

大跨度树杈柱+层叠式曲面网壳屋盖结构 施工技术研究

王章毅*, 杨树森, 李亮, 潘文智, 曹佐盛, 马多成

(浙江精工钢结构集团有限公司, 浙江绍兴 312030)

摘要: 惠州南站钢屋盖采用大跨度树杈柱+层叠式曲面网壳结构, 屋盖结构体系独特, 国内少有。针对惠州南站钢屋盖工期紧、精度要求高以及施工条件复杂的特点, 选择顶部钢屋盖先做、高架候车层后做的施工方法。通过方案比选、施工组织优化、施工过程中无支撑钢柱稳定性控制以及施工过程中仿真分析等关键技术, 能够节省工期约1~2个月, 施工成本降低约350万, 创造较大的经济效益和社会价值, 充分保障了钢屋盖施工安全和施工质量, 顺利完成钢屋盖的安装工作, 为后续此类型结构的设计和施工提供借鉴与参考。

关键词: 大跨度树杈柱; 层叠式曲面网壳; 安装施工技术; 施工组织优化; 钢柱长细比分析; 施工仿真分析

中图分类号: TU391

文献标志码: A

文章编号: 1671-9379(2025)06-0114-09

DOI: 10.13969/j.jzgigjz.20240129001

Research on Construction Technology of Large-Span Tree Branch Column and Stacked Curved Mesh Shell Roof Structure

WANG Zhangyi*, YANG Shusen, LI Liang, PAN Wenzhi,
CAO Zuosheng, MA Duocheng

(Zhejiang Jingong Steel Building Group Co., Ltd., Shaoxing 312030, China)

*Corresponding author: 1403843121@qq.com

Abstract: The steel roof of Huizhounan Rail Station adopts large-span tree branch columns and stacked curved mesh shells. Its roof structural system is unique and rare in China. Due to the tight schedule, high precision requirements, and complex construction conditions of Huizhounan Rail Station, steel roof is constructed before the elevated waiting hall. Through key technologies such as scheme comparison, construction organization optimization, stability control of unsupported steel columns during construction and construction simulation analysis, the construction period is shortened by about 1-2 months, and the construction cost is reduced by about 3.5 million, which create significant economic benefits and social value. The safety and construction quality of the steel roof are successfully guaranteed, and the installation work of the steel roof is successfully completed. This article also provides a reference for the design and construction of similar structure in the future.

Keywords: large-span tree branch column; stacked curved mesh shell; installation and construction technique; construction organization optimization; analysis of steel column slenderness ratio; construction simulation analysis

广汕铁路是国家“十三五”规划建设高铁区域连接线,也是“轨道上的大湾区”高铁骨干网的重要组成部分。该线从新建广深铁路新塘站引出至杭深铁路汕尾站,全长约203.4 km,途经广州、惠州、深汕特别合作区、汕尾,

收稿日期: 2024-01-29

作者简介:

王章毅(1994—),男,硕士,助理工程师,主要从事钢结构施工方面的研究。E-mail: 1403843121@qq.com。(通信作者)

杨树森(1996—),男,硕士,助理工程师,主要从事钢结构施工方面的研究。

设新塘、增城南、罗浮山、博罗、惠城南、惠东南、深汕和汕尾8座车站。

其中惠州南站为广汕铁路沿线新建站点中最大的一个站,惠州南站在设计中融入“重檐叠瓦、鳞纹漾波”的理念,让客家、广府、福佬文化在惠州和谐共生,也是全国首例采用大跨度树杈柱+层叠式曲面网壳屋盖结构形式的高铁站房,建筑结构极具特色,其施工存在要货急、工期紧、交叉多和场地条件复杂等特点。

1 工程概况

惠州南站项目位于惠州市惠城区,站房整体结构 $206\text{ m}\times 97\text{ m}$ (长 \times 宽),规模为 $29\,997\text{ m}^2$,建筑总高度 44.5 m ,站房主体结构采用钢筋混凝土框架结构,主体两层,局部四层,如图1所示。



图1 惠州南站效果图

Fig. 1 Rendering of Huizhou Nan Railway Station

站房屋盖下部支撑采用钢管混凝土柱,顺轨向柱跨最大为 48 m ,垂轨向柱跨最大为 30 m ,直钢柱段最高达到 26.1 m ,钢管柱最大直径达到 $1\,550\text{ mm}$,最大厚度达 70 mm ,钢管采用Q355B钢,混凝土强度等级为C50。

屋面钢屋盖与下部钢管柱之间通过铸钢件+树杈柱作为连接,树杈柱支撑最大高度约 15 m ,树杈柱最大截面为 $\text{P}850\text{ mm}\times 45\text{ mm}$,强度最高为Q420B。钢屋盖立面图如图2所示。

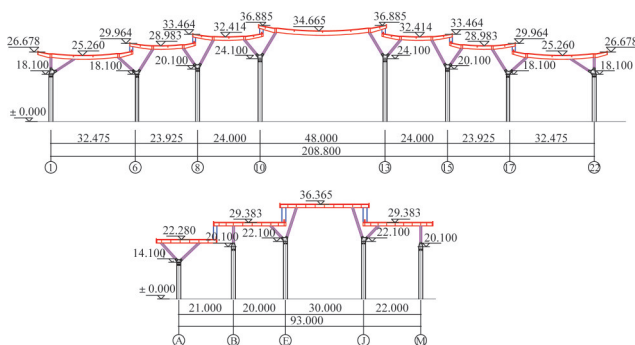


图2 钢屋盖立面图(单位:m)

Fig. 2 Steel roof elevation (unit: m)

屋面由26个屋面分块组成,每个分块在纵横方向的平面投影上均存在重叠区域,再加上各个分块在高度上

的差异从而组成“层叠式”屋面(图3),每个屋面分块由纵横相交的工字钢梁与箱型钢梁组成,屋面分块最大尺寸为 $50.1\text{ m}\times 34.4\text{ m}$,最大跨度达到 36 m ,其中主要受力的“井字形”梁为箱型梁,最大截面尺寸为 $\text{B}1\,400\text{ mm}\times 500\text{ mm}\times 30\text{ mm}\times 55\text{ mm}$,屋面钢梁采用Q355B钢;每个屋盖分块通过箱型吊柱连接,箱型吊柱截面尺寸最大为 $\text{B}1\,500\text{ mm}\times 500\text{ mm}\times 40\text{ mm}\times 60\text{ mm}$,采用Q355B钢和Q420B钢。

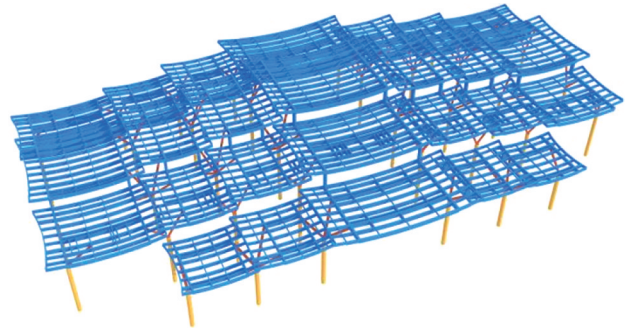


图3 钢屋盖结构轴测图

Fig. 3 Axonometric drawing of steel roof structure

2 项目特点分析

该项目有如下施工特点:

(1) 工期紧急

由于铁路工程的特殊性,该工程整体钢结构施工工期不到2个月,工厂构件预制也必须在45天内全部完成,工期较紧。且该工程构件节点较多,树杈柱+钢屋盖共2600根构件,112个箱型节点,重量达到7250 t;其钢屋盖节点构造复杂,故加工难度极大,加工周期长。

(2) 施工场地小、专业交叉多、协调难度大

该工程场地中间涉及到地铁明挖与出土,导致站房施工场地狭小。其北侧为市政施工场地,南侧也仅有一条进场道路,该道路还涉及到综合管廊和土建承台基础的开挖,前期无法连通,而后期各专业的施工材料均需通过该道路运输,极易造成拥堵,协调难度非常大(图4)。此外,该项目还存在与市政单位、地铁明挖单位的施工协调,过程中涉及到7次场地与工作面的移交,交叉施工问题严重。

(3) 安装精度要求高

该工程屋盖钢结构为空间结构体系,树杈柱的安装均为三维倾斜且角度各不相同,受力较为复杂。构件跨度及截面规格较大,最大跨度长达 36.0 m 。各构件均为平口对接,安装精度控制要求极高。

(4) 施工方案选择困难

该工程26片钢屋盖分块重叠错落,且每个分块屋盖无法单独受力,需整体形成体系后才能协同受力。若采



图4 钢屋盖施工现场航拍图

Fig. 4 Aerial photo of steel roof construction site

用分块提升方案,措施量较大、工期长;采用顶升方案,工期较长、措施量大、经济性差;采用分块吊装或高空散装方案,下部高架候车层平台无法满足大型机械的施工工作

业条件。再结合工期紧急的情况,使得施工方案的选择更为困难。

3 施工方案比选

(1) 由于高架候车层高度较高且楼板厚度较小,强度无法满足大型机械在楼面上作业,故选择“二层平台后做+搭设胎架场内吊装”的施工方法,充分保障钢结构施工的作业空间。之后采用大穿插施工方法,场内屋盖分块优先施工,在不影响后续钢屋盖施工的情况下,待上方屋盖分块完成后即开始下方二层混凝土结构的施工,施工人员需与土建单位配合进行交叉施工,充分保障工程整体的施工进度。

(2) 结合屋盖结构形式,对散件吊装、分块提升和整体提升的方案进行多方位的比较,判断其技术可行性和实施难度,具体对比如表1。

表1 钢屋盖施工方案比选表

Table 1 Steel roof construction scheme comparison

| 方案比选 | 技术可行性 | 经济 | 工期 | 现场管理 |
|------|--|--|--------------|----------|
| 高空散装 | 1、两边往中间施工,降低地铁明挖段的影响 2、高空吊装可避免碰撞风险 | 1、机械选型略大 2、综合措施费约300万;综合经济性好 | 工期较快 约2个月 | 简单方便 |
| 分块提升 | 1、分块必须按由高到低进行提升 2、需待地铁明挖段施工完成 3、树杈柱需后塞,效率较低 4、提升高度最高达39 m,技术操作复杂 5、措施无法快速拆除与循环 | 1、措施用量较高 2、施工机械选型降低 3、增加提升费用 4、综合措施费约500万;综合经济性适中 | 工期慢 约4个月 | 复杂 繁琐 |
| 整体提升 | 1、地面拼装高差达22 m,拼装措施多 2、树杈柱需后塞,效率较低 3、提升胎架最高达45 m,提升高度约20 m,技术上操作复杂 | 1、措施用量高 2、施工机械选型降低 3、增加提升费用 4、综合措施费约650万;综合经济性差 | 工期较慢 约3个月 | 复杂 繁琐 |

(3) 综合上述方案比选表,高空散装方案为最优方案,考虑到工期紧急,场内采用履带吊进行施工,吊装效率高,速度快。其次选择多个工作面同步施工,即场内采用履带吊,场外采用汽车吊同步施工。

4 总体施工方案

4.1 钢柱安装方法

将钢柱施工划分为四个区,其中A、C区为站房裙房结构区,B区为站房候车大厅区,D区为落客平台区(市政单位施工区域),如图5所示。

钢柱部分整体施工顺序为:A、C区→B区→D区;所有首节柱构件由平板车或者货车直接运输至场内,B区首节柱采用1台130 t汽车吊进场内吊装,A、C区首节柱采用1台130 t汽车吊沿场外道路吊装。

地上部分B区待混凝土底板施工完成后,构件由平板车或者货车直接运输至场内,直钢柱采用260 t履带吊

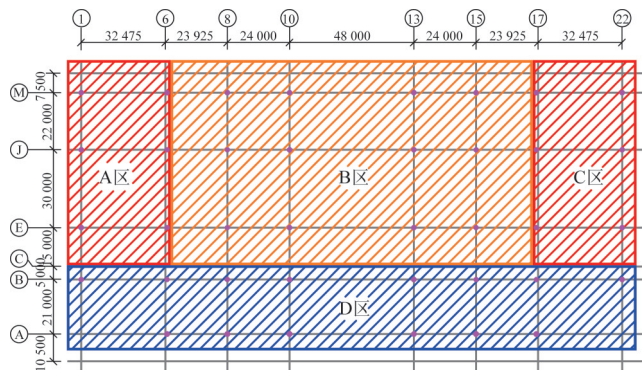


图5 钢柱现场施工分区图(单位:mm)

Fig. 5 Steel column site construction zoning (unit:mm)

进场内吊装;A、C地上直钢柱采用300 t汽车吊沿场外道路吊装。

D区待地铁单位施工的落客平台整体移交后,构件由平板车或者货车直接运输至地下室顶板上,采用260 t

履带吊在地下室顶板(标高为-5 m)上吊装。地下钢结构施工现场总平面图如图6所示。

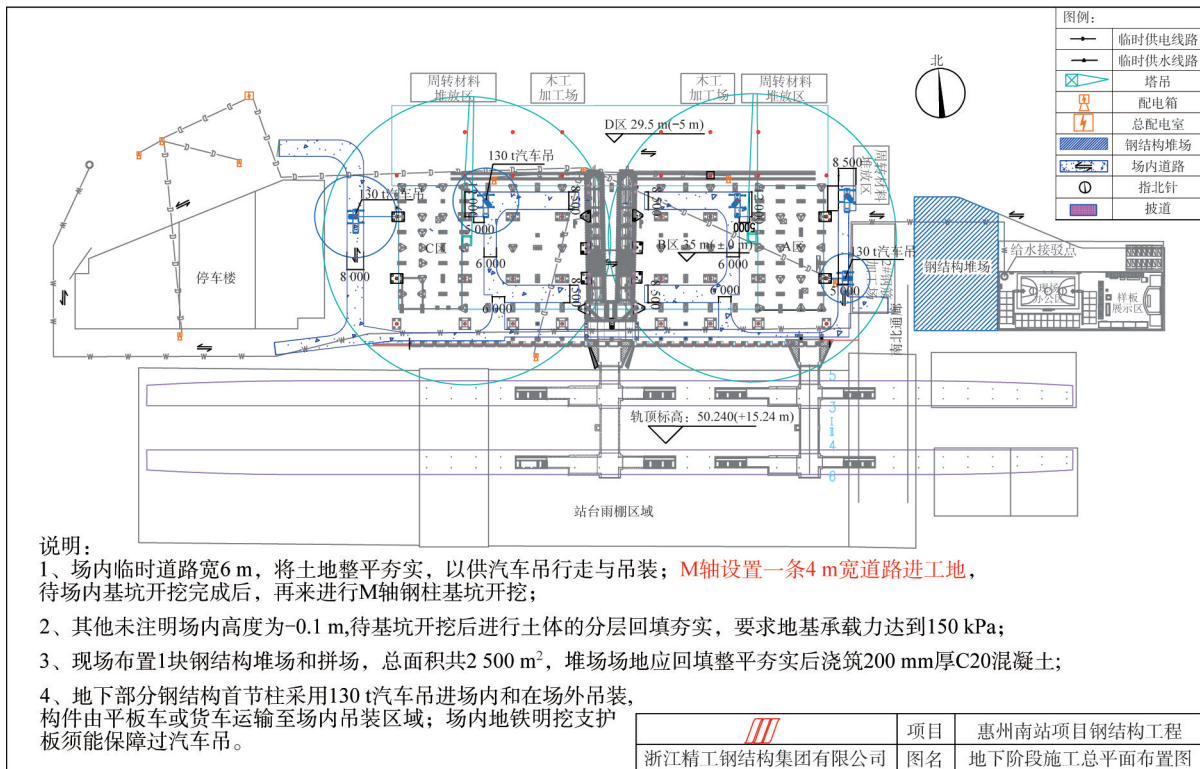


图6 地下钢结构施工现场总平面图

Fig. 6 Underground steel structure construction site general plan

4.2 铸钢件安装及调差方法

单个铸钢件重量为10.7~18.4 t, 重量小于二节柱重量, 采用260 t履带吊在场内进行吊装; 考虑到吊装时的稳定性, 铸钢件上设置两个吊耳, 吊耳关于铸钢件重心对称(图7); 下方设置卡板与连接板和钢柱进行对接, 通过预先设置的卡板来初步进行铸钢件角度的控制, 后期通过全站仪精确测量上部管口的坐标来准确的控制铸钢件的角度。整体铸钢件的安装误差不应大于10 mm, 当误差超过限值时, 下部设置操作平台, 用千斤顶进行调节, 如图8所示。

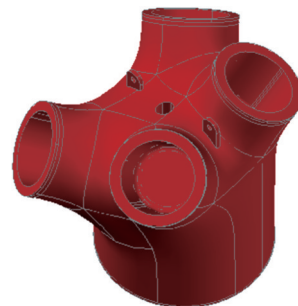


图7 铸钢件及吊耳三维轴测图

Fig. 7 Three-dimensional axonometric diagram of steel casting and lifting lug

4.3 钢屋盖安装方法

根据施工总体施组规划, 可将26个屋盖分块进行编号, 其中4~12号为场内B区钢屋盖分块, 1~3号为A、C区钢屋盖分块, 13~15号为落客平台D区钢屋盖分块, 如图9所示。

该工程钢屋盖部分分块的主要框架采用260 t履带吊吊装, A、C区裙房上部屋盖分块靠近场外的主梁与树杈柱采用300 t汽车吊场外吊装, 主次梁的拼装采用100 t汽车吊进行吊装, 小次梁和小悬挑梁采用50 t汽车吊进行吊装, 局部50 t汽车吊臂长不满足时采用80 t汽车吊进

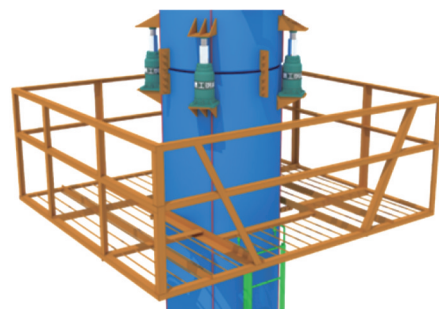


图8 铸钢件下端调偏示意图

Fig. 8 Lower end deviation diagram of steel casting

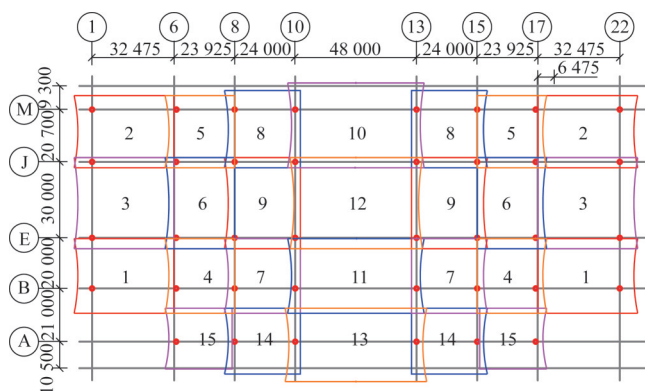


图9 钢屋盖平面分区图(单位:mm)

Fig. 9 Steel roof plan zoning (unit: mm)

行吊装,如图10所示。

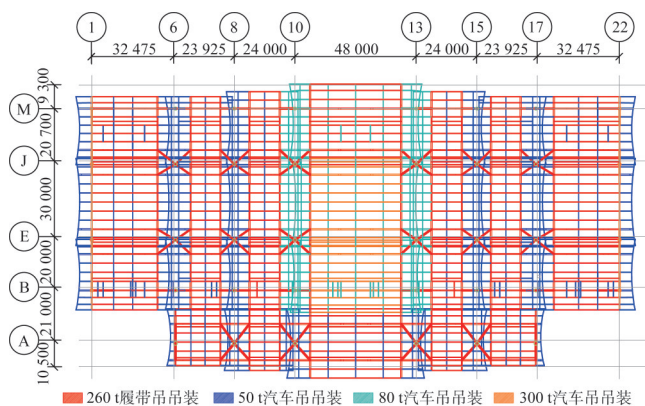


图10 屋盖杆件吊装分类平面图(单位:mm)

Fig. 10 Classification plan of roof member lifting (unit: mm)

分区细部施工顺序为:1→2→3→4→5→6→7→8→9→10→11→12→13→14→15。

钢屋盖10号分块施工完成后,使用80t汽车吊拆除履带吊,运至场外再行组装,履带吊组装完成后开至D区,吊装落客平台区域13-15分块;场内11、12号分块采用300t汽车吊安装框架次梁至B区分块完成。

5 项目实施关键施工技术

5.1 无支撑状态钢柱的长细比控制

1) 问题分析

该工程钢柱高度最高标高约为26.1m,原设计中,在8.7m标高处设置有一层楼板,用于减少钢柱的独立高度,但由于该工程施工方案定为“钢屋盖先施工+二层平台后做”,故导致钢柱的独立高度最大为29.5m(从出基础承台算起),则会造成以下两点影响:

(1) 钢柱截面为P1 400 mm×35 mm,在上部完全悬挑的情况下,长细比情况如表2所示,钢柱长细比最大达

到122,无支撑钢柱的允许长细比为150,此时钢柱长细比未超限,但浇筑混凝土后,其长细比为140,而根据规范要求,钢管混凝土柱长细比限值仅为80,即混凝土浇筑完成后,会导致钢管混凝土柱长细比超限,影响结构安全。

表2 钢柱浇筑混凝土前长细比统计表

Table 2 Slenderness ratio of steel column before concrete pouring

| 序号 | 截面规格/mm | 材质 | 钢柱长度/m | 回转半径/mm | 长度系数 | 长细比 |
|----|-----------|-------|--------|---------|------|-----|
| 1 | P1 300×25 | Q355B | 25.50 | 450.9 | 2 | 113 |
| 2 | P1 300×40 | Q355B | 23.50 | 445.7 | 2 | 105 |
| 3 | P1 400×30 | Q355B | 27.50 | 484.5 | 2 | 114 |
| 4 | P1 400×35 | Q355B | 29.50 | 482.8 | 2 | 122 |
| 5 | P1 550×40 | Q355B | 19.25 | 534.0 | 2 | 72 |
| 6 | P1 550×50 | Q355B | 19.25 | 530.6 | 2 | 73 |
| 7 | P1 550×70 | Q355B | 23.25 | 523.8 | 2 | 89 |

(2) 由于钢柱无支撑时独立高度过大,尽管下部焊接已完成,但钢柱上部在侧向力作用下极易变形,导致钢柱的安装精度发生偏差,包括后续安装柱内落水管和浇筑柱内混凝土都易造成钢柱发生较大的偏差。

2) 关键施工技术

在钢柱未浇筑混凝土前,选择在柱顶部四个方向挂钢丝绳+倒链,同时在后续混凝土浇筑完成后及时进行钢柱垂直度的调节(图11)。根据李国强^[1]的研究,考虑有钢丝绳情况下独立柱的计算长度系数。



图11 钢柱安装现场

Fig. 11 Steel column installation site

此时钢柱上部的支承条件由完全悬挑改成半刚接,由屈曲分析可得出其临界荷载 P_{cr} (图12)。

计算系数 μ 根据欧拉公式计算如表3所示,此时钢柱长细比仅为 $77.5 < 80$ 限值,满足长细比要求,可充分保障结构安全。

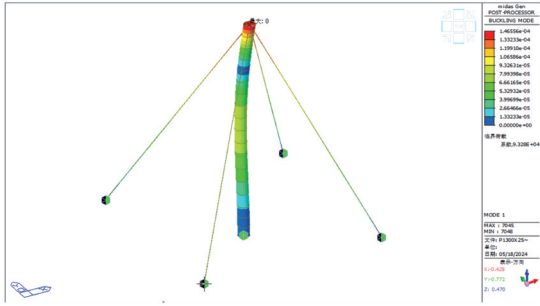


图12 临界荷载计算值(单位:kN)

Fig. 12 Calculated values of critical load (unit:kN)

表3 钢柱浇筑混凝土后长细比统计表

Table 3 Slenderness ratios of steel column after pouring concrete

| 序号 | 截面规格/ mm | 材质 | 钢柱长 度/m | 临界荷载/ kN | 回转半 径/mm | 长度 系数 | 长细 比 |
|----|---------------|--------------|------------|---------------------|-------------|----------|---------|
| 1 | P1 300× 25 | Q355+ C50 | 25.50 | 9.328×10^4 | 363.6 | 1.10 | 77.5 |
| 2 | P1 300× 40 | Q355+ C50 | 23.50 | 1.544×10^5 | 374.5 | 1.05 | 66.1 |
| 3 | P1 400× 30 | Q355+ C50 | 27.50 | 1.380×10^5 | 394.3 | 1.02 | 70.9 |
| 4 | P1 400× 35 | Q355+ C50 | 29.50 | 1.898×10^5 | 398.2 | 0.84 | 62.5 |
| 5 | P1 550× 70 | Q355+ C50 | 23.25 | 3.200×10^5 | 455.5 | 1.20 | 61.2 |

5.2 主梁+树权柱拼装与精度控制技术

1) 问题分析

该工程采用主梁+树权柱在地面拼装后整体吊装的方案,避免了高空后补树权柱,从而加快施工效率;但主梁与树权柱存在两个方向上的偏移,且每榀主梁+树权柱的面外偏移距离均不一致,最大达到7 m,若地面拼装误差过大,将会导致整体高空吊装后,树权柱与铸钢件无法对接,因树权柱最大截面可达到P850 mm×45 mm,故高空校正难度极大。

2) 关键技术

(1) 针对主梁+树权柱的拼装定位情况,该工程将每榀主梁+树权柱进行编号,并将每一榀进行三维放样,给出其三维定位放样图(图13),并对测量人员和现场拼装班组进行拼装的技术交底。

(2) 因每榀主梁+树权柱拼装高度不一致,若每榀都单独放样胎架,则措施花费太多。故在现场路基箱上设置一个门式胎架,通过调节中间的横杆高度来满足每一榀拼装的要求(图14)。

(3) 根据吊装计算的结果进行反拱,控制主梁安装后的就位精度(图15)。

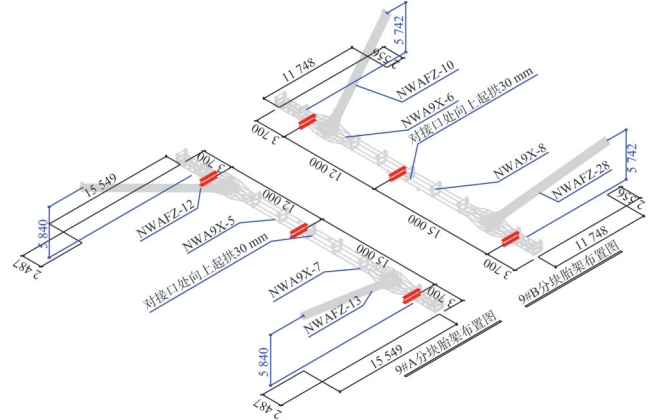


图13 主梁+树权柱三维定位图

Fig. 13 Main beam + tree branch column 3D positioning diagram

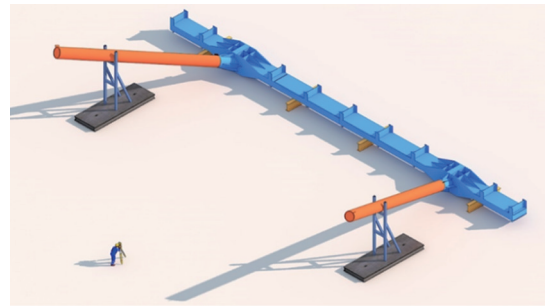


图14 主梁+树权柱拼装示意图

Fig. 14 Main beam + tree branch column assembly

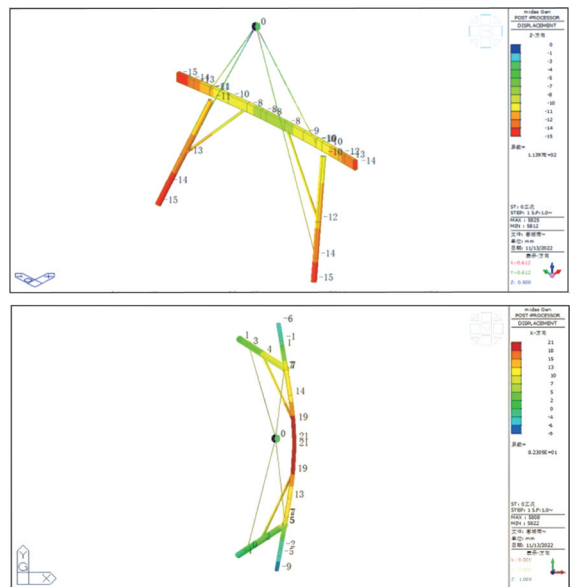


图15 主梁+树权柱吊装变形仿真分析图(单位:mm)

Fig. 15 Simulation analysis of the deformation of the main beam + tree branch column (unit:mm)

5.3 屋盖圆管支撑胎架设计

1) 问题分析

该工程钢屋盖支撑总长达1 820 m,出于经济性和便利性考虑,选择采用圆管支撑,支撑高度最高达到38.487 m,支撑与钢柱间距5~7 m,落客平台区域达到12 m,水平错开距离1.40~3.75 m,需合理设置其拉结角度。而胎架的设计主要考虑以下3点因素:设计胎架上部回顶位置位于节点区域,保障结构的受力与变形;保障现场施工道路的通行,胎架位置不影响机械的行走与吊装;胎架与侧向拉结的角度值可满足拉结的侧向支撑作用。角度过小侧向支撑会丧失其作用;角度过大,则会影响到现场的施工。

2) 关键技术

(1) 针对上述情况,最终选择采用P609 mm×16 mm和P800 mm×20 mm的大圆管作为支撑结构。此外,为确保圆管长细比的合理性和支撑结构的稳定性,该工程在截面选择上按高度进行分类,低于32 m的采用P609 mm×16 mm圆管,高于32 m的采用P800 mm×20 mm圆管。

(2) 选用大型热轧H型钢将胎架与柱子通过钢梁进行拉结,形成三角形连接,保持侧向稳定的同时,减少柱子的长细比(图16);考虑到三角连接角度不够大,可能存在刚度较弱的情况,故按单管支撑全长考虑长细比,根据其临界荷载算出其计算长度系数,如表4所示。

此外,根据《钢结构设计标准》(GB 50017—2017)^[2]

表4 单管支撑按全长计算长细比

Table 4 Slenderness ratios of single pipe support calculated by total length

| 序号 | 规格/mm | 高度/mm | 临界荷载/kN | 计算长度系数 | 回转半径/mm | 长细比 |
|----|---------|--------|---------|--------|---------|-----|
| 1 | P609×16 | 29 031 | 2 215 | 1.19 | 210 | 165 |
| 2 | P609×16 | 16 165 | 2 548 | 2.00 | 210 | 154 |
| 3 | P609×16 | 32 168 | 1 819 | 1.19 | 210 | 182 |
| 4 | P609×16 | 32 543 | 2 251 | 1.06 | 210 | 164 |
| 5 | P800×20 | 35 671 | 3 466 | 1.31 | 276 | 169 |
| 6 | P800×20 | 35 803 | 2 712 | 1.48 | 276 | 192 |
| 7 | P800×20 | 38 487 | 3 230 | 1.26 | 276 | 176 |
| 8 | P800×20 | 31 049 | 4 875 | 1.27 | 276 | 143 |
| 9 | P609×16 | 28 784 | 3 263 | 0.99 | 210 | 136 |
| 10 | P609×16 | 28 453 | 2 792 | 1.09 | 210 | 147 |
| 11 | P609×16 | 25 730 | 4 115 | 0.99 | 210 | 121 |

要求,当轴心受压柱内力设计值不大于承载能力50%时,容许长细比可取200,此时各支撑圆管的强度设计值如表5所示,可得强度设计最大值为95.4 MPa<0.5×205=102.5 MPa,即圆管支撑按全长无拉结考虑时长细比最大为192<200,满足要求,支撑截面设计合理。

表5 单管支撑按最大内力计算构件应力统计表

Table 5 Stress of members calculated by maximum internal force of single pipe support

| 序号 | 规格/mm | 轴压力/kN | 稳定系数 | 截面积/mm ² | 强度设计值/MPa |
|----|---------|--------|-------|---------------------|-----------|
| 1 | P609×16 | 703 | 0.258 | 29 807.4 | 91.4 |
| 2 | P609×16 | 1 063 | 0.530 | 29 807.4 | 67.3 |
| 3 | P609×16 | 539 | 0.210 | 29 807.4 | 86.1 |
| 4 | P609×16 | 577 | 0.203 | 29 807.4 | 95.4 |
| 5 | P800×20 | 663 | 0.375 | 49 008.8 | 36.1 |
| 6 | P800×20 | 723 | 0.375 | 49 008.8 | 39.3 |
| 7 | P800×20 | 1 380 | 0.323 | 49 008.8 | 87.2 |
| 8 | P800×20 | 966 | 0.366 | 49 008.8 | 53.9 |
| 9 | P609×16 | 426 | 0.184 | 29 807.4 | 77.7 |
| 10 | P609×16 | 344 | 0.190 | 29 807.4 | 60.7 |
| 11 | P609×16 | 501 | 0.224 | 29 807.4 | 75.0 |

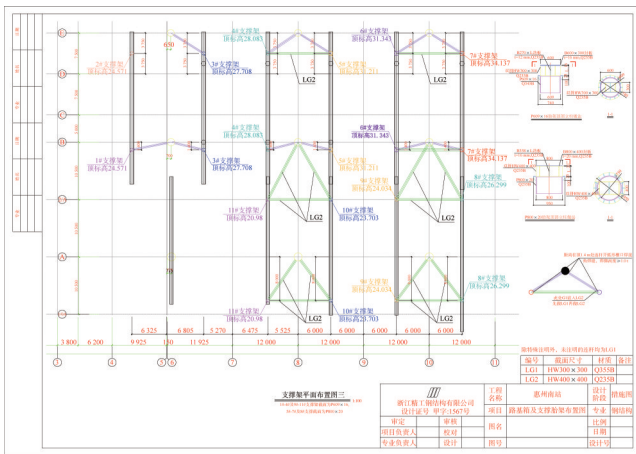


图16 单管支撑拉结平面图及轴测分类图

Fig. 16 Single pipe support hitch plan and axonometric classification

6 站房钢屋盖施工仿真分析

1) 模型处理

采用大型通用有限元软件Midas/Gen进行建模计算

(图17)。其中胎架的刚度通过弹性刚度与主梁连接进行模拟,钢结构的预起拱则通过将主体杆件重合的部分设置为刚性杆的方式进行模拟,保证受力的真实性,从而进行全过程的施工仿真分析计算。

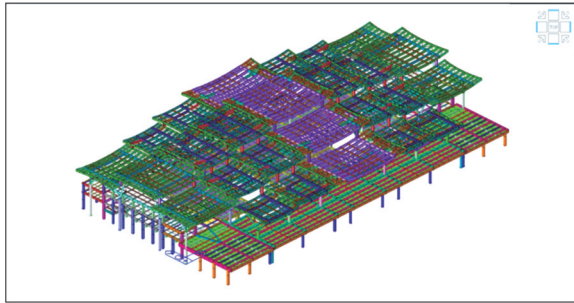


图17 整体施工过程仿真验算分析模型

Fig. 17 Simulation and verification analysis model for overall construction process

2) 胎架弹性刚度

胎架弹性刚度如图18所示。

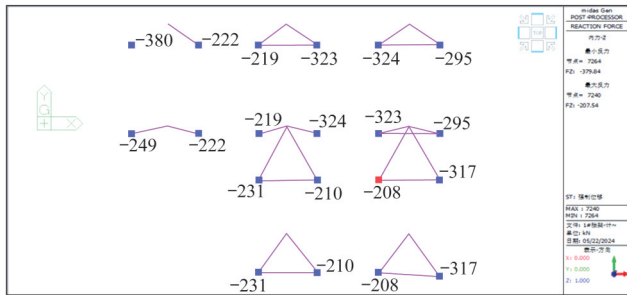


图18 胎架弹性刚度(单位: $kN \cdot mm^{-1}$)

Fig. 18 Elastic stiffness of temporary supports (unit: $kN \cdot mm^{-1}$)

3) 施工过程工序

钢屋盖施工工序如表6所示。

4) 施工仿真验算结果

施工仿真验算结果对比如表7所示。

5) 有限元结果分析

因施工过程涉及分批卸载,根据刘红波等^[3]、张法荣等^[4]的研究,采用合理的卸载方式,单层网壳的应力变化较小;根据郑江等^[5]的研究,卸载过程中采用全过程的监测与纠偏,可避免相邻支撑胎架受力发生过大变化,该工程由上述有限元分析计算结果可知:

(1) 钢屋盖安装过程中最大结构杆件应力为84 MPa,支撑圆管最大应力为91 MPa且应力比最大为0.6,结构杆件与措施杆件应力远远小于材料应力限值,即结构施工过程中安全。结构一次成型状态下,屋盖杆件最大应力为78 MPa,而施工完成状态下最大附加应力为

表6 钢屋盖施工工序表

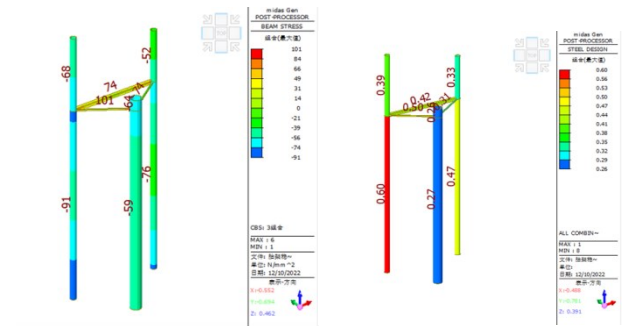
Table 6 Steel roof construction procedure

| 序号 | 施工工序 |
|----|-----------------------------------|
| 1 | AC区裙房混凝土结构施工完成,场内钢柱施工,场内胎架搭设完成 |
| 2 | 安装分块1主梁与树杈柱 |
| 3 | 安装分块1箱型次梁与悬挑梁 |
| 4 | 按上述顺序安装至分块9 |
| 5 | 分组拆除第一批32个胎架,浇筑6~8轴与15~17轴二层混凝土结构 |
| 6 | 按上述顺序安装至分块12 |
| 7 | 分组拆除第二批16个胎架,浇筑8~15轴二层混凝土结构 |
| 8 | 按上述顺序安装至分块15 |
| 9 | 分组拆除第三批16个胎架,浇筑D区二层混凝土结构,安装钢结构连廊 |

表7 施工仿真验算结果对比表

Table 7 Comparison of construction simulation verification results

| 施工完成态仿真验算结果 | 一次成型态仿真验算结果 |
|--------------------|--------------------|
| 最大竖向位移为-56 mm | 最大竖向位移为-42 mm |
| 最大构件应力为84 MPa | 最大构件应力为78 MPa |
| 钢柱最大侧向位移为18 mm | 钢柱最大侧向位移为11 mm |



胎架在卸载过程中支撑圆管最大应力为91 MPa,连杆最大应力为101 MPa,支撑圆管最不利应力比为0.6,连杆最不利应力比为0.5

6 MPa,基本满足设计要求。

(2) 站房钢屋盖安装过程中最大竖向位移为-56 mm,结构一次成型状态最大竖向位移为-42 mm,即附加变形仅为14 mm,故选择在深化阶段就进行预起拱,可满足设计要求。

(3) 钢柱在无8.7 m支撑的施工完成状态下,与设计一次成型态 xy 向侧向位移之间的差距仅8 mm,绝对值仅18 mm,为钢柱长度的1/1 450,可满足规范与设计要求。

7 结论

本文以惠州南站为案例,对大跨度树杈柱十层叠式曲面网壳屋盖结构施工关键技术进行了全面阐述,主要包括以下几点:

(1) 通过对施工过程中不同状态下钢柱长细比和位移的分析,验证了最大独立高度为29.5 m的钢柱在施工过程中的安全性,以及二层混凝土结构后做方案的可行性,为相关类型钢结构与土建结构交叉施工提供了新的思路,也为后续此类型结构在钢柱截面设计上提出建议。

(2) 通过方案比选,展示了大跨度树杈柱十层叠式曲面网壳屋盖结构采用“搭设支撑+分块分区域高空散装”方案的优越性,在惠州南站项目中节省工期约1~2个月,施工成本上降低约350万,创造了较大的经济效益和社会价值,具有良好的现实意义。

(3) 利用Midas/Gen软件建立有限元模型,对施工全过程及整体拼装和吊装的过程进行模拟,分析结构在施工过程中的应力和变形情况,确保施工安全性和可行性的同时,通过技术措施充分保障了整体结构施工的精密度,确保较高的工程质量。

参考文献:

- [1] 李国强. 关于多高层钢结构柱计算长度(I):理论解释[J]. 建筑钢结构进展,2009,11(2):1-7,55.
- [2] LI Guoqiang. Effective length of columns in multi-storey steel building structures(I): Theoretical explanation[J]. Progress in Steel Building Structures,2009,11(2):1-7,55. (in Chinese)
- [2] 中华人民共和国住房和城乡建设部,中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局. 钢结构设计标准:GB 50017—2017[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2017.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, General Administration of Quality Supervision, Inspection and Quarantine of the People's Republic of China. Standard for Design of Steel Structures:GB 50017—2017[S]. Beijing:China Architecture&Building Press,2017. (in Chinese)
- [3] 刘红波,曹修顺,田野,等. 分叉柱支承式单层曲面网壳施工过程监测研究[J]. 建筑钢结构进展,2024,26(9):86-92. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2024.09.009.
- LIU Hongbo, CAO Xiushun, TIAN Ye, et al. Research on construction process monitoring of single-layer curved steel reticulated shell supported by forked columns[J]. Progress in Steel Building Structures, 2024, 26 (9) : 86-92. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2024.09.009. (in Chinese)
- [4] 张法荣,刘四海,罗伟,等. 大跨度环形钢结构网壳安装施工技术[J]. 建筑施工,2022,44(11):2587-2589,2593. DOI: 10.14144/j.cnki.jzsg.2022.11.013.
- ZHANG Farong, LIU Sihai, LUO Wei, et al. Installation and construction technology of large-span annular steel reticulated shell[J]. Building Construction, 2022, 44 (11) : 2587-2589, 2593. DOI: 10.14144/j.cnki.jzsg.2022.11.013. (in Chinese)
- [5] 郑江,郝际平,王宇,等. 大跨度钢屋盖卸载过程力学模拟与分析[J]. 建筑科学,2014,30(3):80-84,112. DOI: 10.13614/j.cnki.11-1962/tu.2014.03.016.
- ZHENG Jiang, HAO Jiping, WANG Yu, et al. Mechanics simulation and analysis of the long-span steel roof during the unloading process[J]. Building Science, 2014, 30(3) : 80-84, 112. DOI: 10.13614/j. cnki. 11-1962/tu. 2014.03.016. (in Chinese)