

桥墩承台基坑钢吊箱围堰结构受力性能分析

汪林¹, 王乐业², 姚德波¹

(1.四川公路桥梁建设集团有限公司 大桥工程分公司, 四川 成都 610041;

2.长沙理工大学 土木与建筑学院, 湖南 长沙 410004)

摘要:以某桥北岸索塔 44#墩开挖基坑过程中采用的钢吊箱围堰为工程背景,基于 ANSYS 有限元软件建立三维整体模型进行壁体、起吊吊耳、剪力牛腿、钢管撑、拉杆结构和拼装平台等钢吊箱围堰结构计算,分析钢吊箱结构在施工过程中的受力特性。数值计算结果与规范值对比分析表明该钢吊箱围堰结构满足要求,具有良好的受力性能。

关键词:桥梁;钢吊箱;围堰;受力特性

中图分类号:U443.16

文献标志码:A

文章编号:1671-2668(2018)02-0123-05

随着国内外桥梁技术的飞速发展,基坑围堰应用越来越多,其形式也复杂多样。基坑是一种临时性工程,针对不同工程结构特点和环境条件选取合适的围堰结构进行承台施工,关系到整个工程的安全性能和经济效益。当承台较高或土层为较厚的软弱土层且水流较急时,钢吊箱围堰是进行深水基础施工的有效方案。作为一种有底的套箱,钢吊箱的主要作用是为承台提供干施工环境。分为单壁和双壁两种形式,单壁钢吊箱结构简单,拼装方便,省时省力;双壁钢吊箱能充分发挥施工主动性,利用水的浮力进行拼装和下沉。该文利用 ANSYS 有限元软件建立三维整体模型进行钢吊箱围堰结构计算,分析其受力性能。

1 工程概况

某 PK 箱组合梁斜拉桥,采用高 218 m 的钻石形桥塔,桥梁净空高度为 24 m,主桥布置为 78 m + 228 m + 638 m + 228 m + 78 m = 1 250 m。北岸索塔(44#墩)的基础由高桩承台支撑,承台的平面尺寸为 47 m × 25 m 矩形切除 4.7 m × 6.3 m 的 4 个角,高度 8 m。承台顶面标高为 +7.0 m,底面标高为 -1.0 m,采用 C35 砼,总方量 8 914 m³。桩基为直径 3.0 m 钻孔灌注桩,呈梅花形布置,顺桥向间距为 5.0 m,横桥向间距为 7.0 m,共 32 根。施工时采用直径 3.3 m、壁厚 18 mm 的钢护筒。承台下封底砼厚度为 2.6 m,底面标高为 -3.6 m,采用 C25 砼。其他设计参数如下:设计高潮位为 +16.0 m;水流流速为 +2.0 m/s(洪水期);砼干容重为 24 kN/m³,浮容重为 14 kN/m³。

2 钢吊箱围堰的结构布置

44#墩承台施工选用有底的双壁钢吊箱围堰结构形式,内轮廓尺寸为在承台 47 m × 25 m 尺寸的基础上各边外扩 15 mm、壁厚 1.5 m,外轮廓尺寸为 50.03 m × 28.03 m。钢吊箱顶标高为 +16.5 m,壁体总高度为 20.3 m,分上部 1.4 m 单壁结构和下部 18.7 m 双壁结构,双壁结构又分为顶部 6.3 m、中部 6.0 m、底部 6.4 m 三部分加工拼装。吊箱内部设 4 道钢管撑,底板通过拉杆连接至钢护筒。每根钢护筒上设置 6 根拉杆,拉杆采用 $\phi 40$ 精轧螺纹钢筋。底板开孔比钢护筒尺寸外扩 200 mm。

钢吊箱壁体中的双壁结构,内外壁板厚度为 6 mm,竖向次梁采用 L90 × 56 × 6,水平环板的厚度为 12~16 mm,水平横撑采用 L100 × 19、L110 × 10 和 L125 × 10,钢管撑采用 $\phi 800 \times 12$ mm 与 $\phi 600 \times 8$ mm。钢吊箱底板采用梁板式结构,底板面板厚度为 8 mm,底板主梁采用 HN350 × 175,底板次梁采用 HN150 × 75,底板封边槽钢采用 [36a]。

3 钢吊箱围堰工况分析和计算模型

3.1 计算工况

钢吊箱围堰的计算工况共 6 种,分别为钢吊箱起吊、浇注封底砼、抽水、浇注第二层承台、浇注第三层承台和浇注墩身。其中侧壁模板主要起围护止水作用,当封底砼达到强度并抽水完成时,钢吊箱内外水头差最大,为最不利工况。

3.2 有限元模型

通过 ANSYS10.0 有限元分析软件进行建模计

算,采用实体、板壳、梁、桁架单元模拟钢吊箱结构各构件,合理考虑荷载作用施加和边界条件进行模拟,减少有限元模型与实际情况的差异,提高分析验算结果的精度。

4 钢吊箱围堰结构计算

4.1 壁体计算

4.1.1 壁体材料特性

面板:厚度 $t=6$ mm。

环板:厚度 $t=12$ mm;水平横撑 $2L90\times 8$,截面面积 $A=27.98$ cm²。

环板:厚度 $t=14$ mm;水平横撑 $2L100\times 8$,截面面积 $A=31.2$ cm²。

环板:厚度 $t=16$ mm;水平横撑 $2L110\times 8$,截面面积 $A=34.4$ cm²。

次梁: $L90\times 56\times 6$,截面面积 $A=8.56$ cm²,截面抵抗矩 $W_{\max}=24.078$ cm³,中和轴距离 $Z_0=29.5$ mm,惯性矩 $I_x=71.03$ cm⁴。

4.1.2 荷载计算

以最不利工况即抽水工况进行荷载计算。封底砼达到设计强度后,将钢吊箱壁体的连通器封堵,抽水,清除表面构件(如封底外部拉杆、钢护筒等);待钢吊箱夹壁内水位差为一半高度左右时,绑扎承台钢筋,准备浇注承台。该工况下封底砼与钢护筒接触面是固结约束。外壁最大面荷载为 85.73 kN/m²,内壁最大面荷载为 87 kN/m²(封底顶以上部分)。

4.1.3 纵向次梁计算

次梁间距为 400 mm,其最不利布置见图 1。

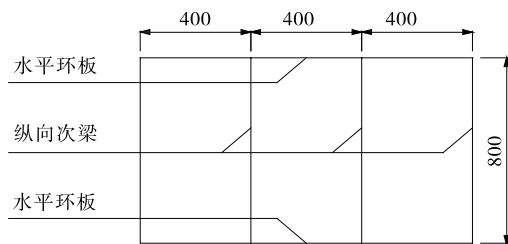


图 1 纵向次梁最不利布置示意图(单位:mm)

次梁线荷载 $q=0.4\times 87=34.8$ kN/m,按五跨连续梁计算,得:

$$M=\alpha ql^2=0.105\times 34.8\times 0.8^2=2.34\text{ kN}\cdot\text{m}$$

此时内壁不考虑面板参与次梁工作, $W=24\ 078$ mm³,得:

$$\sigma=M/W=2.34\times 10^6/24\ 078=97.2\text{ MPa}<[\sigma]=160\text{ MPa}$$

外壁荷载略小。也可考虑面板参与次梁共同受弯,更能满足要求。

4.1.4 面板计算

根据《水利水电工程钢闸门设计规范》, $b/a\leq 1.5$ 或面板长边方向与主梁轴线垂直时,需验算面板的折算应力。

(1) 短边的验算。验算公式如下:

$$\sigma_{zh}=\sqrt{\sigma_{my}^2+(\sigma_{mx}-\sigma_{0x})^2-\sigma_{my}(\sigma_{mx}-\sigma_{0x})}\leq 1.1\alpha[\sigma]$$

该工程中, $\sigma_{0x}=(1.5\xi_1-0.5)M/W=33.39$ MPa, $\sigma_{my}=k_yqa^2/\delta^2=192$ MPa, $\sigma_{mx}=0.3\sigma_{my}=0.3\times 192=57.6$ MPa,短边中点的折算应力为:

$$\sigma_{zh}=\sqrt{192^2+(57.6-33.39)^2-192(57.6-33.39)}=181\text{ MPa}\leq 1.1\times 1.5[\sigma]=264\text{ MPa}$$

满足要求。

(2) 长边的验算。验算公式如下:

$$\sigma_{zh}=\sqrt{\sigma_{my}^2+(\sigma_{mx}+\sigma_{0x})^2-\sigma_{my}(\sigma_{mx}+\sigma_{0x})}\leq 1.1\alpha[\sigma]$$

该工程中, $\sigma_{mx}=k_xqa^2/\delta^2=132.6$ MPa, $\sigma_{my}=0.3\sigma_{mx}=0.3\times 132.6=39.8$ MPa, $\sigma_{0x}=(1.5\xi_1-0.5)M/W=69.3$ MPa,长边中点的折算应力为:

$$\sigma_{zh}=\sqrt{132.6^2+(39.8+69.3)^2-132.6\times(39.8+69.3)}=122.6\text{ MPa}\leq 1.1\times 1.5[\sigma]=264\text{ MPa}$$

满足要求。

4.2 起吊吊耳计算

4.2.1 吊轴强度验算

吊轴采用调质处理的 40Cr 合金结构钢, $[\tau]=215$ MPa, $[\sigma]=320$ MPa。吊点最大起吊力为 $1\ 370$ kN,考虑 1.4 倍不均匀系数,取吊耳起吊能力 $P=1\ 918$ kN、吊轴每边剪力 $V=959$ kN,则所需吊轴截面积为:

$$A=4V/(3[\tau])=4\times 959\times 10^3/(3\times 215)=5\ 947\text{ mm}^2$$

吊轴直径 $d\geq\sqrt{A/0.785}=87$ mm,取直径为 160 mm;吊轴弯矩 $M=Pl/4=1\ 918\times 0.238/4=114$ kN/m;吊轴 $W=\pi d^3/32=0.16^3\pi/32=4.02\times 10^{-4}$ m³,得:

$$\sigma=M/W=114\times 10^6/(4.02\times 10^{-4}\times 10^9)=284\text{ MPa}<[\sigma]=320\text{ MPa}$$

满足要求。

4.2.2 吊耳板强度验算

吊耳采用 Q345 钢,局部紧接承压条件 $[\sigma_{cj}] = 110 \text{ MPa}$,孔壁抗拉 $[\sigma_k] = 180 \text{ MPa}$ 。 $t = P/(d[\sigma_{cj}]) = 54.5 \text{ mm}$,取 $t = 62 \text{ mm}$ 。吊耳孔壁拉应力为:

$$\sigma_k = \sigma_{cj}(R^2 + r^2)/(R^2 - r^2) = 96(300^2 + 162^2)/(300^2 - 162^2) = 176 \text{ MPa} < [\sigma_k] = 180 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cj} = P/(td) = 96.7 \text{ MPa} < [\sigma_{cj}] = 110 \text{ MPa}$$

满足要求。

图 2 为吊耳结构有限元模型。图 3、图 4 分别为吊耳板结构局部应力云图和整体应力云图。从图 3、图 4 可知:吊耳板最大应力 $\sigma_{max} = 68 \text{ MPa} < [\sigma_{cj}] = 110 \text{ MPa}$,吊耳最大应力 $\sigma_{max} = 144 \text{ MPa} < [\sigma] = 188 \text{ MPa}$,吊耳结构强度满足要求。

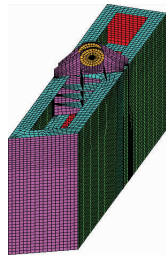


图 2 吊耳结构有限元模型

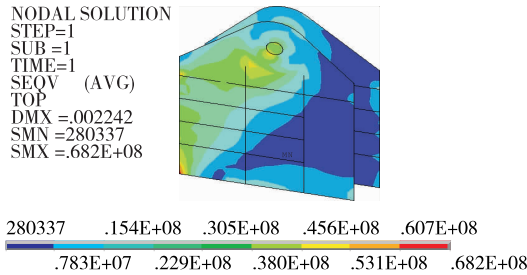


图 3 吊耳板局部结构应力云图(单位:Pa)

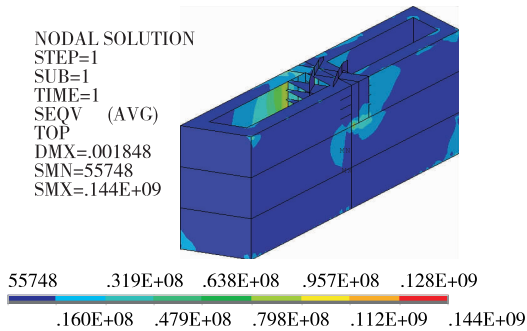


图 4 吊耳整体结构应力云图(单位:Pa)

4.3 剪力牛腿计算

当钢吊箱长边方向两端的 4 个钢护筒握裹力超出安全范围时,需在水下在封底砦范围内设置剪力牛腿,以增大砦与钢护筒的粘结力。剪力牛腿承受

的剪力为:

$$F = 7\ 287.1 - 150 \times \pi \times 3.3 \times 2.6 = 3\ 246 \text{ kN}$$

柱脚的底板宽度 $B = 270 \text{ mm}$,板厚 $t = 25 \text{ mm}$ 。

按三边支承板计算,得:

$$M = \alpha \sigma a_2^2 = 0.078 \times 0.43^2 \times 4 \times 3\ 246 / [\pi(3.9^2 - 3.4^2)] = 16.3 \text{ kN} \cdot \text{m} < 1/6 f_t b^2 = 19.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

式中: σ 为计算区段内底板下的均布反力, $\sigma = 4F / [(3.9^2 - 3.4^2)\pi]$; α 为与 b_2/a_2 有关的系数, $\alpha = 0.078$; a_2 为计算区段内板的自由边长度, $a_2 = 430 \text{ mm}$ 。

钢护筒剪力牛腿满足设计要求。

4.4 钢管撑计算

钢管撑 $\phi 800 \times 12$ 的材料特性如下: $A = 29\ 707 \text{ mm}^2$; $I_x = 2.31 \times 10^9 \text{ mm}^4$; $W_x = 5.77 \times 10^6 \text{ mm}^3$ 。根据电算结果,抽水工况钢管撑内力 $N = 2\ 400 \text{ kN}$, $M = 267 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。两端按铰接考虑,取计算长度 $l_0 = 12\ 207 \text{ mm}$, $i = \sqrt{I/A} = 278.9 \text{ mm}$,得 $\lambda = l_0/i = 44$,属于 b 类截面,查表得 $\varphi_x = \varphi_y = 0.882$ 。

4.4.1 稳定性验算

弯矩作用平面内稳定性验算:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{mx} M_x}{\gamma_x W_{1x} (1 - 0.8N/N'_{EX})} = 135 \text{ MPa} < [\sigma] = 182 \text{ MPa}$$

式中: β_{mx} 为等效弯矩系数, $\beta_{mx} = 1.0$; γ_x 为截面塑性发展系数, $\gamma_x = 1.15$; N'_{EX} 为欧拉临界力, $N'_{EX} = \pi^2 EA / (1.1 \lambda_x^2)$ 。

弯矩作用平面外稳定性验算:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_y A} + \eta \frac{\beta_{tx} M_x}{\varphi_b W_{1x}} = 124 \text{ MPa} < [\sigma] = 182 \text{ MPa}$$

式中: η 为截面影响系数, $\eta = 0.7$; β_{tx} 为等效弯矩系数, $\beta_{tx} = 1.0$; φ_b 为均匀弯曲的受弯构件稳定系数, $\varphi_b = 1.0$ 。

钢管撑压杆稳定性满足规范要求。

4.4.2 强度验算

采用 ANSYS 有限元软件对钢管撑 X 节点进行强度验算,构件有限元模型见图 5。图 6 为钢管撑 X 节点处应力云图。从图 6 可见,X 节点最大应力 $\sigma = 152 \text{ MPa} < [\sigma] = 182 \text{ MPa}$,强度满足要求。



图 5 钢管撑 X 节点有限元模型

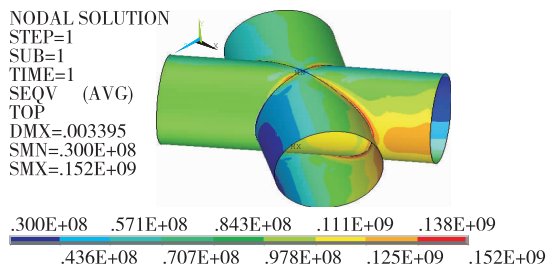


图6 钢管撑X节点应力云图(单位:Pa)

4.5 拉杆结构计算

拉杆最大拉力 $F=310$ kN, 整个拉杆结构按所承受的最大拉力情况设计。

4.5.1 拉杆选型

拉杆选用 $\phi 40$ -PSB930 型精轧螺纹钢筋, 直径 40 mm, 屈服强度 $f_{pyk}=930$ MPa。最大拉应力 $\sigma=F/A=246.7$ MPa, 安全系数 $n=f_{pyk}/\sigma=930/246.7=3.77$, 拉杆强度满足规范要求。

4.5.2 下支座销轴计算

下支座销轴选用 45# 钢材材料, 直径 $d=60$ mm, 抗剪容许应力 $[\tau]=95$ MPa。销轴剪力 $V=310/2=155$ kN, $\tau=16V/(3\pi d^2)=73.1$ MPa $< [\tau]=95$ MPa, 下支座销轴强度满足规范要求。

4.5.3 下支座耳板计算

下支座耳板选用 Q235 钢, 局部紧接承压 $[\sigma_{cj}]=80$ MPa, 孔壁抗拉 $[\sigma_k]=120$ MPa。下支座耳板孔径 $d=61$ mm, 厚度 $\delta=90$ mm(见图 7)。耳板所承受的载荷 $P=F=310$ kN。

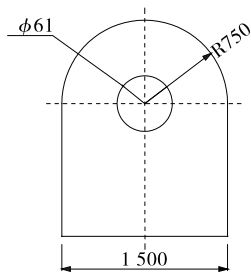


图7 下支座耳板示意图(单位:mm)

耳板孔壁承压应力为:

$$\sigma_{cj} = P/(d\delta) = 56.5 \text{ MPa} < [\sigma_{cj}] = 80 \text{ MPa}$$

耳板孔拉应力为:

$$\sigma_k = \sigma_{cj} \frac{R^2 + r^2}{R^2 - r^2} = 78 \text{ MPa} < [\sigma_k] = 120 \text{ MPa}$$

式中: R 为耳板抗拉最小截面处的宽度, 取 75 mm; r 为耳板孔半径, $r=d/2=30$ mm。

下支座耳板强度满足规范要求。

4.5.4 上端牛腿结构计算

上端牛腿采用 2[36a 焊接, 搁置在钢护筒上, 并采用筋板加固, 材料为 Q235 钢。上端牛腿 6 个吊点分别承受拉力 $F=310$ kN, 钢护筒底部固结。结构模型见图 8, 上端牛腿结构变形见图 9, 结构应力见图 10。

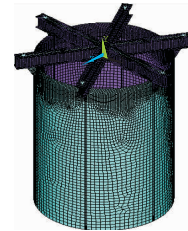


图8 上端牛腿结构有限元模型

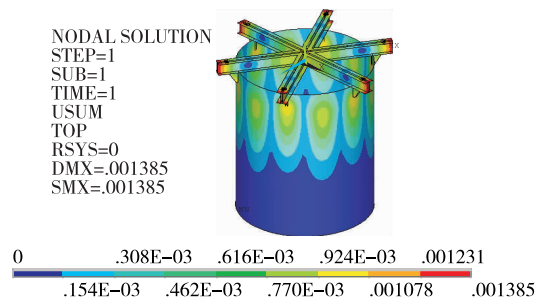


图9 上端牛腿结构变形云图(单位:mm)

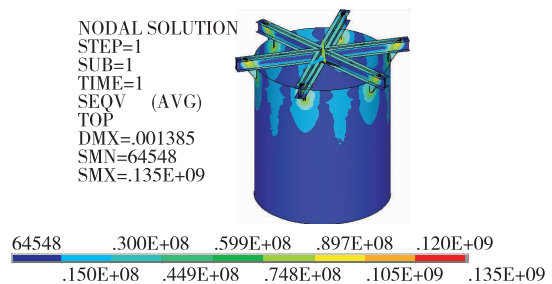


图10 上端牛腿结构应力云图(单位:Pa)

由图 9、图 10 可知: 上端牛腿结构最大变形值为 1.4 mm, 最大应力值为 135 MPa $< [\sigma]=188$ MPa, 其刚度和强度都满足规范要求。

4.6 拼装平台计算

平台底板总重 142 259 kg, 分 8 块拼装, 最重的一块按 22 t 考虑, 该分块区域内平台梁总长度约 24 m。由于无法保证每段梁都均布受力, 考虑 2 倍不均匀系数, 线荷载 $q=2 \times 220/24=18.3$ kN/m。梁块大长度 $l=3.7$ m, $M=1/8ql^2=31.3$ kN/m, $\delta=M/W=40$ MPa $< [\delta]=188$ MPa。

钢吊箱下放时总重约 1 300 t, 安全系数取 1.5。下放前先全部割除底板下面平台梁, 只留四周一圈

拼装平台,荷载全部由拼装牛腿或钢护筒与平台桩间的平台梁支撑。壁体内周长为 131.5 m,线荷载 $q = 1.5 \times 13\ 000 / 131.55 = 148\text{ kN/m}$ 。

(1) 平台梁计算。长边方向,钢护筒与原平台桩间平台梁长 $L = 3.05\text{ m}$,间距 7 m 一道,材料为 2HM588 \times 300 型钢。 $F = 148 \times 7 = 1\ 036\text{ kN}$, $M = FL/4 = 790\text{ kN}\cdot\text{m}$, $\delta = M/W = 79 \times 10^7 / (2 \times 402 \times 10^4) = 98\text{ MPa} < [\delta]$ 。图 11 为拼装平台梁 ANSYS 计算模型,图 12 为拼装平台梁应力云图。从图 12 可见,最大应力为 163 MPa $< [\sigma] = 188\text{ MPa}$,满足规范要求。

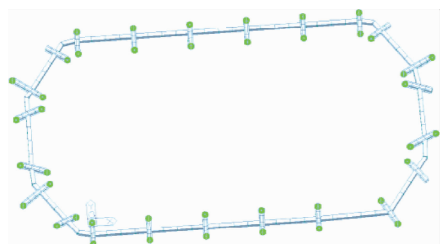


图 11 拼装平台梁有限元模型



图 12 拼装平台梁应力云图(单位:MPa)

(2) 悬臂梁计算。悬臂梁承受壁体重力,从 ANSYS 中提取悬臂梁所承受的最大载荷为 65 t,作用于悬臂 2 m 处,材料采用 2HM588 \times 300。图 13 为有限元模型,图 14 为悬臂梁变形云图,图 15 为应力云图。从图 14、图 15 可见,悬臂梁结构整体最大变形为 13.8 mm,最大应力为 184 MPa $< [\sigma] = 188\text{ MPa}$,悬臂梁的刚度和强度均满足规范要求,受力性能良好。

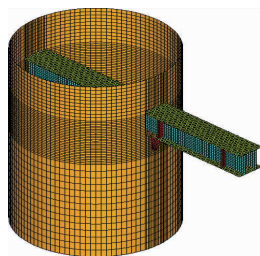


图 13 悬臂梁有限元模型

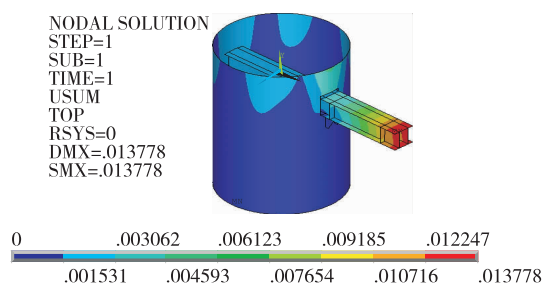


图 14 悬臂梁整体变形云图(单位:m)

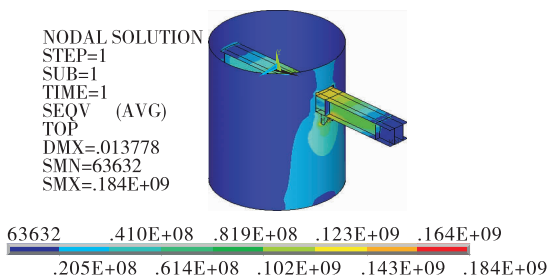


图 15 悬臂梁整体应力云图(单位:Pa)

5 结论

应用 ANSYS 计算分析某桥北岸索塔 44# 墩基坑开挖中所用钢吊箱围堰的受力性能,得到以下结论:1) 当封底砼达到强度并抽水完成时,钢吊箱内外水头差最大,为最不利工况。在抽水工况下,钢吊箱围堰结构刚度、强度和稳定性满足规范要求,结构受力处于弹性范围内,性能良好,安全可靠。2) 结构验算时考虑最不利荷载工况,拼装平台悬臂梁部分变形较大,可采用加内支撑的方法减小围堰变形。

建立有限元分析模型对一些难以估计的因素进行了简化,如复杂的荷载条件和边界条件等,这可能导致计算结果与现场实际情况存在一些差异。现场仍需根据实际施工情况,基于实测数据进行有效合理控制,避免危险情况发生。

参考文献:

- [1] 瞿振华.跨海大桥下部结构设计与施工技术研究[D].上海:同济大学,2007.
- [2] 池雁彬.沙湾特大桥钢吊箱围堰的设计与施工[J].山西建筑,2008,34(19).
- [3] 王桂鹏.钢吊箱围堰的计算与试验研究[D].天津:天津大学,2008.
- [4] 金刚.深水桥梁桩基础钢吊箱围堰施工技术研究[D].西安:长安大学,2011.
- [5] 赵锡宏,李蓓,杨国祥,等.大型超深基坑工程实践与理

(下转第 136 页)

表1 支架系统不同结构部位的应力和变形计算结果

项目	部位	最大值	容许值	是否满足要求
应力/MPa	钢管立柱	100.7	190	是
	钢管横撑	10.2	190	是
	钢管斜撑	63.4	190	是
	I25 分配梁	61.1	190	是
	I56 桩顶横梁	65.7	190	是
	弦杆	149.4	190	是
	腹杆	187.3	275	是
刚度/mm	竖向变形	9.3		是
稳定性	临界失稳荷载系数	5.11	4	是

4 三角托架计算

下横梁的塔梁结合段倒角部位采用三角托架支撑(见图15),三角托架上牛腿采用2I45工字钢,下牛腿采用2I36工字钢,焊接成三角钢片的结构形式。下横梁的塔梁结合段倒角部位按面积分配法划分为顶底板荷载、腹板荷载两部分。

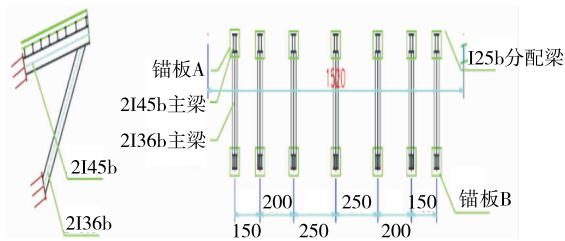


图15 三角托架布置形式(单位:cm)

I45工字钢最大变形为 $1.31\text{ mm} < 3\ 800/400 = 9.5\text{ mm}$ (计算跨径为3.8m)。最大位移出现在I25工字钢上,为1.61mm,扣除其支撑构件1.31mm

挠度,其相对变形为0.3mm,刚度满足要求。

最大组合应力 $\sigma_{\max} = 136.4\text{ MPa} < f_d = 190\text{ MPa}$,最大剪应力 $\tau_{\max} = 50.9\text{ MPa} < f_{vd} = 110\text{ MPa}$ 。三角托架的强度满足使用要求。

5 结论

(1) 在基本荷载组合下,主要构件如分配梁、贝雷梁、三角支架的挠度变形和应力均满足规范要求。

(2) 支架体系在最不利荷载作用下处于安全状态,满足下横梁施工要求。

(3) 贝雷梁在支点位置竖杆压应力较大,销接处剪应力较大,施工过程中在该部位需加设加强竖杆,尤其是贝雷梁与斜向钢管对应的支点处应设置加强竖杆,使整个支架体系受力更合理。

参考文献:

[1] 姚寅初.斜拉桥塔梁临时固结节段主塔局部受力特性分析[D].重庆:重庆交通大学,2013.
 [2] 王磊,李志成.大跨径斜拉桥索塔下横梁施工支架结构分析[J].湖南交通科技,2010,36(4).
 [3] 刘占兵,左生荣.丹江口汉江大桥下横梁支架施工结构分析[J].交通科技,2014(6).
 [4] 李风云.双肢格构柱—贝雷梁模板支撑体系空间力学行为分析[D].重庆:重庆大学,2014.
 [5] 姚莉,孙莉.大型斜拉桥下横梁支架设计与施工[J].水运工程,2008(4).
 [6] 方献.吉林兰旗松花江大桥结构模型试验及计算机仿真分析[D].武汉:武汉科技大学,2006.
 [7] JTG D60—2015,公路桥设计通用规范[S].

收稿日期:2017-03-08

 (上接第122页)

座非线性有限元分析中的应用[J].南京工业大学学报:自然科学版,2010,32(4).
 [5] 庄茁.ABAQUS非线性有限元分析与实例[M].北京:科学出版社,2010.
 [6] GB 50017—2014,钢结构设计规范[S].

[7] 郭在田.薄壁杆件的弯曲与扭转[M].北京:中国建筑工业出版社,1989.
 [8] 陈晓龙.钢箱梁在弯扭联合作用下的强度研究[D].长沙:湖南大学,2013.

收稿日期:2017-10-30

 (上接第127页)

论[M].北京:人民交通出版社,2005.
 [6] 付继承.上海黄浦江大桥主桥墩钢吊箱围堰施工技术[J].公路与汽运,2011(6).

[7] JTG/T F50—2011,公路桥涵施工技术规范[S].
 [8] GB 50017—2003,钢结构设计规范[S].

收稿日期:2017-08-19