

目形钢箱拱肋截面承载力计算方法

钱栋栋¹, 陈潮¹, 齐士乐¹, 曹树森¹, 那明望², 吴庆雄³

(1. 台州台中轨道交通有限公司, 浙江台州 318014; 2. 中车智能交通工程技术有限公司, 北京 100078;
3. 福州大学土木工程学院, 福建福州 350116)

摘要: 以某大桥主副拱结合处的目字形截面为研究对象, 采用有限元软件 ABAQUS 建立目形截面钢箱拱肋局部计算模型, 进行目形截面承载力和截面屈曲变形研究, 并分析了钢箱高度比、中板厚度及加劲肋数量变化对截面承载力的影响。结果表明: 目形截面靠近角点处的变形大于板件中间部分的变形, 靠近角点处的加劲肋设计是目形截面设计关键; 目形截面的承载力折减系数受中板板厚及中板纵向加劲肋划分中板份数的影响较大; 我国规范和日本规范不适用于目形截面承载力折减系数计算; 根据参数分析结果进行拟合, 提出了适用于计算考虑局部屈曲的目形钢箱截面承载力折减系数的计算公式。

关键词: 桥梁工程; 目形截面; 钢箱拱肋; 承载力折减系数; 局部屈曲

中图分类号: U441

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2023)04-0192-09

Bearing Capacity Calculation Method of Three-cells Steel Box Section in Arch Rib

QIAN Dongdong¹, CHEN Chao¹, QI Shile¹, CAO Shusen¹, NA Mingwang², WU Qingxiong³

(1. Taizhou Taizhong Rail Transit Co., Ltd., Taizhou, Zhejiang 318014, China;

2. CRRC Intelligent Transportation Engineering Technology Co., Ltd., Beijing 100078, China;

3. College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou, Fujian 350116, China)

Abstract: In this paper, taking the mesh section at the junction of the main and auxiliary arches of Gongwang bridge as the research object, the local calculation model of the mesh section steel box arch rib is established by using the finite element software ABAQUS, the bearing capacity and section buckling deformation of the mesh section are studied, and the effects of the height ratio of the steel box, the thickness of the middle plate and the number of stiffeners on the section strength are analyzed. The results show that the deformation of the mesh section near the corner is greater than that of the middle part of the plate, and the design of the stiffener near the corner is the key to the design of the mesh section. The strength reduction coefficient of the mesh section is greatly affected by the thickness of the middle plate and the number of middle plates divided by the longitudinal stiffeners of the middle plate. Chinese and Japanese codes are not applicable to the calculation of strength reduction coefficient of eye shaped section; According to the fitting of the parameter analysis results, a calculation formula suitable for calculating the strength reduction coefficient of mesh steel box section considering local buckling is proposed.

Keywords: bridge engineering; three-cells box section; steel box arch rib; strength reduction factor; local buckling

随着社会的发展, 各种各样的异型拱桥如雨后春笋般应运而生^[1]。2005年, 天津大沽桥建成通车, 桥梁全长 243 m, 标志着我国第一座下承式蝴蝶

形系杆拱桥的诞生^[2]; 2009年, 全球第一座大跨径曲线梁非对称蝴蝶形拱桥—南宁大桥建成通车, 使得著名桥梁大师林同炎先生生前所提出的桥梁设计

理念得以实现^[3];2010年建成的太原南中环桥,是我国最早设置副拱的蝴蝶形拱桥^[3];2014年之后,我国又陆陆续续建造了一些蝴蝶形拱桥。

目前,学者们针对不同形式拱肋的承载力进行了大量研究,例如:罗征等^[4]、郭诗惠等^[5]、方向等^[6]对开展了不同材料的混凝土拱桥和石拱桥的受力性能研究,加固后拱肋承载力满足受力要求,并提出了相应的计算方法,刘碧容^[7]、吴大宏^[8]、周水兴等^[9]以钢管混凝土拱桥为背景,开展了拱肋承载力计算方法研究,并推荐了相应的设计计算方法。

然而,本文背景桥梁的主桥拱圈竖向为叠拱形式,主副拱均采用变截面箱形形式,在左侧1/4跨及右侧拱脚处主副拱结合成“目”形截面,由于该目形截面不同于标准箱形截面,目前我国还没有相关设计规范对这种目形钢箱截面的加劲肋构造设计和考虑局部稳定的截面承载力作出规定。对于非规则的钢箱截面的研究,目前只发现足立正和对八角形柱的极限承载力进行过参数分析^[10];吴庆雄等^[11]和Chen Kangming等^[12]对“凸”字形截面拱肋进行了试验和有限元分析;陈康明等^[13]对“中”字形斜拉桥钢桥塔进行了模型试验和有限元。

为此,本文采用通用有限元软件,对背景桥梁目形钢箱拱肋节段开展分析,明确目形钢箱的受力机理及破坏形态,并通过参数分析讨论目形截面加劲肋合理布置方式,提出能考虑局部稳定的受压构件承载力折减系数的计算公式。

1 背景工程概况

本文背景桥梁主桥采用(35+95+95+35)m下承式钢拱-连续梁组合桥,主桥为双向六车道,桥面标准宽度44.0m~50.4m,整体布置如图1所示。主桥拱圈竖向为叠拱形式,下层主拱为主受力拱,上层为副拱,两拱间以联条件连接,主副拱均外倾15°。主拱计算跨径90m,主拱圈中心线在竖直平面内的投影高度为23.5m,矢跨比1/3.83,副拱矢高27.676m,拱肋钢材材质均为Q345qD,在左侧1/4跨及右侧拱脚处主副拱结合成“目”字形截面。

2 有限元模型建立

2.1 实体模型建立

选取主副拱结合处的目形截面为研究对象,其高3.236m,宽1.848m,上钢箱纵向加劲肋厚20mm,高150mm,下钢箱纵向加劲肋厚20mm,高200mm,横隔板厚度为16mm,间距为2500mm,其余板

件厚度均为36mm,实桥钢叠拱目形截面构造如图2所示。

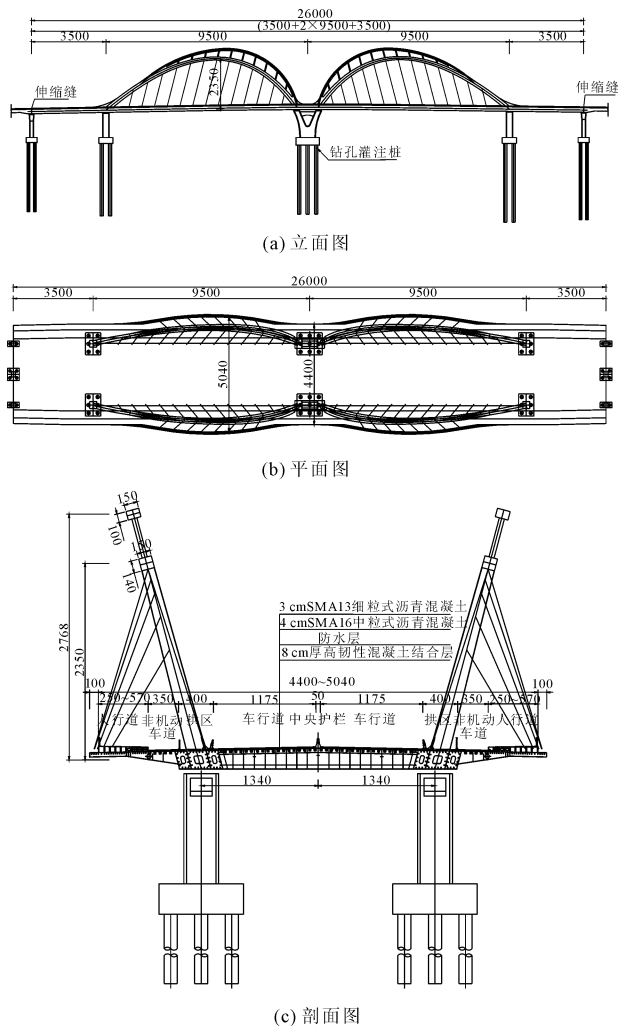


图1 背景桥梁整体布置图(单位:cm)

以图2中的目形截面为标准截面,建立长10m,高3.236m,横隔板间距布置为1.0m的节段模型,并且为防止节段模型在加载端发生明显的边界效应,在节段模型两端增设加载端板,此外,为了防止节段模型靠近加载端的部分由于应力集中而过早屈曲,还分别将模型左右两端靠近加载端部2.5m范围内的横隔板布置间距改为0.5m。

采用ABAQUS有限元软件建立钢叠拱节段模型,采用S4R壳单元模拟钢箱拱肋,每个单元在各方向上的长度控制在5cm以内,如图3所示。

将加载端底面单元的竖横向进行限制,并在两加载端的中心点设置结点,将结点与加载端平面进行耦合,并在加载点施加相同大小的集中力进行模拟轴向受压,如图4所示。

有限元实体模型所用材料与实桥拱肋相同,均

为 Q345 钢材,其弹性模量 $E = 2.06 \times 10^5$ MPa,泊松比 $\mu = 0.3$,16 mm 板厚时屈服强度 $\sigma_y = 345$ MPa,20 mm 板厚时屈服强度 $\sigma_y = 325$ MPa,36 mm 板厚时屈服强度 $\sigma_y = 295$ MPa,采用理想弹塑性本构关系。

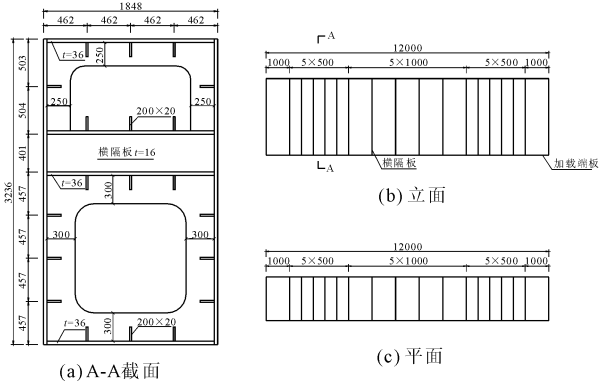


图 2 目形截面节段有限元模型尺寸(单位:mm)

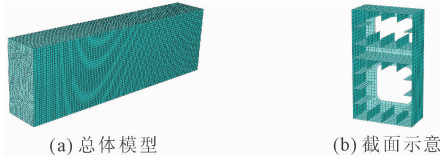


图 3 目形钢箱拱肋节段有限元模型

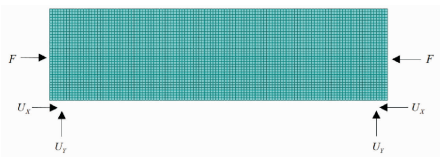


图 4 模型边界条件

2.2 初始缺陷和残余应力

有限元分析中考虑初始几何缺陷。本文按 $b/150$ (b 为加劲肋间距) 的比例对模型弹性屈曲的第一阶屈曲模态进行缩放,以此实现初始变形的施加。

模型将只考虑加劲板件母板的纵向残余应力,根据小松定夫等^[14]和牛尾正之等^[15]学者的研究成果,对板件的焊接残余应力进行模拟,其分布如图 5 所示。

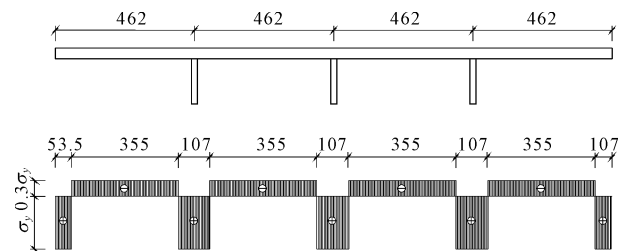


图 5 焊接残余应力场简化计算模式(单位:mm)

2.3 建模方法正确性验证

为验证本文所采用实体有限元模型计算方法的正确性,本文采用与文献[11]相同的建模方法,建立凸形钢箱拱肋模型,并将有限元的计算结果与文献[11]中的数据进行对比分析。截面平均应力分别为 125.5 MPa,250.9 MPa,354.6 MPa 时,本文有限元计算结果与文献中凸形节段模型相应板件实测值的对比见图 6。可看出本文所采用的建模方法可以较好地模拟凸型截面节段模型受压构件的受力特性,可将其应用至本文目形截面中。

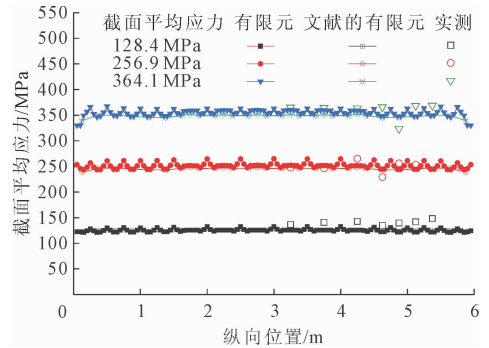


图 6 顶板纵向应力分布对比

3 目形截面受力特性

3.1 屈服应力分析

以两横隔板间 5.0 m 的截面为对象,选取出截面上各母板中应变增长最快的点,如图 7 所示。这些点是各母板上最容易发生局部屈曲的点,将这些点的应力-应变曲线画出,如图 8 所示,可以看出,当荷载施加至 173 545 kN 时,中腹板的点达到了屈服应变,即截面的屈服应力为 $\sigma_{cr} = 305$ MPa。此时,截面的变形形态即为截面屈曲变形形态。

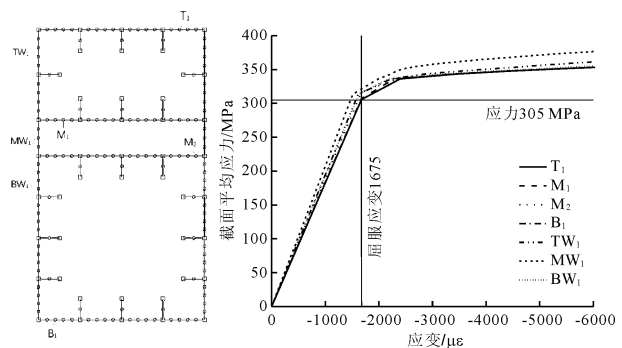


图 7 各母板应变最大点 图 8 截面平均应力-应变曲线

按照《公路钢结构桥梁设计规范》^[16] (JTG D64—2015)规定进行承载力计算。由图 3 中截面尺寸参数,该目形截面考虑局部稳定影响时有效截

面面积不需进行折减。该截面面积 $A = 0.569 \text{ m}^2$, 使用的钢材为 Q345, 截面屈服应力为 345 MPa, 计算得到可承受的最大轴压力 $P = 0.569 \times 345 \times 10^3 = 196\,305 \text{ kN}$ 。

根据有限元和规范计算结果表明:采用基于常规箱型钢箱截面制定的规范公式进行目形钢箱截面计算时需要考虑 $\beta = 305/345 = 0.88$ 的折减。

3.2 失稳模态

目形截面屈曲变形形态见图 9。在轴压荷载作用下,目形截面在上钢箱顶板与下钢箱底板的角点变形形态相似,但上下中板与腹板相交的角点处与其他角点变形不同。上钢箱腹板及下钢箱腹板在靠近角点处的地方变形较大,而在腹板中部有加劲肋的存在,阻止了板件变形,导致变形较小,而中腹板恰好是上钢箱的底板角点与下钢箱顶板角点的过渡段,因此该区域的变形最大。

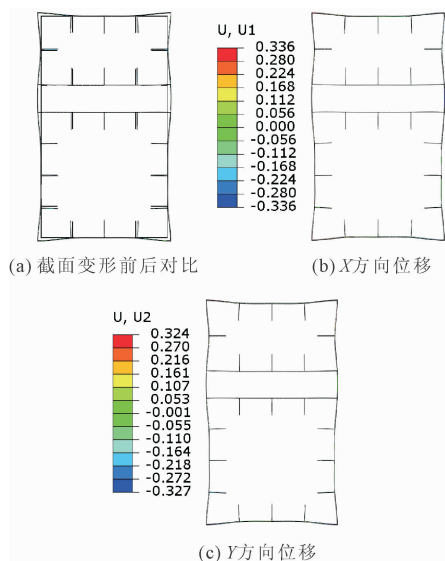


图9 截面屈曲时的变形形态

各母板上位移最大点示意如图 10 所示,截面平均应力与选取各点的应力-位移曲线见图 11。可以看出,随着截面平均应力增加,顶板 T1 即上腹板 TW1 和下腹板 BW1 的出平面位移最大(文中所提的出平面位移均指的是相对于每块板垂直于该板方向的位移值),中腹板 MW1 和上中板 M1 次之。综合以上现象可知,目形截面在角点附近的受力情况是截面设计关键。

4 目形截面受力性能参数分析

标准箱型钢箱截面的各板件均为两端支承的构件,但目形截面有所不同,由于两块中板的

存在使其成为了两点弹性支承的构件。因此,目形钢箱截面与标准箱型钢箱截面最不同的板件在于上中板和下中板,故选择上下中板作为参数研究的对象。在进行参数分析时,主要考虑能影响到中板受力和变形状态的参数,如图 12 所示。这些参数主要包括:中下箱高度比 $N_b = h_z/h_x$ 、上下箱高度比 $N_f = h_s/h_x$ 、上下中板的板厚 t 和上下中板纵向加劲肋的道数。

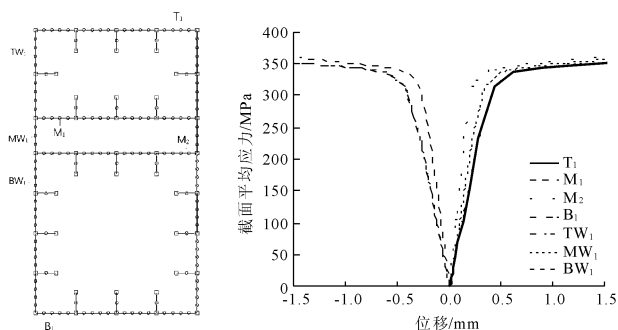


图10 各母板位移最大点 图11 各点应力-位移曲线

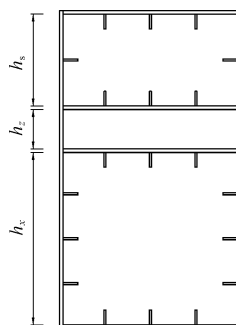


图12 目形钢箱截面符号示意

4.1 中下钢箱高度比

目形截面上中板是上钢箱的底板及中钢箱的顶板,下中板是下钢箱的顶板及中钢箱的底板,当改变中下钢箱的高度比 N_b 时,中下钢箱的相对刚度将随之变化,从而影响目形截面的承载力。

进行该参数分析时,保持下钢箱高度与实桥一致,通过改变中箱高度来改变该比值,实桥下钢箱高度为 1 756 mm,中箱高度为 401 mm,故最小高度比取 0.23。下钢箱高度为 1 756 mm,中钢箱高度从 1 756 mm 逐渐变至 401 mm,即中下箱高度比 N_b 从 1.00 变至 0.23。为保证上腹板局部屈曲不早于其他板材,改变中腹板加劲肋的道数,使中腹板的设计参数 b/tn 与实桥目形截面上腹板的参数相近。其中, b 和 t 分别为被加劲板宽度和板厚, f 为柔度系数, n 为加劲肋道数。

中下钢箱不同高度比中发生局部屈曲时几个典

型的变形形态如图 13 所示。可以看出,当 $N_b = 1.00$ 时,上钢箱顶板角点处以及下钢箱底板角点处的变形较大;随着 N_b 减小上下中板与腹板交接处的局部变形随之变大,且上钢箱顶板角点处以及下钢箱底板角点处的变形也随之增大;当 N_b 减小到 0.23 时,上下中板与腹板交接处的变形继续增大,上钢箱的变形大于下钢箱变形。

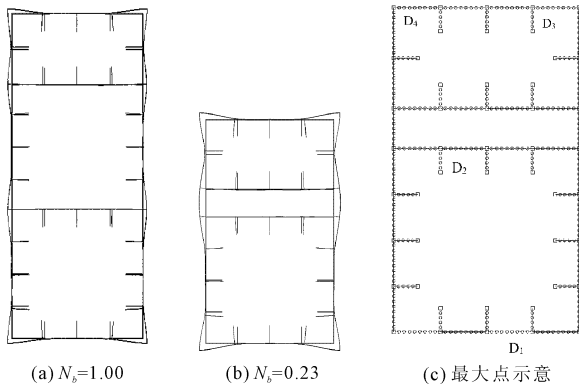


图 13 不同 N_b 下的目形截面屈曲变形形态与最大点示意

不同 N_b 下截面应力最大点以及出平面位移最大的位置见图 13(c)。当 $N_b = 1.00$ 时,应力最大点的位置在下钢箱底板处,即点 D1;当 $0.61 \leq N_b \leq 0.9$ 时,应力最大点的位置转移至下中板处,即点 D2;当 $0.23 \leq N_b \leq 0.61$ 时,应力最大点的位置转移至上钢箱顶板处,即点 D3;而截面出平面位移最大的点始终在上钢箱顶板角点处,即 D4 点。

不同 N_b 时,截面出平面位移最大点的应力-位移曲线和应力最大点的应力-应变曲线见图 14。可以看出,随着 N_b 不断减小,截面最大出平面位移逐渐增加,但增量较小。中下钢箱高度比不同时;当 N_b 分别为 1.00、0.90、0.81、0.71、0.61、0.52、0.42、0.32 和 0.23 时,截面屈服应力分别为 294 MPa、295 MPa、296 MPa、296 MPa、299 MPa、302 MPa、305 MPa、305 MPa 和 305 MPa。可以看出,随着中下箱高度比逐渐减小,截面的平均应力逐渐增大,当中下箱高度比减小到 0.42~0.23 之间时,截面的平均应力基本保持不变。因此,中下箱高度比对目形截面的屈服强度影响较小。

4.2 上下钢箱高度比

目形截面的上下中板与腹板接触形成四个支承位置,虽然改变上下钢箱高度比,不能改变支承位置,但随着上下钢箱高度比的变化,会引起上下钢箱的相对刚度变化,从而影响目形截面承载力。

参数分析时保持下钢箱高度与实桥一致,通过

改变上箱高度来改变该比值。实桥下钢箱高度为 1 756 mm,上箱高度为 935 mm,故最小高度比取 0.53,因此下钢箱高度为 1 756 mm,上钢箱高度从 1 756 mm 逐渐变至 935 mm,即上下箱高度比 N_f 从 1.00 变至 0.53。在上钢箱高度变化过程中,为了保证上腹板的局部屈曲不早于其他板材,改变上腹板加劲肋的道数,使上腹板的设计参数 b/tfn 与实桥目形截面上腹板的参数相近。

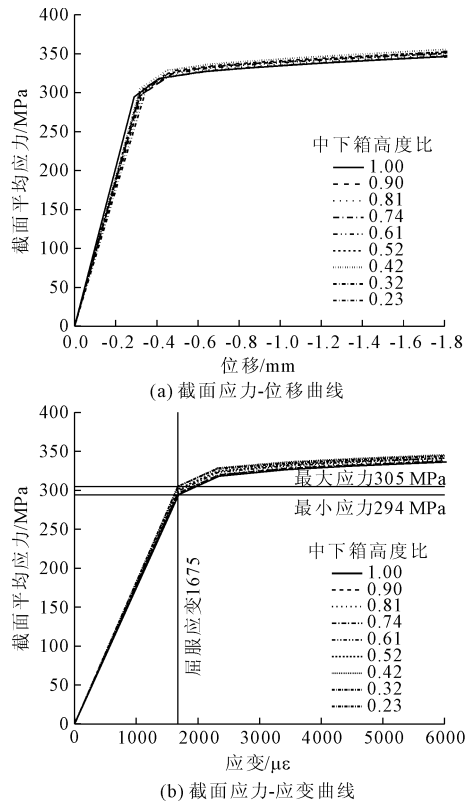


图 14 N_b 变化时截面应力-位移曲线和截面应力-应变曲线

目形截面发生局部屈曲时几个典型的变形形态见图 15。当 $N_f = 1.00$ 时,除了各角点处发现变形外,上下中板与腹板交接处也发生了较大的局部变形;随着 N_f 减小到 0.53 时,上下中板与腹板交接处发生的局部逐渐变大且上钢箱腹板变形也随之增大,上钢箱的变形此时大于下钢箱变形。当 $0.72 \leq N_f \leq 1.00$ 时,应力最大点的位置在下中板点 D1 处;当 $0.53 \leq N_f \leq 0.62$ 时,应力最大点的位置转移至上钢箱顶板 D2 处;而截面出平面位移最大的点始终在上钢箱顶板角点附近,即 D3 点。

上下钢箱不同高度比的截面出平面位移最大点的应力-位移曲线和应力最大点的应力-应变曲线如图 16 所示。可以看出,随着 N_f 不断减小,截面最大出平面位移的变化较小;当 N_f 的比值分别为 1.00、0.91、0.81、0.72、0.62 和 0.53 时,截面平均应力分

别为 298 MPa、300 MPa、302 MPa、305 MPa、305 MPa 和 305 MPa。说明随着上下箱高度比逐渐减小,截面的平均应力逐渐增大,当上下箱高度比在 0.72 ~ 0.53 之间时,截面的平均应力基本保持不变。因此上下箱高度比对目形截面屈服强度影响较小。

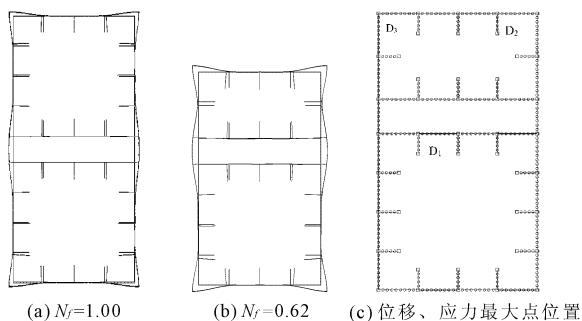
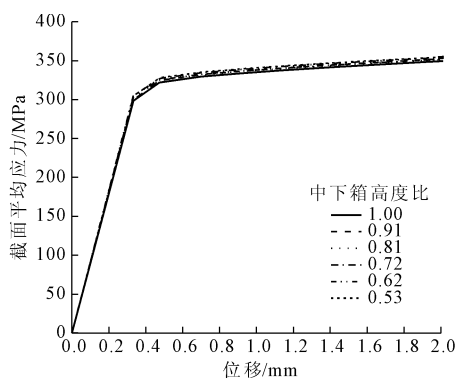
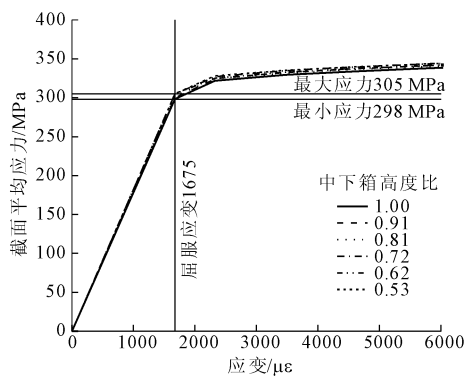


图 15 不同 N_f 下的目形截面屈曲变形形态及最大点示意



(a) 截面应力-位移曲线



(b) 截面应力-应变曲线

图 16 N_f 变化时截面应力-位移曲线和截面应力-应变曲线

4.3 中板板厚及加劲肋数量

本节讨论上下中板板厚 t 和加劲肋道数 n 变化对截面承载力及其屈曲变形形态的影响。根据《道路桥示方书·同解说 II 钢桥篇》^[17] 中的相关规定进行参数选取:当板件厚度不大于 75 mm 时,需满足 $b/tfn \leq 46$ 。因此,板件构造需满足 $m \leq b/tfn \leq 46$ (m 为实桥目形截面的 b/tfn 值)。由于我国钢板的厚度一般小于或等于 60 mm,因此结合两者规定,板件

在满足 $m \leq b/tfn \leq 46$ 的同时应不超过 60 mm。而中板厚度的取值,是根据中板的 n 值和 b/tfn 值来确定的,所得中板的板厚如表 1 所示。

表 1 中板板厚

单位:mm

b/tfn	$n=2$	$n=3$	$n=4$	$n=5$
12.33	72	48	36	29
21	42	28	21	17
26	34	23	17	14
31	29	19	14	11
36	25	16	12	10
41	22	14	11	9
46	19	13	10	8

本文以 $n=3$ 时的计算结果为例进行说明。中板 $n=3$ 时,中板板厚最厚及最薄情况下的截面屈曲时的变形形态如图 17(a)、图 17(b) 所示。可以看出,随着板厚增加,中板的变形逐渐减小,而截面其他板件的变形较小。中板板厚变化时截面应力最大点和出平面位移最大点如图 17(c) 所示。当 $13 \text{ mm} \leq t \leq 16 \text{ mm}$ 时,位移最大点在上中板处即 D31 点,当 $19 \text{ mm} \leq t \leq 48 \text{ mm}$ 时位移最大点转移至上钢箱顶板处即 D32 点,而应力最大点始终位于上钢箱顶板处即 D33 点。

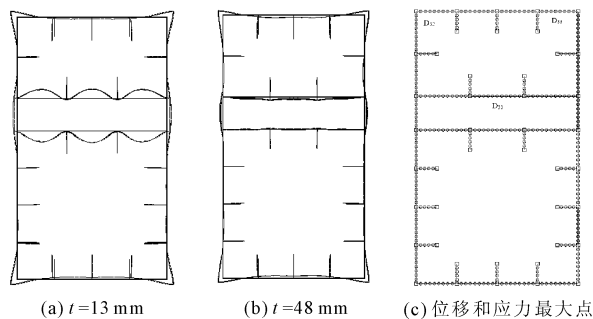
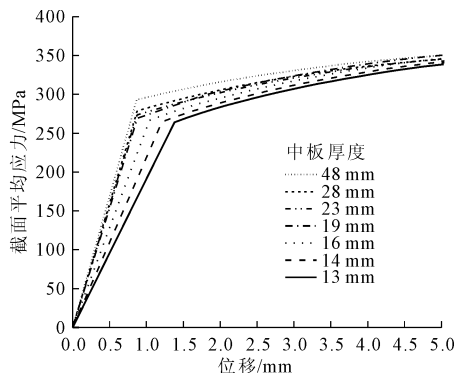


图 17 中板 $n=3$ 截面屈曲时截面变形形态及截面应力、位移最大点示意

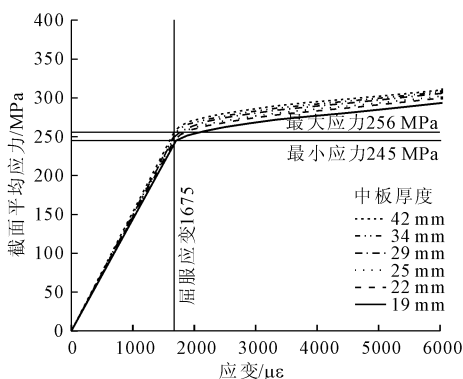
中板 $n=3$ 时,中板板厚变化时截面出平面位移最大点的应力-位移曲线如图 18(a) 所示。可以看出, $13 \text{ mm} \leq t \leq 16 \text{ mm}$ 时位移最大点位于上中板,随着板厚不断减小,截面最大出平面位移逐渐减小,而当 $19 \text{ mm} \leq t \leq 48 \text{ mm}$ 时位移最大点转移至上钢箱顶板后,截面最大出平面位移变化不明显。

中板 $n=3$ 时,中板板厚变化截面应力最大点的截面平均应力-应变曲线如图 18(b) 所示。可以看出,随着板厚不断增大,截面屈服应力也随着增大,屈服应力最大值为 292 MPa,最小值为 263 MPa。

同理,当中板 $n=2$ 、 $n=4$ 和 $n=5$ 时,截面屈服应力最大和最小值分别为 256 MPa 和 245 MPa、305 MPa 和 272 MPa、315 MPa 和 277 MPa。



(a) 截面应力-位移曲线



(b) 截面应力-应变曲线

图 18 中板 $n=3$ 截面平均应力-位移曲线和截面平均应力-应变曲线

5 考虑局部屈曲的目形截面承载力折减系数计算方法

5.1 承载力折减系数讨论

不同中下钢箱高度比下的目形截面承载力折减系数见图 19。可以看出,目形截面的承载力折减系数随着中下钢箱高度比的增大而不断减小,从 0.884 减小到 0.852,但减小幅度较小,说明中下钢箱高度比的变化,对目形截面承载力的影响较小。

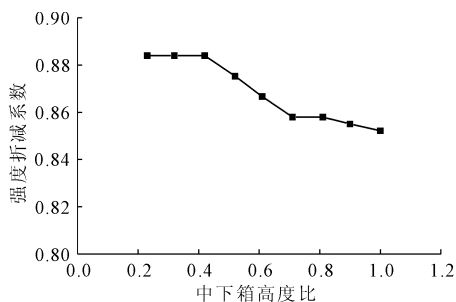


图 19 截面强度折减系数 β 与中下箱高度比 N_b 的关系

不同上下钢箱高度比下的目形截面承载力折减系数见图 20。可以看出,目形截面的承载力折减系数随着上下钢箱高度比的增大而不断减小,从 0.884 减小到 0.864,但减小幅度不大,说明上下钢箱高度比的变化,对目形截面承载力的影响较小。

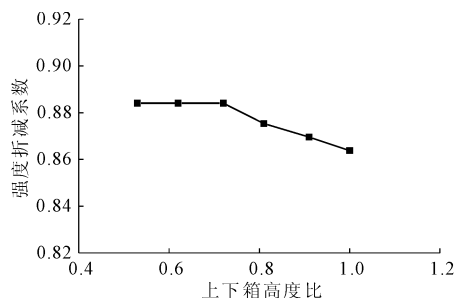


图 20 截面强度折减系数 β 与上下箱高度比 N_f 的关系

不同中板厚度及纵向加劲肋将中板划分份数下的截面承载力折减系数如图 21 所示。可以看出,截面承载力折减系数不仅与中板 b/tfn 值有关,还与中板 n 值有关,当中板 n 值不变时,截面承载力折减系数随着 b/tfn 值的增大而逐渐减小;当中板 b/tfn 值不变时,截面承载力折减系数随着中板 n 值变小而逐渐减小。目形截面考虑局部屈曲的承载力折减系数需要同时考虑中板 b/tfn 值与 n 值的影响。

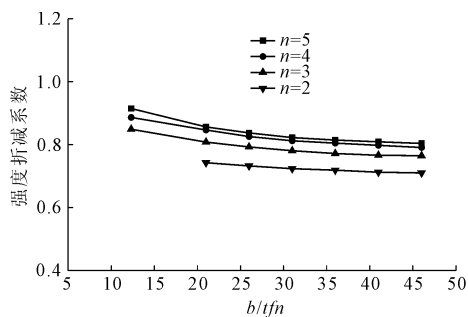


图 21 截面承载力折减系数 β 与中板 b/tfn 的关系

5.2 现有钢箱承载力计算公式

(1) 《公路钢结构桥梁设计规范》^[16] (JTG D64—2015)

除中板参数变化外,其余板件未发生变化,因此,对中板板件变化后的尺寸按照《公路钢结构桥梁设计规范》^[16] (JTG D64—2015) 第 5.1.7 条的规定计算出板件考虑局部稳定影响的有效截面面积 $A_{\text{eff},c}$,将 $A_{\text{eff},c}$ 代入式子(1)得出考虑局部稳定影响的承载力折减系数。将截面承载力折减系数在图 22 中与目形截面有限元所得到的截面承载力折减系数进行比较。可以看出,按照我国《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015) 计算得到截面考虑局部稳定影响的承载力折减系数偏小,即过大的考虑

目形截面受局部屈曲的影响。

$$\sigma_{cr} = \frac{A_{eff} \cdot f_d}{A} \quad (1)$$

$$\beta = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} \quad (2)$$

(2) 《道路桥示方书·同解说 II 钢桥篇》计算据日本《道路桥示方书·同解说 II 钢桥篇》^[17]

中的相关规定进行验证是否适用于目形截面,该规范中标准箱型考虑局部屈曲的轴向荷载作用下的承载力计算公式如下:

$$\sigma_{crld} = \zeta_1 \cdot \zeta_2 \cdot \Phi_U \cdot \rho_{cr1} \cdot \sigma_{yk} \quad (3)$$

$$\rho_{cr1} = \begin{cases} 1.0 & (R_R/f \leq 0.5) \\ 1.5 - R_R/f & (0.5 < R_R/f \leq 1.0) \\ 0.5(f/R_R)^2 & (1.0 < R_R/f) \end{cases} \quad (4)$$

$$R_R = \frac{b}{t\lambda} \sqrt{\frac{\sigma_{yk}}{E} \left[\frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k_R} \right]} \quad (5)$$

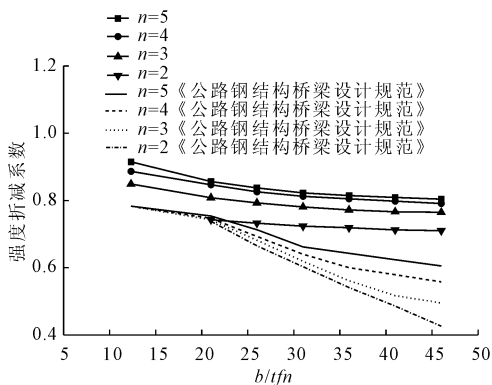


图 22 有限元结果与中国规范计算值结果对比

从上列式子可以看出,日本规范中当 $b/tfn \leq 22$ 时,不需要考虑局部屈曲的影响,当 $22 < b/tfn \leq 46$ 时,标准箱型的截面承载力折减系数与 b/tfn 为一次函数的关系,结果对比如图 23 所示。可以看出,日本规范给出的标准箱型截面折减系数与中板 b/tfn 的变化趋势与目形截面不同,该规范计算公式也不适用于目形截面设计。

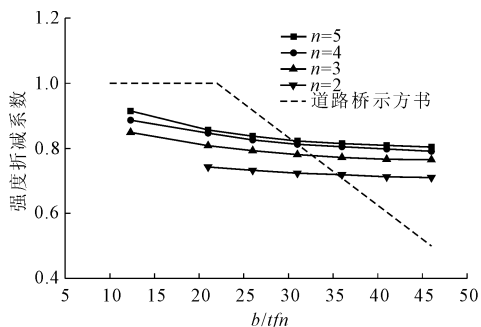


图 23 有限元结果与日本规范计算值结果对比

因此,按照现有我国《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)中受压构件的规定以及日本《道路桥示方书·同解说 II 钢桥篇》中对于标准箱型截面的规定,计算结果都不适用于目形截面考虑局部屈曲的承载力折减系数的计算。

5.3 简化计算公式提出

通过前文分析可知,目形截面的承载力折减系数受中下钢箱刚度比及上下钢箱高度比的影响较小,而受中板板厚及中板纵向加劲肋划分中板份数的影响较大,与中板 b/tfn 和 n 值均有关。由于中板板厚及中板纵向加劲肋划分中板份数的影响较大,可针对中板板厚及加劲肋数量的参数分析结果进行公式拟合。

从图 22 和图 23 可知截面承载力折减系数与中板的 b/tfn 的关系符合指数函数关系,且当中板 b/tfn 不变时,截面承载力随着中板纵向加劲肋道数 n 值的减小而减小,可得该计算公式为递减的指数型函数,并且需通过 $1/n$ 对公式进行修正,因此,中板承载力折减系数与 b/tfn 的关系式为:

$$\beta = a - bc^{b/tfn} \quad (6)$$

其中,参数 a, b, c 均与中板 n 值有关,通过最小二乘法拟合得知参数 a, b, c 与 $1/n$ 关系,如图 24 所示,从以上关系图可以得出参数 a, b, c 与 $1/n$ 的关系式为:

$$a = -0.311/n + 0.855 \quad (7)$$

$$b = 0.474/n - 0.376 \quad (8)$$

$$c = 0.037/n + 0.926 \quad (9)$$

通过简化计算公式计算出来的目形截面承载力折减系数与中板的 b/tfn 的曲线与有限元计算所得的数据对比如图 25 所示。可以看出,二者吻合程度较好。

5.4 精度分析

将有限元计算结果与拟合公式的计算值进行对比,拟合公式的计算值与有限元的刚度值较为吻合,说明本节提出的目形截面承载力折减简化计算公式具有较高的精度,可用于钢叠拱目形截面考虑局部屈曲的承载力折减系数计算。

6 结 语

(1) 目形截面靠近角点处的变形大于板件中间部分的变形,靠近角点处的加劲肋设计是目形截面设计关键。实体有限元分析表明本文背景工程目形截面强度折减系数为 0.88。

(2) 有限元参数分析表明:目形截面的承载力

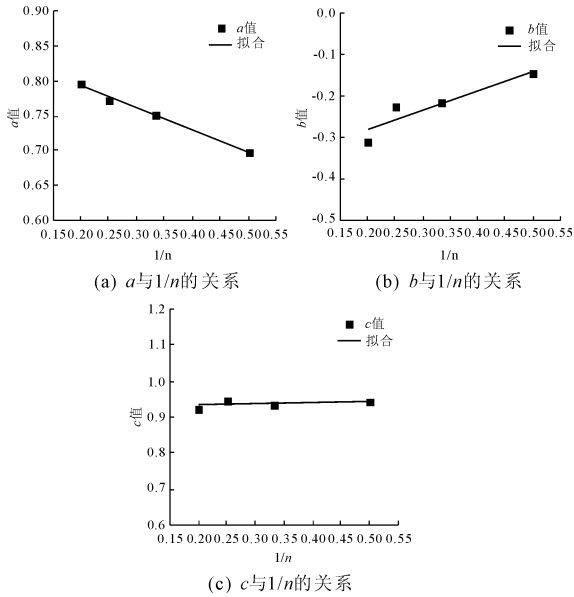


图 24 各参数与 1/n 关系

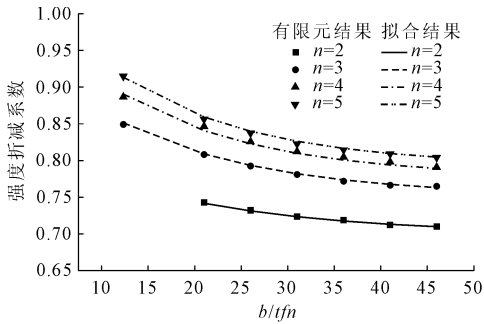


图 25 截面承载力折减系数与中板 b/tfn 的关系

折减系数随中下钢箱高度比和上下钢箱高度比的增大而不断减小,但对目形截面承载力的影响程度较小,当中下钢箱高度比从 1.00 变至 0.23 时,目形截面的承载力折减系数从 0.884 减小到 0.852,当上下钢箱高度比从 1.00 变化至 0.53 时,目形截面的承载力折减系数从 0.884 减小到 0.864。目形截面的承载力折减系数受中板的 b/tfn 值和 n 值影响较大。当中板 n 值不变时,截面承载力折减系数随着 b/tfn 增大而逐渐减小;当中板的 b/tfn 不变时,截面承载力折减系数随着中板的 n 值变小而逐渐减小。

(3) 与现有设计规范计算值对比表明:我国《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)中受压构件的计算方法得到截面考虑局部稳定影响的承载力折减系数将过大的考虑目形截面局部屈曲的影响,而日本规范规定的标准箱型截面折减系数与中板 b/tfn 的变化趋势与目形截面不同,相关规定不适用于目形截面设计计算。

参考文献:

[1] 刘洋. 异型拱桥结构优化分析与试验研究[D]. 武汉:武汉理工大学,2012.

[2] 韩振勇,张振学,井润胜,等. 解析大沽桥技术特点——日月同辉大沽桥[J]. 中国公路,2006(18):88-89.

[3] 辛俊红,杨超. 下承式钢管拱桥-空间倾斜系杆拱拱肋吊装技术[J]. 桥梁建设,2011(6):80-83.

[4] 罗征,王银辉,王小荣,等. 环向预应力钢绞线加固 RC 拱肋力学性能试验[J]. 中国公路学报,2019,32(7):90-99.

[5] 郭诗惠,邱泽彬,汪亚运. 多因素作用下的旧拱桥主拱肋受力分析及加固研究[J]. 河南理工大学学报(自然科学版),2019,38(2):136-142.

[6] 方向,周志祥,姚冠兵,等. C-S-C 法加固石拱桥主拱圈的正截面承载力分析[J]. 中外公路,2018,38(6):101-104.

[7] 刘碧容. 钢管混凝土拱桥 3 种规范承载力计算比较[J]. 中外公路,2017,37(1):108-114.

[8] 吴大宏. 朔准黄河桥极限承载力分析[J]. 铁道工程学报,2012,29(8):55-59.

[9] 周水兴,张敏,王小松. 钢管初应力对钢管砼拱桥承载力影响非线性分析[J]. 计算力学学报,2010,27(2):291-297,302.

[10] 足立正和,崎元達郎,村上秀樹,等. 鋼製八角形断面柱脚的局部座屈考慮した応力-ひずみ型復元力モデル[J]. 構造工学論文集,2001,76A:65-76.

[11] 吴庆雄,陈康明,陈宝春,等. 凸形钢箱拱肋截面荷载试验和有限元分析[J]. 交通运输工程学报,2012,12(3):19-27.

[12] Chen Kangming, Wu Qingxiong, Nakamura Shozo, et al. Experimental and numerical study on compressive behavior of convex steel box section for arch rib [J]. Engineering Structures, 2016,114:35-47.

[13] 陈康明,吴庆雄,黄汉辉. 斜拉桥桥塔节段力学性能[J]. 交通运输工程学报,2016,16(5):17-29.

[14] 小松定夫,牛尾正之,北田俊行. 補剛板の溶接残留応力および初期たわみに関する実験的研究[J]. 土木学会論文報告集,1977(9):25-33.

[15] 小室雅人,奥井義昭,野阪克義,等. 初期たわみと残留応力の統計データを用いた自由突出板の限界強度に関する数値解析的検討[J]. 構造工学論文集 A,2014,60:80-93.

[16] 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.

[17] 日本道路协会. 道路桥示方书·同解说(Ⅱ钢桥篇)[S]. 东京:日本道路协会,2017.