

学校代号 10532

分类号 TU375.3

学 号 S190100074

密 级 公 开



湖南大学
HUNAN UNIVERSITY

硕士学位论文

预制拼接槽型超高性能混凝土柱 偏心受压性能试验研究

学位申请人姓名 周易

培 养 单 位 土木工程学院

导师姓名及职称 周云教授

学 科 专 业 土木工程

研 究 方 向 混凝土结构

论文提交日期 2023年5月18日

学校代号：10532
学 号：S190100074
密 级：公开

湖南大学硕士学位论文

预制拼接槽型超高性能混凝土柱 偏心受压性能试验研究

国家自然科学基金(51878264)
湖南省重点研发计划项目(2022SK2096)
湖南省交通厅科技进步与创新项目(201912)

学位申请人姓名：周易

导师姓名及职称：周云教授

培 养 单 位：土木工程学院

专 业 名 称：土木工程

论文提交日期：2023年5月18日

论文答辩日期：2023年5月20日

答辩委员会主席：易伟建教授

**Experimental study on the performance of precast spliced
slotted Ultra-High Performance Concrete columns under
eccentric compression**

by

ZHOU Yi

B.E. (Hunan University)2019

A thesis submitted in partial satisfaction of the

Requirements for the degree of

Master of Engineering

in

Civil Engineering

in the

Graduate School

of

Hunan University

Supervisor

Professor ZHOU Yun

May, 2023

湖南大学

学位论文原创性声明

本人郑重声明：所呈交的论文是本人在导师的指导下独立进行研究所取得的研究成果。除了文中特别加以标注引用的内容外，本论文不包含任何其他个人或集体已经发表或撰写的成果作品。对本文的研究做出重要贡献的个人和集体，均已在文中以明确方式标明。本人完全意识到本声明的法律后果由本人承担。

作者签名：

日期： 年 月 日

学位论文版权使用授权书

本学位论文作者完全了解学校有关保留、使用学位论文的规定，同意学校保留并向国家有关部门或机构送交论文的复印件和电子版，允许论文被查阅和借阅。本人授权湖南大学可以将本学位论文的全部或部分内容编入有关数据库进行检索，可以采用影印、缩印或扫描等复制手段保存和汇编本学位论文。

本学位论文属于

1、保密，在____年解密后适用本授权书。

2、不保密。

(请在以上相应方框内打“√”)

作者签名：

日期： 年 月 日

导师签名：

日期： 年 月 日

摘 要

近年来,装配式建筑在我国得到了大力发展,相比于现浇结构,装配式建筑具有构件质量高、施工速度快、环境污染小等优点。与此同时,超高性能混凝土(Ultra-High Performance Concrete, 简称UHPC)凭借其强度高、耐久性好、绿色环保等优势,在工程建设领域使用愈加广泛。基于上述背景,本文发挥装配式建筑和UHPC各自优势,将UHPC引入到装配式建筑结构中,同时针对湿式连接需现场浇筑,且UHPC需蒸汽养护等问题,提出一种基于螺栓干式连接的预制拼接槽型UHPC柱,并对其受力性能进行了研究。主要完成工作内容如下:

(1) 开展2根整浇UHPC柱及14根预制拼接槽型UHPC柱在不同拼接形式、不同偏心受压方向及不同偏心距下的轴心或偏心受压试验研究。通过考察试件的极限承载力、破坏形态、轴向及侧向变形性能,研究了拼接方式、偏压方向和偏心距对其静力性能的影响。试验结果表明:在该试验的偏心距下,偏压柱的破坏形态主要为小偏心受压破坏及大偏心受拉破坏;在相同偏心距下,不同拼接形式、不同偏心受压方向的柱体破坏形态及承载能力表现趋于一致;在相同尺寸与配筋下,预制拼接槽型UHPC柱承载力随偏心距的增加而减小。

(2) 参考我国现行规范,考虑二阶效应及附加偏心距的影响,对各试件极限承载能力进行了理论计算。结果发现:规范高估了轴心受压试件承载力达11.98%;偏压承载力计算中,现行规范建议的附加偏心距偏大,在考虑二阶效应及附加偏心距的影响后,规范可以偏安全的计算偏心受压柱的承载力。将我国规范计算结果与美国规范、欧洲规范计算结果进行对比发现,在轴心受压承载力计算中,欧洲规范最为保守,美国规范次之,中国规范再次;在偏心受压承载力计算中,考虑构件二阶效应及附加偏心距的影响后,欧洲规范最为保守,中国规范次之,美国规范则排在最后。

(3) 利用ABAQUS有限元分析软件对各试件进行了模拟计算,通过极限承载力、荷载-挠度曲线等结果对比,发现模拟结果与试验结果吻合良好,验证了模型的有效性。基于经过验证的有限元模型,设计补充试件对预制拼接槽型UHPC柱进行参数化分析,参数包括UHPC强度、纵筋钢筋等级、配筋率,对比分析了不同参数对不同形式偏压柱模型试件力学性能的影响。

关键词: 预制拼接槽型UHPC柱; 轴心受压; 偏心受压; 极限承载力; 有限元分析; 参数分析

Abstract

In recent years, assembled buildings have been well developed in China. Compared to cast-in-place structures, assembled buildings have the advantages of higher quality components, faster construction and less environmental pollution. Meanwhile, Ultra-High Performance Concrete (UHPC) is becoming more and more widely used in the engineering construction field due to its high strength, good durability and environmental friendliness. Based on the above background, this thesis introduces UHPC into the structure of assembled buildings by taking advantage of the respective advantages of assembled buildings and UHPC, and proposes a precast spliced slotted UHPC column based on bolted dry connection and investigates its mechanical performance in view of the problems of wet connection requiring on-site casting and UHPC requiring steam maintenance. The main work completed is as follows:

(1) The axial or eccentric compression tests on two fully cast UHPC columns and fourteen precast spliced slotted UHPC columns were carried out under different splicing forms, different eccentric compression directions and different eccentricities. The effects of the splicing method, eccentricity direction and eccentricity on the static performance of the specimens were investigated by testing the ultimate load carrying capacity, damage pattern, axial and lateral deformation performance. The test results show that: under the eccentricities of the test, the damage pattern of the eccentric column is mainly compression failure mode and tension failure mode; under the same eccentricity, the damage pattern and carrying capacity of the column with different splicing forms and different eccentric compressive directions tend to be consistent; under the same section dimension and reinforcement ratio, the carrying capacity of precast spliced slotted UHPC column decreases with the increase of the eccentric distance.

(2) With reference to the existing codes in China, the theoretical calculation of the ultimate carrying capacity of each specimen was carried out considering the effect of second-order effect and additional eccentricity. The results found that: the code overestimates the carrying capacity of the axially compressed specimen by 11.98%; in the calculation of the eccentric carrying capacity, the additional eccentricity suggested by the existing code is too large, after considering the second-order effect and the influence of the additional eccentricity, the code can calculate the carrying capacity of the eccentric compressed column with safety. Comparing the predicted calculation

results of Chinese code with American code and European code, it is found that European code is the most conservative, and American code is the second and Chinese code is the last in the comparison of the predicted calculation results of axial compressive bearing capacity. In the calculation of the eccentric carrying capacity, after considering the second-order effect and the influence of the additional eccentricity, the European code is the most conservative, the Chinese code is the second and the American code is the last.

(3) ABAQUS finite element analysis software was used to simulate and calculate the specimens. Through the comparison of the results of ultimate carrying capacity and load-deflection curve, it was found that the simulation results matched well with the test results, which verified the validity of the model. Based on the validated finite element model, supplementary specimens were designed for the parametric analysis of precast spliced slotted UHPC columns, with parameters including UHPC strength, longitudinal reinforcement grade and reinforcement ratio, and the effects of different parameters on the mechanical properties of specimens of different forms of biased column models were compared and analysed.

Key Words: Precast spliced slotted UHPC columns; Axial compression; Eccentric compression; Ultimate carrying capacity; Finite element analysis; Parameter analysis

目 录

学位论文原创性声明和学位论文授权使用授权书	I
摘要	II
Abstract	III
插图索引	VIII
附表索引	X
第 1 章 绪论	1
1.1 背景及意义	1
1.2 UHPC 应用概述	2
1.2.1 UHPC 在桥梁建设方面的应用	3
1.2.2 UHPC 在建筑工程方面的应用	4
1.2.3 UHPC 在结构加固方面的应用	5
1.3 UHPC 研究概述	6
1.3.1 UHPC 材料性能的研究现状	6
1.3.2 UHPC 轴心受压柱研究现状	8
1.3.3 UHPC 偏心受压柱研究现状	9
1.4 本文研究路线与内容	10
第 2 章 预制拼接槽型 UHPC 柱偏心受压性能试验设计	12
2.1 引言	12
2.2 试验设计	12
2.3 试验材料	15
2.4 试件制作	17
2.5 加载及测试系统	18
2.6 本章小结	21
第 3 章 预制拼接槽型 UHPC 柱偏心受压试验结果分析	22
3.1 引言	22
3.2 试验结果汇总	22
3.3 试验破坏形态	23
3.3.1 轴压试件试验破坏形态	23
3.3.2 32.5mm 偏心距下压弯试件试验破坏形态	24
3.3.3 65.0mm 偏心距下压弯试件试验破坏形态	26
3.3.4 97.5mm 偏心距下压弯试件试验破坏形态	28
3.4 荷载-竖向位移曲线	29

3.4.1	不同拼接形式试件荷载-竖向位移曲线	29
3.4.2	不同偏心距下试件荷载-竖向位移曲线	31
3.5	荷载-侧向挠度曲线	32
3.6	荷载-应变分析	35
3.6.1	UHPC 及纵筋荷载-应变曲线	35
3.6.2	平截面假定验证	36
3.7	本章小结	37
第 4 章	预制拼接槽型 UHPC 柱承载力计算方法与分析	39
4.1	引言	39
4.2	中国规范计算方法	39
4.2.1	中国规范轴心受压承载力计算方法	39
4.2.2	中国规范偏心受压承载力计算方法	39
4.3	美国规范计算方法	42
4.3.1	ACI318 规范轴心受压承载力计算方法	42
4.3.2	ACI318 规范偏心受压承载力计算方法	42
4.4	欧洲规范计算方法	43
4.4.1	EC2 规范轴心受压承载力计算方法	43
4.4.2	EC2 规范偏心受压承载力计算方法	43
4.5	规范计算结果与分析	44
4.5.1	轴心受压承载力计算结果与分析	44
4.5.2	偏心受压承载力计算结果与分析	46
4.6	本章小结	48
第 5 章	预制拼接槽型 UHPC 柱有限元分析	50
5.1	引言	50
5.2	有限元软件简介	50
5.3	有限元模型建立	51
5.3.1	材料本构模型	51
5.3.2	接触关系定义	53
5.3.3	边界条件定义	54
5.3.4	初始状态施加	54
5.3.5	单元类型与网格尺寸	54
5.4	模型有效性验证	56
5.4.1	极限承载力分析	56
5.4.2	荷载-挠度曲线对比	56
5.5	参数分析	58

5.5.1 UHPC 强度	58
5.5.2 纵筋强度	63
5.5.3 纵筋配筋率	68
5.6 本章小结	73
结论与展望	74
参考文献	76
附录 A（攻读学位期间所发表的学术论文）	82
致谢	83

插图索引

图 1.1	预制拼接槽型 UHPC 柱示意图	2
图 1.2	UHPC 发展大事记	3
图 1.3	国外桥梁建设	4
图 1.4	国内桥梁建设	4
图 1.5	国内外 UHPC 在建筑工程领域中的应用	5
图 2.1	试验柱配筋尺寸图 (单位: mm)	14
图 2.2	UHPC 材料性能试验	16
图 2.3	钢筋材料性能试验	16
图 2.4	试件制作流程图	18
图 2.5	端部加载板设计图	18
图 2.6	加载板实物图	19
图 2.7	试验加载装置简图	20
图 2.8	应变片布置图	21
图 3.1	R-0-I 试件破坏形态图	24
图 3.2	I-0-I 试件破坏形态图	24
图 3.3	R-0-P 试件破坏形态图	24
图 3.4	I-0-P 试件破坏形态图	24
图 3.5	R-S-3-P 试件破坏形态图	25
图 3.6	I-S-3-P 试件破坏形态图	25
图 3.7	R-W-3-P 试件破坏形态图	26
图 3.8	I-W-3-P 试件破坏形态图	26
图 3.9	R-S-6-P 试件破坏形态图	27
图 3.10	I-S-6-P 试件破坏形态图	27
图 3.11	R-W-6-P 试件破坏形态图	27
图 3.12	I-W-6-P 试件破坏形态图	27
图 3.13	R-S-9-P 试件破坏形态图	28
图 3.14	I-S-9-P 试件破坏形态图	28
图 3.15	R-W-9-P 试件破坏形态图	29
图 3.16	I-W-9-P 试件破坏形态图	29
图 3.17	相同偏心距下各试件荷载-竖向位移曲线	30
图 3.18	相同拼接形式下各试件荷载-竖向位移曲线	32
图 3.19	试件荷载-侧向挠度曲线	34

图 3.20	典型试件荷载-应变曲线	36
图 3.21	各偏心距下典型柱中截面处 UHPC 应变分布图	37
图 4.1	偏心受压试件截面受力状态	40
图 5.1	UHPC 受压本构模型	51
图 5.2	UHPC 受拉本构模型	52
图 5.3	钢筋本构模型	53
图 5.4	柱体有限元模型与网格划分图	55
图 5.5	偏心受压试件荷载-跨中挠度曲线对比	57
图 5.6	不同 UHPC 强度下小偏心受压模型柱荷载-挠度曲线	60
图 5.7	UHPC 强度对小偏心受压柱体响应的影响	60
图 5.8	不同 UHPC 强度下大偏心受压模型柱荷载-挠度曲线	62
图 5.9	UHPC 强度对大偏心受压柱体响应的影响	63
图 5.10	不同纵筋强度下小偏心受压模型柱荷载-挠度曲线	65
图 5.11	纵筋强度对小偏心受压柱体响应的影响	65
图 5.12	不同纵筋强度下大偏心受压模型柱荷载-挠度曲线	67
图 5.13	纵筋强度对大偏心受压柱体响应的影响	67
图 5.14	不同配筋率下小偏心受压模型柱荷载-挠度曲线	69
图 5.15	配筋率对小偏心受压柱体响应的影响	70
图 5.16	不同配筋率下大偏心受压模型柱荷载-挠度曲线	72
图 5.17	配筋率对大偏心受压柱体响应的影响	72

附表索引

表 2.1	因素水平表.....	12
表 2.2	试件基本参数.....	14
表 2.3	1m ³ UHPC 各材料使用量	15
表 2.4	UHPC 基本力学性能指标	16
表 2.5	钢筋材料性能实测值	17
表 3.1	试验结果汇总表.....	22
表 4.1	轴压试件极限承载力试验值与各国规范理论值.....	46
表 4.2	偏压试件极限承载力试验值与中国规范理论值.....	46
表 4.3	不同附加偏心距下大偏心受压试件承载力理论值与试验值对比.....	47
表 4.4	偏压试件极限承载力试验值与各国规范理论值.....	47
表 5.1	CDP 模型塑性破坏准则参数	51
表 5.2	极限承载力实测值与模拟值对比	56
表 5.3	偏心受压试件跨中挠度实测值与模拟值对比.....	57
表 5.4	不同 UHPC 强度下各小偏心受压模型柱参数及计算结果	59
表 5.5	不同 UHPC 强度下各大偏心受压模型柱参数及计算结果	61
表 5.6	不同强度等级钢筋参数	63
表 5.7	不同纵筋强度下各小偏心受压模型柱参数及计算结果	63
表 5.8	不同纵筋强度下各大偏心受压模型柱参数及计算结果	66
表 5.9	不同配筋率下各小偏心受压模型柱参数及计算结果	68
表 5.10	不同配筋率下各大偏心受压模型柱参数及计算结果	71

第1章 绪 论

1.1 背景及意义

装配式建筑是指构件预先在工厂制作，后在现场进行拼装的建筑形式。同现浇结构相比，装配式建筑具有施工速度快、构件质量高、环境污染小等显著优势，在我国受到了广泛的关注。近年来，国家不断颁布有关装配式建筑发展的方案，以推进其发展。2022年1月，住建部颁布《“十四五”建筑业发展规划》，规划规定了装配式建筑的发展目标：装配式建筑占新建建筑的比例达到30%以上，培育一批装配式建筑产业基地；规划还明确指出大力发展装配式建筑，构建装配式建筑标准化设计和生产体系，扩大标准化构件使用规模，加大高性能混凝土应用^[1]。2020年7月，住建部等13个部门颁布《关于推动智能建造与建筑工业化协同发展的指导意见》，指出我国装配式建筑发展态势良好，在促进建筑业转型升级、推动高质量发展等方面发挥了重要作用，但仍存在标准化水平偏低等问题，与先进建造方式相比还有很大差距，要求大力发展装配式建筑，推动建立以标准部品为基础的专业化、规模化生产体系^[2]。为了实现节能、环保、绿色的建设目标，装配式建筑的研究与建设在国内如火如荼的展开。

普通混凝土材料凭借其原材料易获得、材料利用率高、成本低廉、耐久耐火性优良、可模性及整体性好、刚度大等优点，被广泛应用于建筑结构等领域，但是钢筋混凝土结构自重较大、抗裂性能较差、构件较脆、资源消耗量高、环境污染严重等缺点制约了其更广泛的运用^[3]。随着经济社会的发展，对于建筑结构材料提出了更高的要求，混凝土强度、耐久性越来越高，高强混凝土（High Strength Concrete，简称HSC）、高性能混凝土（High Performance Concrete，简称HPC）等相继出现，UHPC凭借其拥有强度高、耐久性好、绿色环保等优势，可以大幅提高建筑结构使用寿命，降低结构自重，减少全寿命周期成本，在工程建设领域使用愈加广泛^[4]。UHPC具有较高的抗压抗拉强度和较好的韧性等优秀的力学性能，但其在实际使用过程中存在一些困境。例如，由于UHPC极低的水灰比和添加高细度外加剂，UHPC显示出较高的早期自收缩以及表面快速干燥和开裂的特性^[5]。这体现出UHPC早期蒸养的重要性，也表现出与装配式建筑的契合之处。而以往UHPC在建筑工程中的应用相较于在桥梁工程中的应用较少，这主要和桥梁结构往往要求更高的材料强度和耐久性有关，但目前建筑工程中对这些性能的要求越来越高，也说明了UHPC在建筑工程中的应用潜力。

本文拟发挥装配式建筑和UHPC各自优势，将UHPC引入到装配式建筑结构

中。为充分利用 UHPC 强度，同时避免柱体失稳，选用中空截面柱形式，并设置加劲肋；利用模块化的思想，将柱体分割为槽型预制构件；并避免现场湿作业，利用螺栓连接，将槽型基本构件组装成不同拼接形式的柱（回字形和工字形），形成全装配式结构体系一部分。该方法可以控制施工质量、加快现场进度、避免环境污染，充分发挥结构与材料的优势，促进我国建筑工业化的发展。

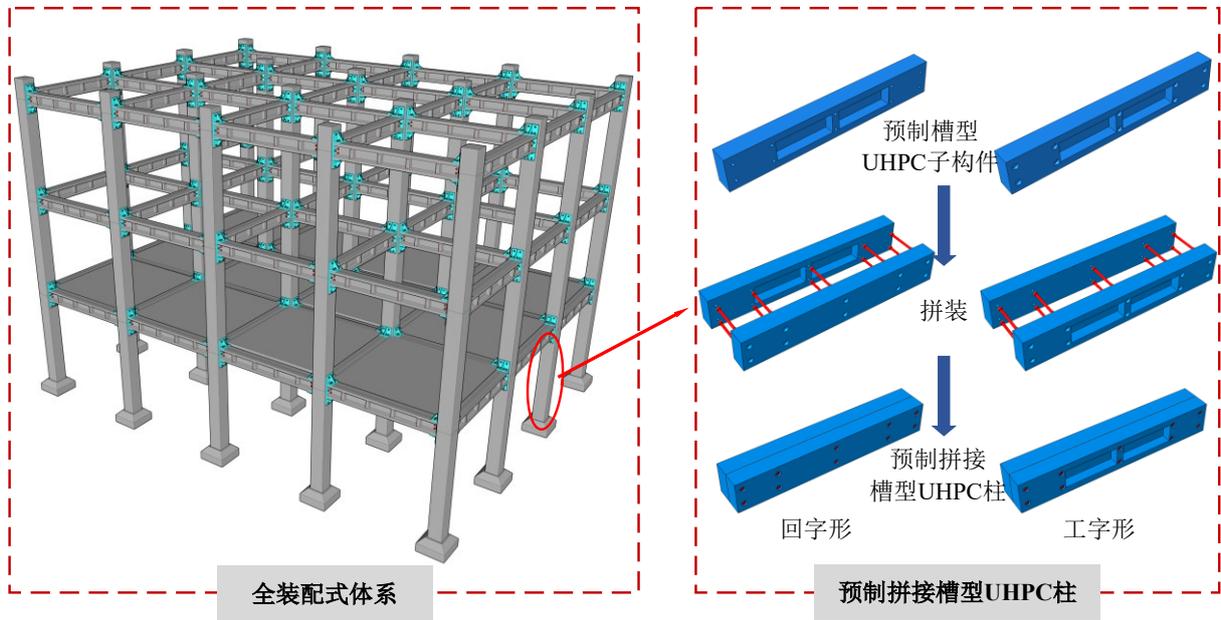


图 1.1 预制拼接槽型 UHPC 柱示意图

1.2 UHPC 应用概述

超高性能混凝土诞生于法国，由 Bouygues 公司研发而出，最初称为活性粉末混凝土（Reactive Power Concrete，简称 RPC）^[6]。1994 年，Larrard 首次提出了超高性能混凝土的概念^[7]。随后三十年，其卓越的性能就吸引了大量学者进行了相关研究与应用，UHPC 也表现出在土木工程领域的巨大潜力^[8, 9]。

目前，除了超高性能混凝土这一名称，活性粉末混凝土、超高性能纤维增强混凝土（Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete，简称 UHPFRC）等其他名称也均有使用。但相比而言，UHPC 能更好表达材料的优越性能，逐步被广泛接受和采用，在国际交流上，UHPC 是通用的名称^[10]。因此除引用文献时采用原文中的名称，本文内容均采用 UHPC 这一名称。

为了充分利用 UHPC 优异的性能，研究人员和工程师一直在探索 UHPC 在新建结构，结构加固与修复等方面的应用。图 1.2 给出了 UHPC 在发展过程中的主要节点^[10]。

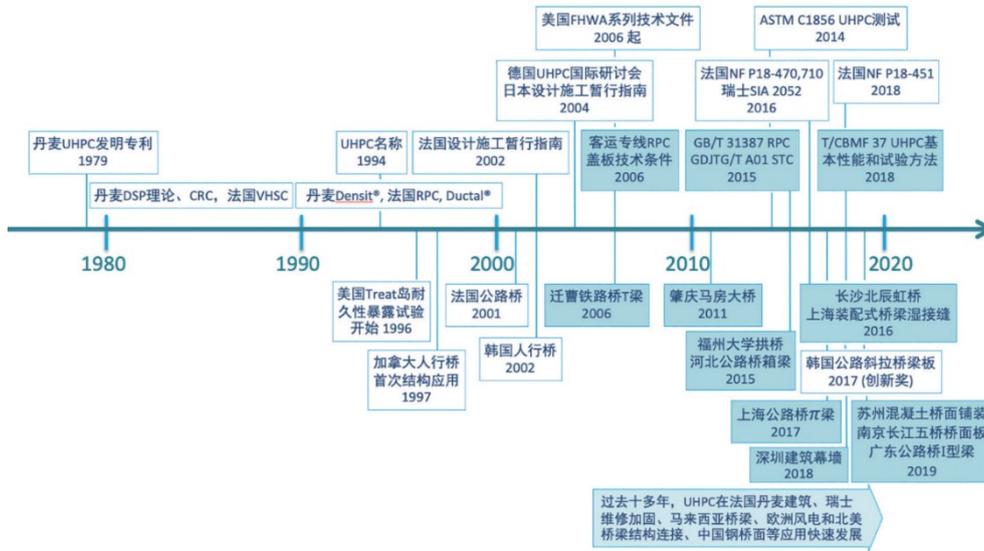


图 1.2 UHPC 发展大事记^[10]

1.2.1 UHPC 在桥梁建设方面的应用

UHPC 被广泛应用于桥梁建设领域，应用范围从小型现场浇筑封盖到大跨度桥梁的预制节段，再到标志性结构上千米长的桥面铺装。桥梁行业将 UHPC 运用到各个方面，随着对材料的了解不断增加以及与其他材料的组合使用，预计还会有更多的创新和改进。

1997 年，世界上第一座 UHPC 人行桥——Sherbrooke 桥在加拿大魁北克省布鲁克市建成^[11]。2001 年，法国建成了世界上最早的 UHPC 公路桥——Bourg-les-Valence OA4 和 OA6 跨线桥^[12]。2002 年，世界上跨度最大的 UHPC 人行拱桥——Peace Footbridge 在韩国建成,也是亚洲第一座 UHPC 桥梁^[13]。2007 年，德国建成了第一座多跨 UHPC 桥梁——Gartnerplatz 桥^[12]。2010 年，世界上第一座 UHPC 公路拱桥——Wild 桥在奥地利建成^[14]。



a) 加拿大 Sherbrooke 桥



b) 法国 Bourg-les-Valence OA4 跨线桥



图 1.3 国外桥梁建设

我国也较早开展了 UHPC 在桥梁方面的应用。2006 年，国内修建了第一座 UHPC 桥梁——滦柏干渠大桥。2011 年，UHPC 与钢箱梁组合形成的轻型组合桥面在肇庆马房大桥中应用^[12]。2016 年，在长沙北辰三角洲建成了中国首座节段预制拼装预应力 UHPC 连续箱梁桥^[15]。

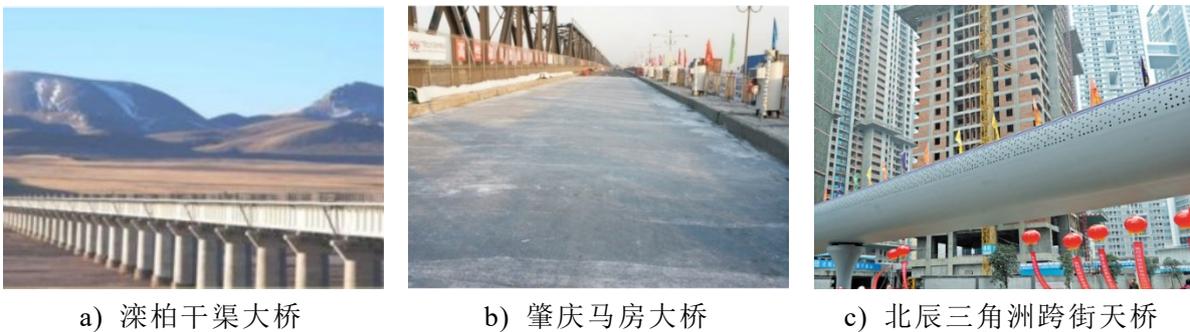


图 1.4 国内桥梁建设

目前，UHPC 作为主要建筑材料的桥梁被越来越广泛的建设与应用。马来西亚、美国、加拿大、中国、日本等国家应用 UHPC 材料的桥梁均在 70 座以上。其中，仅马来西亚一国就已建成 150 余座 UHPC 桥梁^[16]。

1.2.2 UHPC 在建筑工程方面的应用

UHPC 在建筑工程的领域也有一定的应用。凭借 UHPC 的力学性能，可以极大减轻结构自重，使得大尺寸板材成为可能，也使得建筑立面更加丰富^[10, 17]。

欧洲和地中海文明博物馆建立于 2013 年，位于德国马赛，是近年来国外使用 UHPC 建造的经典作品之一。该博物馆所在地处于港口，常年收到海风侵蚀，而 UHPC 凭借其卓越的耐久性能，可以很好的应对这方面问题。此外，也正是凭借超高混凝土优秀的力学性能，才能使得建筑外立面效果可以达到金属板材和玻璃一样的效果。

路易威登艺术基金博物馆坐落于法国巴黎，被视为在巴黎的又一新地标。该建筑的模具均采用柔性硅胶模具，得益于 UHPC 的流动性，使得各个面板可以有不同的弧度，不需要额外的加工就可以得到预期的形状效果。此外，超高新能混凝土优秀的力学性能使得在拥有较大空间跨度的同时，UHPC 面板的厚度可以降低至 25mm，极大的减轻了结构自重，控制了建造成本。

国内对于超高混凝土在建筑工程领域也有一定的推广和应用。悦彩城展示中心位于深圳，采用 UHPC 预混料喷射成型，利用 UHPC 的超高强度使得各板的厚度很薄，降低结构自重。

上音歌剧院单块板材的尺寸可达 $4000\text{mm}\times 1500\text{mm}\times 50\text{mm}$ ，如此大的板幅，且需兼顾镂空和轻薄的外立面要求，对于幕墙板的要求很高，因此选择使用 UHPC 作为外墙板。建成后，上音歌剧院的超高性能混凝土外立面可以像幕布一样打开，极具艺术效果。

余杭大剧院采用 UHPC 作为幕墙，各个构件板块拼合起来可以实现一种冰裂纹的造型效果。



a) 欧洲和地中海文明博物馆



b) 路易威登艺术基金博物馆



c) 悦彩城展示中心



d) 上音歌剧院



e) 余杭歌剧院

图 1.5 国内外 UHPC 在建筑工程领域中的应用

吴香国等学者指出 UHPC 新型外墙板可以实现装饰、保温、围护一体化设计，并拥有优秀的抗冲击、抗疲劳和耐久性能，使得围护结构的抗震耗能能力有所提高^[18]。UHPC 作为外墙板，可以充分发挥材料的高强、抗裂性能，显著降低结构自重，有利于运输和吊装，且可以避免传统饰面层耐久性不足引起的脱落等问题。

1.2.3 UHPC 在结构加固方面的应用

目前，通过普通混凝土和砂浆对钢筋混凝土进行传统改造被认为是已经过时的做法，因为这会大大增加部件的自重荷载，减少可用空间。而 UHPC 材料与技术已得到充分发展，可以修复和加固受损的钢筋混凝土结构，并可以得到经济性和耐久性更好的效果。

2004年,瑞士首次应用UHPC修复了一座10米跨径的公路桥,在接下来的十几年中,UHPC的应用数量上升到大约150个^[19]。

2013年,Brühwiler等提出了UHPFRC修复和加固混凝土结构的概念。该概念思想将UHPFRC的保护作用与传统结构混凝土有效结合,并在实际应用中证明了该方法的可行性与潜力,修复后的结构显著提高了结构抗力和耐久性。同时指出,这种概念也同样适用于新建钢筋混凝土结构的建设^[20]。

位于瑞士的Chillon高架桥是两座建于20世纪60年代末采用平行后张法的预应力混凝土公路桥。这些桥的桥面板的混凝土显示出早期碱-骨料反应的迹象,这将引起混凝土强度的下降,导致结构安全问题。2014年,为了确保未来交通需求的结构安全,通过增加一层45毫米厚UHPC层作为加固^[21]。

2018年,Paschalis等对UHPFRC加固普通混凝土梁的性能进行了试验和数值研究^[22]。结果表明,在普通混凝土梁的受拉侧加入UHPFRC层后,普通混凝土梁的刚度大幅提高,而裂缝的形成被推迟,承载能力也略有提高。若使用带有钢筋的UHPFRC层进行加固将大大增加了加固梁的承载能力,在试验中,使用带有钢筋的UHPFRC层进行加固的梁的平均最大载荷比对照梁的最大载荷增加了87%。在研究中还发现,与普通混凝土界面之间的粘合相比,UHPFRC和普通混凝土之间的粘合是更有效的。

故宫东华门主出入口,有3条普通钢筋混凝土过梁,因长期服役,现出现了局部钢筋外露、混凝土剥落的现象,存在潜在安全隐患。故宫组织相关部门研究,决定采用预制预应力UHPC新过梁替换原普通混凝土梁,保证新梁的高耐久性,以使得结构能够长期服役^[23]。

厦门大桥是我国第一座跨海公路大桥,建成于1991年,在运营30年后,为加强安全性能,由该桥建设者中交一公局对其进行加固。其中,大桥桥墩采用5cm厚的UHPC进行加固和保护^[23]。

目前,超高性能混凝土的应用已经愈加广泛,除了在上述桥梁工程、建筑工程、结构加固方面的应用,超高混凝土在核工程^[24,25]、市政工程^[26]、铁路工程^[27,28]等领域均有广泛的应用与研究,且随着与各种材料的组合使用以及结构形式的创新,会更有更加广阔的前景。

1.3 UHPC 研究概述

1.3.1 UHPC 材料性能的研究现状

UHPC通常被定义为一种由纤维增强的胶凝材料,基于最大堆积密实理论配制,相较于普通混凝土,其拥有以下特点:1、强度高;2、耐久性优异;3、韧性好;4、含有纤维的UHPC有一定的微裂缝自愈能力。UHPC优异的力学性能是由

其特殊的材料配合决定的，其通常由硅酸盐水泥、硅灰、细砂、石英粉、高效减水剂、极低的水灰比和纤维（主要是钢纤维）混合搅拌制成。纤维在增强 UHPC 的抗拉、抗压强度和延性方面起着至关重要的作用，同不加入纤维相比，纤维的加入使材料在受拉压作用时拥有较高的延性。

2007 年，Graybeal^[29]对 UHPFRC 圆柱体进行了轴压测试，并根据结果分析了 UHPFRC 的单轴抗压表现。结果表明，相比于普通混凝土和高性能混凝土，UHPFRC 表现出特别高的抗压强度和明显较高的弹性模量；然而，峰值应力下的应变只比普通混凝土略高。

2007 年，黄政宇等^[30]对 RPC 棱柱体试件进行了单轴压缩试验，研究了钢纤维掺量对 RPC 性能的影响。试验结果表明，钢纤维掺量对破坏形态影响较大，钢纤维掺量为 1% 时，试件以劈裂破坏为主，钢纤维掺量为 2%、3% 时，试件以剪切破坏为主。

2008 年，Graybeal 等^[31]为准确测量 UHPFRC 的抗压强度对不同尺寸立方体或圆柱体材性试验试件进行单轴受压试验。试验结果表明，测定 UHPFRC 的抗压强度时，直径 102 毫米的圆柱体、直径 76 毫米的圆柱体和 100 毫米的立方体试块的结果都是可接受的。

2012 年，Hassan 等^[32]对含钢纤维与不含钢纤维的 UHPFRC 试块进行了轴拉和轴压材料性能试验，得到了完整的应力应变曲线。试验结果表明，对于 UHPFRC 轴拉或轴压行为，添加钢纤维对初裂抗压强度及弹性模量影响较小，而对裂缝后的行为和破坏机制的影响较大。

2014 年，Wille 等^[33]通过试验研究分析 UHP-FRC（Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete 的另一简称）的单轴抗拉行为。试验主要考虑了三种类型的钢纤维（光滑的、带钩的、扭曲的）及三种不同的钢纤维含量对 UHP-FRC 受拉性能的影响。试验结果显示，UHP-FRC 的受力性能对钢纤维含量十分敏感，但钢纤维的类型对试件影响较小。

2016 年，Yang 等^[34]对螺旋箍筋约束的 UHPC 的应力-应变行为进行了研究，对 3 根素 UHPC 圆柱体和 18 根不同配箍率且仅带箍筋的 UHPC 圆柱体进行了轴压试验。结果表明，Mander^[35]的模型虽然最初是为普通混凝土开发的，但与 Razvi 和 Saatcioglu^[36]的模型相比，它能更准确地预测箍筋约束的 UHPC 的应力-应变反应，直到其峰值强度为止。然而，这两个模型都不能准确地预测 UHPC 的峰值后行为。

2018 年，胡翱翔等^[37]设计制作了 6 组不同钢纤维掺量的 8 字型 UHPC 单轴受拉试件，研究钢纤维掺量对 UHPC 单轴受拉试件的影响。试验结果表明，钢纤维掺量增加可使试件由脆性破坏转为韧性破坏；且钢纤维掺量对试件的峰值荷载，尤其是峰值拉应变均有显著影响。

1.3.2 UHPC 轴心受压柱研究现状

与普通混凝土相比，UHPC 优异的力学性能似乎适合提高钢筋混凝土柱的轴向承载力和延性，但值得注意的是，目前对 UHPC 柱进行的研究有限。

2007 年，Sugano 等^[38]对 9 根超高强纤维增强混凝土（Ultra-High-Strength Fiber-Reinforced Concrete, 简称 UFC）方柱在单轴受压状态下的表现进行了研究。试验表明，除了不含钢纤维的柱子，其余柱体核心混凝土的抗压强度明显高于标准圆柱体的强度，核心混凝土的抗压强度随着配箍率的增加而增强。

2015 年，Hosinieh 等^[39]研究了箍筋间距和箍筋形式对 UHPFRC 柱性能的影响，在纯轴向荷载下对 6 根大型 UHPFRC 柱进行了试验。结果表明，较小的箍筋间距可使 UHPFRC 柱具有良好的延性，箍筋的间距和配置是影响 UHPFRC 柱轴向强度和延性的重要因素。

2016 年，唐昌辉等^[40]对 10 根不同长细比的 RPC 柱进行了轴压试验研究。结果表明，RPC 柱的主要破坏模式有材料受压破坏、屈曲失稳破坏及两者兼有的破坏；RPC 轴压柱的承载力随着长细比增大而减小。给出了 RPC 轴心受压柱稳定系数，并与普通混凝土轴心受压柱稳定系数对比后建议：RPC 轴心受压柱稳定系数可以偏于安全的按照普通钢筋混凝土轴心受压柱稳定系数进行取值。

2016 年，杨克家等^[41]对制作了 4 根相同的中空截面 RPC 柱进行试验研究。试验表明，合理设计的中空截面 RPC 柱可以有效避免失稳，并充分利用 RPC 的强度，证明了该截面是一种合理的 RPC 框架柱截面形式。但试验中存在部分试件因施工误差导致结果不理想，说明在高应力状态下，构件缺陷会显著影响其工作性能，应予以重视。

2017 年，Shin 等^[42]制作了 9 根方形 UHPFRC 柱并在纯轴向荷载下进行了试验。结果表明，钢纤维可有效防止 UHPFRC 柱的保护层过早剥落，且钢纤维可有效地部分替代 UHPFRC 柱的箍筋。此外，良好的箍筋配置方式和较高的配箍率可提高 UHPFRC 柱的延性和韧性，其中，配箍率是最重要的影响因素。

2018 年，Shin 等^[43]制作并测试了 6 根 UHPFRC 圆柱，研究截面尺寸、保护层厚度、抗压强度及配箍率对 UHPFRC 圆柱单轴抗压性能的影响，并与 UHPFRC 方柱进行了比较。结果表明，螺旋箍筋的用量越大，约束 UHPFRC 的极限强度和延性越高。此外，同使用方形箍筋相比，使用螺旋箍筋对 UHPFRC 柱进行约束效果更显著，然而两种方式对保护层剥落的影响可以忽略不计。

2018 年，Hung 等^[44]通过试验研究了 10 个细长的高性能纤维增强混凝土（High Performance Fiber Reinforced Concrete, 简称 HPFRC）柱在轴向荷载下的行为。结果表明，所有的 HPFRC 柱子都由于不利的二阶效应而失效。箍筋间距对于承载力的影响很小；钢纤维有效地抑制了混凝土的剥落和破碎。此外，提出了预测细

长高强度混凝土柱轴向承载力的公式。

2019年,杨俊等^[45]设计并制作了18根低配筋UHPC中空短柱进行试验研究,主要研究宽厚比、箍筋间距对低配筋UHPC中空短柱受力性能的影响。结果表明,当构件的宽厚比较大时,构件有失稳破坏的风险,此时随着箍筋间距的较小,承载力会随之提高,但当达到一定间距后,承载力的变化将不明显,也逐渐逼近计算承载力;当构件的宽厚比较小时,箍筋间距对于承载力的影响较小。

2021年,Hung等^[46]研究对12根UHPC短柱进行了轴压试验。结果表明,粗骨料的加入提高了UHPC柱的轴向刚度,钢纤维的加入可以通过抑制早期损伤提高UHPC柱的轴向承载力。此外,在UHPC柱中加一定的钢纤维能够简化箍筋的抗震弯钩,防止钢筋在轴向荷载下过早屈曲。

2022年,常亚峰等^[47]通过对11组不同配箍形式的UHPC短柱进行轴压试验。试验结果表明,复合箍筋间距减小和钢纤维掺量增加均可改善UHPC的破坏形态,随着箍筋的加密,对于UHPC的脆性改善更加明显;箍筋间距、纤维掺量对试件承载力和峰值应变有显著影响,箍筋间距对于峰值应变的影响更大。

1.3.3 UHPC 偏心受压柱研究现状

相比于轴心受压,偏心受压状态更符合实际工程中柱体的受力状态。由于UHPC具有较高的抗拉强度,因此UHPC在压弯荷载下可能具有更优异的性能表现,但目前对于UHPC柱压弯荷载作用下的研究较少。

2008年,Malik等^[48]对6根截面宽度为150mm的RPC无配箍方柱进行了试验和数值研究。对柱进行了轴压和不同偏心距下的偏压试验,试验表明加入大量钢纤维是防止保护层混凝土剥落和纵向钢筋屈曲的有效方法;并使用有限元软件DIANA对RPC柱进行进一步建模,其结果与试验数据吻合。

2012年,刘畅^[49]对18根RPC无配筋柱进行了偏心荷载条件下的试验研究,试验主要研究不同偏心率对于RPC柱破坏形态和受力性能的影响。大偏心RPC受压柱的破坏过程和特征明显,受拉侧出现水平裂缝,具有明显的塑性破坏特征,破坏属于延性破坏;小偏心RPC受压柱在破坏前则无明显预兆,破坏十分迅速,属于脆性破坏。

2013年,Heimann等^[50]研究了UHPC细长柱的可靠性。根据现有的关于UHPC的研究成果,通过试验确定了UHPC受压构件的承载能力,并利用试验的结果进行了数值建模。发现在较大的长细比以及较小的偏心率条件下,稳定性会成为试件达到极限承载力的控制条件。

2014年,Steven^[51]通过对9根带有高强纵筋的不同配筋率和配箍率UHPC柱在轴心和单向偏心荷载下的承载和开裂后的行为进行了试验研究。结果表明在轴心和单向偏心荷载作用下,UHPC柱的承载力可以根据传统钢筋混凝土上得

出的模型来估计，与试验有很好的 consistency。

2017年，Hadi 和 Al-Tikrite^[52]通过对 16 个试件进行轴心受压、偏心受压和四点弯曲试验，研究钢纤维类型、几何形状和含量对 RPC 柱承载能力、延性和破坏模式等性能的影响。结果表明，钢纤维的加入可以有效提高 RPC 试件的极限承载力、延性以及极限应变，并且可以延缓混凝土保护层的剥落。

2017年，Shi 等^[53]对 22 根 RPC 柱进行了大偏心受压试验。结果表明，在计算开裂荷载时，弹性受拉区与整个受拉区的厚度比可以为 0.4（含钢纤维）或 0.5（不含钢纤维），RPC 柱的拉应力呈等腰三角形分布；在计算极限承载力时，RPC 柱受拉区域的等效系数为 0.6（含钢纤维）或 0.4（不含钢纤维），并建立了一种大偏心受压 RPC 柱极限荷载的简便分析方法。

2018年，Hung 等^[54]研究了 UHPC 细长柱在偏心荷载作用下的受力性能。结果表明，钢纤维有效抑制了 UHPC 的剥落和破碎；一定的钢纤维能够补偿不利配箍形式产生的影响，减少箍筋用量，同时可提高偏心荷载下细长柱的延性。此外评估了现行规范在二阶效应影响下 UHPC 细长柱总弯矩计算的适用性。

2019年，陈正^[55]对 4 根不同偏心距的 RPC 柱进行了试验研究，并根据现行规范进行了承载力分析。结果表明：RPC 柱在挠度、应变变化等方面的表现与普通钢筋混凝土柱相似；按现行规范计算 RPC 柱承载力可以具有一定安全性。

2019年，Ma 等^[56]通过对 6 根 UHPFRC 柱和 1 根 HSC 柱进行了偏压试验。结果表明，UHPFRC 柱有不同的破坏模式。大偏心受压破坏模式是纵向受拉钢筋屈服，在受拉区出现许多水平裂缝；小偏心受压破坏模式是纵向受压钢筋屈服，在受压区出现竖向裂缝。通过有限元软件分析了试件在单调加载下的破坏过程，与试验吻合。并在承载力方面考虑了 UHPFRC 抗拉强度的贡献，得出了理论计算公式。

目前 UHPC 柱的试验研究相对较少，主要集中于纤维含量、配箍率等对柱体受力性能的影响。且柱体局限于传统混凝土的设计方式，往往采用实心截面，对于中空截面形式的柱体研究较少，由于材料强度高，截面未充分利用，浪费较大，不能充分发挥 UHPC 的特性。且相比于 UHPC 柱受力性能研究，学者们在 UHPC 受弯构件性能、UHPC 节点抗震性能方面投入了更多的精力，但是作为结构中的竖向受力构件，柱体往往承担着巨大的压力，其安全性能值得人们注意，应该对其进行更深入的研究。

1.4 本文研究路线与内容

本文设计了一种适用于全装配式结构体系的预制拼接槽型 UHPC 柱，可充分利用 UHPC 材料性能，且子构件可通过螺栓干式连接形成不同拼接形式柱体。预制拼接槽型 UHPC 柱作为全装配式体系的竖向传力构件，需要清楚其在竖向荷载

尤其是偏心受压荷载下的性能表现。但是目前，对于中空截面形式 UHPC 柱体的研究较少，不能准确反映 UHPC 柱体在受压条件下的状态与破坏模式，对于预制拼接槽型形式的柱体更是几乎没有相关研究。因此，预制拼接槽型 UHPC 柱值得进一步研究。

本文主要的研究是关于预制拼接槽型 UHPC 柱在偏心受压条件下受力性能的试验研究，主要研究内容如下：

(1) 设计并制作了 14 根预制拼接槽型 UHPC 柱和 2 根整浇 UHPC 柱，对其进行不同拼接形式、不同偏压方向在不同偏心距下的受压性能试验研究。获得了试验柱的破坏模式、荷载-位移曲线、荷载-应变关系、裂缝分布情况等主要试验结果；并通过对比分析，得出试验柱受力性能与偏心距、拼接形式及偏压方向的关系。

(2) 将我国现行规范计算方法与美国规范、欧洲规范计算方法进行对比，对预制拼接槽型 UHPC 柱的轴心受压极限承载力及考虑附加偏心距与二阶效应后的偏心受压极限承载力进行理论计算，并与试件承载力试验值进行对比，定性指出我国规范的局限性，并给出相关建议。

(3) 利用 ABAQUS 有限元分析软件完成各试件的建模分析，通过对比模拟结果与试验结果，如极限承载能力以及荷载-跨中挠度曲线等，深化对于试件承载性能的认识，验证了模型的合理性与适用性。基于已验证的有限元模型，对不同偏心距下的不同拼接形式与偏压方向的试件进行参数化分析，研究其不同 UHPC 强度、纵筋强度及配筋率等条件下的响应差异，对比不同拼接形式与偏压方向试件的性能差异及受参数变化影响的大小。

第2章 预制拼接槽型 UHPC 柱偏心受压性能试验设计

2.1 引言

为充分利用 UHPC 优秀的抗拉抗压强度和耐久性能等优势，克服现场养护困难的问题，拓展其在建筑工程领域的应用，并结合装配式结构特点，设计了一种基于螺栓干式连接的预制拼接槽型 UHPC 柱，作为全装配式结构体系中的竖向传力构件。目前，少有类似构件的试验研究，为研究其抗压性能，本文进行了相关破坏性试验的研究。本次试验中共有 14 根不同拼接形式的柱体（回字形柱体及工字形柱体）和 2 根整浇柱体，主要试验变量为拼接形式、偏压方向和偏心距。本章详细介绍了试件设计与制作流程，对 UHPC 和钢筋等主要材料进行了材料性能试验，并介绍了本次试验所采用的试验装置、加载方案与采集系统，对不同形式柱体的测量方案进行了详细说明。

2.2 试验设计

预制构件为两片槽型子构件组成，子构件预制槽型空心，同时为防止失稳等间距设置加劲肋，并在加劲肋截面两侧预留螺栓孔。通过螺栓将两片子构件相连，形成槽型空腔相对的柱体（回字形柱体）或槽型空腔相背的柱体（工字形柱体）。为研究预制拼接槽型超高性能混凝土柱偏心受力性能，本次试验共设计制作了共 16 根试验试件，包括 2 根整浇试件及 14 根预制试件，研究变量包括拼接方式，偏压方向，偏心距，试验加载方式为轴心或偏心荷载，在不同的条件下对所有试件加载直到破坏。所研究的因素及水平如表 2.1 所示。

表 2.1 因素水平表

因素	因素	因素	因素
水平	拼接方式(A)	偏压方向(B)	偏心距(C)
水平 1	回字形(A1)	强轴压弯(B1)	0mm(C1)
水平 2	工字形(A2)	弱轴压弯(B2)	32.5mm(C2)
水平 3	—	—	65.0mm(C3)
水平 4	—	—	97.5mm(C4)

为了减小试件长细比对本身承载力及稳定性的影响，试件设计时均设计为短柱^[57, 58]，试件总高度均为 $H=1500\text{mm}$ ，试验段高度为 $H'=950\text{mm}$ ，为防止柱体端部发生破坏，在柱两端均设有实心段，并进行箍筋加密。其中，回字形拼接方式柱体长细比为 $H/i=19.4 < 28$ ，工字形拼接方式柱体弱轴向长细比为 $H/i=26.0 < 28$ ，

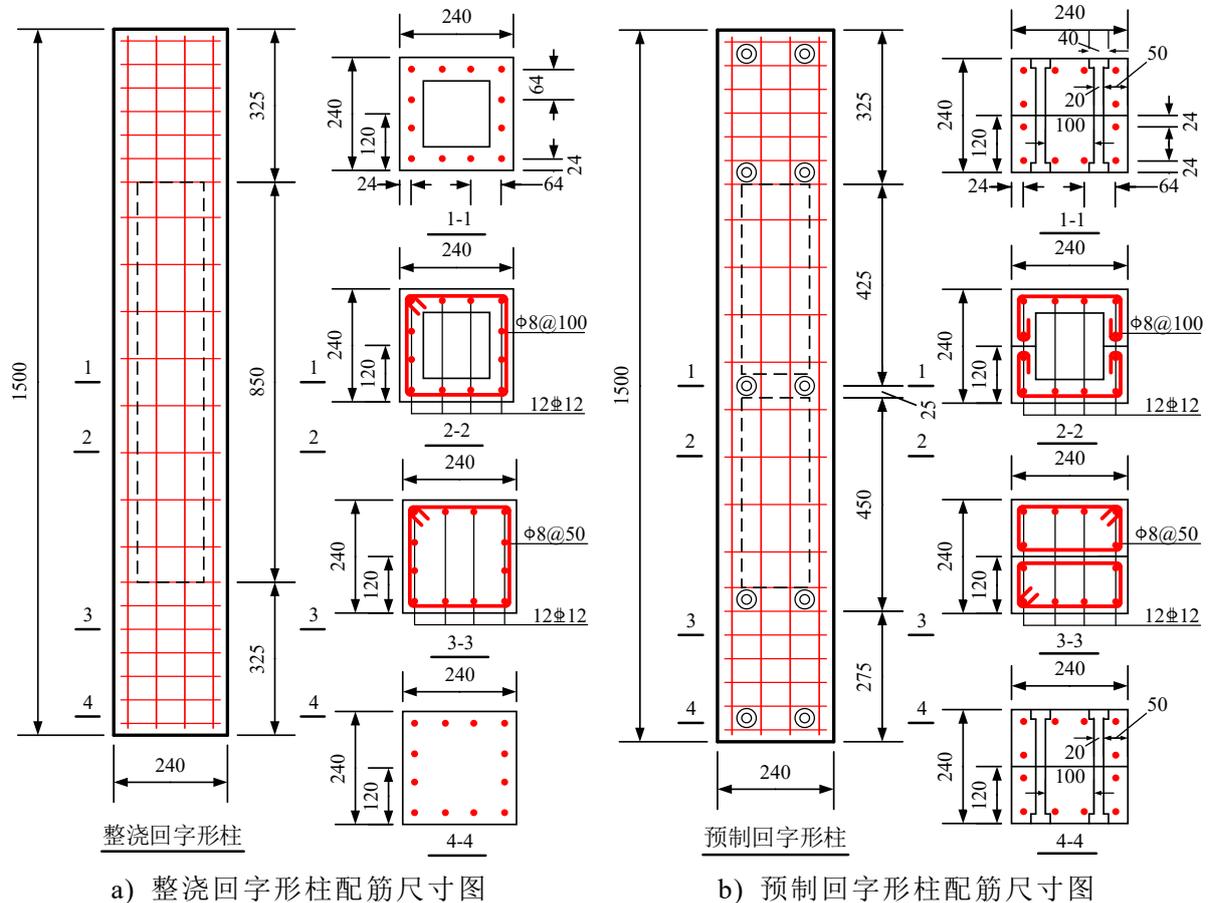
均为短柱。

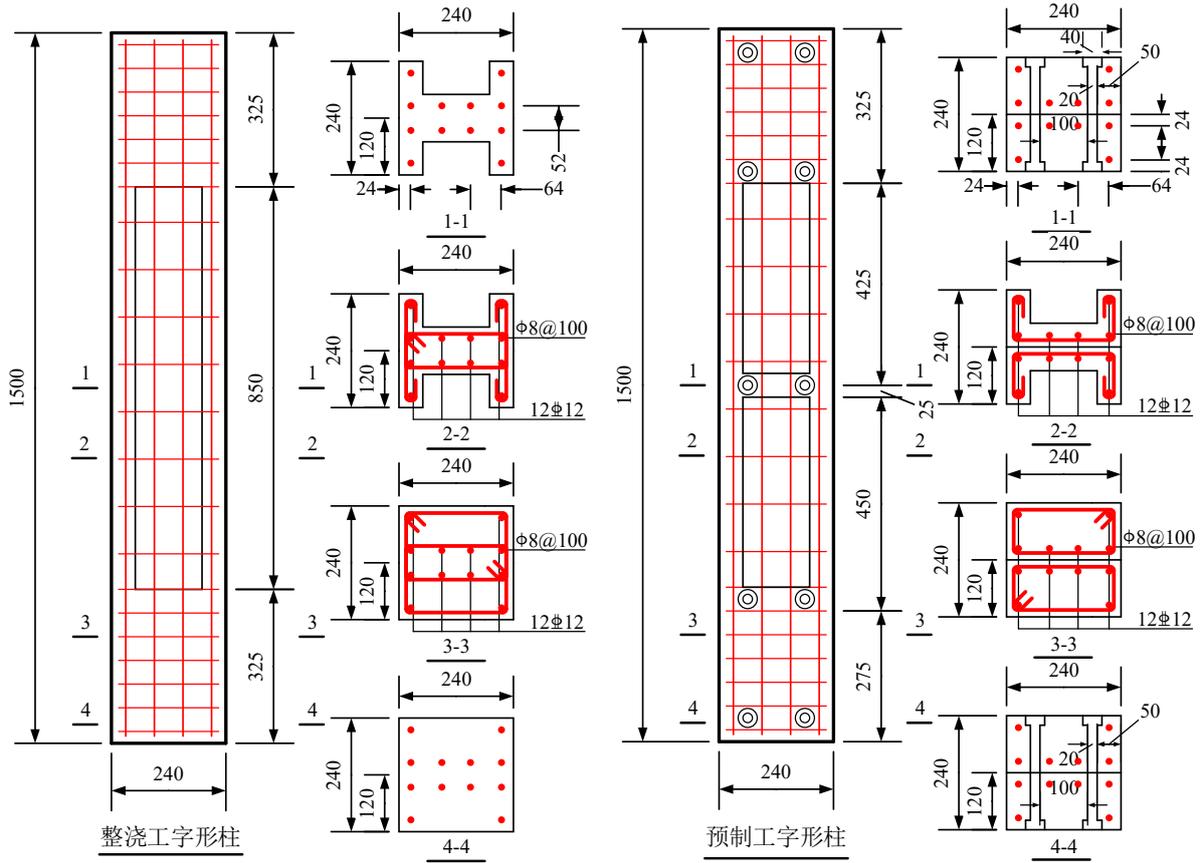
根据《活性粉末混凝土结构技术规程》^[57]规定，UHPC 预制试件的保护层厚度取为 10mm。整浇试件一次浇筑完成，预制试件采用两槽型预制子构件通过 8.8 级 M18 高强螺栓连接拼接成回字形或工字形试件。试件壁厚均为 50mm，回字形柱截面外部尺寸为 240 mm×240 mm，空心尺寸为 140 mm×140 mm，工字形柱截面腹板尺寸为 100 mm×140 mm，翼缘尺寸为 240 mm×50 mm。

柱中纵筋均采用 12 Φ 12，纵筋配筋率为 3.57%，箍筋采用 Φ 8@100，两端加密区为 Φ 8@50。试件和截面具体尺寸及配筋见图 2.1，所有试件的试验参数如表 2.2 所示。

本次试验共 16 根试件，其中包含 4 根偏心距为 0 的轴压试件，轴压试件采用面荷载加载，不区分强弱轴；其余 12 根为不同偏心距下的偏心受压试件，在不同拼接形式及不同偏压轴压弯的情况下进行单调加载直至破坏。

试验试件的编号为 R(I)-S(W)-0(3, 6, 9)-I(P)形式，其中 R 表示回字形拼接方式，I 表示工字形拼接方式；S 表示偏心受压轴为强轴，W 表示偏心受压轴为弱轴；0 表示偏心距为 0mm，即轴心受压，3, 6, 9 表示偏心距分别为 32.5mm, 65mm, 97.5mm；I 表示试件为整浇试件，P 表示试件为预制拼接试件。例如 R-S-3-P 表示偏心距为 32.5mm 的回字形强轴受压拼接试件。轴压试件无强弱轴，命名中将强弱轴省略，例如 R-0-I，表示回字形轴心受压整浇试件。





c) 整浇工字形柱配筋尺寸图

d) 预制回字形柱配筋尺寸图

图 2.1 试验柱配筋尺寸图 (单位: mm)

表 2.2 试件基本参数

编号	偏心距/mm	拼接方式	偏压轴	箍筋	纵筋
R-0-I	0	回字形整浇	轴向受压		
I-0-I		工字形整浇			
R-0-P		回字形预制			
I-0-P		工字形预制			
R-S-3-P	32.5	回字形预制	强轴压弯		
I-S-3-P		工字形预制			
R-W-3-P		回字形预制			
I-W-3-P		工字形预制			
R-S-6-P	65	回字形预制	强轴压弯		
I-S-6-P		工字形预制			
R-W-6-P		回字形预制			
I-W-6-P		工字形预制			
R-S-9-P	97.5	回字形预制	强轴压弯	Φ8@100(50)	12Φ12

(续表)

编号	偏心距/mm	拼接方式	偏压轴	箍筋	纵筋
I-S-9-P		工字形预制	强轴压弯		
R-W-9-P	97.5	回字形预制	弱轴压弯	$\phi 8@100(50)$	12 $\phi 12$
I-W-9-P		工字形预制			

注：平行于拼接缝的轴为强轴，垂直于拼接缝的轴为弱轴

2.3 试验材料

本次试验使用的 UHPC 干混料为湖南固力工程新材料有限公司产品，所用含水量为干混料质量的 9.3%。干混料中含有体积掺量 2% 的直钢纤维，直钢纤维的直径为 0.2 毫米，长度为 13 毫米，拉伸强度为 2700 MPa，弹性模量为 150 GPa。表 2.3 列出了 UHPC 材料的具体比例。

表 2.3 1m³UHPC 各材料使用量

成分	水泥	硅粉	沙	超细矿粉	钢纤维	水	减水剂
质量/kg	870	180	1000	240	195	233	24

为消除 UHPC 材料强度离散性的影响，所有试验试件均以同一批相同等级 UHPC 浇筑制作。并在在浇筑的同时预留同批次边长为 100mm 的立方体试块，用于测试 UHPC 立方体抗压强度；预留边长为 100mm×100mm×300mm 棱柱体试块，用于测试 UHPC 的弹性模量及棱柱体抗压强度；预留边长为 100mm×100mm×400mm 棱柱体试块，用于测试 UHPC 的抗折强度，并参考法国 UHPC 规范^[59, 60]，以换算 UHPC 的抗拉强度。

UHPC 的浇筑、取样、养护均按照标准要求^[61, 62]，在浇筑过程中进行随机取样，并随试件一同进行养护。并按照规范要求^[61, 63]，在湖南大学材料性能实验室微型控制恒加载压力试验机（TYA-2000E）上进行 UHPC 强度及弹性模量测试实验，如图 2.2 所示。材性试验结果的取值其平均值，如表 2.4 所示。



(a) 立方体抗压试验



(b) 棱柱体抗压试验



(c) 棱柱体弹性模量试验



(d) 棱柱体抗折试验

图 2.2 UHPC 材料性能试验

表 2.4 UHPC 基本力学性能指标

材料	立方体抗压强度 /MPa	轴心抗压强度 /MPa	弹性模量 /GPa	换算抗拉强度 /MPa	抗折强度 /MPa
RPC120	162.6	151.0	47.2	9.8	18.9

注：抗拉强度为抗折强度通过法国规范换算而来

本次试验中所有试件所使用的纵筋均为 HRB400 级钢筋，直径为 12mm；箍筋均为 HPB300 级钢筋，直径为 8mm；螺栓为 8.8 级 M18 高强螺栓。试验所用钢筋、螺栓及螺母、垫片等配件均为实验室统一采购，钢筋的切割与绑扎均由实验室专业工人根据试验设计完成。纵筋与箍筋均在同批材料中各留 3 根 500mm 长钢筋用于材性试验。

根据《金属材料拉伸试验第 1 部分：室温试验方法》规定^[64]，利用湖南湖大土木建筑工程检测公司电液伺服万能试验机（WA-300C）测试钢筋的屈服强度、极限强度，采用打点的方式测量了钢筋的五倍直径标距下的断后伸长率，如图 2.3 所示。对实际测量结果取平均值，所有钢筋材料性能实测值如下表 2.3 所示。



a) 万能试验机系统



b) 钢筋断裂形态

图 2.3 钢筋材料性能试验

表 2.5 钢筋材料性能实测值

钢筋等级	屈服强度/MPa	极限强度/MPa	断后伸长率/%
HRB400	432	618	28.9
HPB300	360	519	35.2

注：表中断后伸长率对应标距为 5 倍钢筋直径

2.4 试件制作

(1) 试件内部型钢骨架制作与钢筋应变片粘贴。由试验室工人师傅将钢筋按设计切割，使用 502 将纵筋应变片粘贴在指定位置，并用 AB 胶进行保护。纵筋上用马克笔标记箍筋位置，箍筋经弯折后用扎丝绑扎在相应位置形成钢筋骨架，粘贴相应箍筋应变片，整理应变片线路做好保护。

(2) 模板制作。模板采用木模板裁切拼装而成，每一套模板可形成预制柱试件的一组槽型拼装子构件，以减少装配误差。模板各部分裁切完成尺寸校核无误后，将模板清洗干净并涂脱模剂，采用垫入小段钢筋的办法保证混凝土保护层厚度，装入钢筋骨架进行后续拼装。在试件加劲肋处，穿入外径 20mm 的 PVC 套管形成螺栓孔洞，在 PVC 套管上穿插外径 40mm 的硬泡沫形成螺母安装孔洞。

(3) 试件浇筑及试块预留。安装好的模板放置在平整干净的钢板上，UHPC 干料与对应比例的水在搅拌机内搅拌二十分钟充分拌合后将试件一次浇筑成型，并预留材性试验试块。确保试件与试块填充密实后，将表面平整，在初凝后覆盖一层不透水的塑料薄膜进行保湿处理。

(4) 试件养护。试件浇筑成型 36 小时后开始浇水，并始终使用塑料薄膜覆盖防止水分蒸发。在 48 小时后进行拆模，使用厚篷布进行保温，开始蒸汽养护。缓慢升温将温度升至 70 摄氏度，并保持恒温 72 小时后停止蒸养，待温度降至室温。

(5) 试件拼装与混凝土应变片粘贴。试件表面打磨后使用螺栓将对应槽型试件连接，采用扭矩螺栓确保各螺栓预紧力一致，拧紧力矩取为 $120\text{N}\cdot\text{m}^{[65]}$ 。使用油漆将各试件表面刷白处理，并使用马克笔画出网格，以方便裂缝位置的观察。将混凝土表面应变片粘贴处打磨平整，粘贴长标距应变片。



a) 钢筋绑扎



b) 模板制作



c) 试件浇筑



d) 拆模蒸养



e) 试件拼装

图 2.4 试件制作流程图

2.5 加载及测试系统

试验在湘潭大学土木工程与力学学院结构实验室 10000kN 多功能结构试验系统上进行，轴压试件直接放置在试验机加载板上进行均布加载，偏压试件两端使用单刀铰支座放置在试验机上，单调加载直到试件破坏^[66]。

为了避免两端发生局部受压破坏，所有试件加载时在顶部设置 50mm 厚钢板作为荷载分布板，并在钢板与试件间撒入适量石英砂。钢板采用高强合金钢制作避免加载时破坏或产生过大变形，钢板上切割成型圆弧，可与刀铰充分接触，确保刀铰准确定位以及荷载传递，并采用左右夹板及对拉螺栓对端部进行加固，端部加载板夹具图如图 2.5 及图 2.6 所示。同时为了保证柱端具有足够的强度，在柱端处加密螺栓及箍筋，柱端箍筋为 $\phi 8@50$ 。

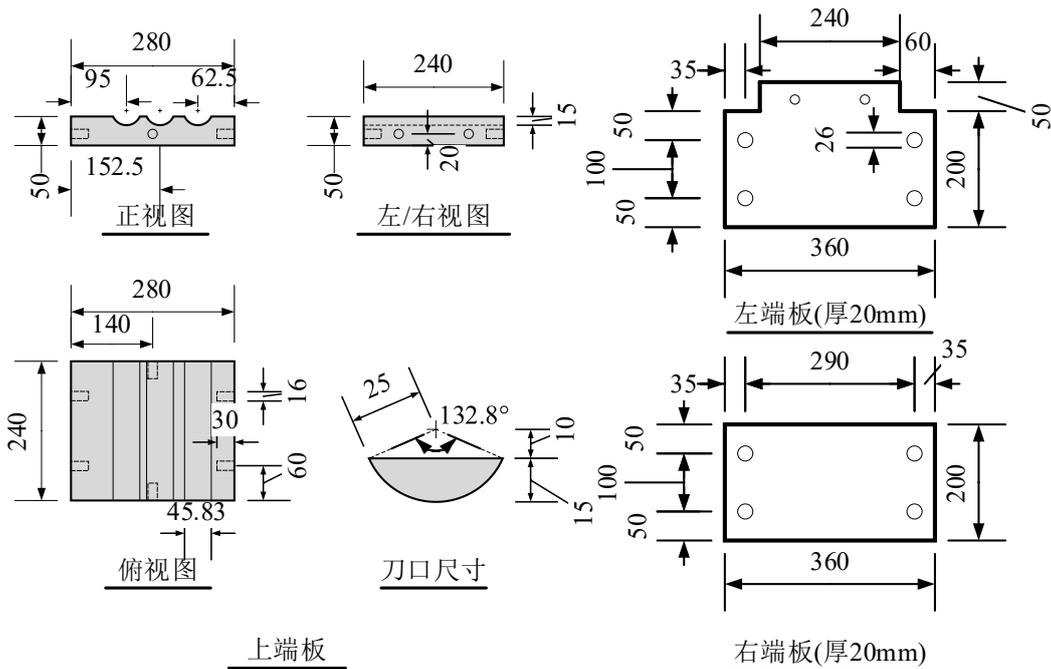


图 2.5 端部加载板设计图



图 2.6 加载板实物图

试验开始后,首先进行预加载使各部分充分接触并检查各测试系统工作状态,预加载值不超过预估极限荷载的 $1/20$, 确认各部分正常工作后,卸去荷载,开始正式分级加载。正式加载时,试件开裂前每级荷载为预估极限荷载的 $1/15$, 荷载施加完成后,持荷 2 分钟,待稳定后进行数据采集,而后施加下一级荷载。试件开裂后或达到预估荷载的 80% 后,每级荷载减为预估荷载的 $1/30$,持荷 2 分钟,待稳定后采集数据并施加下一级荷载。当荷载降低至峰值荷载的 80% 以下时,认为试件达到破坏状态,卸去位移计等可能被损坏的仪器,进行持续加载直至试件完全破坏。

试验过程中的测试系统主要采集以下数据内容:

(1) 通过多功能结构试验系统中配套计算机进行加载控制,并同步记录实验过程中施加的荷载值以及竖向位移。

(2) 借助裂缝宽度仪观察试件表面在每级荷载下是否出现裂缝以及出现的裂缝宽度,使用马克笔描下裂缝,记录对应荷载及裂缝发展。

(3) 布置位移计测量试件侧向挠度。在偏压试件受拉侧沿高度方向的中部、上下 $1/4$ 处、两端部共布置五个线性可变差动变压器式(Linear Variable Differential Transformer, LVDT)位移传感器,以测量各级荷载下侧向变形挠度值,位移计安装位置如图 2.7 所示;轴压试件不布置侧向位移计。

(4) 使用应变采集系统测量各级荷载下的材料应变。在轴压试件的各个截面中部设置 50mm 长标距的电阻应变片,量测 UHPC 的应变。沿偏压试件中截面高度方向及试件的受拉侧和受压侧分别布置 50mm 长标距的电阻应变片,以量测 UHPC 的应变,受压和受拉侧 UHPC 最终应变值取各个应变片测得的平均值。沿试件高度方向布置应变片的目的是验证试件是否符合平截面假定,布置受拉受压侧应变片的目的是来测量各级荷载下 UHPC 拉压应变及极限拉压应变。在各个试

件的中截面角点处的纵筋上粘贴钢筋应变片来测量钢筋的应变状态。应变片粘贴位置如图 2.8 所示。

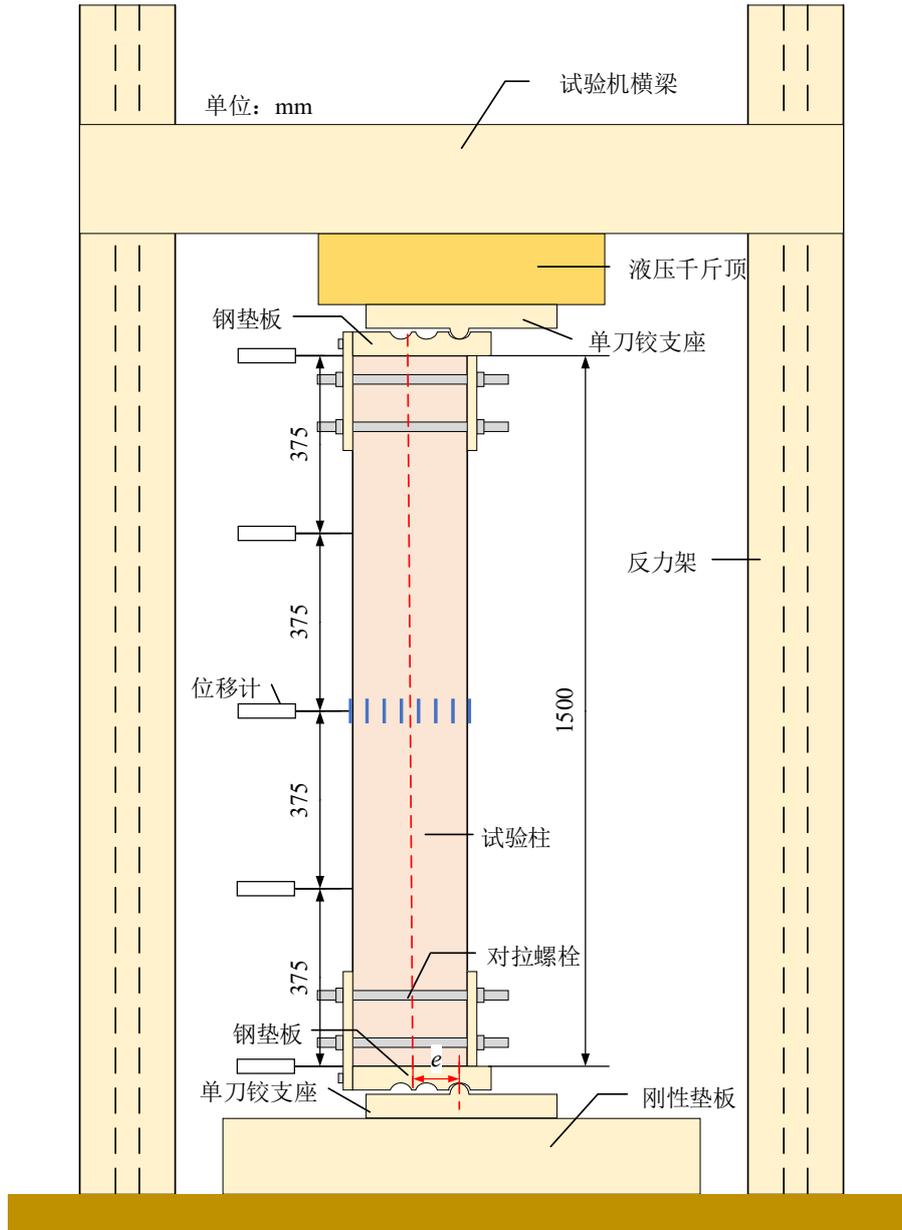
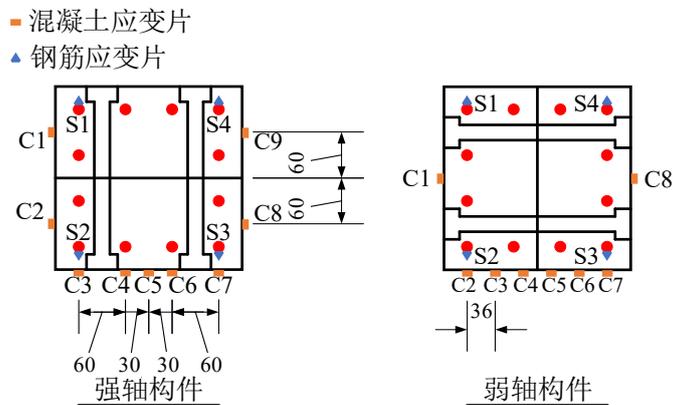


图 2.7 试验加载装置简图



a) 偏压试件应变片布置图

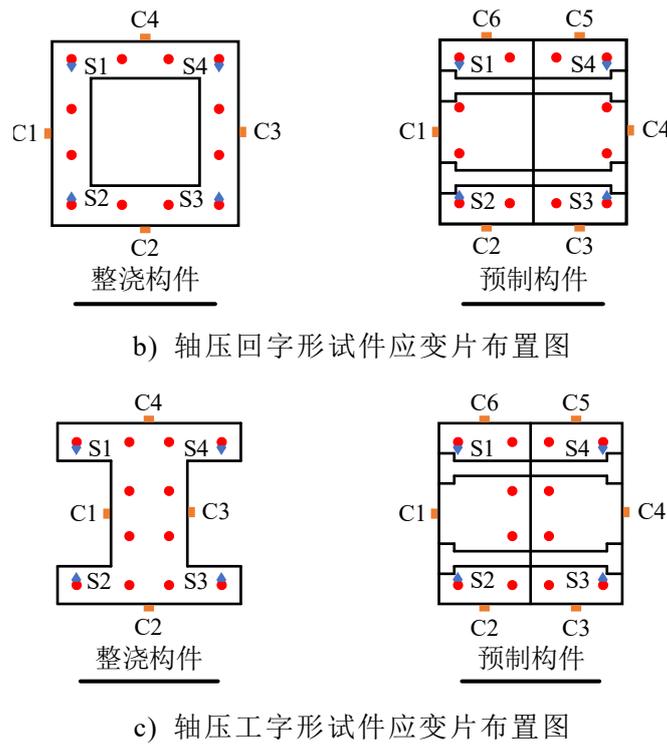


图 2.8 应变片布置图

2.6 本章小结

为研究预制拼接槽型 UHPC 柱偏心受压性能，本章参考国家相关规范设计并制作了 16 个试件。并对试件设计制作过程、试验装置、采集系统与测量方案等信息进行了详细介绍。此外，本章还对 UHPC、钢筋进行了材性试验，得到了其基本力学性能参数。本章主要工作如下：

(1) 根据《活性粉末混凝土》(GB/T 31387-2015) 及《活性粉末混凝土结构技术规程》(DBJ 43/T 325-2017) 等相关规范，完成了 16 个试验试件的设计及制作，其中包括 14 个预制拼接试件和 2 个整浇试件。详细介绍了试验研究变量、试件配筋信息、具体尺寸等基本参数。

(2) 按照相关规范完成了 UHPC 及钢筋的材料性能测试，并在文中给出了相关材料性能参数。根据试验要求选用了合适的试验加载装置与采集系统，制作了配套的柱端部加载板，并制定了加载方案，最后对不同形式柱体的数据测量方案进行了详细介绍。

第3章 预制拼接槽型 UHPC 柱偏心受压试验结果分析

3.1 引言

作为全装配式体系中承受竖向荷载的构件，预制拼接槽型 UHPC 柱在偏心荷载作用下的静力性能值得人们的关注。本章通过对 14 根预制拼接槽型 UHPC 柱和 2 根整浇 UHPC 柱进行不同偏心受压荷载下的破坏性试验，获得了试验柱的破坏过程、破坏模式、荷载-竖向位移关系、荷载-侧向挠度关系和荷载-应变关系等结果。根据试验结果对预制拼接槽型 UHPC 柱在不同拼接形式、不同偏心受压方向和不同偏心距下的受力性能进行了对比，分析试件性能表现与变化规律，并对预制拼接槽型 UHPC 柱是否符合平截面假定进行了验证。上述试验结果为研究预制拼接槽型 UHPC 柱的受力性能提供了可靠的试验数据，并为后续柱体承载力计算方法分析、有限元模型建立与校核提供了依据和参考。

3.2 试验结果汇总

通过多功能结构试验系统中配套计算机可以直接读取施加在各试件上的荷载和对应竖向位移，通过 LVDT 可以记录对应荷载下试件的侧向挠度，各试件的极限承载力及其对应的竖向位移和侧向挠度可见表 3.1。

从表 3.1 中可以看出，不同拼接形式的柱体的极限承载力均随着偏心距的增大而减小。同一偏心距下，除工字形弱轴压弯试件由于截面形式的削弱，承载力相对较低，破坏模式可能有所不同；其余三种试件（回字形强轴压弯试件、工字形强轴压弯试件、回字形弱轴压弯试件）极限承载力基本趋于一致，且破坏模式一致。

表 3.1 试验结果汇总表

试件名称	初始偏心距/mm	峰值挠度/mm	实际偏心距/mm	峰值竖向位移/mm	极限承载力/kN	破坏形态
R-0-I	0	—	—	11.98	5112	轴压破坏
I-0-I		—	—	11.85	5504	轴压破坏
R-0-P		—	—	9.19	4020	轴压破坏
I-0-P		—	—	10.95	4754	轴压破坏
R-S-3-P	32.5	5.17	37.67	10.67	3801	小偏心受压破坏
I-S-3-P		5.18	37.68	10.86	3981	小偏心受压破坏
R-W-3-P		4.63	37.13	9.99	4002	小偏心受压破坏

(续表)

试件名称	初始偏心距/mm	峰值挠度/mm	实际偏心距/mm	峰值竖向位移/mm	极限承载力/kN	破坏形态
I-W-3-P	32.5	6.67	39.17	9.66	3299	小偏心受压破坏
R-S-6-P		7.04	72.04	10.38	2949	小偏心受压破坏
I-S-6-P		7.19	72.19	9.89	2506	小偏心受压破坏
R-W-6-P	65	8.53	73.53	8.79	2447	小偏心受压破坏
I-W-6-P		9.77	74.77	8.33	1822	界限破坏
R-S-9-P		9.95	107.45	9.21	2120	大偏心受压破坏
I-S-9-P		8.96	106.46	10.37	1835	大偏心受压破坏
R-W-9-P	97.5	14.48	111.98	13.37	2034	大偏心受压破坏
I-W-9-P		12.53	110.03	8.25	1116	大偏心受压破坏

注：实际偏心距=初始偏心距+峰值挠度

3.3 试验破坏形态

3.3.1 轴压试件试验破坏形态

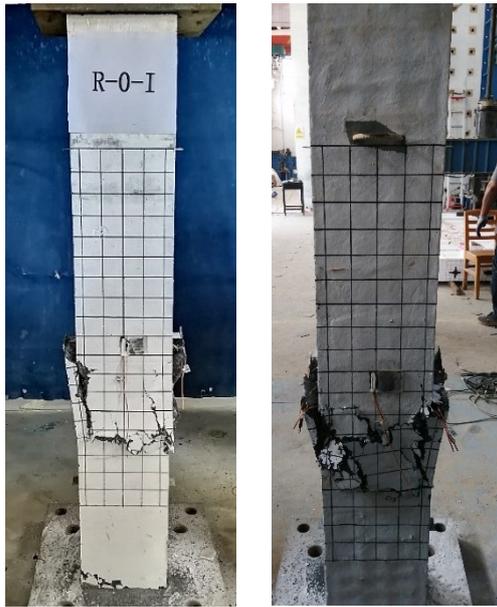
为方便不同组试件进行对比分析，通过加载过程中荷载与试件极限承载力 P_u 的比例关系，进行现象描述。

不同形式的轴压试件破坏形态如图 3.1-图 3.4。在试件达到极限承载力，UHPC 被压溃前，所有轴压试件的破坏过程十分接近。在加载初期，试件均无明显现象；随着荷载增加至 50% P_u （极限承载力）左右，开始出现少量钢纤维拔出的声音；随着荷载继续增加，试件偶尔发出“嘣”的沉闷声响；最后增加至极限承载力后，钢纤维拉断的声音不断增大，并变得清晰可闻，最后发出“嘣”的一声巨响，试件 UHPC 瞬时被压溃，形成巨大剪切裂缝，试件破坏。

试验结果表明，不同形式的 UHPC 试验构件在轴压荷载下的破坏过程趋于一致，但最终破坏形态并不完全相同。在整个加载过程中，各个试件长期处于弹性状态，无明显变化，直到接近极限承载力时，在短暂的时间（2s 左右）内，试件突然破坏，承载力急剧下降，最终破坏形态为数条斜向主裂缝，并伴随大量细小裂缝，但 UHPC “裂而不落”。整浇试件的破坏位置均出现在 1/2 柱高附近，为 1 至 2 条横贯各个表面的主裂缝，而拼接试件的破坏位置均出现于子构件的上下截面突变处，在两个子构件上分别出现一条主裂缝，并不贯穿整个柱体。

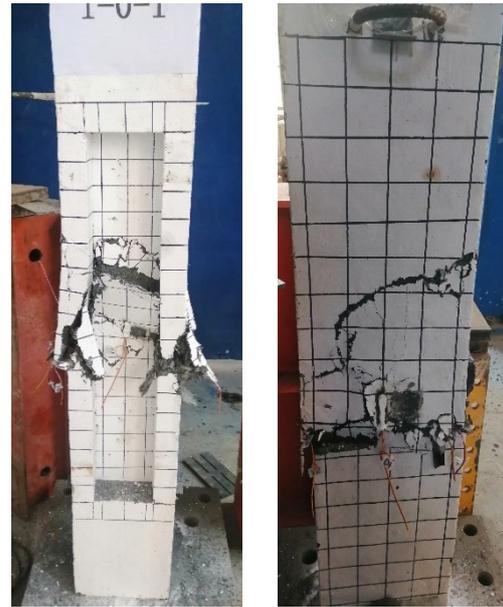
预制拼接试件破坏形态产生的主要原因为试验构件在试验段与加载端交接处有截面突变，易产生应力集中，导致突然破坏；且因试件拼接处有缝隙，使得试件脆性加大，由于内部微小裂缝与缺陷处贯通，造成局部破坏，进而引发试件破

坏。由于工字形拼接柱有更厚的腹板，因此工字形拼接方式的柱体截面形式优于回字形拼接方式，具有更优的稳定性与承载能力。



a) 正面 b) 背面

图 3.1 R-0-I 试件破坏形态图



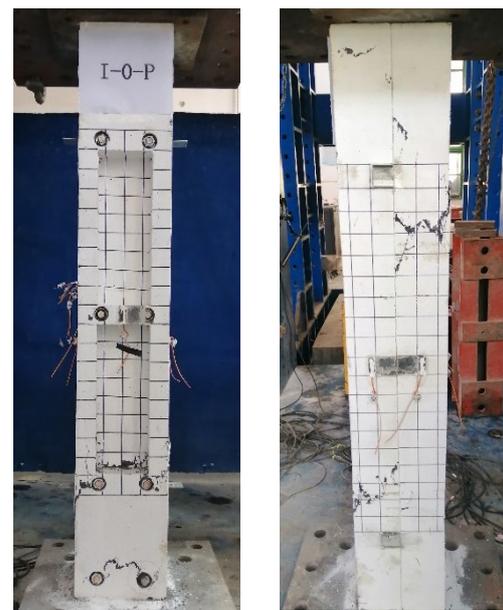
a) 正面 b) 侧面

图 3.2 I-0-I 试件破坏形态图



a) 正面 b) 侧面

图 3.3 R-0-P 试件破坏形态图



a) 正面 b) 侧面

图 3.4 I-0-P 试件破坏形态图

3.3.2 32.5mm 偏心距下压弯试件试验破坏形态

相比轴压试件，在 32.5mm 偏心距下，各拼接形式的压弯试件的试验过程并无太大区别。在加载阶段产生钢纤维拔出的声响，偶尔出现 UHPC 压碎的“嘣”的声响，其他并无明显现象，随着侧向挠度的增加，直到极限荷载，试件突然破坏。

从图 3.5 中可以看到，R-S-3-P 试件受压侧 UHPC 被压溃，但两子构件的破坏

位置并不一致，正面子构件的破坏位置在中部，而背面子构件的破坏位置为试件下部 1/4 处；同时在两 UHPC 压溃对应受拉侧位置处，各出现一条受拉主裂缝，最大宽度为 1cm。受拉侧与受压侧裂缝均在单一子构件上发展，未贯通至另一子构件。

I-S-3-P 试件破坏图见图 3.6，在受压侧外侧、腹板处有大量 UHPC 被压碎，且有少量裂缝在受压侧试件拼接处形成了贯通，在对应受拉侧中部及稍偏上的位置出现受拉主裂缝及数条较细的裂缝，但受拉裂缝仅在各自子构件上发展，未能贯通。

从图 3.7 中可以看出，虽然 R-W-3-P 试件受压侧中部也有 UHPC 轻微压溃的现象，但试件的失效是由于柱下部 1/4 处混凝土被压碎导致的，在相应受拉侧也形成受拉主裂缝。试件整体破坏趋势和承载力与强轴压弯的 R-S-3-P 无明显区别，说明了螺栓连接的可靠性。

相比较而言，I-W-3-P 由于工字形截面弱轴压弯情况下，受拉受压区截面的减小以及钢筋数量的减少，使得工字形截面弱轴承载力低于对应强轴承载力。但从破坏形态观察，弱轴压弯情况下螺栓可以形成有效约束，两子构件能够协同受力。同时，由于相对偏心距的增大，虽然试件仍为脆性破坏，但试件有更高的塑性表现。



图 3.5 R-S-3-P 试件破坏形态图

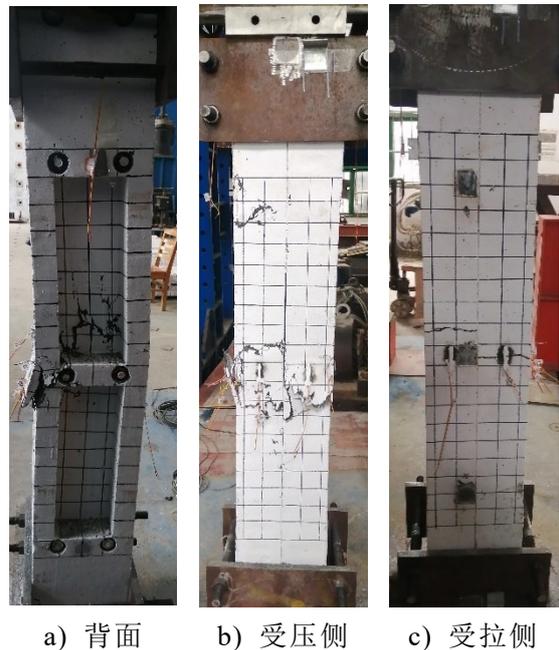
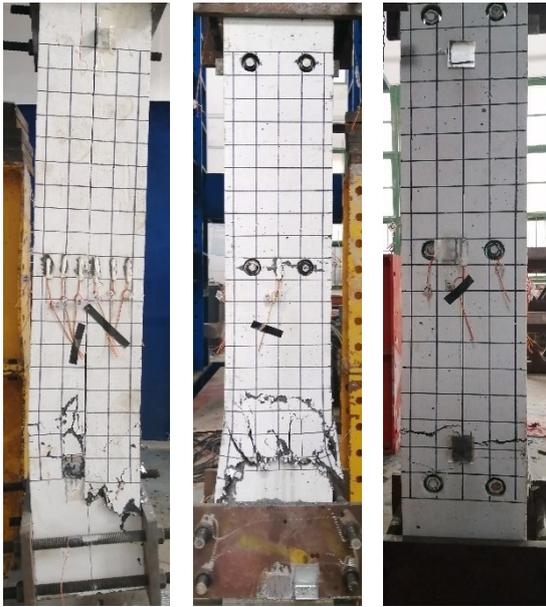
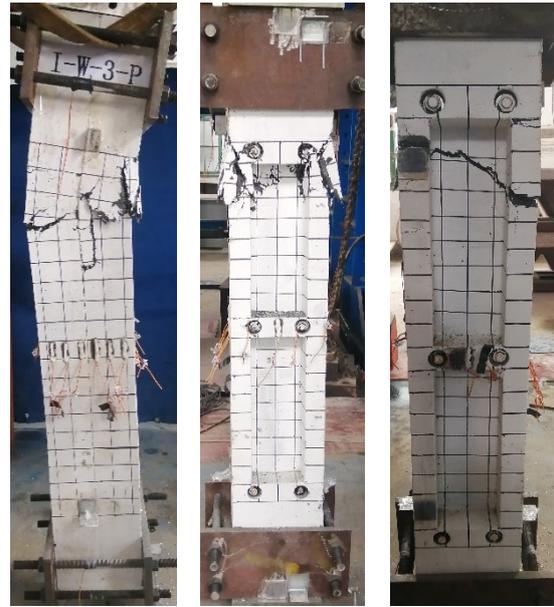


图 3.6 I-S-3-P 试件破坏形态图



a) 正面 b) 受压侧 c) 受拉侧

图 3.7 R-W-3-P 试件破坏形态图



a) 正面 b) 受压侧 c) 受拉侧

图 3.8 I-W-3-P 试件破坏形态图

同为 32.5mm 偏心距的情况下，四个不同拼接形式及不同偏压方向的试验柱体在过程中表现趋于一致，整体表现出较大的弹性阶段，最终破坏形式均为小偏心受压破坏，即由于受压区 UHPC 先被压溃，而导致试件失效，丧失承载能力的破坏形态。通过试件最终破坏形态可以发现，无论是强轴还是弱轴压弯，螺栓连接都可以保证子构件协同工作。但值得注意的是，由于柱体加劲肋和试验段端部有截面突变，在小偏心情况下，易造成在柱中截面突变处附近破坏或柱中、柱端多处破坏，增大整个试件的脆性。同时，相比较之下，工字形弱轴压弯试件由于截面与受力钢筋面积的削弱，承载力相对较低，但在相同的偏心距下可以有相对更好的塑性表现。此外，试件破坏位置仍表现出一定的不确定性，部分试件破坏发生在柱身 1/4 左右位置，这主要是由于压力机的铰支座并非处于理想转动状态、柱端使用了夹板约束及拼接缝的施工误差等原因引起的。

3.3.3 65.0mm 偏心距下压弯试件试验破坏形态

该组试件在加载至 40% P_u 前无明显变化，继续加载，可听见钢纤维拔出的清脆响声，荷载增加至 80% P_u 时，钢纤维拔出声音频率变大，并开始有“嘞”的沉闷响声出现，达到 P_u 时，试件突然发出爆裂声并破坏。

如图 3.9 与图 3.10，两强轴压弯试件 R-S-6-P、I-S-6-P 与 32.5mm 偏心距下的强轴压弯试件 R-S-3-P 破坏形态较为接近，均为小偏心受压破坏，且两子构件的破坏位置不在一处。R-S-6-P 正面子构件的破坏位置在上部约 1/4 处，而背面子构件的破坏位置在试件中部；I-S-6-P 正面子构件在试件上部有压碎现象，背面子构件在试件中部有压碎的痕迹，试件最终在试件上部 1/4 处发生破坏，在两子构件的受拉侧也各自形成了受拉主裂缝。

R-W-6-P 与 I-W-6-P 试件的破坏均发生在中部。R-W-6-P 受压侧混凝土被压碎，在受拉侧中部形成了一条受拉主裂缝。I-W-6-P 受拉侧翼缘和腹板在中部偏上位置出现了数条主裂缝，且伴有细而密的裂缝出现；受压侧翼缘处 UHPC 压碎剥落，腹板处表面 UHPC 被压碎；柱体的破坏形态接近界限破坏，破坏时柱体受压侧 UHPC 被压碎时，受拉侧钢筋接近屈服，受拉区 UHPC 裂缝发展较为充分，整体也表现出较大的塑性。



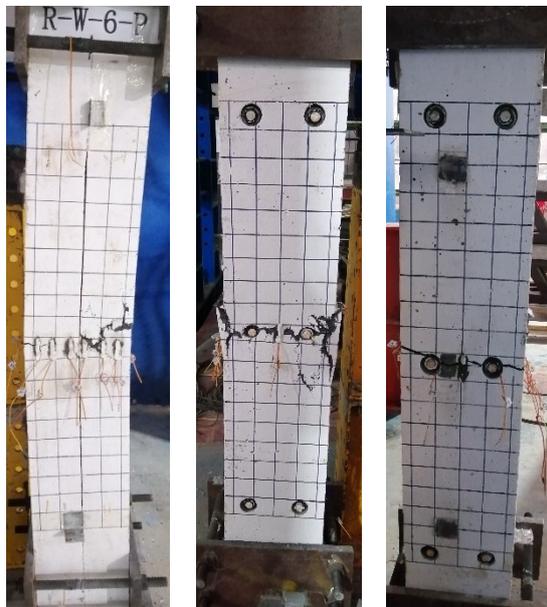
a) 正面 b) 受压侧 c) 受拉侧

图 3.9 R-S-6-P 试件破坏形态图



a) 背面 b) 受压侧 c) 受拉侧

图 3.10 I-S-6-P 试件破坏形态图



a) 正面 b) 受压侧 c) 受拉侧

图 3.11 R-W-6-P 试件破坏形态图



a) 背面 b) 受压侧 c) 受拉侧

图 3.12 I-W-6-P 试件破坏形态图

在 65mm 偏心距的情况下，除 I-W-6-P 接近界限破坏外，其余三个试件的破坏模式仍为小偏心受压脆性破坏，回字形试件的强弱轴和工字形试件的强轴承载力基本一致，工字形试件的弱轴承载力相对较小，但由于趋向于界限破坏，即受

拉钢筋初始屈服的同时,受压区 UHPC 达到极限压应变,塑性相对较好。与 32.5mm 偏心距的试件相比,该组试件的承载力降低,破坏位置也更集中于柱身 1/2 处附近。

3.3.4 97.5mm 偏心距下压弯试件试验破坏形态

该组试件在加载初期荷载较小时,已有钢纤维拉断的声音出现,最终的破坏仍在达到 P_0 后较短时间内完成。

在图 3.13 中可以看出,R-S-9-P 试件的破坏发生在上部 1/4 左右位置,受压侧 UHPC 出现斜向主裂缝,伴随大量细而密的竖向裂缝;受拉侧 UHPC 出现两条巨大横向主裂缝,但仅在单一子构件上发展,并未贯穿至另一子构件。

I-S-9-P 试件的破坏如图 3.14,发生在中部加劲勒附近,受拉侧出现数条主裂缝及大量细密小裂缝,从翼缘发展至腹板,受拉主裂缝相互未连通,但有向另一子结构发展的趋势。受压侧表面 UHPC 被压碎,裂缝主要集中在翼缘部分。

R-W-9-P 的破坏模式与强轴一样,均为大偏心受压破坏,但最终破坏发生在中部截面附近。且从图 3.15 中可以看出,受拉区 UHPC 仅出现一条巨大横向主裂缝,受压区侧出现斜裂缝,UHPC 被压碎,但并未剥落。

从图 3.16 中看出,试件受拉侧出现众多细而密的微小裂缝,遍布受拉区翼缘和腹板,但并未汇合形成明显主裂缝,而受压区 UHPC 出现斜裂缝,有少量压碎的痕迹。试件最终由于承载力降低至 80%以下而停止加载,试件受拉区 UHPC 裂缝未贯通,但仍表现出较强的塑性。

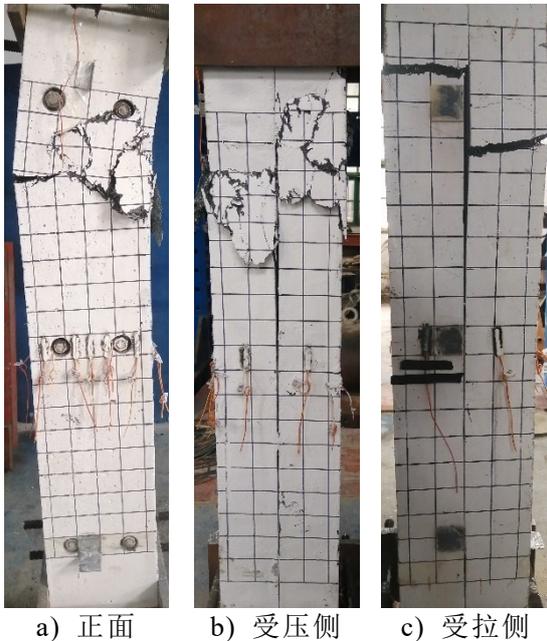


图 3.13 R-S-9-P 试件破坏形态图

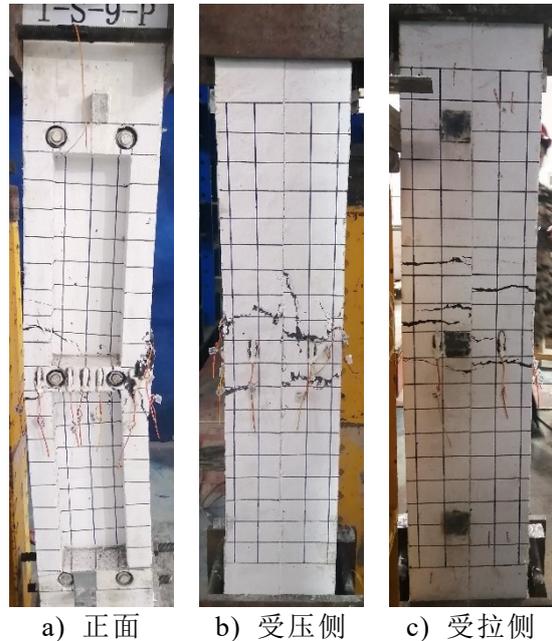


图 3.14 I-S-9-P 试件破坏形态图



a) 正面 b) 受压侧 c) 受拉侧

图 3.15 R-W-9-P 试件破坏形态图



a) 背面 b) 受压侧 c) 受拉侧

图 3.16 I-W-9-P 试件破坏形态图

在 97.5mm 偏心距的情况下，各试件的破坏模式均为大偏心受压破坏，即由于受拉钢筋先达到屈服，而导致的受压区 UHPC 压坏，试件失效。各个试件的最终破坏中，受拉区 UHPC 的裂缝均有较好的发展，通常为数条主裂缝及大量细而密的微小裂缝。同其他偏心距下相比较，各个试件的破坏位置相对更加集中，均发生在同一处。在整个破坏过程中，子构件间未发生相对错动，裂缝也有贯穿拼接缝在子构件间发展的趋势，说明螺栓连接可以保证整个过程中的可靠性。总体而言，该组试件表现出一定的塑性，在破坏时均有较大的横向位移，裂缝发展较为充分。

3.4 荷载-竖向位移曲线

在本试验中，各试件在受力过程中均发生竖向位移。为进一步了解试件的承载能力，借助多功能结构试验系统全自动采集试验过程中的荷载与试件在荷载作用下的竖向位移值，可绘制荷载-竖向位移曲线，将试件在不同拼接形式或不同偏心距下的表现进行对比。

3.4.1 不同拼接形式试件荷载-竖向位移曲线

在相同偏心距下各不同拼接形式试件的荷载-竖向位移曲线如图 3.17 所示。

从图中可以看出，试件的荷载-竖向位移曲线在弹性阶段中后期的刚度比前期的刚度更大，表现出一定的强化特征，而非理想的弹性表现。造成此现象的主要原因是各试件的荷载及竖向位移数据是通过多功能结构试验系统获取到的，这使得在荷载值较小时，获取的竖向位移值中包含了由压力机中机械的相对错动和加载板与试件初始接触不紧密而引起的误差，虽然在预加载时消除了一部分误差，

但是由于预加载值不超过预估承载力的 1/20，且预加载完成后还需卸去荷载再进行正式加载，使得该部分误差仍对荷载较小时的竖向位移值造成了影响。上述原因使得该曲线在前期表现出位移值增长较快的现象，也即曲线表现出强化特征。

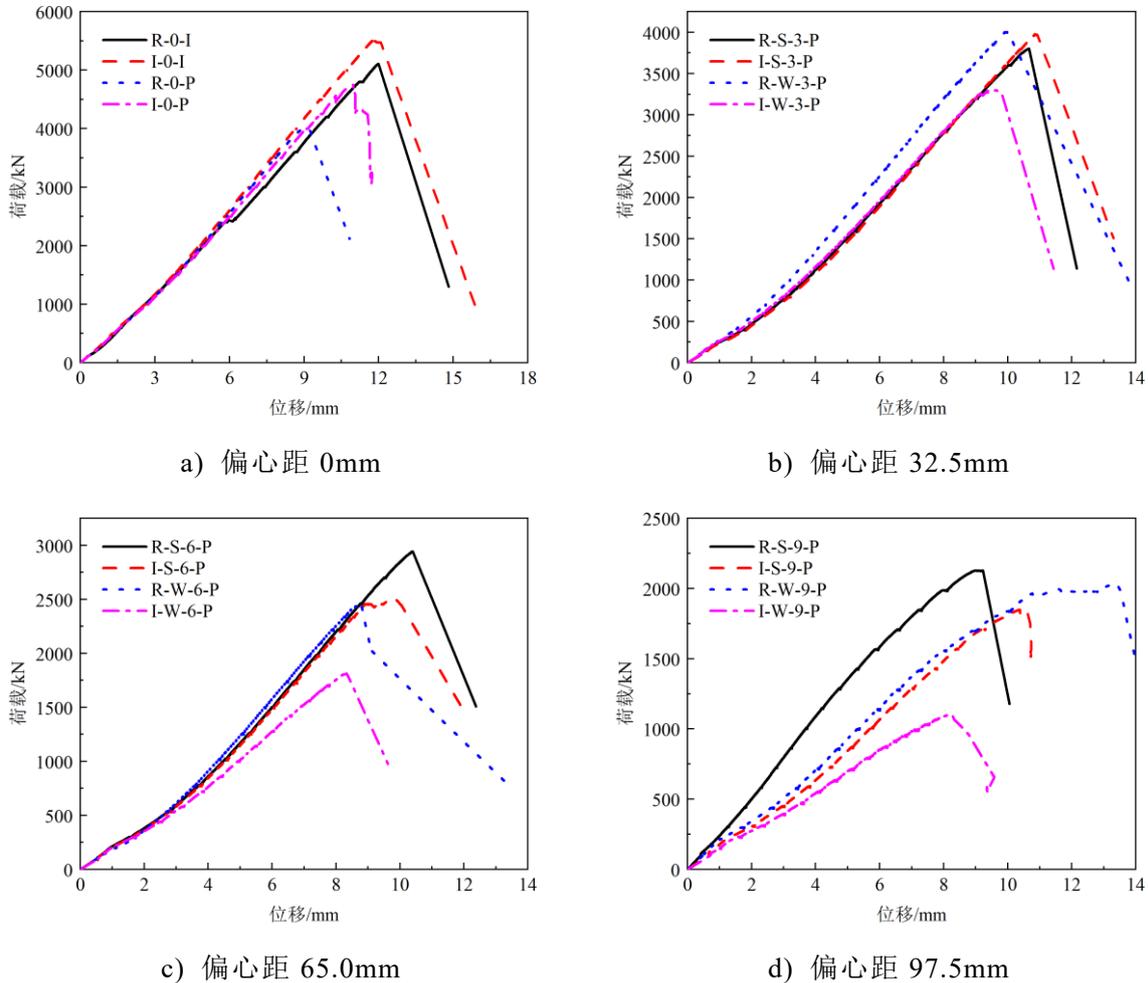


图 3.17 相同偏心距下各试件荷载-竖向位移曲线

图(a)中试件 R-0-P 由于发生突然破坏，其承载力低于其他试件，试件的荷载-位移曲线未能充分发展，其余试件有相近的荷载-位移表现。

图(b)为偏心距 32.5mm 的一组试件，除工字形弱轴试件 I-W-3-P 由于截面的削弱，承载力相比 R-S-3-P 降低了 13.2%，其余试件均表现出较为接近的承载能力，试件 R-W-3-P、I-S-3-P 相比 R-S-3-P 承载力增大了 4.7%、5.3%；在达到极限荷载之前，荷载与竖向位移均呈线性变化，且斜率相近，表现出相近的轴向刚度。这说明各种拼接形式的受力性能较为一致，预紧后的螺栓连接具有足够的可靠性。在达到极限荷载后，各试件的承载力立刻迅速降低，表现在小偏心受压条件下，试件表现出较大的脆性。

图(c)与图(d)中的试件表现与图(b)相似。图(c)中试件 R-S-6-P 的中性轴相比于其他试件更加偏向受拉区边缘，使得其 UHPC 受压区面积更大，承载力略高于 I-S-6-P 与 R-W-6-P。

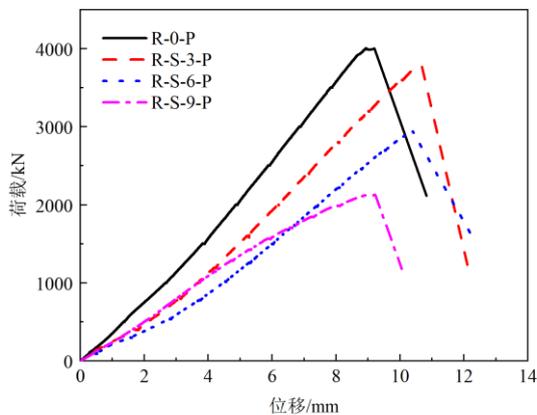
图(d)中试件 R-S-9-P 由于仪器存在一定机械误差, 在试验初期位移值较小, 表现出刚度高于同组其余三个试件的现象; 试件 R-W-9-P 由于 UHPC 极限压应变略高于同组其他试件, 使得其有更好的塑性表现。

3.4.2 不同偏心距下试件荷载-竖向位移曲线

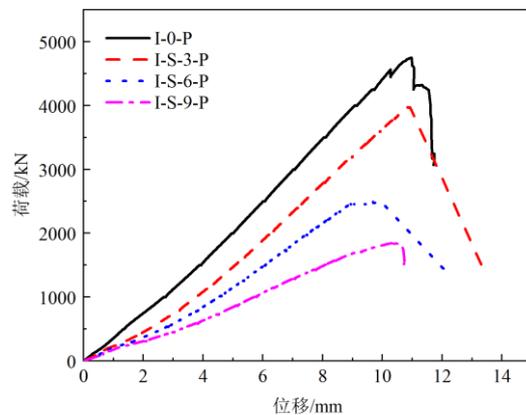
各相同拼接形式试件在不同偏心距下的荷载-竖向位移曲线如图 3.18 所示。其中回字形预制拼接轴压试件无强弱轴之分, 回字形强轴压弯试件与弱轴压弯试件在偏心距为 0mm 的荷载位移曲线均选用 R-0-P 的曲线表示; 工字形试件同理。从图中可以看出, 各种拼接形式下的试件荷载-位移表现较为接近。图(a)中试件 R-0-P 由于发生突然破坏, 试件的荷载-位移曲线未能充分发展, 使得其承载力仅略高于 R-S-3-P; 试件 R-S-9-P 由于机械误差, 刚度表现出比 R-S-6-P 偏大的现象。因此, 本文选取图 3.18(b)中工字形强轴压弯试件进行详细分析。

如图 3.18(b)所示, 随着偏心距的增加, 工字形强轴压弯试件的峰值点降低, 表明试件的极限承载力降低。与轴压试件 I-0-P 相比, 偏心试件 I-S-3-P、I-S-6-P、I-S-9-P 的极限承载力分别降低 16.5%、47.5%、61.6%; 随着偏心距增加, 各试件荷载-竖向位移曲线增长段的斜率减小, 表明试件的轴向刚度降低。当偏心距较小, 试件 I-0-P、I-S-3-P、I-S-6-P 荷载-竖向位移曲线的上升段斜率均较为稳定, 直至达到极限承载力瞬间破坏, 表现出明显的脆性; 而试件 I-S-9-P 在破坏前荷载-竖向位移曲线的斜率放缓, 表现出一定的塑性。

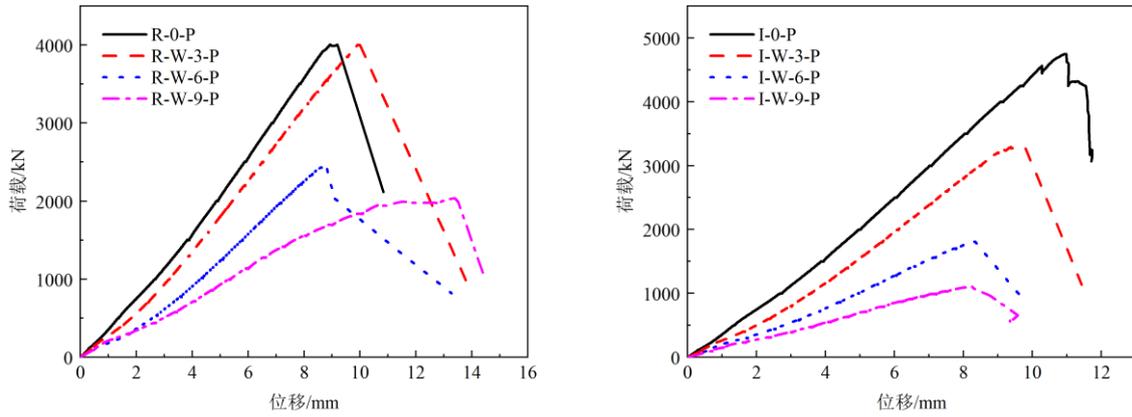
其余拼接形式的试件整体表现出相同的规律, 即随着偏心距的增加, 试件的承载力与轴向刚度均下降。图(c)中试件 R-0-P 的表现同图(a); 由于试件 R-W-9-P 的 UHPC 极限压应变略高, 使得其塑性表现优于同组其他试件。图(d)中各试件表现出与图(b)一致的承载力与轴向刚度变化规律。



a) 回字形强轴压弯试件



b) 工字形强轴压弯试件



c) 回字形弱轴压弯试件

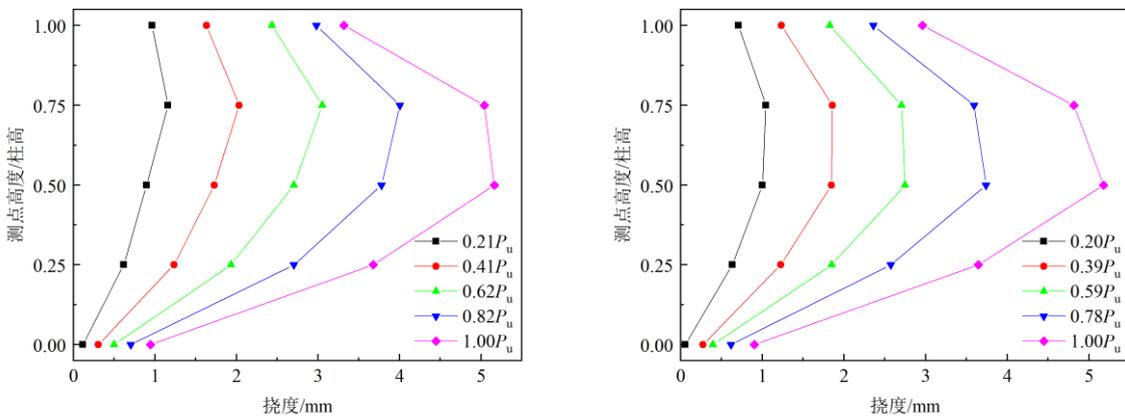
d) 工字形弱轴压弯试件

图 3.18 相同拼接形式下各试件荷载-竖向位移曲线

从以上各图分析可知，荷载-竖向位移曲线大致有以下几个阶段：1、线性增长阶段，在偏心距较小的情况下，试件达到极限荷载前将长期处于此阶段，试件处于弹性状态，位移与荷载的关系接近线性变化关系；2、非线性增长阶段，在偏心距较大的情况下，荷载-竖向位移曲线将在线性增长阶段后，出现一段斜率降低的非线性段，这是由于试件的开裂和裂缝的发展，试件的塑性表现越来越明显；3、峰值点，此时荷载达到最大值，试件破坏；4、下降段，试件在达到极限承载力后，迅速失去承载力的过程，表现为荷载-竖向位移曲线在峰值点后出现快速下降段。

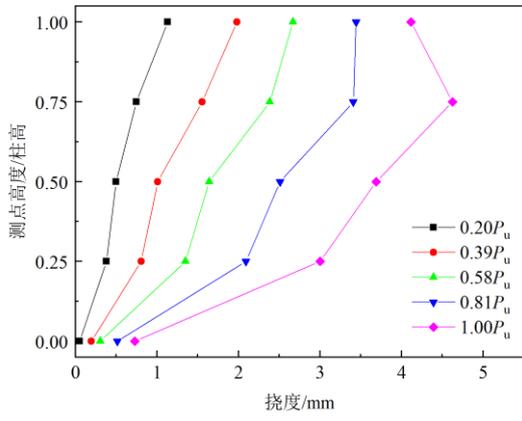
3.5 荷载-侧向挠度曲线

通过在偏心受压试件受拉侧中部、上下 1/4 截面处、上下端部布置的 5 个 LVDT，可以观测试件在整个加载过程中平面内的侧向挠度变化。对试验测得的 LVDT 数据进行处理，可以得到图 3.19 所示的 12 根偏心受压柱沿柱高方向挠度分布规律。

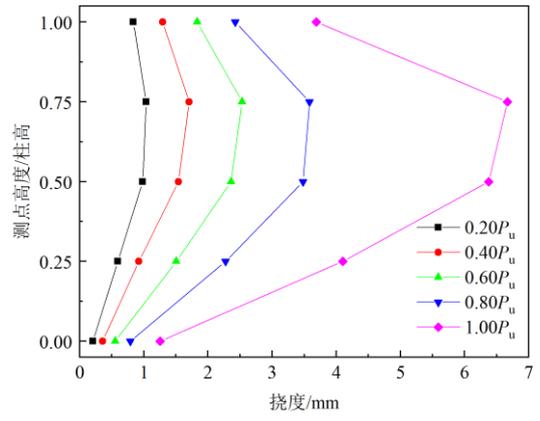


a) R-S-3-P

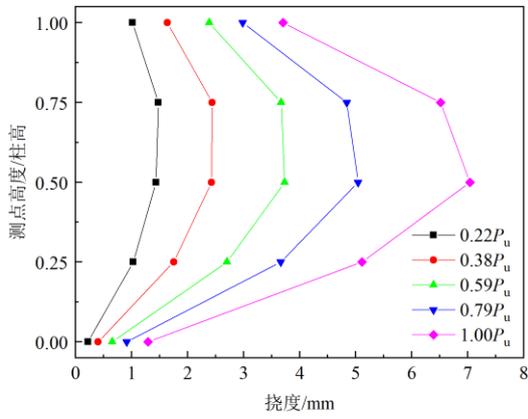
b) I-S-3-P



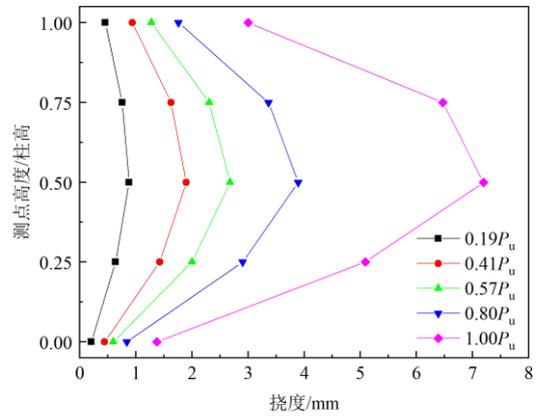
c) R-W-3-P



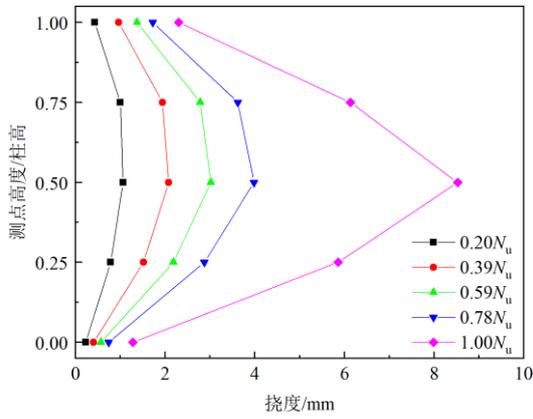
d) I-W-3-P



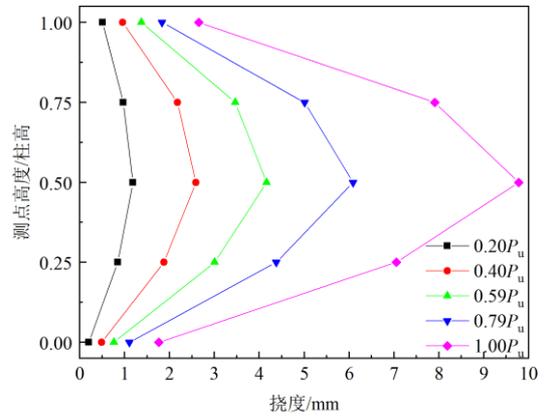
e) R-S-6-P



f) I-S-6-P



g) R-W-6-P



h) I-W-6-P

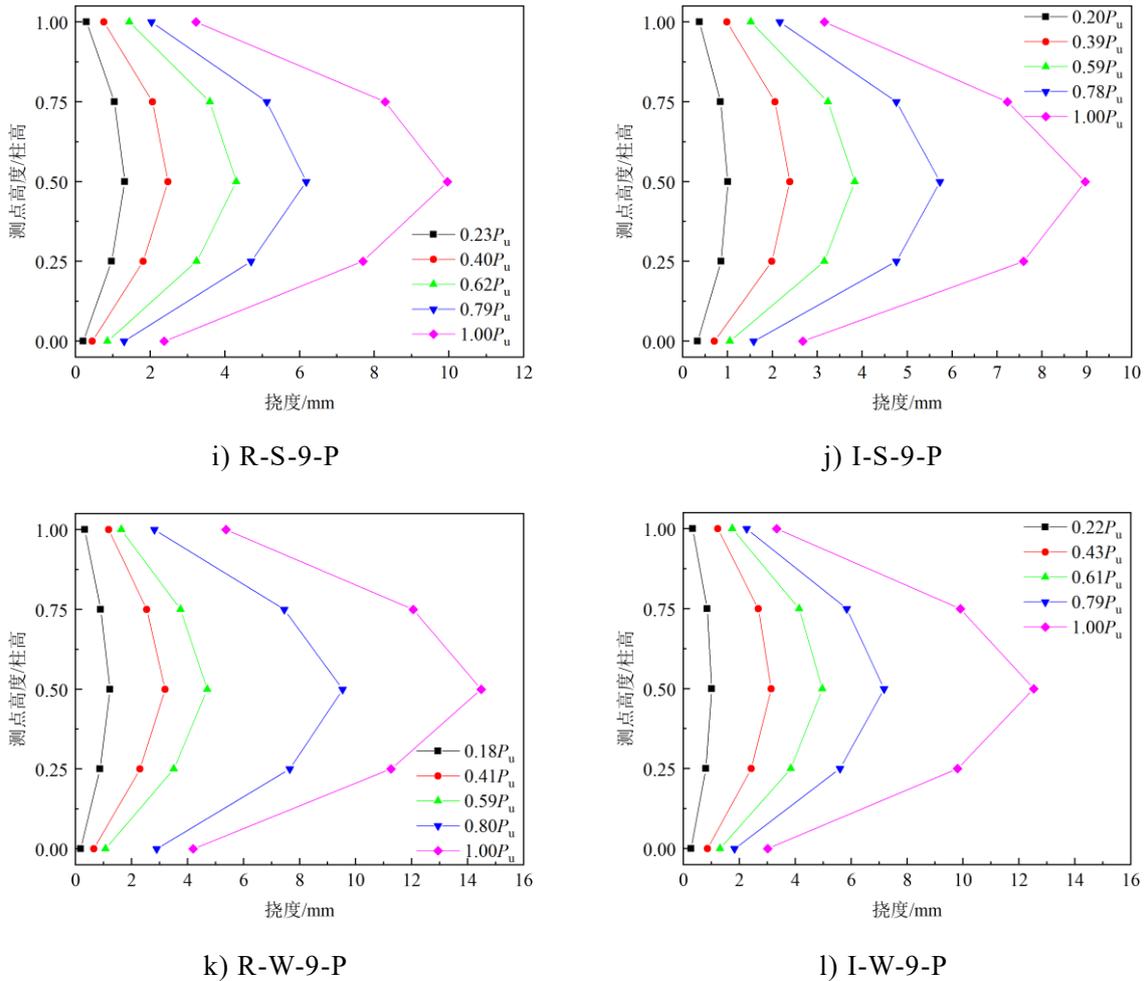


图 3.19 试件荷载-侧向挠度曲线

从图中可以看出，偏心受压柱从开始加载，直至达到 P_u ，整个过程中柱中截面挠度最大，并沿柱高关于柱中截面基本呈对称分布，形如正弦波状。个别试件在柱体的 1/4 截面处挠度最大，这与其最终在 1/4 截面处发生破坏有关。

从图中可以看出，试件的端部也有一定的侧向位移，这主要是由于以下两个原因：1、在加载端刀铰处是铰接点，但由于刀铰与试件之间垫有加载板，且为防止 LVDT 脱落，端部 LVDT 的安装位置会稍向下移动，造成 LVDT 与刀铰有一定距离，在 LVDT 测量时会有一定的侧向位移；2、试件并非理想杆系模型，而是有一定厚度的实体试件，在加载时，会产生一定的变形。

前几级荷载下，各试件的跨中挠度增长相对较缓，且侧向挠度与所施加的荷载基本呈线性增长的关系，当荷载增加至试件 $80\%P_u$ 后，跨中挠度增长显著，以 97.5mm 偏心距下的四个偏压试件为例，达到极限荷载时的 R-S-9-P、I-S-9-P、R-W-9-P、I-W-9-P 的侧向挠度分别为 $80\%P_u$ 时的 161.0%、156.4%、151.9%、174.5%。

对比不同偏心距下的荷载-侧向挠度曲线，以图 3.19 中(b)(f)(j)为例，为工字形强轴压弯试件在三种偏心距下的荷载-侧向挠度曲线，从图中可以看出，随着偏心距的增长，试件的荷载-侧向挠度曲线更加规则，对称性更好；在达到极限荷载

后，侧向挠度更大，同 I-S-3-P 试件相比，I-S-6-P、I-S-9-P 试件的柱中最大侧向挠度分别增长了 28.0%、52.6%。

3.6 荷载-应变分析

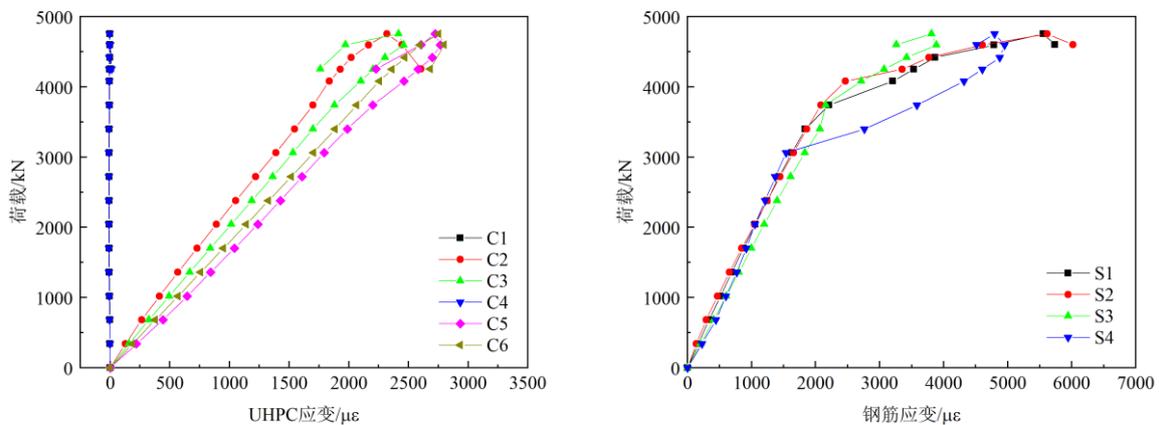
3.6.1 UHPC 及纵筋荷载-应变曲线

试件的 UHPC 和纵筋荷载-纵向应变关系如图 3.20 所示，图中应变数据均以受压为正，受拉为负。相同偏心距下，不同拼接形式的柱体应变表现一致，为了简洁，仅选取了最具代表性的数个试件的应变数据。

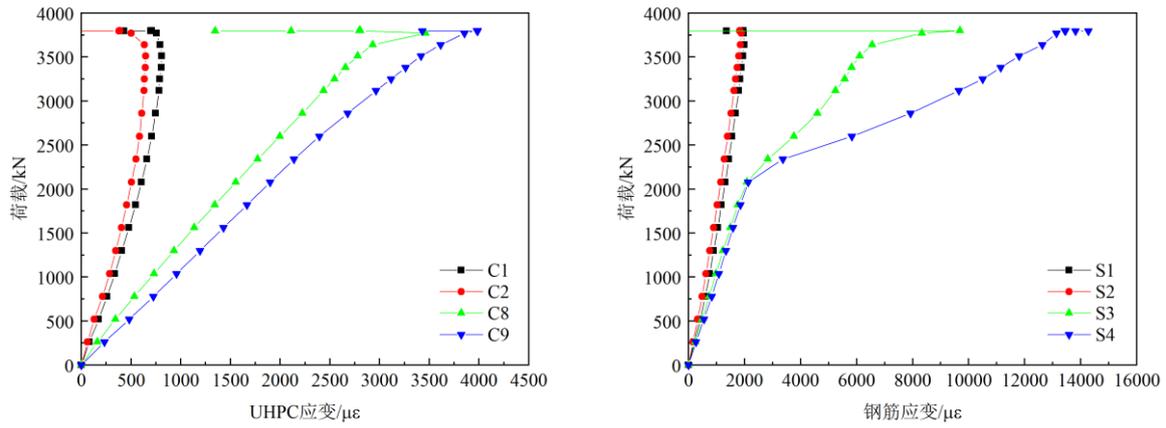
轴压试件选取 I-0-P 作为典型试件，其中 C1、C4 为粘贴在加劲肋上的 UHPC 应变片。从图(a)可以看出，C1、C4 应变片在过程中几乎无应变变化，说明加劲肋部分几乎不参与承压作用，仅起到连接子构件，增加试件稳定性的作用。其余应变片的数据在加载过程中存在一定差异，说明 UHPC 材料存在一定的不均匀性。轴压试件各钢筋在应变达到约 $2200\mu\epsilon$ 后，开始发生屈服，说明在 UHPC 及箍筋的侧向约束下，钢筋可充分发挥其强度。

图(b)中为偏心距为 32.5mm 的典型试件 R-S-3-P 的荷载-应变曲线，从图中可以看出，受拉侧 UHPC 及钢筋应变均为正值，说明试件处于全截面受压状态，中性轴在截面以外。而图(c)中 R-W-6-P 的受拉侧 UHPC 及钢筋应变基本在 0 附近波动，说明 65mm 偏心距下，中性轴在受拉侧边缘，这将在下一小节中得到验证。

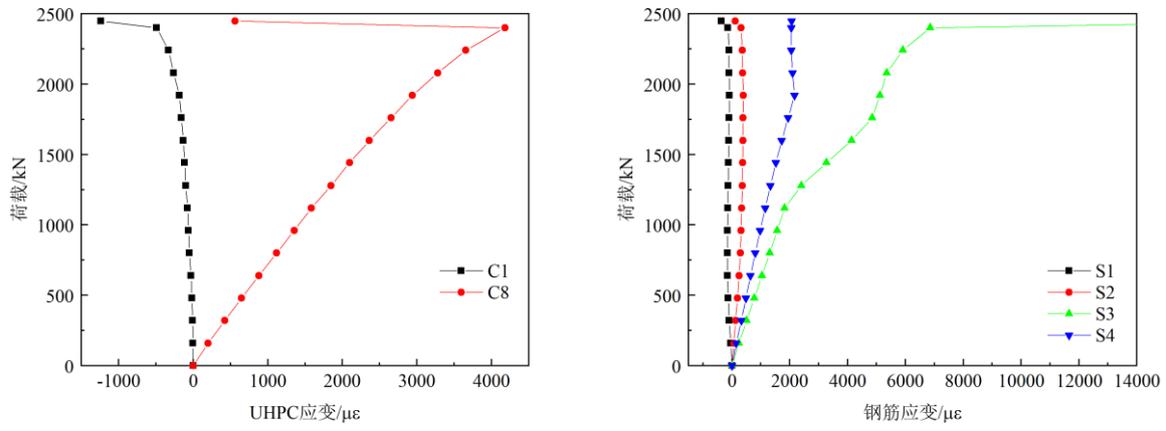
图(d)中试件 I-W-9-P 受拉侧 UHPC 的荷载-应变曲线斜率先放缓，表示受拉侧附近出现裂缝，应变增长更加迅速，在加载后期，由于相邻区域裂缝的发展，使得受拉侧 UHPC 应变增长变缓。在到达极限荷载时，受拉侧钢筋应变约为 $2300\mu\epsilon$ ，已经屈服，进而受压侧 UHPC 达到极限压应变，最终发生大偏心受拉破坏。



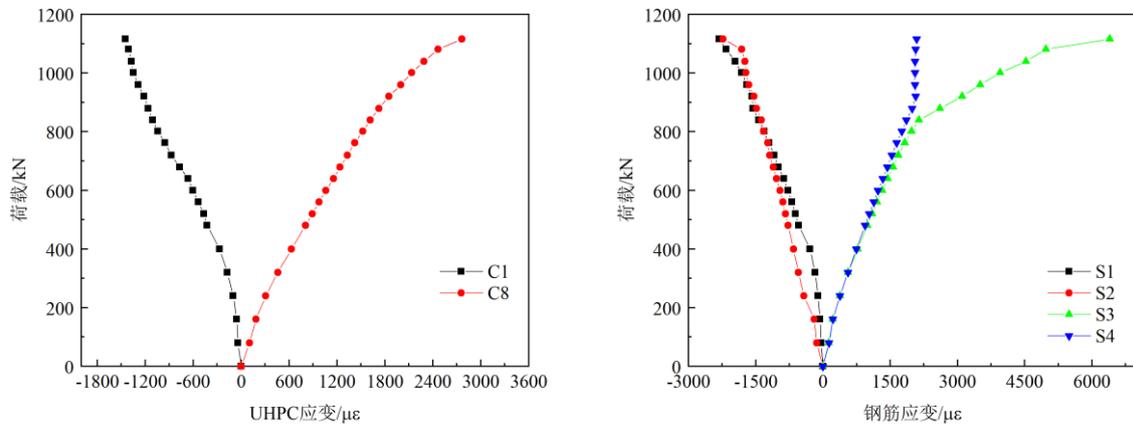
a) I-0-P 荷载-应变曲线



b) R-S-3-P 荷载-应变曲线



c) R-W-6-P 荷载-应变曲线



d) I-W-9-P 荷载-应变曲线

图 3.20 典型试件荷载-应变曲线

3.6.2 平截面假定验证

图 3.21 中所示为偏心受压柱柱中截面各点的 UHPC 应变，在相同偏心距下，试件表现趋于一致，故选取各偏心距下的典型试件作为代表。其中图(a)中的工字形强轴压弯试件的部分应变片因贴在加劲肋上，故略去此部分应变数据。

由图可知，在加载初期，UHPC 各特征点之间的应变变化呈线性关系，随着

荷载的增大，UHPC 应变沿柱截面高度逐渐呈现非线性，但曲线仍近似符合平截面假定。随着偏心距增大，中和轴的位置向受压侧偏移：在 32.5mm 偏心距下，试件中部处于全截面受压状态，中和轴位于试件受拉侧以外；在 65mm 偏心距下，根据图 (b) 中的发展趋势和受拉侧 UHPC 的应变可知，中和轴位于试件受拉侧边缘处；在 97.5mm 偏心距下，中和轴已处于截面以内，距离受拉侧 70mm 左右位置处。

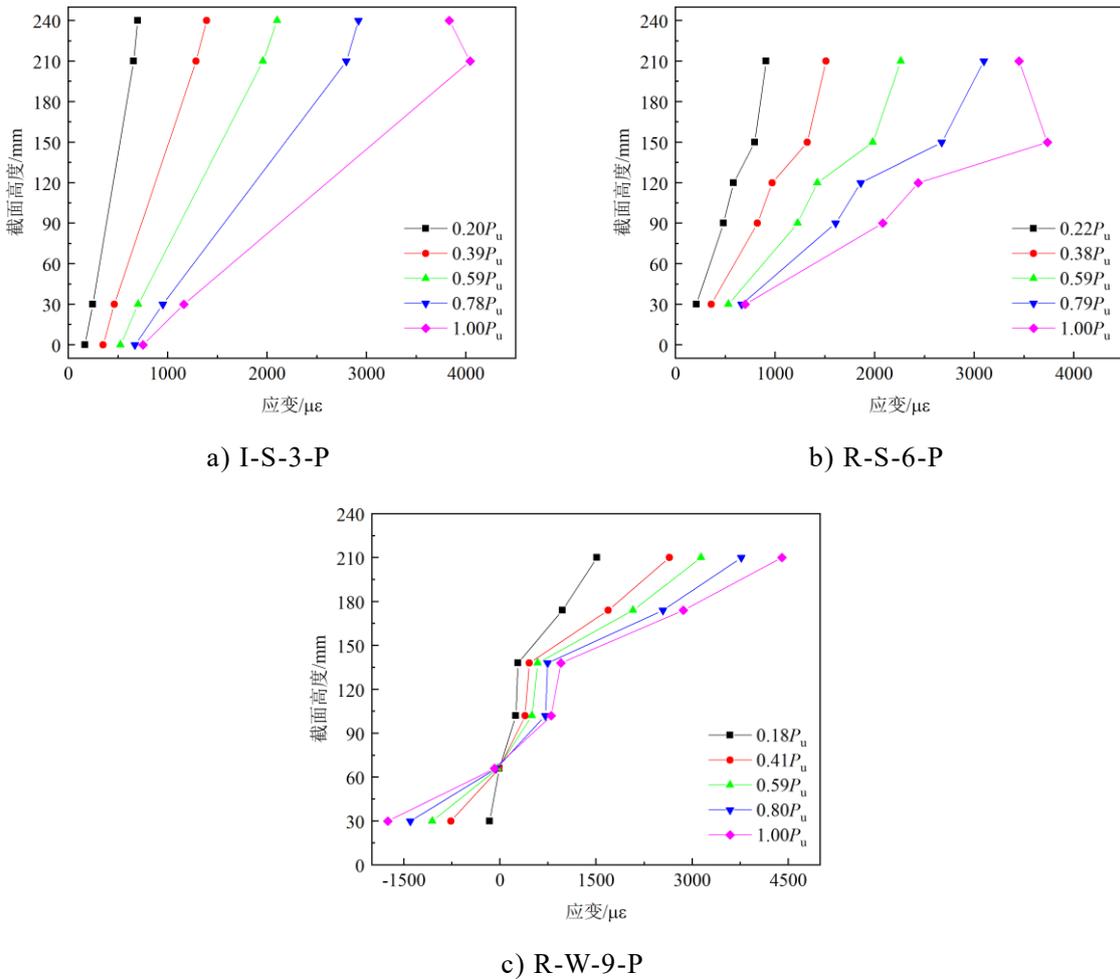


图 3.21 各偏心距下典型柱中截面处 UHPC 应变分布图

3.7 本章小结

通过对预制拼接槽型 UHPC 柱进行轴心受压及偏心受压试验，记录试件加载过程表现与最终破坏形态，通过多功能结构试验机及配套数据采集系统，得到了 UHPC 柱的荷载-竖向位移曲线、荷载-侧向挠度曲线、荷载-应变关系。分析拼接方式、压弯方向、偏心距对试验柱受压性能的影响，得到结论如下：

(1) 预制拼接槽型 UHPC 柱在轴心荷载及偏心荷载作用下，主要表现为受压破坏形态或受拉破坏形态。在相同尺寸与配筋下，预制拼接槽型 UHPC 柱承载力随偏心距的增加而减小。相同偏心距下，预制拼接槽型 UHPC 柱在不同拼接方

式和压弯方向下的承载力基本一致，且截面基本符合平截面假定。

(2) 钢纤维延缓了 UHPC 的开裂，增强了试件的变形能力。在达到 80% 极限承载力前，试件的变形均接近线弹性变化，达到极限承载力后，变形发生突变，试件表现出脆性破坏特征。

(3) 在试件破坏时，受压侧纵筋均屈服，钢筋得到较为充分的利用。在轴压、32.5mm 偏心距、65mm 偏心距下，仅受压侧纵筋达到了屈服；在偏心距为 97.5mm 时，受拉侧纵筋也达到了屈服点应变可达到 $2300\mu\epsilon$ 左右，已经发生屈服，试件表现出大偏心破坏形态。

(4) 通过合理的设计，预制拼接槽型 UHPC 柱能够充分发挥材料高强、高韧性的特点，可用于以受压为主的试件中，达到力学性能与经济性双赢的效果。本文重点关注偏心距、拼接方式和压弯方向对预制拼接槽型 UHPC 短柱受力性能的影响，在后续的研究中，有必要进一步研究不同长细比、宽厚比、箍筋间距、箍筋形式、加载方式的影响，以期为该类型受压试件的设计和应用提供更多参考。

第4章 预制拼接槽型 UHPC 柱承载力计算方法与分析

4.1 引言

作为一种新型构件，目前尚无针对预制拼接槽型 UHPC 柱的设计计算方法。本章选取运用较为广泛的中国规范 GB50010-2010（2015 年版）与 DBJ43/T325-2017、美国规范 ACI 318-19 和欧洲规范 Eurocode 2-1-1（简称 EC2），对其中对钢筋混凝土柱轴心受压及偏心受压承载力的计算方法，以及构件层次的二阶效应和附加偏心距计算方法进行了详细介绍，并参考各国规范中的计算方法对预制拼接槽型 UHPC 柱轴心受压及偏心受压承载力进行理论计算，且在偏心受压承载力计算中考虑了构件层次的二阶效应和附加偏心距的影响。将各国规范理论计算结果与实测值进行对比，分析了各国规范承载力计算方法的异同与计算结果的差别，对各国规范计算结果的安全冗余程度进行对比，并重点分析了中国规范的表现和局限性，给出了相关建议。

4.2 中国规范计算方法

4.2.1 中国规范轴心受压承载力计算方法

参考中国规范建议^[57, 58]，预制拼接槽型 UHPC 柱的轴压承载力 N_A 按式(4.1)进行计算：

$$N_A = 0.9\varphi [f_c (A_c - A'_s) + f'_y A'_s] \quad (4.1)$$

式中：

N_A ——轴压力下柱的理论极限承载力；

φ ——稳定系数，按规范 GB50010-2010(2015 年版)查表确定；

f_c 、 f'_y ——UHPC 轴心抗压强度、纵向受压钢筋抗压屈服强度；

A_c 、 A'_s ——UHPC 受压区截面面积、纵向受压钢筋截面面积。

本次试验中，对于回字形拼接试件，其长细比 $H/i_{\text{强}} = H/i_{\text{弱}} = 19.4 < 28$ ，对于工字形拼接试件，其长细比 $H/i_{\text{强}} = 19.4 < 28$ ， $H/i_{\text{弱}} = 26 < 28$ 。因此，本次试验的柱体均为短柱，在轴压承载力计算中，其稳定系数 $\varphi = 1.0$ 。

4.2.2 中国规范偏心受压承载力计算方法

偏心受压预制拼接槽型 UHPC 柱在承受偏心受压荷载作用时，回字形拼接柱的受力状态可视为与腹板为 2 倍侧壁厚的工字形拼接柱的受力状态保持一致。因

此以下分析中，均以工字形拼接柱的受力状态作为示例。

偏心受压预制拼接槽型 UHPC 柱的正截面受力状态如图 4.1 所示，分别按式 (4.2)~(4.3) 计算其承载力：

$$N_E = \alpha_1 f_c A_c + f_y' A_s' - \sigma_s A_s \quad (4.2)$$

$$N_E e = \alpha_1 f_c S_c + f_y' A_s' (h_0 - a_s') \quad (4.3)$$

式中：

- N_E ——偏心受压下柱的理论极限承载力；
- α_1 ——受压区等效矩形应力图块系数；
- σ_s 、 A_s ——纵向受拉钢筋应力和截面面积；
- e ——压力作用点至纵向受拉钢筋合力点的距离；
- S_c ——UHPC 受压区对受拉钢筋合力处的面积矩；
- h_0 ——截面有效高度；
- a_s 、 a_s' ——受拉区、受压区纵筋合力点至受拉、受压边缘的距离；
- x ——UHPC 等效受压区高度。

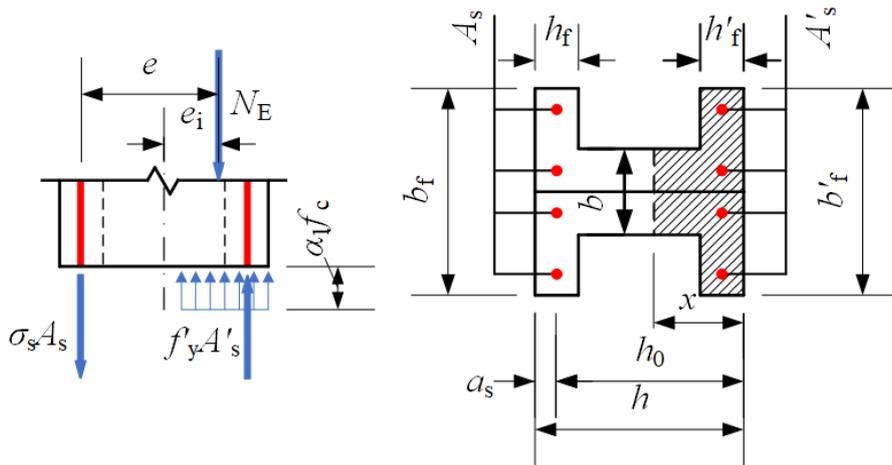


图 4.1 偏心受压试件截面受力状态

由于翼缘的存在，以及大小偏心距的不同，在具体计算时，钢筋应力的取值、UHPC 受压区截面面积及 UHPC 受压区对受拉钢筋合力处的面积矩的计算方式略有不同：

(1) 大偏心受压时，由于是以受拉钢筋屈服作为达到极限承载力的标志，因此极限状态下钢筋的应力均取为其屈服强度，即

$$\sigma_s = f_y \quad (4.4)$$

式中：

f_y ——纵向受拉钢筋抗拉屈服强度。

当 UHPC 受压区高度在翼缘内 $x \leq h_f'$ 时，UHPC 受压区截面面积及 UHPC 受压区对受拉钢筋合力处的面积矩的计算方式如式(4.5)~(4.6)所示：

$$A_c = b_f x \quad (4.5)$$

$$S_c = b_f x (h_0 - x/2) \quad (4.6)$$

当 UHPC 受压区高度进入腹板 $x > h'_f$ 时, UHPC 受压区截面面积及 UHPC 受压区对受拉钢筋合力处的面积矩的计算方式如式(4.7)~(4.8)所示:

$$A_c = bx + (b'_f - b)h'_f \quad (4.7)$$

$$S_c = bx(h_0 - 0.5x) + (b'_f - b)h'_f(h_0 - 0.5h'_f) \quad (4.8)$$

式中:

b_f 、 b'_f ——受拉区、受压区翼缘宽度;

h_f 、 h'_f ——受拉区、受压区翼缘高度;

b ——腹板宽度。

(2) 小偏心受压时, 受拉侧钢筋无论处于受拉还是受压状态, 均未达到屈服强度, 参考规范, 钢筋应力可根据式(4.9)进行计算:

$$\sigma_s = f_y \left(\frac{\xi - \beta_1}{\xi_b - \beta_1} \right) \quad (4.9)$$

式中:

ξ ——相对受压区高度;

β_1 ——受压区等效矩形应力图块系数;

ξ_b ——相对界限受压区高度。

当 UHPC 受压区高度进入腹板而未超过受拉侧翼缘 $x < h - h_f$ 时, UHPC 受压区截面面积及 UHPC 受压区对受拉钢筋合力处的面积矩的计算方式与大偏心受压时 UHPC 受压区高度进入腹板的计算方式一致, 即与式(4.7)~(4.8)相同。

当 UHPC 受压区高度超过受拉侧翼缘 $x > h - h_f$ 时, UHPC 受压区截面面积及 UHPC 受压区对受拉钢筋合力处的面积矩的计算方式如式(4.10)~(4.11)所示:

$$A_c = bx + (b'_f - b)h'_f + (b_f - b)(x - h + h_f) \quad (4.10)$$

$$S_c = bx(h_0 - 0.5x) + (b'_f - b)h'_f(h_0 - 0.5h'_f) + (b_f - b)(x - h + h_f)[h_f - a_s - 0.5(x - h + h_f)] \quad (4.11)$$

钢筋混凝土偏心受压构件, 在承受轴向力的同时, 由于结构发生层间位移和挠曲变形, 会引起附加内力, 即二阶效应。其中, 分为 $P-\Delta$ 效应和 $P-\delta$ 效应, 在本文中, 由于仅分析构件层次的受力, 故仅需考虑 $P-\delta$ 效应。

参考规范中 $C_m - \eta_{ns}$ 法, 通过试件的偏心距增大系数进行弯矩放大以考虑偏心受压构件二阶效应:

$$\eta = 1 + \frac{1}{1300(e_0 + e_a)/h_0} \left(\frac{H}{h} \right)^2 \zeta_c \quad (4.12)$$

$$\zeta_c = 0.5 f_c A / N_E \quad (4.13)$$

$$e_i = \eta e_0 + e_a \quad (4.14)$$

$$e = e_1 + h/2 - a_s \quad (4.15)$$

式中：

η ——偏心距增大系数；

e_0 ——压力对截面重心的偏心距；

e_a ——附加偏心距，取 20mm 和偏心方向截面尺寸的 1/30 中的较大值；

H ——试件计算长度；

h ——截面高度；

ζ_c ——截面曲率修正系数，当计算值大于 1.0 时取 1.0；

A ——截面面积；

e_1 ——初始偏心距。

4.3 美国规范计算方法

4.3.1 ACI318 规范轴心受压承载力计算方法

美国混凝土结构建筑规范 ACI318-19^[67]中，对于轴心受压构件采用的计算公式为：

$$N_A = 0.8\phi \left[0.85f_c (A_c - A'_s) + f'_y A'_s \right] \quad (4.16)$$

式中：

ϕ ——结构抗力折减系数，本文取 1.0；

4.3.2 ACI318 规范偏心受压承载力计算方法

对于偏心受压构件承载力计算，美国和欧洲规范的计算原理与我国一致，仅表达形式与具体系数的取值略有不同。ACI318-19 规范中的计算公式为：

$$N_E = \phi (\alpha_1 f_c A_c + f'_y A'_s - \sigma_s A_s) \quad (4.17)$$

$$M_E = N_E e = \phi \left[\alpha_1 f_c S_c + f'_y A'_s \left(\frac{h}{2} - a'_s \right) + \sigma_s A_s \left(h_0 - \frac{h}{2} \right) \right] \quad (4.18)$$

式中：

M_E ——考虑二阶效应后的柱中弯矩；

α_1 ——此处取 $\alpha_1 = 0.85$ ；

美欧规范偏心受压承载力计算公式中的纵向受拉钢筋的应力、混凝土等效受压区面积，其计算方法与中国规范中一致；美欧规范中的混凝土对截面中心处的面积矩与中国规范中混凝土对受拉纵筋合力处的面积矩计算方法相似，故在此不再对这些变量的计算方法进行展开说明。

美国 ACI318-19 规范中，二阶效应计算分为有侧移框架和无侧移框架，即对

应我国的 $P-\Delta$ 效应和 $P-\delta$ 效应。对于无侧移框架, 采用弯矩增大系数法进行考虑。

$$M_E = \delta M_2 = \delta N_E e_0 \quad (4.19)$$

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{N_E}{0.75 N_c}} \geq 1.0 \quad (4.20)$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \quad (4.21)$$

$$N_c = \frac{\pi^2 (EI)_{\text{eff}}}{(kH)^2} \quad (4.22)$$

$$(EI)_{\text{eff}} = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + \beta_{\text{dns}}} \quad (4.23)$$

式中:

δ —— 弯矩增大系数;

C_m —— 等效系数;

N_c —— 临界荷载;

M_1 、 M_2 —— 上下柱端弯矩, 其中绝对值较小的为 M_1 , 本文中 $M_1 = M_2$;

$(EI)_{\text{eff}}$ —— 构件的等效刚度;

E_c —— 混凝土弹性模量;

I_g —— 混凝土对重心轴的惯性矩;

β_{dns} —— 本文取 $\beta_{\text{dns}} = 0$ [69]。

美国 ACI318-19 中并无附加偏心距的概念, 取而代之的是最小偏心距, 通过式(4.24)确定最小偏心距, 若 $e_0 \leq e_{\text{min}}$, 则令 $e_0 = e_{\text{min}}$ 进行计算以保证构件的安全。

$$e_{\text{min}} = 15.2 + 0.03d \quad (4.24)$$

4.4 欧洲规范计算方法

4.4.1 EC2 规范轴心受压承载力计算方法

欧洲 EC2 规范中, 考虑到钢筋屈服时, 混凝土可能已经超过其峰值应力, 混凝土轴压试件极限承载力的计算并非简单的将钢筋屈服时的力和混凝土达到其极限强度时的力简单相加[70]。因此, 其轴压试件的承载力计算公式为以下形式:

$$N_A = \lambda \eta f_c A_c + f_y' A_s' \quad (4.25)$$

式中:

λ 、 η —— 混凝土强度折减系数;

4.4.2 EC2 规范偏心受压承载力计算方法

对于偏心受压构件的承载力, EC2 规范计算方式如下:

$$N_E = \eta f_c A_c + f_y' A_s' - \sigma_s A_s \quad (4.26)$$

$$M_E = N_E e = \eta f_c S_c + f_y' A_s' \left(\frac{h}{2} - a_s' \right) + \sigma_s A_s \left(h_0 - \frac{h}{2} \right) \quad (4.27)$$

欧洲 EC2 规范中对于二阶效应可通过弯矩放大系数法或名义曲率法进行考虑, 其中, 名义曲率法的计算思路与我国相似, 故本文取名义曲率法进行分析计算。

$$M_E = M_{0E} + M' + M_a \quad (4.28)$$

$$M_{0E} = 0.6M_2 + 0.4M_1 \geq 0.4M_2 \quad (4.29)$$

$$M' = N_E e_2 \quad (4.30)$$

$$e_2 = (1/r) \cdot H^2 / c \quad (4.31)$$

$$1/r = K_r K_\phi (1/r_0) \quad (4.32)$$

$$1/r_0 = \varepsilon_{yd} / (0.45d) \quad (4.33)$$

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s \quad (4.34)$$

式中:

M_{0E} ——不考虑二阶效应的弯矩;

M' ——考虑二阶效应后的附加弯矩;

M_a ——考虑几何缺陷的附加弯矩;

e_2 ——弯曲产生的挠度;

c ——取 $c = \pi^2$;

K_r 、 K_ϕ ——取 $K_r = 1$, $K_\phi = 1$ ^[71];

E_s ——钢筋弹性模量。

欧洲 EC2 规范中的考虑几何缺陷的附加偏心距的概念与我国一致, 可通过下式计算:

$$M_a = N_E e_a \quad (4.35)$$

$$e_a = \max \{ \theta_i l_0 / 2, h / 30, 20 \text{mm} \} \quad (4.36)$$

$$\theta_i = \theta_0 \alpha_h \alpha_m \quad (4.37)$$

式中:

θ_0 ——取 $\theta_0 = 0.005$ ^[71];

α_h ——长度折减系数, $\alpha_h = 2 / \sqrt{l_0}$, 此处 l_0 以 m 为单位;

α_m ——构件数量折减系数, 对单独构件取 1。

4.5 规范计算结果与分析

4.5.1 轴心受压承载力计算结果与分析

预制拼接槽型 UHPC 轴压试件的极限承载力试验值与各国规范计算理论值对

比情况见表 4.1。

由表 4.1 可知，按照中国规范建议计算的理论值高估了试件承载力，实际承载力比理论值平均低 11.98%。规范公式不能较安全的对轴压试件承载力进行预估，其主要原因如下：1、从文献[45]中可知，宽厚比较小或配箍率过低会限制轴压中空试件中 UHPC 强度的发挥，这主要与其 UHPC 中空柱侧面产生的稳定问题有关，由于 UHPC 侧面较薄，会产生类似钢结构中局部屈曲的问题，使得局部屈曲成为轴压试件破坏的控制条件。而现行规范中轴压承载力计算公式未纳入宽厚比等因素的影响，使得理论值偏大，其中，工字形试件由于腹板更厚，因此极限承载力更接近理论值。2、预制拼接槽型 UHPC 柱为两片槽型子构件通过螺栓连接拼接而成，造成其截面中部会有拼接缝的存在，形成了天然的缺陷，这使得预制拼接槽型 UHPC 柱更易产生应力集中与局部破坏的现象，使得其整体性能弱于整浇试件，这也可以从其最终在两子构件中发生两处破坏的形态中得到印证。综上所述，截面宽厚比、截面形式和应力集中现象等均是影响预制拼接槽型 UHPC 柱极限承载力的重要因素，此外，螺栓连接的影响也应考虑。而现行规范计算公式并未考虑这些因素的影响，由于本文相关数据较少，无法进行系统的归纳，这也将是后续进一步研究的方向。

按照美国 ACI318-19 规范和欧洲 EC2 规范建议计算的理论值则均可以相对保守的计算试件承载力。其中，实际承载力比按美国 ACI318-19 规范建议计算的理论值平均高 14.57%；实际承载力比按欧洲 EC2 规范建议计算的理论值平均高 35.75%。

综上所述，相比于中国规范，美国和欧洲规范对轴心受压柱承载力的理论值计算相对更加保守。其中，欧洲规范的建议值最为保守，美国规范的建议值次之。这主要是由于各规范的计算理念略有不同，虽然各规范都是混凝土和钢筋的承载力直接相加的形式，但各规范公式均为设计公式，存在安全系数的影响。在具体公式中，美国规范重点考虑了荷载偶然偏心的影响，且保持了与偏心受压计算时考虑最小偏心距后计算结果一致的可靠度水平；欧洲规范则考虑到钢筋屈服时，混凝土可能已经超过其峰值应力，认为混凝土轴压试件极限承载力的计算并非简单的将钢筋屈服时的力和混凝土达到其极限强度时的力简单相加，因此对混凝土的承载力贡献作了相应的折减；而中国规范与美国规范类似，为保证公式的可靠度，在计算公式中加入了 0.9 的折减系数，除此之外，还考虑了构件整体长细比的影响，但是并未考虑类似工字形截面宽厚比等对局部破坏有影响的因素，这也是进一步研究的方向。

表 4.1 轴压试件极限承载力试验值与各国规范理论值

试件名称	试验值 /kN	中国规范		美国规范		欧洲规范	
		理论值 /kN	试验值/理论值	理论值 /kN	试验值/理论值	理论值 /kN	试验值/理论值
R-0-I	5112	5507	0.93	4231	1.21	3571	1.43
I-0-I	5504	5507	1.00	4231	1.30	3571	1.54
R-0-P	4020	5507	0.73	4231	0.95	3571	1.13
I-0-P	4754	5507	0.86	4231	1.12	3571	1.33

4.5.2 偏心受压承载力计算结果与分析

偏压试件的极限承载力试验值与按中国规范建议计算的理论值对比情况见表 4.2。表中在考虑二阶效应的同时，考虑了附加偏心距的影响，结果表明，在仅考虑二阶效应的影响下，实际承载力比理论值平均低 3.35%；在同时考虑二阶效应及附加偏心距的影响后，实际承载力比理论值平均高 26.20%。说明中国规范建议的附加偏心距偏大，可以偏安全的计算偏心受压柱的承载力。尤其是对于大偏心受压试件，其承载能力受偏心距的影响更加显著，在考虑附加偏心距的影响后有较大的安全冗余。但大偏心受压破坏作为延性破坏，附加偏心距的取值与小偏心时一致，这虽带来较大的安全冗余，但也会带来较大的材料浪费，因此，附加偏心距的取值可以根据试件的受力状态（例如，大小偏心状态、受拉侧钢筋的应力水平等）进行调整。

表 4.2 偏压试件极限承载力试验值与中国规范理论值

试件名称	试验值/kN	仅考虑二阶效应		考虑二阶效应及 e_a	
		理论值/kN	试验值/理论值	理论值/kN	试验值/理论值
R-S-3-P	3801	4020	0.95	3424	1.11
I-S-3-P	3981	4020	0.99	3424	1.16
R-W-3-P	4002	4020	1.00	3424	1.17
I-W-3-P	3299	3350	0.98	2479	1.33
R-S-6-P	2949	2969	0.99	2491	1.18
I-S-6-P	2506	2969	0.84	2491	1.01
R-W-6-P	2447	2969	0.82	2491	0.98
I-W-6-P	1822	1848	0.99	1264	1.44
R-S-9-P	2120	2082	1.02	1459	1.45
I-S-9-P	1835	2082	0.88	1459	1.26
R-W-9-P	2034	2082	0.98	1459	1.39

(续表)

试件名称	试验值/kN	仅考虑二阶效应		考虑二阶效应及 e_a	
		理论值/kN	试验值/理论值	理论值/kN	试验值/理论值
I-W-9-P	1116	964	1.16	675	1.65

注：仅考虑二阶效应中取附加偏心距 $e_a=0\text{mm}$ ，考虑二阶效应及 e_a 中取 $e_a=20\text{mm}$

将大偏心受压试件理论承载力计算中的附加偏心距进行调整，则可得到不同附加偏心距下大偏心受压试件承载力理论值与试验值对比如表 4.3。从表中可以看出，大偏心受压试件承载力计算的安全冗余随附加偏心距的增大而增大。当附加偏心距分别取 5mm、10mm、15mm 时，实际承载力比理论值平均高 8.94%、18.41%、29.78%。而在表 4.2 中，小偏心受压试件承载力试验值比考虑二阶效应与 20mm 附加偏心距后的承载力理论值平均高 17.33%。综上所述，对于我国规范，为使得大小偏心受压条件下的预制拼接槽型 UHPC 柱的承载力理论计算有相似的安全冗余，建议大偏心受压试件理论承载力计算中的附加偏心距取值为 10mm。

表 4.3 不同附加偏心距下大偏心受压试件承载力理论值与试验值对比

试件名称	试验值/kN	附加偏心距 5mm		附加偏心距 10mm		附加偏心距 15mm	
		理论值/kN	试验值/理论值	理论值/kN	试验值/理论值	理论值/kN	试验值/理论值
R-S-9-P	2120	1935	1.10	1784	1.19	1626	1.30
I-S-9-P	1835	1935	0.95	1784	1.03	1626	1.13
R-W-9-P	2034	1935	1.05	1784	1.14	1626	1.25
I-W-9-P	1116	884	1.26	809	1.38	740	1.51

偏压试件的极限承载力试验值与按各规范建议计算的理论值对比情况见表 4.4。从表中可以看出，在考虑二阶效应及附加偏心距后，实际承载力比美国规范计算的理论值平均高 18.24%，其中可以发现工字形弱轴试件的理论值相对更低。而实际承载力比欧洲规范计算的理论值平均高 28.80%，其各试件计算结果与中国规范计算结果相似，能偏安全的计算偏心受压柱的承载力，尤其是对于大偏心受压试件，计算结果更为保守。

表 4.4 偏压试件极限承载力试验值与各国规范理论值

试件名称	试验值/kN	中国规范		美国规范		欧洲规范	
		理论值/kN	试验值/理论值	理论值/kN	试验值/理论值	理论值/kN	试验值/理论值
R-S-3-P	3801	3424	1.11	3579	1.06	3309	1.15
I-S-3-P	3981	3424	1.16	3579	1.11	3309	1.20
R-W-3-P	4002	3424	1.17	3579	1.12	3309	1.21

(续表)

试件名称	试验值 /kN	中国规范		美国规范		欧洲规范	
		理论值 /kN	试验值/ 理论值	理论值 /kN	试验值/ 理论值	理论值 /kN	试验值/ 理论值
I-W-3-P	3299	2479	1.33	2233	1.48	2322	1.42
R-S-6-P	2949	2491	1.18	2528	1.17	2407	1.23
I-S-6-P	2506	2491	1.01	2528	0.99	2407	1.04
R-W-6-P	2447	2491	0.98	2528	0.97	2407	1.02
I-W-6-P	1822	1264	1.44	1310	1.39	1232	1.48
R-S-9-P	2120	1459	1.45	1707	1.24	1471	1.44
I-S-9-P	1835	1459	1.26	1707	1.07	1471	1.25
R-W-9-P	2034	1459	1.39	1707	1.19	1471	1.38
I-W-9-P	1116	675	1.65	801	1.39	680	1.64

注：表中理论值均为考虑二阶效应及按规范建议取值的附加偏心距后计算获得的理论值

从以上计算结果中可以看出，在考虑二阶效应及附加偏心距后，中美欧各规范均能取得相对保守的理论计算结果。其中，欧洲规范最为保守，中国规范次之，与欧洲规范相差不大，美国规范排在最后。在偏心受压承载力理论计算公式中，各国的计算原理是基本保持一致的，造成这种现象的主要原因除了弯矩图等效系数等具体系数的取值不同外，还有构件二阶效应考虑方法的不同。

在构件的二阶效应计算中，中国规范与欧洲规范均通过名义曲率法考虑，且二者均以增加附加偏心距的方式考虑了试件几何缺陷等不利因素的影响，附加偏心距的计算方式也几乎一致，这也是二者计算结果相差不大且大偏心受压试件计算结果均更为保守的原因。而美国规范的计算公式中考虑了试件抗弯刚度的影响，从最终的计算结果中也可以发现，由于回字形强轴试件、工字形强轴试件、回字形弱轴试件的刚度较大，其计算所得二阶效应产生的偏心距随之相对较小，实际承载力比该三种试件的理论值平均高 10.30%，而工字形弱轴试件由于刚度较小，其计算所得二阶效应产生的偏心距随之相对较大，实际承载力比其理论值平均高 42.05%，与刚度较大的几种试件相差较大。且美国规范并未考虑附加偏心距，而是用最小偏心距取而代之，减少发生脆性破坏，以保证结构安全。

4.6 本章小结

本章通过使用我国规范 GB50010-2010(2015 年版)与 DBJ43/T325-2017、美国规范 ACI318-19 及欧洲规范 EC2 的轴心受压及偏心受压试件承载力计算方法对预制拼接槽型 UHPC 柱轴心受压及偏心受压试件承载力进行计算，并将计算结果

与实测值进行对比，得到如下结论：

(1) 在轴心受压承载力计算公式中，各规范侧重点各有不同：中国规范为保持与偏受构件正截面承载力计算具有相似的可靠度，在计算公式中加入了 0.9 的折减系数，并考虑了构件整体长细比的影响；而美国规范重点考虑了荷载偶然偏心的影响，保持了与偏心受压计算时最小偏心距一致的水平；欧洲规范则考虑到钢筋屈服时，混凝土可能已经超过其峰值应力的影响。

(2) 参考规范 GB50010-2010(2015 年版)与 DBJ43/T325-2017，轴心受压试件承载力比理论值平均低 11.98%；而参考 ACI318-2019 和 EC2 规范的计算结果，轴压试件承载力则比两者分别平均高 14.57%，35.75%。

(3) 在偏心受压承载力计算中，考虑构件二阶效应及附加偏心距的影响后，各国规范均得到较为保守的计算结果。其中，实际承载力比中国、美国、欧洲规范理论值分别平均高 26.20%、18.24%、28.80%。

(4) 在各规范对轴心受压及偏心受压的计算中，仅有中国规范对轴心受压的计算结果出现了高估试件承载力的现象，这主要是由于规范中未考虑类似工字形截面宽厚比等对局部破坏有影响的因素，这也是进一步研究的方向。

第5章 预制拼接槽型 UHPC 柱有限元分析

5.1 引言

通过 2 根整浇柱体与 14 根预制拼接槽型 UHPC 柱的轴压及偏压试验，研究了其受力性能，并获取了其承载力、侧向挠度等数据，但由于人力、设备等限制，试件数量较少，测试数据不够全面，且在实际试验中有诸多无关变量干扰，因此为更加清晰全面了解预制拼接槽型 UHPC 柱的受压性能，本章利用数值模拟方法以较低成本对试件性能进行分析。本章首先利用 ABAQUS 有限元分析软件对上述 16 个试验试件进行模型建立与受力分析，详细介绍了试件数值模型的建立过程，包括材料模型选取、本构关系定义、接触关系定义、螺栓预紧力初始状态施加等，并基于试验数据与有限元分析数据对比，验证模型的有效性及其合理性。在此基础上，进行参数化分析，系统的研究各参数对预制拼接槽型 UHPC 柱受力性能的影响，包括 UHPC 强度、纵筋强度、配筋率等参数。

5.2 有限元软件简介

随着计算机计算能力的提高，CAE (Computer Aided Engineering) 技术愈加成熟，而有限元方法正是结构工程领域中最常用的 CAE 分析手段之一。其中 ABAQUS 作为国际上最先进的大型通用有限元分析软件之一，在各国的工业和研究中得到广泛的应用^[72, 73]。

ABAQUS 包含两个求解器模块——ABAQUS/Standard 和 ABAQUS/Explicit，以及一个可以配合使用的前后处理模块——ABAQUS/CAE。

其中，ABAQUS/Standard 是隐式求解模块，可以较好的处理静力学等问题，也是本次模拟中所使用的求解器模块。ABAQUS/Explicit 则可以进行显示动态分析，主要用于复杂非线性动力学问题、准静态问题等问题的求解。而 ABAQUS/CAE 模块是 ABAQUS 的交互式图形用户界面，在 ABAQUS/CAE 中，用户可以可视化的方式方便快捷得进行模型建立、定义材料、施加荷载、更改边界条件等前处理操作，并可以在前处理完成后提交作业给 ABAQUS/Standard 或 ABAQUS/Explicit 求解模块，在求解完成后，亦可使用其后处理功能显示分析结果。

5.3 有限元模型建立

5.3.1 材料本构模型

5.3.1.1 UHPC 本构模型

ABAQUS 中提供了 3 种混凝土本构模型：脆性开裂模型、弥散开裂模型以及塑性损伤模型，其中脆性开裂模型主要适用于素混凝土或少筋混凝土构件的模拟^[74]。而 Chen 和 Graybeal 通过对三根工字形 UHPC 梁进行抗弯抗剪试验，并分别采用弥散开裂模型和塑性损伤模型进行有限元模拟发现：塑性损伤模型在不同梁的模拟中均能保持较好的一致性，而弥散开裂模型往往有更强的刚度表现^[75]。综上所述，本文选用混凝土塑性损伤（Concrete Plasticity Damage，简称 CDP）模型作为 UHPC 本构模型。

CDP 模型的参数定义如表 5.1。

表 5.1 CDP 模型塑性破坏准则参数

膨胀角	偏心率	双轴与单轴极限抗压强度之比	材料不变量应力比	粘性系数
30°	0.1	1.16	0.6667	0.0005

UHPC 的受压应力-应变关系采用文献[76]所提出的公式，如图 5.1 所示，具体表达式如式(5.1)~(5.3)所示。

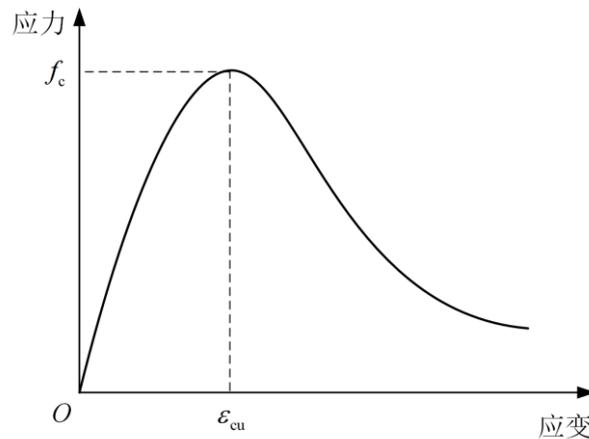


图 5.1 UHPC 受压本构模型

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \begin{cases} ax + (6-5a)x^5 + (4a-5)x^6 & 0 \leq x < 1 \\ \frac{x}{b(x-1)^2 + x} & x \geq 1 \end{cases} \quad (5.1)$$

$$a = \frac{E_c}{E_{cu}} \quad (5.2)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cu}} \quad (5.3)$$

式中：

σ_c ——UHPC 的应力；

b ——基于试验结果的拟合参数，取 $b=2.41$ ；

E_{cu} ——UHPC 峰值点对应的割线模量；

ε_c ——UHPC 的应变；

ε_{cu} ——UHPC 受压峰值点对应的应变。

UHPC 的受拉应力-应变关系采用文献[77]所提出的公式，如图 5.2 所示，具体表达式如式(5.4)所示。

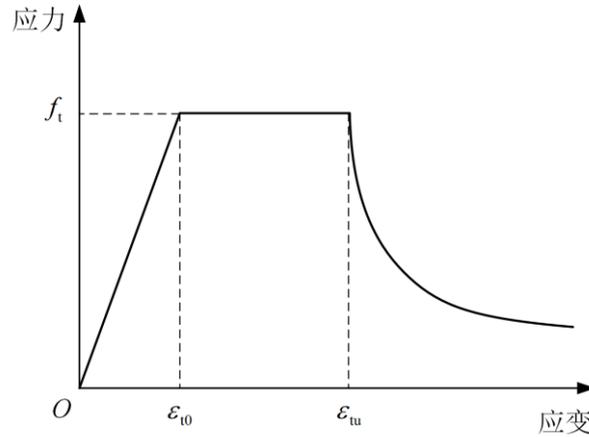


图 5.2 UHPC 受拉本构模型

$$\sigma_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c & 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{10} \\ f_t & \varepsilon_{10} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{tu} \\ \frac{f_t}{\left(1 + (\varepsilon_c - \varepsilon_{tu}) l_c / w_p\right)^p} & \varepsilon_{tu} < \varepsilon_c \end{cases} \quad (5.4)$$

式中：

ε_{10} ——UHPC 受拉弹性阶段终点对应的应变；

f_t ——UHPC 的抗拉强度；

ε_{tu} ——UHPC 受拉应变硬化阶段终点对应的应变；

l_c ——截面特征长度；

w_p ——UHPC 受拉应力软化阶段中，应力降至 $2^{-p} f_t$ 时对应的裂缝宽度；

p ——试验拟合参数，取 $p=0.95$ 。

5.3.1.2 钢筋本构模型

纵筋及箍筋的本构关系采用带线性强化段的弹-塑性关系本构，整体分为两个阶段，如图 5.3 所示。第一阶段认为钢筋在达到屈服应力前始终符合胡克定律，为一条经过原点的斜直线段，斜率为钢筋弹性模量；第二阶段为塑性阶段，为通过屈服应力点与极限应力点的斜直线段，具体表达式如式(5.5)所示。其中屈服应力、极限应力等均采用材性试验中的实测值。

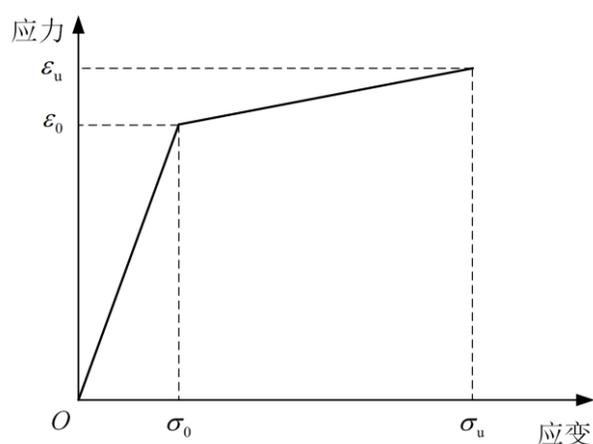


图 5.3 钢筋本构模型

$$\sigma_y = \begin{cases} E_s \varepsilon_y & 0 \leq \varepsilon_y \leq \varepsilon_0 \\ \sigma_0 + \frac{(\varepsilon_y - \varepsilon_0)(\sigma_u - \sigma_0)}{\varepsilon_u - \varepsilon_0} & \varepsilon_0 \leq \varepsilon_y \leq \varepsilon_u \\ 0 & \varepsilon_u \leq \varepsilon_y \end{cases} \quad (5.5)$$

式中：

σ_y 、 ε_y ——钢筋的应力、应变；

σ_0 、 ε_0 ——钢筋的屈服应力、应变；

σ_u 、 ε_u ——钢筋的极限应力、应变。

5.3.1.3 其余材料本构模型

由于在建模过程中所使用到的高强合金垫板与高强螺栓强度较高，故采用理想线弹性模型，设定其弹性模量为 $2.1 \times 10^5 \text{MPa}$ ，其泊松比为 0.3。

5.3.2 接触关系定义

ABAQUS 中针对模型各部分之间或与外部环境间有丰富的接触定义关系。本文主要选用 ABAQUS/Standard 中的“面面接触 (Surface-to-surface Contact)”进行各部件之间相互作用关系的定义，主要针对 UHPC 子构件之间的接触与 UHPC 与螺栓之间的接触关系进行定义。

UHPC 子构件之间的接触定义范围为两子构件之间的拼接面，通过法向行为和切向行为进行定义。法向行为中采用“硬接触 (Hard Contact)”方式，允许接触面之间传递正应力；切向作用采用库伦摩擦模型定义各向同性的切向摩擦行为，参考 ACI 318-19^[67]，UHPC 与 UHPC 之间的摩擦系数设置为 0.6。

UHPC 与螺栓之间的接触定义范围是 UHPC 预留螺栓孔与螺栓之间的接触面，其也通过法向行为和切向行为进行定义。其中，将切向行为中的摩擦系数设置修改为 0.3^[78]。

另外，针对钢筋与 UHPC 之间的关系，通过 Embed 命令将钢筋嵌入到 UHPC

中进行约束，模拟其协同受力性能。

5.3.3 边界条件定义

本文中，通过刚体（Rigid Body）命令约束将上下两块垫板，使其具备刚体性质，并设置其参考点于各试件加载点上方，加载与边界条件等设置直接设置于参考点上等同对刚性垫板进行设置。垫板与 UHPC 之间则通过绑定(Tie)命令约束。

本次试验中轴压试件通过均布荷载进行加载，偏心受压试验中则通过两端铰接的方式进行约束并将荷载施加至试件上。因此本次模拟中，对轴心受压试件底部设置固定约束，即 $U_1=U_2=U_3=UR_1=UR_2=UR_3=0$ ；而对偏心受压试件底部铰接，仅放松受弯方向的转角约束。顶部加载端则通过垫板参考点设置，以施加位移的方式进行加载。

5.3.4 初始状态施加

本次试验中所有预制拼接槽型 UHPC 柱均为预制槽型 UHPC 子构件通过高强螺栓连接，统一预紧后，再进行试验加载。

为模拟此过程，首先建立与加载模型参数相同的预紧力模型，并在加载模块通过螺栓荷载(Bolt Load)功能对螺栓施加预紧力，在完成计算后，通过 ABAQUS 预定义场功能中初始状态(Initial State)命令将预紧力模型数据施加至加载模型中，作为加载阶段的初始状态。

本文使用预应力场功能通过初始状态施加螺栓荷载而非采用增加分析步的方法施加螺栓荷载，该法虽然使得建模步骤相对增加，但可避免两端刚性垫板与 UHPC 之间的绑定约束在螺栓预紧阶段产生不利影响，可使得该建模步骤与实际试验操作过程一致，结果更加准确；且可避免该过程产生模型计算不收敛等问题。

5.3.5 单元类型与网格尺寸

为保证计算的准确，同时考虑到计算效率，本章分析中 UHPC 与螺栓均采用 C3D20R 单元进行模拟。钢筋选用 T3D2 单元进行模拟。刚体垫板亦使用 C3D20R 单元进行模拟，但主要为满足 ABAQUS 程序要求，并无实际影响。

在网格的划分中，通过合理的分割，将构件全部划分为六面体结构化网格。综合考虑计算成本与精度，UHPC 与螺栓的网格尺寸选为 50mm，钢筋单元尺寸取为 15mm。而刚体垫板则为 240mm，仅需满足基本网格划分条件即可。

在 ABAQUS/CAE 中建立各试件模型及划分网格如图 5.4 所示。

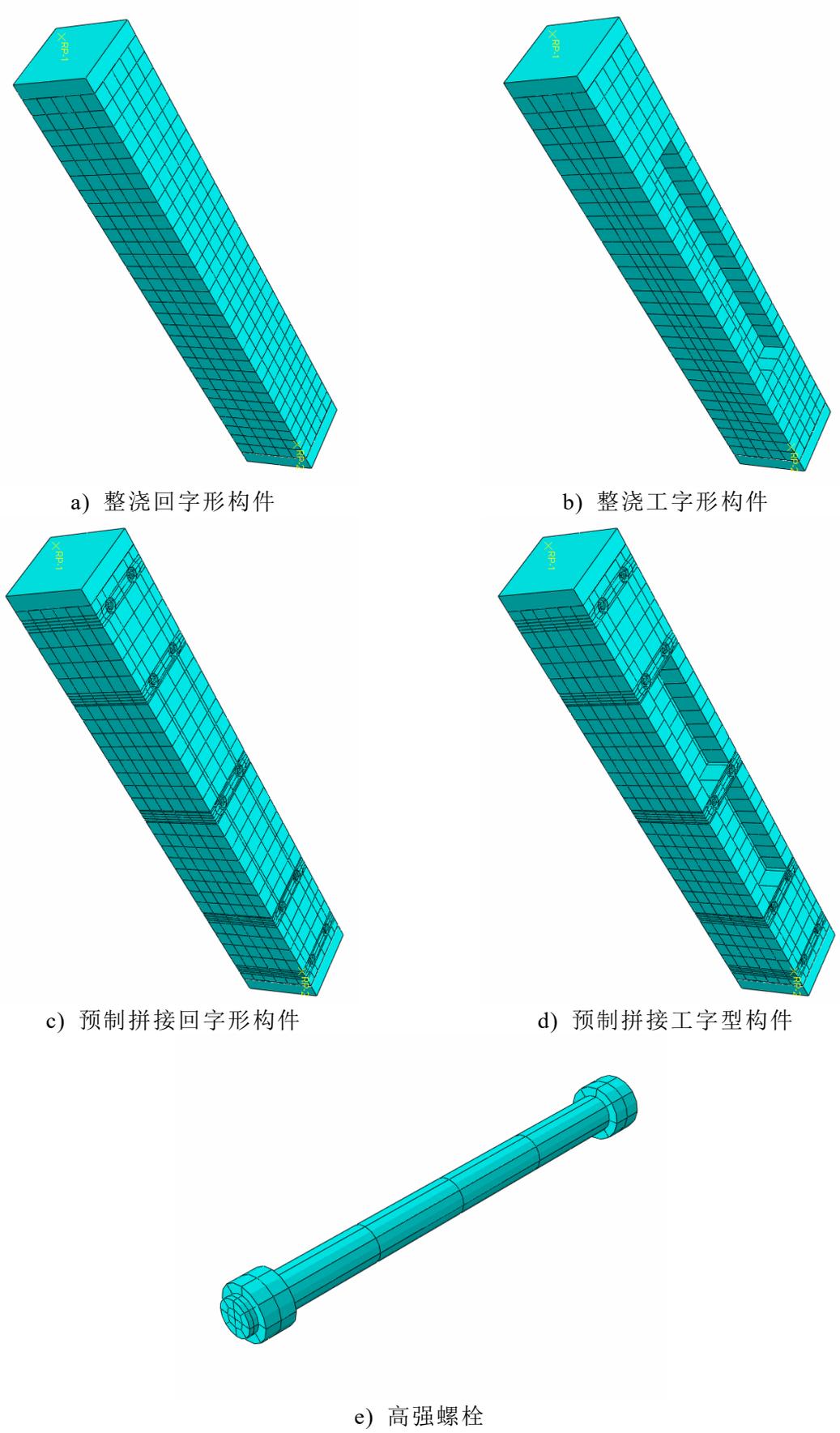


图 5.4 柱体有限元模型与网格划分图

5.4 模型有效性验证

5.4.1 极限承载力分析

各试件有限元模型极限承载力模拟值与试验实测值对比结果见表 5.2。从表中可以看出，有限元模型模拟结果中偏心距、拼接形式、压弯方向对极限承载力的影响规律与试验相同：在相同尺寸与配筋下，预制拼接槽型 UHPC 柱承载力随偏心距的增加而减小。在相同偏心距下，预制拼接槽型 UHPC 柱在不同拼接方式和压弯方向下的承载力基本一致，仅工字形弱轴构件由于截面削弱存在承载力相对较低的情况。

由于试验中材料性能、截面尺寸、荷载作用位置等存在离散性，试验边界条件与有限元中理想化边界条件不同等因素影响，有限元中模拟结果与试验结果存在微小差异。各试件极限承载力模拟值与实测值比值的平均值为 1.036，标准差为 0.094，变异系数为 0.091；除个别试件，其余试件二者比值的偏差均在 10%以内。综上所述，极限承载力的模拟具有较高的精度，与试验结果基本吻合。

表 5.2 极限承载力实测值与模拟值对比

试件名称	初始偏心距/mm	实测承载力/kN	模拟承载力/kN	模拟承载力/实测承载力
R-0-I	0	5112	5420	1.06
I-0-I		5504	5765	1.05
R-0-P		4020	5054	1.26
I-0-P		4754	5145	1.08
R-S-3-P	32.5	3801	3813	1.00
I-S-3-P		3981	3951	0.99
R-W-3-P		4002	3635	0.91
I-W-3-P		3299	3022	0.92
R-S-6-P	65	2949	2886	0.98
I-S-6-P		2506	2875	1.15
R-W-6-P		2447	2687	1.10
I-W-6-P		1822	1693	0.93
R-S-9-P	97.5	2120	2153	1.02
I-S-9-P		1835	2105	1.15
R-W-9-P		2034	2031	1.00
I-W-9-P		1116	1114	1.00

5.4.2 荷载-挠度曲线对比

本文 12 根偏心受压试验柱荷载-跨中挠度曲线试验结果与有限元结果对比如

图 5.5 所示。从图中可以看出，各试件的荷载-跨中挠度曲线模拟值与实测值吻合良好。其中各试件达到极限承载力时的跨中挠度实测值与有限元模拟值对比结果见表 5.3。偏心受压试件跨中挠度模拟值与实测值比值的平均值为 0.987，标准差为 0.145，变异系数为 0.147；除个别试件，其余试件二者比值的偏差均在 10%以内。

结合图 5.5 和表 5.3，可以得出与试验结果相同的变化规律：在相同尺寸与配筋下，预制拼接槽型 UHPC 柱跨中挠度随偏心距的增加而减小，表明试件侧向刚度随偏心距的增加而减小；在相同偏心距下，预制拼接槽型 UHPC 柱在不同拼接方式和压弯方向下具有相似的侧向刚度，仅工字形弱轴构件由于截面削弱存在侧向刚度相对较低的情况。

根据以上对比结果，发现试验、有限元模拟二者的结果基本吻合，因此，认为本文的有限元模拟结果具有足够的合理性和适用性。

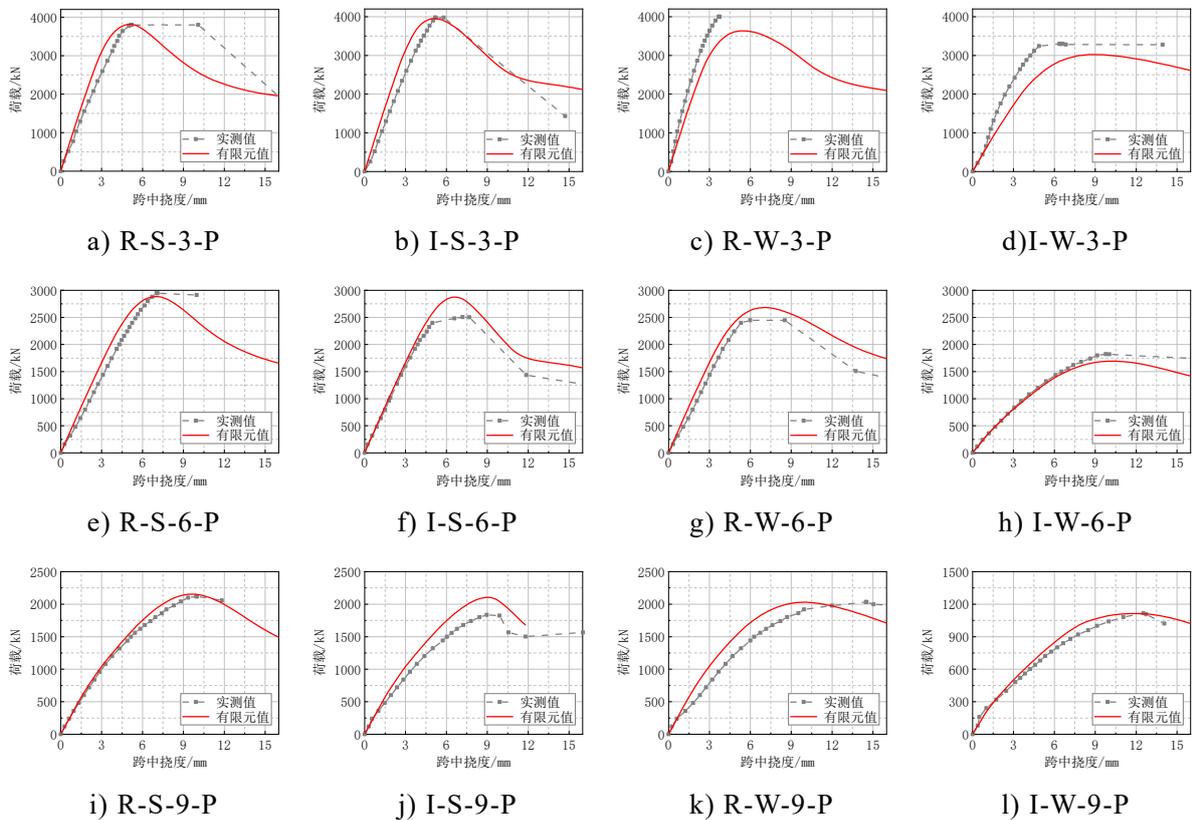


图 5.5 偏心受压试件荷载-跨中挠度曲线对比

表 5.3 偏心受压试件跨中挠度实测值与模拟值对比

试件名称	初始偏心距/mm	挠度实测值/mm	挠度模拟值/mm	挠度模拟值/挠度实测值
R-S-3-P	32.5	5.17	4.97	0.96
I-S-3-P		5.18	5.27	1.02
R-W-3-P		4.63	5.27	1.14
I-W-3-P		6.67	8.53	1.28

(续表)

试件名称	初始偏心距/mm	挠度实测值/mm	挠度模拟值/mm	挠度模拟值/挠度实测值
R-S-6-P	65	7.04	7.04	1.00
I-S-6-P		7.19	6.65	0.92
R-W-6-P		8.53	7.08	0.83
I-W-6-P		9.77	10.40	1.06
R-S-9-P	97.5	9.95	9.42	0.95
I-S-9-P		8.96	9.00	1.00
R-W-9-P		14.48	10.06	0.69
I-W-9-P		12.53	12.25	0.98

5.5 参数分析

本节将选取 32.5 mm 偏心距和 97.5 mm 偏心距下的 4 种不同拼接形式与压弯方向柱体作为小偏心受压试件和大偏心受压试件代表, 分析 UHPC 强度、纵筋强度、配筋率等参数对不同偏心距下预制拼接槽型 UHPC 柱受力性能的影响。

5.5.1 UHPC 强度

为研究不同 UHPC 强度条件下预制拼接槽型 UHPC 柱偏心受力性能的差异, 利用 ABAQUS 基于前述验证合理的有限元模型分析 UHPC 轴心抗压强度分别为 120 MPa、151 MPa、180 MPa 和 210 MPa 时的柱体响应。各强度下 UHPC 受压峰值点对应的应变 ε_{cu} 分别为 0.0030、0.0035、0.0040 和 0.0045, 弹性模量 E_c 分别为 44000 MPa、47200 MPa、50000 MPa 和 53000 MPa, 抗拉强度 f_t 分别为 8.0 MPa、9.8 MPa、12.0 MPa、14.0 MPa。

各小偏心受压模型柱的具体参数及计算结果见表 5.4。通过计算, 可得到 32.5mm 偏心距下不同拼接方式与压弯方向的预制拼接槽型 UHPC 柱在不同 UHPC 强度下的荷载-挠度曲线如图 5.6 所示, 并可得到 UHPC 对小偏心受压柱体响应的影响如图 5.7。

从图 5.6 及图 5.7 中可以看出, 随着 UHPC 强度提高, 小偏心受压柱的承载力近似线性增加; 跨中挠度也随之增加, 但当 UHPC 强度超过 180 MPa 后, 趋势减缓; 各类型柱体的侧向刚度均略有增大, 这主要与 UHPC 弹性模量的增加有关。以回字形强轴压弯柱为例, UHPC 强度从 120 MPa 增加至 210 MPa 时, 小偏心受压柱的极限承载力从 3190 kN 增加至 5037 kN, 分别增加了 19.53%、39.37%、57.90%; 偏压柱的跨中挠度从 4.39 mm 增加至 6.02 mm, 分别增加了 13.43%、34.25%、37.22%。

在同一 UHPC 强度下, 回字形强轴压弯柱、工字形强轴压弯柱、回字形弱轴

压弯柱三种柱体在小偏心受压条件下表现接近,极限承载力与跨中挠度相差不大,以 150 MPa 时的试件为例,同回字形强轴压弯试件相比,工字形强轴压弯柱、回字形弱轴压弯柱的极限承载力分别增加了 3.62%, -4.67%;跨中挠度分别增加了 5.85%, 6.03%。而工字形弱轴压弯柱则由于截面的削弱,极限承载力与跨中挠度均与其他试件相差较大,其中极限承载力小于其余柱体形式试件,跨中挠度则远大于其他形式试件,同时峰后性能表现出更大的塑性,与回字形强轴压弯试件相比,各级 UHPC 强度下,极限承载力分别减少了 19.59%, 20.74%, 21.95%, 23.39%,跨中挠度分别增加了 75.48%, 71.49%, 60.37%, 61.48%。

表 5.4 不同 UHPC 强度下各小偏心受压模型柱参数及计算结果

试件	UHPC 轴心抗压 强度/MPa	拼接 方式	压弯 方向	偏心距 /mm	极限承载力 /kN	跨中挠度 /mm
R-S-3-U120	120				3190	4.39
R-S-3-U150	151	回字形	强轴		3813	4.97
R-S-3-U180	180	拼接	压弯		4446	5.89
R-S-3-U210	210				5037	6.02
I-S-3-U120	120				3284	4.27
I-S-3-U150	151	工字形	强轴	32.5	3951	5.27
I-S-3-U180	180	拼接	压弯		4609	5.86
I-S-3-U210	210				5264	6.55
R-W-3-U120	120				3059	4.91
R-W-3-U150	151	回字形	弱轴		3635	5.27
R-W-3-U180	180	拼接	压弯		4216	6.15
R-W-3-U210	210				4786	6.61
I-W-3-U120	120				2565	7.70
I-W-3-U150	151	工字形	弱轴	32.5	3022	8.53
I-W-3-U180	180	拼接	压弯		3470	9.44
I-W-3-U210	210				3859	9.72

注: R-S-3-U150、I-S-3-U150、R-W-3-U150、I-W-3-U150 即为原 R-S-3-P、I-S-3-P、R-W-3-P、I-W-3-P 模型

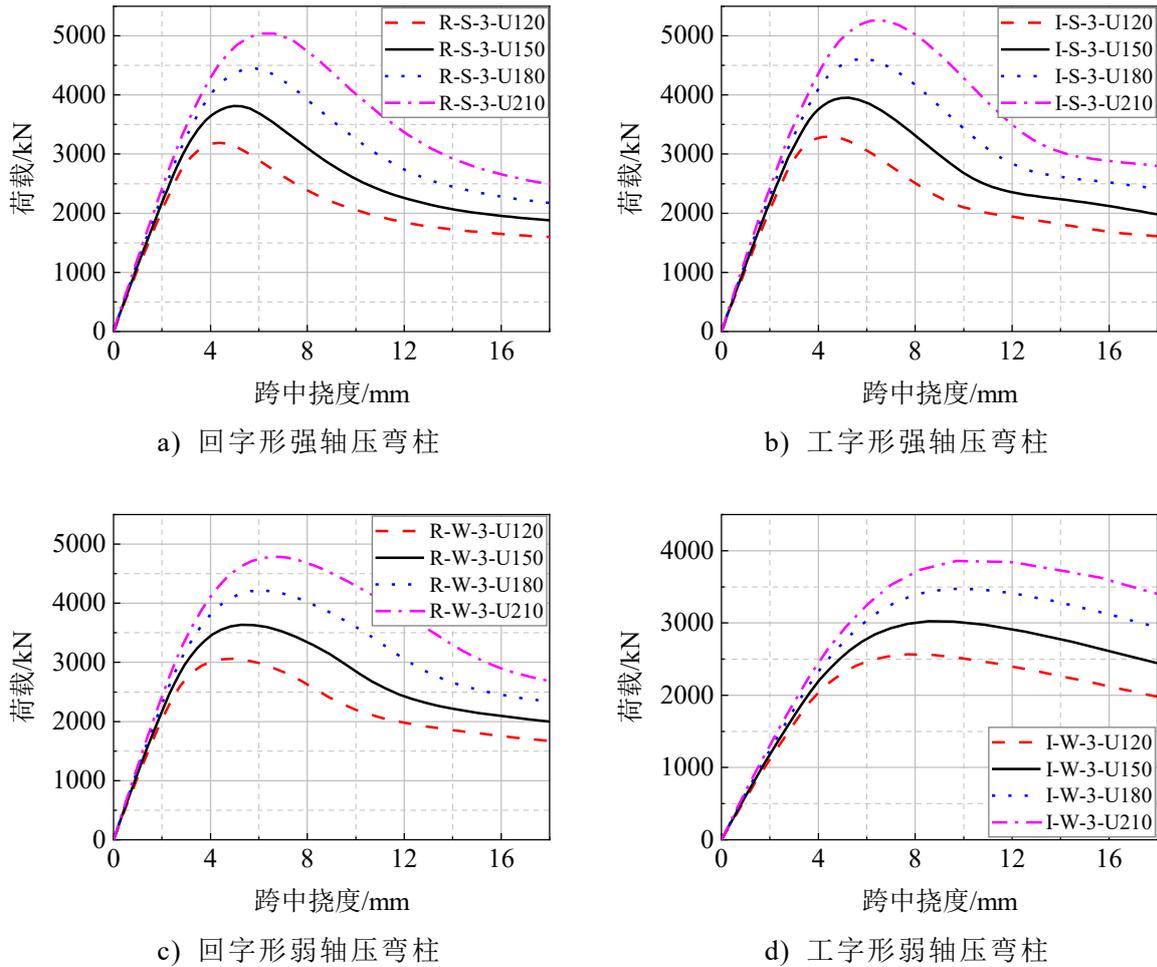


图 5.6 不同 UHPC 强度下小偏心受压模型柱荷载-挠度曲线

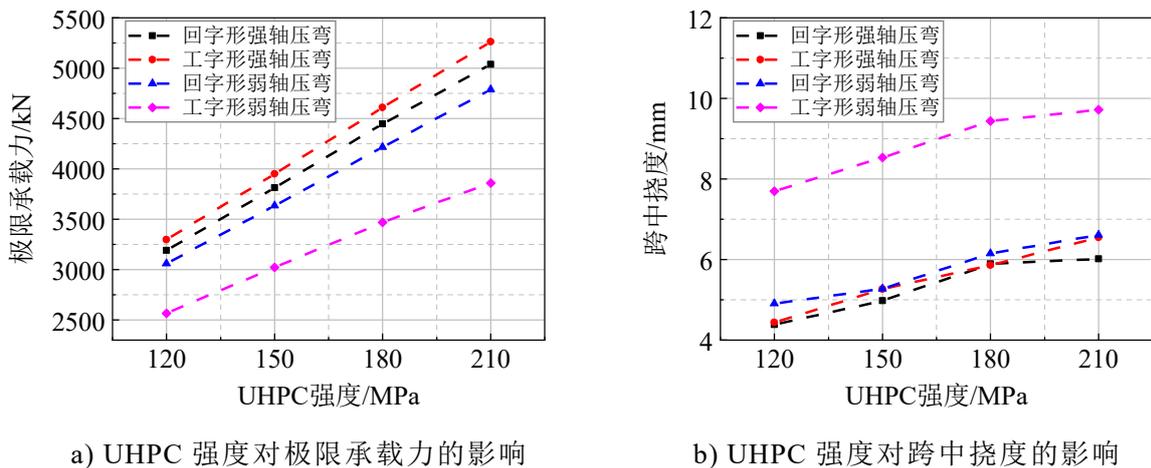


图 5.7 UHPC 强度对小偏心受压柱体响应的影响

各大偏心受压模型柱的具体参数及计算结果见表 5.5。通过计算，可得到 97.5mm 偏心距下不同拼接方式与压弯方向的预制拼接槽型 UHPC 柱在不同 UHPC 强度下的荷载-挠度曲线如图 5.8 所示，并可得到 UHPC 对小偏心受压柱体响应的影响如图 5.9。

从图 5.8 和图 5.9 中可以看出，对于大偏心受压柱，随着 UHPC 强度提高，

柱体的承载力亦接近线性增加，但趋势较缓；跨中挠度也随之线性增加；各类型柱体的侧向刚度均随 UHPC 强度的增加而增大。仍以回字形强轴压弯柱为例，UHPC 强度从 120 MPa 增加至 210 MPa 时，大偏心受压柱的极限承载力从 1814kN 增长至 2789kN，各级 UHPC 强度下分别较 120 MPa 增长了 18.69%、37.10%、53.75%；大偏心受压柱的跨中挠度从 8.49mm 增长至 11.95mm，各级 UHPC 强度下分别增长了 10.82%、27.50%、40.74%。

在同一 UHPC 强度下，回字形强轴压弯柱、工字形强轴压弯柱、回字形弱轴压弯柱三种柱体在大偏心受压条件下表现同样较为接近，极限承载力与跨中挠度相差不大，以 150 MPa 时的试件为例，同回字形强轴压弯试件相比，工字形强轴压弯柱、回字形弱轴压弯柱的极限承载力分别降低了 2.23%、5.67%；跨中挠度则分别增加了 -4.39%、6.90%。而工字形弱轴压弯柱极限承载力及跨中挠度与小偏心受压时表现相似，均与其他试件相差较大，其中极限承载力小于其余柱体形式试件，跨中挠度则远大于其他形式试件，与回字形强轴压弯试件相比，各级 UHPC 强度下，极限承载力分别减少了 46.80%、48.26%、49.26%、49.73%，跨中挠度分别增加了 19.80%、30.18%、20.62%、20.01%。

综上所述，UHPC 强度对于大小偏心受压柱体的极限承载力及跨中挠度影响较大，随着 UHPC 强度的提高，均接近线性增加。在不同 UHPC 强度下，除回字形弱轴偏心受压柱，其余类型柱体响应均较为接近，而回字形弱轴偏心受压柱的响应均与其他类型柱体相差较大，其中，在小偏心受压条件下，跨中挠度的变化相对更大；在大偏心受压条件下，极限承载力的变化相对更大。

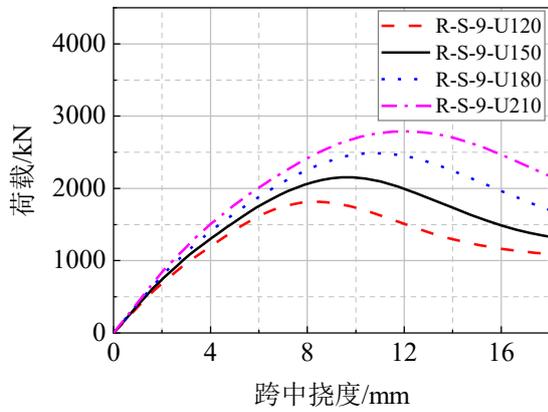
表 5.5 不同 UHPC 强度下各大偏心受压模型柱参数及计算结果

试件	UHPC 轴心抗压 强度/MPa	拼接 方式	压弯 方向	偏心距 /mm	极限承载力 /kN	跨中挠度 /mm
R-S-9-U120	120				1814	8.49
R-S-9-U150	151	回字形	强轴		2153	9.41
R-S-9-U180	180	拼接	压弯		2487	10.83
R-S-9-U210	210				2789	11.95
I-S-9-U120	120				1781	8.01
I-S-9-U150	151	工字形	强轴	97.5	2105	9.00
I-S-9-U180	180	拼接	压弯		2463	10.51
I-S-9-U210	210				2771	11.82
R-W-9-U120	120				1724	8.92
R-W-9-U150	151	回字形	弱轴		2031	10.06
R-W-9-U180	180	拼接	压弯		2325	11.15

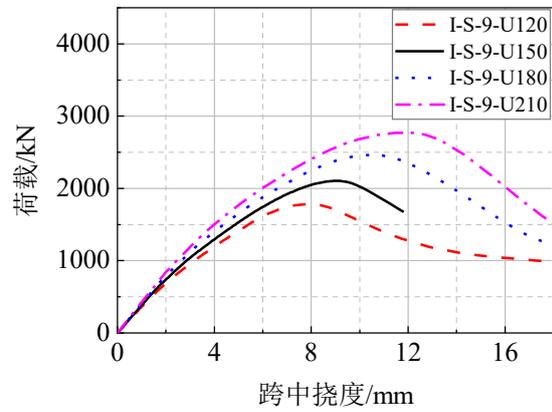
(续表)

试件	UHPC 轴心抗压 强度/MPa	拼接 方式	压弯 方向	偏心距 /mm	极限承载力 /kN	跨中挠度 /mm
R-W-9-U210	210	回字形 拼接	弱轴 压弯	97.5	2609	11.86
I-W-9-U120	120				965	10.18
I-W-9-U150	151	工字形	弱轴		1114	12.25
I-W-9-U180	180	拼接	压弯		1262	13.06
I-W-9-U210	210				1402	14.35

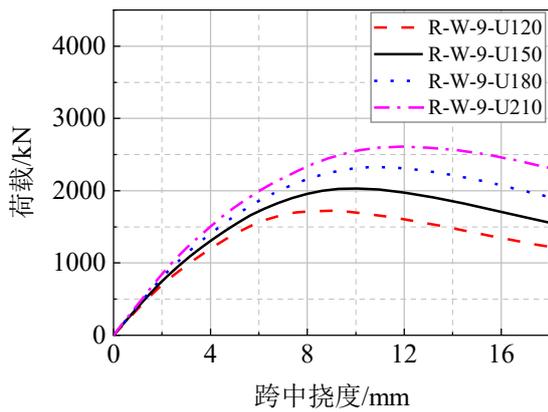
注：R-S-9-U150、I-S-9-U150、R-W-9-U150、I-W-9-U150 即为原 R-S-9-P、I-S-9-P、R-W-9-P、I-W-9-P 模型



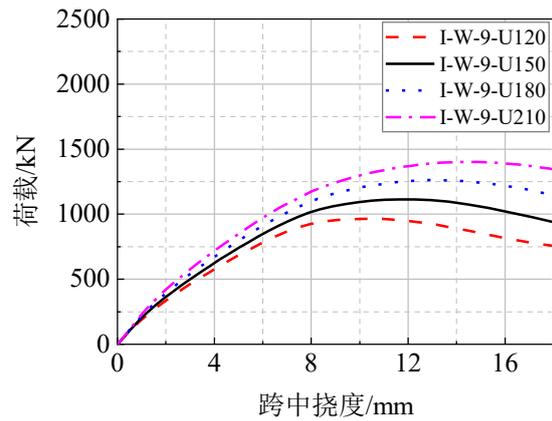
a) 回字形强轴压弯柱



b) 工字形强轴压弯柱



c) 回字形弱轴压弯柱



d) 工字形弱轴压弯柱

图 5.8 不同 UHPC 强度下大偏心受压模型柱荷载-挠度曲线

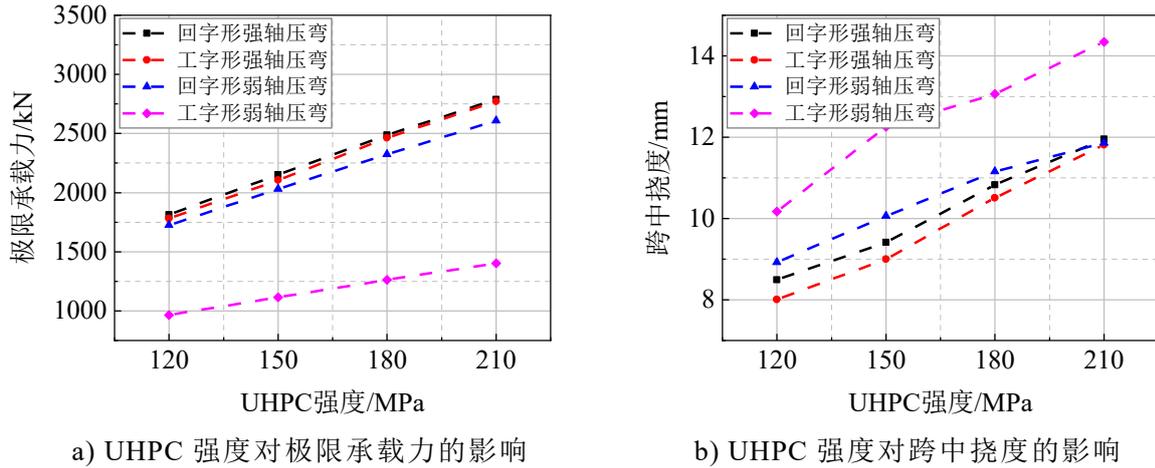


图 5.9 UHPC 强度对大偏心受压柱体响应的影响

5.5.2 纵筋强度

为研究不同纵筋强度条件下预制拼接槽型 UHPC 柱偏心受力性能的差异，利用 ABAQUS 基于前述验证合理的有限元模型分析纵筋强度等级分别为 HPB300、HRB335、HRB400 和 HRB500 时的柱体响应。由混凝土结构设计规范可知，钢筋屈服强度的平均值 f_{ym} 可根据下式计算：

$$f_{ym} = \frac{f_{yk}}{1 - 1.645\delta_s} \quad (5.6)$$

式中：

- f_{ym} ——钢筋屈服强度平均值；
- f_{yk} ——钢筋屈服强度标准值；
- δ_s ——钢筋强度的变异系数，取为 0.054^[79]。

设钢筋的屈强比为 0.7，则不同强度等级钢筋的参数如表 5.6 所示。

表 5.6 不同强度等级钢筋参数

钢筋等级	HPB300	HRB335	HRB400	HRB500
屈服强度/MPa	329	368	432	549
极限强度/MPa	470	525	618	784

不同纵筋强度下各小偏心受压模型柱的参数及计算结果等见表 5.7。

表 5.7 不同纵筋强度下各小偏心受压模型柱参数及计算结果

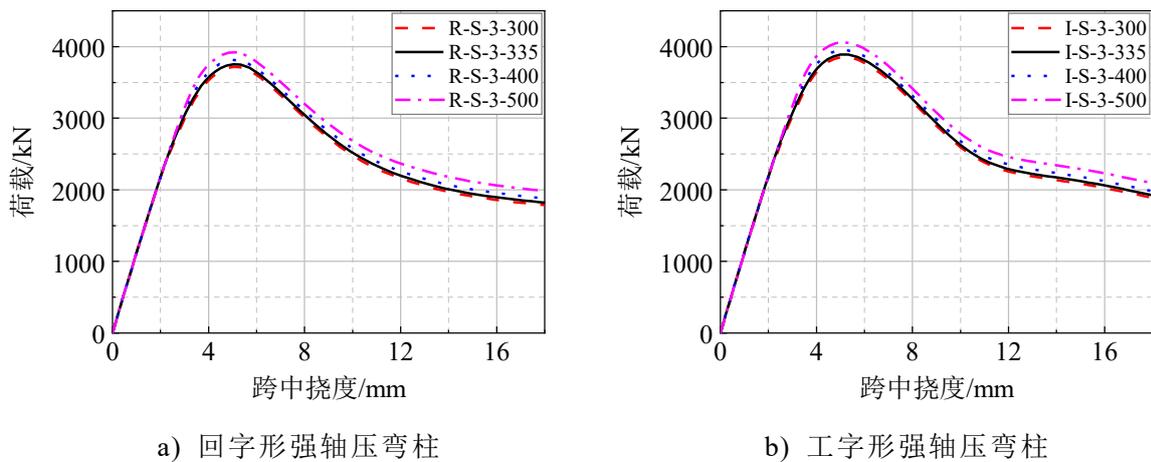
试件	纵筋等级	拼接方式	压弯方向	偏心距/mm	极限承载力/kN	跨中挠度/mm
R-S-3-300	HPB300	回字形	强轴	32.5	3718	5.06
R-S-3-335	HRB335	拼接	压弯		3754	5.03

(续表)

试件	纵筋等级	拼接方式	压弯方向	偏心距/mm	极限承载力/kN	跨中挠度/mm
R-S-3-400	HRB400	回字形	强轴	32.5	3813	4.97
R-S-3-500	HRB500	拼接	压弯		3921	5.13
I-S-3-300	HPB300				3851	5.03
I-S-3-335	HRB335	工字形	强轴		3889	5.33
I-S-3-400	HRB400	拼接	压弯		3951	5.27
I-S-3-500	HRB500				4061	5.13
R-W-3-300	HPB300				3541	5.35
R-W-3-335	HRB335	回字形	弱轴		3578	5.32
R-W-3-400	HRB400	拼接	压弯		3635	5.27
R-W-3-500	HRB500				3735	5.65
I-W-3-300	HPB300				2954	8.63
I-W-3-335	HRB335	工字形	弱轴		2983	8.61
I-W-3-400	HRB400	拼接	压弯		3022	8.53
I-W-3-500	HRB500				3082	9.35

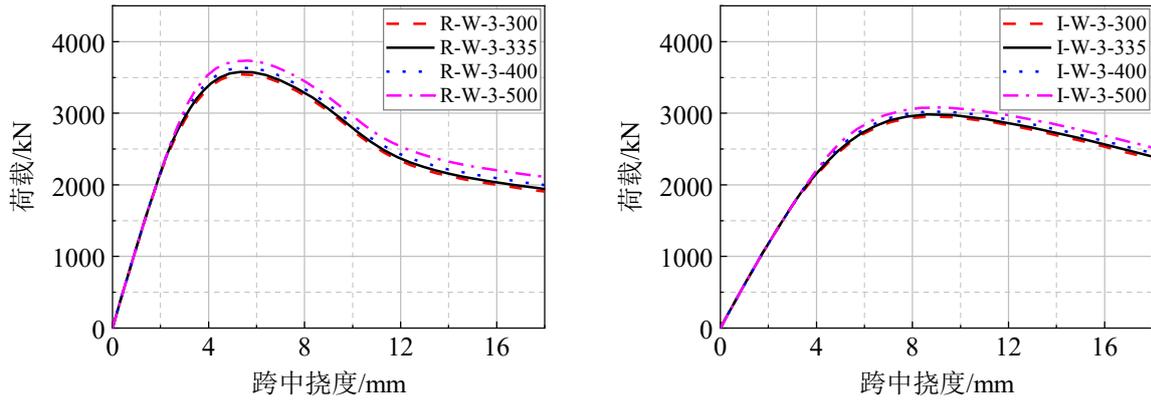
注：R-S-3-400、I-S-3-400、R-W-3-400、I-W-3-400 即为原 R-S-3-P、I-S-3-P、R-W-3-P、I-W-3-P 模型

通过计算，可得到 32.5mm 偏心距下不同拼接方式与压弯方向的预制拼接槽型 UHPC 柱在不同纵筋强度下的荷载-挠度曲线如图 5.10，并可得到纵筋强度对柱体响应的影响如图 5.11。



a) 回字形强轴压弯柱

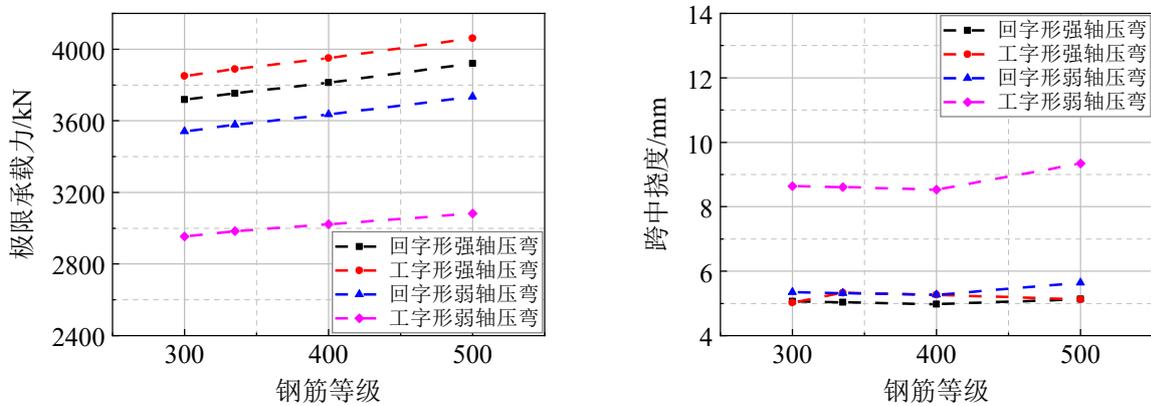
b) 工字形强轴压弯柱



c) 回字形弱轴压弯柱

d) 工字形弱轴压弯柱

图 5.10 不同纵筋强度下小偏心受压模型柱荷载-挠度曲线



a) 纵筋强度对极限承载力的影响

b) 纵筋强度对跨中挠度的影响

图 5.11 纵筋强度对小偏心受压柱体响应的影响

从图 5.10 及图 5.11 中可以看出，在小偏心受压时，各拼接形式及压弯方向柱体的承载力、跨中挠度等响应的变化几乎一致。随着纵筋强度提高，小偏心受压柱的承载力也有随之提高的趋势，但提高幅度不大；跨中挠度几乎没有变化；各类型柱体的侧向刚度在线弹性部分几乎无变化。以回字形强轴压弯柱为例，纵筋等级从 HPB300 提高至 HRB500 后，偏压柱的极限承载力从 3718kN 增加至 3921kN，仅分别增加了 0.97%，2.56%，5.46%；回字形强轴压弯柱的跨中挠度在 5mm 上下浮动，以 R-S-300 为基准，其余试件分别变化了 0.59%，1.76%，1.38%。

在同一纵筋强度下，回字形强轴压弯柱、工字形强轴压弯柱、回字形弱轴压弯柱三种柱体表现接近，承载力呈现出工字形强轴压弯柱、回字形强轴压弯柱、回字形弱轴压弯柱依次略微递减的趋势，跨中挠度则相差不大，以 HPB300 强度等级时的试件为例，同回字形强轴压弯试件相比，工字形强轴压弯柱、回字形弱轴压弯柱的极限承载力分别增加了 3.58%，-4.76%；跨中挠度分别变化了 0.67%，5.69%。而工字形弱轴压弯柱则由于截面的削弱，极限承载力与跨中挠度均与其他试件相差较大，其中极限承载力小于其余柱体形式试件，跨中挠度则远大于其他

形式试件，同时峰后性能表现出更大的塑性，与回字形强轴压弯试件相比，各级纵筋强度下，极限承载力分别减少了 20.55%，20.53%，20.74%，21.40%，跨中挠度分别增加了 70.53%，70.97%，71.49%，82.06%。

不同纵筋强度下各大偏心受压模型柱的参数及计算结果等见表 5.8。

表 5.8 不同纵筋强度下各大偏心受压模型柱参数及计算结果

试件	纵筋等级	拼接方式	压弯方向	偏心距 /mm	极限承载力 /kN	跨中挠度 /mm
R-S-9-300	HPB300				2081	9.57
R-S-9-335	HRB335	回字形	强轴		2115	9.34
R-S-9-400	HRB400	拼接	压弯		2153	9.41
R-S-9-500	HRB500				2209	9.93
I-S-9-300	HPB300				2064	9.16
I-S-9-335	HRB335	工字形	强轴		2093	9.06
I-S-9-400	HRB400	拼接	压弯		2105	9.00
I-S-9-500	HRB500			97.5	2182	9.30
R-W-9-300	HPB300				1959	9.71
R-W-9-335	HRB335	回字形	弱轴		1993	9.34
R-W-9-400	HRB400	拼接	压弯		2031	10.06
R-W-9-500	HRB500				2084	9.99
I-W-9-300	HPB300				1063	11.95
I-W-9-335	HRB335	工字形	弱轴		1083	11.81
I-W-9-400	HRB400	拼接	压弯		1114	12.25
I-W-9-500	HRB500				1171	11.87

注：R-S-9-400、I-S-9-400、R-W-9-400、I-W-9-400 即为原 R-S-9-P、I-S-9-P、R-W-9-P、I-W-9-P 模型

通过计算，可得到 97.5mm 偏心距下不同拼接方式与压弯方向的预制拼接槽型 UHPC 柱在不同纵筋强度下的荷载-挠度曲线如图 5.12，并可得到纵筋强度对柱体响应的影响如图 5.13。

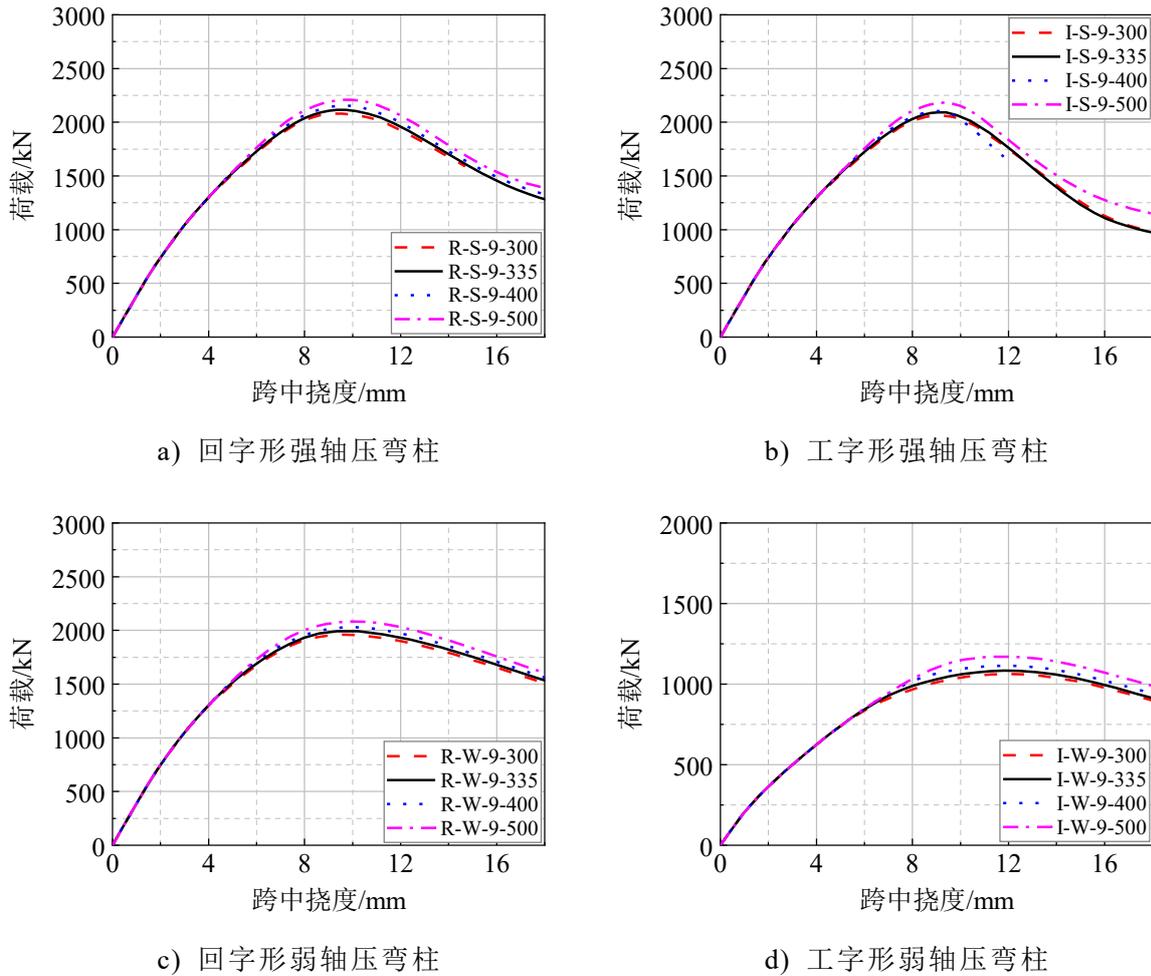


图 5.12 不同纵筋强度下大偏心受压模型柱荷载-挠度曲线

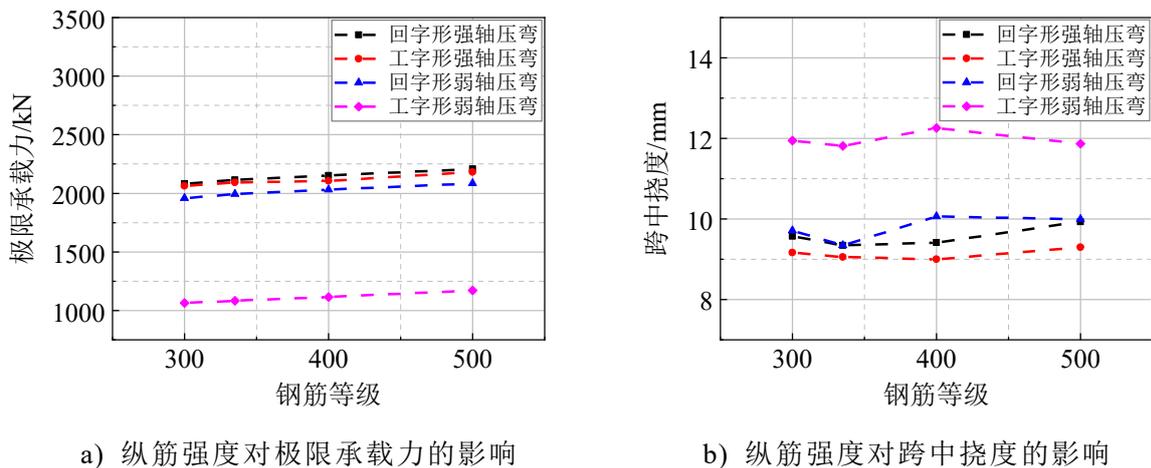


图 5.13 纵筋强度对大偏心受压柱体响应的影响

从图 5.12 及图 5.13 中可以看出，在大偏心受压时，各拼接形式及压弯方向柱体的承载力、跨中挠度等响应的变化也是几乎一致。随着纵筋强度提高，大偏心受压柱的承载力仅略有增大的趋势；跨中挠度则几乎没有变化，在一个表现水平上下波动；各类型柱体的侧向刚度在线弹性部分几乎无变化。以回字形强轴压弯柱为例，纵筋等级从 HPB300 提高至 HRB500 后，偏压柱的极限承载力从 2081kN

增加至 2209kN，在各钢筋强度下，较 HPB300 配筋时的承载力表现仅分别增加了 1.63%、3.46%、6.15%；回字形强轴压弯柱的跨中挠度在 9.6mm 附近波动，在各钢筋强度下，较 HPB300 配筋时的跨中挠度表现仅分别变化了 2.39%、1.64%、3.76%。

在同一纵筋强度下，回字形强轴压弯柱、工字形强轴压弯柱、回字形弱轴压弯柱三种柱体在大偏心受压时承载力与跨中挠度表现仍较为接近。以 HPB300 强度等级时的试件为例，同回字形强轴压弯试件相比，工字形强轴压弯柱、回字形弱轴压弯柱的极限承载力分别降低了 0.82%、5.86%；跨中挠度分别变化了 4.28%，1.43%。而工字形弱轴压弯柱极限承载力与跨中挠度均与其他试件相差较大，与回字形强轴压弯试件相比，各级纵筋强度下，极限承载力分别减少了 48.92%、48.79%、48.26%，46.99%，跨中挠度分别增加了 24.85%，26.47%，30.18%，19.50%。

综上所述，纵筋强度对于大小偏心受压柱体的极限承载力及跨中挠度影响较小，随着纵筋强度的提高，承载力有略微增加的趋势，而跨中挠度则保持在同一水平附近。在不同纵筋强度下，除回字形弱轴偏心受压柱，其余类型柱体响应均较为接近，而回字形弱轴偏心受压柱的响应均与其他类型柱体相差较大，其中，在小偏心受压条件下，跨中挠度的变化相对更大；在大偏心受压条件下，极限承载力的变化相对更大。

5.5.3 纵筋配筋率

为研究不同纵筋配筋率条件下预制拼接槽型 UHPC 柱偏心受力性能的差异，利用 ABAQUS 基于前述验证合理的有限元模型分析单侧配筋率分别为 0.83%、1.19%、1.62%和 2.12%时的柱体响应。其中，配筋率通过改变纵筋直径而进行修改，对应纵筋直径取值分别为 10mm、12mm、14mm、16mm。

不同配筋率下各小偏心受压模型柱的参数及计算结果等见表 5.9。

表 5.9 不同配筋率下各小偏心受压模型柱参数及计算结果

试件	单侧配筋率/%	拼接 方式	压弯 方向	偏心距 /mm	极限承载力 /kN	跨中挠度 /mm
R-S-3-D10	0.83				3688	4.96
R-S-3-D12	1.19	回字形	强轴		3813	4.97
R-S-3-D14	1.62	拼接	压弯		3962	4.99
R-S-3-D16	2.12				4132	5.00
I-S-3-D10	0.83			32.5	3822	5.16
I-S-3-D12	1.19	工字形	强轴		3951	5.26
I-S-3-D14	1.62	拼接	压弯		4101	5.24
I-S-3-D16	2.12				4267	5.21

(续表)

试件	单侧配筋率/%	拼接方式	压弯方向	偏心距/mm	极限承载力/kN	跨中挠度/mm
R-W-3-D10	0.83				3510	5.27
R-W-3-D12	1.19	回字形	弱轴		3635	5.28
R-W-3-D14	1.62	拼接	压弯		3783	5.29
R-W-3-D16	2.12				3954	5.29
I-W-3-D10	0.83			32.5	2911	8.61
I-W-3-D12	1.19	工字形	弱轴		3022	8.53
I-W-3-D14	1.62	拼接	压弯		3166	8.98
I-W-3-D16	2.12				3318	8.89

注：R-S-3-D12、I-S-3-D12、R-W-3-D12、I-W-3-D12 即为原 R-S-3-P、I-S-3-P、R-W-3-P、I-W-3-P 模型

通过计算，可得到 32.5mm 偏心距下不同拼接方式与压弯方向的小偏心受压预制拼接槽型 UHPC 柱在不同配筋率下的荷载-挠度曲线如图 5.14，并可得到纵筋强度对小偏心受压柱体响应的影响如图 5.15。

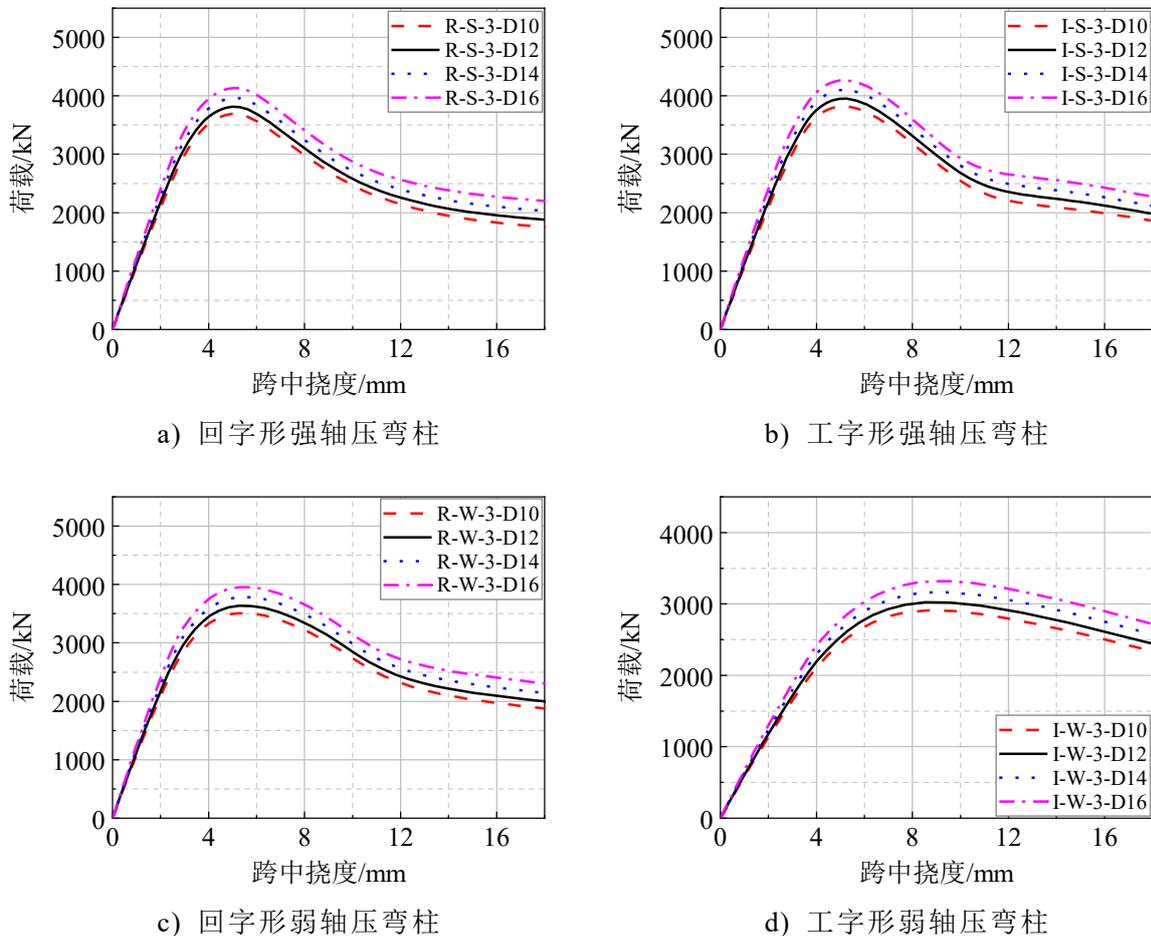


图 5.14 不同配筋率下小偏心受压模型柱荷载-挠度曲线

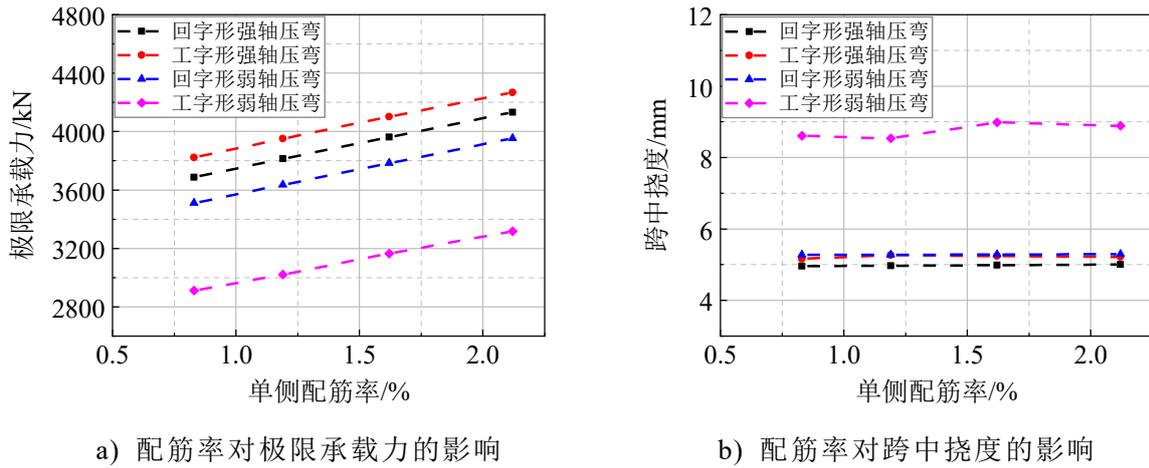


图 5.15 配筋率对小偏心受压柱体响应的影响

从图 5.14 及图 5.15 中可以看出，在小偏心受压时，各拼接形式及压弯方向柱体的承载力、跨中挠度等响应的变化趋势几乎一致。随着纵筋配筋率提高，小偏心受压柱的承载力也有随之提高的趋势；跨中挠度则几乎没有变化；各类型柱体的侧向刚度均略有增大，这主要是由于更多的钢筋替代了 UHPC，而钢筋的刚度远大于 UHPC，因此会出现柱体侧向刚度增大的现象。以回字形强轴压弯柱为例，单侧配筋率从 0.83% 提高至 2.12% 后，偏压柱的极限承载力从 3688kN 增加至 4132kN，相较于 0.83% 配筋率柱体，其余配筋率下柱体承载力分别增加了 3.39%，7.43%，12.04%；回字形强轴压弯柱的跨中挠度在 5mm 上下浮动，相较于 0.83% 配筋率柱体，其余配筋率下柱体跨中挠度分别变化了 0.32%，0.65%，0.97%。

在同一配筋率条件下，回字形强轴压弯柱、工字形强轴压弯柱、回字形弱轴压弯柱三种柱体表现接近，承载力呈现出回字形弱轴压弯柱、回字形强轴压弯柱、工字形强轴压弯柱依次增加的趋势，跨中挠度则相差不大，其中工字形强轴压弯柱、回字形弱轴压弯柱跨中挠度接近一致，略大于回字形强轴压弯柱跨中挠度，以 0.83% 单侧配筋率时的试件为例，同回字形强轴压弯试件相比，工字形强轴压弯柱、回字形弱轴压弯柱的极限承载力分别增加了 3.63%，-4.83%；跨中挠度分别变化了 4.14%，6.38%。而工字形弱轴压弯柱则由于截面与拉压侧钢筋面积的削弱，极限承载力与跨中挠度均与其他试件相差较大，其中极限承载力小于其余柱体形式试件，跨中挠度则远大于其他形式试件，同时峰后性能表现出更大的塑性，与回字形强轴压弯试件相比，各级配筋率下，极限承载力分别减少了 21.07%，20.74%，20.09%，19.70%，跨中挠度分别增加了 73.73%，71.61%，80.07%，77.68%。

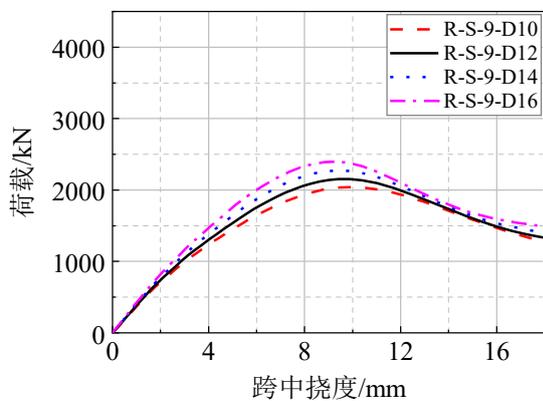
不同配筋率下各大偏心受压模型柱的参数及计算结果等见表 5.10。

表 5.10 不同配筋率下各大偏心受压模型柱参数及计算结果

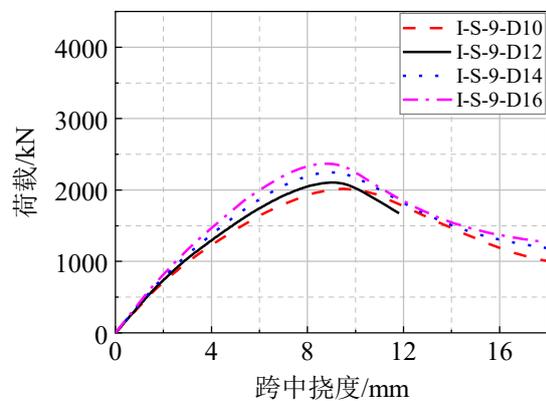
试件	单侧配筋率/%	拼接方式	压弯方向	偏心距/mm	极限承载力/kN	跨中挠度/mm
R-S-9-D10	0.83				2040	9.77
R-S-9-D12	1.19	回字形	强轴		2153	9.41
R-S-9-D14	1.62	拼接	压弯		2273	9.45
R-S-9-D16	2.12				2395	9.10
I-S-9-D10	0.83				2016	9.49
I-S-9-D12	1.19	工字形	强轴		2105	9.00
I-S-9-D14	1.62	拼接	压弯		2248	8.93
I-S-9-D16	2.12				2370	8.79
R-W-9-D10	0.83			97.5	1920	9.77
R-W-9-D12	1.19	回字形	弱轴		2031	10.06
R-W-9-D14	1.62	拼接	压弯		2143	10.08
R-W-9-D16	2.12				2270	9.35
I-W-9-D10	0.83				1036	12.06
I-W-9-D12	1.19	工字形	弱轴		1114	12.25
I-W-9-D14	1.62	拼接	压弯		1200	11.86
I-W-9-D16	2.12				1295	11.50

注：R-S-9-D12、I-S-9-D12、R-W-9-D12、I-W-9-D12 即为原 R-S-9-P、I-S-9-P、R-W-9-P、I-W-9-P 模型

通过计算，可得到 97.5mm 偏心距下不同拼接方式与压弯方向的大偏心受压预制拼接槽型 UHPC 柱在不同配筋率下的荷载-挠度曲线如图 5.16，并可得到纵筋强度对大偏心受压柱体响应的影响如图 5.17 图 5.15。



a) 回字形强轴压弯柱



b) 工字形强轴压弯柱

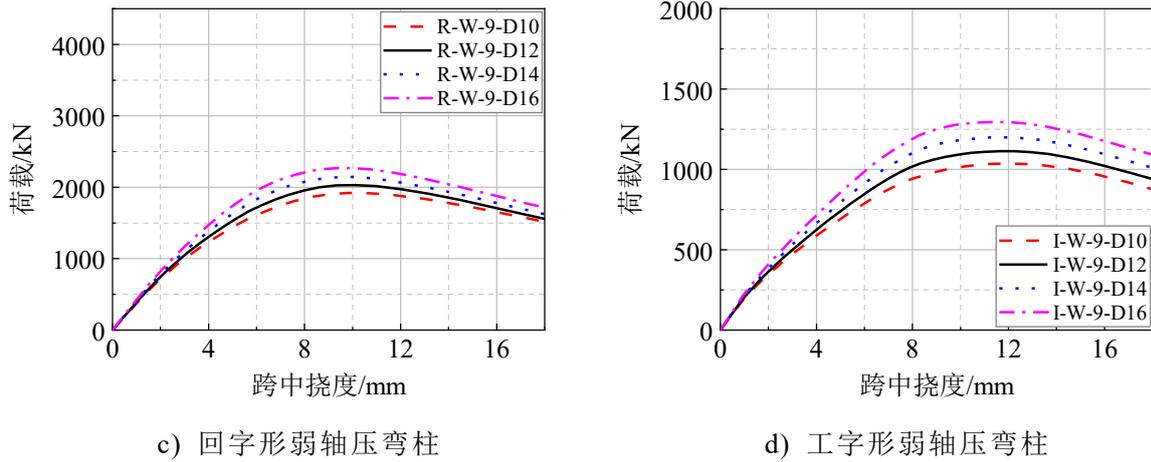


图 5.16 不同配筋率下大偏心受压模型柱荷载-挠度曲线

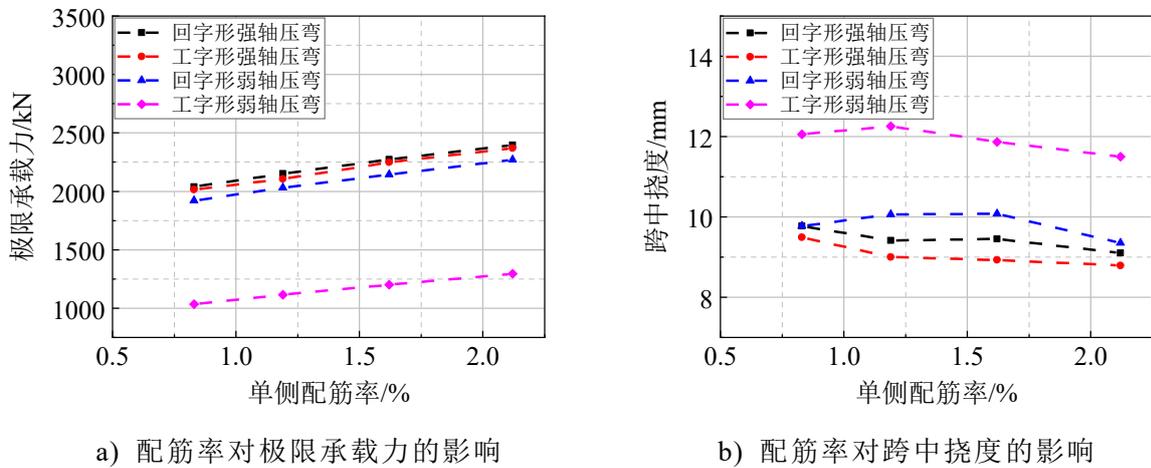


图 5.17 配筋率对大偏心受压柱体响应的影响

从图 5.16 及图 5.17 中可以看出，在大偏心受压时，各拼接形式及压弯方向柱体的承载力、跨中挠度等响应的变化趋势几乎一致。随着纵筋配筋率的提高，各类型大偏心受压柱的承载力均随之线性增加；跨中挠度则变化较小，整体呈现出随之下降的趋势；各类型柱体的侧向刚度也有随之略微增大的趋势，与小偏心时变化一致。仍以回字形强轴压弯柱为例，单侧配筋率从 0.83% 提高至 2.12% 后，偏压柱的极限承载力从 2040kN 增加至 2395kN，相较于 0.83% 单侧配筋率的柱体，其余配筋率下回字形强轴大偏心受压柱的承载力分别增加了 5.51%，11.42%，17.40%；跨中挠度分别下降了 3.67%、3.29%、6.83%。

在同一配筋率条件下，回字形强轴压弯柱、工字形强轴压弯柱、回字形弱轴压弯柱三种柱体表现始终较为接近。以 0.83% 单侧配筋率时的试件为例，同回字形强轴压弯试件相比，工字形强轴压弯柱、回字形弱轴压弯柱的极限承载力分别降低了 1.18%、5.88%；跨中挠度分别变化了 2.88%、0.00%。而工字形弱轴偏心受压柱在大偏心受压条件下仍与其他试件表现相差较大，以与回字形强轴压弯试件相比为例，各级配筋率下，极限承载力分别减少了 49.22%，48.26%，47.21%，

45.93%；跨中挠度分别增加了 23.40%，30.18%，25.54%，26.33%。

综上所述，纵筋配筋率对于大小偏心受压柱体的极限承载力及跨中挠度影响较小，随着纵筋配筋率的提高，承载力有增加的趋势，跨中挠度则在小偏心受压时会保持在同一水平附近，而在大偏心受压时会有略微降低的趋势。在不同配筋率条件下，除回字形弱轴偏心受压柱，其余类型柱体响应均较为接近，而回字形弱轴偏心受压柱在大小偏心下的响应均与其他类型柱体相差较大，其中，在小偏心受压条件下，跨中挠度的变化相对更大；在大偏心受压条件下，极限承载力的变化相对更大。

从以上分析中可以看出，UHPC 强度、纵筋强度、纵筋配筋率对于柱体响应（极限承载力、跨中挠度等）均有一定的影响。但相比较而言，UHPC 强度对于柱体的响应（极限承载力、跨中挠度等）是更加敏感的影响因素。

5.6 本章小结

本章通过 ABAQUS 软件，对本文试验部分的 14 根预制拼接槽型 UHPC 柱体与 2 根整浇柱体进行了有限元模拟分析，详细描述了试件有限元模型的建立过程并给出了相关依据和具体参数设置。通过将模拟得到的极限承载力、荷载-跨中挠度曲线与试验结果进行对比，验证了模型的正确性以及合理性。并基于已验证的有限元模型，完成了对 32.5mm 偏心距下四种不同偏心距及压弯方向构件的参数化分析，参数变量包括 UHPC 强度、纵筋强度、单侧配筋率。得到主要结论如下：

（1）本次模拟得到的承载力及跨中挠度与试验结果基本吻合。造成部分试件误差的原因是多样的，比如边界条件较为理想化，未考虑材料的离散性，未考虑钢筋与混凝土之间的粘结滑移效应等，这些是后续研究中需要考虑并加强的方面。

（2）本章模型可以很好的反应预制拼接槽型 UHPC 柱在轴压或偏压荷载作用下的性能表现，同时验证了建模过程中材料本构关系的选取、接触关系定义、边界条件定义、初始状态施加等各方面的合理性，并为参数分析奠定了基础。

（3）通过参数分析发现，随着 UHPC 强度提高，偏压柱体的极限承载力接近线性增加，跨中挠度也随之增大；而随着纵筋强度或配筋率的提高，偏压柱的承载力也有随之提高的趋势，但提高幅度不大；跨中挠度几乎没有变化。

（4）在同一参数条件下，回字形强轴压弯柱、工字形强轴压弯柱、回字形弱轴压弯柱三种柱体表现接近。而工字形弱轴压弯柱的极限承载力小于其余柱体形式试件，跨中挠度则远大于其他形式试件，表现出更好的塑性性能。

（5）相比于纵筋强度与配筋率，无论是在小偏心还是大偏心条件下，UHPC 强度对于柱体响应（极限承载力、跨中挠度等）都是更加敏感的影响因素。

结论与展望

本文发挥装配式建筑和 UHPC 各自优势，将 UHPC 引入到装配式建筑结构中，同时针对湿式连接需现场浇筑，且 UHPC 需蒸汽养护等问题，提出了一种基于螺栓连接的预制拼接槽型 UHPC 柱。为研究其抗压性能，完成了 14 根预制拼接槽型 UHPC 柱和 2 根整浇 UHPC 柱在轴心荷载及偏心荷载作用下的破坏性试验，对其破坏模式、承载能力和变形性能进行了详细分析。基于试验结果，对预制拼接槽型 UHPC 柱的极限承载力进行了分析。并建立有限元模型对试验结果进行了模拟，分析不同参数下试件的响应。综上，本文得出主要结论如下：

(1) 预制拼接槽型 UHPC 柱在不同偏心距下，表现出不同的破坏形态，主要分为小偏心受压破坏和大偏心受拉破坏。

(2) 在相同尺寸与配筋下，预制拼接槽型 UHPC 柱的承载力随偏心距的增加而减小。相同偏心距下，预制拼接槽型 UHPC 柱在不同拼接方式和压弯方向下的承载力和变形基本一致，仅工字形弱轴压弯试件由于截面的削弱，承载能力相对较低，但其表现出更好的变形性能。

(3) 通过对各个试件应变变化的分析，发现在试件破坏时，受压侧纵筋均屈服，纵筋得到较为充分的利用。在轴压、32.5mm 偏心距、65mm 偏心距下，仅受压侧纵筋达到了屈服；在偏心距为 97.5mm 时，受拉侧纵筋也达到了屈服点，试件表现出大偏心破坏形态。UHPC 应变变化表明截面基本符合平截面假定。

(4) 参考我国现行规范建议，对预制拼接槽型 UHPC 柱的承载力进行了理论计算，结果表明，规范高估了轴心受压试件承载力达 11.98%；偏压承载力计算中，现行规范建议的附加偏心距偏大，在考虑二阶效应及附加偏心距的影响后，规范可以偏安全的计算偏心受压柱的承载力。

(5) 将我国规范计算结果与美国规范、欧洲规范计算结果进行对比发现，在轴心受压承载力计算中，欧洲规范最为保守，美国规范次之，中国规范再次；在偏心受压承载力计算中，考虑构件二阶效应及附加偏心距的影响后，欧洲规范最为保守，中国规范次之，美国规范则排在最后。

(6) 利用 ABAQUS 对试件进行建模分析，确定了合适的材料本构模型、接触关系、边界条件和网格划分等定义，利用初始状态模型以更加合理的方式施加了螺栓预紧力。通过将结果对比发现，模型柱的响应与试验柱基本一致，验证了模型的适用性。

(7) 基于已验证的有限元模型，分别控制 UHPC 强度、纵筋强度、配筋率为自变量，以 32.5mm 和 97.5mm 偏心距下的试件作为大小偏心试件代表，对四种

不同拼接方式及压弯方向构件进行了参数化分析。分析结果表明：随着 UHPC 强度、纵筋强度及配筋率的提高，偏压柱体的极限承载力均得到提升。其中，UHPC 强度的影响最明显，纵筋强度及配筋率的影响则相对较小。而偏压柱体的跨中挠度则仅随着 UHPC 强度的提高而增大，纵筋强度及配筋率对跨中挠度的影响可以忽略。

本文仅对预制拼接槽型 UHPC 柱进行了一些探索性的研究，限于作者水平及试验条件等方面，缺少对预制拼接槽型 UHPC 柱受力性能更加深入的理论分析。要系统研究预制拼接槽型 UHPC 柱的受压性能，未来还有许多工作要做。具体内容如下：

(1) 本文研究重点为预制拼接槽型 UHPC 柱在偏心受压作用下的性能表现，对其轴压作用下的表现研究较少，需要进一步研究。

(2) 本文中预制拼接槽型 UHPC 柱在破坏时出现子构件多处破坏的现象，这与截面突变处应力集中现象有关，可对截面进一步优化以防止此现象的产生。此外，目前对预制拼接槽型 UHPC 柱的合理构造方面缺少研究，对箍筋形式和螺栓间距等方面可进一步研究，以优化结构设计。

(3) 在预制拼接槽型 UHPC 轴压承载力理论计算中，中国规范高估了轴压试件的承载力，需要进行更多的研究以对规范给出合理的建议；而在偏压承载力理论计算中，采用了运用较广的中美欧相关设计规范，但这些规范均未考虑 UHPC 受拉区的有利影响，需进行进一步的研究。

(4) 进行更多参数的数值模拟分析，例如长细比、加劲勒间距等参数分析，更加深入的了解不同拼接形式及压弯方向柱体受力性能差异，为预制拼接槽型 UHPC 柱的合理设计提供更多依据。

参考文献

- [1] 住房和城乡建设部. 住房和城乡建设部关于印发“十四五”建筑业发展规划的通知. http://www.gov.cn/zhengce/zhengceku/2022-01/27/content_5670687.htm, 2022-01-19
- [2] 住房和城乡建设部等. 住房和城乡建设部等部门关于推动智能建造与建筑工业化协同发展的指导意见. http://www.gov.cn/zhengce/zhengceku/2020-07/28/content_5530762.htm, 2020-07-03
- [3] 沈蒲生. 混凝土结构设计原理. 北京: 高等教育出版社, 2012: 1-6
- [4] Zhou M, Lu W, Song J, et al. Application of ultra-high performance concrete in bridge engineering. *Construction and Building Materials*, 2018, 186: 1256-1267
- [5] Yoo D Y, Park J J, Kim S W, et al. Early age setting, shrinkage and tensile characteristics of ultra high performance fiber reinforced concrete. *Construction and Building Materials*, 2013, 41: 427-438
- [6] Richard , Cheyrez M. Composition of Reactive Powder Concrete Research. *Cement and Concrete Research*,1995,1255(7):1501-1511
- [7] Larrard F de, Sedran T. Optimization of ultra-high-performance concrete by the use of a packing model. *Cement and concrete research*, 1994, 24(6): 997-1009
- [8] 方志, 杨剑. FRP 和 RPC 在土木工程中的研究与应用. *铁道科学与工程学报*, 2005, 2(4): 54-61
- [9] Xue J Q, Briseghella B, Huang F Y, et al. Review of ultra-high performance concrete and its application in bridge engineering. *Construction and Building Materials*, 2020, 260: 119844
- [10] 中国混凝土与水泥制品协会 UHPC 分会. 2019 年度中国超高性能混凝土 (UHPC)技术与应用发展报告. *混凝土世界*, 2020(2) : 30-43
- [11] Blais P Y, Couture M. Precast, Prestressed Pedestrian Bridge - World's First Reactive Powder Concrete Structure. *PCI Journal*, 1999, 44(5): 60-71
- [12] 邵旭东, 邱明红, 晏班夫等. 超高性能混凝土在国内外桥梁工程中的研究与应用进展. *材料导报*, 2017, 31(23): 33-43
- [13] Behloul M, Lee K C. Ductal® seonyu footbridge. *Structural Concrete*, 2003, 4(4): 195-201
- [14] Sparowitz L, Freytag B, Reichel M, et al. Wild bridge—A sustainable arch made of UHPFRC. In: *Proceedings of the 3rd Chinese-Croatian Joint Colloquium on*

- Long Span Arch Bridges. Zagreb, Croatia. 2011: 45-70
- [15] 魏亚雄. 节段拼装活性粉末混凝土箱梁桥力学性能与施工控制研究[湖南大学硕士学位论文]. 长沙: 湖南大学, 2015, 1-27
- [16] 邵旭东,樊伟,黄政宇. 超高性能混凝土在结构中的应用. 土木工程学报, 2021, 54(01): 1-13
- [17] 吴望苗, 张乐华, 吴界纬等. 超高性能混凝土 UHPC 在装配式的建筑表皮中的应用与展望. 城市建筑, 2021, 18(17):100-105
- [18] 吴香国, 陶晓坤, 于士彦等. 高性能复合夹芯外挂墙板应用研究进展. 建筑结构, 2020(S01): 611-616
- [19] Graybeal B, Brühwiler E, Kim B S, et al. International perspective on UHPC in bridge engineering. Journal of Bridge Engineering, 2020, 25(11): 04020094
- [20] Brühwiler E, Denarié E. Rehabilitation and strengthening of concrete structures using ultra-high performance fibre reinforced concrete. Structural Engineering International, 2013, 23(4): 450-457
- [21] Brühwiler E. “Structural UHPFRC”: Welcome to the post-concrete era! In: International Inter-active Symposium on Ultra-High Performance Concrete. Iowa State University Digital Press, 2016, 1(1)
- [22] Paschalis S A, Lampropoulos A P, Tsioulou O. Experimental and numerical study of the performance of ultra high performance fiber reinforced concrete for the flexural strengthening of full scale reinforced concrete members. Construction and building materials, 2018, 186: 351-366
- [23] 中国混凝土与水泥制品协会 UHPC 分会. 2021 年中国超高性能混凝土(UHPC)技术与应用发展报告(下). 混凝土世界, 2022(03): 32-38
- [24] 张高展, 吴明明, 杨军等. 低收缩防辐射超高性能混凝土的制备及其性能形成机理. 硅酸盐学报, 2021, 49(11):2405-2415
- [25] 付浩兵, 丁庆军, 李宏斌. 重晶石粉对防辐射超高性能混凝土性能的影响. 武汉理工大学学报, 2021, 43(5):9-15
- [26] 陈惠苏, 孙伟, 赵国堂等. 人行道盖板生态纤维增强混凝土技术研究. 铁道建筑, 2010 (9): 127-131
- [27] 石磊. RPC130 活性粉末混凝土在石武客专铁路工程盖板生产中的应用研究. 铁道建筑, 2011(05): 134-135
- [28] 常青. 严寒地区高速铁路 RPC130 活性粉末混凝土材料应用. 中国建材科技, 2014, 23(01): 38-39+47
- [29] Graybeal B A. Compressive behavior of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete. ACI materials journal, 2007, 104(2): 146

- [30] 黄政宇, 谭彬. 活性粉末钢纤维混凝土受压应力-应变全曲线的研究. 三峡大学学报: 自然科学版, 2007, 29(5): 415-420
- [31] Graybeal B A, Davis M. Cylinder or cube: strength testing of 80 to 200 MPa (11.6 to 29 ksi) ultra-high-performance fiber-reinforced concrete. *ACI Materials Journal*, 2008, 105(6): 603
- [32] Hassan A M T, Jones S W, Mahmud G H. Experimental test methods to determine the uniaxial tensile and compressive behaviour of ultra high performance fibre reinforced concrete (UHP-FRC). *Construction and building materials*, 2012, 37: 874-882
- [33] Wille K, El-Tawil S, Naaman A E. Properties of strain hardening ultra high performance fiber reinforced concrete (UHP-FRC) under direct tensile loading. *Cement and Concrete Compo-sites*, 2014, 48: 53-66
- [34] Yang X, Zohrevand P, Mirmiran A. Behavior of ultrahigh-performance concrete confined by steel. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2016, 28(10): 04016113
- [35] Mander J B, Priestley M J N, Park R. Observed stress-strain behavior of confined concrete. *Journal of structural engineering*, 1988, 114(8): 1827-1849
- [36] Razvi S, Saatcioglu M. Confinement model for high-strength concrete. *Journal of Structural Engineering*, 1999, 125(3): 281-289
- [37] 胡翱翔, 梁兴文, 于婧等. 超高性能混凝土轴心受拉力学性能试验研究. 湖南大学学报 (自然科学版), 2018, 45(9): 30-37
- [38] Sugano S, Kimura H, Shirai K. Study of new RC structures using ultra-high-strength fiber-reinforced concrete (UFC)-The challenge of applying 200 MPa UFC to earthquake resistant building structures. *Journal of advanced concrete technology*, 2007, 5(2): 133-147
- [39] Hosinieh M M, Aoude H, Cook W D, et al. Behavior of ultra-high performance fiber reinforced concrete columns under pure axial loading. *Engineering Structures*, 2015, 99: 388-401
- [40] 唐昌辉, 刘冬明. 活性粉末混凝土柱轴心受压试验研究. 中国科技论文, 2016, 11(1): 7-11
- [41] 杨克家, 孙林柱, 李桅等. RPC 中空受压构件截面设计及受力性能研究. *工程力学*, 2016, 33(05): 166-175
- [42] Shin H O, Min K H, Mitchell D. Confinement of ultra-high-performance fiber reinforced concrete columns. *Composite Structures*, 2017, 176: 124-142
- [43] Shin H O, Min K H, Mitchell D. Uniaxial behavior of circular ultra-high-

- performance fiber-reinforced concrete columns confined by spiral reinforcement. *Construction and Building Materials*, 2018, 168: 379-393
- [44] Hung C C, Hu F Y. Behavior of high-strength concrete slender columns strengthened with steel fibers under concentric axial loading. *Construction and Building Materials*, 2018, 175: 422-433
- [45] 杨俊, 周建庭, 丁鹏等. 低配筋 UHPC 中空短柱轴心受压力学性能. *中国公路学报*, 2019, 32(3): 81-92
- [46] Hung C C, Yen C H. Compressive behavior and strength model of reinforced UHPC short columns. *Journal of Building Engineering*, 2021, 35: 102103
- [47] 常亚峰, 师俊平, 侯亚鹏等. 箍筋约束超高性能混凝土短柱轴压承载力试验研究. *复合材料学报*, 2022, 39
- [48] Malik A R, Foster S J. Behaviour of reactive powder concrete columns without steel ties. *Journal of advanced concrete technology*, 2008, 6(2): 377-386
- [49] 刘畅. 活性粉末混凝土偏心受压构件破坏机理的试验研究[北京交通大学硕士学位论文]. 北京: 北京交通大学, 2012
- [50] Heimann M, Schmidt H, Tran N L, et al. Zuverlässigkeit hochbeanspruchter Druckglieder aus UHPC. *Beton-und Stahlbetonbau*, 2013, 108(1): 2-12
- [51] Steven G, Empelmann M. Gedrungene Stützen aus UHPFRC mit hochfester Längs-bewehrung. *Beton-und Stahlbetonbau*, 2014, 109(5): 344-354
- [52] Hadi M N.S., Al-Tikrite A. Behaviour of fibre-reinforced RPC columns under different loading conditions. *Construction and Building Materials*, 2017, 156: 293-306
- [53] Shi C H, Long M, Cao C Y, et al. Mechanical property test and analytical method for Reactive Powder Concrete columns under eccentric compression. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 2017, 21(4): 1307-1318
- [54] Hung C C, Hu F Y, Yen C H. Behavior of slender UHPC columns under eccentric loading. *Engineering Structures*, 2018, 174: 701-711
- [55] 陈正. 钢筋 RPC 偏压构件受力性能及 RPC 加固混凝土箱梁应用研究[湖南大学硕士学位论文]. 长沙: 湖南大学, 2019.
- [56] Ma K Z, Ma Y D, Liu B Q. Research on eccentric compression of ultra-high performance fiber reinforced concrete columns. *Structural Engineering and Mechanics*, 2019, 71(3): 211-221
- [57] 活性粉末混凝土结构技术规程: DBJ43/T325-2017. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017
- [58] 混凝土结构设计规范: GB50010-2010(2015 年版). 北京: 中国建筑工业出版社

- 社, 2015
- [59] French standard. NF P 18-470 Concrete-Ultra-high performance fibre-reinforced concrete - Specifications, performance, production and conformity. Paris: Association Française de Normalisation, 2016, 1-94
- [60] French standard. NF P 18-710 National addition to Eurocode 2 - design of concrete structures: Specific rules for Ultra-High Performance Fibre - Reinforced Concrete (UHPC). Paris: Association Française de Normalisation, 2016, 1-136
- [61] 活性粉末混凝土: GB/T 31387-2015. 北京: 中国标准出版社, 2015
- [62] 混凝土强度检验评定标准: GB/T 50107-2010. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010
- [63] 混凝土物理力学性能试验方法标准: GB/T 50081-2019. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019
- [64] 金属材料拉伸试验第 1 部分: 室温试验方法: GB/T 228.1-2021. 北京: 中国标准出版社, 2021
- [65] 阮宝湘. 螺栓的拧紧力矩系数. 工程力学, 1985, 2(2): 132-137
- [66] 混凝土结构试验方法标准: GB/T 50152-2012. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012
- [67] Building code requirements for structural concrete and commentary: ACI 318-19. American Concrete Institute, 2019
- [68] Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings: EN 1992-1-1. British Standards Institution, 2004
- [69] 许晶. 钢筋混凝土结构的二阶效应及非线性分析[大连理工大学博士学位论文]. 大连: 大连理工大学, 2013
- [70] 康佩. 活性粉末混凝土构件在受弯, 受剪, 受压状态下的设计计算方法[北京交通大学硕士学位论文]. 北京: 北京交通大学, 2012
- [71] 李楚舒, 李立, 陈云波等. 附加偏心距和 $P-\delta$ 效应相关规定的演化与讨论. 第五届全国建筑结构技术交流会论文集, 2015
- [72] 石亦平, 周玉蓉. ABAQUS 有限元分析实例详解. 机械工业出版社, 2006: 2-4
- [73] 王玉镗, 傅传国. ABAQUS 结构工程分析及实例讲解. 中国建筑工业出版社, 2010:1-6
- [74] 聂建国, 王宇航. ABAQUS 中混凝土本构模型用于模拟结构静力行为的比较研究. 工程力学, 2013 (4): 59-67
- [75] Chen L F, Graybeal B A. Modeling structural performance of ultrahigh performance concrete I-girders. Journal of Bridge Engineering, 2012, 17(5): 754-764
- [76] 单波. 活性粉末混凝土基本力学性能的试验与研究[湖南大学硕士学位论文].

长沙: 湖南大学, 2002

- [77] 张哲, 邵旭东, 李文光等. 超高性能混凝土轴拉性能试验. 中国公路学报, 2015, 28(8): 50-58
- [78] 种讯, 陈子星, 蒋庆等. 螺栓连接装配式混凝土剪力墙抗震性能研究. 工业建筑, 2023: 1-13
- [79] The JCSS Probabilistic Model Code. Joint Committee on Structural Safety, 2001: 2-5

附录 A（攻读学位期间所发表的学术论文）

- [1] 周云, 周易, 李剑等. 预制拼接槽型 UHPC 柱偏心受压性能试验研究. 湖南大学学报(自然科学版), 已录用, 待发表, 文章编号 tm20220912005

致 谢

岁月匆匆，转瞬即逝，如今毕业在即，回首望去，思绪万千。借此契机，我要向在此期间给予我支持和鼓励的老师、父母、同学和友人表达我最衷心的感谢！

首先，要感谢我的恩师——周云教授。本科时期，周老师在课上幽默机智的谈吐、诲人不倦的治学态度便深深吸引了我，而后有幸在研究生阶段于周老师门下学习。学术上，周老师严谨求实，学识渊博，从研究方向的选择，到试验方案的确定，再到论文的意见回复与修改，我的每一步前进都是在周老师的耐心指导下完成的；生活上，周老师也给予我们很大的关怀，乐于与我们交流，并尊重我们的选择，给予我们支持。师恩浩荡，感激之情难以言表，唯有铭记于心。

感谢课题组的各位兄弟姐妹对我一路的支持。感谢聂晶鑫、叶鹏、陈嘉豪、赵贺俊、张鑫、周晓枫、危俊杰在我试验准备阶段给予的无私帮助；感谢叶鹏、张文杰、胡锦涛、陈嘉豪、罗师兄在我论文撰写期间的温暖陪伴；感谢郝师兄、胡锦涛在我小论文撰写与修改阶段给予的支持；感谢刘鹏在工作方面的交流；感谢张保证、李自强在学术和生活上的鼓舞；感谢阳建波、胡建鑫、赵瑜三位师兄在学术上的指点；感谢师兄裴熠麟，师姐周赛、程依婷，师弟冷建波、陈建炜、汪柏煊，师妹郑佳缘、张路遥、徐晓婉、李婷的帮助。此外，感谢湘潭大学陈俊老师课题组在试验开展期间的大力支持；感谢在我试验准备阶段给予帮助的各个师门的同学。感谢挚友杜春锦，八年情谊，历久弥坚。感谢室友邓高翔、奉礼鑫三年来的包容与陪伴。感谢女友多年的陪伴，在我困难的阶段始终给予我安慰和鼓励，助我走出阴霾。

感谢父母一直以来对我的无限包容与支持，你们永远是最坚强的后盾，正是你们的付出与关怀，给了我不断前进的力量和勇气。

再次向各位表达由衷的谢意，非常感谢大家的帮助！

麓山巍巍，湘水泱泱，教室里的铃声照常响起，土木院楼的大门照常敞开，一切依旧，唯有一位学子将要踏上人生的下一段旅途。在此，惟愿诸君在未来的日子里不忘初心，一帆风顺，前程似锦！

周易

2023年4月7日

于岳麓山下