

# 盘扣式支架在现浇箱梁施工中的应用

周卫勋

广州珠江工程建设监理有限公司 广东广州 510700

**摘要:** 盘扣式支架是一种新型支架形式, 主要材料强度高于传统脚手架1.5~2倍, 单支立杆破坏承载力达19吨, 是传统产品的2~3倍, 相同支撑体积下的支架用量比传统产品减少二分之一, 用量少, 重量轻, 安装快捷, 值得广泛推广。

**关键词:** 盘扣; 现浇梁; 匝道桥; 支架

## 1 工程概况

C匝道桥桩号范围: CK0+729.800~CK1+375.000, 本桥平面位于R=180m的圆曲线、A=120m缓和曲线, 跨径组合为: (10×25)+(5×24)+(25+25.2+6×25)+(3×25)m, 桥梁全长650.8m, 桥梁宽度10.5~21.294m。梁高1.6m, 顶板宽10.5m, 底板宽6.42m, 悬臂长1.75m。翼板厚度由外缘0.18m变化至根部0.45m。顶板、底板厚度分别从跨中0.22m变化至支点0.42m, 腹板厚度从跨中0.45m变化至支点0.65m, 梁体均采用C50砼。

## 2 施工流程

### 2.1 地基处理

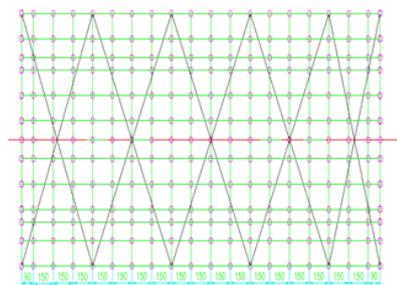
原地面地基处理方式: 50cm砖渣换填, 利用26t压路机分层碾压, 保证地基承载力大于120Kpa, 砖渣顶部浇筑15cmC20砼, 支架立杆通过底托传力于砼表面。

### 2.2 支架设置

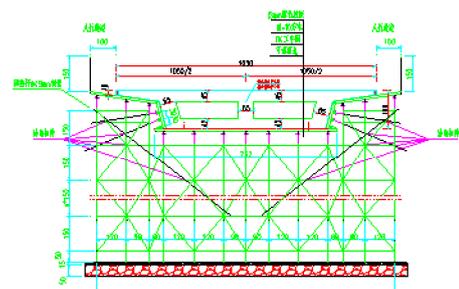
石滩东互通C匝道桥选择 $\phi 60$ 盘扣脚手架进行支模搭设: 横桥向间距在中腹板处为0.9m, 箱室处及外腹板处为1.2m, 翼缘板处为0.9m、1.2m, 支架架体四周外立面向内第一跨每层均设置竖向斜杆, 架体整体底层以及顶层均设置竖向斜杆, 水平杆步距1.5m。剪刀撑采用 $\phi 48 \times 3.5$ mm钢管, 根据《建筑施工承插型盘扣式钢管支架安全技术规程》, 纵、横向每隔5排设置一道, 同时确保腹板下有一道, 其搭接长度不小于100mm, 与地面夹角保持45~60度夹角。因桥梁平曲线转弯半径较小, 支架每12.5m断开一次, 利用尺寸合适的较短横杆连接联成整体, 每12.5m支架一道横桥向剪刀撑, 顺桥向每12.5m各腹板下一道剪刀撑。

支架高度小于8m架体四周外立面第一跨每层均应设

置竖向斜杆, 架体底层以及顶层均应设置竖向斜杆; 架体内部每隔5跨由底至顶设置竖向斜杆或采用扣件钢管搭设的剪刀撑。当架体高度超过4个步距时, 应设置顶层水平斜杆或扣件钢管水平剪刀撑。若支架高度超过8m, 竖向斜杆应满布设置, 水平步距1.5m, 沿高度每4~6个步距设置一道水平剪刀撑, 支架水平方向每两个步距与既有混凝土立柱联接成整体<sup>[1]</sup>。



支架高度超过8m每4~6步距设置水平剪刀撑



支架横向外立面第一跨支架布置图

## 2.3 支架计算

### 2.3.1 荷载说明

荷载效应组合取: 永久荷载+施工均布活荷载, 永久荷载分项系数取1.2, 施工均布活荷载分布系数取1.4, 则荷载组合计算公式如下:  $q = 1.4 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3) + 1.2 \times Q_4$

$Q_1$ ——施工人员及模板荷载标准值, 4.5KPa;

$Q_2$ ——泵送混凝土产生的冲击荷载, 2.0KPa;

$Q_3$ ——振捣混凝土产生的荷载, 2.0Kpa;

**作者信息:** 周卫勋, 男, 出生于19860626, 汉, 河北邢台人, 就职于广州珠江工程建设监理有限公司, 担任项目负责人, 工程师职称, 本科学历, 研究方向是土木工程, 邮编: 510700, 邮箱: 545696756@qq.com

$Q_4$ ——新浇混凝土土容重, 26KN/m<sup>3</sup>;

### 2.3.2 最不利荷载计算

梁体钢筋混凝土自重取26 KN/m<sup>3</sup>, 则可计算得梁体自重荷载如下:

翼缘板处(平均厚度0.32m):  $q_{翼}=ph=26\text{KN}/\text{m}^3 \times 0.32\text{m}=8.32\text{KN}/\text{m}^2$

腹板处(梁高1.6m):  $q_{腹}=ph=26\text{KN}/\text{m}^3 \times 1.6\text{m}=41.6\text{KN}/\text{m}^2$

底板处(包括顶板):  $q_{底}=ph=26\text{KN}/\text{m}^3 \times (0.42\text{m}+0.5\text{m})=23.92\text{KN}/\text{m}^2$

| 序号 | 部位  | $Q_1$ | $Q_2+Q_3$ | 梁段砼均布荷载 $Q_4$ | 荷载组合 $q$ (KN/m <sup>2</sup> )<br>$q=1.4(Q_1+Q_2+Q_3)+1.2Q_4$ |
|----|-----|-------|-----------|---------------|--|
| 1  | 翼缘板 | 4.5   | 4         | 8.32          | 21.884   |
| 2  | 腹板  | 4.5   | 4         | 41.6          | 61.82  |
| 3  | 底板  | 4.5   | 4         | 23.92         | 40.604   |

本方案出于安全考虑, 竖向荷载一律按照端横梁处1.6m高度、6.42m宽度计算, 跨度按照底腹板下最大跨度1.2m计算。

### 2.3.3 满堂支架单肢立杆验算

立杆力学特性: 立柱钢材均采用Q345A, 水平杆、水平斜杆、托座及底座钢材均采用Q235B, 竖向斜杆钢材均采用Q195。竖向立杆采用LG-1500-60-3.2型号(Q345): 截面惯性矩:  $I=23.10\text{cm}^4$  截面抗弯模量:  $W=7.7\text{cm}^3$ , 截面回转半径:  $i=2.01\text{cm}$  截面净面积:  $A=5.71\text{cm}^2$ , 龙骨:

$q_{活}=1\text{KN}/\text{m}^2$ 。荷载效应组合取: 永久荷载+施工均布活荷载, 永久荷载分项系数取1.2, 施工均布活荷载分布系数取1.4, 则荷载组合计算公式如下:

$$q=1.4(Q_1+Q_2+Q_3)+1.2 \times Q_4$$

$Q_1$ ——施工人员及模板荷载标准值, 4.5KPa;

$Q_2$ ——泵送混凝土产生的冲击荷载, 2.0KPa;

$Q_3$ ——振捣混凝土产生的荷载, 2.0Kpa;

$Q_4$ ——新浇混凝土土容重, 26KN/m<sup>3</sup>;

$N=1.2 \times (Q_4 \times 1.21\text{m}^2 \times 1.5\text{m})+1.4 \times [(Q_1+Q_2+Q_3) \times 1.5\text{m} \times 1.2\text{m}]=77.58\text{KN}$

$a=N/A=77.58\text{KN}/\text{m}^2 / (5.71 \times 10^2)\text{mm}^2=135.87\text{N}/\text{mm}^2 < 300\text{N}/\text{mm}^2$

稳定性验算:

$$L_0=\eta h=1.2 \times 1.5=1.8\text{m}$$

$$L_0=h'+2k\alpha=0.5+2 \times 0.7 \times 0.45=1.13\text{m}$$

取较大值为 $l_0=1.8\text{m}$

$$\lambda=L_0/i$$

$i$ ——压杆的截面回转半径;

$$\lambda=L_0/i=1.8\text{m}/2.01\text{cm}=89.55$$

$\phi$ 取0.550

不考虑风载:

$$N/\phi A=77.58\text{KN}/0.55 \times 5.71\text{CM}^2=247\text{N}/\text{mm}^2 \leq 300\text{N}/\text{mm}^2$$

考虑风载:

$$N/\phi A+M_w/W \leq 300\text{N}/\text{mm}^2$$

$$M_w=0.9 \times 1.4M_{wk}=0.9 \times 1.4 \omega_k L_0 h^2/10$$

$M_{wk}$ ——由风荷载产生的立杆段弯矩标准值(KN·m)

$l_a$ ——立杆纵距(m)

$h$ ——立杆中间层最大竖向步距(m)

$$M_w=0.9 \times 1.4M_{wk}=(0.9 \times 1.4 \omega_k L_0 h^2)/10=(0.9 \times 1.4 \times 0.452\text{KN}/\text{m}^2 \times 1.5\text{m} \times 1.5\text{m}^2)/10=0.128\text{KN}\cdot\text{m}$$

$$N/\phi A+M_w/W=247\text{N}/\text{mm}^2+0.128\text{KN}\cdot\text{m}/7.7\text{cm}^3=263.62\text{N}/\text{mm}^2 \leq 300\text{N}/\text{mm}^2$$

可知立杆稳定性满足要求。

### 2.3.4 整体稳定性验算

根据上文计算水平风荷载:  $W_k=\mu_z \cdot \mu_s \cdot w_0=1.13 \times 0.8 \times 0.5=0.452\text{KN}/\text{m}^2$

最不利工况为模板搭设完成, 钢筋未安装, 受力模型如下:

P1为支架结构所受水平风荷载,作用高度700cm,

P2为模板所受水平风荷载,作用高度1480cm,

P3为临边防护所受水平风荷载,作用高度1635cm;

$$P1=W_k \cdot A1$$

$$P2=W_k \cdot \psi A2$$

$$P3=W_k \cdot \psi A2$$

$A_i$ ——为各部分结构在垂直风向平面上的投影面积(m<sup>2</sup>)

$\psi$ ——为结构充实率根据表1-3-12选取上限0.4

现场支架每12.5m断开一次, 调整支架整体方向, 根据最高处(14m)支架长(12.5m)宽(12m), 得

$$P1=0.452\text{KN}/\text{m}^2 \times 0.4 \times (12.5\text{m} \times 14\text{m})=31.64\text{KN}$$

$$P2=0.452\text{KN}/\text{m}^2 \times 0.4 \times (12.5\text{m} \times 1.6\text{m})=9.04\text{KN}$$

$$P3=0.452\text{KN}/\text{m}^2 \times 0.4 \times (12.5\text{m} \times 1.5\text{m})=3.39\text{KN}$$

倾覆力矩:

$$M_{倾}=M1+M2+M3=31.64\text{KN} \times 7\text{m}+9.04\text{KN} \times 14.8\text{m}+3.39\text{KN} \times 16.35\text{m}=410.7\text{KN}\cdot\text{m}$$

抗倾覆力矩:

每12.5m支架系统包括模板总重:

(1) 模板:底模模板宽7.32m、侧模模板宽1.186m及翼缘板底模模板宽2.768m, 15mm厚竹胶板:

$$G1=[7.32\text{m} \times 12.5\text{m} \times 18\text{mm}+(1.186\text{m} \times 2) \times 12.5\text{m} \times 18\text{mm}+(2.768\text{m} \times 2) \times 12.5\text{m} \times 18\text{mm}] \times 9\text{KN}/\text{m}^3=30.8367\text{KN}$$

(2) 底模次龙骨:共63根10cm×10cm方木,每根长7.32m:

$$G2=63 \times 7.32 \text{ m} \times 10 \text{ cm} \times 10 \text{ cm} \times 0.7 \text{ g/cm}^3=3228.12 \text{ Kg}=32.2812 \text{ KN}$$

(3) 底模主龙骨:I14工字钢共7条,每条长12.5m:

$$G3=7 \times 12.5 \text{ m} \times 16.89 \text{ Kg/m}=1477.875 \text{ Kg}=14.77875 \text{ KN}$$

(4) 侧模次龙骨:42×2=84根10cm×10cm方木每根长1.17m及主龙骨3×2=6根10cm×10cm方木每根长12.5m:

$$G4=(42 \times 1.17 \text{ m} \times 10 \text{ cm} \times 10 \text{ cm} + 3 \times 12.5 \times 10 \text{ cm} \times 10 \text{ cm}) \times 2 \times 0.7 \text{ g/cm}^3=12.1296 \text{ KN}$$

(5) 翼缘板次龙骨:42×2=84根10cm×10cm方木每根长2.768m:

$$G5=42 \times 2 \times 2.768 \text{ m} \times 10 \text{ cm} \times 10 \text{ cm} \times 0.7 \text{ g/cm}^3=16.276 \text{ KN}$$

(6) 翼缘板主龙骨:I10工字钢共3=6根,每根长12.5m:

$$G6=3 \times 2 \times 12.5 \text{ m} \times 11.261 \text{ Kg/m}=8.445 \text{ KN}$$

(7) A-ST-600顶托及A-XT-600底托各117个:

$$G7=117 \times (7.6 \text{ Kg} + 6.15 \text{ Kg})=16.088 \text{ KN}$$

(8) 满堂支架:

最高处支架每12.5m材料:G8=174KN

$$G=G1+G2+G3+G4+G5+G6+G7+G8=305 \text{ KN}$$

$$M \text{ 抗}=G \times 6 \text{ m}=304 \text{ KN} \times 6 \text{ m}=1824 \text{ KN} \cdot \text{m} > M \text{ 倾}=410.7 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

抗倾覆系数 $f=1824/410.7=4.44 \geq 1.3$ ,故支架是安全稳定的<sup>[2]</sup>

## 2.4 支架预压及沉降、位移观测

### 2.4.1 工艺流程

支架验收→预制块打包就位→变形观测点高程、位置测量→加载梁体混凝土结构重量60%→沉降变形、位移观测→加载梁体混凝土结构重量80%→沉降变形观测→加载梁体混凝土结构重量120%→沉降变形、位移观测→表面覆盖→卸载→变形、位移观测→标高、位移调整。

### 2.4.2 预压方式

模板弹性变形应根据预压变形测量结果绘制沉降曲线,支架预压采用预制块预压,考虑到混凝土振捣产生的动荷载及小型机具等荷载,预压荷载按混凝土实体重力的1.2倍考虑,每级加载沉降观测期12h,沉降量平均值小于2mm时。

### 2.4.3 沉降、位移观测

沉降、位移观测点的设置

(1) 支架顶面与底面观测点设置梁支架顶面上的测点5个断面,即每L/4跨度一个断面,每个断面分别在布设5个点,支架底部与顶部对应布置测点。

(2) 支架基础观测点布置在承重架子重的地面基础上打入 $\phi 20$ 圆钢作为沉降、位移观测点。各监测点最初24h的沉降量平均值小于1mm;各监测点最初72小时的沉降量平均值小于5mm。卸载6h后,应监测各点标高,并计算支架各监测点的弹性变形量<sup>[3]</sup>。

### 2.4.4 施工预拱度设置

支架变形及地基压缩量主要考虑以下因素:

$$\delta = \delta 1 + \delta 2 + \delta 3 + \delta 4 + \delta 5$$

$\delta 1$ ---连续梁自重产生的弹性变形

$\delta 2$ ---支架弹性压缩量

$\delta 3$ ---支架与方木,支架与枕木之间的非弹性压缩量

$\delta 4$ ---支架基础地基的弹性压缩量

$\delta 5$ ---支架基础地基的非弹性压缩量

通过预压施工,可以消除 $\delta 3$ , $\delta 5$ 的影响,在底模安装时,其预拱度的设置 $\Delta = \delta 1 + \delta 2 + \delta 4$ 计算,在模板顶面高程控制时加入预拱度数值, $\Delta$ 值在施工中实测取得。

根据实际预压效果,弹性变形 $\Delta = \delta 1 + \delta 2 + \delta 4 = 0.9 \text{ mm}$ ,支架整体稳定且满足施工要求。

## 3 结束语

根据实际工况,盘扣支架作为模板支撑无论从受力方面及弹性变形方面都表现优异,但是在曲线半径较小的桥梁施工中,盘扣支架自身的缺点暴露严重,支架整体不能很好的顺应桥梁平曲线,这也是其自身节点构造所致,不像扣件支架、碗扣支架就可以完美解决曲线问题。遇此工况需把盘扣支架化整为零,分段断开,逐渐扭转分段支架角度迎合桥梁曲线,尽量让立杆位于现浇梁腹板正下方保证受力,最终利用常规钢管把分段支架联接成整体保证支架稳定性。

若盘扣支架在直线段的桥梁施工时,优势则更加明显,无论从钢材用量(每1000立方约19t)、搭设拆除的速度(每1000立方约2.5天)、承载能力(单肢立杆19t)方面都表现良好,值得推广及应用。

## 参考文献

- [1] 建筑施工承插型盘扣式钢管支架安全技术规程:JGJ231-2010[S].北京:中国标准出版社,2010.
- [2] 《路桥施工计算手册》
- [3] 《建筑施工承插型盘扣式钢管支架安全技术规程》(JGJ231-2010)