

文章编号: 1674—8247(2018)04—0044—06

某 54 m 简支变截面钢槽型梁结构稳定设计

胡宇

(中国铁路设计集团有限公司, 天津 300142)

摘要: 钢结构的稳定性是控制钢桥设计的关键,而局部稳定是整体稳定的前提和基础,国内现阶段桥梁设计规范对局部稳定问题的相关条文规定较少,在设计时通常参考国外的钢结构规范。文章以国内某铁路 54 m 变截面钢槽型梁为例介绍了稳定性设计的方法,结合国内铁路钢桥规范推荐的能量法,对薄壁高腹板结构的构件局部稳定的设计方法进行探讨,并与国外钢结构规范的方法进行了对比验证分析,计算结果可为类似结构的设计和施工提供参考。

关键词: 变截面钢箱梁; 槽型梁; 薄壁高腹板; 加劲肋; 稳定

中图分类号: U448.21⁺3 文献标志码: A

Structural Stability Design of the 54 m Simply Supported Variable Cross-section Steel Trough Girder

HU Yu

(China Railway Design Corporation, Tianjin 300142, China)

Abstract: The stability of steel structures is the key to control the design of steel bridges, and the local stability is the premise and foundation of the overall stability. The relevant provisions of the bridge design specification on local stability are less at the present stage in China. Foreign steel structure specifications are usually referred to in the design. The stability design methods are introduced by taking the 54m variable cross-section railway steel trough beam in China as an example in this paper. Combined with the energy method recommended by the standard for railway steel bridge in China, the design methods of the local stability on the thin-walled high web structure are discussed, and the comparison validation and analysis are carried out with the foreign steel structure codes. The calculation results can provide reference for the design and construction of similar structure.

Key words: variable cross-section steel box girder; trough girder; thin walled high web; stiffening rib; stability

国内某铁路 54 m 钢槽型梁采用的 3.36 ~ 6.66 m 变截面钢箱梁为箱型截面形式,同类型结构在国内属罕见,没有工程先例可借鉴。此种薄壁高腹板结构的整体稳定和构件局部稳定问题是设计的难点。为验证有限元模型计算结果的准确性,通过查阅《日本道路桥示方书》、《日本铁路构造物设计标准及解说》^[1]等资料,参照国内 TB 10091 - 2017《铁路桥梁钢结构设

计规范》^[2]推荐的能量法及日本钢桥规范对具有三条及以上水平加劲肋情况下腹板的整体稳定性进行了探讨,计算结果可为类似结构的设计和施工提供参考。

1 工程概况

本桥结构体系为简支钢槽型梁桥,分为主梁、横梁、纵梁、下平纵联、支座及现浇混凝土桥面板。计算

收稿日期: 2018-06-06

作者简介: 胡宇(1984-),男,工程师。

引文格式: 胡宇. 某 54 m 简支变截面钢槽型梁结构稳定设计[J]. 高速铁路技术, 2018, 9(4): 44 - 49.

HU Yu. Structural Stability Design of the 54 m Simply Supported Variable Cross-section Steel Trough Girder[J]. High Speed Railway Technology, 2018, 9(4): 44 - 49.

跨径52.6 m,梁长53.8 m,桥面总宽12.6 m,两主梁中心距11.2 m,其中小里程侧有17.273 m长的一段位

于缓和曲线上。桥梁总体布置如图1所示。

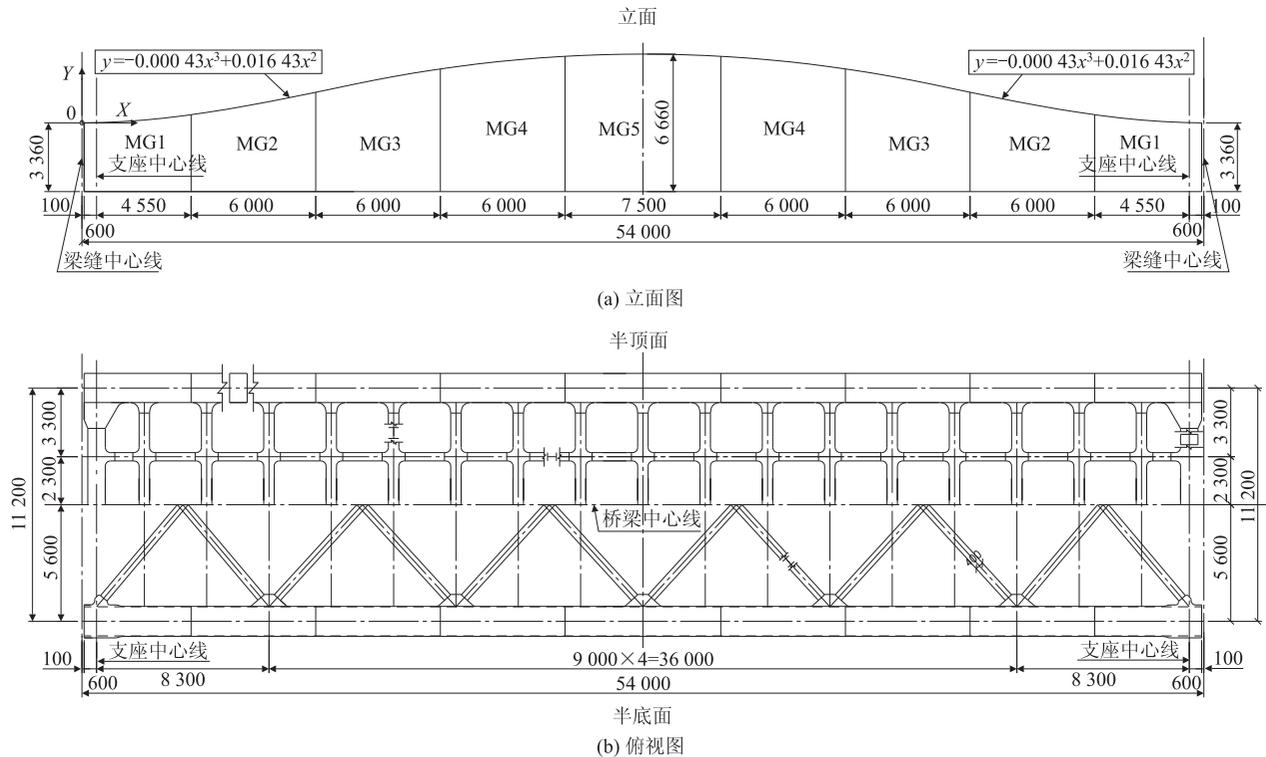


图1 总体构造图(mm)

主纵梁采用变截面钢箱梁,梁高变化3.36~6.66 m,梁宽1.44 m。箱内部每隔3 m对应横梁中心线位置设置横隔板,梁端支座处横隔板加密,顺桥向距支座中心线0.3 m两侧各设1道。考虑到顶推施工影响,箱梁顶板、底板各设置2道加劲肋,腹板受压区随高度变化设置1~3道水平加劲肋。

除端横梁为焊接箱形截面外,小纵梁、横梁及下平纵联均采用焊接工字形截面。在小纵梁、横梁的上翼缘焊有剪力钉与混凝土桥面连接。横梁间距为3 m,中间横梁腹板设置5道竖向加劲肋,厚度为16 mm;端横梁箱形截面内设置3道横隔板,顶、底板均设置1道纵向加劲肋,腹板设置2道纵向加劲肋,厚度为16 mm。

在每条轨道台座下各设置1道小纵梁,全桥共2道,间距4.6 m,设置1道竖向加劲肋,厚度为12 mm。

下平纵联采用交叉式的腹杆体系,与主梁的底面平齐,每隔9 m,交叉设置2道。

各构件具体厚度及宽度如表1所示。

在混凝土轨道台座与纵横梁之间设置混凝土现浇板。桥面板分为7块板,相邻桥面板连接处设置20 mm的断缝,并填充水膨胀单液型密封胶,桥面采用

1.5%双向排水坡往内侧排水。

表1 构件尺寸表

构件	部位	板厚/m	宽/m	宽厚比
横隔板	-	0.016	1.4	87.5
主纵梁	腹	0.02	3.36/6.66	0.5
	顶	0.028/0.032	1.44	50/43.8
	底	0.028	1.44	50
小纵梁	腹	0.016	0.8	50.0
	顶	0.02	0.4	20.0
	底	0.02	0.4	20.0
横梁	腹	0.016	1.8	112.5
	顶	0.02	0.5	25.0
	底	0.02	0.5	25.0
端横梁	腹	0.016	1.8	112.5
	顶	0.02	0.8	40.0
	底	0.02	0.8	40.0
平纵联	腹	0.012	0.5	41.7
	顶	0.016	0.4	25
	底	0.016	0.4	25

2 空间有限元分析模型

2.1 有限元模型建立

采用MIDAS软件对全桥结构的内力及屈曲模态进行计算,不考虑桥面板参与整体受力,主梁、横梁、小纵梁及平纵联等均采用梁单元模拟,其截面只考虑主

截面,不考虑加劲肋对截面刚度的贡献,边界条件按实际支座布置模拟。全桥共分为18个节段,全桥模型如图2所示。

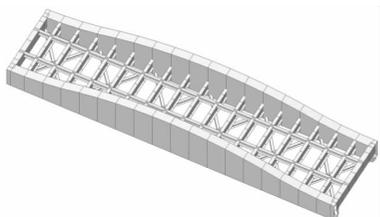


图2 梁单元计算模型

2.2 材料特性

钢箱梁及桥面系主要受力构件均采用Q345qE,高强度螺栓采用20MnTiB钢,螺母及垫圈采用45号或35号钢,剪力钉采用直径22圆柱头焊钉,材料为ML15,桥面现浇混凝土板采用C50无收缩混凝土。

3 稳定计算

全桥的稳定计算包括结构的整体稳定、构件的整体稳定以及局部稳定的计算。

3.1 结构整体稳定计算

荷载考虑自重、二期恒载、活载(换算均布荷载)及温度荷载^[3],MIDAS计算结果显示前51阶屈曲模态均为局部杆件屈曲失稳,第52阶屈曲模态为结构整体失稳,屈曲变形如图3、图4所示。前6阶整体屈曲稳定系数如表2所示。

3.2 构件的整体稳定计算

构件的整体稳定是通过限制杆件的最大长细比^[4]及稳定应力得以简化计算实现的。本桥的横梁

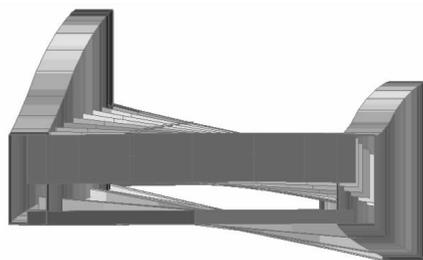


图3 屈曲变形侧视图

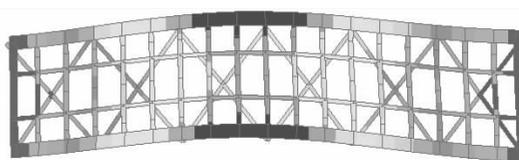


图4 屈曲变形俯视图

表2 结构整体稳定计算表

屈曲模态阶数	稳定系数
1	107.42
2	154.41
3	174.64
4	193.91
5	215.29
6	217.46

及小纵梁的受压翼缘均通过剪力钉与混凝土桥面板牢固连接,可不考虑其失稳的可能性。主梁为变截面箱梁,需要分别对梁端截面及跨中截面的长细比进行计算。为了提高自振频率,防止发生低风速涡振,也需要限制下平纵联的杆件最大长细比。计算结果如表3所示。

表3 杆件长细比检算表

构件	面积/m ²	惯性矩/m ⁴		构件长度/m	构件计算跨度/m		长细比		容许长细比 [λ]
	A ₁	I _{yy}	I _{zz}		l _{oy}	l _{oz}	λ _y	λ _z	
主梁端截面	2.136 × 10 ⁻¹	3.333 × 10 ⁻¹	7.54 × 10 ⁻²	52.6	52.6	52.6	23	82.8	100
主梁跨中截面	3.402 × 10 ⁻¹	1.773 7 × 10 ⁻¹	1.374 × 10 ⁻¹	52.6	52.6	52.6	42.1	88.5	100
下平纵联	1.842 × 10 ⁻²	8.52 × 10 ⁻⁴	1.71 × 10 ⁻⁴	14.06	7.03	9.84	45.74	73	130

下平纵联为受拉杆件,无需检算稳定应力。主纵梁按照受压并在一个主平面内受弯曲的构件考虑,分别对两个主平面内稳定应力进行计算。主力与横向附加力或纵向附加力的组合工况结果如图5~图8所示。

3.3 构件局部稳定计算

根据组成构件的板块在结构中所处的不同内力状态,可将各板块分为受轴向压力、受轴向拉力及受弯矩、剪力共同作用三种情况,相应的局部稳定检算方法也不同。我国铁路桥梁钢结构设计规范未对箱型截

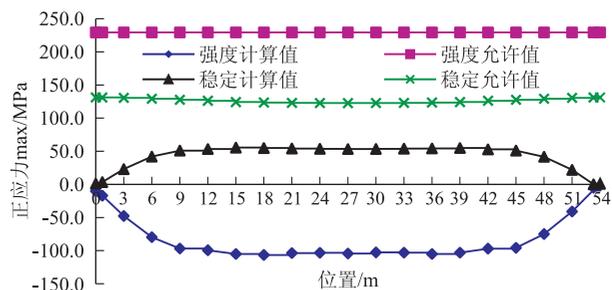


图5 主梁最大正应力图

面钢梁做专门深入研究,仅对箱形截面压杆的板件最

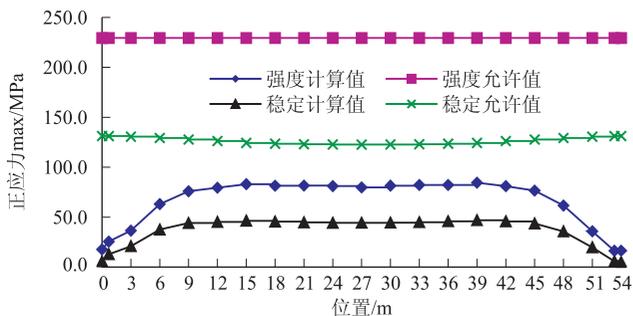


图6 主梁最小正应力图

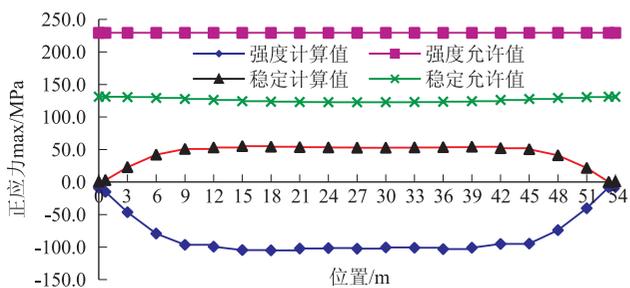


图7 主梁最大正应力图

大宽厚比做了限定,对加劲肋的构造要求没有具体规定^[5],限制了其在桥梁设计上的应用,因此这部分的设计参考日本《铁道构造物等设计标准及解说》(以下简称《标准及解说》)的相关规定。

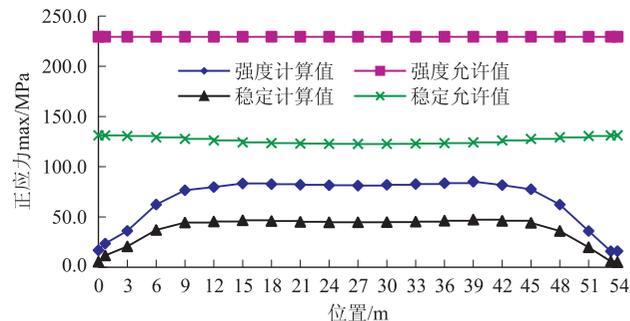


图8 主梁最小正应力图

通过局部稳定的计算,确定板件的宽厚比(纵向加劲肋的间距),板件的长宽比(横向加劲肋的间距)及加劲肋的刚度^[6]。

3.3.1 受轴向压力板块的稳定验算

主纵梁的顶板可以看成是以受轴向压力为主的构件,顶板沿板宽均匀分布两道纵向加劲肋,主梁横隔板间距3 m。根据《标准与解说》的规定:在两边支撑板n等分线附近各设1根加劲肋时,板块宽厚比 $(b/t)_0 \le 24n$,Q345 钢材顶板加劲肋宽厚比 ≤ 11 ,并且加劲肋所需的截面惯性矩不应小于 $I = \frac{1}{11}bt^3g$ 。

当 $\frac{(b/t)_s}{(b/t)_0} > \sqrt{\frac{1+\alpha^2}{2n^2(1+n\delta)}}$ 时:

$$g = 4\alpha^2 n \left\{ \frac{(b/t)_s}{(b/t)_0} \right\}^2 (1+n\delta) - \frac{(1+\alpha^2)^2}{n} \frac{(b/t)_s}{(b/t)_0} \le 1 \quad (1)$$

$$g = 4\alpha^2 n (1+n\delta) - \frac{(1+\alpha^2)^2}{n} \frac{(b/t)_s}{(b/t)_0} > 1 \quad (2)$$

当 $\frac{(b/t)_s}{(b/t)_0} \le \sqrt{\frac{1+\alpha^2}{2n^2(1+n\delta)}}$ 时:

$$g = \frac{1}{n} \left[2n^2 \left\{ \frac{(b/t)_s}{(b/t)_0} \right\}^2 (1+n\delta) - 1 \right]^2 \frac{(b/t)_s}{(b/t)_0} \le 1 \quad (3)$$

$$g = \frac{1}{n} [2n^2(1+n\delta) - 1]^2 \frac{(b/t)_s}{(b/t)_0} > 1 \quad (4)$$

式中: b ——加劲板的宽;

t ——板厚;

g ——刚度比;

$(b/t)_s$ ——实际设计采用宽厚比;

$(b/t)_0$ ——规范规定最大宽厚比;

α ——板长宽比;

I ——加劲肋惯性矩;

δ ——一根加劲肋面积 A 与计算板截面积的比 $A/(b/t)$ 。

主梁顶板及加劲肋的稳定检算结果如表4所示。

横梁及小纵梁的顶板可以看成是以受轴向压力为主的构件,与混凝土桥面板牢固连接,可不计算其局部稳定性,仅需检算端横梁的顶板加劲肋的局部稳定,检算结果如表5所示。

表4 主纵梁顶板及加劲肋局部稳定检算结果

顶板尺寸/m		加劲肋尺寸/m		板的区域长度 a /m	加劲肋惯性矩检算			顶板宽厚比检算		加劲肋宽厚比检算	
宽度	厚度	宽度	厚度		刚度比 γ	计算惯性矩/m ⁴	最小惯性矩/m ⁴	宽厚比	最大宽厚比	宽厚比	最大宽厚比
1.44	0.028	0.24	0.024	3	27.86	1.106×10^{-4}	7.785×10^{-5}	54.4	72	10	11
1.44	0.032	0.24	0.024	3	17.77	1.106×10^{-4}	7.411×10^{-5}	45	72	10	11

表5 端横梁顶板加劲肋局部稳定检算结果

截面尺寸/m		惯性矩检算/m ⁴		宽厚比检算		加劲类型判断			面积检算/m ²	
宽度	厚度	计算惯性矩	最小惯性矩	计算宽厚比	最大宽厚比	计算刚度比 γ^1	临界刚度比 γ^*	类型	单根肋截面积	最小截面积 A_1
0.160	0.016	2.185×10^{-5}	1.167×10^{-5}	10.00	11.00	37.27	45.20	柔性	0.002 56	0.000 80

3.3.2 受轴向拉力板块的稳定验算

主纵梁底板在成桥运行阶段以受轴向拉力为主,施工阶段考虑到顶推施工^[7],底板主要受轴向压力,因此底板加劲肋与顶板加劲肋的布置相同。轴向受拉构件的板块不会发生屈曲现象,但考虑由于焊接而引起的应变及由于列车运行引起的振动,《标准与解说》规定加劲板最大宽厚比不应大于60 n。

3.3.3 受弯矩、剪力共同板块的稳定验算

《铁路桥梁钢结构设计规范》中8.0.6条规定给出了腹板宽厚比 ≤ 250 时的验算方法,日本《标准与解说》给出了采用Q345钢材,腹板设置两道水平加劲肋

且腹板宽厚比 ≤ 275 时的验算方法,日本《道路桥示方书》^[8]给出了采用Q345钢材,腹板设置两道水平加劲肋且腹板宽厚比 ≤ 294 时的验算方法。

本桥主纵梁腹板为高、薄构件,受弯矩、剪力共同作用,腹板最大宽厚比为327,距梁底高2.64 m、4.22 m和5.44 m分别设置3道水平加劲肋,具体布置如图9所示。上述三本规范的规定已经无法满足设计要求,因此采用《铁路桥梁钢结构设计规范》8.0.6条条文说明推荐的能量法通过检算翘曲安全系数来实现,并以日本《道路桥示方书》提出的单一板块稳定验算方法进行校核。

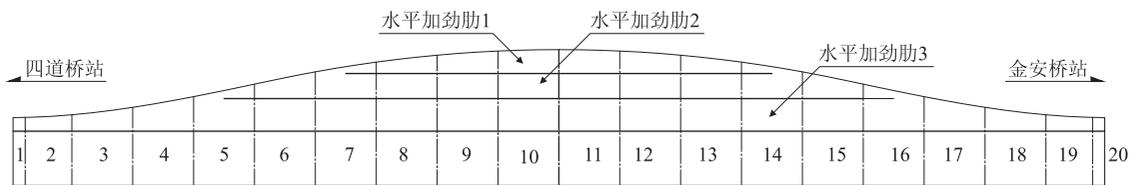


图9 节段划分及水平加劲肋布置示意图

(1) 检算板块翘曲安全度

《铁路桥梁钢结构设计规范》给出了板块局部稳定的安全系数的计算方法:

$$V = \frac{1}{\frac{1+\varphi}{4} \times \frac{\sigma_1}{\sigma_{kl}} + \frac{P}{2P_{kl}} + \sqrt{\left(\frac{3-\varphi}{4} \times \frac{\sigma_1}{\sigma_{kl}} + \frac{P}{2P_{kl}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{kl}}\right)^2}} \quad (5)$$

式中: σ_{kl} ——压应力单独作用时的临界应力;

τ_{kl} ——剪应力荷载单独作用时的临界应力;

P_{kl} ——双侧轮压应力荷载P单独作用时的临界应力;

τ ——板块中心剪应力;

σ_1 ——板块上翼缘正应力;

φ ——板块下翼缘与上翼缘正应力之比。

算出V后,再计算临界换算应力:

$$\sigma_{vk} = V' \times \sqrt{\sigma_1^2 + p^2 - \sigma_1 p + 3\tau^2} \quad (6)$$

最终局部板块的安全系数通过下式导出:

$$V = V' \quad \text{当 } \sigma_{vk} \leq 255 \text{ (弹性比例极限)} \quad (7)$$

$$V = \frac{\sigma_{vk}}{\sqrt{\sigma_1^2 + p^2 - \sigma_1 p + 3\tau^2}} \quad \text{当 } \sigma_{vk} > 255 \text{ (弹性比例极限)} \quad (8)$$

当主梁腹板的所有局部板块的最小安全系数 $V_{min} \geq 1.35$ 时,腹板满足局部稳定要求。由竖向加劲肋和3道水平加劲肋划分出的腹板各局部板块最小安全系数如表6所示。

表6 板块最小安全系数表

工况		板块1	板块2	板块3	板块4
主力	max	3.081	1.457	1.636	2.133
	min	3.739	1.774	2.006	2.633
主+横附	max	2.958	1.435	1.594	2.113
	min	3.851	1.736	2.011	2.645
主+纵附	max	2.947	1.460	1.622	2.147
	min	3.753	1.720	1.972	2.592

日本《道路桥示方书》提出了腹板简化成由加劲肋或翼缘板划分成的单个四边简直板,对腹板上n条水平加劲肋划分的n+1个四边简支区域均应满足最小宽厚比的要求,以主力工况为例,例举腹板各局部区域最小宽厚比的检算结果,如表7所示。

表7 板块最小宽厚比表

工况		计算宽厚比 $(t/b)_2$		最小宽厚比 $[t/b]_2$		计算宽厚比 $(t/b)_2$		最小宽厚比 $[t/b]_2$	
		板块1	板块2	板块1	板块2	板块1	板块2	板块3	板块4
主力	max	1.459×10^{-5}	9.266×10^{-6}	3.787×10^{-8}	2.589×10^{-7}	9.172×10^{-6}	9.172×10^{-6}	1.167×10^{-6}	2.131×10^{-6}
	min	1.306×10^{-5}	9.266×10^{-6}	8.515×10^{-9}	2.772×10^{-7}	9.266×10^{-6}	9.266×10^{-6}	1.006×10^{-6}	1.673×10^{-6}
主+横附	max	1.459×10^{-5}	9.266×10^{-6}	1.908×10^{-8}	2.701×10^{-7}	9.266×10^{-6}	9.266×10^{-6}	1.186×10^{-6}	2.051×10^{-6}
	min	1.306×10^{-5}	9.266×10^{-6}	3.797×10^{-9}	2.657×10^{-7}	9.266×10^{-6}	9.266×10^{-6}	9.814×10^{-7}	1.637×10^{-6}
主+纵附	max	1.459×10^{-5}	9.266×10^{-6}	3.787×10^{-8}	2.589×10^{-7}	9.266×10^{-6}	9.266×10^{-6}	1.161×10^{-6}	2.015×10^{-6}
	min	1.306×10^{-5}	9.266×10^{-6}	8.515×10^{-9}	2.772×10^{-7}	9.266×10^{-6}	9.266×10^{-6}	1.006×10^{-6}	1.673×10^{-6}

(2) 腹板加劲肋稳定检算

腹板的竖向加劲肋及水平加劲肋的局部稳定根据能量法规定,采用限制各肢的宽厚比来保证。三本规范对加劲肋的最小惯性矩计算方法不尽相同,这里分别列举三本规范的推荐公式进行对比分析。

《铁路桥梁钢结构设计规范》中规定竖向加劲肋所需的截面惯性矩:

$$I > 3h\delta^3 \quad [1]$$

水平加劲肋所需的截面惯性矩为:

$$I > h\delta^3 \left[2.4 \left(\frac{\alpha}{h} \right)^2 - 0.13 \right] \quad (9)$$

式中: h ——腹板高;

δ ——腹板厚。

《标准与解说》中规定竖向加劲肋所需的截面惯性矩:

$$I > \frac{5}{22} d_s t^3 g \quad (10)$$

水平加劲肋所需的截面惯性矩:

$$I > 5dt^3 \quad (11)$$

式中: d_s ——加劲肋间距;

t ——腹板厚度;

$$\text{刚度比 } g = 25(D/d)^2 - 20$$

D ——腹板高;

d ——竖向加劲肋最大间距。

《道路桥示方书》中规定竖向加劲肋所需的截面惯性矩:

$$I > \frac{h_0 t_w^3}{11} g_{v, \text{req}} \quad (12)$$

水平加劲肋所需的截面惯性矩:

$$I_t > \frac{h_0 t_w^3}{11} g_{h, \text{req}} \quad (13)$$

式中: t_w ——腹板厚度;

h_0 ——腹板净高,刚度比 $g_{v, \text{req}} = 8(h_0/a)^2$,

$g_{h, \text{req}} = 30(a/h_0)^2$;

a ——竖向加劲肋间距。

根据表8的数据可知,对于竖向加劲肋最小惯性矩,考虑了竖向加劲肋间距影响的日本规范计算结果均大于国内铁路钢桥规范的结果;对于水平加劲肋最小惯性矩,日本公路规范的计算结果最小。当腹板高度不大时,日本铁路规范计算结果大于国内铁路钢桥规范的结果;随着腹板高度的增加,铁路钢桥规范计算结果与日本铁路规范的结果相差不大。

表8 加劲肋最小惯性矩对比表

单元号	竖向加劲肋惯性矩/ m^4				水平加劲肋惯性矩/ m^4			
	设计	铁规	道路桥	标准与解说	设计	铁规	道路桥	标准与解说
1	5.97×10^{-4}	7.92×10^{-5}	9.29×10^{-5}	1.31×10^{-4}	1.11×10^{-4}	3.96×10^{-5}	1.49×10^{-5}	4.56×10^{-5}
2	5.97×10^{-4}	7.95×10^{-5}	9.38×10^{-5}	1.32×10^{-4}	1.11×10^{-4}	3.97×10^{-5}	1.48×10^{-5}	4.63×10^{-5}
3	5.97×10^{-4}	8.31×10^{-5}	1.07×10^{-4}	1.50×10^{-4}	1.11×10^{-4}	4.15×10^{-5}	1.42×10^{-5}	5.68×10^{-5}
4	7.98×10^{-4}	9.15×10^{-5}	1.43×10^{-4}	1.93×10^{-4}	1.11×10^{-4}	4.57×10^{-5}	1.29×10^{-5}	8.09×10^{-5}
5	7.98×10^{-4}	1.04×10^{-4}	2.08×10^{-4}	2.63×10^{-4}	1.11×10^{-4}	5.18×10^{-5}	1.14×10^{-5}	6.75×10^{-6}
6	7.98×10^{-4}	1.18×10^{-4}	3.11×10^{-4}	3.61×10^{-4}	1.11×10^{-4}	5.92×10^{-5}	9.95×10^{-6}	4.94×10^{-5}
7	1.10×10^{-3}	1.33×10^{-4}	4.38×10^{-4}	4.67×10^{-4}	1.11×10^{-4}	6.64×10^{-5}	8.87×10^{-6}	6.50×10^{-6}
8	1.10×10^{-3}	1.44×10^{-4}	5.59×10^{-4}	5.60×10^{-4}	1.11×10^{-4}	7.20×10^{-5}	8.18×10^{-6}	3.88×10^{-5}
9	1.10×10^{-3}	1.52×10^{-4}	6.58×10^{-4}	6.30×10^{-4}	1.11×10^{-4}	7.60×10^{-5}	7.75×10^{-6}	6.20×10^{-5}
10	1.10×10^{-3}	1.58×10^{-4}	7.45×10^{-4}	6.89×10^{-4}	1.11×10^{-4}	7.92×10^{-5}	7.43×10^{-6}	8.05×10^{-5}

4 结论

(1) 薄壁高腹板钢结构的腹板局部稳定性检算是设计的难点,国内铁路钢桥规范没有专门对钢箱梁的稳定性作出条文规定,但通过对比日本铁路及公路相关规范的检算结果,国内铁路钢桥规范中对钢板梁的条文规定可以借鉴作为钢箱梁构件局部稳定性的判定依据。

(2) 对于腹板宽厚比超出规范条文规定的钢箱梁,为保证腹板的局部稳定性需设置三条及以上水平加劲肋,由加劲肋划分出的每个局部板件稳定性均需采用铁路桥梁钢结构设计规范推荐的能量法或日本道路桥示方书提出的最小宽厚比方法进行检算设计。两种方法的检算结论一致,在设计时可以相互验证。

(3) 国内规范及日本规范对腹板加劲肋的最小惯性矩计算方法存在差异,其中《标准与解说》及《道路桥示方书》均不同程度的考虑了竖向加劲肋间距对刚度比及最小惯性矩的影响《铁路桥梁钢结构设计规范》只考虑其了对水平加劲肋最小惯性矩的影响。在设计时可综合考虑日本《标准与解说》及《铁路桥梁钢结构设计规范》推荐的方法。

参考文献:

- [1] 运输省铁道局. 日本铁路结构物设计标准及解说[M]. 日本:丸善株式会社,2000.
Transport Ministry Railway Bureau. Design Standard and Explanation of Japanese Railway Structure[M]. Japan: Maruzen - Yushodo Co., Ltd., 2000.

(3)在边跨约 $1/5 \sim 3/5$ 段、中跨约 $1/7 \sim 3/7$ 段,腹板顶的纵向弯曲正应力主要由边腹板承受,而竖向剪应力主要由中腹板承担。

(4)采用“调整梁体顶板钢束的布置位置”的措施可有效调整边、中腹板顶部受到的纵向弯曲正应力的比值;采用“在边跨约 $1/5 \sim 3/5$ 段、中跨约 $1/7 \sim 3/7$ 段,适当减小中腹板的厚度”的措施,可有效调整竖向剪应力在中腹板和边腹板的分配。设计时,在满足构造要求的前提下,可采用以上两个措施对梁体进行优化。

通过对三腹板连续箱梁三道腹板和顶底板受力规律的研究,便于全面了解截面的弯曲正应力和竖向剪应力的分布规律,验证梁体截面优化措施,以指导优化设计,为类似的工程设计提供参考。

参考文献:

- [1] 范立础. 预应力混凝土连续梁桥[M]. 北京:人民交通出版社, 1999.
FAN Lichu. Prestressed Concrete Continuous Beam Bridge [M]. Beijing: China Communications Press, 1999.
- [2] 王攀峰. 大跨径连续梁桥三向预应力设计与施工工艺优化研究[D]. 武汉:武汉理工大学, 2009.
WANG Panfeng. Research on Three Dimensional Prestress Design and Construction Technics Optimization of Long Span Continuous Beam Bridge[D]. Wuhan: Wuhan University of Technology, 2009.
- [3] 罗超. 预应力混凝土连续梁桥施工阶段内力分析[D]. 成都:西南交通大学, 2010.
LUO Chao. The Construction Inter Force Analysis of the Prestress Concrete Continuous Girder Bridge[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2010.
- [4] TB 10002-2017 铁路桥涵设计规范[S].
TB 10002-2017 Code for Design on Railway Bridge and Culvert [S].
- [5] 叶九发. 曲线连续刚构桥0号块实体分析研究[J]. 高速铁路技术, 2015, 6(6): 70-71.
YE Jiufa. Analysis on No. 0 Segment of Curved Continuous Rigid-framed Bridge[J]. High Speed Railway Technology, 2015, 6(6): 70-71.
- [6] 张立明. Algor, Ansys 在桥梁工程中的应用方法与实例[M]. 北京:人民交通出版社, 2003.
ZHANG Liming. Application Methods and Examples of Algor and Ansys in Bridge Engineering [M]. Beijing: China Communications Press, 2003.
- [7] 王新敏. ANSYS 工程结构数值分析[M]. 北京:人民交通出版社, 2007.
WANG Xinmin. ANSYS Numerical Analysis of Engineering Structures [M]. Beijing: China Communications Press, 2007.
- [8] 颜毅, 杜鹏, 高英祚, 等. 桥梁施工过程分析在 ANSYS 中的实现方法[J]. 重庆交通大学学报, 2007, 26(S1): 18-21.
YAN Yi, DU Peng, GAO Yingzuo, et al. Method of Bridge Construction Process Analysis in ANSYS [J]. Journal of Chongqing Jiaotong University, 2007, 26(S1): 18-21.
- [9] 武肖福. 高速铁路预应力混凝土连续梁施工工艺研究[D]. 成都:西南交通大学硕士论文, 2008.
WU Xiaofu. Study on the Construction Technology of High-Speed Railway Prestressed Concrete Continuous Beams [D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University Master' Thesis, 2008.
- [10] 刘飞鹏. 连续梁桥施工控制与 ANSYS 仿真分析[D]. 武汉:武汉理工大学, 2006.
LIU Feipeng. Construction Controlling and Simulation of Continuous Bridge with ANSYS. [D]. Wuhan: Wuhan University of Technology, 2006.
- [1] 范立础. 预应力混凝土连续梁桥[M]. 北京:人民交通出版社, 1999.
FAN Lichu. Prestressed Concrete Continuous Beam Bridge [M]. Beijing: China Communications Press, 1999.
- [2] TB 10091-2017 铁路桥梁钢结构设计规范[S].
TB 10091-2017 Code for Design on Steel Structures of Railway Bridges[S].
- [3] TB 10621-2014 高速铁路设计规范[S].
TB 10621-2014 Code for Design of High Speed Railway[S].
- [4] S. P. 铁摩辛柯, J. M. 盖莱. 弹性稳定理论(第二版)[M]. 张福范, 译. 北京:科学出版社, 1965.
Timoshenko, S. P., J. M. Gere. Theory of Elastic Stability (2nd Edition)[M]. ZHANG Fufan. Beijing: Science Press, 1965.
- [5] 许大光. 钢箱拱肋局部稳定的分析方法[J]. 铁道标准设计, 2009, 55(5): 28-31.
XU Daguang. Analysis Method on Local Stability of Steel Box Arch Ribs[J]. Railway Standard Design, 2009, 55(5): 28-31.
- [6] 吴冲. 现代钢桥[M]. 北京:人民交通出版社, 2006.
WU Chong. Modern Steel Bridge[M]. Beijing: China Communication Press, 2006.
- [7] 张立青, 隋明国. 客运专线大跨度、大吨位钢桁梁顶推架设技术及应用[J]. 铁道标准设计, 2010, 54(6): 48-52.
ZHANG Liqing, SUI Mingguo. Launching Technology and Application of Large Span and Large Tonnage Steel Truss Girder for Passenger Dedicated Line [J]. Railway Standard Design, 2010, 54(6): 48-52.
- [8] 日本道路协会. 日本道路桥示方书[M]. 日本:丸善株式会社, 2001.
Japan Road Association. Specifications for Japanese Highway Bridges [M]. Japan: Maruzen-Yushodo Co., Ltd., 2001.

(编辑:赵立红 苏玲梅)

(编辑:车晓娟 苏玲梅)