

文章编号: 0451—0712(2005)10—0010—07

中图分类号: U445. 4

文献标识码: B

钢管贝雷梁柱式支架在高墩大跨现浇箱梁施工中的运用

崔昌洪, 韦健江

(路桥集团第一公路工程局 北京市 100024)

摘 要: 在高墩大跨现浇箱梁施工中,采用钢管柱和贝雷片作为支架,可避免大面积处理地基,能够减少人员投入。结合支架施工实例,着重介绍采用钢管柱和贝雷片组成的贝雷梁柱式支架的构造和在施工中的运用。

关键词: 现浇箱梁; 钢管柱; 贝雷片; 支架

在进行现浇箱梁施工时,一般的施工方法是对地基进行加固处理,然后搭设满堂支架。但对于地势陡峭、墩身高达 40 m 的现浇预应力混凝土箱梁而言,采用满堂支架施工不仅地基处理难度较大,安全性降低,而且材料、人员投入也较大。

贝雷梁柱式支架是现浇箱梁施工中常用的一种支架型式,尤其在重荷载、高墩柱、跨度大的情况时,则是较为经济安全的一种支架型式。在实际施工中,当跨度过大时,增设临时立柱可以有效地减小贝雷片的弯矩、剪力和挠度,提高其承载能力。

1 工程概况与桥梁结构

1.1 工程概况

南坪~福龙立交位于深圳市南坪快速路与福龙快速路相交处,为定向式全互通 3 层立交。二号桥为东西向南坪路主线桥,上跨福龙路。左线桥全长 383.77 m,右线桥全长 348.29 m。全桥位于缓和曲线和 $R=2\,000\text{ m}$ 的平曲线内。

1.2 桥梁结构

二号桥上部构造基本型式为连续刚构,结合桥址地形、福龙路及各匝道的的设计位置、经济及美观多方面因素,全桥跨径布置考虑为不等跨结构,左幅为 10 跨 3 联,右幅为 9 跨 3 联,其中最大跨径为 50 m,最小跨径为 35 m。

全桥墩柱高度在 20~40 m 不等,桥墩采用两柱或三柱一排矩形墩,桥台分别采用扶壁式和埋置式

桥台,桥墩和桥台下设承台。桥墩基础采用钻孔灌注桩,桩基须嵌入微风化岩。上部结构为预应力混凝土现浇箱梁,采用 C50 现浇混凝土,箱梁高为 2.0 m,主箱梁为单箱三室断面,箱底宽为 12.0 m,顶板宽为 17.0 m,两侧挑臂长 2.5 m。桥面和箱梁底面设有 1.5% 的横坡。

1.3 地形特点及工程地质情况

桥址位于深圳市中部西丽镇长源村,原始地貌属低丘、台地、丘陵间冲沟地貌,地势起伏大,现状地面高程在 44.44~119.85 m,地形狭窄,施工场地有限。

根据地质勘探揭示,地层分布如下:
人工填土(或地表腐质土)→砂性土→全风化花岗岩→强风化花岗岩→中风化花岗岩→微风化花岗岩。

2 现浇支架的比较选定

根据该桥的地形和结构特点,经分析,能适用于该桥墩高、跨径较大,并且 3 跨一联箱梁同时浇注的支架主要有碗扣式满堂支架和贝雷梁柱式支架两种型式,表 1 中对这两种支架型式从结构受力、安全性、地形情况、施工难易度及经济性能等几方面进行了比较。

从表 1 可看出,两种支架型式各有优缺点,但是结合该项目地形特点和结构形式,采用碗扣式满堂支架有如下问题:

表 1 支架施工技术性能比较

支架型式	碗扣式满堂支架	贝雷梁柱式支架
受力结构	受力状况简单,受力分析较简单	传力途径清晰,但受力分析较复杂
安全性能	高度太高,影响整体稳定性,地质情况复杂时,地基处理工作量大,不均匀沉降会降低整体安全性。施工人员较多,劳动强度大,易发生安全事故,构件单一,抗冲击性较差	构件较大数量少,较容易保证施工安全,机械使用多,易发生机械安全事故,结构刚柔结合,抗冲击性较强
地形情况	地形陡峭时,地表平整难度较大,岩土结合部处理难度过大	地形影响较小
施工难易	基础处理难度大,支架搭设、拆除较容易	施工情况较复杂,构件吊装有些难度,拆除不易
经济性能	基础处理费用高,材料投入量较大,但是较单一,人员数量要求多,机械设备投入相对较少,施工速度较慢,支架总成本较高,经济性较低	基础处理费用较低,材料投入较少,但是形式较多,人员要求少,但人员素质要求高,机械设备投入较大,施工速度较快,支架总成本较低,经济性较高

(1)因地形陡峭,场地平整难度大,挡土墙等构造物多,并且由于土质不一,土石结合,不均匀沉降量较大,对箱梁施工质量有可能会造成影响;

(2)由于支架高度过高,接近碗扣式支架搭设的极限高度,业主、监理及质检站等相关单位对支架的安全性较为关注,并且明文规定碗扣式支架必须有条件、有限制地使用;

(3)材料投入过大,一联需投入一千多吨碗扣式支架,深圳市场难以租到这么多材料,成本过高;

(4)施工中技术工人需要多,对人员的素质要求高,因此人力成本较高;

(5)基本是人工作业,施工效率低,施工速度慢,工期上不能满足要求。

采用贝雷梁柱式支架,工期有保证,需要约2 000 片贝雷片,由于深圳地铁刚完工,有大量的 $\phi 600$ 的钢管可供使用,价格也相对便宜。因此,综合技术、工期、经济等各方面因素,最后选择贝雷梁柱式支架作为箱梁的现浇支架。

3 支架的设计与验算

3.1 支架总体布置

贝雷梁柱式支架的总体布置见图 1 所示。

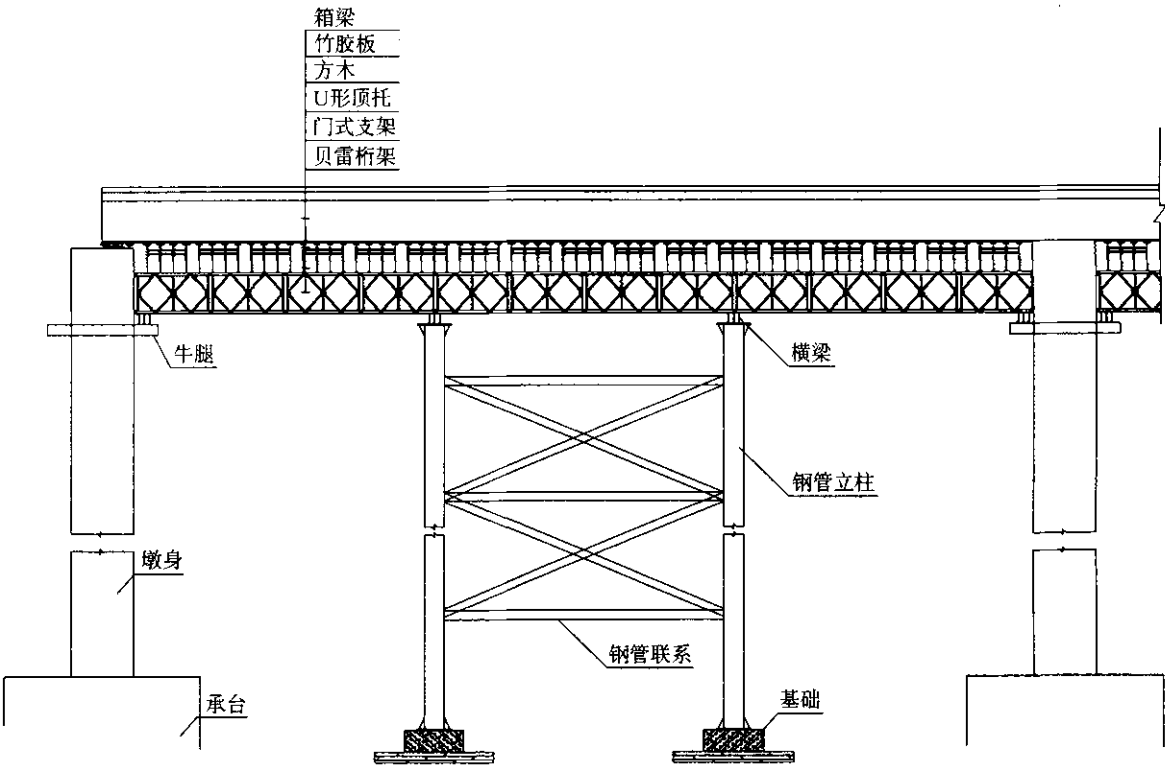
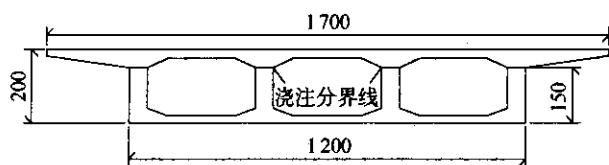


图 1 贝雷支架总体布置

贝雷梁柱式支架结构主要由混凝土基础、钢管立柱、墩身牛腿、工字钢横梁、贝雷片纵梁、门式支架组成。支架结构传力途径为:模板—方木—U托—门式支架—贝雷片纵梁—工字钢横梁—钢管立柱(墩身牛腿)—混凝土基础—地基。

3.2 荷载计算

箱梁标准截面梁高 2 m, 底板宽 12 m, 顶板宽 17 m。施工时分 2 次浇注, 第 1 次先浇注底板和腹板混凝土, 高度为 1.5 m, 第 2 次浇注顶板混凝土, 见图 2 所示。考虑到支架最高达 40 m, 为简化计算, 确保安全, 计算时假定 2 次混凝土同时施工, 并且第 1 次混凝土不分担第 2 次混凝土的部分荷载; 并假定箱梁纵向为一均布荷载, 跨中横隔梁按集中荷载考虑。



单位: cm

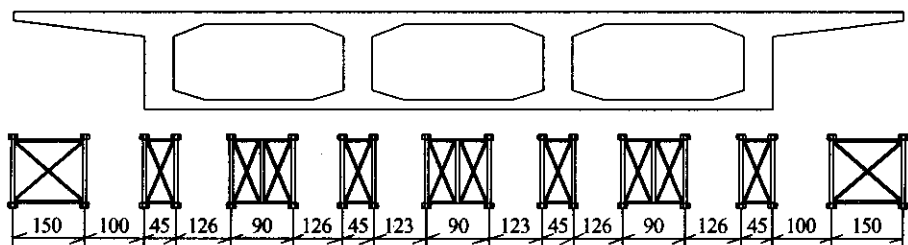
图 2 箱梁标准断面

施工荷载主要由钢筋混凝土自重 q_1 , 模板自重 q_2 , 贝雷片自重 q_3 , 施工荷载 q_4 构成。钢筋混凝土密度采用 26 kN/m^3 , 冲击系数取 1.1, 箱梁标准截面面积

为 11.32 m^2 , 截面均布荷载 $q_1 = 1.1 \times 26 \times 11.32 = 323.75 \text{ kN/m}$, 跨中横隔梁混凝土体积为 7.19 m^3 , 集中荷载 $P = 1.1 \times 26 \times 7.19 = 205.63 \text{ kN}$, 模板自重包括方木、U托和门式支架合计取 1.5 kN/m^2 , 截面均布荷载 $q_2 = 1.5 \times (17 + 1.5 \times 2) = 30 \text{ kN/m}$ 。贝雷片每片每延米取 1 kN/m (包括支撑架等附属物), 贝雷片按 18 排布置, 截面均布荷载 $q_3 = 1 \times 18 = 18 \text{ kN/m}$ 。施工荷载取 4 kN/m^2 , 顶板宽度 17 m, 则截面均布荷载 $q_4 = 4 \times 17 = 68 \text{ kN/m}$ 。支架承受的截面总荷载 $q = q_1 + q_2 + q_3 + q_4 = 439.75 \text{ kN/m}$ 。

3.3 贝雷片的布置与验算

贝雷片采用国产“321”公路钢桥桁架, 纵向根据箱梁跨度分 3~4 跨布置, 35 m 跨度按 $10.5 \text{ m} + 11.5 \text{ m} + 10.5 \text{ m}$ (墩身宽 2.5 m) 布置, 42 m 跨度按 $9.25 \text{ m} + 10.5 \text{ m} + 10.5 \text{ m} + 9.25 \text{ m}$ 布置, 50 m 跨度按 $11.25 \text{ m} + 12.5 \text{ m} + 12.5 \text{ m} + 11.25 \text{ m}$ 布置。横向截面布置根据箱梁具体结构布置, 每个腹板下采用间距为 450 mm 双排单层贝雷片, 每个底板下采用间距为 900 mm 双排单层贝雷片, 两侧翼板下采用间距为 1500 mm 双排单层贝雷片, 见图 3 所示。贝雷片纵向每 3 m 上下都用 [10 号槽钢作为横向联系, 用 U 形卡扣扣住, 把贝雷片联成整体, 使每排贝雷片受力较为均衡。



单位: cm

图 3 贝雷片布置

考虑到截面横向的不均匀, 每一排贝雷片受力情况也不一样, 两侧翼板下的贝雷片受力相对较小。经过分析, 翼板下贝雷片受力大约为底板下贝雷片所受力的一半, 考虑模板、方木以及横向联系能起到一部分分散荷载作用, 所以只取 16 排贝雷片进行

验算, 并且要求满足安全系数在 1.3 以上, 贝雷片整体能承受的最大弯矩 $[M] = 788.2 \times 16 / 1.3 = 9700.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 最大剪力 $[Q] = 248.2 \times 16 / 1.3 = 3054.8 \text{ kN}$ 。取 35 m 跨度进行验算, 计算简图见图 4 所示。

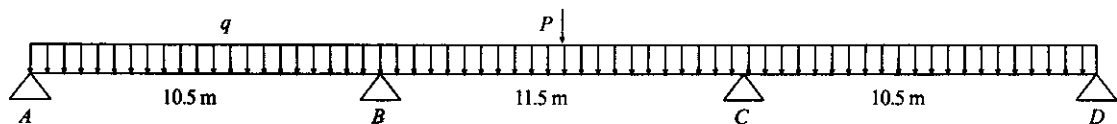


图 4 贝雷片受力验算简图

用力矩分配法可计算出最大弯距 $M_{\max} = 5\,512.675\text{ kN}\cdot\text{m}$, 位置在 B 、 C 支座处; 最大剪力 $Q_{\max} = 2\,835.017\text{ kN}$, 位置在 B 支座左侧和 C 支座右侧, 由于 $M_{\max} < [M]$, $Q_{\max} < [Q]$, 贝雷片强度满足要求。

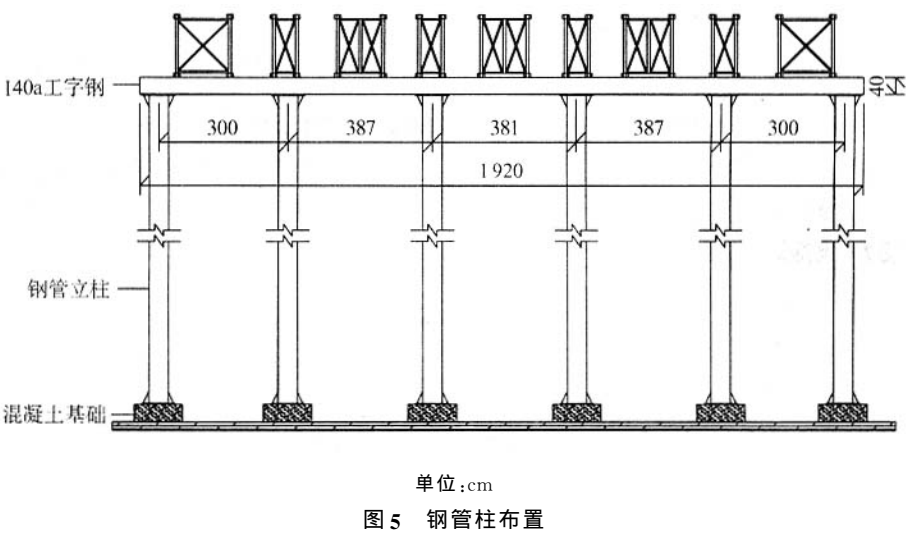
因贝雷片每节结构形式相同, 可看作匀质梁, 并以简支梁模型验算, 最大挠度为:

$$f = \frac{5ql^4}{384EI} + \frac{Pl^3}{48EI} = 13\text{ mm} < 11.5/400 =$$

29 mm, 贝雷片挠度满足要求。

3.4 钢管柱及工字钢横梁布置及验算

钢管柱采用直径为 600 mm, 壁厚为 16 mm 的 Q235 直焊钢管(两端带法兰盘), 钢管每节从 1~5.4 m 不等长, 采用螺栓连接。纵向按以上贝雷片跨度布置, 钢管横向布置在腹板下和两侧翼板下, 组成排柱式墩, 柱顶设置 3 排 I40a 的工字钢, 柱底为混凝土扩大基础, 如图 5 所示。



3 排 I40a 的工字钢可计算出 $[M] = 703\text{ kN}\cdot\text{m}$, $[Q] = 1\,575\text{ kN}$, 主要荷载为贝雷片的集中力, 在上述贝雷片计算中, 可求出钢管柱处的支座反力为 5 571 kN, 则底板每排贝雷集中力为:

$P = 5\,571/16 = 348.2\text{ kN}$

翼板下每排贝雷集中力为:

$P = 348.2/2 = 174.1\text{ kN}$, 计算简图如图 6 所示。

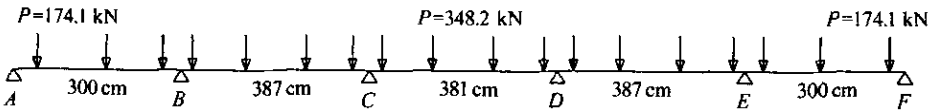


图 6 工字钢受力验算计算图式

用力矩分配法可计算出最大弯矩 $M_{\max} = 408.9\text{ kN}\cdot\text{m}$, 位置在 C 、 D 支座处。最大剪力 $Q_{\max} = 732\text{ kN}$, 位置在 C 支座左侧和 D 支座右侧, 由于 $M_{\max} < [M]$, $Q_{\max} < [Q]$, 工字钢强度满足要求。

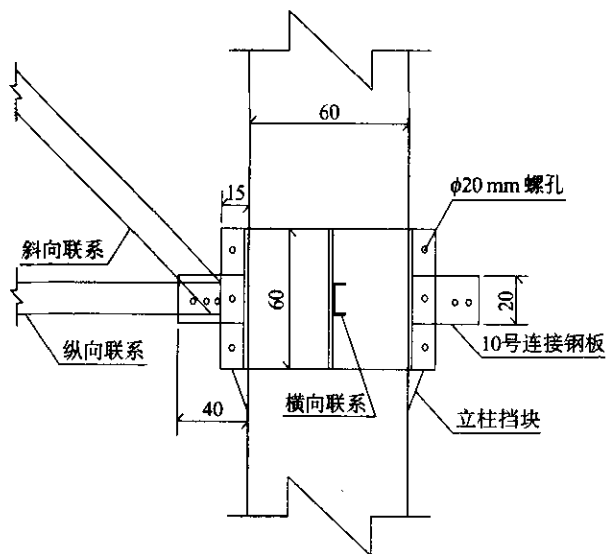
用力矩分配法计算出支座反力, 经计算, 最大的支座反力 $N = 1\,430\text{ kN}$, 最长的钢管以 40 m 计, 自重 100 kN, 钢管最大轴向压力 $P = 1\,530\text{ kN}$ 。钢管直径为 600 mm, 壁厚为 16 mm, 计算可知轴心承载力可达 6 235 kN, 完全能满足强度要求, 因此只需分析受压稳定性, 立柱每 12 m 高安装一个钢抱箍, 用 [16 号槽钢作为横纵斜向联系, 焊接在钢抱箍上, 如图 7 所

示, 计算自由长度取 12 m, 计算简图如图 8 所示。

钢管惯性半径: $i = 0.207$, 长细比: $\lambda = 58.1$, 稳定系数查表得: $\varphi = 0.818$, 钢管最大压力: $N = 1\,530\text{ kN}$ 。假设最大有 10 cm 的偏心, 偏心受压弯矩: $M = 153\text{ kN}\cdot\text{m}$, 钢管截面积: $A = 29.35 \times 10^3\text{ mm}^2$, 钢管抗弯截面系数: $W = 4.17 \times 10^6\text{ mm}^3$, 则: $\sigma = \frac{N}{\varphi A} + \frac{M}{\gamma W} = 95.6 < [\sigma] = 215\text{ MPa}$, 钢管柱稳定性满足要求。

3.5 墩身牛腿的设计及验算

牛腿用长为 4 m 的 I40a 工字钢, 肋部加焊 10 mm 厚钢板, 在墩身施工时预埋空箱, 牛腿顶部放置 3 排



单位: cm

图7 钢抱箍施工图

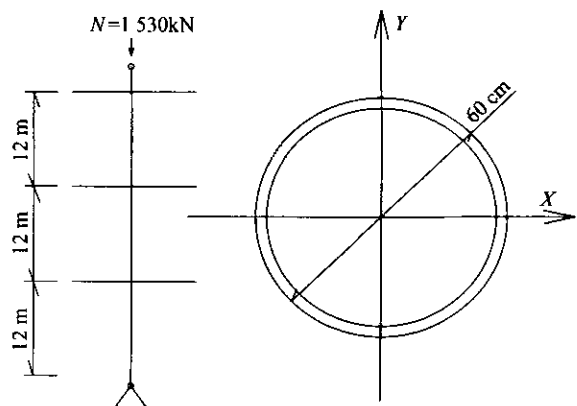
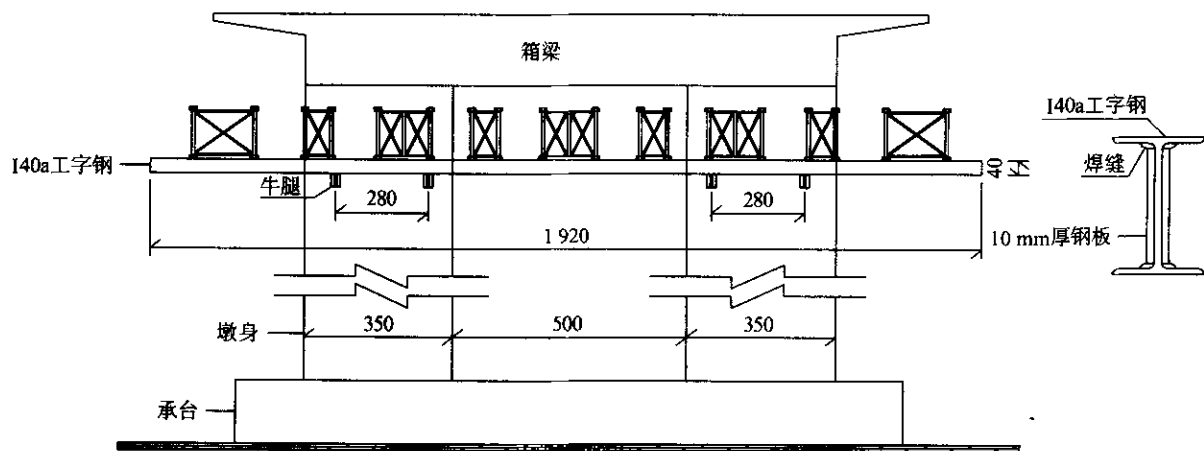


图8 钢管柱稳定性验算简图

I40a 工字钢, 如图9所示。

工字钢的强度验算与柱顶工字钢验算方法相同, 可计算出最大弯矩 $M_{\max} = 293 \text{ kN} \cdot \text{m}$, 位于中跨跨中处, 最大剪力 $Q_{\max} = 334.8 \text{ kN}$, 位于中跨牛腿



单位: cm

图9 牛腿布置

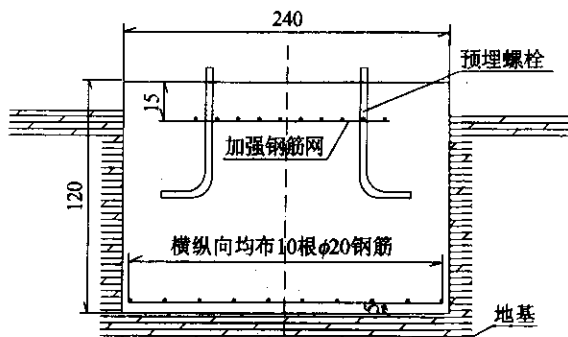
内侧处。由于 $M_{\max} < [M]$, $Q_{\max} < [Q]$, 工字钢强度满足要求。

牛腿的强度验算主要以剪力为主, 经计算 $[Q] = 1525 \text{ kN}$, 以上计算最大的支座反力 $N = 452 \text{ kN}$, 支座反力近似等于牛腿所受剪力, $Q_{\max} \approx N$, 由于 $Q_{\max} < [Q]$, 牛腿强度满足要求。

3.6 扩大基础的设计及验算

基础设计为方形基础, 边长为 2.4 m , 高为 1.2 m , 上下设置加强钢筋网, 见图10所示。根据施工现场分析, 地基土为中密实度的中砂土, 根据《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTJ 024-85), 中密实度中砂土地基承载力为 350 kPa , 则基础承载力为

2016 kPa , 大于钢管最大轴向压力 $P = 1530 \text{ kN}$, 基础承载力满足要求。



单位: cm

图10 钢管柱基础施工图

4 支架的搭设及拆除

4.1 钢管柱的安装

在基础施工完成后,进行钢管柱的安装。钢管安装前,在基础上先用全站仪对平面控制点位置进行精确放样,拧紧首节与基础的预埋螺栓,钢管分段吊装空中竖向连接,采用螺栓连接,每安装 12 m 高设置 1 个钢抱箍,抱箍四面焊接横、纵、斜向联系,联系采用[16 号槽钢,钢管柱的顶部与工字钢横梁焊牢,以增强钢管的横向和纵向稳定性,安装时严格控制钢管的倾斜度小于 0.1%。

4.2 贝雷片的安装

在钢管柱和横梁安装完毕并经过检查验收合格后,进行贝雷片的吊装。贝雷片的吊装采用两种方法。在场地条件好,贝雷片不长并且塔吊或吊车有足够的起吊能力的情况下,可在地面先拼接贝雷片后,整联双排吊装;如果场地条件不好,贝雷片又过长,塔吊或吊车的起吊能力有限时,可将双排贝雷片纵向分为几节,分跨吊装拼接。安装顺序为先吊装中间,后对称吊装两边的贝雷片,吊装完成后,按设计用槽钢作为横向联系,增强贝雷片的横向刚度。吊装作业必须有专人指挥,起吊和下落须平稳,避免对立柱等结构造成冲击,以确保安全。贝雷片安装完毕后,在贝雷片上铺设[16 号槽钢,安装门式支架,门式支架按 60 cm×60 cm 的间距布置,然后安装 U 形顶托,铺设横纵向方木,最后铺设底模。

4.3 支架的拆除

支架的拆除为支架搭设的逆工序,先降低 U 形顶托落模,人工拆除模板及方木。先拆掉贝雷片的横向联系,再将翼板下的贝雷片用塔吊或吊车吊走,底板下的贝雷片用倒链向两侧横移,用同样办法吊走。工字钢横梁和钢管立柱的拆除可以通过在箱梁施工时预留卸架孔,用卷扬机吊走。

5 预拱度设置及挠度控制

影响箱梁挠度的主要因素有:支架变形沉降、箱梁自重、预应力大小、施工荷载、结构体系转换、混凝土的收缩与徐变等。

5.1 立模标高的确定

设计标高 H_{SJ} 为成桥后通车运行时的标高,按现行规范施工时,裸梁成桥后的标高应考虑二期恒载产生的挠度,记为 f_2 。但由于混凝土收缩、徐变的影响,成桥后 3 年内的变形较大,根据经验该变形应预先考虑,并且需要考虑 1/2 活载,记为 f_3 。施工立

模标高 H_{LM} 应为:

$$H_{LM} = H_{SJ} + f_1 + f_2 + f_3 + f_4 + f_5$$

式中: f_1 为卸架后一期恒载产生的挠度; f_2 为二期恒载产生的挠度; f_3 为成桥后 3 年混凝土收缩徐变和 1/2 活载产生的挠度; f_4 为支架在一期恒载作用下的弹性变形、非弹性变形和基底沉降; f_5 为基础的沉降和墩身的压缩。

5.2 挠度理论计算

挠度计算采用公路桥梁结构设计系统 GQJS, 最新的 7.5 版本进行。

单元划分:桥面系单元以二号桥右二联为例,共分为 29 个单元,主要根据箱梁的变化截面划分,桥面竖曲线为平直线,未考虑竖弯和竖曲线。非桥面系共分为 4 个单元,主要是墩身和承台,挖孔桩基础直接用固结支撑杆代替。19 个支撑杆件元,其中临时支撑杆件元 13 个,按贝雷支架临时支柱位置设置。施工阶段共 180 d,混凝土收缩、徐变按 1 500 d 计算。

(1)材料信息。材料类型分为两类:连续刚构箱梁采用 C50 混凝土,墩身和承台采用 C30 混凝土。

(2)预应力信息。箱梁纵向共有 34 根预应力束,按照预应力束在箱梁中的实际位置进行布设,只有一种力学类型 OVM15-12;设计张拉控制应力为 1 357.8 MPa。

(3)施工阶段信息。箱梁施工按 7 个施工阶段计算,其中 1~5 阶段按计划施工进度模拟,第 6 阶段为桥面铺装阶段,第 7 阶段不是桥梁的施工过程,是模拟 1/2 活载加载,用于计算预拱度。

5.3 挠度计算结果

以右二联边跨(35 m)为例进行计算。

(1)卸架后,箱梁一期恒载与预应力在跨中产生的挠度为 $f_1 = 20$ mm。

(2)箱梁二期恒载在跨中产生的挠度为 $f_2 = 10$ mm。

(3)1/2 活载在跨中产生的挠度约为 $f_3 = -2$ mm。

(4)支架在一期恒载作用下的弹性变形、非弹性变形和基底沉降:由于二号桥采用 2 次分层浇注,2 次浇注贝雷片弹性竖向变形最大为 13 mm,考虑浇注第 2 次混凝土时第 1 次混凝土能承受一部分荷载,贝雷片实际竖向变形约为 8 mm,钢管最大压力为 1 530 kN,平均压力约为 1 200 kN,取平均 30 m 计算,产生的竖向弹性变形为 4 mm,模板、方木和门式支架的弹性变形为 4 mm,支架非弹性压缩和基础沉降

采取预压的方法事先消除,则: $f_4 = -8 - 4 - 4 = -16\text{ mm}$ 。

(5)基础的沉降和墩身的压缩:由于采用嵌岩桩基础,基础的沉降较小,因此基础沉降可忽略不计。墩身的压缩量已在 f_1 计算中计入。

(6)则跨中立模预拱度设置值为: $\delta_{\text{中}} = -(f_1 + f_2 + f_3 + f_4) = -12\text{ mm}$,墩身两边立模预拱度设置值取模板、方木和门式支架的弹性变形值为: $\delta_{\text{边}} = 5\text{ mm}$ 。右二联边跨以跨中设置 -12 mm 的预拱度,墩身两端为 5 mm ,其他部位按二次抛物线进行分配。由于箱梁分2次浇注,在第2次浇注时梁顶标高预拱度可以不考虑支架的变形,可按上述立模预拱度设置值减去 f_4 进行高程控制。

5.4 支架预压施工及观测成果分析

预压的材料采用矿物袋里装满泥砂,每袋平均 1.2 t ,利用塔吊吊到箱梁底模上。逐跨预压,每跨分2个阶段,第1次加载为箱梁自重的 80% ,观测 24 h 稳定后,第2次加载到箱梁自重的 120% ,观测至少 3 d ,沉降量稳定后可卸载。以右二联的边跨 $3\sim 4$ 号墩(35 m)为例,支架预压沉降成果见表2。

表2 右二联的边跨 $3\sim 4$ 号墩支架预压沉降观测成果
mm

点位	L/4			L/2			3L/4		
	左	中	右	左	中	右	左	中	右
80%箱梁自重	-7	-8	-11	-14	-16	-18	-10	-10	-14
120%箱梁自重	-3	-1	-2	-5	-6	-2	-4	-3	0
累计沉降	-10	-9	-13	-19	-22	-20	-14	-13	-14
卸载后	3	5	9	12	14	18	10	6	8
累计沉降	-7	-4	-4	-7	-8	-2	-4	-7	-6

从表2可看出,支架弹性变形与设置值大约一致,非弹性变形各点相差较大,主要是由于基础沉降量不一致和模板安装质量不高造成的,因此在支架预压之后要求对所有模板重新进行加固调整。

5.5 施工挠度观测成果分析

挠度观测点设在顶板面上,每跨设置3个断面,分别是跨中和2个 $L/4$ 处;每个断面2个测点,设于两侧边腹板处。挠度观测方案:箱梁每一联施工中,对以下工况要进行挠度观测。

- (1)立模板后、混凝土浇注前;
- (2)底板、腹板混凝土浇注后;
- (3)顶板混凝土浇注后;
- (4)预应力束张拉后;
- (5)拆除支架,桥面铺装后。

以右二联的边跨 $3\sim 4$ 号墩(35 m)前4个工况为例,挠度观测成果见表3。

表3 右二联的边跨 $3\sim 4$ 号墩挠度观测成果 mm

点位	L/4		L/2		3L/4	
	左	右	左	右	左	右
第1次浇注	-11	-6	-13	-13	-5	-6
第2次浇注	-1	-4	-4	-2	-4	0
张拉后	16	15	26	21	11	12
累计挠度	4	5	9	6	2	6

从表3可看出,跨中累计挠度平均为 8 mm ,与计算挠度值 $f_1 + f_4 = 20 - 16 = 4\text{ mm}$,相差不大,预拱度值设置较为准确。

6 结语

利用钢管柱和贝雷片做现浇支架,安全可靠,施工质量能得到充分保证,施工速度快,大大减少了人员和支架的投入,经济效益明显。

参考文献:

[1] 路桥集团第一公路工程局. 公路施工手册—桥涵[M].
[2] 黄绍金,刘陌生. 装配式公路钢桥多用途使用手册[M].
[3] JTJ041—2000,公路桥涵施工技术规范[S].
[4] GB50017—2003,钢结构设计规范[S].
[5] GB50205—2001,钢结构工程施工质量验收规范[S].