$A_{eff,c} = \sum_{i=1}^{n_p} b_{e,i}^p t_i + \sum_{j=1} A_{s,j} \quad (2)$$

式中: $b_{e,i}^p$ 为第*i*块受压板段考虑局部稳定影响的有效宽度; b_i 、 t_i 为第*i*块受压板段或板元的宽度和厚度; n_p 为被腹板或刚性加劲肋分割后的受压板段或板元数; $\sum A_{s,j}$ 为有效宽度范围内的加劲肋面积之和; ρ_i 为第*i*块受压板段或板元的局部稳定折减系数。

轴心受压板段或板元的局部稳定折减系数 ρ 按式(3)~(5)计算:

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_p \leq 0.4 \text{ 时: } \rho &= 1 \\ \bar{\lambda}_p > 0.4 \text{ 时: } \rho &= \end{aligned} \quad (3)$$

$$\frac{1}{2} \left[1 + \frac{1}{\bar{\lambda}_p^2} (1 + \varepsilon_0) - \sqrt{\left[1 + \frac{1}{\bar{\lambda}_p^2} (1 + \varepsilon_0) \right]^2 - \frac{4}{\bar{\lambda}_p^2}} \right] \quad (4)$$

$$\varepsilon_0 = 0.8(\bar{\lambda}_p - 0.4) \quad (4)$$

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = 1.05 \left(\frac{b_p}{t} \right) \sqrt{\frac{f_y}{E} \left(\frac{1}{k} \right)} \quad (5)$$

式中: $\bar{\lambda}_p$ 为相对宽厚比; t 为加劲板的母板厚度; f_y 为屈服强度; E 为弹性模量; σ_{cr} 为加劲板弹性屈曲欧拉

收稿日期: 2023-06-17

作者简介: 杨燎原(1981—),男,硕士,高级工程师,从事路桥设计工作。

应力; b_p 为加劲板局部稳定计算宽度:对刚性加劲肋,按加劲肋腹板间距计算;对柔性加劲肋,按构件腹板间距计算; k 为加劲板的弹性屈曲系数。

文献[8]简单说明了式(3)是根据不同学者所做的 383 个实验结果通过回归得到的经验公式,此外没有找到解释规范计算公式来源的其他文献。

2 折减系数公式与宽厚比限制不协调

式(2)表明,有效宽度范围内的加劲肋面积全部计入有效截面,即加劲肋不必考虑局部稳定折减。这一处理方法的基础是钢桥规范 5.1.5 条已经对加劲肋各子板块的宽厚比作出了限制,见式(6)~(8)。参数含义见图 1。

板肋:

$$\frac{h_s}{t_s} \leq 12\sqrt{\frac{345}{f_y}} \tag{6}$$

T 肋:

$$\frac{b_{s0}}{t_{s0}} \leq 12\sqrt{\frac{345}{f_y}}, \frac{h_s}{t_s} \leq 30\sqrt{\frac{345}{f_y}} \tag{7}$$

U 肋:

$$\frac{b_s}{t_s} \leq 30\sqrt{\frac{345}{f_y}}, \frac{h_s}{t_s} \leq 40\sqrt{\frac{345}{f_y}} \tag{8}$$

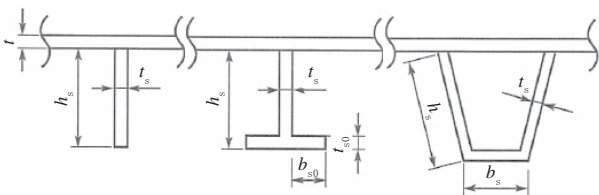


图 1 加劲肋子板块尺寸参数示意图

按照文献[9]的解释,钢桥规范 5.1.5 条对加劲肋宽厚比的限制可防止加劲肋自身失稳。

另外,钢桥规范 7.2.1 条要求,焊接钢板梁受压翼缘的伸出肢宽厚比不应大于 $12\sqrt{345/f_y}$ 。条文说明中的解释为:“当板梁桥承受比整体屈曲荷载小的作用时,本条对受压翼缘支承的部位不发生局部屈曲的宽厚比规定了限制值”,即满足了宽厚比就不用考虑钢板梁翼缘的局部稳定折减。

《公路桥涵结构及木结构设计规范》(JTJ 025—86)(2015 年 12 月 1 日废止)(以下简称 86 规范)采用 16 Mn 钢(与钢桥规范的 Q345 钢基本相当)时,箱形截面宽厚比限值为 30,H 形截面伸出肢宽厚比限值为 12。钢桥规范对以上两个宽厚比的限制与 86 规范基本一致,可能是具有合理性的。但是,如果将加劲肋的各子板块以及钢板梁的翼缘伸出肢视作板元,宽厚比取规范限值的上限,代入到式(3)~(5)算

得的板元局部稳定折减系数却显著小于 1,根据 $\rho=1$ 反算的宽厚比显著小于规范上限,见表 1(Q345 钢材)。

表 1 各类板件宽厚比和局部稳定折减系数 ρ

项目	板肋 T 肋翼缘伸出肢 板梁翼缘伸出肢	T 肋腹板 U 肋翼缘	U 肋腹板
简化支承条件	三边简支	四边简支	四边简支
屈曲系数 k	0.425	4.000	4.000
宽厚比上限	12	30	40
宽厚比上限时的 ρ	0.654	0.776	0.602
$\rho=1$ 的最大宽厚比	6.1	18.6	18.6

这表明我国规范的板元局部稳定折减系数计算公式与宽厚比限值不协调。笔者参与的某钢板梁项目,就遇到了翼缘板满足钢桥规范 7.2.1 条时是否还要按 5.1.7 条考虑局部稳定折减的问题。

钢板梁翼缘板尚可依据钢桥规范 7.2.1 条,只满足宽厚比要求就认为全截面有效。但是,钢桥规范没有给出矩形及 H 形桁架杆件截面各板块宽厚比的限值,设计者自然会想到按钢桥规范 5.1.7 条考虑局部稳定折减,或者根据 $\rho=1$ 反算宽厚比。此时,经常导致桁架杆件的板厚较按以往设计经验设计的板厚增加较多。

如果认为钢桥规范宽厚比限值比较合理,那就表明钢桥规范局部稳定折减系数计算公式对板元不太适用。

3 规范加劲板弹性屈曲系数计算方法

钢桥规范附录 B.0.1 条给出了加劲板弹性屈曲系数 k 的计算公式。本文只讨论纵肋为柔性的情况。横肋为刚性时:

$$k = \frac{(1+\alpha_i^2)+n\gamma_l}{\alpha_i^2(1+n\delta_l)} \quad (\alpha_i \leq \alpha_{i0}) \tag{9}$$

$$k = \frac{2(1+\sqrt{1+n\gamma_l})}{1+n\delta_l} \quad (\alpha_i > \alpha_{i0}) \tag{10}$$
$$\alpha_{i0} = \sqrt[4]{1+n\gamma_l}$$

式中: n 为加劲板被纵肋分割的板元数, $n=n_l+1$; n_l 为等间距布置纵肋根数; α_i 为被横肋分割的板块的长宽比, $\alpha_i=\alpha_i/b$; α_i 为被横肋分割的板块的长度(横肋间距); b 为加劲板的宽度; δ_l 为单根纵肋的截面面积与被加劲板的面积之比, $\delta_l=A_l/(bt)$; t 为加劲板的厚度; A_l 为单根纵肋的截面面积; γ_l 为纵肋的相对刚度, $\gamma_l=EI_l/(bD)$; I_l 为单根纵肋对被加劲板的抗弯惯性矩,单侧加劲时为对加劲肋与母板焊缝线的惯性

矩; D 为单宽板刚度, $D=Et^3/[12(1-\nu^2)]$; ν 为泊松比。

横肋为柔性时:

$$k = \frac{(1+\alpha^2)^2 + n\gamma_l + \alpha^4(n+1)\gamma_l}{\alpha^2(1+n\delta_l)} \quad (\alpha \leq \alpha_0) \quad (11)$$

$$k = \frac{2\{1 + \sqrt{(1+n\gamma_l)[1+(n+1)\gamma_l]}\}}{1+n\delta_l} \quad (\alpha > \alpha_0) \quad (12)$$

$$\alpha_0 = \sqrt[4]{\frac{1+n\gamma_l}{1+(n+1)\gamma_l}}$$

式中: α 为加劲板的长宽比, $\alpha = \frac{a}{b}$; a 为加劲板的长度(横隔板间距); γ_l 为横肋的相对刚度, $\gamma_l = \frac{EI_l}{aD}$; I_l 为单根横肋对被加劲板的抗弯惯性矩; n_l 为等间距布置横肋根数。

横肋相对刚度满足式(13)~(15)要求时,横肋为刚性,否则为柔性:

$$\gamma_l \geq \frac{1+n\gamma_l^*}{4\left(\frac{a_l}{b}\right)^3} \quad (13)$$

$$\gamma_l^* = \frac{1}{n} [4n^2(1+n\delta_l)\alpha_l^2 - (\alpha_l^2 + 1)^2] \quad (\alpha_l \leq \alpha_{l0}) \quad (14)$$

$$\gamma_l^* = \frac{1}{n} \{ [2n^2(1+n\delta_l) - 1]^2 - 1 \} \quad (\alpha_l > \alpha_{l0}) \quad (15)$$

$$\alpha_{l0} = \sqrt[4]{1+n\gamma_l}$$

根据文献[9-10]可知,式(9)至式(12)是较为严格的理论公式。根据文献[8]可知,式(13)是近似公式。

4 横肋由柔性加强为刚性时折减系数减小

实际工程中,套规范计算时注意到一个现象:若纵肋为柔性,横肋刚度在刚性和柔性分界线附近;若将横肋稍作加强使其由柔性变为刚性,则加劲板局部稳定折减系数一般会有突变,有时甚至是减小。

例如图2的加劲板,采用Q345钢材(母板厚18 mm,屈服强度 $f_y=335$ MPa),其他参数不变化,仅横肋总高度可调整。计算时取 $a=5\,000$ mm, $a_l=2\,500$ mm,横肋总高度由480 mm增加为481 mm,横肋由柔性变为刚性,则局部稳定折减系数由0.776减小为0.573,减小26%。这一突变幅度从工程控制上看过大了,并且加强构件后承载力反而明显减小,这也很令设计者疑惑。

究其原因,在于规范的横肋刚柔性判别公式(5.1.6-3)并不是基于正交异性板弹性理论的精确公式,而是经过了近似简化处理^[8],得到的不是精确的理论上的分界线;在规范公式给出的横肋刚柔性界线上,按公式算得的弹性屈曲系数 k 不连续,因此局部稳定折减系数 ρ 也不连续。

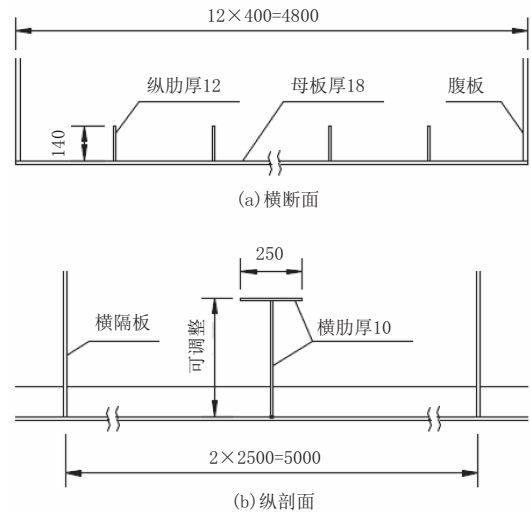


图2 加劲板尺寸图(单位:mm)

对于本例,按式(13)算得刚柔性分界线上的横肋相对刚度为 $\gamma_l=339.9$,对应的横肋总高度为480.8 mm。此时,若将横肋作为刚性,则 $\alpha_l \leq \alpha_{l0}$,按式(9)算得 $k=157.4$,代入式(3)~(5)得折减系数 $\rho=0.573$;若将横肋作为柔性,则 $\alpha > \alpha_0$,按式(12)算得 $k=306.8$,代入式(3)~(5)得折减系数 $\rho=0.776$ 。分界线上局部稳定折减系数不连续。

对于本例,参照文献[8],横肋刚柔性分界线理论解可通过令式(9)和式(12)的 k 值相等得到:

$$\frac{(1+\alpha_l^2)^2 + n\gamma_l}{\alpha_l^2(1+n\delta_l)} = \frac{2\{1 + \sqrt{(1+n\gamma_l)[1+(n+1)\gamma_l]}\}}{1+n\delta_l} \quad (16)$$

由式(16)可解得:

$$\gamma_l = \frac{(1+n\gamma_l - \alpha_l^2)^2}{4\alpha_l^4(1+n\gamma_l)(n+1)} \quad (17)$$

式(17)与规范界限式(13)显然不相等。对于本例,由式(17)算得的刚柔界限为 $\gamma_l=88.1$ (对应的横肋总高度为271.4 mm),本例只有以该值为分界线,才能保证弹性屈曲系数 k 连续,进而保证局部稳定折减系数 ρ 连续。对于本例,规范横肋刚柔性分界线公式(13)的误差较大。

横肋刚柔界限式(13)中的 γ_l 也可以理解为 $\gamma_l=EI_l/a_lD$,因为先假设横肋为刚性的话,就有 $a=a_l$,于是 $\gamma_l=EI_l/aD=EI_l/a_lD$ 。对于本例,如果按照这种理解取 $a=a_l=2\,500$ mm,刚柔性分界线对应的横肋总高度变为359.7 mm。此时,按刚性和按柔性算得的系数分别为0.573和0.674,不连续的问题仍然存在,且刚性横肋的折减系数比柔性横肋的折减系数低15%。

5 结语

我国钢桥规范受压板件局部稳定计算方法存在

一些问题:

(1)板元局部稳定折减系数计算公式与宽厚比限值明显不协调,宽厚比取规范上限代入局部稳定折减系数计算,得出的系数显著小于 1,根据系数为 1 反算的宽厚比显著小于规范上限。规范局部稳定折减系数计算公式可能对板元不太适用。

(2)横肋刚度在刚柔分界线处变化时加劲板局部稳定折减系数不连续,突变幅度可能较大,且横肋由柔性加强为刚性时折减系数可能反而减小。原因是规范的横肋刚柔性判别公式经过了简化处理,得到的不是精确的理论分界线,且有时误差较大。

参考文献:

[1] JTG D64—2015,公路钢结构桥梁设计规范[S].

[2] 楚得,郑凯锋,衡俊霖.美日欧中规范钢桥压杆稳定性计算对比研究[J].铁道标准设计,2019,63(4):84-90.

[3] 梅红蕾,吕忠达,赵卓,等.扁平钢箱梁 U 型肋加劲板稳定承载力规范计算方法研究[J].宁波大学学报(理工版),2018,31(2):68-73.

[4] 赵秋,张骏超,林楚.U 肋加劲板受压局部稳定计算方法研究[J].宁夏大学学报(自然科学版),2020,41(3):252-261.

[5] 陈鹏,林楚,赵秋,等.受压 T 肋加劲板腹板局部稳定试验与计算方法[J].广西大学学报(自然科学版),2022,47(2):291-302.

[6] 赵秋,陈鹏,张骏超,等.板肋被加劲板受压局部稳定性能与计算方法[J].建筑钢结构进展,2023,25(3):14-26.

[7] 赵秋,陈鹏,林志平,等.受压板肋加劲板整体稳定计算方法[J/OL].工业建筑.网络首发 2022-09-14[2023-06-17].<https://kns.cnki.net/kcms/detail/11.2068.TU.20220913.1935.002.html>

[8] 张华敏.加劲板横向加劲肋刚性判断公式的一种推导[J].上海公路,2019(1):61-63.

[9] 项海帆,徐栋,吴冲,等.高等桥梁结构理论(第二版)[M].北京:人民交通出版社,2015.

[10] 铁摩辛柯,盖莱.弹性稳定理论(第二版)[M].张福范,译.北京:科学出版社,1965.

《城市道桥与防洪》杂志

是您合作的伙伴,为您提供平台,携手共同发展!

欢迎新老读者订阅期刊 欢迎新老客户刊登广告

投稿网站:<http://www.csdqyfh.com> 电话:021-55008850 联系邮箱:cdq@smedi.com