

# 超高层转换层钢桁架施工关键技术\*

吴胜辉<sup>1</sup> 李永轩<sup>1</sup> 刘军<sup>1</sup> 傅志华<sup>1</sup> 吴承杰<sup>1</sup> 夏子川<sup>1</sup> 关雨晨<sup>1</sup> 章玉容<sup>2</sup>

(1. 中国建筑第二工程局有限公司华东公司, 上海 200135; 2. 浙江工业大学土木工程学院, 杭州 310014)

**摘要:** 杭州西站项目超高层建筑转换层采用钢桁架型钢筋混凝土结构, 其钢桁架施工质量对结构长期性能至关重要。为保障钢桁架施工精确控制, 从三个方面开展钢桁架施工关键技术研究。首先, 以钢结构分段重量、吊臂、吊重等为基础参数, 通过分析吊重选择合适塔吊型号; 理论分析堆载校核地下室顶板承载能力; 基于四边简支双向板荷载分布影响, 分析行车路线中地下室顶板最不利状态下承载能力, 进而明确场地荷载部署, 确保钢结构吊运能力满足要求。其次, 通过建立钢结构三维模型将复杂结构可视化, 检查封闭舱室判断浇筑施工难度。原方案中桁架层柱截面因多道腹板、横隔板交错形成了两层封闭舱室, 且设计采用先封闭舱室注浆、后其他型钢混凝土结构统一浇筑的二次浇筑施工方法。基于深化的三维模型, 以提高浇筑质量为原则, 提出了钢柱横隔板顶部开设浇筑孔、内层舱室腹板开设流通孔, 外层舱室不封闭而改为级板连接, 从而大大减小封闭空间; 同时, 基于扩大的横隔板孔洞, 提出了改变混凝土流向的浇筑方案, 以从上而下的一次性浇筑替代原有的先封闭压浆后支模浇筑的二次浇筑方案, 优化钢结构构造保证浇筑成型。最后, 结合塔吊吊装能力, 设计桁架层施工安装流程。基于桁架安装流程, 分析影响跨中变形影响因素; 针对流程中关键参数跨中预拱度进行分析计算。胎架初始预设高度应由3部分位移组成, 分别为有胎架支撑条件时半片桁架自重引起的跨中下挠、焊接完成拆除胎架后整体桁架因自重引起的跨中下挠和结构设计中考虑钢筋混凝土时设置的跨中预拱。采用 ABAQUS 建立三维实体非线性有限元模型, 分别针对前述关键施工流程, 计算考虑支撑刚度的施工状态下 16.2 m 跨径桁架层结构受力变形。结果显示: 架设半侧桁架时, 结构跨中挠度最大为 6.41 mm; 当拆除胎架后, 结构跨中进一步下挠 1.53 mm。为此, 基于有限元计算结果, 明确预拱值取值 24.1 mm, 约为跨径的 1.5/1 000。

**关键词:** 超高层; 转换层; 钢桁架; 吊运; 钢结构安装; 数值模拟

## 0 引言

近年来, 超高层建筑结构中空腹桁架转换层具有巨大的优势和应用前景。一方面, 空腹桁架转换可充分利用整个楼层作为转换层来支承上部结构, 满足刚度需求; 另一方面, 空腹结构使得上下弦之间的楼层有较大的建筑空间布置大型管道等设备系统。随着其在超高层应用中的不断发展, 桁架层施工控制及精度要求对结构安全越发重要<sup>[1]</sup>。

超高层钢结构吊装是关系塔吊选型、场地布置的重要因素, 流畅的钢结构施工也是施工现场组织管理能力的重要体现。近年来, 随着 BIM 技术的发展, 超高层钢结构施工技术优化也得到更广泛的应用。张良等<sup>[2]</sup>采用 BIM 对北京某项目桁架转换层

钢构件进行详图深化, 模拟桁架转换层吊装构件的全过程, 解决了桁架层复杂超重、节点分节及连接做法等关键难题。赵东明等<sup>[3]</sup>采用实体卧拼和计算机模拟验收方法, 在现场安装时有针对性地对桁架层进行分区域、分工段的施工。此外, 李冬梅<sup>[4]</sup>、唐俊峰等<sup>[5]</sup>也在钢结构施工中重视 BIM 在现场的应用。但是, BIM 应用过程中往往缺少力学分析, 主要以施工流程为目的进行技术优化。因此, BIM 结合

\* 浙江省水利防灾减灾重点实验室开放基金(FZJZSYS21004)。

第一作者: 吴胜辉, 高级工程师, 主要从事施工技术、超高层建筑项目管理的工作, yongxuanli@qq.com。

通信作者: 刘军, 硕士, 高级工程师, 主要从事超高层建筑项目管理的工作, 854257976@qq.com。

收稿日期: 2023-08-30

数值模拟受力分析的技术方法在钢结构施工过程中逐渐发展,以加强对钢结构施工的精确控制。万炜凡<sup>[6]</sup>对超高层钢桁架施工过程进行仿真分析,针对钢结构桁架层施工重、难点问题,运用数值模型指导施工。蒋金生等<sup>[7]</sup>对大跨度钢桁架结构的施工及临时支承拆除的卸载过程进行分析,并根据理论计算结果结合现场测量结果调整和控制施工进度。刘勇<sup>[8]</sup>采用有限元对转换层支撑结构进行了数值模拟研究,得到了下部模板早拆的施工控制条件,从而指导转换层施工。

杭州西站项目某超高层建筑采用了空腹桁架转换层,其上下弦梁为型钢混凝土,斜腹杆为钢结构,梁柱节点处主筋、纵筋众多,且梁柱中心因建筑需求存在偏心受力,导致钢结构构造复杂,其吊装、运输、安装、焊接等施工过程存在多项施工难点。为此,在钢桁架施工过程中,通过分析吊重、计算顶板承载能力,建立钢结构 BIM 模型以可视化复杂结构,检查封闭舱室并预判需提前浇筑混凝土的难点;提出合理的有限元计算方法,通过三维实体非线性有限元模型,明确钢结构施工过程变形,从而确定预拱值,最终设计桁架层安装流程,确保钢桁架施工精度和质量。

## 1 工程概况

杭州西站项目位于浙江省杭州市余杭区,包含 2 座超高层塔楼、1 座高层公寓和 1 座影视文化中心,是由办公公寓用房以及其配套酒店和商业组成的综合体。其中,5 号楼如图 1 所示,高度 249 m,平面布置为正交十字截面,该楼转换层采用了型钢混凝土结构。

结构截面布置近似轴对称且中心对称,对边距离为 59.4 m,十字端部突出距离为 18.5 m,靠近桁架柱位置有加腋增宽,为 23.5 m。桁架层共布置 8 个外框柱、8 个内框柱和核心筒区域,其中 8 个内框中两两通过钢桁架连接。

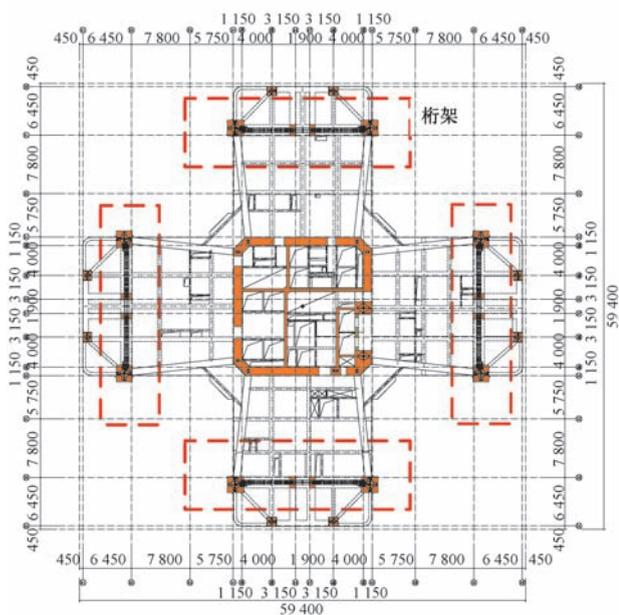
图 2 为转换层桁架梁柱构造尺寸。桁架层内框柱外边距 19.6 m,中心距 17.9 m,桁架净跨径为 16.2 m。转换层桁架结构由 4 个节段组成,其中节段 1 和节段 4 相同、节段 2 和节段 3 相同。

节段 1 如图 2(b)所示,高度 4.885 m,柱截面尺寸为 1.7 m×1.6 m。考虑桁架受力分段点在结构抗剪较弱区位,增设抗剪段 1.07 m。因结构建筑要求,桁架结构设置偏心构造,柱截面增设钢板保证腹板传力。

节段 2 如图 2(c)所示,高度 2.67 m,上弦梁存



(a) 西站平面布置



(b) 5 号楼主楼塔楼平面

图 1 桁架层布置 mm

Fig. 1 Arrangement of steel truss layer

在变截面:宽度 600 mm、根部和跨中上弦梁高度分别为 500,600 mm,腹板高度 40 mm。上弦梁为主要受力构件,受力较小区域削弱为 25 mm。下弦梁、斜腹杆尺寸相近,高度分别为 500、600 mm。综合上述尺寸,钢结构深化后得到各节段质量:节段 1、4 为 16.24 t,节段 2、3 为 11.83 t。

桁架上弦梁、下弦梁和柱表面布置加劲和焊钉,桁架安装完成后布置钢筋主筋、箍筋,搭设模板浇筑混凝土形成型钢混凝土结构。桁架斜腹杆仅通过钢结构进行传力。

## 2 吊运分析和场布设计

塔吊位置及型号是场地布置的重要课题,需总体考虑、深入研究。本项目 5 号楼塔吊吊重、吊距的最重要因素为节段钢结构吊装和运输。钢结构吊装

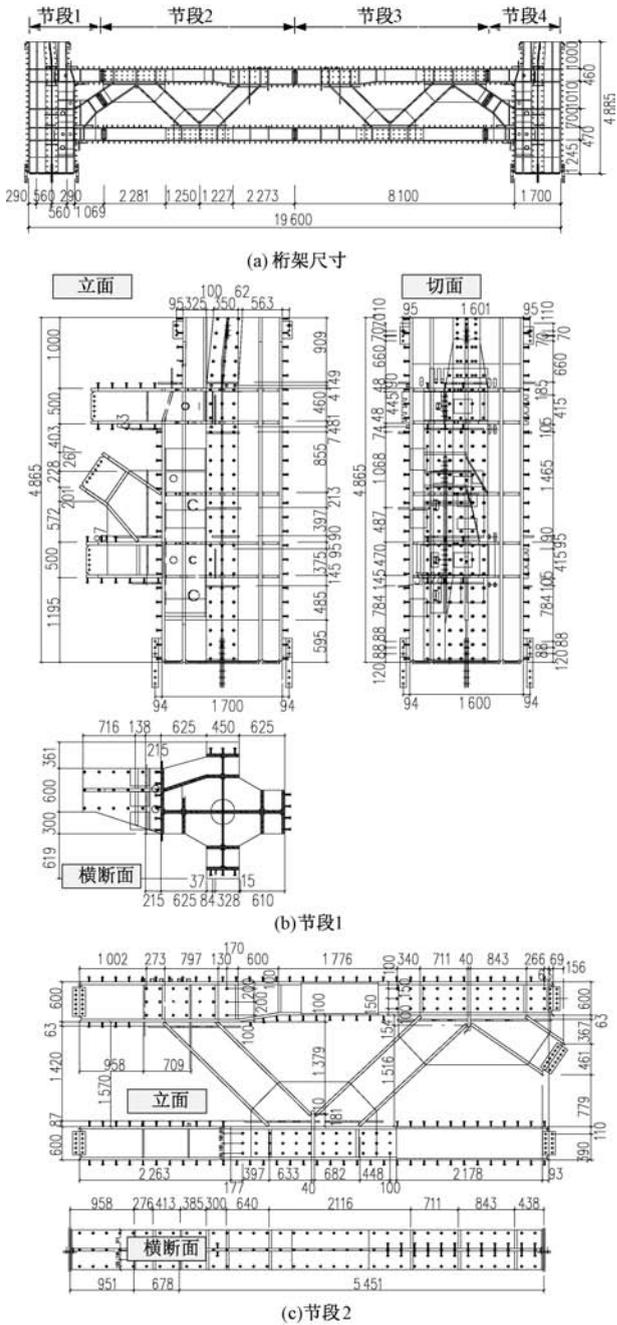


图2 桁架梁柱构造尺寸 mm

Fig.2 Structural dimensions of steel truss column and beam

最重结构为桁架层,因此,分析桁架层钢结构吊装运输的安全至关重要。

### 2.1 吊重分析

比较可知,桁架柱距塔吊中心位置远、重量大,相比于桁架梁更受制于结构尺寸,因此,着重分析桁架柱的吊运能力问题。

塔吊布置靠近结构中心,位置如图3所示。图中也给出桁架层8个内框柱的位置标号,并对每个内框柱吊重进行分析,列于表1。1号柱靠近东侧,因距离塔吊中心距离31.16m,为最不利状态,其余

7根柱中,3根吊距小于25m、4根小于30m。

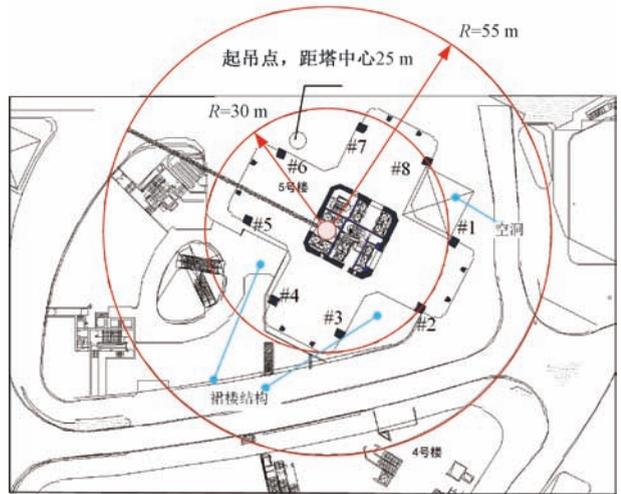


图3 塔吊布置

Fig.3 Arrangement of tower crane

为此,拟采用STT603-26t塔吊,塔吊荷载吊运能力分别为25、30、35m吊运距离下可承担165.6、198.9、246.2kN。保证钢结构无需堆场,随吊随装。

设计起吊点位于北侧,距离塔吊中心25m,因其塔楼南侧、东侧、西侧凹处均存在裙楼和空洞,不能用于起吊点位置选用。起吊点满足起吊荷载重量。

表1 吊装分析和塔吊选型

Table 1 Analysis and selection of tower crane

柱编号	距离/m	质量/t	吊装范围/m	塔吊倍率	额定起重量/kN	是否满足
1	31.16	16.24	35	4	165.6	满足
2	29.58	16.24	30	4	198.9	满足
3	25.45	16.24	30	4	198.9	满足
4	21.43	16.24	25	4	246.2	满足
5	19.56	16.24	25	4	246.2	满足
6	21.90	16.24	25	4	246.2	满足
7	26.66	16.24	30	4	198.9	满足
8	29.93	16.24	30	4	198.9	满足
起吊点	23.25	16.24	25	4	246.2	满足

### 2.2 堆载分析

钢结构柱质量最大为5号楼钢柱(16.24t),投影面积约为 $4.885\text{m} \times 1.6\text{m} = 7.816\text{m}^2$ ,考虑面积不均匀折减系数1.5,此时地下室顶板受到荷载压力约为 $15920 / (7.816 \times 1.5) = 30.6\text{kN/m}^2$ ,小于顶板可承受荷载 $40\text{kN/m}^2$ ,符合顶板承载要求。现场施工时增设路基板以保证荷载平顺传力。

### 2.3 行车分析

为方便行车路线,与设计沟通后采用部分后浇带进行提前封闭。

行车荷载取值为现场实测数据。本工程采用 13 m 长的挂车运输钢筋和钢结构,根据实际过磅数据,挂车满载后总重量为 510 kN;偏安全计算满载货物的挂车按照总重量 600 kN 计算。计算时车轮荷载参照 JTG D60—2015《公路桥涵设计通用规范》考虑轴重不平衡,后面 6 组轮胎每组受力为 54.5 kN;考虑汽车动力系数 1.3,则单个轮胎所受压力为 70.92 kN。

因为挂车长度大于 13 m,而本工程行车方向最大跨度 11.7 m,挂车最不利情况是同时 6 组车轮位于楼板跨中位置,如图 4 所示。

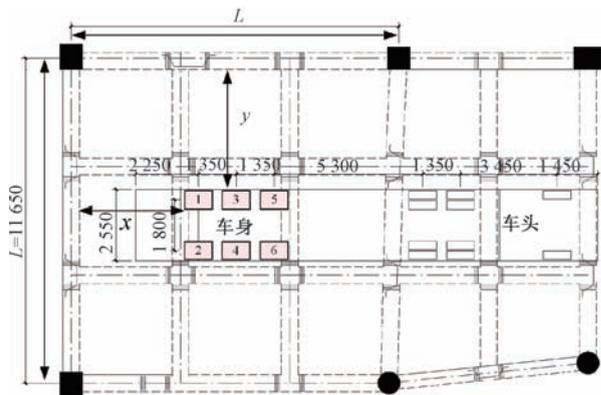


图 4 行车计算最不利荷载布置 mm

Fig. 4 The most unfavorable load arrangement of driving verification

基于弹性计算方法,对任意四边简支双向板的局部荷载,先分别求出每个局部荷载相应工况和两个方向的等效均布活荷载,再分别按两个方向将相应的各个等效均布活荷载叠加即可得出有若干个局部荷载情况下的等效均布活荷载,最后取其中较大者作为设计采用的等效均布活荷载。结合《建筑结构荷载设计手册》<sup>[9]</sup>计算式,关键数据见表 2 所列。

表 2 地库顶板行车验算关键参数

Table 2 Key parameters of roof slab capability verification of the basement

车轮编号	Q/kN	b <sub>cx</sub> /mm	b <sub>cy</sub> /mm	x/mm	y/mm	L/mm	x/L	y/L	θ <sub>x</sub>	θ <sub>y</sub>
1	70.90	0.65	0.65	4 545	5 080	11 650	0.39	0.44	0.03	0.03
2	70.90	0.65	0.65	4 545	4 770	11 650	0.39	0.41	0.03	0.03
3	70.90	0.65	0.65	5 895	5 080	11 650	0.51	0.44	0.05	0.04
4	70.90	0.65	0.65	5 895	4 770	11 650	0.51	0.41	0.04	0.03
5	70.90	0.65	0.65	4 545	5 080	11 650	0.39	0.44	0.03	0.03
6	70.90	0.65	0.65	4 545	4 770	11 650	0.39	0.41	0.03	0.03

注:Q 为轮下集中荷载;b<sub>cx</sub>、b<sub>cy</sub> 分别为轮胎两侧宽度,按文献 [9]取值且不考虑垫层厚度;x、y 分别为轮胎中心点距两侧梁端较短的距离;L 为结构柱间距;θ<sub>x</sub>、θ<sub>y</sub> 分别为该荷载在 x、y 方向上的等效弯矩系数。

根据表 2 可知:轮下等效均布荷载为 Q/(b<sub>cx</sub> × b<sub>cy</sub>) = 167.82 kN/m<sup>2</sup>;对 θ<sub>x</sub>、θ<sub>y</sub> 进行求和,得到荷载在两侧的等效值分别为 0.21、0.19。因此,车轮下荷载在两侧的均布荷载值分别为 36.32、31.88 kN/m<sup>2</sup>,小于 40 kN/m<sup>2</sup>,满足设计要求。

### 3 基于 BIM 模型钢结构优化

如图 5 所示,通过建立 BIM 实体模型,明确总体布置,进一步明确钢结构柱中各块钢板布置、分析钢结构和主筋、纵筋、箍筋的排布。

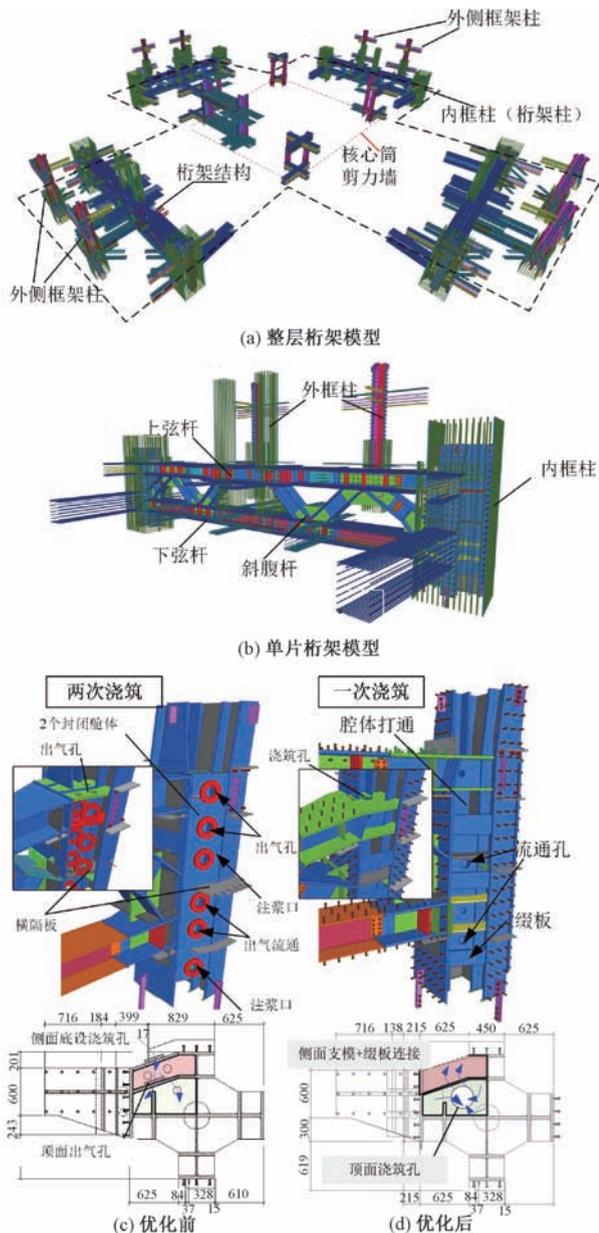


图 5 钢结构深化 BIM 模型 mm

Fig. 5 Detailed steel BIM model

前述工程概况中已提及,因结构建筑要求,桁架结构设置偏心构造,柱截面增设钢板保证腹板传力。

但正因为该腹板,桁架柱截面形成了封闭舱室。因此,原设计要求二次浇筑混凝土。

二次浇筑混凝土时,结构设计存在两个封闭舱室,并在两道封闭舱室的腹板上开孔,如图5(c)所示。因横隔板分隔舱室,需在舱室下设注浆口,上设流通孔和出气孔,采用压浆操作进行浇筑,但因两层舱室浇筑难、高强混凝土强度高,对压浆设备、所用水泥强度要求较高。为此,基于钢结构深化模型,优化结构布置,在钢柱横隔板开设顶面浇筑孔,内侧仍封闭的舱室腹板开设流通孔,外侧舱室不封闭而改为缀板连接,从而大大减小封闭空间,并可优化为一次浇筑混凝土。优化后的结构及混凝土浇筑流向如图5(d)所示。

#### 4 基于施工过程数值模拟的安装流程设计

##### 4.1 桁架安装流程

每片桁架安装流程如图6所示,共分成5个步骤。

1) 吊装桁架柱,即节段1和节段4,与下层柱通过螺栓预连接;再测量复核钢柱位置和垂直度后完成焊接。与此同时,进行胎架安装,胎架为标准支撑架(2 m×2 m×1.5 m),作为桁架临时放置制作。支撑架设置高度为4.5 m。承重胎架具体构造为2 m标准节段的四肢格构柱,四肢采用 $\phi 89 \times 4$ 钢管,截面尺寸为2 m×2 m,缀条采用 $\phi 60 \times 3.5$ 钢管,材质均为Q355B,承重胎架大致可分为4片胎架组成,胎架接长采用M16×50高强螺栓连接,如图6(a)所示。

2) 塔吊吊装节段2,该结构一侧与桁架柱腹板进行螺栓连接,另一侧落在胎架顶部设置的千斤顶上,如图6(b)所示。胎架顶部标高应达到计算预拱值,该值的取值方法在4.2节中给出。

3) 塔吊吊装节段3,同节段2安装方法,并安装螺栓连接节段2、3,如图6(c)所示。

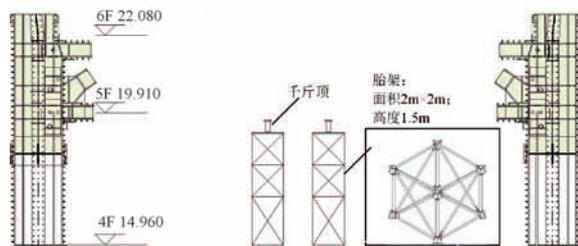
4) 先测量桁架整体位置、尺寸,重点校核柱垂直度、梁预拱度,通过千斤顶微调梁底预拱度;然后对各个钢桁架连接区域进行焊接,焊接时先边跨后中跨,如图6(d)所示。

5) 完成桁架制作,拆除胎架,进行后续上弦梁、下弦梁和柱的钢筋模板工作,如图6(e)所示。

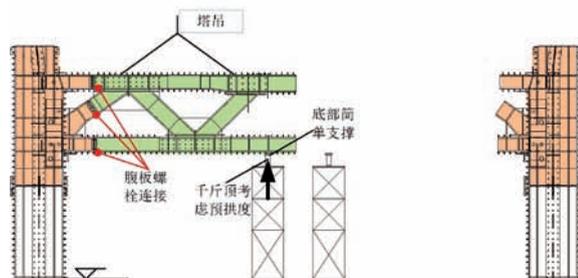
##### 4.2 大跨钢桁架施工状态的数值模拟计算方法

上述流程中,胎架顶部预拱度设定至关重要,胎架初始预设高度应由3部分位移组成,分别为:

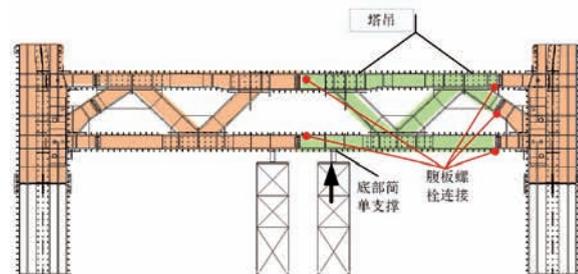
1) 吊装桁架梁(节段2)时,在有胎架支撑条件下,半片桁架因自重引起的跨中下挠;



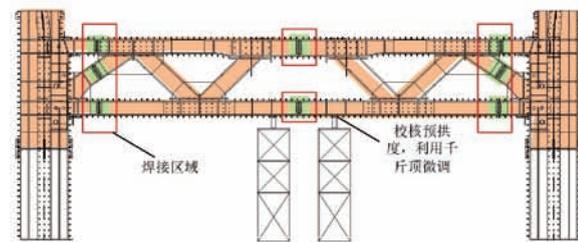
(a) 吊装桁架柱(节段1和4)



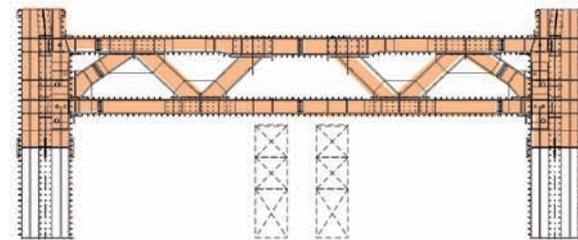
(b) 吊装桁架梁(节段2)



(c) 吊装桁架梁(节段3)



(d) 桁架焊接



(e) 拆除胎架

图6 桁架梁柱安装流程

Fig. 6 Installation of steel truss beams and columns

2) 焊接完成后,拆除胎架后、浇筑混凝土前,整体桁架因自重和后期钢筋作用引起的跨中下挠;

3) 结构设计中,考虑钢筋混凝土时设置的跨中预拱。

上述3部分位移中,前两者需要结构刚度进行

计算,而钢结构板件构造复杂难以通过手算得到。为此,本文采用 ABAQUS 有限元软件,建立三维实体有限元模型,模拟钢桁架安装流程中关键步骤。

图 7 为大跨钢桁架施工状态有限元模型。为简化计算过程,建立 1/2 模型。考虑下层柱边界影响,结构建立中下层柱 4.5 m 高,桁架柱 4.88 m 高,桁架梁净跨 16.2 m。结构各板件尺寸如图 2 所示。

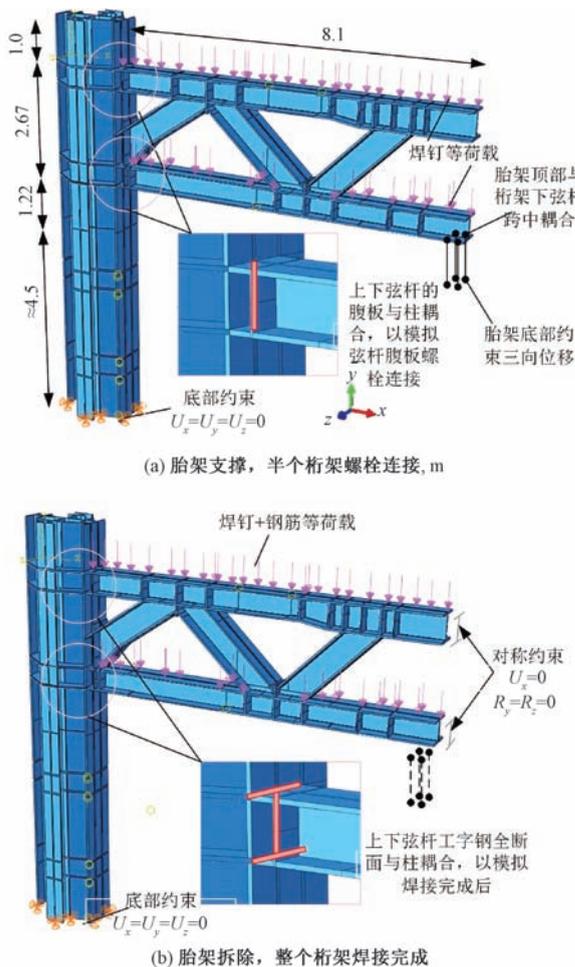


图 7 桁架数值模型及边界条件

Fig. 7 Numerical model and boundary conditions of steel truss structures

吊装桁架梁(节段 2)时,模型边界为桁架柱底部约束三向位移;设置胎架且其底部约束三向位移。桁架梁与桁架柱一侧将腹板与结构耦合,以模拟桁架截面未完全连接状态,即仅腹板通过螺栓连接的施工状态;胎架顶部与桁架梁底面耦合,模拟对结构的支撑作用。

吊装桁架梁(节段 2)时,结构的荷载主要为自重,取  $g=9.8 \text{ m/s}^2$ ,同时计算时考虑焊钉、钢筋连接板、部分加腋型型钢加劲板等未在模型中考虑的结构重量影响。结构中胎架的刚度以实际结构取值,

为 4 根 4.5 m 长  $\phi 89$  的轴向刚度。

焊接完成拆除胎架时,桁架柱底部约束三向位移;取桁架半结构,对跨中桁架截面建立对称约束,即约束了  $x$  向位移和绕  $y, z$  轴转角,如图 7(b) 所示。桁架梁与桁架柱一侧、两段桁架梁跨中截面各个板件均采用焊接进行耦合,以模拟桁架截面焊接后的完全连接状态。此时胎架已经拆除,模型不考虑胎架顶部与桁架下弦杆的耦合。

焊接完成拆除胎架时,结构的荷载主要为自重,取  $g=9.8 \text{ m/s}^2$ 。除了钢加劲板等未在模型中考虑的结构自重荷载,同时需考虑后续钢筋工作等带来的对结构变形的影响。

图 8 为有限元计算结果。计算结果显示,当架设桁架梁(节段 2)时,虽然设有胎架,但胎架刚度小,竖向变形大,对结构的支撑作用有限,结构跨中挠度最大,为 6.41 mm。结构荷载通过腹板传递至桁架柱,引起的钢板应力绝大部分小于 15 MPa,部分腹板连接位置因应力集中可达到 60 MPa,但影响范围较小。

当撤出胎架后,在自重和钢筋作用下,结构跨中进一步下挠 1.53 mm,此时荷载通过上下弦梁形成的结构传递荷载,结构大部分板件应力在 7~9 MPa 之间,结构荷载较小。

综上所述,钢结构在吊装桁架梁(节段 2)时,在有胎架支撑条件下,半片桁架因自重引起的跨中下挠较大,胎架支撑刚度不足;叠加焊接完成后,拆除胎架后、浇筑混凝土前,整体桁架因自重和后期钢筋作用引起的跨中下挠累计为 7.9 mm。

再考虑结构设计要求;取跨径的 1/1 000 作为预拱度,至吊装流程第 2 步处,胎架顶部标高应达到的计算预拱度为 24.1 mm。

## 5 现场实施和过程监测

图 9 给出了桁架层施工的部分步骤,根据前文介绍的桁架层施工流程,吊装、定位、安装、焊接形成桁架层结构。

安装前胎架顶面标高基于数值模拟计算结果和设计院要求、考虑现场施工误差,设置预拱度为 25 mm;安装后复测为 16 mm;焊接完成、胎架拆除后复测为 15 mm,与数值模拟结果相近。

## 6 结论

杭州西站超高层建筑转换层采用钢桁架型钢混凝土结构,其中钢桁架设计施工对结构长期性能至

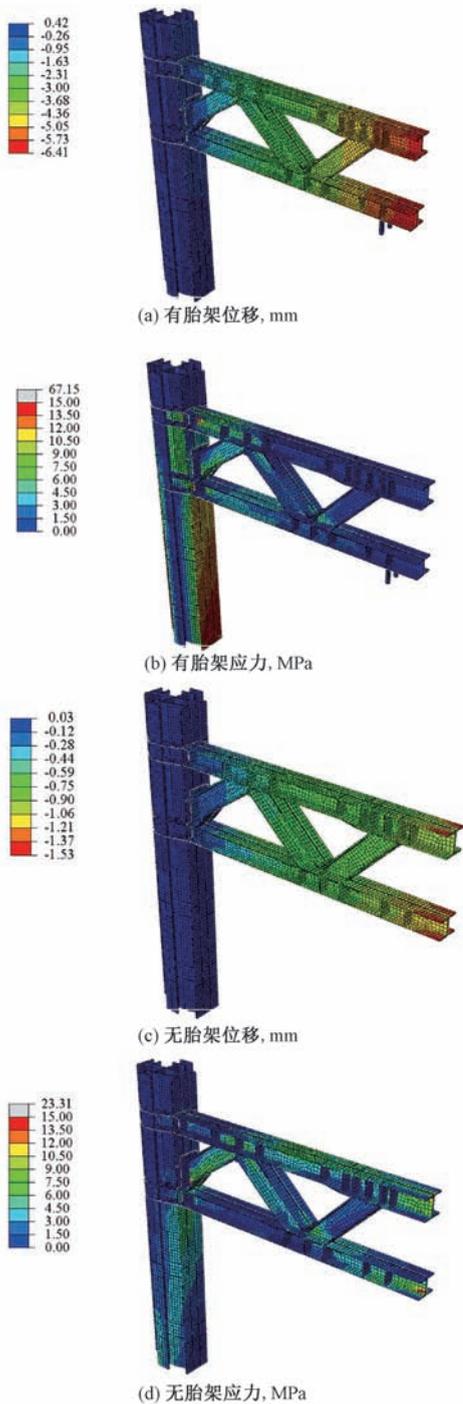


图8 有限元计算结果  
Fig. 8 Finite element results



图9 现场实施  
Fig. 9 Implementation on site

下,基于可视化模型,优化钢板布置。通过改整板为缀板减少封闭空间、增大横隔板孔洞改变混凝土流向,以保证结构一次浇筑成型。

3) 建立三维实体非线性有限元模型,计算施工状态下 16.2 m 跨径桁架层结构受力变形。结果显示,胎架刚度小,对结构的支撑作用有限;架设半侧桁架时,结构跨中挠度最大为 6.41 mm;当拆除胎架后,结构跨中进一步下挠 1.53 mm。

4) 基于有限元计算结果,结合塔吊吊装能力,设计桁架层安装流程,明确预拱值取值 24.1 mm,约为跨径的 1.5/1 000。结合施工过程中对桁架结构尺寸、挠度复测,确保钢桁架施工精度和质量。

参考文献

[1] 沈朝勇,黄襄云,周福霖,等. 带 SRC 桁架转换层及钢加强层高层建筑抗震性能研究[J]. 地震工程与工程振动, 2004,24(6): 83-88.

[2] 张良,张莉莉,张玉品,等. 超高层桁架转换层钢结构施工技术[J]. 建筑技术, 2015,46(4): 334-337.

[3] 赵东明,王鹏,张欣,等. 超高层钢结构转换层施工技术[J]. 钢结构, 2014,29(7): 67-69.

[4] 李冬梅. BIM 技术在超高层建筑施工中的应用研究[J]. 钢结构, 2018,33(9): 122-126.

[5] 唐俊峰,汪浩. BIM 技术在成都环球贸易广场超高层建筑施工中的应用[J]. 施工技术, 2017,46(11): 151-153.

[6] 万炜凡. 大悬挑钢结构桁架层关键施工技术应用分析[J]. 建设科技, 2021(9): 102-108.

[7] 蒋金生,叶可名. 上海新国际博览中心钢桁架结构的施工及临时支承拆除的卸载过程分析[J]. 建筑结构学报, 2006,27(5): 118-122.

[8] 刘勇. 超高层建筑转换层的施工技术研究[J]. 山东农业大学学报(自然科学版), 2018,51(3): 537-541.

[9] 沙志国,沙安. 建筑结构荷载设计手册[M]. 4 版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2022.

关重要。本文在钢桁架施工过程中采用多种方法解决问题,并得到结论如下:

1) 通过吊重分析(选择合适塔吊型号)、堆载和行车分析,校核地库顶板承载能力,优化场地布置,确保钢结构吊装、运输能力满足。

2) 通过建立钢结构三维模型,预判封闭舱室及需提前浇筑混凝土的难点;在不影响结构性能前提

## Key Construction Techniques for Steel Truss of Transfer Floor in Super High Rise Tower

Shenghui Wu<sup>1</sup> Yongxuan Li<sup>1</sup> Jun Liu<sup>1</sup> Zhihua Fu<sup>1</sup> Chengjie Wu<sup>1</sup> Zichuan Xia<sup>1</sup>  
Yuchen Guan<sup>1</sup> Yurong Zhang<sup>2</sup>

(1. *China Construction Second Engineering Bureau Ltd. , East China Company, Shanghai 200135, China;*

2. *College of Civil Engineering, Zhejiang University of Technology, Hangzhou 310014, China)*

### Abstract:

The transfer floor of super high-rise tower in Hangzhou West Railway Station project adopts the reinforced steel-concrete structure with large steel truss prefabricated, and the construction quality of the steel truss is crucial for the long-term performance of the structure. To ensure precise control of steel truss construction, three key technologies for steel truss construction are carried out. Firstly, based on the basic parameters of steel structure segmented weight, lifting arm length, lifting capability, the suitable tower crane model is selected through comparative analysis of lifting weight. Theoretical analysis and load bearing capacity verification of the basement roof is conducted. With the consideration of load distribution on simply-supported two-way slabs, the bearing capacity of the basement roof at the most unfavorable state during the driving conditions is analyzed. The site load deployment is clarified and the steel structure lifting capacity meets the requirements. Secondly, a three-dimensional model of the steel structure is built and information are integrated. Based on visualized complex steel structure model, the difficulty of pouring construction is judged by checking the enclosed compartments. In the original plan, two closed compartments are formed due to the interlacing of multiple web plates and transverse partitions; and a secondary pouring construction method was designed by grouting the closed compartments first and then uniformly pouring other steel reinforced concrete structures. Based on three-dimensional model and the principle of improving pouring quality, the concept to enlarge pouring holes on the top surface of the steel column diaphragm, remain flow holes on the inner cabin web, and change the outer sealed plate to several battens is proposed and discussed carefully, thereby greatly reducing the enclosed space. At the same time, the diaphragm holes enlarged, one-time-concreting shaping plan is proposed by changing the concrete flow direction from top to bottom, as an alternative method of secondary pouring plan from bottom to top, optimizing the steel structure structure to ensure pouring molding. Finally, with consideration of the lifting capacity of tower crane, the construction and installation process of the steel truss structures is designed. Based on the truss installation process, the components that affect mid span deformation is analyzed and the key parameter of mid span camber in the process is calculated. The initial preset height of the bed frame should be composed of three parts of displacement, those are, the mid span deflection caused by the self weight of the half truss when supported by the bed frame, deflection caused by the self weight of the overall truss after welding and dismantling the bed frame, and displacement designed at the mid span for the pre-arch structure when reinforced concrete is considered in the structural design. A three-dimensional solid nonlinear finite element model is established by ABAQUS, and the deflection of 16.2 m span truss structure under the construction state considering the support stiffness for the aforementioned key construction processes. The results show that when installing the half truss, the maximum mid span deflection of the structure is 6.41 mm; after removing the jig frame, the structure undergoes a further downward deflection of 1.53 mm in the span. Therefore, based on the finite element calculation results, the pre arch value is determined to be 24.1 mm, which is approximately 1.5/1 000 of the span.

**Key words:** super high-rise building; transfer floor; steel truss; lifting; steel structure installation; numerical simulation