

文章编号:1673-2049(2016)03-0009-10

深圳平安金融中心施工监测与模拟研究

李秋胜^{1,2}, 周 康¹, 贺映候², 汪 辉¹

(1. 湖南大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410082; 2. 香港城市大学 建筑学及土木工程学系, 香港)

摘要:以在建的深圳平安金融中心为工程背景,进行了施工阶段的健康监测与施工全过程模拟研究。施工阶段健康监测以结构的竖向变形、关键部位应力以及荷载监测为主,施工全过程模拟根据实际施工进度并考虑材料的时变效应对结构进行有限元建模分析。结果表明:核心筒的累计竖向变形大于巨柱,累计竖向变形与所处施工阶段和结构高度有关,施工压缩预调方法可以有效补偿结构的累计竖向变形;结构应力随着施工的进度而均匀变化,上部结构每施工1层,核心筒压应力约增加0.09 MPa,巨柱压应力约增加0.11 MPa;在实测荷载作用下,结构层间位移角满足规范要求,结构在施工阶段是安全稳定的;模拟分析结果与实测数据吻合较好,可为类似工程提供参考。

关键词:超高层建筑;健康监测;有限元模拟;施工阶段;竖向变形;结构应力

中图分类号:TU355

文献标志码:A

Construction Monitoring and Simulation Study on Ping'an Financial Center in Shenzhen

LI Qiu-sheng^{1,2}, ZHOU Kang¹, HE Ying-hou², WANG Hui¹

(1. College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, Hunan, China; 2. Department of Architecture and Civil Engineering, City University of Hong Kong, Hong Kong, China)

Abstract: Ping'an Financial Center in Shenzhen was selected as the project background, health monitoring and simulation study were carried out during the whole construction stage. The health monitoring in construction stage mainly included vertical deformation of the structure, stress of the key parts and load monitoring. The whole process of construction was simulated considering actual construction schedule and time-dependent effects of material. The finite element model analysis of structure was carried out. The results show that the cumulative vertical deformation is related to construction stage and structure height, and the cumulative vertical deformation of core-tube is larger than mega column. Construction compression presetting can effectively compensate the deformation of structure. The stress of structure gradually changes with the construction stage. The compressive stress of core-tube and mega column increase about 0.09, 0.11 MPa respectively when one storey of upper structure is built. The inter-story displacement angle can satisfy the requirements of national standard under the action of measured loads, and the structure is in stable state during construction. The simulation results agree well with the measured data. The method proposed can provide reference for similar projects.

Key words: super high-rise building; health monitoring; finite element simulation; construction stage; vertical deformation; structural stress

收稿日期:2016-01-10

基金项目:国家自然科学基金重大研究计划项目(91215302);国家自然科学基金项目(51178179)

作者简介:李秋胜(1962-),男,湖南永州人,教授,博士研究生导师,工学博士,E-mail:bcqsl@cityu.edu.hk.

0 引言

随着社会经济发展与科学技术进步,近年来兴建了大量的超高层结构,至 2020 年,全球将至少建成 8 座高度超过 600 m 的超高层建筑。据统计,高度超过 250 m 的高层建筑施工周期一般长达 4~5 年,由于结构的不完整性、结构抗力的不成熟性以及所受荷载的复杂性等不利因素的存在,会大幅增加结构在施工阶段的风险率以及失效概率。另外,超高层建筑的使用期限较长,通常可达几十年乃至上百,在材料老化疲劳、荷载长期作用以及台风地震等不利因素的耦合作用下,不可避免会导致结构损伤累积及抗力衰减,在极端情况下甚至有可能引发灾难。

在施工阶段和使用阶段对超高层结构的健康状况进行监测和损伤诊断,并评估结构的安全性、适用性和耐久性具有重要意义。本文以在建的深圳平安金融中心为工程背景,介绍施工阶段的健康监测系统,将施工阶段获得的实测数据与有限元模拟结果进行对比分析,为超高层结构合理施工与优化设计提供参考。

1 工程概况

深圳平安金融中心(PAFC)位于深圳市福田区,是深圳市标志性建筑之一。PAFC 主体结构形式采用加筋混凝土核心筒-巨型钢伸臂-型钢混凝土巨柱混合结构,总建筑面积达 46 万 m^2 ,地上 118 层,地下 5 层,结构高度为 597 m,建筑总高度达 660 m,完工后将超过上海中心大厦成为中国第一、世界第二高楼,主楼效果图及施工现场如图 1 所示。

2 健康监测系统

2.1 系统组成

PAFC 健康监测系统主要包括 4 个模块子系统,各模块协同工作以监控结构施工阶段的安全生产,保障使用阶段的安全运营,为超高层结构安全评定提供技术支持。4 个模块子系统为:

(1)传感测试系统。根据监测内容在结构相应部位布设传感器,用于获得结构的温度、应力、应变及荷载响应等信息。

(2)数据采集与传输系统。将传感器采集到的信息转化为数字信号,并进行信号调理与数据传输。

(3)数据处理与评估系统。进行数据整理及预处理,计算目标监测量,并通过统计分析、特征提取

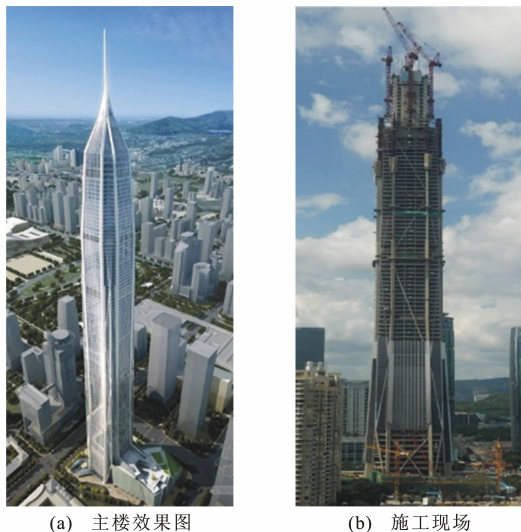


图 1 主楼效果图和施工现场

Fig. 1 Effect Pictures of Main Building and Construction Site

等手段获取长期规律及模型参数等用于评估。

(4)结构健康评估系统。对监测数据进行处理分析,将其转换为结构状态或损伤信息,提供结构安全预警与综合评估。

2.2 监测项目及监测设备

PAFC 健康监测项目在施工阶段主要包括气候环境、荷载、竖向变形以及关键部位应力、应变等,在结构使用阶段将新增加结构模态、阻尼监测、幕墙风压、风场和地震动以及关键楼层的加速度响应等监测项目,主要监测设备的楼层布置见图 2,共包括 11 种共计 428 个传感器及 6 种监测设备。鉴于该项目尚处于施工阶段,本文将对该阶段的监测项目和监测设备进行简要描述。

2.2.1 竖向变形以及关键部位应力、应变监测

为了能够适用于恶劣的施工环境,该项目选用光纤布拉格光栅(FBG)传感器进行结构温度、竖向变形以及应力监测。当结构的待测参量发生改变时,光栅的周期和纤芯模有效折射率将会发生变化,从而改变中心波长,随后通过光谱分析仪或波长解调仪对反射光的波长进行分析,即可获得待测参量的变化情况^[1]。由于监测点数目有限,根据 PAFC 所进行的初步施工模拟分析结果,选取变形和应力较大的巨柱和核心筒角部作为楼层的监测布点;监测楼层沿高度均匀分布,以得到结构整体的竖向变形与应力发展规律。图 3 为光纤光栅传感器的测点布置及安装实景图。

2.2.2 气候环境监测

采用 WP3103 自动采集气象站对气温、湿度、

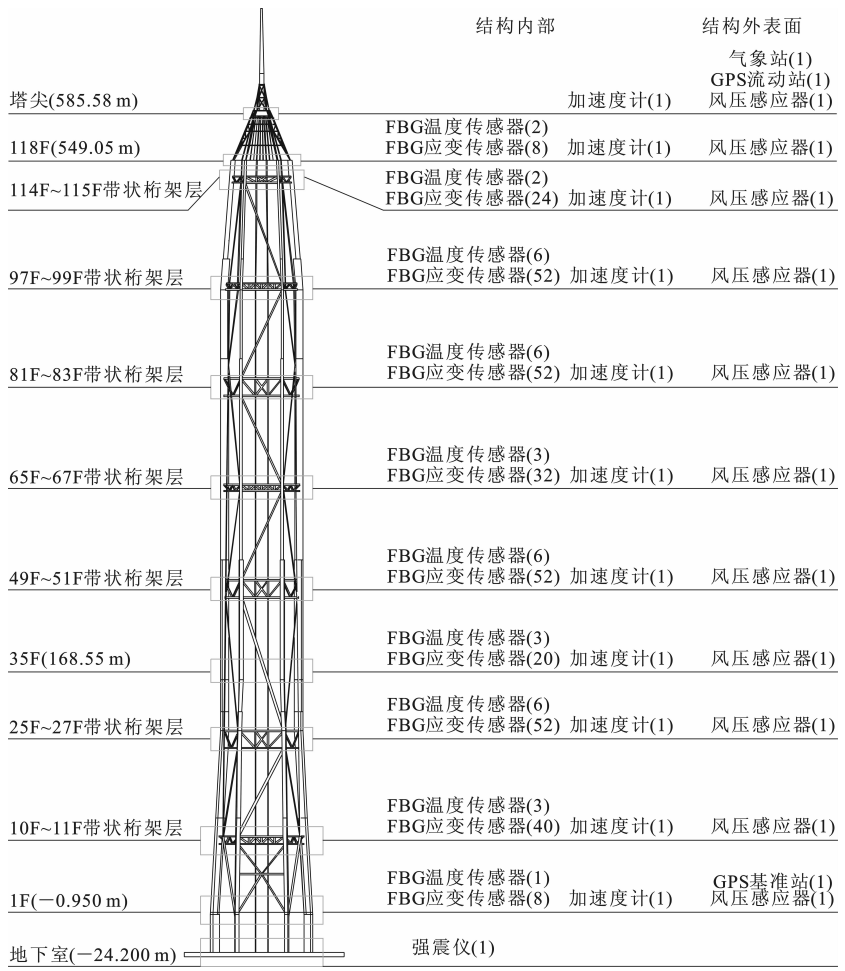


图 2 监测设备布置

Fig. 2 Layouts of Monitoring Equipments

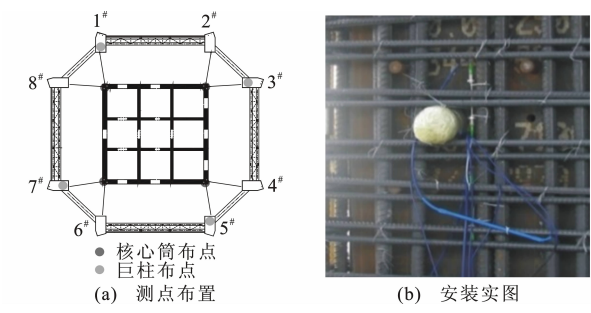


图 3 光纤光栅传感器的测点布置及安装实图

Fig. 3 Measured Points Layout and Installation of FBG Sensors

雨量及气压等气象要素进行连续实时监测,并对结构的工作环境进行评估。施工阶段气象站放置于核心筒塔吊上,随着施工进行不断提升,使用阶段将会安装在塔楼顶部露天处,现阶段放置于核心筒 B2 的 118 层顶板,气象站安装见图 4。

2.2.3 地震动监测

选用触发式采集模式的 GDQJ 型强震仪对地震动加速度及施工振动进行记录,并结合有限元模



图 4 气象站安装

Fig. 4 Installation of Meteorological Station

型评估地震动对结构的影响。强震仪安装于地下室底层核心筒内墙,安装现场见图 5。

3 有限元全过程模拟

采用 MIDAS-GEN 对结构进行从开始施工到使用 50 年的全过程模拟,建模分析考虑结构、材料、荷载以及边界条件的时变性,主要步骤如下:

(1)建立分析模型,施加荷载并指定边界条件。考虑到结构受力特点、计算效率以及施工模拟的需

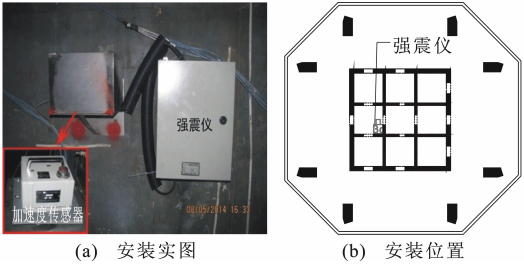


图 5 强震仪安装

Fig. 5 Installation of Digital Seismograph

要,巨柱、核心筒及连梁采用板单元模拟,梁、斜撑以及桁架等采用梁单元模拟。荷载主要考虑自重以及施工活荷载,楼面施工活荷载取 $2.5\text{ kPa}^{[2]}$,爬模及楼顶塔吊自重通过分布荷载的形式施加在核心筒墙体上,楼面荷载在结构投入使用后替换施工荷载。考虑深基础效应将结构底部边界条件定义为固端约束,伸臂桁架采用先铰接后刚接处理。

(2)定义混凝土收缩系数、徐变系数和强度发展函数。参考文献[3]~[5]的建议选取 CEB-FIP (90)混凝土收缩模型、徐变模型及强度发展模型,环境相对湿度根据深圳市平均相对湿度取 77% ,收缩开始时的混凝土龄期取为 3 d ,核心筒(C60)及巨柱(C70)混凝土时变模型如图 6 所示。

(3)根据实际施工进度建立结构组、荷载组和边界组并定义施工阶段。

(4)运行分析并进行结果后处理。

本次全过程模拟包括施工过程中的 28 个阶段和投入使用的 7 个阶段。为方便描述,结构施工过程中的第 i 个阶段简称为 CS- i ,投入使用 j 年的模拟阶段简称 CCS- j ,图 7 为不同阶段有限元模型。

4 竖向变形及关键部位应力

通过实测和模拟相结合的方法,对竖向变形及关键部位应力进行研究。表 1 给出了健康监测工况及其对应的模拟阶段,其中第 k 次健康监测工况简称 SHM- k 。

4.1 结构竖向变形分析

4.1.1 实测累计竖向变形

结构实测累计竖向变形的计算公式为

$$\sum \Delta h_i = \sum \epsilon_i h_i \quad (1)$$

式中: $\sum \Delta h_i$ 为第 i 层结构累计竖向变形; ϵ_i 为第 i 层结构应变值; h_i 为第 i 层结构层高。

为了减小实测数据的误差, ϵ_i 为去除监测应变野值点后的测点应变均值,其余楼层的应变值根据

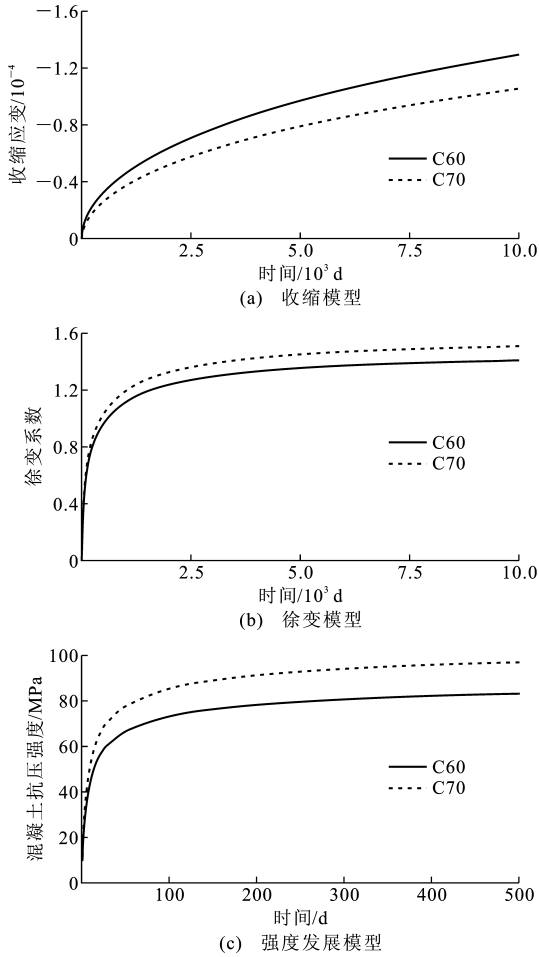


图 6 C60 和 C70 混凝土时变模型

Fig. 6 Time-varying Models of C60 and C70 Concretes

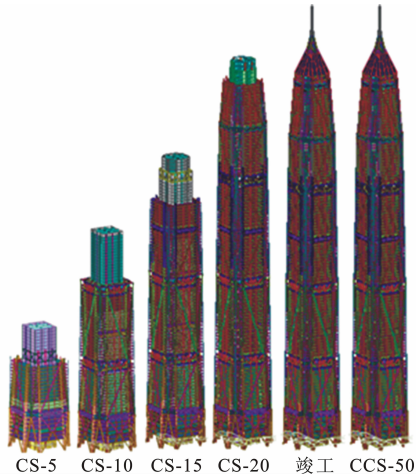


图 7 不同阶段有限元模型

Fig. 7 Finite Element Models at Different Stages

监测楼层应变值按照楼层高度进行线性内插获取。

图 8 为核心筒和巨柱实测累计竖向变形,规定向下变形为正。由图 8 可以看出:同一监测工况下各楼层累计竖向变形随着楼层的增高而增大,且核心筒累计竖向变形略大于巨柱;最大变形发生在结

表 1 实测工况与模拟阶段

Tab. 1 Measured Cases and Simulation Stages

工况	核心筒		外框		模拟阶段
	剪力墙	楼板	巨柱	楼板	
SHM-6	L90	L62	L77	L67	CS-17
SHM-7	L95	L68	L85	L73	CS-18
SHM-8	L99	L76	L92	L78	CS-19
SHM-9	L105	L82	L94	L83	CS-20
SHM-10	L112	L85	L98	L87	CS-21
SHM-11	L116	L93	L100	L95	CS-22
SHM-12	L118	L98	L110	L100	CS-23
SHM-13	L118	L104	L115	L104	CS-24

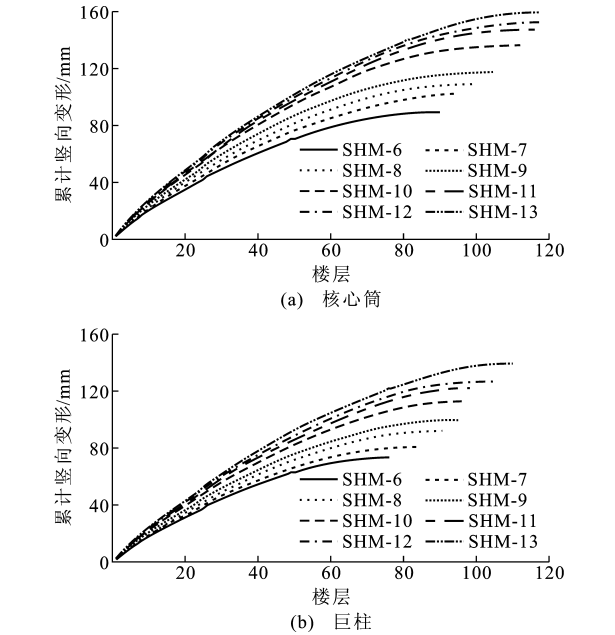


图 8 实测累计竖向变形

Fig. 8 Measured Cumulative Vertical Deformations

构顶部,在 SHM-13 工况下,核心筒 118 层累计竖向变形达到 159.2 mm,巨柱 103 层累计竖向变形达到 138.5 mm。

结构的累计竖向变形与所处的施工阶段和结构的高度有关。以核心筒为例,图 9(a)为部分楼层实测累计竖向变形增量与施工增加楼层数的关系。由图 9(a)可以看出,累计竖向变形增量与施工增加楼层数近似线性相关,累计竖向变形率(拟合直线斜率)随着楼层的增高而增加。图 9(b)为核心筒和巨柱各楼层累计竖向变形增加率与监测楼层的关系,由图 9(b)可以看出,累计竖向变形增加率随着楼层的增高近似线性增加。

4.1.2 模拟与实测变形对比

图 10 为核心筒和巨柱的累计竖向变形模拟结果。核心筒和巨柱的模拟累计竖向变形均随着施工

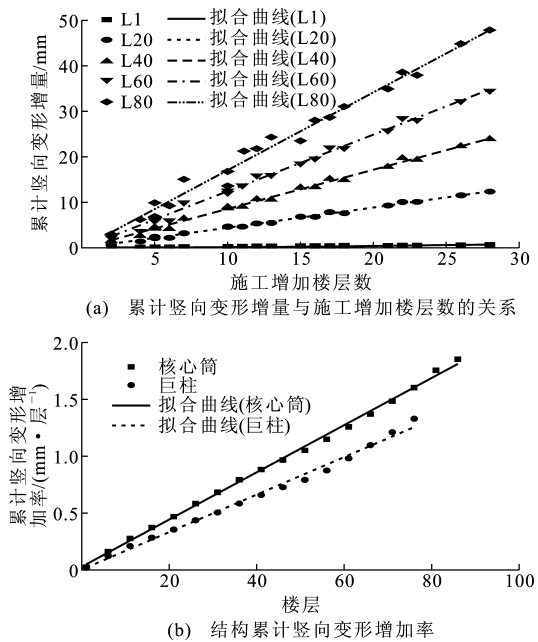


图 9 实测累计竖向变形增量与增加率

Fig. 9 Increment and Increment Rate of Measured Cumulative Vertical Deformation

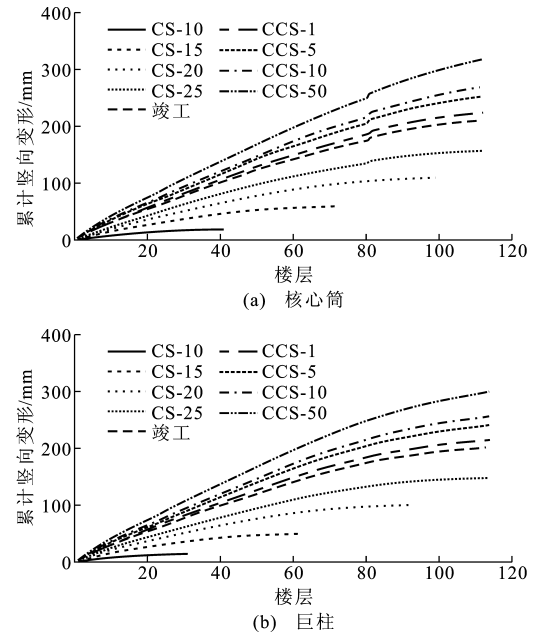


图 10 累计竖向变形模拟结果

Fig. 10 Simulated Results of Cumulative Vertical Deformations

的进行以及楼层高度的增高而增加,核心筒的累计竖向变形大于巨柱。结构竣工时,核心筒的最大累计竖向变形为 170.9 mm,巨柱为 160.7 mm;投入使用 50 年,核心筒的最大累计竖向变形为 318.1 mm,巨柱为 300.7 mm。

图 11 为结构累计竖向变形对比,为便于观察,仅绘出 2 个监测工况及其对应的模拟阶段结果。从

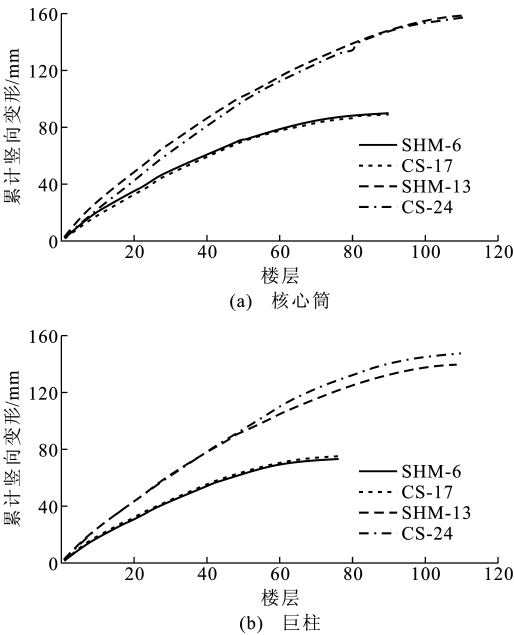


图 11 累计竖向变形对比

Fig. 11 Comparisons of Cumulative Vertical Deformations

图 11 可以看出,实测数据与模拟结果较为吻合,相对误差基本在 10% 以内,反映出施工模拟方法的适用性和准确性。施工模拟可以较为准确地反映结构的实际变形情况,可为使用阶段结构变形提供依据。

4.1.3 施工压缩预调补偿结构变形

由于施工误差及混凝土收缩徐变效应的作用,楼层的实际标高会与设计标高存在差异,影响后续的楼面平整以及装饰装修工程。为了减小楼层实际标高与设计标高的差异,该项目采用施工压缩预调^[6]的方法进行竖向变形补偿。施工压缩预调是指将结构各楼层的施工标高调整,即将设定阶段(投入使用 1 年)各楼层的模拟压缩变形量累加到设计标高上得到施工标高进行施工,使得结构在设定阶段的标高达到设计标高,图 12 为核心筒和巨柱施工压缩预调量。

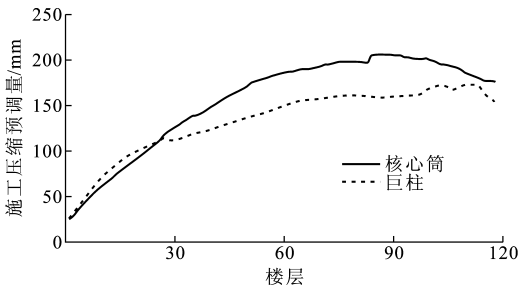


图 12 施工压缩预调量

Fig. 12 Preset Values of Construction Compression

表 2 给出了各监测工况下结构顶部实测变形和设计施工预调量的对比。从表 2 可以看出,随着施工的进行,核心筒和巨柱的实测变形占施工预调量的比例越来越大,在 SHM-13 工况下主体结构基本完工,此时的比例分别达到 90.5% 和 85.5%。在使用阶段,由于混凝土收缩徐变的影响,结构竖向变形会持续增加,预计在投入使用 1 年时(设定阶段)实测变形达到设计施工预调量,施工压缩预调可以有效补偿结构的累计竖向变形。

4.2 关键部位应力分析

4.2.1 实测应力分析

通过对关键部位进行应力监测可以了解结构的受力情况,为结构的安全状态评估提供可靠依据。作为结构的主要受力构件,核心筒和巨柱主要承受竖向荷载,故对二者的轴向应力进行分析。结构实测应力 σ 为^[7]

$$\sigma = (1 - d_c) E_c \epsilon \tag{2}$$

式中: d_c 为混凝土受压损伤演化参数; E_c 为混凝土弹性模量,核心筒取 3.6×10^4 MPa,巨柱取 3.7×10^4 MPa; ϵ 为监测楼层的实测应变。

图 13 为核心筒和巨柱监测楼层的轴向应力变化。整体上结构应力随着施工的进行逐渐增加,下部结构应力大于上部结构;在 SHM-13 工况下,核

表 2 结构顶部实测变形和设计施工预调量

Tab. 2 Measured Deformations and Designed Construction Preset Values at Top of Structure

工况	核心筒				巨柱			
	楼层	实测变形 a /mm	施工预调量 b /mm	$ab^{-1}/\%$	楼层	实测变形 a' /mm	施工预调量 b' /mm	$a'b'^{-1}/\%$
SHM-6	L90	89.3	205	43.56	L77	73.2	161	45.47
SHM-7	L95	102.5	202	50.74	L85	80.6	159	50.69
SHM-8	L99	109.1	202	54.01	L92	91.9	160	57.44
SHM-9	L105	117.4	194	60.52	L94	99.5	161	61.80
SHM-10	L112	136.2	182	74.84	L98	112.5	162	69.44
SHM-11	L116	147.3	177	83.22	L100	122.0	168	72.62
SHM-12	L118	152.5	176	86.65	L110	126.6	173	73.18
SHM-13	L118	159.2	176	90.45	L115	139.3	163	85.46

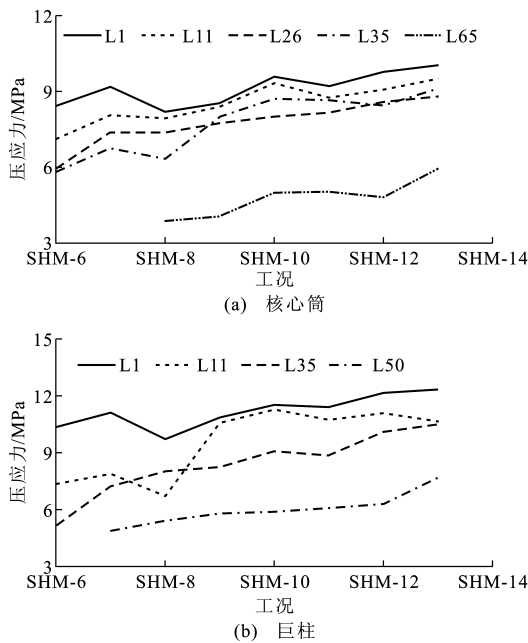


图 13 实测结构应力

Fig. 13 Measured Structural Stress

心筒和巨柱的最大应力均出现在底层,分别为 10.04 MPa和 12.32 MPa,均小于混凝土强度设计值,具有较好的安全储备。结构应力主要由其上部荷载控制,图 14 为结构压应力与上部楼层数的关系,从图 14 可以看出,二者近似线性相关,上部结构每施工 1 层,核心筒的压应力约增加 0.09 MPa,巨柱的压应力约增加 0.11 MPa。

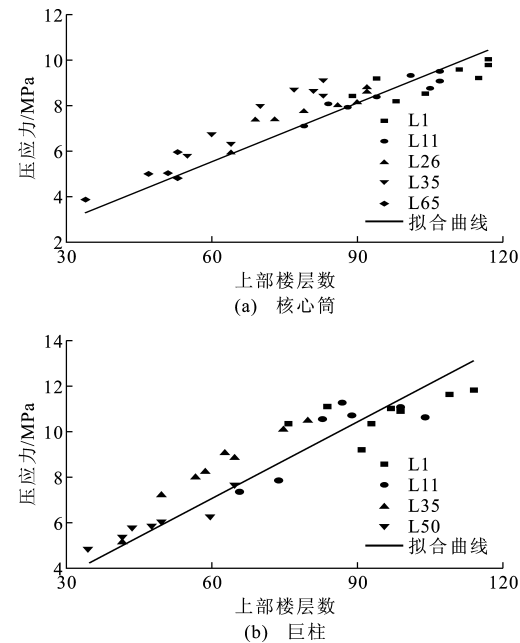


图 14 结构压应力与上部楼层数的关系

Fig. 14 Relations Between Structural Compressive Stress and Upper Floor Number

4.2.2 模拟与实测应力对比分析

图 15 为施工阶段和使用阶段结构的应力变化。由图 15 可以看出:施工阶段结构的压应力随着施工的进行不断增大;竣工时由于使用荷载替换施工荷载导致应力突变,结构压应力达到最大值,此时核心筒底部最大压应力为 13.5 MPa,巨柱最大压应力为 16.5 MPa;在使用阶段,由于混凝土收缩徐变的影响,构件截面发生应力重分布^[7],混凝土压应力表现出减小的趋势。在整个施工和使用过程中,核心筒和巨柱轴向压应力均小于抗压强度设计值,结构具有较好的安全储备。

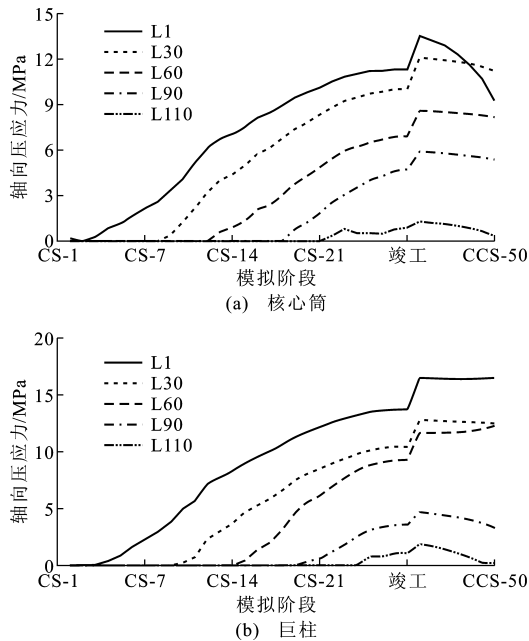


图 15 模拟结构应力变化

Fig. 15 Changes of Simulated Structural Stress

图 16 为部分楼层实测与模拟压应力的对比。从图 16 可以看出,相较于施工模拟,实测结果存在一定波动,二者误差在 15% 以内,施工模拟可以较为准确地反映结构的实际受力情况。

5 风荷载与地震效应

5.1 施工阶段实测风荷载与地震效应分析

5.1.1 实测风荷载

对高层建筑结构进行风荷载分析时应同时考虑顺风向风荷载、横风向风荷载及扭转风振的作用,其中顺风向风荷载 ω_k 计算公式为

$$\omega_k = \beta_z \mu_s \mu_z \omega_0 \quad (3)$$

式中: β_z 为风振系数,考虑脉动风的影响; μ_s 为体型系数; μ_z 为风压高度变化系数,考虑建筑物不同高度处风压的变化; ω_0 为基本风压。

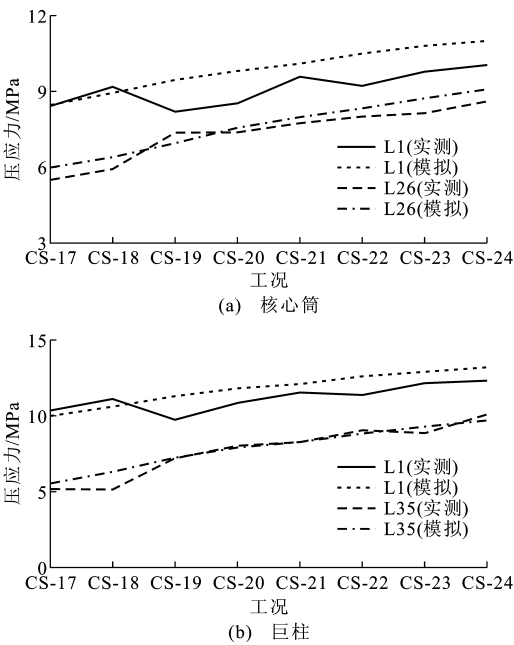


图 16 结构压应力对比

Fig. 16 Comparisons of Structural Compressive Stresses

表 3 为各监测阶段的最大平均风速(平均时距为 10 min)以及对应的标准高度、标准地面粗糙类别下的风压。本节仅对实测风荷载较大的 SHM-8 工况进行分析,风荷载作用下结构的层间位移角如图 17 所示。由图 17 可以看出,层间位移角随楼层高度的增加逐渐增大,而在伸臂桁架及带状桁架附近楼层锐减,说明伸臂桁架及带状桁架的设置提高了结构侧向刚度。最大层间位移角出现在结构顶部,约为 1/5 600,远小于规范^[8]规定的限值 1/500。

表 3 不同监测工况下最大平均风速及风压

Tab. 3 Maximum Average Wind Velocities and Pressures at Different Monitoring Conditions

健康监测工况	最大平均风速/($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)	风压/kPa
SHM-6	14.27	0.04
SHM-7	13.60	0.04
SHM-8	27.84	0.16
SHM-9	12.98	0.03
SHM-10	12.62	0.03
SHM-11	12.74	0.03
SHM-12	11.68	0.03

5.1.2 实测地震效应

为了研究地震效应对结构的影响,本文选取了 SHM-7 工况下监测到的 5 段典型地震动加速度时程进行分析,其中 PA-1,PA-2 为冲击荷载所致振动,PA-3,PA-4,PA-5 为小幅振动。限于篇幅,列出 PA-1,PA-3 两段地震动加速度时程曲线(图 18)。从图 18 可以看出,PA-1 为 3 次间隔为 1 s 的冲击荷

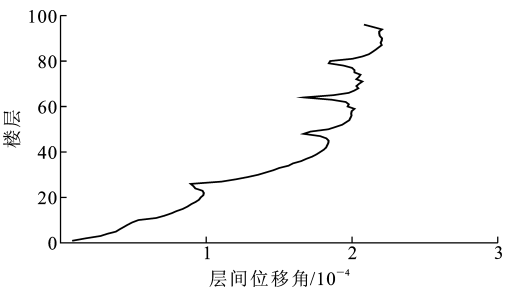


图 17 实测风荷载作用下结构的层间位移角
Fig. 17 Inter-story Displacement Angles of Structure Under Measured Wind Loads

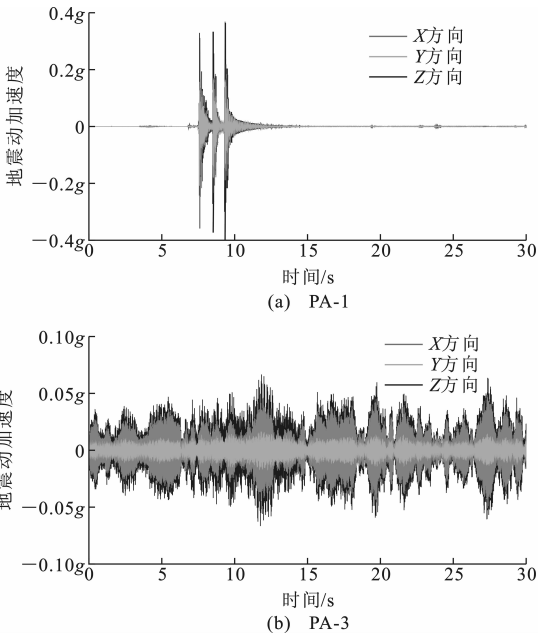


图 18 PA-1,PA-3 地震动加速度时程曲线
Fig. 18 Seismic Acceleration Time-history Curves of PA-1, PA-3

载,加速度幅值在 $\pm 0.5g$ (g 为重力加速度) 以内,PA-3 为幅值在 $\pm 0.05g$ 以内的轻微施工振动。

将 3 个方向的加速度时程数据输入到有限元模型中进行地震时程分析,图 19 为实测地震效应下结构的层间位移角。由图 19 可以看出:小幅振动下结构的层间位移角较小,最大值出现在结构顶部,约为 1/80 000;冲击荷载作用下层间位移角的最大值出现在 L39 层,约为 1/10 000,满足规范限值要求。

5.2 施工阶段刚度及整体稳定性分析

超高层混合结构常采用核心筒领先外框架的施工方法,另外为了减小核心筒和外框架的竖向变形差异所引起的附加内力,伸臂桁架常常采用延迟焊接的处理方案,以上施工方法会对施工阶段结构的刚度和整体稳定性造成不利影响。本文以 PAFC 为例,选取伸臂桁架未完全焊接且核心筒领先外框

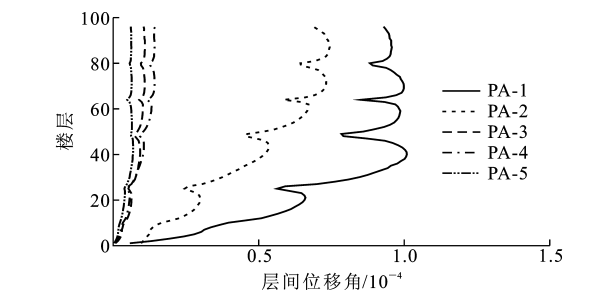


图 19 实测地震效应下结构的层间位移角

Fig. 19 Inter-story Displacement Angles of Structure Under Measured Seismic Effects

楼层较多的施工阶段,对结构的刚度和整体稳定性进行分析,上述较不利施工阶段具体工况见表 4。

表 4 不利施工阶段工况

Tab. 4 Conditions of Adverse Construction Stage

不利工况	核心筒	外框	领先楼层	伸臂桁架
CS-12	L65	L48	L17	
CS-17	L90	L77	L13	第 1 道
CS-22	L116	L100	L16	第 1 道
CS-25	L118	L115	L3	第 1 道、第 2 道

5.2.1 施工阶段荷载与效应折减

与使用阶段相比,施工阶段荷载的持续时间较短,参考实际施工工期,该项目施工阶段荷载及作用的重现期取 10 年。深圳平安金融中心在进行风荷载计算时地貌类型取 C 类,考虑到建筑物超高及重要性,基本风压 $\omega_0=0.9\text{ kPa}$,重现期为 100 年^[9],参考文献[10]得到折减后的基本风压为 0.535 kPa 。施工阶段风荷载模拟分析时考虑了结构高度、自振周期、迎风面积等在施工过程中发生的变化。该项目抗震设防烈度为 7 度,设计地震分组为第 1 组,建筑场地类别为Ⅲ类,参考文献[11]得到折减后的设防烈度为 5.93 度,基本地震动加速度为 $0.102g$,进而得到相应的地震动反应谱曲线^[12],如图 20 所示。

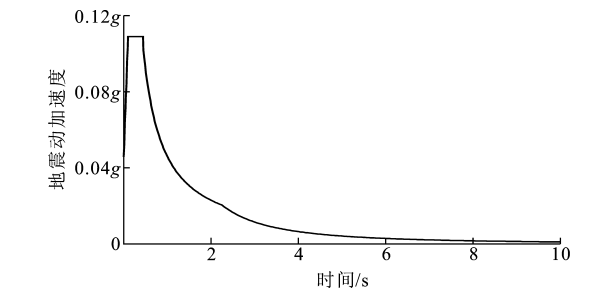


图 20 折减后的地震动反应谱曲线

Fig. 20 Earthquake Response Spectrum Curve After Reduction

5.2.2 结构刚度分析

为了避免结构产生过大的位移而影响承载力、

稳定性和使用要求,高层建筑结构应该具有足够的刚度。《高层建筑混凝土结构技术规程》^[8]规定高度不小于 250 m 的高层建筑,其楼层层间最大位移与层高之比不宜大于 1/500。图 21 为风荷载及地震效应下结构层间位移角。从图 21 可以看出,在上述不利施工阶段工况下,结构的层间位移角限值均满足规范要求,结构在施工过程中的刚度满足要求。

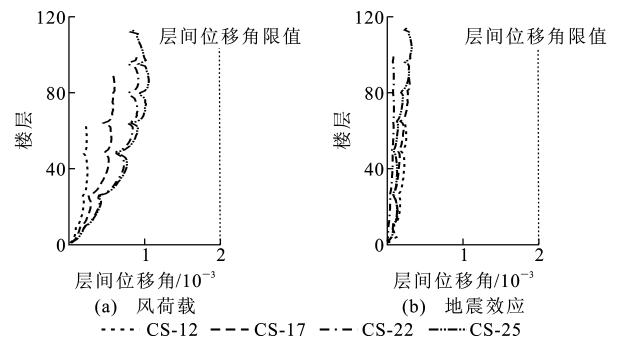


图 21 风荷载及地震效应下结构的层间位移角

Fig. 21 Inter-story Displacement Angles of Structure Under Wind Load and Seismic Effect

5.2.3 整体稳定性分析

超高层建筑结构的整体稳定性与重力荷载以及结构的整体刚度有关,剪力墙结构、框剪结构以及筒体结构应符合公式(7)^[8],即

$$E_d \geq 1.4 H^2 \sum G_i \quad (7)$$

式中: E_d 为名义弹性侧向刚度; H 为结构高度; G_i 为对应第 i 层的重力荷载设计值。

风荷载及地震效应下结构整体稳定性验算结果见表 5,从表 5 可以看出,在不利施工阶段工况下,结构的整体稳定性满足要求。

6 结 语

(1)结构累计竖向变形与所处施工阶段和结构高度有关,核心筒的累计竖向变形大于巨柱;采用施工压缩预调方法可以有效补偿结构的累计竖向变形,SHM-13 工况(主体结构基本完工)下核心筒和巨柱的实测变形占施工预调量的比例分别为 90.5%,85.5%。

(2)核心筒和巨柱压应力水平相当,压应力的大小随着时间的推移逐渐增大,随着楼层高度的增高而减小;上部结构每施工 1 层,监测楼层核心筒压应力约增加 0.09 MPa,巨柱压应力约增加 0.11 MPa。

(3)模拟分析结果与实测数据吻合较好,表明有限元分析计算模型和方法的准确性,也肯定了超高层结构健康监测中结合实测与计算模拟分析方法的

表 5 施工阶段结构整体稳定性验算结果

Tab. 5 Overall Stable Checking Calculation Results at Construction Stage

工况	方向	$E_d/(\text{kN} \cdot \text{m}^2)$	$1.4H^2 \sum G_i / (\text{kN} \cdot \text{m}^2)$	整体稳定性
CS-12 (风荷载)	X 方向	2.3×10^{12}	6.3×10^{11}	稳定
	Y 方向	2.3×10^{12}	6.3×10^{11}	稳定
CS-12 (地震效应)	X 方向	1.9×10^{12}	6.3×10^{11}	稳定
	Y 方向	4.1×10^{12}	6.3×10^{11}	稳定
CS-17 (风荷载)	X 方向	3.2×10^{12}	1.7×10^{12}	稳定
	Y 方向	3.2×10^{12}	1.7×10^{12}	稳定
CS-17 (地震效应)	X 方向	1.0×10^{13}	1.7×10^{12}	稳定
	Y 方向	1.1×10^{13}	1.7×10^{12}	稳定
CS-22 (风荷载)	X 方向	4.0×10^{12}	3.1×10^{12}	稳定
	Y 方向	4.0×10^{12}	3.1×10^{12}	稳定
CS-22 (地震效应)	X 方向	3.7×10^{12}	3.1×10^{12}	稳定
	Y 方向	3.6×10^{12}	3.1×10^{12}	稳定
CS-25 (风荷载)	X 方向	3.9×10^{12}	3.4×10^{12}	稳定
	Y 方向	3.9×10^{12}	3.4×10^{12}	稳定
CS-25 (地震效应)	X 方向	2.2×10^{13}	3.4×10^{12}	稳定
	Y 方向	2.0×10^{13}	3.4×10^{12}	稳定

合理性。

(4)在实测风荷载和地震效应下,结构层间位移角均满足规范要求;以施工工期(10 年)为重现期对地震效应和风荷载进行折减并模拟分析,结果表明施工阶段结构的刚度和整体稳定性满足要求。

参考文献:

References:

[1] 姜绍飞. 结构健康监测-智能信息处理及应用[J]. 工程力学,2009,26(增 2):184-212.

JIANG Shao-fei. Structural Health Monitoring-intelligent Information Processing and Appllication[J]. Engineering Mechanics,2009,26(S2):184-212.

[2] 赵挺生,李树逊,顾祥林. 混凝土房屋建筑施工活荷载的实测统计[J]. 施工技术,2005,34(7):63-65.

ZHAO Ting-sheng, LI Shu-xun, GU Xiang-lin. On-site Measure and Statistic of Live Construction Load of Concrete Buildings[J]. Construction Technology, 2005,34(7):63-65.

[3] BAZANT Z P. Prediction of Concrete Creep and Shrinkage: Past, Present and Future[J]. Nuclear Engineering and Design,2001,203(1):27-38.

[4] 陈 灿. 高层钢框架-混凝土核心筒混合结构体系施工期间变形及其控制研究[D]. 上海:同济大学,2007.

CHEN Can. Research on Deformation and Control During Construction of High-rise Steel Frame-concrete Corewall Mixed Structure[D]. Shanghai: Tongji University,2007.

[5] NILSON A. Design of Concrete Structures[M]. 12th ed. New York: McGraw-Hill Inc,1997.

[6] 傅学怡,余卫江,孙 璨,等. 深圳平安金融中心重力荷载作用下长期变形分析与控制[J]. 建筑结构学报,2014,35(1):41-47.

FU Xue-yi, YU Wei-jiang, SUN Can, et al. Analysis and Control on Long-term Deformation Caused by Gravity of the Shenzhen Pingan Finance Center[J]. Journal of Building Structures,2014,35(1):41-47.

[7] GB 50010—2010,混凝土结构设计规范[S].

GB 50010—2010, Code for Design of Concrete Structures[S].

[8] JGJ 3—2010,高层建筑混凝土结构技术规程[S].

JGJ 3—2010, Technical Specification for Concrete Structures of Tall Building[S].

[9] GB 50009—2012,建筑结构荷载规范[S].

GB 50009—2012, Load Code for the Design of Building Structures[S].

[10] 黄本才. 结构抗风分析原理及应用[M]. 上海:同济大学出版社,2001.

HUANG Ben-cai. Principle and Application of Structural Wind Resistance Analysis[M]. Shanghai: Tongji University Press,2001.

[11] 赵 昕,刘南乡,孙华华,等. 超高层混合结构施工阶段结构性能评估与控制[J]. 建筑结构学报,2011,32(7):22-30.

ZHAO Xin, LIU Nan-xiang, SUN Hua-hua, et al. Structural Performance Assessment and Control of Super High-rise Building During Construction [J]. Journal of Building Structures,2011,32(7):22-30.

[12] 方小丹,魏 琰,周 靖. 长周期结构地震反应的特点与反应谱[J]. 建筑结构学报,2014,35(3):16-23.

FANG Xiao-dan, WEI Lian, ZHOU Jing. Characteristics of Earthquake Response for Long-period Structures and Response Spectrum[J]. Journal of Building Structures,2014,35(3):16-23.