

超高层建筑施工过程力学分析 及施工方案优化研究

韩大富 张风亮 薛建阳 席宇 著
吴延 田鹏刚 胡晓斌

科学出版社

北京

科学出版社
www.abook.cn

内 容 简 介

本书以陕西省延长石油科研中心大楼钢-混凝土混合结构超高层建筑（以下简称本项目）为工程背景，综合考虑施工过程中结构的时变特性、构件配筋和施工找平措施的影响，运用有限元分析软件 Midas/Gen 对该结构进行施工过程模拟，主要研究结构在施工过程中竖向变形和内力的发展规律，分析混凝土徐变收缩及逐层找平措施对结构竖向变形的影响，并研究不同找平措施对外框架和核心筒竖向变形差的影响，同时对关键施工方案进行优化并提出结构预变形补偿方案。

本书可供建筑设计单位、建筑施工单位及建筑类高等院校、科研院所相关专业人员参考使用。

图书在版编目(CIP)数据

超高层建筑施工过程力学分析及施工方案优化研究 / 韩大富等著. — 北京: 科学出版社, 2020.6

ISBN 978-7-03-065548-6

I. ①超… II. ①韩… III. ①超高层建筑-建筑施工-施工力学-研究 IV. ①TU311

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2020) 第 105543 号

责任编辑: 任加林 / 责任校对: 赵丽杰
责任印制: 吕春珉 / 封面设计: 东方人华

科学出版社 出版

北京东黄城根北街 16 号

邮政编码: 100717

<http://www.sciencep.com>

印刷

科学出版社发行 各地新华书店经销

*

2020 年 6 月第 一 版 开本: B5 (720×1000)

2020 年 6 月第一次印刷 印张: 7

字数: 147 000

定价: 66.00 元

(如有印装质量问题, 我社负责调换 〈 〉)

销售部电话 010-62136230 编辑部电话 010-62137026

版权所有, 侵权必究

举报电话: 010-64030229; 010-64034315; 13501151303

科学出版社
www.abook.cn

前 言

近年来，体现现代建筑艺术且形态新异、体系复杂的超高层建筑不断涌现。由于该类建筑施工规模大、建造周期长，在其整个施工建造过程中面临诸多挑战。“非完整结构”体系、荷载、边界条件及材料性质等因素都随施工的不断开展呈现出“时变”的特性，从而使结构的受力和变形处于十分复杂的变化过程中，盲目地效仿其他工程的施工方案开展“概念施工”，难以保证施工过程中结构的安全性。因此，有必要对超高层建筑开展基于施工过程“路径”效应的结构内力和变形规律研究，并对施工过程中关键施工方案进行优化设计，在保证施工过程中结构受力与变形合理的同时，还能达到节省成本、提高质量、缩短工期的目的。

本书以陕西省延长石油科研中心大楼为工程背景，结合现场施工方案并综合考虑施工过程中结构的时变特性、构件配筋和施工找平等因素的影响，严格按照我国现行的设计及施工规范，系统总结了有关超高层建筑施工过程力学分析及施工方案优化的先进研究成果和工程经验。本书条理清晰，逻辑合理，内容全面，由浅入深，对超高层建筑工程的施工具有较强的实用性、指导性和操作性。

本书由陕西省建筑科学研究院有限公司韩大富、张风亮、席宇、田鹏刚，西安建筑科技大学薛建阳，陕西建工控股集团有限公司吴延、胡晓斌共同撰写；由韩大富统稿并校阅全书。西安建筑科技大学罗峥、刘祖强也参与了本项目的试验研究。书中反映了作者及项目组全体成员的研究成果。本书能得以顺利完成，还要感谢关心超高层建筑施工的诸多前辈，他们对本书的内容提出了不少宝贵意见，在此向他们表示深切的谢意。

本书在撰写过程中，参考了大量的国内外文献和著作，在此一并致谢。

希望本书能为读者的学习和工作提供帮助，尤其是为超高层建筑施工现场的管理人员和操作人员提供指导性意见。限于作者水平，书中难免有不妥之处，敬请同行专家及广大读者批评指正。

作 者

2020年3月

科学出版社
www.abook.cn

目 录

第 1 章 绪论	1
1.1 研究背景及研究目的和意义	1
1.1.1 研究背景	1
1.1.2 研究目的和意义	3
1.2 国内外相关研究现状	4
1.2.1 施工过程模拟计算方法研究现状	4
1.2.2 材料时变特性计算方法的研究现状	6
1.2.3 超高层钢-混凝土混合结构施工过程变形和内力研究	8
1.3 施工时变特性引发的问题	9
1.4 本书主要内容	11
第 2 章 施工过程模拟基本理论	12
2.1 施工时变力学理论	12
2.1.1 施工时变力学原理	12
2.1.2 施工时变力学计算方法	13
2.2 混凝土徐变收缩理论	18
2.2.1 混凝土徐变	18
2.2.2 混凝土收缩	19
2.2.3 混凝土徐变收缩预测模型	20
2.2.4 混凝土强度与弹性模量的计算方法	24
2.2.5 配筋率对混凝土徐变收缩的影响	25
2.3 施工找平原理	27
2.4 本章小结	29
第 3 章 Midas/Gen 施工模拟方法及有限元模型建立	30
3.1 超高层钢-混凝土混合结构项目概况	30
3.1.1 工程概况	30
3.1.2 结构体系特点	30
3.2 Midas/Gen 施工模拟方法	37
3.2.1 结构时变特性的实现	37

3.2.2	混凝土徐变收缩计算	38
3.2.3	构件配筋的考虑	39
3.2.4	施工找平的处理	40
3.2.5	施工全过程模拟	40
3.3	有限元模型的建立	41
3.3.1	建立模型	41
3.3.2	材料定义	42
3.3.3	荷载条件	44
3.3.4	施工阶段划分	45
3.3.5	计算假定	46
3.4	本章小结	47
第 4 章	结构施工过程竖向变形与内力分析	48
4.1	结构竖向变形分析	49
4.1.1	结构竖向变形	49
4.1.2	结构竖向变形差	51
4.1.3	结构竖向变形组成	55
4.2	关键构件内力分析	58
4.2.1	典型柱内力分析	58
4.2.2	避难层桁架内力分析	60
4.3	计算值与监测值对比	65
4.4	加载模拟方案的结果对比	66
4.5	不同找平方案的结果对比	69
4.6	本章小结	71
第 5 章	关键施工方案优化及结构预变形补偿分析	73
5.1	核心筒合理超前施工方案的确定	74
5.1.1	核心筒超前施工方案的选取	74
5.1.2	核心筒合理超前层数的确定	77
5.2	伸臂桁架合理安装方案的确定	80
5.2.1	伸臂桁架延迟连接的必要性	80
5.2.2	伸臂桁架延迟连接位置的选取	81
5.2.3	伸臂桁架合理安装时间的确定	85
5.3	结构预变形补偿方案	88
5.3.1	楼层设计标高预调整值的确定	88

5.3.2 竖向构件预变形补偿值的计算推导	90
5.3.3 竖向构件预变形补偿值的确定	93
5.4 施工建议	95
5.5 本章小结	96
参考文献	98

第 1 章 绪 论

1.1 研究背景及研究目的和意义

1.1.1 研究背景

为实现超高层钢-混凝土混合结构独特的建筑几何外形和建筑功能的需求，仅在结构设计方面突破难关是远远不够的，由于该类混合结构施工规模大、建造周期长，在其整个施工建造过程中同样面临挑战（图 1.1）。

在超高层钢-混凝土混合结构的施工过程中，“非完整结构”体系、荷载、边界条件、材料性质等因素都随施工阶段的递进呈现出“时变”的特性^[1]，这些因素将造成施工过程中结构的受力和变形处于十分复杂的变化中；施工期间盲目地效仿其他工程的施工方案开展“概念施工”，难以保证结构的受力和变形处于合理的状态，并可能诱发施工期间不安全事故，即便顺利竣工，因施工过程中不合理的施工方案和施工顺序导致结构产生的附加内力和变形也给结构埋下安全隐患。如何保证此类结构施工期间的安全性，并使其达到结构设计标高和设计层高的要求；如何选取合理的施工方案，尽可能减小结构在施工期间因时变因素引起的竖向变形和附加内力，以确保结构在使用阶段的安全性，这些已成为当今超高层混合结构施工过程中研究人员普遍关注的问题。



(a) 中央电视台总部大楼



(b) 深圳平安金融中心

图 1.1 国内外典型复杂超限工程项目



(c) 迪拜哈利法塔



(d) 上海中心大厦

图 1.1 (续)

在结构从施工建设到投入使用，再到老化维修阶段的整个生命周期中，施工过程中结构的不完整性、结构抗力的不成熟性、构件性质的时变性、所受荷载的复杂性，使得结构在施工阶段的平均风险率最高、失效概率最大，如图 1.2 所示。据统计，近十多年来全国约 78% 的建筑倒塌事故都是在施工过程中发生的，其中设计中未考虑施工过程中的诸多影响因素或对施工过程中出现的复杂、突发情况未进行应有的计算分析是造成该类事故发生的主要原因^[2]。

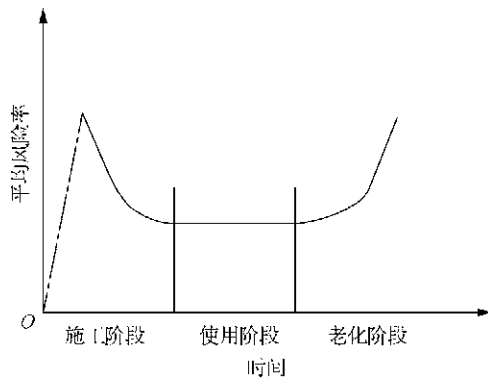


图 1.2 结构寿命失效图

我国《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2010)^[3]中第 5.1.9 条规定:高层建筑结构在进行重力荷载作用效应分析时,柱、墙、斜撑等构件的轴向变形宜采用适当的计算模型考虑施工过程的影响;复杂高层建筑及房屋高度大于 150 m 的其他高层建筑结构,应考虑施工过程的影响。

为保证结构在施工过程中的安全性,并使结构在竣工阶段达到设计初始状态的要求,有必要对超高层钢-混凝土混合结构在施工过程的变形和内力进行分析,并探讨合理的施工方案。

1.1.2 研究目的和意义

目前,超高层钢-混凝土混合结构以框架-核心筒结构体系应用较为广泛,如型钢混凝土柱-钢梁-混凝土核心筒结构形式、钢管混凝土柱-钢梁-混凝土核心筒结构形式等。与常规建筑相比,该类混合结构建造周期较长,施工期间由于外框架与核心筒各自承担的竖向荷载及两者轴向刚度的差异,在竖向荷载和结构时变因素的综合作用下,外框架和核心筒会产生不均匀的竖向变形,尽管施工过程中采取了找平措施,仍难以达到结构楼层标高与设计标高一致的状态。外框架和核心筒的竖向变形差会导致楼板不平整,严重时造成楼板开裂(图 1.3),同时也会对连接核心筒与外框架的钢梁、伸臂桁架等水平构件产生附加应力。为了保证结构在施工过程中的安全性,明确施工过程中结构变形和受力的状态,需要对其进行施工过程模拟分析,研究结构变形和内力的发展,并采取措施对结构变形进行找平补偿,使其达到设计要求。

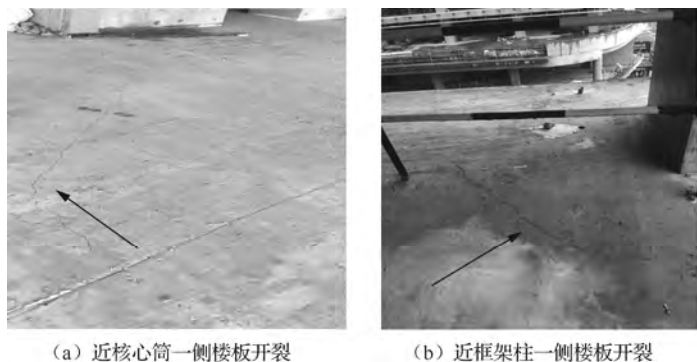


图 1.3 框筒竖向变形差引起的楼板开裂

在超高层钢-混凝土混合结构的施工过程中,核心筒通常采取爬模施工工艺,并超前外框架施工,然而不同超前层数的施工方案会对结构的变形和内力产生不同程度的影响。选取合理的超前层数会减少施工过程中外框架和核心筒的竖

向变形差,进而减小因变形差带给结构的不利影响,使结构在施工过程中的变形和内力处于合理的状态。有必要对核心筒超前外框架的施工方案进行优化,确定核心筒合理的超前施工层数,对保证结构在后期使用阶段的安全性很有必要。

为增强外框架和核心筒的协同作用来抵抗地震、风荷载等水平荷载,设计人员通常会在结构的加强层部位设置伸臂桁架。然而,施工过程中外框架和核心筒的竖向变形差会使伸臂桁架在随层焊接固定的情况下产生较大应力,导致桁架的安全富余度降低,难以保证结构在后期使用阶段达到性能设计目标。为了尽可能减小变形差引起伸臂桁架的附加应力,施工过程中往往对其采取延迟连接措施,并概念性地认为对延迟连接部位的焊接固定越迟越好,然而为了给后续施工搭建作业平台、不延误工期,则需要对其尽早地进行焊接固定。因此,为解决这一突出矛盾,有必要对伸臂桁架的施工方案及其合理安装时间进行商讨确定。

结构设计时,设计人员往往只考虑正常使用阶段下成型结构在不同荷载工况及其组合作用下的力学分析,并采取结构刚度一次形成、荷载一次性施加的计算方法,却忽略了施工过程中结构刚度逐层形成、荷载逐层施加、材料时变特性、施工找平措施及施工顺序和施工方案等因素对结构内力和变形所产生的影响,从而使结构在施工阶段就埋下安全隐患。施工过程中,构件的最大内力状态或最终状态与现有常规的整体结构使用阶段分析结果会因上述多重因素产生较大差别,施工过程中部分构件的受力状态和内力分布可能会超过使用阶段,“概念施工”并不能满足超高层钢-混凝土混合结构施工过程力学形态预测与施工过程安全控制的要求^[4]。

综上所述,对超高层钢-混凝土混合结构进行施工过程模拟研究,综合考虑施工过程中结构时变因素和施工找平措施的影响,准确预测结构在施工过程中变形与内力的发展规律,明确结构的受力和变形状态,对结构施工过程中的关键施工方案进行优化,采取措施对结构变形进行找平补偿,具有明确的理论价值和实际意义。

1.2 国内外相关研究现状

1.2.1 施工过程模拟计算方法研究现状

传统的结构设计方法无法充分考虑结构施工过程中时变因素的影响,因此为了研究一种较为合理的方法来计算分析超高层钢-混凝土混合结构施工过程中受

力和变形的发展变化,国内外学者对该类结构施工模拟的计算方法做了相关研究,主要成果如下。

林欢^[5]引入结构矩阵递推法进行高层框架结构施工模拟计算,即对任意一个框架结构划分子结构,建立子结构的矩阵位移方程,依次引入边界条件,通过分解回代求得位移和内力,推出了施工模拟一次加载和逐层加载同时计算的一种新方法,用于三跨二十层和两跨二十四层框架结构的施工模拟计算。结果表明该计算方法可行。

李瑞礼、曹志远^[6]利用超级有限元-有限元耦合法对高层结构进行施工模拟分析,将不同阶段的施工单元划分为一个超级元,建立结构单元与超级元之间的关系。每一阶段施工的单元通过边界耦合法与上一阶段结构所处的状态建立联系,考虑结构的具体施工过程进行模拟分析。以一个十二层的空间框架为例进行施工阶段力学分析,计算结果验证了该方法的可行性。

傅学怡^[7]提出精确施工模拟法,即先建立结构总刚度矩阵,计算竖向荷载作用下的节点位移,依据逐层施工顺序修正总刚度矩阵,利用修正矩阵分别计算各施工阶段结构的节点位移,叠加各阶段位移得到结构各节点实际位移,再进行各杆件的内力求解。其所编制的计算程序准确地体现主体结构分阶段变刚度特点。

郭彦林、刘学武^[8]针对现有施工模拟分析方法考虑时变模拟的不足,基于非线性有限单元法和分布建模技术的应用,结合 FORTRAN 语言编制分析程序模拟施工期间构件的安装与拆卸,研发“单元生死”模拟技术。该技术具有力学概念清晰、计算精确等优点,被广泛应用在大型工程施工过程分析中^[9, 10],指导施工并保障工程建设的安全性。

美国学者 Amaro^[11]提出的矩阵迭代法,即参照施工过程将结构分为若干施工步,各步新施工的杆件按照要求对应编号。通过此方法建立的计算模型与实际结构相近,同时利用 CAD 自动生成技术可以有效减少单元编号的工作量。

李丹、赵西安^[12]提出结构刚度一次形成,考虑逐层施加荷载的效果,其计算方法简便,但没有考虑结构刚度逐层形成的影响。

方永明等^[13]通过实例对比分析了赵西安提出的逐层加载方法、施工加载法、一次性加载法三种不同施工模拟方法^[14],得出施工加载法优于其他方法。

喻永声^[15, 16]考虑高层建筑施工过程的力学性态,采用多重子结构法进行结构施工过程模拟计算,将整个结构分为有限个进程结构,每个进程结构包含已建结构和建造结构两部分,通过对结构节点的变位分析阐述建造因素,提出相应的力学计算模型。实践表明该方法可行。

范重等^[17]总结了有关超高层建筑施工模拟技术的最新进展,阐述了逐层激

活算法和分区激活算法的优缺点,两种施工模拟计算方法均能较为真实地反映超高层建筑的施工过程,分析结果合理。

周绪红等^[18]采用有限元分析程序 SAP2000 通过在整体结构计算模型分层施加竖向荷载的叠加方法,对钢框架-钢筋混凝土核心筒体系进行施工过程仿真分析,并对比分析了结构竖向变形、框筒变形差及构件的内力,验证了该计算方法的可行性。

1.2.2 材料时变特性计算方法的研究现状

在超高层钢-混凝土混合结构漫长的建造过程中,混凝土材料弹性模量、强度都随着时间不断发生变化,其徐变收缩特性对结构的影响表现得更为明显。材料的时变特性会引起构件受力和变形发生变化,尤其是对钢-混凝土组合构件和预应力构件,在竖向荷载作用下则会引起混凝土与钢材之间的内力重分布及预应力松弛,因此在进行超高层钢-混凝土混合结构的施工过程模拟中,材料的时变特性模拟计算十分关键,国内外学者对混凝土徐变收缩特性的计算进行了大量研究,提出多种计算模型和计算表达式,主要研究成果如下。

Bazant 等拟合了试验结果并提出混凝土徐变收缩变形的估算模型——BP 模型,在此研究基础上,提出基于固化理论的 BP-KX 模型、B3 系列模型^[19-24]。

美国混凝土协会 209 委员会提出的 ACI209R-82、ACI209R-92 系列模型,即采取最终徐变与时间曲线的乘积估算混凝土的徐变、收缩和温度响应^[25]。

欧洲混凝土委员会——国际预应力混凝土协会提出的 CEB-FIP (MC78)、CEB-FIP (MC90) 系列模型,前者采用多项式之和进行徐变估算,后者同样采用最终徐变与时间曲线的乘积进行徐变估算^[26]。

韩国波等^[27]总结了我国轻骨料混凝土技术规程模型、MC2010 模型、ACI209 模型、B3 模型的适用范围和基本公式,基于试验数据和计算分析,以上模型预测结果表明高强轻骨料混凝土徐变度预测精度较高,收缩预测精度有一定差距,故提出了考虑骨料含水率影响的 MC2010 修正模型,对高强轻骨料混凝土收缩变形的预测精度更好。

王永宝等^[28]基于按照龄期调整的有效模量法和逐步积分法,提出了钢管混凝土轴压构件徐变的简化分析方法,探讨了混凝土徐变预测模型及其相对湿度取值对钢管混凝土轴压构件长期变形计算精度的影响,经与试验结果对比分析,表明该方法可以用于钢管混凝土轴压构件长期变形分析;采用相对湿度取值范围为 90%~98% 的 CEB90 模型和 EC2 模型,可以较为准确地分析钢管混凝土轴压构件

长期变形。

赵金钢等^[29]以广义徐变系数为基础,推导了普通混凝土在长期荷载作用下的徐变应力-应变计算公式,结果表明可将应变作为混凝土徐变计算的基本变量,并提出了等效温度荷载法计算钢管混凝土徐变,经计算与试验实测值对比,等效温度荷载法可以用于计算长期荷载作用下普通钢管混凝土和钢管膨胀混凝土的徐变;MC90模型和EC2模型计算值与长期荷载作用下钢管混凝土构件徐变试验实测值吻合良好;GL2000模型高估了钢管混凝土构件徐变应变。

周履、徐永春^[30]基于Bazant按龄期调整有效模量法的研究,提出普通混凝土徐变数值计算表达式,供实际工程参考。

曹国辉等^[31]基于混凝土徐变的继效流动理论和多轴应力作用下的徐变理论,结合钢管混凝土轴心受压构件的受力特点,提出钢管混凝土徐变系数预测模型,该模型能反映钢管混凝土的徐变机理,将钢管混凝土徐变变形分为可恢复滞后弹性变形、不可恢复的初始急流塑性变形和不可恢复的黏性流变3部分考虑,公式简洁,计算效果较好。

祁璐帆^[32]基于计算混凝土徐变的龄期调整有效模量法,推导了钢管混凝土徐变效应计算公式,运用此公式计算了钢管混凝土由核心混凝土徐变引起的轴向变形、混凝土轴向应力、钢管轴向应力随时间的变化曲线,分析了核心混凝土徐变对钢管混凝土工作状态的影响。

汪洋^[33]对4种徐变计算模型的徐变值进行尺寸、湿度的修正,同时考虑钢管与混凝土内力重分布的影响,对比了高强钢管混凝土徐变试验结果,发现各个理论均有一定的偏差,提出采用含钢率参数对钢管混凝土徐变预测模型进行改进,改进后模型的计算结果与试验数据对比吻合良好。

张慎伟等^[34]主要探讨高层结构在施工过程中竖向构件(如钢管混凝土或型钢混凝土柱)的徐变、收缩等时变非线性理论,并采用松弛系数法(后改称老化系数法)和时程分析法基于CEB-FIP(MC90)模型建立钢管混凝土的时变计算模型,同时结合实际工程跟踪检测与理论计算值进行对比分析,表明该计算方法的可行性。

沈蒲生等^[35]基于混凝土徐变收缩ACI系列计算模型,假定构件荷载线性增加,引入平均龄期影响系数、平均持荷影响系数,提出变荷载作用下混凝土徐变收缩的计算,同时以龄期调整有效模量法考虑配筋率对构件徐变的影响,通过案例分析,该方法简单实用可行。

韩伟威、吕毅刚^[36]对比分析了长期观测的混凝土收缩徐变试验结果与不同规范模型的预测结果,发现混凝土收缩徐变试验结果与预测模型计算结果存在差

异, CEB—FIP (1990) 模型预测混凝土收缩应变和 ACI 209R (1992) 模型预测混凝土徐变系数的整体效果较好, 而 ACI 209R (1992) 模型的收缩应变预测值和《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTJ 023—85) 模型的徐变系数预测值与试验结果偏离较大, 故引入混凝土收缩修正系数和徐变修正系数对《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004) 预测模型进行修正, 构建恒温恒湿环境下混凝土收缩应变、徐变系数的修正预测模型, 提高混凝土收缩徐变预测模型的预测精度。

周智凯^[37]总结以往国内外研究者关于混凝土徐变收缩的试验资料, 比较了国内外应用比较广泛的徐变收缩预测计算模型, 发现现有徐变收缩预测计算模型计算结果与高强自密实混凝土的试验结果差别较大, 后基于试验得到了一系列高强自密实混凝土的徐变收缩变形增长数据。在试验结果的基础上, 结合其他国内试验资料, 拟合了经验系数计算公式, 经对比验证, 所建立的混凝土徐变收缩预测计算模型的准确性良好。

杨小兵^[38]基于 1986 年中国建筑科学研究院提出的混凝土徐变、收缩计算模型, 引入多项待定系数, 通过回归拟合提出了新的混凝土徐变、收缩预测计算模型, 并将该计算模型与 GL2000 模型^[39]计算结果进行对比, 验证预测模型的合理性。

1.2.3 超高层钢-混凝土混合结构施工过程变形和内力研究

对于超高层钢-混凝土混合结构体系, 国内外主要对其抗震性能研究较多, 而考虑该类结构施工过程的力学分析研究相对较少, 通常会针对某个具体工程进行施工过程模拟分析。超高层钢-混凝土混合结构因结构时变特性导致其在施工过程中的变形和内力变化复杂, 为保证施工过程中结构的安全性, 较为准确地预测结构在不同施工阶段的非线性力学性能和累积效应, 则需要对结构在具体施工方案下的变形和内力发展进行研究。

朱梦舒^[40]设计了 3 个 SRC 框架-核心筒混合结构, 研究结构在不同的施工模拟分析方法下内力和变形的变化规律; 从竖向位移及位移差、梁端弯矩、柱端弯矩及柱轴力等方面比较了一次加载与施工模拟加载的异同; 同时考虑了多遇地震一次加载、多遇地震施工加载、罕遇地震一次加载和罕遇地震施工加载 4 种工况进行时程分析, 揭示施工过程对 SRC 框架-核心筒的抗震性能的影响, 可为该类结构的抗震设计提供参考。

周康^[41]进行了超高层施工阶段的健康监测与全过程模拟研究, 根据实际施

工进度并考虑材料的时变效应,对深圳平安金融中心进行施工全过程模拟,分析施工阶段核心筒和巨柱的竖向变形及关键部位应力的发展规律,并研究混凝土收缩、徐变及施工过程等时变效应对结构的影响,并对核心筒领先外框架施工及伸臂桁架后接时序等施工方案的优化进行了探讨。

罗文^[42]以天津周大福 530m 超高层结构为工程背景,基于对塔楼的实测与施工模拟分析,研究了超高层钢框架-钢筋混凝土核心筒结构施工期间竖向变形及竖向变形差的发展规律,推导了结构竖向构件竖向变形补偿值的计算公式,并拟合了竖向变形及变形差预测公式,为类似超高层钢框架-混凝土核心筒结构计算施工阶段产生的框筒竖向变形及变形差、制订补偿方案提供借鉴和参考。

吴城斌^[43]以深圳信通大厦项目为研究背景,基于对关键受力构件施工过程中进行应变监测和施工模拟分析,考虑加载方式、混凝土的时变性、施工速度、核心筒超前施工及工程竣工后对结构变形的影响,并给出了从材料、结构设计、施工工艺及施工期间现场监测等方面对超高层建筑结构的竖向变形控制建议。

王化杰等^[44]以京基金融中心为背景,开发并建立完整的超高层施工监测系统,对结构施工全过程进行跟踪监测;同时采用所开发的超高层施工全过程模拟技术对结构施工全过程进行跟踪模拟,综合施工全过程仿真数据与监测数据对京基金融中心施工竖向变形累积及应力发展规律进行全过程跟踪研究。

综上所述,目前有关超高层钢-混凝土混合结构施工过程中变形和内力的研究主要考虑混凝土徐变收缩、逐层找平措施及核心筒超前外框架^[45]等因素的影响,但针对不同找平措施(如逐层找平、逐段找平)对结构施工过程中竖向变形和变形差的影响及对结构找平之后的变形(称为结构预变形)的补偿措施(如竖向构件预变形补偿值、楼层楼板设计标高预调整值等)等方面研究较少。

1.3 施工时变特性引发的问题

超高层钢-混凝土混合结构施工过程是一个长期而又复杂的过程,在建造的过程中,结构的几何刚度、边界条件、所承受的荷载及材料特性都随施工过程不断发生变化,进而引发施工过程中几个关键问题。

1. 超高层竖向变形累计及变形预控制问题

由于混凝土、钢材材料特性和构件截面的不同导致结构竖向构件轴向刚度差异较大,随着施工阶段的进行,结构在竖向荷载作用和材料时变特性等多方面因素的综合作用下,竖向承重构件产生不均匀的变形并且整个过程变形非线性累加,尽管考虑到施工找平的措施及核心筒提前施工的经验做法,仍然难以达到结构楼层标高与设计标高相一致的状态,内外筒出现明显的变形差,引起构件产生附加应力,很难满足使用阶段建筑功能需求。同样,不同的施工顺序与施工方案同样对结构竖向变形产生较大影响。因此,有必要对超高层钢-混凝土混结构进行施工过程仿真模拟分析,研究结构施工过程竖向变形发展规律,根据变形规律优化结构施工方案,并采取控制措施制订结构施工过程预变形控制方案,使结构竣工时达到最优受力状态。

2. 核心筒超前外框架施工方案

对于超高层钢-混凝土混合结构框架-核心筒体系,施工过程中通常采取核心筒超前外框架的施工工艺,不同的超前施工层数对结构竣工状态产生的竖向变形差也会产生不同影响,变形差对结构产生的不利影响已在上文提到,因此有必要对核心筒超前外框架的施工方案进行合理优化,通过对比分析得出最适合该结构体系的超前施工层数,尽可能地减少施工过程引起的结构竖向变形差,减小变形差带给结构的附加应力,保证结构在后期使用阶段的安全性。

3. 关键次结构施工方案与合理安装时刻

为使超高层钢-混凝土混合结构满足抗震设防要求,通常设计人员会在结构的加强层部位设置伸臂桁架、环带桁架或者腰桁架等关键次结构以保证结构具有足够的抗侧刚度来抵抗地震、风荷载等水平荷载的作用,然而在伸臂桁架刚接的情况下,施工过程带来的外框内筒变形差、柱与柱之间的变形差必然引起这类次结构产生附加应力,这使得该类结构在此初应力状态下去抵抗水平荷载作用。设计人员在进行结构抗震设计时如未能考虑施工附加应力的影响,便难以保证该类次结构达到设计状态要求。设计上为了尽可能减小施工附加应力,通常考虑进行伸臂桁架延迟连接,概念性地认为越迟连接越好;可是考虑到施工方的需求,为了给后续施工搭建平台、不拖延工期,应越早进行伸臂桁架终拧连接。为解决这一矛盾,有必要进行超高层伸臂桁架延迟连接方案对比分析,优化终拧方案,确定合理终拧时刻。

1.4 本书主要内容

本书以陕西省延长石油科研中心大楼超高层钢-混凝土混合结构为工程背景,综合考虑施工过程中结构的时变特性、构件配筋和施工找平措施的影响,运用有限元分析软件 Midas/Gen 对该结构进行施工过程模拟,主要研究结构施工过程中竖向变形和内力的发展规律,同时对关键施工方案进行优化并提出结构预变形找平方案,具体内容如下。

(1) 施工过程模拟基本理论。对施工时变力学原理和计算方法、混凝土徐变收缩理论(包含定义、预测模型、混凝土强度与弹性模量计算方法和构件配筋率对徐变收缩的影响)及施工找平原理等基本理论进行阐述。

(2) Midas/Gen 施工模拟方法及有限元模型建立。首先介绍超高层钢-混凝土混合结构项目概况;其次,针对前述施工过程模拟分析基本理论分别从结构时变特性、混凝土徐变收缩计算、钢筋作用的考虑、施工找平措施的处理及施工全过程模拟五个方面阐述了 Midas/Gen 的施工模拟方法;最后从模型建立、材料定义、荷载条件、施工阶段划分及计算假定五个方面介绍本项目施工模拟分析模型的建立。

(3) 结构施工过程中竖向变形与内力分析。基于超高层钢-混凝土混合结构的施工模拟分析,分别研究塔楼竣工时刻和施工过程中外框架和核心筒竖向变形及关键构件内力的发展规律;对比结构应力和变形监测结果与有限元模拟计算值,验证有限元分析的合理性;对比加载模拟方案的计算结果,分析混凝土徐变收缩及逐层找平措施对结构竖向变形的影响,并研究不同找平措施对外框架和核心筒竖向变形差的影响。

(4) 关键施工方案优化及预变形补偿分析。主要对超高层钢-混凝土混合结构的关键施工方案进行优化并提出预变形补偿方案:①对比多种施工方案的模拟计算结果,提出本项目核心筒合理超前层数的施工方案;②通过对比分析,研究适宜本项目伸臂桁架延迟连接位置的选取方案,并以伸臂桁架附加应力为控制依据,确定适宜本项目伸臂桁架的合理安装时间;③为弥补结构外框架和核心筒竖向变形差,并使结构在竣工阶段达到设计标高的要求,提出了结构预变形找平方案,基于分析结果给出用于结构各楼层楼板标高预调整值,推导出结构竖向构件预变形补偿值的计算方法,并计算出竖向构件预变形补偿值供施工方参考。

第2章 施工过程模拟基本理论

2.1 施工时变力学理论

2.1.1 施工时变力学原理

传统结构力学分析时,有关结构的所有信息(材料强度、荷载、结构几何形态、几何刚度及边界条件等)都是给定的、已知的、不随时间发生任何变化的(动荷载除外),在此状态下进行结构的变形、内力及稳定等问题的分析与验算,即对刚度和边界条件等一次形成的结构进行一次性加载分析,此类分析方法计算过程简单。

在施工过程中,每一阶段的不完整结构体系随整个结构建造过程不断变化,王光远院士将此类结构体系称为“时变结构”体系,其主要分为三大领域。

(1) 快速时变结构力学,主要研究由于结构自身急剧变化而引起剧烈震动的力学分析与控制,又称为时变结构振动理论。

(2) 慢速时变结构力学,主要是将结构的若干最不利工作状态冻结,在每个状态中按时不变结构分析,又称为施工力学与时间冻结法。

(3) 超慢速时变结构力学,主要研究结构整个服役期间的变化及其安全度问题,即研究结构的时变动力可靠度及时变服役可靠度的计算及评估的方法,及结构维修方案的优化,又称为时变可靠性理论和维修决策理论^[46]。

超高层钢-混凝土混合结构的施工时变特性^[46]主要体现在以下几个方面。

(1) 几何形态:随着施工阶段的进行,结构体系逐渐从无多余约束的几何不变体系发展为有多余约束的几何不变体系,从静定结构发展为超静定结构。

(2) 边界条件:在结构逐个构件拼装的过程中,每个新施工阶段的完成会对已形成的不完整结构增加新的边界约束,随着施工阶段的进行,结构的边界条件不断变化,导致结构内力重分布,达到局部平衡。

(3) 刚度:施工过程中,随着新构件的安装,结构体系从不完整结构逐渐向最终的完整结构过渡,结构刚度在不断更新并逐渐趋于稳定。

(4) 材料特性:混凝土构件从浇筑到初凝再到终凝,再到结构的整体建造过

程,其强度、弹性模量都随时间不断变化,并伴有徐变收缩效应。

(5) 荷载:施工期间荷载变化是最重要的特征,主要分两类:一类随结构形式的变化而变化,如结构的自重随着施工楼层的增加而增加,施工活载(如施工人员重力荷载、堆放材料荷载、核心筒爬模荷载等)只在当层施工阶段存在;另一类是来自自然条件的时变荷载,如温度荷载,与结构形式无关。

超高层钢-混凝土混合结构施工过程力学效应主要体现在以下三个方面^[47]。

(1) 时间效应。在结构逐层建造的过程中,其几何形态、边界条件、刚度、荷载及材料特性都是时间函数,随着时间的推移,形成施工力学“时效”,结构受力与变形不断变化。对同一结构不同的施工过程导致其最终力学状态也有所差别。

(2) 路径效应。随着不同施工顺序和施工方案的进行,材料的非线性、结构的几何非线性和边界非线性均受到结构几何形态、边界条件、刚度和材料特性依时变化的耦合作用,形成施工力学“路效”,结构受力与变形不断发生变化。对同一结构,不同施工顺序或施工方案导致其最终力学状态也有所差别。

(3) 只考虑结构的几何物理性质或边界时变、材料线弹性,不考虑“时效”和“路效”的影响,通过不断改变参数,进行多次不耦联的常规分析,并将其进行简单组合,形成考虑施工时变过程综合因素的力学分析,并以此分析结果作为设计参考依据。该分析过程只是增加施工过程多阶段的分析计算,对同一结构,其最终力学状态是一样的。

综上所述,在超高层钢-混凝土混合结构的整个建造期,结构体系要经历一个从无到有、从小到大、从不完整到完整的过程,结构的几何形态、边界条件、刚度、材料特性和所受荷载都随时间不断变化。相对于漫长的施工过程,在每一个不完整结构的施工阶段,上述时变因素都可认为是固定和已知的。因此,在进行结构的施工过程力学分析时,可依据慢速时变结构力学范畴里的时间冻结理论对每一个施工阶段的分析作近似处理,即认为在当前施工阶段中,可将已形成的不完整结构作为时不变结构进行静力或动力分析,进而将整个施工过程离散为多个施工阶段,即将进行的每一个施工阶段的分析都是建立在上一个已平衡阶段的分析的基础上,对各个阶段分析的结果进行非线性的累加,最终便可得到结构在竣工阶段的内力与变形。

2.1.2 施工时变力学计算方法

由于超高层钢-混凝土混合结构施工过程分析所考虑的结构几何形态、边界

条件、刚度、材料特性和所受荷载等均是时间函数，其控制方程通常采用通过数值化后形成的变系数常微分方程，又称施工力学分析的数值方法，通过该方法所建立的离散化方程组的运算矩阵（如刚度矩阵、质量矩阵和阻尼矩阵等）中的元素均是时间变量函数。

施工力学数值方法主要包含三大类：有限单元法、时变单元法和拓扑变化法。有限单元法是将连续的无限体合理离散成有限个单元体，单元与单元之间通过共用节点连接，在满足一定物理条件（如几何关系、材料本构关系、平衡条件等）的基础上，将离散的单元体集成，形成求解问题的数值方程。时变单元法是通过单元大小随时间变异来实现解域时变。拓扑变化法基于拓扑学原理用数值手段实现解域时变。施工力学分析主要采用有限单元法。2.1.2 节主要从结构的刚度、荷载、几何形态和边界条件及材料特性四个方面诠释超高层钢-混凝土混合结构施工时变力学的非线性有限单元法分析计算原理^[48-50]。

1. 有限单元法对结构刚度时变的考虑

在施工过程中，结构构件的拼装或临时支撑的拆除导致结构刚度不断更新。

(1) 构件增加时，设 N 为当前状态， $N-1$ 为前一状态，则

$$\mathbf{K}_N = \mathbf{K}_{N-1} + \mathbf{K}_A \quad (2.1)$$

$$\mathbf{U}_N = \begin{pmatrix} \mathbf{U}_{N-1} + \Delta \mathbf{U}_N \\ \mathbf{U}_A \end{pmatrix}, \quad \mathbf{F}_N = \begin{pmatrix} \mathbf{F}_{N-1} \\ \Delta \mathbf{F}_A \end{pmatrix} \mathbf{F}_A \quad (2.2)$$

式中， \mathbf{K}_N —— 构件增加引起的结构改变之后的刚度矩阵；

\mathbf{K}_A —— 新增构件的刚度矩阵对结构总刚度的贡献；

\mathbf{U}_N —— 构件增加引起的结构改变之后的节点位移列阵；

\mathbf{U}_A —— 新增节点的位移列阵；

\mathbf{F}_N —— 构件增加引起的结构改变之后的节点力列阵；

\mathbf{F}_A —— 新增节点的节点力列阵。

整体平衡方程表示为

$$\begin{cases} \mathbf{K}_N \mathbf{U}_N = \mathbf{F}_N \\ \mathbf{K}_{N-1} \mathbf{U}_{N-1} = \mathbf{F}_{N-1} \end{cases} \quad (2.3)$$

(2) 当一些临时支撑构件拆除时，将式 (2.1) 改为式 (2.4) 求解即可，即

$$\mathbf{K}_N = \mathbf{K}_{N-1} - \mathbf{K}_D \quad (2.4)$$

$$\mathbf{U}_N = \begin{pmatrix} \mathbf{U}_{N-1} + \Delta \mathbf{U}_N \\ \mathbf{U}_D \end{pmatrix}, \quad \mathbf{U}_D = 0 \quad (2.5)$$

$$\mathbf{F}_N = \begin{pmatrix} \mathbf{F}_{N-1} + \Delta \mathbf{F}_N \\ \mathbf{F}_D \end{pmatrix}, \quad \mathbf{F}_D = 0 \quad (2.6)$$

式中, \mathbf{K}_N ——拆除构件对结构总刚度的贡献;

\mathbf{U}_D ——拆除构件与剩余结构无连接独立节点的位移列阵;

\mathbf{F}_D ——拆除构件与剩余结构无连接独立节点的节点力列阵。

2. 有限单元法对施工过程中结构荷载变化的考虑

每个新施工阶段的开始, 构件自重与施工活载随即产生, 在进入下一阶段时, 前一阶段的施工活载消失, 但构件自重仍然存在。风荷载或温度荷载的突然产生都会引起结构荷载变化。对此, 有限单元法对施工过程中结构荷载变化的处理即在原有荷载列阵的基础上增加荷载的变化量, 重新求解计算, 即

$$\mathbf{K}_{N-1} \mathbf{U}_N = \mathbf{F}_N \quad (2.7)$$

$$\mathbf{F}_N = \mathbf{F}_{N-1} + \Delta \mathbf{F}_N \quad (2.8)$$

3. 有限单元法对施工过程中结构几何形态和边界条件变化的考虑

构件的约束情况或支座位移在施工过程中也会发生变化, 有限单元法对此变化统一处理为位移列阵的变化, 则

$$\mathbf{K}_{N-1} \mathbf{U}_N = \mathbf{F}_N \quad (2.9)$$

$$\mathbf{U}_N = \mathbf{U}_{N-1} + \Delta \mathbf{U}_N \quad (2.10)$$

4. 有限单元法对施工过程中混凝土徐变、收缩的考虑

一个 n 层的框架, 包含 n 个子结构 (每个阶段结束时已形成的非完整结构称为子结构), 设 τ_i 、 τ_{i+1} 分别为第 i 层和第 $i+1$ 层施工结束的时间, 则第 i 个子结构在 $\tau_i \sim \tau_{i+1}$ 阶段内产生的徐变收缩内力为

$$\mathbf{K}_{c,shi} \mathbf{A}_{c,shi} = \mathbf{P}_{c,shi} \quad (2.11)$$

$$\mathbf{K}_{c,shi} = \sum \mathbf{k}_{c,shi} = \sum \gamma(\tau_{i+1}, \tau_i) \mathbf{k}_{ei} \quad (2.12)$$

$$\mathbf{P}_{c,shi} = - \sum_e \mathbf{F}_{c,sh,fi} \quad (2.13)$$

$$\begin{aligned}
 \mathbf{F}_{c,sh,fi} = & -\sum_{j=1}^i \gamma_j \left[\phi(\tau_{i+1}, \tau_j) - \phi(\tau_i, \tau_j) \right] \mathbf{F}_{e,dj} \\
 & + \sum_{j=1}^{i-1} \gamma_{j+1} \left[\phi(\tau_{i+1}, \tau_{j+1}) - \phi(\tau_i, \tau_{j+1}) \right] \mathbf{F}_{c,sh,dj} \\
 & + \Delta \mathbf{F}_{shi}
 \end{aligned} \tag{2.14}$$

式中， $\mathbf{K}_{c,shi}$ ——第 i 个子结构的徐变收缩刚度矩阵；

$\mathbf{A}_{c,shi}$ ——第 i 个子结构的徐变收缩节点位移列阵；

$\mathbf{P}_{c,shi}$ ——第 i 个子结构的等效徐变收缩节点荷载列阵；

$\gamma(\tau_{i+1}, \tau_i)$ ——换算系数，由 $\gamma(\tau_{i+1}, \tau_i) = [1 + \chi(\tau_{i+1}, \tau_i)\phi(\tau_{i+1}, \tau_i)]^{-1}$ 计算，其中 $\chi(\tau_{i+1}, \tau_i)$ 为老化系数， $\phi(\tau_{i+1}, \tau_i)$ 为 τ_i 时刻加载、 τ_{i+1} 时刻的徐变系数；

\mathbf{k}_{ei} ——第 i 个子结构中第 e 个单元的弹性单元刚度矩阵；

$\mathbf{F}_{e,dj}$ ——第 j 个子结构中弹性位移对应的弹性单元杆端力；

$\mathbf{F}_{c,sh,dj}$ ——第 j 个子结构与徐变收缩位移对应的非弹性单元杆端力；

$\mathbf{F}_{c,sh,fi}$ ——第 i 个子结构中的单元徐变收缩固端力[包括式 (2.14) 等号右边的三项：第一项表示第 $1 \sim i$ 个子结构的弹性内力在 $\tau_i \sim \tau_{i+1}$ 阶段产生的徐变固端力；第二项表示第 $1 \sim i-1$ 个子结构的非弹性内力在 $\tau_i \sim \tau_{i+1}$ 阶段产生的徐变固端力；第三项表示 $\tau_i \sim \tau_{i+1}$ 阶段产生的收缩固端力]。

通过求解式(2.11)可求解子结构 i 在 $\tau_i \sim \tau_{i+1}$ 时段的徐变收缩节点位移 $\mathbf{A}_{c,shi}$ ，再由式 (2.15) 求得子结构 i 中各单元在 $\tau_i \sim \tau_{i+1}$ 时段因徐变收缩位移引起的杆端力为

$$\mathbf{F}_{c,sh,di} = \gamma(\tau_{i+1}, \tau_i) \mathbf{k}_{ei} \mathbf{A}_{c,shi} \tag{2.15}$$

则子结构 i 中各单元在 $\tau_i \sim \tau_{i+1}$ 阶段的最终徐变收缩杆端力为

$$\mathbf{F}_{c,shi} = \mathbf{F}_{c,sh,di} + \mathbf{F}_{c,sh,fi} \tag{2.16}$$

通过叠加 n 个子结构的计算结果便可考虑整个施工过程混凝土收缩徐变带来的影响。

结合施工时变力学理论，以一个 5 层的单榀框架可以更形象地描述结构施工过程中结构的受力和变形。假设结构逐层进行施工，将其分为 5 个子结构，每个子结构只承受顶层竖向荷载，并考虑施工过程混凝土徐变收缩的影响，故任一楼层

层 i 的单元内力和变形由子结构 i 及其后续各子结构 $(i+1) \sim 5$ 在楼层 i 处产生的内力和变形的叠加而得到 (图 2.1), $\tau_{j-1} \sim \tau_j$ 表示第 $j-1$ 个子结构施工结束到第 j 个子结构施工结束的时间间隔。

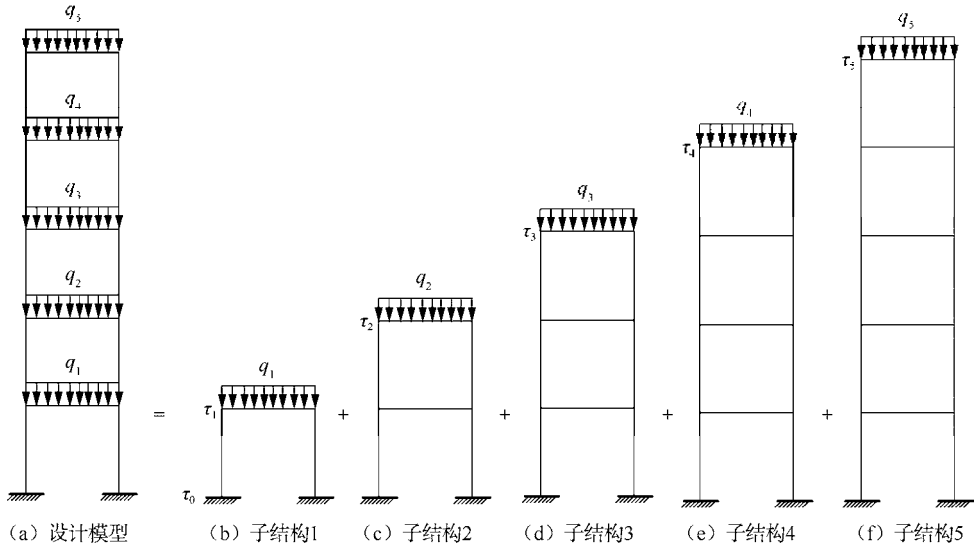


图 2.1 施工时变力学分析示意图

用 $F_{i,j}$ 表示第 j 个子结构在其顶层荷载作用下对第 i 层构件产生的内力, 用 $F_{i,j}^{c,sh}$ 表示第 j 个子结构在 $\tau_{j-1} \sim \tau_j$ 时间段内因混凝土徐变收缩特性对第 i 层构件产生的内力, 则第 i 层构件在竣工阶段的内力 F_i 可表示为

$$F_i = \sum_{j=i}^5 F_{i,j} + \sum_{j=i}^5 F_{i,j}^{c,sh} \quad (2.17)$$

同理, 用 $\Delta_{i,j}$ 表示第 j 个子结构在其顶层荷载作用下对第 i 层构件产生的竖向位移, 用 $\Delta_{i,j}^{c,sh}$ 表示第 j 个子结构在 $\tau_{j-1} \sim \tau_j$ 时间段内因混凝土徐变收缩特性对第 i 层构件产生的竖向位移, 则第 i 层构件在竣工阶段的竖向位移 Δ_i 可表示为

$$\Delta_i = \sum_{j=i}^5 \Delta_{i,j} + \sum_{j=i}^5 \Delta_{i,j}^{c,sh} \quad (2.18)$$

2.2 混凝土徐变收缩理论

在超高层钢-混凝土混合结构的施工过程中，混凝土徐变收缩效应对结构产生的不利影响主要表现在以下几个方面：①对于钢筋混凝土、钢管混凝土等组合构件，徐变收缩的长期作用会引起构件内力重分布；②徐变收缩变形引起结构竖向变形不断增大，导致框筒内外变形差增大，造成非承重构件如填充墙、装饰面层等发生损坏，混凝土楼板开裂；③对于预应力结构，徐变收缩则会引起预应力损失。因此有必要考虑混凝土徐变收缩对结构施工过程的影响。

2.2.1 混凝土徐变

随着时间的推移，混凝土在持续荷载作用下自身变形不断增加的现象称为混凝土的徐变。影响混凝土徐变的主要因素如下^[51]。

(1) 混凝土原材料及配合比：从水泥品种对徐变的影响是就它对混凝土强度的影响这一点来说，在早龄期加荷情况下，徐变以快硬、普通和低热水泥的次序增大；骨料对混凝土的影响可以忽略；水灰比是影响徐变的主要因素，水泥用量不变时，徐变随水灰比的增大而增大。

(2) 加荷龄期：徐变随加荷龄期的增长而减小。

(3) 加荷应力比（加荷应力与混凝土强度之比）：混凝土受力不超过强度的0.4倍时，一般假定徐变与应力成正比。

(4) 持荷时间：混凝土徐变随持荷时间的增长而增加，但徐变速率随持荷时间的增长而降低。

(5) 环境相对湿度与温度：徐变随相对湿度的增大而减小，徐变速率随温度的升高而提高。

(6) 试件尺寸：一般认为，试件尺寸越小，徐变越大。由于尺寸小，混凝土中水分蒸发快，产生附加的干缩徐变。混凝土的徐变与其弹性模量、强度及施加的荷载历程关系密切。

一般情况下，根据施加荷载时混凝土的性质，徐变变形是弹性变形的2~3倍。混凝土徐变变形随时间的发展如表2.1所示^[51]。

表 2.1 混凝土徐变变形的发展

应力持续时间	1 月	3 月	6 月	1 年	2 年	5 年	10 年	20 年	30 年
比值*	0.45	0.74	0.87	1	1.14	1.25	1.26	1.3	1.36

*各应力持续时间下混凝土徐变变形值与应力持续时间为 1 年时混凝土徐变变形值之比。

2.2.2 混凝土收缩

混凝土因所含水分的变化、化学反应及温度降低而引起体积缩小的现象称为混凝土收缩。影响混凝土收缩变形的主要因素如下^[51]。

(1) 水泥品种：一般铝酸三钙（ C_3A ）含量大、细度较小的水泥收缩较大。

(2) 掺和料：混凝土干燥收缩随粉煤灰掺量的增加而减小，随硅粉掺量的增加而增大，掺钢纤维限制干缩的发展。

(3) 骨料品种及含量：混凝土的收缩随骨料含量的增加而减小，随骨料弹性模量的增大而减小。

(4) 单位用水量 and 水泥用量：在用水量一定的条件下，混凝土干缩随水泥用量的增加而加大，在骨灰比一定的条件下，混凝土干缩随水胶比的增大而明显增大，在配合比相同的条件下，混凝土干缩随砂率的增大而增大。

(5) 周围介质条件：空气相对湿度越低，温度越高，混凝土收缩越大。

(6) 混凝土龄期：混凝土收缩随龄期的增长而加大，收缩速率随龄期的增长而急剧减小。

混凝土收缩与所受荷载历程无关，对于结构的收缩计算主要考虑混凝土干燥收缩变形。混凝土收缩变形在开始干燥时发展较快，随后逐渐减慢，大部分收缩在龄期 3 个月内出现，但龄期超过 20 年后收缩变形仍未终止。收缩变形随时间的发展如表 2.2 所示^[51]。

表 2.2 混凝土收缩变形的发展

龄期	2 周	3 月	1 年	20 年
比值*	0.14~0.30	0.40~0.80	0.60~0.85	1

*各龄期下混凝土收缩变形值与龄期为 20 年时混凝土收缩变形值之比。

2.2.3 混凝土徐变收缩预测模型

根据文献[52]~[60]关于考虑混凝土徐变收缩在超高层钢-混凝土混合结构实际工程中的影响分析,相比较而言,CEB-FIP(MC90)模型预测精度高;文献[61]研究表明欧洲规范(EN 1991-1-1:2004 第 3.1.4 条) EC2 模型对钢管混凝土徐变收缩预测精度高。因此,本书主要介绍 CEB-FIP (MC90) 模型和 EC2 模型。

1. CEB-FIP (MC90) 模型^[26]

1) 混凝土徐变计算

CEB-FIP (MC90) 模型利用徐变度或者徐变系数这两个指标来度量混凝土材料因徐变效应产生的变形,适用条件:应力水平 $\sigma_c/f_c(t_0) < 0.4$, 暴露在平均温度 $5\sim 30^\circ\text{C}$ 和环境相对湿度 RH 为 $40\%\sim 100\%$ 的环境中,徐变度(单位徐变)是指在外界单位应力作用下混凝土材料的徐变值 $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$, 即

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{ci}} \phi(t, t_0) \quad (2.19)$$

其中

$$\phi(t, t_0) = \phi_0(\infty, t_0) \beta_c(t - t_0) = \phi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0) \beta_c(t - t_0) \quad (2.20)$$

$$\phi_0(\infty, t_0) = \phi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0)$$

$$\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{0.3}$$

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH / RH_0}{0.46(h / h_0)^{1/3}} h_0 = 100(\text{mm})$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5.3}{(f_{cm} / 10)^{0.5}}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}}$$

$$\beta_H = 1.5 \left[1 + \left(1.2 \frac{RH}{RH_0} \right)^{18} \right] \frac{h}{h_0} + 250 \leq 1500$$

$$h = 2A_c / u$$

式中, E_{ci} ——混凝土 28d 时的弹性模量, MPa;

$\phi(t, t_0)$ ——徐变系数, 即混凝土徐变变形与起始应变的比值;

$\phi_0(\infty, t_0)$ ——名义徐变系数;

ϕ_{RH} ——环境相对湿度修正系数;

$\beta(f_{cm})$ ——考虑混凝土加载龄期时强度修正系数;

$\beta(t_0)$ ——取决于加载时龄期 (t_0 , d) 的参数;

$\beta_c(t - t_0)$ ——加载后徐变随时间发展的系数;

t ——混凝土龄期, d;

t_0 ——混凝土加载时龄期, d;

β_H ——考虑湿度和名义厚度 h_0 有关的系数, β_H 为环境相对湿度和截面有效尺寸影响因子;

RH——环境相对湿度, %;

RH_0 ——相对湿度为 100% 的年平均相对湿度, %;

h ——理论厚度, mm;

A_c ——构件截面面积, mm^2 ;

u ——与周围环境接触的周长, mm。

高应力作用的修正: 当 $0.4 < k_\sigma \leq 0.6$ 时,

$$\phi_{0,k} = \phi_0 e^{1.5(k_\sigma - 0.4)} \quad (2.21)$$

式中, $\phi_{0,k}$ ——非线性名义徐变系数;

k_σ ——应力与强度之比, $k_\sigma = \frac{|\sigma_c|}{f_{cm}(t_0)}$, 其中 $f_{cm}(t_0)$ 是龄期为 t_0 的混凝土

圆柱体抗压强度平均值。

2) 混凝土收缩计算

CEB-FIP (MC90) 模型中混凝土收缩计算公式适用于普通混凝土材料, 所处环境平均温度 $T=5\sim 30^\circ\text{C}$ 、环境相对湿度 RH 为 40%~100%, 且湿养护时间不得多于 14d, 素混凝土构件平均收缩应变 $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ 为

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cs0} \beta_s(t - t_s) \quad (2.22)$$

其中

$$\varepsilon_{cs0} = \beta_{RH} [160 + \beta_{sc}(90 - f_c)] \times 10^{-6}$$

式中, ε_{cs0} ——名义收缩系数。当水泥种类为普通型或者快硬型, $\beta_{sc}=5$; 当水泥种类为快硬高强度型, $\beta_{sc}=8$ 。 β_{RH} 由环境相对湿度 RH 决定: 当

40% ≤ RH < 99% 时, $\beta_{RH} = -1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right]$; 当 RH ≥ 99% 时,

$$\beta_{RH} = 0.25。$$

f_c —— 混凝土设计抗压强度, MPa。

$\beta_s(t-t_s)$ —— 混凝土收缩进程时间函数, $\beta_s(t-t_s) = \left[\frac{t-t_s}{350(h/h_0)^2 + (t-t_s)} \right]^{0.5}$,

其中 $h_0 = 100\text{mm}$, t 为混凝土龄期 (单位: d), t_s 为混凝土开始收缩时间 (单位: d)。

CEB-FIP (MC90) 模型考虑了水泥种类、环境相对湿度、构件尺寸、时间和混凝土的抗压强度等因素对混凝土徐变收缩的影响^[62]。

2. EC2 模型^[63]

1) 混凝土徐变计算

EC2 模型以徐变系数来考虑混凝土徐变产生的变形, 适用于周围环境相对湿度 RH 为 40% ~ 99%, 温度为 -20 ~ +40 °C, 外荷载产生的混凝土应力 $\sigma_c < 0.45f_{cm}(t_0)$ 的情况, 徐变系数 $\phi(t, t_0)$ 为

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \beta_c(t - t_0) \quad (2.23)$$

其中

$$\phi_0 = \phi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0)$$

$$\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{0.3}$$

式中, ϕ_0 —— 名义徐变系数。

ϕ_{RH} —— 环境相对湿度修正系数。

f_{cm} —— 混凝土圆柱体抗压强度平均值, MPa。

$\beta(f_{cm})$ —— 考虑混凝土加载龄期时强度修正系数。

$\beta(t_0)$ —— 取决于加载龄期 (t_0 , d) 的参数加载龄期影响系数。当 $f_{cm} \leq$

35MPa 时, $\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h}}$; 当 $f_{cm} > 35\text{MPa}$ 时,

$$\phi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h}} \alpha_1 \right) \alpha_2。 \text{其中 } h \text{ 为截面有效尺寸 (单位:}$$

mm); α_1 、 α_2 为考虑混凝土强度影响的系数, $\alpha_1 = (35/f_{cm})^{0.7}$,