

某超高层框-筒结构的竖向变形差分析与控制

孙佳兴*, 贾尚瑞, 叶冬晨, 邢遵胜
(浙江精工钢结构集团有限公司, 浙江 绍兴 312030)

摘要: 超高层框架-核心筒结构的施工周期长, 施工过程中结构的刚度、荷载、材性等不断变化, 外框架与核心筒之间将出现竖向变形差, 从而改变结构和构件的受力状态, 可能对结构产生不利影响。以某一正在施工的超高层框架-核心筒结构工程为研究对象, 进行了施工过程模拟, 首先介绍了结构竖向变形的基本规律, 验证了施工模拟结果的一致性。然后根据模拟结果给出了找平值的确定方法, 分析了不同阶段下结构外框架与核心筒间的竖向变形差及发展规律, 最后基于分析结果提出了竖向变形差值补偿、核心筒超前施工、框架梁延迟刚接等控制措施及建议, 减小了框筒间的竖向变形差, 可为类似工程施工提供指导依据。

关键词: 框架-核心筒结构; 收缩徐变; 竖向变形差; 施工模拟

中图分类号: TU974

文献标志码: A

文章编号: 1671-9379(2025)03-0093-10

DOI: 10.13969/j.jzgjgz.20231016001

Analysis and Control of Vertical Deformation Difference of a Super High-Rise Frame-Core Tube Structure

SUN Jiaxing*, JIA Shangrui, YE Dongchen, XING Zunsheng
(Zhejiang Jinggong Steel Building Group Co., Ltd., Shaoxing 312030, China)

*Corresponding author: 294928143@qq.com

Abstract: The construction period of a super high-rise steel frame-core tube structure is long, and the stiffness, load and material properties of the structure constantly change during the construction process. There will be vertical deformation differences between the outer frame and the core tube, which will change the stress state of the structure and components and may have adverse effects on the structure. Taking a super high-rise building with the steel frame-core tube structure under construction as the research object, a construction process simulation was conducted. Firstly, the basic laws of vertical deformation of the structure were introduced, and the consistency of the construction simulation results was verified. Then, based on the simulation results, a method for determining the construction leveling value was provided, and the vertical deformation differences and development laws between the outer frame and the core tube of the structure at different stages were analyzed. Finally, based on the analysis results, control measures and suggestions such as vertical deformation difference compensation, advanced construction of the core tube, and delayed rigid connection of the frame beam were proposed to reduce the vertical deformation differences between the frame and core tube, which can provide guidance for similar engineering construction.

Keywords: frame-core tube structure; shrinkage and creep; vertical deformation difference; construction process simulation

收稿日期: 2023-10-16

作者简介:

孙佳兴(1993—), 男, 硕士, 工程师, 主要从事钢结构施工方面的工作。E-mail: 294928143@qq.com。(通信作者)

贾尚瑞(1985—), 男, 硕士, 高级工程师, 主要从事钢结构施工方面的工作。

框架-核心筒结构体系因具有受力形式合理、抗震性能良好的特性,在超高层建筑中得到广泛应用。但在施工过程中结构的刚度、荷载不断变化,混凝土材料的收缩、徐变不断发展,外框柱与核心筒剪力墙之间必然会产生竖向变形差,从而影响结构施工质量。《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2010)^[1]中相关条文明确规定:在进行竖向荷载作用下的结构计算时宜考虑柱、墙在施工过程中轴向变形差的影响。

自上世纪70年代起,高层建筑的竖向变形差问题就已逐渐引起众多学者的关注。国内学者自90年代起也开始高度重视该类问题。周绪红等^[2]根据对钢框架-钢筋混凝土核心筒体系结构的竖向变形差异计算,强调对于超过150 m的钢框架-钢筋混凝土核心筒体系必须考虑竖向变形差异问题,且指出混凝土的收缩、徐变对竖向变形差的影响显著。傅学怡^[3]和罗小华^[4]提出了高层建筑竖向变形的理论计算方法并进行了验证。部分学者以某些具体的高层建筑项目工程为例,分析了混凝土的收缩、徐变以及温度对结构竖向变形差值的影响,并提出了变形补偿的具体措施和建议^[5-13]。但因为不同高层建筑项目的高度、结构布置、构件类型等均存在差异,所以针对不同工程的竖向变形差控制措施及建议也不同,难以形成具有系统性的研究结论,这使得其在指导具体工程施工时适用性较差。因此,为确保研究结论能够指导具体工程的施工实践,仍有必要根据工程详细信息针对性地开展深入研究。

基于某一正在施工的超高层钢管混凝土框架-钢筋混凝土核心筒结构工程的施工需要,本文将以其为研究对象进行施工模拟,分析其在各个阶段外框柱与核心筒剪力墙之间的竖向变形差及发展规律,并提出减小结构框筒间竖向变形差的控制措施及建议,为该工程施工提供具体可行的指导,同时可为类似工程施工提供参考。

1 计算模型

1.1 工程概况

本项目位于山东省日照市,是一座超高层大型商业、办公综合体建筑,效果图如图1所示,总建筑面积为24.01万 m^2 ,地下4层、裙房4层、地上塔楼91层(含塔冠),建筑高度为390.30 m,采用钢管混凝土框架-钢筋混凝土核心筒结构体系,其中结构的第22层、第44层、第66层及第88层设有环带桁架,第44层和第66层设有伸臂桁架。结构主要竖向构件的设计截面及强度参数如表1所示。该项目已于2023年初开工,目前处于地上塔楼结构施工阶段,预计可于2026年竣工并投入使用。



图1 项目效果图

Fig. 1 Project rendering

表1 结构主要竖向构件设计截面及强度

Table 1 Design cross-section and strength of main vertical components of structure

| 楼层 | 混凝土剪力墙 | | 钢管混凝土柱 | | |
|-------|-----------|-----------|-------------------------|----------|-----------|
| | 墙厚/ mm | 混凝土 等级 | 柱截面/ mm | 钢材 牌号 | 混凝土 等级 |
| B4~13 | 1 300 | | $\Phi 2\ 100 \times 45$ | | |
| 14~24 | 1 300 | | $\Phi 2\ 000 \times 40$ | | |
| 25~37 | 1 100 | C60 | $\Phi 1\ 900 \times 40$ | Q345GJC | C60 |
| 38~48 | 900 | | $\Phi 1\ 700 \times 35$ | | |
| 49~55 | 800 | | $\Phi 1\ 500 \times 30$ | | |
| 56~59 | 800 | | $\Phi 1\ 500 \times 30$ | | |
| 60~65 | 700 | C50 | $\Phi 1\ 300 \times 25$ | Q345GJC | C50 |
| 66~77 | 600 | | $\Phi 1\ 300 \times 25$ | | |
| 78~80 | 500 | | $\Phi 1\ 300 \times 20$ | | |
| 81~88 | 350 | C40 | $\Phi 1\ 100 \times 20$ | Q345GJC | C50 |
| 89~91 | — | — | $\Phi 1\ 100 \times 20$ | Q345GJC | C50 |

1.2 施工计算模型及参数定义

本工程采用了Midas Gen软件进行施工过程模拟,其中混凝土剪力墙及楼板等构件采用板单元来模拟,钢梁及钢管混凝土柱等构件采用梁单元来模拟。对于钢管混凝土柱截面和材性的定义,现阶段通常采用组合截面法或重合单元法^[14],本工程将采用钢管-混凝土组合截面形式和相应强度等级的钢材-混凝土组合材料特性对钢管混凝土柱进行截面和材性定义,该方法同时也能够考虑钢管混凝土柱中混凝土材料的收缩、徐变等时变特性所产生的影响,得到的结构计算模型如图2所示。

本工程楼层数较多,在保证计算效率的前提下为了更准确地反映模拟结果,这里将结构从开工到竣工10年

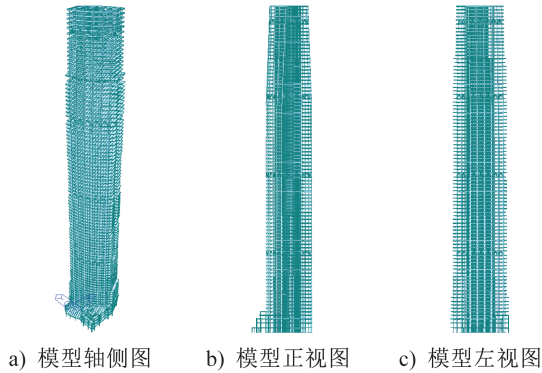


图2 计算模型

Fig. 2 Calculation model

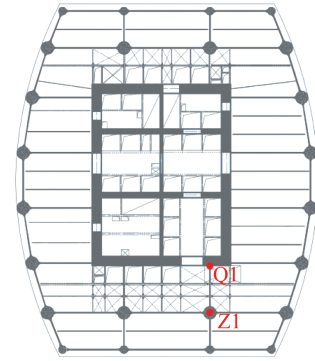


图3 竖向变形参考点

Fig. 3 Reference points for vertical deformation

后的全过程划分为共52个特征施工步,暂不考虑地下结构,地上楼层按7d施工一层的施工速度考虑,故结构封顶总工期约为680d,竣工总工期约为1410d。模拟时考虑的荷载主要包括结构自重、施工活载、附加恒载以及设计活载,如表2所示。

表2 施工过程模拟分析阶段
Table 2 Analysis stages of construction process simulation

| 阶段 | 特征施工步 | 恒荷载 | 活荷载 |
|--------|---------------|---------------|---|
| S1~S46 | 逐层施工 | | |
| S47 | 核心筒封顶 | 结构自重 | 施工活载为 $1.5\text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$, 当前楼层阶段激活 |
| S48 | 外框架封顶 | | |
| S49 | 封顶后半年 | 结构自重 及附加恒载 | — |
| S50 | 竣工(封顶 后2年) | 结构自重 | 设计活载 |
| S51 | 竣工后3年 | 结构自重 及附加恒载 | |
| S52 | 竣工后10年 | | |

关于混凝土收缩、徐变特性参数的选用,现阶段研究成果表明,规范CEB-FIP提供的混凝土收缩徐变模型(CEB-FIP模型)对结果的预测通常较为准确^[14],因此本文在此基础上采用CEB-FIP模型以及现场提供的混凝土材性试验数据进行模拟,混凝土的实际施工情况可以更真实地反映本工程中混凝土收缩、徐变对结构墙柱间竖向变形的影响程度。

1.3 竖向变形参考点

为对比分析墙、柱竖向变形的特点,在核心筒剪力墙与外框柱两处分别选择一个参考点,通过施工模拟计算两个参考点在施工过程中的竖向变形,如图3所示,其中Q1代表核心筒剪力墙典型参考点,Z1代表外框架钢管混凝土柱典型参考点。

2 施工过程模拟结果分析

2.1 结构竖向变形规律概述

施工过程中,结构是自下而上逐层依次形成的,结构第 k 层高度处发生的竖向变形 D_k 由第 k 层及下部已施工各楼层的累计竖向变形 D_{k1} 和第 k 层以上各楼层荷载使第 k 层及下部各楼层产生的累计竖向变形 D_{k2} 两部分组成。不考虑混凝土收缩徐变影响时,上述两部分竖向变形可按式(1)~(2)计算。

当前楼层为第 k 层时,第 k 层及下部已施工各楼层的累计竖向变形 D_{k1} 可表示为:

$$D_{k1} = \sum_{j=1}^k P_j \sum_{i=1}^j \frac{H_i}{E_i A_i} \quad (1)$$

当前楼层为第 k 层时,第 k 层上部各楼层荷载使第 k 层及下部各楼层产生的累计竖向变形 D_{k2} 可表示为:

$$D_{k2} = \sum_{j=k+1}^n P_j \sum_{i=1}^k \frac{H_i}{E_i A_i} \quad (2)$$

式中: P_j 为第 j 层的竖向荷载; H_i 为第 i 层的层高; E_i 为第 i 层结构的弹性模量; A_i 为第 i 层结构的截面面积; n 为已施工完成的楼层数。

为更清晰地反映超高层结构的竖向变形规律,假定结构每一层的竖向荷载、层高、弹性模量和截面面积均相同,则上述两式可简化为理想情况的表达形式如下:

$$D_{k1} = \frac{k(k+1)PH}{2EA} \quad (3)$$

$$D_{k2} = \frac{k(n-k)PH}{EA} \quad (4)$$

此时结构第 k 层高度处发生的竖向变形 D_k 的简化表达式为:

$$D_k = D_{k1} + D_{k2} = \frac{k(2n-k+1)PH}{2EA} \quad (5)$$

根据竖向变形的函数表达式极值特点可知,对于第 k 层及下部已施工各楼层的累计竖向变形 D_{k1} ,当楼层变量 $k > 0$ 时,其值随楼层的增加而增大,且增长速度呈增大

趋势,在结构顶层处达到最大值;对于第 k 层以上各楼层荷载使第 k 层及下部各楼层产生的累计竖向变形 D_{k2} ,其值随楼层的增加呈先增大后减小的趋势,当楼层 $k = n/2$ 时,竖向变形值最大,即在结构中部楼层时达到最大值;对于结构第 k 层高度处发生的竖向变形 D_k ,在楼层变量范围 $1 < k < n$ 内,其值随楼层的增加而增大,且增长速度较为平缓,同样在结构顶层处达到最大值。

2.2 结构施工找平值的确定

工程施工时会当前施工楼层适时调整至设计标高,从而补偿下部已施工楼层产生的竖向变形,这一过程即为施工找平。混凝土核心筒一般通过调整每层模板的搭设高度、混凝土的浇筑高度来实现层高控制和施工找平。钢结构则通常采用现场调整对接口焊缝间隙的方法来实现施工找平,但如果找平补偿值较大,则还需要通过调整构件的加工下料长度来实现有效补偿。

本工程施工至封顶的过程中墙、柱的竖向变形模拟结果如图4所示,其中施工找平值即为 D_{k1} ,施工变形值则为 D_{k2} ,总变形值为二者之和 D_k 。墙、柱的施工找平值均随楼层的增加而增大,在结构顶层达到最大值;施工变形值随楼层的增加呈先增大后减小,剪力墙施工变形最大值出现在第48层,外框柱施工变形最大值出现在第50层,均为结构中部楼层;竖向总变形值随楼层的增加而增大,同样在结构顶层达到最大值,与计算式(3)~(5)反映的结构竖向变形规律一致。

核心筒剪力墙每层均需施工找平,而外框柱根据其加工分段,一般以每两层为一段进行找平。因此根据上述总变形值可计算得到每层剪力墙和每段外框柱的找平值如图5所示。随着结构逐层向上施工,每层结构的找平值呈现出逐渐增大的趋势,但每层结构的找平最大值均不超过4 mm,整体处于较低水平。对于结构的第22层、第44层、第66层以及第88层等环带桁架层与伸臂桁架层,相较于其他楼层,这些楼层的层高显著增加,楼层荷载也明显增大,因此找平值出现突增。

2.3 不同阶段竖向变形差值分析

2.3.1 封顶前结构竖向变形差

超高层建筑的墙、柱竖向变形较大,且混凝土的收缩徐变特性对其竖向变形影响显著,墙、柱间会产生较大竖向变形差,进而导致构件内力重分布,影响结构受力性能^[2]。本工程施工模拟中考虑了混凝土收缩徐变以及强度的时变特性,得到墙、柱的施工阶段竖向变形如图6所示。墙、柱的施工阶段竖向变形由弹性压缩和收缩徐变两部分组成。剪力墙为钢筋混凝土结构,其收缩徐变占比达42.4%,外框柱为钢管混凝土结构,其收缩徐变占比

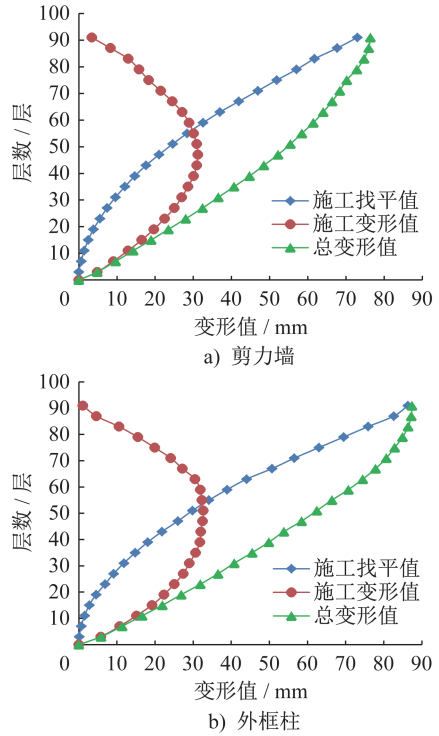


图4 墙、柱竖向变形值

Fig. 4 Vertical deformation of walls and columns

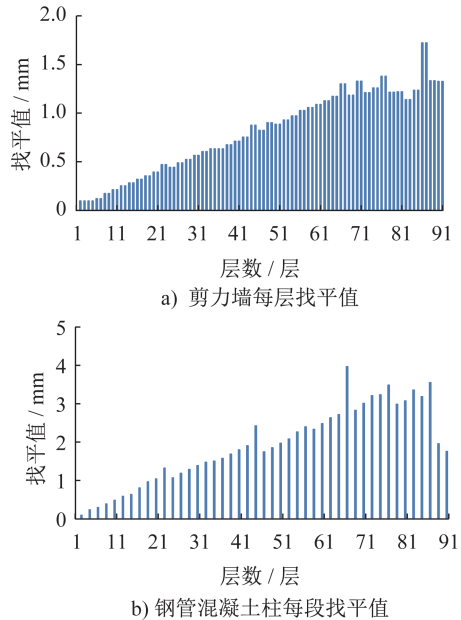


图5 墙、柱施工找平值

Fig. 5 Construction leveling value of walls and columns

仅为5.6%。

从设计角度出发,虽然墙、柱会发生竖向变形,但如果变形差值为0,则对结构受力不产生影响。本工程施工过程中墙、柱竖向变形差如图7所示,其中差值为正表示剪力墙的竖向变形大于外框柱的竖向变形,反之则表示外框柱的竖向变形大于剪力墙的竖向变形。可见本工程

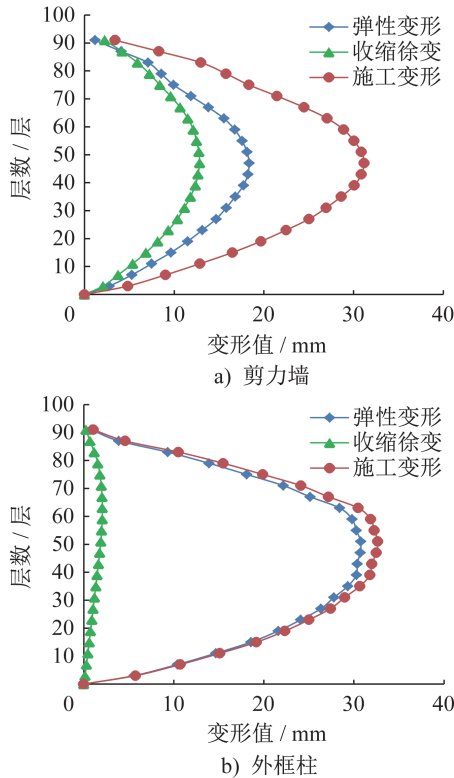


图6 封顶前的墙、柱施工变形值

Fig. 6 Construction deformation of walls and columns before structural completion

中外框柱的竖向变形普遍大于核心筒竖向变形,混凝土的收缩徐变对墙、柱间竖向变形差的影响显著,但对本工程的墙、柱竖向变形差控制起到有利作用。最大变形差出现在第66层,最大值为3.7 mm。

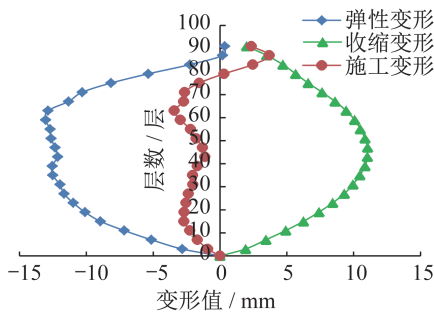


图7 封顶前墙、柱施工变形差

Fig. 7 Construction deformation difference of walls and columns before structural completion

竖向变形差会在钢框架梁处产生附加内力,将最大竖向变形差出现的位置及相邻标准层处的钢框架梁分别编号为GKL1和GKL2,计算由竖向变形差引起的钢梁附加内力,其与钢梁设计承载力的对比如表3所示。可见在发生最大竖向变形差的楼层和标准层中,钢梁附加弯矩较附加剪力影响更大,但相对其设计承载力均较小,可认为在结构施工至封顶的过程中,墙、柱间竖向变形差对

结构性能的影响较小。

表3 封顶阶段钢梁的内力对比

Table 3 Comparison of internal forces of steel beam during structural completion

| 编号 | 类别 | 设计承载力 | 附加内力 | 比例/% |
|------|-----------|---------|-------|------|
| GKL1 | 弯矩/(kN·m) | 8 898.3 | 604.6 | 6.8 |
| | 剪力/kN | 5 683.5 | 72.0 | 1.3 |
| GKL2 | 弯矩/(kN·m) | 1 482.6 | 46.5 | 3.1 |
| | 剪力/kN | 1 271.5 | 5.5 | 0.4 |

2.3.2 竣工时结构竖向变形差

在本工程的施工模拟中,于封顶半年后一次性完成附加恒载的施加以模拟二次结构、幕墙、精装等荷载作用;在封顶两年后一次性完成设计活载的施加以模拟竣工并投入使用阶段后的荷载作用。结构在竣工后的墙、柱竖向变形情况如图8所示。由于工程竣工时新增了附加恒载与设计活载,结构的弹性压缩变形进一步发展,同时混凝土收缩徐变随时间不断增大,导致墙、柱竖向变形显著增大。该阶段对应的剪力墙最大竖向变形出现在第66层,变形值为71.3 mm外框柱的最大竖向变形也出现在第66层,变形值为86.4 mm,相较于封顶阶段,出现最大竖向变形的的位置明显上移。

此时的墙、柱竖向变形差如图9所示。与封顶阶段

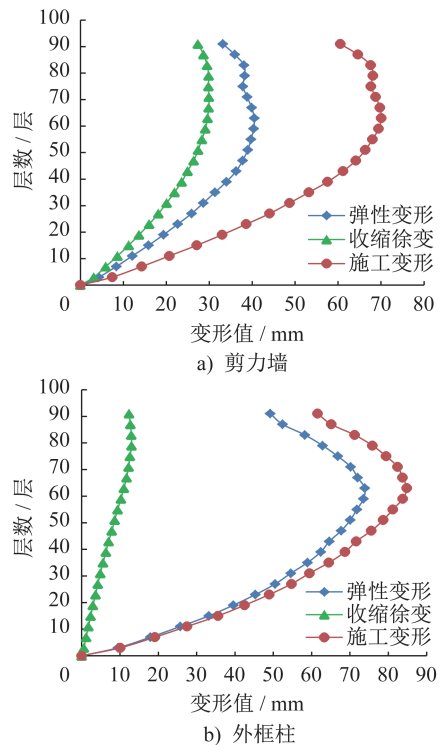


图8 竣工后墙、柱施工变形值

Fig. 8 Construction deformation of walls and columns after completion

相比,最大变形差仍然发生在第66层,差值为15.1 mm。外框柱较剪力墙发生更大的竖向变形,附加恒载及使用活载的施加对墙、柱竖向变形差的影响较大。

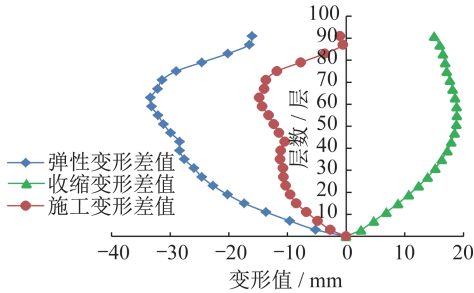


图9 竣工后墙、柱施工变形差

Fig. 9 Construction deformation difference of walls and columns after completion

同样以钢框架梁 GKL1 和 GKL2 为对象,计算该阶段下竖向变形差引起的钢梁附加内力,其与钢梁设计承载力的对比如表 4 所示。相较于封顶阶段,该阶段下钢梁附加内力的影响明显增大,尤其是钢梁附加弯矩占其设计承载力的比重已高达 27.8%,结构性能产生较大折减。

表4 竣工阶段钢梁的内力对比

Table 4 Comparison of internal forces of steel beam during completion

| 钢梁编号 | 内力类别 | 设计承载力 | 附加内力 | 比例/% |
|------|-----------|---------|---------|------|
| GKL1 | 弯矩/(kN·m) | 8 898.3 | 2 467.4 | 27.8 |
| | 剪力/kN | 5 683.5 | 293.8 | 5.2 |
| GKL2 | 弯矩/(kN·m) | 1 482.6 | 189.8 | 12.8 |
| | 剪力/kN | 1 271.5 | 22.4 | 1.8 |

2.3.3 长期荷载作用下结构竖向变形差

长期荷载作用下,结构的弹性变形基本不变,但混凝土的收缩徐变仍会继续发展。工程竣工后3年及竣工后10年等不同阶段下的墙、柱竖向变形发展情况如图10所示。

长期荷载作用下,外框柱的竖向变形增加较缓慢,而剪力墙的竖向变形增加较明显,不同阶段下墙、柱竖向变形差如图11所示。通过对比结构在不同阶段下的墙、柱竖向变形差,可知在结构封顶阶段,只考虑自重情况下墙、柱的竖向变形差很小;竣工阶段新增了附加恒载及使用活载,导致墙、柱竖向变形差显著增大;竣工后随时间增加,混凝土收缩徐变增大导致剪力墙竖向变形增大,从而缩小了墙、柱之间竖向变形差。因此可认为本工程竣工阶段墙、柱竖向变形差最大,最大值出现在第66层,而随着结构投入使用,墙、柱间竖向变形差逐渐减小。

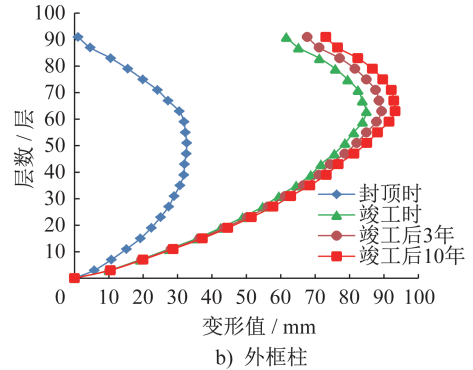
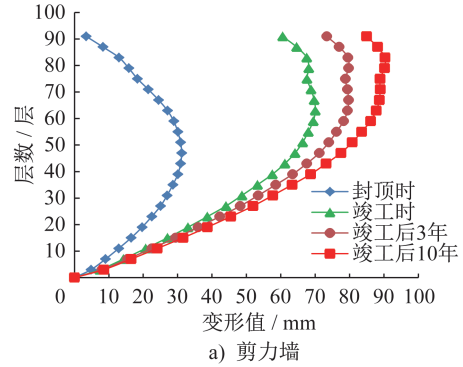


图10 长期荷载作用下墙、柱施工变形值

Fig. 10 Construction deformation of walls and columns under long-term loading

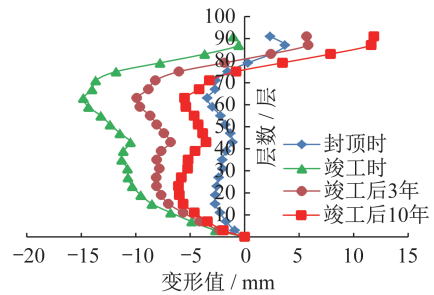


图11 长期荷载作用下墙、柱施工变形差

Fig. 11 Construction deformation difference of walls and columns under long-term loading

3 减小竖向变形差异影响的措施

本项目已于2023年初开工,本节将结合“先补偿、后释放、再抵抗”的控制理念,从施工角度提出减小结构竖向变形差影响的控制措施及建议,用于指导本工程施工。

3.1 竖向变形差值补偿

前文已对本工程施工找平值的确定进行了分析,但施工找平只是在当前楼层施工阶段将墙、柱等竖向构件及时调整至绝对设计标高,补偿的是施工本楼层前结构发生的竖向变形,并不能抵消施工本楼层之后墙、柱间的竖向变形差。若要使工程竣工阶段结构的各楼层标高恰好等于绝对设计标高,则还需要对各楼层进行竖向变形的预补偿以消除墙、柱间竖向变形差,称之为施工预抛高^[15]。施工

预抛高的实质就是提高结构的施工控制标高,即将结构在工程竣工时的竖向变形反向累加至绝对设计标高从而得到施工控制标高,各楼层墙、柱构件施工预抛高值如图12所示。在施工过程中,需要控制当前施工楼层的完成标高为其绝对设计标高与施工预抛高值之和。

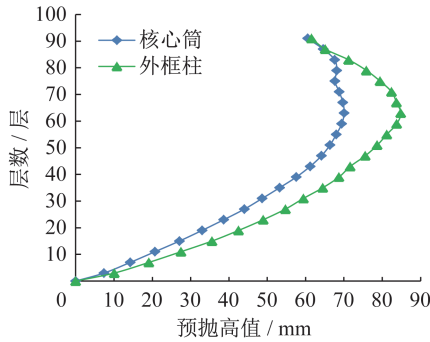


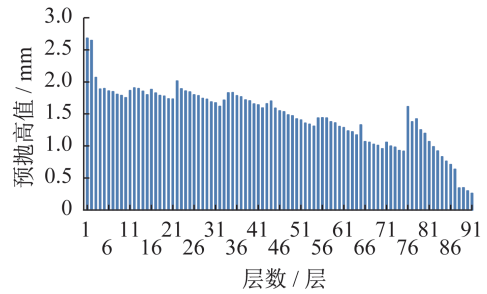
图12 墙、柱施工预抛高值

Fig. 12 Flip-height value of walls and columns

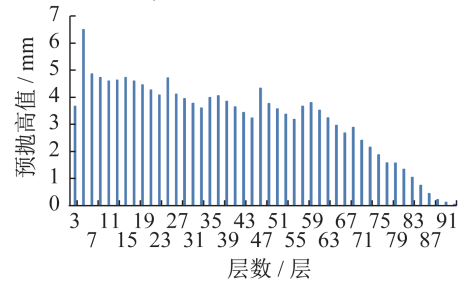
结合施工找平值和施工预抛高值,得到本工程的墙、柱构件施工高度或长度调整值如图13所示。由图可知,对于核心筒结构,剪力墙的每层高度调整值均不超过3 mm,通过调整混凝土浇筑高度很容易实现标高补偿。对于外框架结构,钢管混凝土柱分段的最大长度调整值为6.5 mm,相对其分段的长度变化不足1/1 500,仍然可采取调整钢管混凝土柱对接口焊缝间隙的方法进行补偿,无需调整加工下料长度,实施可行性较高。

3.2 核心筒超前施工

本工程的施工模拟结果显示外框柱的竖向变形大于



a) 剪力墙每层高度调整值



b) 外框柱每段长度调整值

图13 墙、柱长度调整值

Fig. 13 Length adjustment value of walls and columns

核心筒的竖向变形,因此控制核心筒超前施工可使其竖向变形提前发展,从而减小与外框柱间的变形差。参考类似工程施工资料,对于40层以上的框架-核心筒结构,其核心筒一般可超前8~15层施工。一些典型高层框架-核心筒结构的核心筒超前施工层数如表5所示^[15]。同时根据《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2010)^[1]中11.3.4条规定,一般核心筒提前外框架施工的层数不宜超过14层,避免在风荷载等作用下使混凝土筒体产生较大的变形和应力。

表5 典型高层建筑核心筒超前施工层数^[15]

Table 5 Number of advanced construction floors for core tube of typical high-rise buildings^[15]

| 工程名称 | 层数 | 高度/m | 核心筒超前层数 | 备注 |
|--------|----|-------|---------|-----------------|
| 金茂大厦 | 88 | 420.5 | 15 | 核心筒面积占标准层面积的26% |
| 世茂国际广场 | 63 | 333.0 | 12~15 | 核心筒面积占标准层面积的24% |
| 新世界大厦 | 60 | 262.0 | 10 | — |
| 上海银行大厦 | 43 | 230.0 | 6~10 | 核心筒面积占标准层面积的24% |
| 震旦大厦 | 37 | 158.0 | 6~12 | — |

本工程的结构层数为91层,建筑高度为390.3 m,核心筒面积占标准层面积约27%,同时考虑本工程的外附式塔吊和滑模工艺的影响,建议核心筒超前施工层数在规范建议范围内适当增加。对比同类工程施工方案后,建议本工程采用核心筒超前外框架施工层数为10~13层的施工方案。与核心筒超前外框架施工层数为4层时的结构竖向变形差对比,结果如图14所示,采用核心筒超前10~13层施工的方案后,结构墙柱之间竖向变形差的

最大值为10.0 mm,较核心筒超前4层施工时的最大竖向变形差15.1 mm,减小了33.8%,可见该方案确实有利于减小墙、柱间竖向变形差,又能避免核心筒外附式塔吊和滑模平台对外框架的干涉影响,具有可行性。

3.3 框架梁延迟刚接处理

本项目中的钢框架梁与外框柱间的节点连接形式为栓焊刚接,与剪力墙间的节点连接形式为铰接。若在钢

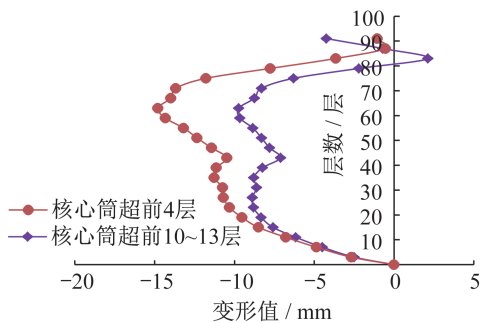


图14 核心筒超前施工层数的影响

Fig. 14 Influence of advanced construction floors on core tube

梁安装阶段即对刚接节点处的翼缘进行终固,则钢梁近柱端需承担由墙、柱竖向变形差带来的全部强制位移的影响。根据“释放”变形差的理念,建议在钢框架梁安装时对其刚接节点暂时只采用高强螺栓连接腹板而不焊接翼缘,此时框架梁近似处于两端铰接的状态。随着核心筒和外框架逐层向上施工,墙、柱可相对自由地发生竖向变形,产生的竖向变形差不会引起框架梁的附加内力。根据施工进度安排,在铺设该楼层的钢筋桁架楼承板之前,需先焊接框架梁与外框柱牛腿节点的上下翼缘,此后墙、柱间继续产生的竖向变形差才将在钢梁内引起附加内力,即钢梁近柱端只承担了部分墙、柱竖向变形差产生的影响。相较于安装时立即焊接翼缘的做法,该种方案下钢梁的附加内力将显著降低。

3.4 伸臂桁架终固时间控制

在该结构的第44层及第66层设有伸臂桁架,根据施工方案,伸臂桁架的终固时间可分为三种情况,分别为:①每道伸臂桁架在安装阶段立即终固;②两道伸臂桁架均在结构封顶后终固;③两道伸臂桁架均在幕墙、装修工程完成后终固。在工程竣工阶段,上述三种情况下结构的墙、柱竖向变形差如图15所示。在伸臂桁架立即终固的情况下,墙、柱竖向变形差最小,而伸臂桁架终固时间延后时,结构的竖向荷载也在逐渐增加,墙、柱间竖向变形差逐渐增大。这说明了伸臂桁架在结构中发挥着传递竖向荷载、加强内外框筒间协同受力的作用。因此,伸臂桁架越早进行终固,荷载就会越早由外框柱传递至剪力墙,从而使剪力墙竖向变形增大,外框柱竖向变形减小,墙、柱间竖向变形差越小。

但越早对伸臂桁架进行终固,伸臂桁架将承担越多的由后期墙、柱之间竖向变形差产生的附加内力;延后进行终固,又将导致标准层框架梁在过大竖向变形差的情况下产生更大的附加内力;此外,伸臂桁架终固时间过晚,也会导致施工阶段外框架与核心筒不能及时形成整

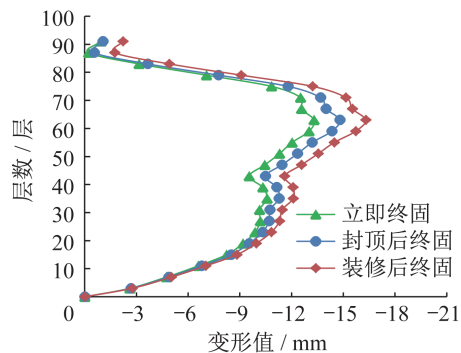


图15 伸臂桁架终固时间对结构变形差的影响

Fig. 15 Influence of final fixation time of outrigger truss on structural deformation difference

体刚度协同受力,从而影响结构稳定性。因此,结合对本工程伸臂桁架设计承载力的指导意见,采用安装阶段先固定伸臂桁架上下弦杆,封顶阶段固定伸臂桁架腹杆的方法进行施工,在有效保证伸臂桁架满足应力要求的情况下,尽早地对其进行终固。

3.5 竖向变形量的监测

本文是在施工模拟的基础上对该超高层结构进行的竖向变形分析,由于混凝土的时变特性以及施工过程中不确定因素的影响,结构的实际变形值可能存在一定偏差。因此施工过程中对结构变形的实时监测尤为重要。

结合本工程的结构平面布置情况和楼层数,沿高度方向设置8个监测楼层,在第11、22、33、44、55、66、76和88层,每层设置8个位移监测点,如图16所示。根据上述监测点布置,每隔一段时间进行一次测量,记录每个监测楼层中8个测点的标高数据,进而统计外框柱与核心筒相对应点位的竖向变形差并进行汇总,实时反映结构实际变形值与理论值的差异,然后通过不断进行施工调整以减小施工误差,并基于监测数据对后续施工过程中的变形数据进行预测,从而使结构达到预期设计效果。

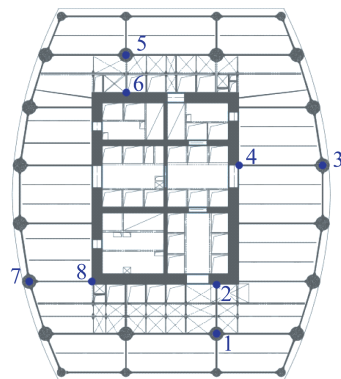


图16 结构变形监测点位布置

Fig. 16 Arrangement of deformation monitoring points

4 结论

本文对某一施工中的超高层框架-核心筒结构进行了施工过程模拟,分析了结构在各个阶段下的竖向变形差值发展规律,并从施工层面提出了相应的控制措施及建议,具体结论如下:

(1) 结构的墙、柱竖向变形均随楼层的增加呈先增大后减小的趋势,具有底部和顶部小、中间大的特点,最大竖向变形发生在结构中上部楼层处。

(2) 混凝土的收缩徐变在该结构施工中的竖向变形占比超42.4%,且长期荷载作用下该占比会逐渐增加,因此混凝土的收缩徐变对结构竖向变形及差值的影响不可忽略。

(3) 本工程墙、柱竖向变形差最大值出现在工程竣工阶段,最大值为15.1 mm,较封顶阶段的最大变形差3.7 mm明显增大;而随着结构投入使用,墙、柱间竖向变形差逐渐减小。

(4) 针对本工程,提出了“先补偿、后释放、再抵抗”的控制理念,具体为通过施工预抛高措施补偿竖向变形值、增加核心筒超前施工层数、延缓钢框架梁刚接时间等措施释放墙柱间竖向变形差,控制伸臂桁架满足受力要求时尽早终固来抵抗竖向变形差的继续发展,进而减小竖向变形差对结构造成的不利影响,保证结构受力性能良好。

(5) 实际施工过程中应加强对结构竖向变形的监测,实时反馈监测数据与理论计算的误差,从而可以及时调整施工预抛高值,更准确地指导工程施工。

参考文献:

- [1] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 高层建筑混凝土结构技术规程: JGJ 3—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Technical Specification for Concrete Structures of Tall Building: JGJ 3—2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.(in Chinese)
- [2] 周绪红, 黄湘湘, 王毅红, 等. 钢框架-钢筋混凝土核心筒体系竖向变形差异的计算[J]. 建筑结构学报, 2005, 26(2): 66-73. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2005.02.010.
ZHOU Xuhong, HUANG Xiangxiang, WANG Yihong, et al. Calculation of the differential shortening of steel frame-reinforced concrete core-wall structure[J]. Journal of Building Structures, 2005, 26(2): 66-73. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2005.02.010.(in Chinese)
- [3] 傅学怡. 高层建筑结构垂直荷载下的施工模拟计算[J]. 深圳大学学报, 1992, 9(增刊2): 23-29. DOI: 10.3969/j.issn.1000-2618.2003.04.002.
FU Xueyi. The simulated calculation of highrise building structure under vertical construction loads [J]. Journal of Shenzhen University (Science and Engineering), 1992, 9 (Suppl. 2): 23-29. DOI: 10.3969/j.issn.1000-2618.2003.04.002.(in Chinese)
- [4] 罗小华. 超高层建筑结构竖向变形估算[J]. 结构工程师, 2004, 20(6): 30-33. DOI: 10.15935/j.cnki.jggcs.2004.06.008.
LUO Xiaohua. Calculation of vertical deformation for super high-rise buildings[J]. Structural Engineers, 2004, 20(6): 30-33. DOI: 10.15935/j.cnki.jggcs.2004.06.008.(in Chinese)
- [5] 吴杰, 刘俊杰. 某超高层框架-核心筒结构时变效应分析与实测[J]. 东华大学学报(自然科学版), 2016, 42(4): 559-565. DOI: 10.3969/j.issn.1671-0444.2016.04.020.
WU Jie, LIU Junjie. Time-dependent analysis and field test for a frame-core tube super high-rise structure [J]. Journal of Donghua University (Natural Science), 2016, 42(4): 559-565. DOI: 10.3969/j.issn.1671-0444.2016.04.020.(in Chinese)
- [6] 王忠良, 刘德辉, 郭智华, 等. 考虑混凝土收缩徐变的超高层复杂结构施工全过程模拟[J]. 建筑结构, 2023, 53(11): 137-142. DOI: 10.19701/j.jzjg.20200547.
WANG Zhongliang, LIU Dehui, GUO Zhihua, et al. Simulation of construction whole process of super high-rise complex structure considering concrete shrinkage and creep[J]. Building Structure, 2023, 53(11): 137-142. DOI: 10.19701/j.jzjg.20200547.(in Chinese)
- [7] 刘少聪, 朱博莉, 王宏业, 等. 某高层建筑混凝土核心筒-外框架竖向变形差值研究[J]. 施工技术(中英文), 2022, 51(4): 108-113. DOI: 10.7672/sjgs2022040108.
LIU Shaocong, ZHU Boli, WANG Hongye, et al. Research on vertical deformation difference between concrete core-tube and external frame of a high-rise building [J]. Construction Technology, 2022, 51(4): 108-113. DOI: 10.7672/sjgs2022040108.(in Chinese)
- [8] 林瑶明, 周越洲, 王功文. 贵阳国际金融中心1号楼竖向变形差分析[J]. 建筑结构, 2019, 49(20): 40-45. DOI: 10.19701/j.jzjg.2019.20.007.
LIN Yaoming, ZHOU Yuezhou, WANG Gongwen. Vertical differential deformation analysis of No.1 building for Guiyang International Financial Center [J]. Building Structure, 2019, 49(20): 40-45. DOI: 10.19701/j.jzjg.2019.20.007.(in Chinese)
- [9] 骆志成, 张龙生. 某超限高层框筒结构竖向变形差分析[J]. 广东土木与建筑, 2019, 26(5): 6-9. DOI: 10.19731/j.gdtmyjz.2019.05.002.
LUO Zhicheng, ZHANG Longsheng. Analysis of vertical deformation difference on a frame-corewall structure of out-of-code high-rise building [J]. Guangdong Architecture Civil Engineering, 2019, 26(5): 6-9. DOI: 10.19731/j.gdtmyjz.2019.05.002.(in Chinese)

- [10] 沈蒲生,方辉,夏心红.混凝土收缩徐变对高层混合结构的影响及对策[J].湖南大学学报(自然科学版),2008,35(1):1-5.
SHEN Pusheng, FANG Hui, XIA Xinhong. Influence of creep and shrinkage on tall hybrid structures and its countermeasures [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2008, 35(1): 1-5. (in Chinese)
- [11] 张盼盼,赵昕,郑毅敏.超高层混合结构竖向变形分析及补偿[J].建筑结构,2013,43(6):45-49,27.DOI:10.19701/j.jzjg.2013.06.010.
ZHANG Panpan, ZHAO Xin, ZHENG Yimin. Vertical members shortening and compensation analysis of super high-rise composite buildings[J]. Building Structure, 2013, 43(6): 45-49, 27. DOI: 10.19701/j.jzjg.2013.06.010. (in Chinese)
- [12] 周绪红,黄湘湘,王毅红,等.钢框架-钢筋混凝土核心筒体系竖向变形差异补偿对结构性能的影响[J].土木工程学报,2006,39(4):15-19.DOI:10.3321/j.issn:1000-131X.2006.04.004.
ZHOU Xuhong, HUANG Xiangxiang, WANG Yihong, et al. Influence of the vertical deformation compensation of corewall systems on the characteristics of steel frame-reinforced concrete structures[J]. China Civil Engineering Journal, 2006, 39(4): 15-19. DOI: 10.3321/j.issn: 1000-131X. 2006.04.004. (in Chinese)
- [13] 尧国皇,于清.高层钢管混凝土框架-混凝土核心筒混合结构的竖向变形差分析[J].建筑钢结构进展,2014,16(1):58-64.DOI:10.13969/j.cnki.cn31-1893.2014.01.005.
YAO Guohuang, YU Qing. Vertical differential deformation analysis of a high-rise CFST frame-RC core-wall mixed structure [J]. Progress in Steel Building Structures, 2014, 16(1): 58-64. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2014.01.005. (in Chinese)
- [14] 王小军.超高层施工阶段竖向变形的研究现状[J].建筑施工,2021,43(8):1671-1676.DOI:10.14144/j.cnki.jzsg.2021.08.078.
WANG Xiaojun. Research status of vertical deformation in super high-rise construction stage [J]. Building Construction, 2021, 43(8): 1671-1676. DOI: 10.14144/j.cnki.jzsg.2021.08.078. (in Chinese)
- [15] 郑七振,康伟,吴探,等.超高层混合建筑结构竖向变形差计算分析[J].建筑结构,2011,41(8):49-53.DOI:10.19701/j.jzjg.2011.08.010.
ZHENG Qizhen, KANG Wei, WU Tan, et al. Calculation and analysis on the different vertical deformation of super high-rise hybrid building structures [J]. Building Structure, 2011, 41(8): 49-53. DOI: 10.19701/j.jzjg.2011.08.010. (in Chinese)