

# 大跨度高支模与顶板密肋梁分层施工技术

韩春玲<sup>1</sup> 吴 玲<sup>2</sup>

(1. 广东省基础工程公司; 2. 武汉科技大学)

**摘 要:** 广州地铁【赤岗塔站】顶板采用密肋梁结构,密肋梁梁高 1.5~ 1.8 m,该范围的脚手架搭设高度最高达到 18 m,属于高支模。为确保支模的稳定与安全,本工程采用分层施工技术,成功地解决了顶板密肋梁大跨度、高支模施工困难的问题。文章介绍其方案情况及施工技术。  
**关键词:** 大跨度; 高支模; 密肋梁; 分层

## 1 工程概况

广州地铁三号线【赤岗塔站】为轨道交通三号线的一个车站,位于海珠区滨江东路南侧,北临珠江约 30 m,西面为原新中国造船厂的厂址,东面为珠江侨都的居住区。本站基坑呈长方形,长 148.2 m,标准段宽 25.5 m,开挖面积为 3 662 m<sup>2</sup>,开挖深度为 22.52 m。本站总建筑面积为 10 900 m<sup>2</sup>,有效站台中心里程为 YCK5+ 505,起点里程为 YCK5+ 428.4,终点里程为 YCK5+ 576.6。车站主体结构采用 3 层箱形框架结构。底板厚 1 100 mm,站(过)厅层楼板厚 0.4 m,顶板厚 300 mm。外墙为厚 800 mm 的内衬式结构墙与地下连续墙组成厚 1.6 m 的车站整体重合式外墙。站台层(-3 层)结构层高 7.7 m,站厅层(-2 层)结构层高 5.5 m,过厅层(-1 层)结构层高 5.3 m,同时,在过厅(-1)层中空范围,顶板荷载直接作用在过厅(-2)层楼板上,该范围的脚手架搭设高度将超过 11 m,属于高支模。顶层采用密肋梁结构,密肋梁梁高 1.5~ 1.8 m,梁间净距 700 mm。其平面示意图见图 1,密肋梁剖面图见图 2。

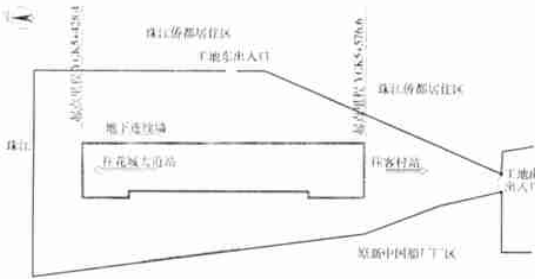


图 1 平面位置示意图

## 2 支模施工方案

由于车站-1 层 6~ 13 轴 \* B~ D 轴之间中空,形成车站中庭结构。在中庭部位脚手架搭设高度将达超过 11 m,属于高支模,并且要求进行加固处理,施工难度较大。为此制定了以下过厅层楼板及顶板的支顶施工方案。

### 2.1 站台(-3)层钢管脚手架回顶

在站台(-3)层楼板跨度大的位置采用钢管回

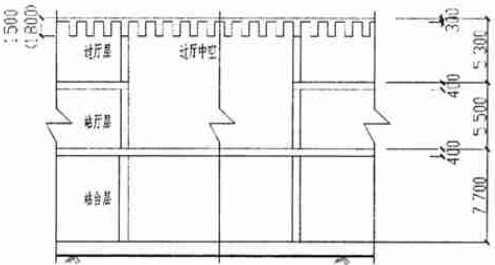


图 2 密肋梁剖面示意图

顶,在悬臂梁或飘板范围架立钢管支撑带。设置站厅层板的支撑带和支撑点。见图 3。

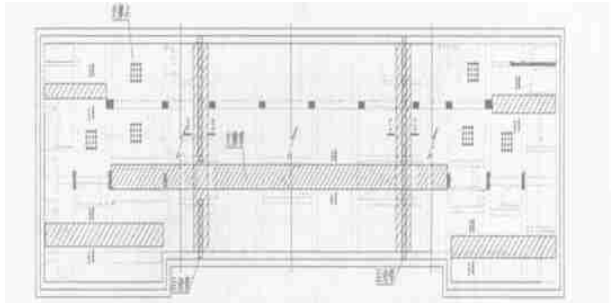


图 3 站台层支顶布置平面图

站台层拆除脚手架后,全部采用 48 钢管脚手架进行回顶,设置站厅层板的支撑带和支撑点。布置情况见“站台层支顶布置平面图”。布置原则如下:

(1) 跨度大于 4 m × 4 m 的板在板中间设置支撑点,支撑点采用 16 根钢管布置,见图 4 所示。

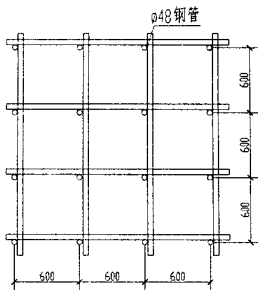


图 4 钢管支撑点施工示意

(2) 在后浇带范围设置钢管支撑带,沿 C 轴设置钢管支撑带。支撑带采用(48 钢管脚手架,立杆间

距 800 mm × 800 mm, 水平横杆第一根离地 200 mm。其余间距 1 500 mm, 剪刀撑每 3 000 mm 左右设一道, 双向间隔设置。见图 5。

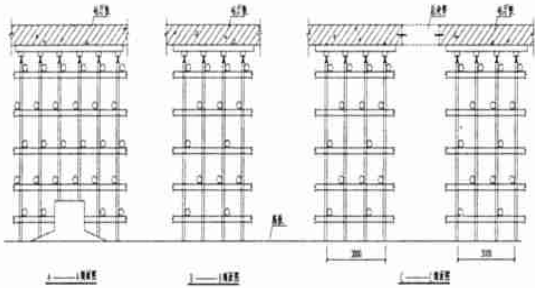


图 5 支撑带剖面示意图

2.2 站厅(-2)层、过厅(-1)层脚手架搭设

在站厅(-2)层、过厅(-1)层搭设满堂红钢管脚手架。立杆间距 700 mm × 700 mm, 水平横杆第一根离地 200 mm, 横杆间距 1 500 mm, 最后一根横杆应根据标高设置。剪刀撑每 3 000 mm 设一道, 双向间隔设置。见图 6。

支撑杆件钢管必须通过底座或木枋、型钢等支于结构底板上, 钢管不得直接支于板面上。上、下层钢管连接处必须加强, 横向设 t48 钢管拉结, 纵向高度方向间距为 800 mm, 横向高度方向间距为 700 mm。支架剪刀撑采用 t48 钢管, 要求与支架扣结。

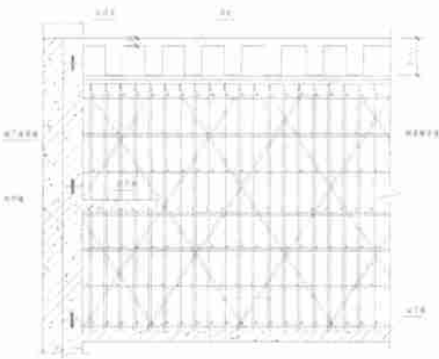


图 6 钢管脚手架搭设示意图

2.3 站厅(-2)层、过厅(-1)层脚手架搭设

在-1 层中空范围, 从底板(-3 层)到顶板(-1 层)全部搭设满堂红钢管脚手架, 搭设要求同上。

3 模板支顶验算

该工程模板支模取顶板密肋梁进行验算。支模断面见图 7。

门型架结构支顶布杆间距按 800 mm (纵向) × 700 mm (横向) 计算。模板支立架设方法如图 8。

3.1 荷载计算

3.1.1 顶板第 1 次浇筑时(密肋梁部分)

- (1) 混凝土自重  $q_{1\text{砼}} = 10.5 \text{ kN/m}^2$
- (2) 钢筋自重  $q_{1\text{钢}} = 0.7 \text{ kN/m}^2$
- (3) 木夹板及木枋纵横梁自重 取  $q_{\text{模}} = 0.6 \text{ kN/m}^2$

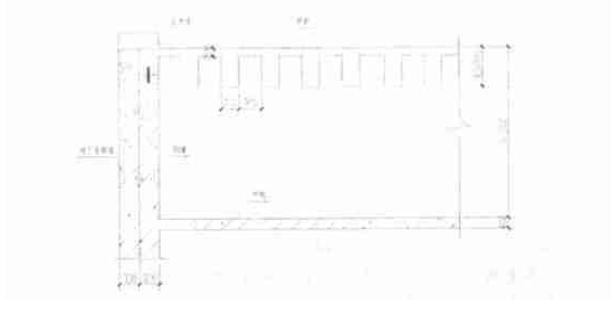


图 7 支模断面图

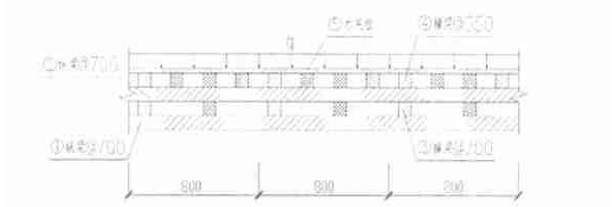


图 8 模板架设大样

- (4) 施工人员及施工荷载 取  $q_{\text{施}} = 2.5 \text{ kN/m}^2$
- (5) 振动混凝土产生的荷载 取  $q_{\text{振}} = 2.0 \text{ kN/m}^2$

(6) 合计  
荷载设计值, 考虑分项系数(《混凝土结构工程施工与验收规范》)

$q_{1\text{恒}} = 1.2 \times (q_{1\text{砼}} + q_{1\text{钢}} + q_{\text{模}}) = 14.16 \text{ kN/m}^2$   
 $q_{\text{恒}} = 1.4 \times (q_{\text{施}} + q_{\text{振}}) = 6.3 \text{ kN/m}^2$   
 $q_{1\text{总}} = 20.46 \text{ kN/m}^2$

3.1.2 顶板第 2 次浇筑时(顶板部分)

- (1) 混凝土自重  $q_{2\text{砼}} = 7.2 \text{ kN/m}^2$
- (2) 钢筋自重  $q_{2\text{钢}} = 0.36 \text{ kN/m}^2$
- (3) 合计 荷载设计值, 考虑分项系数(《混凝土结构工程施工与验收规范》)

$q_{2\text{恒}} = 1.2 \times (q_{2\text{砼}} + q_{2\text{钢}} + q_{\text{模}}) = 8.16 \text{ kN/m}^2$   
 $q_{\text{恒}} = 1.4 \times (q_{\text{施}} + q_{\text{振}}) = 6.3 \text{ kN/m}^2$   
 $q_{2\text{总}} = 14.46 \text{ kN/m}^2$

3.2 支撑架抗压验算

根据平面布置, 钢管按 0.8 m × 0.7 m 1 个撑杆计算, 考虑轴心受压:

$G = 0.8 \times 0.7 \times q_{1\text{总}} = 11.46 \text{ kN}$   
钢管立杆允许抗压容许值:  
 $[F] = 4.33 \text{ t/根} = 43.3 \text{ kN}$   
 $G < [F]$ , 满足要求。

3.3 楞梁验算

由图 8 所示, 梁起转换支垫作用, 正面受压; 纵梁承托模板分布荷载; 横梁起转换作用。楞梁材料按采用 100 mm × 100 mm 木枋的较不利情况考虑(150 mm × 100 mm 木枋安全系数更大), 长 2 m。

由上分析, 处于最不利受力状况楞梁为横梁, 现对横梁进行验算(长 2 m, 取 3 跨连续梁)。通过荷载分析、内力计算、材料验算 3 个步骤验算出支顶楞梁

及支顶架立方式的采用,能保证使用的安全。施工时辅以铁钉固定木枋,使其不走位,并禁止木枋形成悬臂结构。(验算过程省略)

### 3.4 站厅板支顶强度验算

根据设计有关图纸,站厅层板承受的荷载 $[Q]$ 为 $25 \text{ kN/m}^2$ ,根据前述计算,第1次浇筑时,顶板密肋梁施工的总荷载 $q_{1\text{总}}$ 为 $20.46 \text{ kN/m}^2$ 。因此站厅板可以承受由顶板密肋梁混凝土施工的荷载。第2次浇筑时,顶板施工的总荷载 $q_{2\text{总}}$ 为 $14.46 \text{ kN/m}^2$ 。因此站厅板也可以承受由顶板混凝土施工的荷载。

### 3.5 支顶稳定性验算

钢管脚手架计算参数:立杆纵、横间距均为 $L_a = L_b = 800 \text{ mm}$ ,立杆截面积 $489 \text{ mm}^2$ ,截面抵抗矩 $W = 5.08 \times 10^3 \text{ mm}^3$ ,钢材抗压强度设计值 $f_c = 205 \text{ kN/mm}^2$ 。

脚手架稳定性验算选用无组合风荷载公式,即 $0.9N/\Psi A \leq f_c/y_m$

$$G_k = H(g_{k1} + g_{k3}) + L_a \times g_{k2} = 3.471 \text{ kN/m}$$

其中 $g_{k1}$ 、 $g_{k2}$ 、 $g_{k3}$ 为结构杆自重计算基数,查有关资料取得, $H$ 为脚手架高度,取 $15 \text{ m}$ 。

$$Q_k = L_a \times q_k = 1.44 \text{ kN}$$

其中 $q_k$ 为施工荷载计算基数,查有关资料取得。

$$N = 1.2(G_k + Q_k) = 5.89 \text{ kN}$$

$$N/\Psi A = 0.033 \text{ kN/m}$$

$$f_c/y_m = 0.1366 \text{ kN/m}$$

其中 $\Psi$ 为Q235钢管轴心受压构件的稳定系数,查有关资料取得, $y_m$ 为材料强度附加分项系数,查有关资料取得。

因此,该钢管脚手架在 $15 \text{ m}$ 以下搭设高度是稳定的。

## 4 顶板密肋梁分层施工工艺

根据计算,顶板密肋梁在施工浇筑混凝土时产生的荷载达到 $33 \text{ kN/m}^2$ ,而站厅层或过厅层楼板的设计承载力只有 $25 \text{ kN/m}^2$ ,同时,在过厅(-1)层中空范围,顶板荷载直接作用在过厅(-2)层楼板上,该范围的脚手架搭设高度将超过 $11 \text{ m}$ ,属于高支模,并且要求进行加固处理,施工难度较大,成本较高。

针对该密肋梁施工存在的困难,根据我司多年的结构施工经验,我们决定调整密肋梁的施工方法,变大跨度、高支模为常规支模的施工方法,即将密肋梁在垂直方向分2次浇筑,即第1次浇筑顶板板底以下的密肋梁,浇筑高度 $1000 \text{ mm}$ ,该密肋梁与过厅层的内衬墙一同浇筑;第2次浇筑 $30 \text{ cm}$ 的顶板。见图9。

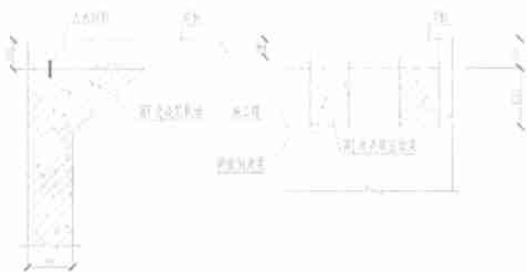


图9 顶板分层施工示意

#### (1) 施工工艺:

搭设脚手架、支模板——梁、墙钢筋施工——第1次浇筑混凝土(密肋梁范围)——施工缝杂物清理——顶板钢筋绑扎——(密肋梁强度达到75%后)第2次浇筑混凝土(顶板部分)

#### (2) 施工注意事项:

I期混凝土施工时,应尽量保持施工缝的毛糙状态;II期混凝土浇筑前,进行施工缝的清理,并先浇一层与待浇混凝土相同配比的水泥砂浆。

## 5 分层施工方案的优越性

(1) 更安全。根据设计有关图纸,站厅(-1)层板承受的荷载 $[Q]$ 为 $25 \text{ kN/m}^2$ ,根据计算,第1次浇筑时,顶板密肋梁施工的总荷载为 $20.46 \text{ kN/m}^2$ 。因此站厅板可以承受由顶板密肋梁混凝土施工的荷载。第2次浇筑时,顶板施工的总荷载 $q_{2\text{总}}$ 为 $14.46 \text{ kN/m}^2$ 。因此站厅板也可以承受由顶板混凝土施工的荷载,同时也降低了脚手架支撑体系的复杂性。若一次性浇筑密肋梁混凝土,顶板施工的总荷载为 $34.92 \text{ kN/m}^2$ ,站厅板将无法承受上部传来的荷载。

(2) 降低造价。调整密肋梁的施工方法,变大跨度、高支模为常规支模的施工方法后,减少了站台(-3)层的满堂红钢管脚手架支撑体系,降低了支撑体系的复杂性,节省了施工成本。

(3) 保证了工程质量。采用分层施工,钢筋键的连接,施工缝的处理,确保了密肋梁的整体性和防水要求,保证了密肋梁的施工质量。

## 6 结 语

该工程采用分层施工技术,成功地解决了顶板密肋梁大跨度、高支模施工困难、成本高、安全问题突出的问题,节省了工程成本,受到了业主的高度评价,并创造了良好的经济效益和社会效益。

收稿日期:2004-03-15

韩春玲:女,1976年生,助理工程师;广州,广东省基础工程公司(510620)。