方钢管混凝土柱-U 形钢组合梁分离式内隔板 节点抗剪性能研究



重庆大学硕士学位论文

(学术学位)

学生姓名:刘吉春

指导教师:程 睿 副教授

学科门类: 工 学

学科名称: 土木工程

研究方向: 结构工程

答辩委员会主席:杨 越 教授级高工

授位时间: 2022 年 6 月

Study on Shear Behavior of Concrete-filled Square Steel Tubular Column to U-shaped Steel and Concrete Composite Beam Joints with T-shaped Interior Diaphragm



A Thesis Submitted to Chongqing University

in Partial Fulfillment of the Requirement for the

Master's Degree of Engineering

By

Jichun Liu

Supervised by A.P. Rui Cheng

June, 2022

摘 要

方钢管混凝土柱具有承载力高、塑性及抗震性能好、施工简单、方便预制等特点。近年来,U形钢-混凝土组合梁(以下简称U形梁)也因其诸多优良性能受到研究者的青睐。但对于U形梁与方钢管混凝土柱连接节点的研究尚处于起步阶段。为保证传力的可靠性,钢管混凝土柱与梁的连接节点处通常需要设置内隔板。但当柱截面较小时,内隔板的施工非常困难,其焊缝质量难以保证。采用贯通内隔板或外环板节点形式可以避免钢管柱内施焊,但贯通内隔板节点连接的焊接量较大,且凸出的隔板也可能会影响室内的美观。而外环板节点的环板尺寸一般较大,耗材较多,同时凸出的外环板除了可能影响建筑的使用外,还可能会对装配式部品部件的安装带来不便。为了避免上述传统节点形式可能存在的问题,针对一定截面尺寸范围的组合柱,采用分离式内隔板节点可以实现节点形式的优化。钢管混凝土柱分离式内隔板节点具有构造简单、适用范围广、加工制作方便、工业化生产程度高等优点,其能提高加工效率,具有较好的经济效益。本文针对方钢管混凝土柱-U形梁分离式内隔板节点的核心区抗剪性能进行了试验研究和理论分析,得到的主要结果如下:

① 对 4 个方钢管混凝土柱-U 形梁分离式内隔板节点进行了拟静力试验研究, 参数为隔板构造(有无加劲板)、梁顶负筋与柱翼缘连接方式(套筒连接或钢筋贯 穿)和轴压比。考察了各节点试件的破坏模式,并分析了各试件的荷载-位移曲线、 极限承载力及特征点、延性与耗能、强度退化与刚度退化、节点核心区剪力-剪切 变形关系、柱顶水平位移组成、节点连接刚度及应力与应变分布规律。结果表明, 相比于普通钢筋混凝土节点,本文研究的节点具有较好的延性和耗能能力。对于采 用钢筋套筒连接的上下双分离式内隔板节点,在一定范围内增加轴压比(从 0.2 增 加到 0.4,且不考虑挠曲二阶效应),可以小幅提高节点的刚度和抗剪承载力,但会 加快节点的强度退化;还可以有效减缓核心区混凝土裂缝开展,但会导致节点破坏 时间相对提前,累积耗能减少。在内隔板上焊接竖向加劲板反而会对节点的抗剪性 能和耗能性能产生不利影响。

② 采用 ABAQUS 软件对试验进行的 4 个节点试件进行了精细化建模,从试件的荷载-位移滞回曲线、骨架曲线及特征点、破坏形态三个方面与试验进行对比,并重点分析了节点核心区柱钢管和混凝土的应力、应变情况以及节点核心区水平剪力分布规律。建立了适用于节点参数分析的简化有限元模型并进行验证;选取节点核心区混凝土强度、柱腹板屈服强度、柱腹板宽厚比、轴压比、核心区高宽比和加劲板高度 6 个参数,对上下双分离式内隔板节点和下隔板+梁顶负筋贯通两类节

Ι

点的核心区抗剪承载力进行参数分析,为节点核心区抗剪承载力实用计算方法的 提出提供依据。

③ 在试验研究的基础上,结合有限元模拟及参数分析结果,基于核心区柱腹 板剪压复合受力状态下的全截面屈服和混凝土"斜压杆"抗剪力学模型,给出了适 用于本文所研究的方钢管混凝土柱-U 形梁分离式内隔板节点的核心区抗剪承载力 计算方法。其中,柱腹板部分的抗剪体现出轴压比的不利效应;混凝土部分则考虑 了混凝土强度对斜压杆宽度的不利影响,并结合参数分析结果以斜压杆强度折减 的方式考虑这一影响,另外还考虑了柱轴压比增大对核心区混凝土抗剪承载力的 加强作用。最后,将抗剪承载力的试验值、有限元模拟值与公式计算值进行对比, 发现公式具有较好的准确度和适用性。

关键词: 分离式内隔板; 节点抗剪; 拟静力试验; 有限元分析; 计算方法

Abstract

Concrete-filled steel tubular (CFST) columns have the characteristics of high bearing capacity, good plasticity and seismic performance, simple construction and convenient prefabrication. In recent years, U-shaped steel-concrete composite (USCC) beams are also favored by researchers because of their plentiful excellent properties. However, the research on the CFST joints using USCC beams is still in the initial stage. To ensure the reliability of force transmission, it is usually necessary to set interior diaphragms at the joint of CFST column to beam. However, when the column section is small, the construction of interior diaphragms is difficult, and its weld quality is difficult to guarantee. Internal welding can be avoided by using the joint form of through inner diaphragm or external diaphragm, but the welding work of through inner diaphragm is large, and may affect the indoor appearance. The size of external diaphragm is generally larger, and there are more consumables. Meanwhile, the external diaphragm may not only affect the use of the building, but also may bring inconvenience to the installation of assembled parts. In order to avoid the problems that might exist in the traditional joint forms, the joint forms can be optimized by using T-shaped interior diaphragms joints for composite columns with a certain range of sectional sizes, which has the advantages of simple structure, wide application range, convenient processing and high industrial production, thus improving the processing efficiency and bringing economic benefits. In this paper, experimental research and theoretical analysis are carried out on the shear behavior of the core area of this kind of joint, and the main results are as follows:

(1) Four square CFST column to USCC beam joints with T-shaped interior diaphragms were studied by pseudo-static tests, of which the parameters were the configuration of the diaphragm, the connection mode between negative reinforcement on beam top and column flange and the axial compression ratio. The failure modes of each specimen were investigated. And the load-displacement curves, ultimate bearing capacity including feature points, ductility and energy dissipation, strength and stiffness degradation, shear force-shear deformation relationship at the joint core area, horizontal displacement composition at the top of the column, joint stiffness and stress and strain distribution were analyzed. The results show that the ductility and energy dissipation performance of the joints are better than those of ordinary reinforced-concrete joints. When the axial compression ratio is increased, the stiffness and shear capacity of the

joints with double T-shaped interior diaphragms connected can be slightly improved, but the strength degradation can be accelerated. It can also effectively slow down the development of concrete cracks, but it will lead to the failure time in advance and reduce the accumulated energy consumption. Unexpectedly, welding vertical stiffening plate on the interior diaphragm will adversely affect the shear resistance and energy dissipation performance of the joint.

⁽²⁾ The ABAQUS was used to carry out fine modeling for four joint specimens. The load-displacement hysteretic curves, skeleton curves, characteristic points and the failure mode were compared with the test, and the stress and strain of steel tube and concrete as well as the distribution law of horizontal shear force in the joint core area were analyzed. A simplified finite element model for joint parameter analysis was established and verified. Six parameters, such as the concrete strength, the column web yield strength, the column web width-thickness ratio, the axial compression ratio, the height-width ratio of the core area and the stiffening plate height, were selected to analyze the shear capacity of the core area for the two kinds of joints. It provides the basis for the establishment of practical calculation method of shear capacity of the core area.

⁽³⁾ On the basis of the experimental study, combined with the results of finite element simulation and parameter analysis, the calculation method of shear capacity of the core area for the joints studied in this paper was proposed, considering the contributions of the column web and the core compression strut. The column web part is calculated according to the yield of the whole section under the combined stress state of shear and compress, which reflects the adverse effect of axial compression ratio. In the concrete part, the adverse effect of concrete strength on the width of the compression strut is considered, and the effect is considered by reducing the strength of the compression strut according to the results of parameter analysis. In addition, the strengthening effect of the increase of column axial compression ratio on the shear strength of the core area concrete is also considered. Finally, the test and finite element simulation values of shear capacity are compared with the calculated values of the formula, and the formula is found to be of good accuracy and applicability.

Keywords: T-shaped interior diaphragm; Shear behavior of joint; Pseudo-static test; Finite element analysis; Calculation method 目

摘	Ĵ	要		I
A	bstra	ct		III
目		录		V
冬	表索	'引		IX
1	绪	论		. 1
	1.1	研究背	骨人意义	. 1
	1.2	国内外	•研究现状	4
		1.2.1	方钢管混凝土构件性能研究	4
		1.2.2	U 形梁构件性能研究	4
		1.2.3	方钢管混凝土柱-H型钢梁节点性能研究	6
		1.2.4	方钢管混凝土柱-H型钢混凝土组合梁节点性能研究	8
		1.2.5	钢管混凝土柱-U形梁节点性能研究	. 9
	1.3	本文主	要工作	10
2	方钢	管混	凝土柱-U 形梁分离式内隔板节点抗剪性能试验研究	13
	2.1	引言		13
	2.2	试验椤	私况	13
		2.2.1	试件设计与制作	13
		2.2.2	材料力学性能	17
		2.2.3	试验装置与加载制度	19
		2.2.4	测量方案	20
	2.3	试验现	2象及破坏模式	22
		2.3.1	试验现象分析	22
		2.3.2	破坏模式总结	29
	2.4	试验结	与果分析	29
		2.4.1	荷载-位移滞回曲线	29
		2.4.2	荷载-位移骨架曲线及承载力分析	32
		2.4.3	延性与耗能	34
		2.4.4	强度退化	37
		2.4.5	刚度退化	38
		2.4.6	节点核心区剪力-剪切变形分析	39
		2.4.7	变形组成分析	42

	2.	.4.8	节点刚度分析	45
	2.	.4.9	应力与应变分析	47
	2.5 本:	章小	始	51
3	分离式	内	隔板节点有限元分析	53
	3.1 引	言…		53
	3.2 有	限元	模型的建立	53
	3.	.2.1	材料本构关系	53
	3.	.2.2	单元类型及网格划分	57
	3.	.2.3	相互作用	57
	3.	.2.4	边界条件及加载方式	59
	3.3 有	限元	结果与试验结果的对比	59
	3.	.3.1	滞回曲线对比	59
	3.	.3.2	骨架曲线及特征点对比	61
	3.	.3.3	破坏形态对比	63
	3.4 有	限元	计算结果分析	65
	3.	.4.1	节点核心区柱钢管应力与应变分析	65
	3.	.4.2	节点核心区混凝土应力与应变分析	67
	3.	.4.3	节点核心区剪力分析	69
	3.5 简	化有	「限元模型的建立与验证	70
	3	.5.1	简化有限元模型的建立	70
	3.	.5.2	简化模型的可靠性验证	71
	3.6节	点承	载力参数分析	73
	3.	.6.1	核心区混凝土强度 f	73
	3	.6.2	柱腹板屈服强度fyw	74
	3	.6.3	柱腹板宽厚比η	75
	3	.6.4	轴压比 no	77
	3	.6.5	核心区高宽比 δ	78
	3.	.6.6	加劲板高度 h _{st}	79
	3.7 本:	章小	、结	80
4	分离式	内	隔板节点核心区抗剪承载力计算方法	83
	4.1 引	言…		83
	4.2 国	内夘	节点抗剪计算方法	83
	4	.2.1	AIJ 规范计算方法	83
	4	.2.2	《矩形钢管混凝土结构技术规程》计算方法	84

4.2.3 Fukumoto 计算方法	84
4.2.4 Nishiyama 计算方法	85
4.2.5 周天华计算方法	85
4.2.6 聂建国计算方法	85
4.3 分离式内隔板节点核心区抗剪承载力计算方法	86
4.3.1 核心区抗剪力学模型	86
4.3.2 核心区抗剪承载力计算公式	87
4.4 抗剪承载力计算结果比较	88
4.5 本章小结	91
5 主要结论及展望	93
5.1 全文总结	93
5.2 研究展望	94
参考文献	97
附 录	105
A 作者在攻读硕士学位期间发表的学术论文和专利	105
B 作者在攻读硕士学位期间参与的研究课题	105
C 学位论文数据集	106
致 谢	107

图表索引

图 1.1 钢管混凝土柱工程应用实例	2
图 1.2 常见 U 形梁截面形式	2
图 1.3 内隔板构造	
图 1.4 U 形梁构造	6
图 2.1 节点模型选取示意图	
图 2.2 节点试件外部尺寸(单位: mm)	14
图 2.3 节点试件横截面尺寸与配筋(单位: mm)	
图 2.4 节点构造详图	16
图 2.5 节点试件制作图	17
图 2.6 钢材材性试验	
图 2.7 混凝土材性试验	
图 2.8 试验装置	19
图 2.9 水平荷载加载制度	20
图 2.10 应变片布置图	21
图 2.11 试件 JS-1 试验现象	23
图 2.12 试件 JS-2 试验现象	25
图 2.13 试件 JS-3 试验现象	
图 2.14 试件 JS-4 试验现象	
图 2.15 P-A。滞回曲线	
图 2.16 R-1。滞回曲线对比	
图 2.17 P-1。骨架曲线	
图 2.18 特征点的确定	
图 2.19 耗能计算示意图	
图 2.20 耗能曲线对比	
图 2.21 强度退化曲线对比	
图 2.22 刚度退化曲线对比	
图 2.23 节点核心区受力及变形分析	40
图 2.24 V _{i-Yi} 骨架曲线	41
图 2.25 试件柱顶水平位移分解图	44
图 2.26 试件柱顶水平位移组成分析	45

图 2.27 节点试件的 M _b -Φ 曲线	
图 2.28 U 形钢梁和板侧混凝土应变	
图 2.29 板顶混凝土应变	
图 2.30 板纵筋应变	
图 2.31 核心区柱腹板应力	50
图 3.1 钢材 σ-ε 曲线	54
图 3.2 混凝土单轴 σ-ε 曲线	56
图 3.3 网格划分与边界条件	
图 3.4 有限元位移加载制度	59
图 3.5 P-1。滞回曲线对比	60
图 3.6 P-Δ。骨架曲线对比	61
图 3.7 节点典型破坏形态对比	65
图 3.8 节点核心区柱钢管应力与应变分析	66
图 3.9 节点核心区混凝土应力与应变分析	68
图 3.10 节点核心区剪力分布	69
图 3.11 P-A。单推曲线验证	72
图 3.12 破坏模式验证	72
图 3.13 混凝土强度对核心区剪力的影响	74
图 3.14 柱腹板屈服强度对核心区剪力的影响	75
图 3.15 柱腹板宽厚比对核心区剪力的影响	76
图 3.16 轴压比对核心区剪力的影响	
图 3.17 核心区高宽比对核心区剪力的影响	79
图 3.18 加劲板高度对核心区剪力的影响	80
图 4.1 节点核心区抗剪力学模型	86
图 4.2 计算结果误差分析	91
表 2.1 节点试件主要参数	
表 2.2 钢材材性表	
表 2.3 梁端剪力代表值	
表 2.4 试件的 P-A。骨架曲线特征点	
表 2.5 试件的位移延性系数和位移角	
表 2.6 Vj-?j 骨架曲线代表值	41

表 2.7	节点试件刚度分类	.47
表 3.1	特征荷载对比	. 62
表 3.2	特征位移对比	. 62
表 3.3	节点核心区最大剪力分布对比	.70
表 3.4	极限承载力验证	.72
表 4.1	抗剪承载力试验值与计算值对比	. 89
表 4.2	抗剪承载力模拟值与计算值对比	.90

1 绪 论

1.1 研究背景及意义

装配式建筑具有建造速度快、生产成本低、节约资源能源、减少施工污染、提 升劳动生产效率和质量安全水平等诸多优点^[1]。近年来,大量装配式建筑相关规划 纷纷密集出台,为大力推动装配式钢结构、装配式混凝土结构等提供了可靠的政策 保障。研究表明,钢-混凝土组合结构兼具钢材轻质高强、延性好和混凝土抗压性 能好的优点,已被广泛应用于高层及超高层建筑、桥梁结构、大跨结构和地下工程 等多个领域^[24]。在这样的大时代背景下,研发可装配化程度高、协同工作良好的 组合构件将会是土木工程领域中重要的创新方向。

钢管混凝土柱(Concrete-Filled Steel Tubular Column)是一种钢管和混凝土共同直接承担纵向荷载的组合构件。与传统钢筋混凝土柱(Reinforced Concrete Column)相比,主要存在以下基本特征:①承载力大大提高。钢管混凝土柱中的混凝土在外部钢管的约束作用处于三向受压状态,抗压强度显著提高,构件的承载力一般高于两者承载力叠加^[4]。②具有良好的塑性和抗震性能。钢管能够有效约束和延缓混凝土的纵向裂缝开展及横向变形,改善混凝土的脆性,使钢管混凝土具有良好的韧性和塑性,耗能能力大大提高,具有优越的抗震性能;混凝土的存在也使钢管局部屈曲得到延缓或抑制,相比于往往需要采用很厚的钢板才能确保局部稳定性的钢柱,其钢管宽厚比限值可以适当放宽。③施工简单、方便预制。钢管可兼做混凝土的浇筑模板,且由于钢管内部一般为素混凝土,可省去支模、拆模和绑扎钢筋等工序,方便施工,从而大大提高施工效率;柱钢管及节点区可采用工厂预制、现场拼装,便于实现标准化生产。

钢管混凝土柱按截面形式不同可分为圆钢管混凝土柱、矩(方)形钢管混凝土 柱、多边形钢管混凝土柱及异形钢管混凝土柱。圆钢管对内部混凝土约束作用较强, 可有效提高混凝土的抗压强度,同时改善其塑性和韧性,这一特点使圆钢管混凝土 柱在实际工程中得到广泛应用^[2-4]。近年的研究表明,矩形钢管对核心混凝土的约 束作用相对较弱,但矩形钢管混凝土柱仍保留了承载力高、抗震性能好、抗火性能 优越和节点构造简单等特性,又克服了圆钢管混凝土柱由于截面形状特殊带来的 设计、施工及使用上的不便,开始在高层及超高层建筑中得到良好应用,受到国内 外工程领域的普遍重视^[5]。当对承载力和建筑造型等有特殊需求时,还可采用多边 形钢管混凝土柱和异形钢管混凝土柱^[6-9]。如图 1.1 所示,深圳地王大厦和大连期 货大厦等均采用了方钢管混凝土柱。



(a) 深圳地王大厦

(b) 大连期货大厦

图 1.1 钢管混凝土柱工程应用实例 Fig. 1.1 Applications of CFST columns

U形钢-混凝土组合梁 (U-Shaped Steel-Concrete Composite Beam)是一种在传统H型钢-混凝土组合梁基础上发展起来的新型组合梁,以下简称"U形梁"。U形梁的几种常见截面形式如图1.2所示。随着研究的深入,U形梁已经从满足最初的防火需求渐渐表现出许多其他优良性能:①外包U形钢内的混凝土可以有效防止或延缓U形钢梁的局部屈曲,提高钢梁稳定性和负弯矩作用下的承载力^[10-12]。②U形钢梁既可以代替钢筋承受纵向荷载,减少配筋,也可兼作内填混凝土的模板,减少现场作业难度,方便施工。③通过在U形钢的上翼缘设置合理的连接件使组合梁达到完全抗剪,可以充分发挥钢材的抗拉强度和混凝土的抗压强度,提高组合梁的极限承载力。④钢构件可在工厂预制、现场拼装,提高装配化程度。





大量研究表明,钢管混凝土柱与传统的钢筋混凝土梁、H型钢梁和H型钢-混凝土组合梁所形成的节点均能表现出良好的抗震性能,且具有良好的工程应用价值。但现阶段对钢管混凝土柱-U形梁连接节点的研究较为罕见,为进一步把U形

梁推广应用到装配式建筑中去,本文尝试建立起方钢管混凝土柱-U形梁连接节点,并创新性地提出分离式内隔板的节点构造(图1.3b),以期得到装配程度更高的组合节点。这种节点形式具有如下优点:

① 节点构造简单,加工方便。

②适用范围广。与传统内隔板相比,分离式内隔板的焊接不受钢管柱截面尺寸的限制,对较小和较大尺寸的钢管截面均适用;同时分离式内隔板在开敞空间进行焊接,也不采用熔嘴电渣焊,焊接质量及其对钢管受力性能的影响更容易得到保证和控制。

③ 焊接量小,装配化程度高。可一次性焊接多层钢管柱的分离式内隔板,焊 接难度降低,工业化和装配化程度高。

④ 表面平整,对建筑使用无影响。与隔板贯通节点和外环板节点相比,分离 式内隔板节点表面平整,无外环板和外伸隔板等连接构造,因此为装配式建筑其他 部品部件的安装提供了方便。

本文就上述提出的新型节点展开了系统的拟静力试验研究和理论分析,给出 节点核心区抗剪承载力计算方法,为钢管混凝土柱-U形梁分离式内隔板节点的抗 震设计提供依据,加快其在实际工程中的应用和发展。



加劲板



(b) 分离式内隔板

图 1.3 内隔板构造 Fig. 1.3 Details of interior diaphragm

1.2 国内外研究现状

1.2.1 方钢管混凝土构件性能研究

钢管混凝土构件研究之初最核心的问题在于准确计算出钢管与内部混凝土之间相互约束而产生的"组合效应",这种组合效应也导致其受力性能的固有特性和复杂性。历年来,国内外专家学者对方、矩形钢管混凝土构件的静力性能研究成果颇丰,例如,Stephen 和 Schneider 等^[13],Wang 等^[14],Sakino 等^[15],Han 和 Yao 等^[16],王玉银等^[17],Liu 等^[18],Young 和 Ellobody 等^[19],黄福云和陈宝春等^[20],Guo 等^[21],Han 等^[22],郭兰慧等^[23],Liew 和 Xiong 等^[24],Chitawadagi 等^[25],Zhao 等^[26],Zhu 等^[27],Uy 等^[28],Han 等^[29]分别对方、矩形钢管混凝土柱的轴压性能展开了不同侧重的研究,并提出了考虑钢管与混凝土之间约束效应的轴压承载力公式;Lu 和 Kennedy 等^[30],杨有福和韩林海等^[31],Han 等^[32],Aaron 等^[33],Wang 等^[34],Vijay 和 Manoj 等^[35],Chen 等^[36-37],Javed 等^[38]分别对方、矩形钢管混凝土柱的抗弯性能进行了大量的试验研究和数值模拟,给出了基于全截面塑性模型和纤维模型的受弯承载力计算公式;Toshiaki 等^[39],Liu 等^[40-11],Lu 等^[42],蔡健等^[43],HoJun 等^[44],Li 等^[45]则重点研究了钢管混凝土柱的*N/Nu-M/Mu* 相关曲线并最终得出其压弯承载力计算方法。

近年来,不少学者对钢管混凝土构件的滞回性能也做了充分研究,结果表明^[4] 圆、方钢管混凝土构件的滞回性能、延性及耗能能力均较好。目前各国有关钢管混 凝土构件的设计规范和指南^[46-54]也都相对完备,可供设计者参考。

1.2.2 U 形梁构件性能研究

1993~1994 年,Oehlers等^[55-56]对外包压型钢板-混凝土组合梁进行了系统的抗 弯和抗剪试验研究,并与普通钢筋混凝土梁的受力性能进行比较。结果表明外包压 型钢板可以提高组合梁的受弯、抗剪承载力以及延性;梁内混凝土可以有效增大梁 截面刚度,并延缓外包钢板的局部屈曲。

1995 年,Uy等^[57-59]对U形梁的局部屈曲性能进行了试验研究和有限元分析, 结果表明内部混凝土和压型钢板的凹凸部分均对延缓U形钢的局部屈曲有利;另外 通过数值积分的方法计算试件的跨中挠度,挠度计算值与试验值吻合良好。

1998 年, 聂建国等^[60]对由两个冷弯槽型钢板焊接而成的箱型组合梁进行了试验研究。基于试验结果,提出了考虑外包钢与混凝土相对滑移的折减刚度法,成果已纳入我国相关规程。

2002年,林于东等^[61]对 12 根翼缘外翻帽型(U形)简支梁进行了静力试验研究,参数主要包括混凝土强度、U形钢截面尺寸及剪跨比,总结了试件在正常使用极限状态下的应力-应变分布规律,并基于面积等效原则提出了该类型组合梁的开裂弯矩和极限弯矩计算公式。

2002 年,Nakamura等^[62]提出了针对桥梁的冷弯U形梁,该形式组合梁在支座 附近一定范围内的U形钢内填充混凝土并配置预应力筋,而在跨中一定范围内不填 充混凝土以减轻结构自重;试验重点考察了正、负弯矩作用下以及有无混凝土翼板 对组合梁受力性能的影响;结果表明正弯矩作用下可充分发挥U形钢受拉和翼板混 凝土受压的材料优势,负弯矩作用下U形钢存在屈曲,但相比于H型钢混凝土组合 梁,内填混凝土仍可改善U形钢的屈曲性能。

2003 年,Hossain^[63]对填充普通混凝土和轻骨料(火山岩)混凝土的U形梁进 行了试验研究,结果表明U形梁的破坏模式和承载力主要受U形钢与混凝土界面间 连接程度的影响,交界面连接越强,U形梁的承载力和刚度也越大;同时还建立了 该类型U形梁的理论计算模型,并为设计人员提供了实用设计表格和设计建议。

2003年,周天华等^[64]对2根简支、1根连续U形梁进行了研究,结果表明抗剪 连接程度越低,外包钢与混凝土相对滑移越大,从而U形梁的刚度、承载力都有所 降低;基于试验研究,提出了部分连接组合梁的抗弯承载力计算方法。

2005~2008年,石启印等^[65-67]对U形梁的抗弯性能、抗剪形能、抗扭性能进行 了系统研究,提出正截面承载力计算公式,并基于变角空间桁架模型提出了该类型 组合梁在发生扭型破坏时的极限扭矩计算公式。

2006 年,陈丽华^[68]对负弯矩作用下的U形简支、连续梁的受力性能进行了深入探讨和研究。提出了U形梁在正、负弯矩作用下的极限受弯承载力、抗剪承载力计算公式,并针对钢与混凝土翼板交界面的纵向剪切破坏提出相应的抗剪连接件设计方法;对U形梁的使用荷载、开裂弯矩、裂缝宽度和连续梁跨中挠度进行分析计算,并探讨了连续梁负弯矩区调幅系数。

2011~2017年,周学军等^[69-71]也对U形梁的受弯和受剪性能展开了较为系统的研究,并形成了可供设计参考的专著^[71]。

2014 年,操礼林等^[72]对 3 根采用高强钢和高强混凝土材料的U形梁进行了静力试验研究。结果表明,高强U形梁的抗弯承载力比普通U形梁提高 60%左右,且 位移延性系数均大于 2。

2017~2020年,郭兰慧和刘用等^[73-75]对采用角钢连接件的翼缘外翻U形梁进行 了抗弯性能和抗火性能试验研究,提出了组合梁受弯全过程弯矩-曲率关系曲线和 角钢连接件荷载-滑移关系曲线的简化计算方法。

2019~2020年,周绪红、刘界鹏和赵燚等^[76-80]提出一种新型的U形梁(图 1.4a), 其采用桁架钢筋、梁底纵筋和倒U形插筋对组合梁的两个薄弱交界面进行加强。并 对其受弯、受剪、受扭性能进行了试验研究和理论分析,得出了相应的承载力计算 方法;随后进行了倒U形插筋连接件的推出试验,并基于此得出其抗剪承载力计算 公式。

2020年,杨远龙等^[81-82]对腹板嵌入式U形梁进行了抗弯性能和抗剪性能研究,结合试验和有限元分析结果,提出了相应的抗弯和抗剪承载力设计方法。

2022年,程睿、胥兴和刘吉春等^[83]提出将钢筋桁架楼承板的下弦钢筋焊接于 U形钢的上翼缘作为U形梁的抗剪连接件,以减少传统连接件数量和现场焊接工 作量(图1.4b)。通过对4根采用不同抗剪连接方式的U形梁进行试验研究和理论 分析,结果表明仅采用钢筋桁架作为抗剪连接件的试件不能达到完全抗剪连接,可 再配置适量栓钉以提高其组合作用;即使未达到完全抗剪的该类型U形梁仍然具 有较好的延性。







1.2.3 方钢管混凝土柱-H 型钢梁节点性能研究

1987年,日本AIJ规范^[84]给出了考虑钢材和混凝土两部分贡献的节点抗剪承载 力计算公式,该方法要求混凝土和钢材的强度在一定范围内,且未考虑轴压力的影 响,适用范围受到一定限制。

1998~2002年,吕西林和余勇等^[85-87]对传统内隔板式节点进行了受弯、受剪性 能研究,通过假定节点的剪切屈服机制,分别考虑柱钢管角部焊缝、柱腹板、混凝 土斜压杆和内隔板四部分的抗剪贡献,根据叠加原理和虚功原理得到了内隔板式 节点的抗剪承载力计算公式,相关研究成果已被规程^[52]所采纳。

2000年,Koester^[88]进行了一系列穿心螺栓-端板连接式节点的核心区受剪试验,并通过回归的方法得到其抗剪承载力计算公式。

2001 年,张大旭和张素梅等^[89-90]进行了圆钢管混凝土柱-H型钢梁节点核心区 受剪试验研究,并从节点实际破坏情况出发,引入"破坏面"的概念,运用材料力 学和数学积分的方法,把钢管混凝土的抗剪承载力分成钢管和核心区混凝土两部

分叠加计算。

2004~2005年,Fukumoto等^[91]进行了8个采用高强钢材和高强混凝土的(方、 圆各4个)钢管混凝土柱-H型钢梁节点核心区受剪试验,基于叠加原理推导了节 点核心区全过程剪力-剪应变关系曲线。其中钢管腹板剪力-剪应变曲线为由屈服点、 塑性刚度折减点和极限点组成的三折线模型,并考虑了轴压比和刚度退化对钢管 部分抗剪承载力的影响;混凝土抗剪机制由主压杆和约束压杆组成,考虑了钢管翼 缘对约束压杆的约束作用,但未考虑轴压比对混凝土抗剪部分的影响;在节点核心 区剪力-剪切变形模型基础上,提出了便于结构设计采用的核心区受剪三折线计算 模型。Nishyama等^[92]对一系列采用超高强度钢材和超高强度混凝土的钢管混凝土 柱-H型钢梁连接节点进行的受剪试验研究。结果表明,当钢材抗拉强度达到 809MPa、混凝土抗压强度达到110MPa时,AIJ规范^[84]提供的节点核心区抗剪承载 力计算公式依然适用。

2004~2005年,周天华等^[93-94]对A、B两组共6个采用栓-焊连接和全对接焊缝 连接的内隔板式节点进行了低周往复循环加载试验。对规程^[52]的节点抗弯和抗剪 承载力计算方法进行评析,并依据由上下内隔板、钢管柱翼缘和柱腹板形成的"钢 框架-剪力墙"加"混凝土斜压短柱"的受力机理,最终提出了考虑轴压比影响的 节点核心区抗剪承载力计算公式。另外还发现,垫板焊点的过早破坏和对接焊缝端 部存在缺陷对试件的受力性能有较大影响,在工程实际中应当尽量避免。

2008 年,高春彦等^[95]提出了考虑柱钢管、混凝土斜压杆以及内加强环板塑性 较的核心区抗剪承载力计算式。通过比较,发现规程^[52]公式计算值偏大。

2011年,刘士润等^[96]研究了低周往复荷载作用下方钢管混凝土柱-H型钢梁节 点的力学性能,发现轴压力的存在会使混凝土斜压杆变陡、变宽。结合节点的受力 特点及试验结果,建立了节点在屈服和极限状态下的抗剪承载力计算公式。

2012年,刘晓刚等^[97]统计了部分钢管混凝土柱-H型钢梁连接节点试验数据, 对比了AIJ规范、Fukumoto和Nishyama计算方法的原理及准确性,分析了节点核心 区抗剪承载力的影响因素,给出三种计算方法的适用性建议;并根据节点的实际受 力机理,对穿心螺栓-加劲肋端板节点和穿心钢梁节点的核心区抗剪承载力计算公 式进行修正。

2012年,谢娜等^[98]利用ABAQUS软件对钢管混凝土梁柱节点的抗剪性能进行参数分析,通过回归得到了所研究节点的抗剪承载力简化计算式。

2013 年,袁峥嵘等^[99]对 6 个采用高强螺栓及T形件连接件的节点进行了试验研究和理论分析。在节点的抗剪分析中,把柱翼缘在剪力作用下发生的弯曲变形等效为两端固定的梁,并考虑柱腹板的应变强化和剪切刚度退化,叠加得到方钢管剪力-剪切变形三折线模型;又根据Mohr-Coulomb破坏准则推导出节点域混凝土的剪

力-剪切变形三折线模型;最后叠加得到了方钢管混凝土柱-钢梁T形件节点的剪力 -剪切变形骨架线。

2015年,韩建红等^[100]总结了几种可用于隔板贯通式节点的抗剪计算方法,并 针对其各自的局限性、精确性和适用性进行分析。通过ANSYS建模分析发现,楼 板对节点抗剪有利,但轴压比对节点的抗剪承载力和延性均不利,建议设计时将轴 压比限制在 0.4 以内,并依此提出了考虑轴压比影响的抗剪承载力修正计算式。

2015年,吴辽等^[101]进行了一系列(5个边节点和6个中节点)隔板贯通节点 核心区剪切破坏模式下的低周往复荷载试验。结合混凝土剖分试验和有限元分析, 确定了混凝土斜压杆宽度,并提出抗剪承载力计算公式。

2016~2017 年,程曦等^[102-103]设计并进行了 13 个能够反映核心区主要受力特 征的直接剪切试验。通过试验结果标定,利用MSC. Marc建立了适用于节点核心区 受力行为模拟的精细有限元模型,分析结果与试验结果吻合良好;评析了Nishiyama 模型^[92]和徐桂根等模型的受剪机理的缺陷性,并提出了混凝土斜压杆及钢腹板的 剪切破坏机制;同时,根据有限元结果修正了压杆倾角,最终得出节点核心区抗剪 承载力计算公式和剪力-剪切变形三折线模型。

2016~2019年,荣彬课题组^[104-108]对一系列方钢管混凝土柱与H型钢梁隔板贯 通节点和外加强环板节点的核心区抗震性能进行了较为全面的试验研究、参数分 析和理论研究;其提出的节点核心区抗剪承载力计算公式亦是基于叠加原理,其中 钢管腹板抗剪考虑了腹板的屈曲后强度,而节点域混凝土抗剪则由混凝土直接抗 剪和斜压杆抗剪两部分组成;公式计算值与试验值和有限元计算值相比具有较好 的精度。

2018 年,别雪梦等^[109]对方钢管混凝土柱-钢梁外环板式节点的核心区受剪性 能进行了参数分析,并提出该类型节点的核心区剪力-剪切变形恢复力模型。

1.2.4 方钢管混凝土柱-H型钢混凝土组合梁节点性能研究

与H型钢梁相比,钢-混凝土组合梁最大的不同就是考虑了混凝土楼板的组合作用,一般认为楼板会使节点承载力、刚度和稳定性提高,同时延缓或抑制负弯矩区域的钢梁上翼缘出现局部屈曲。也有学者^[110]认为混凝土楼板的存在会对节点产生不利影响,原因是正弯矩区梁截面中和轴上移,导致组合梁下翼缘的应力可能比纯钢梁有所加大。这就要求钢梁下翼缘有更强的材性,同时对钢梁与柱的连接提出更高的要求,特别是对缺陷敏感的焊接连接更加不利。另一方面,组合梁楼板使节点刚度上升,可能对框架整体的内力分布及力学性能产生影响,因此有必要对方钢管混凝土柱-H型钢混凝土组合梁节点的性能进行探讨。

2004年,Kim等^[111]考察了组合楼板对方钢管混凝土柱-H型钢梁隔板贯通节点 受力性能的影响。结果表明,楼板的组合效应使钢梁下翼缘应变远大于纯钢梁,可

能导致下翼缘焊缝过早开裂,建议在结构设计中考虑楼板对节点的不利影响。

2006~2007年, 聂建国和秦凯等^[112-114]对一系列内隔板式、外隔板式和栓钉内 锚式方钢管混凝土柱-钢混凝土组合梁连接节点进行了低周往复加载试验。结果表 明, 楼板的存在对节点的正向强度和刚度都有提高作用。提出了考虑钢管腹板、"钢 板框架"以及混凝土三部分抗剪贡献的承载力计算公式; 另外还提出了节点的剪力 -剪切变形曲线恢复力模型。

2007年, Cheng等^[115]对4个带楼板的方钢管混凝土柱-H型钢梁内隔板节点的 抗震性能进行试验研究,并在钢梁下翼缘与柱连接焊缝处进行加强以避免脆性破 坏。考察了楼板对节点域抗剪承载力的影响,认为楼板对节点核心区剪力传递的作 用可以忽略。

2008~2011 年, 聂建国和徐桂根等^[116-118]通过对一系列内隔板贯通式方钢管混凝 凝土柱与钢-混凝土组合梁(或钢梁)连接节点的拟静力试验研究,将方钢管混凝 土柱节点受剪全过程从三阶段改为四阶段,即协同工作阶段、共同工作阶段、屈服 强化阶段和极限变形阶段;核心区混凝土的抗剪贡献考虑了平面抗剪和斜压杆模 式两部分。

1.2.5 钢管混凝土柱-U 形梁节点性能研究

2010~2011年,石启印和陆鸣等^[119-120]对2个圆钢管混凝土柱-外包U形钢混组 合梁连接节点进行了低周往复荷载作用下的试验研究和有限元分析,节点构造为 组合梁底板与下加强环焊接,上部采用纵筋钢筋贯穿或与上加强环焊接的形式。结 果表明:通过合理的构造措施,该类钢管混凝土柱-U形梁节点能够满足抗剪承载 力、延性和耗能方面的要求;在试验的基础上探讨了节点的受力机理,并基于叠加 法提出了节点核心区抗剪承载力的计算公式,其中混凝土斜压杆宽度保守取为组 合梁截面宽度,钢管承担的剪力则采用第四强度理论计算。

2014年,杨强胜等^[121]利用 ANSYS 有限元软件对钢管混凝土柱-U 形梁节点的 受力性能进行分析,首先根据节点的变形和应力云图界定节点的破坏模式,然后进 行了以节点域剪切破坏模式下的单调加载分析和滞回加载分析,参数为 U 形梁高 度、加强环板的外伸宽度、混凝土强度和轴压比。结果表明,轴压比与混凝士强度 对节点的抗震性能影响较大,轴压比越大,节点承载力越小;相比于钢筋贯穿式节 点,负弯矩钢筋截断式(钢筋套筒与柱翼缘连接)对节点承载力有一定提高作用。

2016 年,林彦等^[122]对三组(每组各 3 个)外加强环板部分钢筋贯穿式节点、 隔板贯通钢筋截断式节点、内隔板钢筋截断式节点进行了低周往复荷载作用下的 试验研究。研究发现节点的破坏特征均为焊缝或附近母材断裂,钢管柱附近的梁受 压区翼板混凝土压碎;即梁端破坏模式下的节点区剪切变形很小,剪力-剪切变形 骨架曲线基本对称且呈线性变化,可以此作为节点破坏模式的判断依据;另外,为

了避免节点在梁底板与柱翼缘处发生破坏,建议施焊时设置垫板和引弧板,并严格 控制焊接质量。

2017年,颜培强等^[123]在本课题组试验研究的基础上,对内隔板钢筋套筒式和 内隔板钢筋贯穿式方钢管混凝土柱-U 形梁连接节点进行了较为详尽的非线性有限 元分析,对比了两种节点在低周反复荷载加载下的变形、破坏形态、荷载-位移曲 线、内力和应力分布规律等。结果发现,在柱的上下隔板位置、贯通负弯矩钢筋位 置,剪力的大小和方向均明显改变,节点核心大部分区域所受剪力约为柱剪力的 4 倍以上,且剪力最大值的位置靠近柱核心区的中部。参数分析发现,随着组合梁高 宽比的增大,节点的破坏模式从弯曲破坏转变为剪切破坏;楼板厚度有利于提高节 点的承载力。

2017 年, 吴子山等^[124]借鉴文献 ^[100, 125, 126]中有关节点破坏模式的判定方法, 将节点试件的梁柱抗弯承载力比 *k*m 控制在 0.8-1.2 之间,梁柱线刚度比 *i*k 控制在 0.6 以上,设计并分析了大量基于剪切破坏模式的方钢管混凝土柱-U 形梁隔板贯通 式节点;研究发现,适当增大柱轴压比(小于 0.3 时)可在一定程度上提高节点的 抗剪承载力,轴压比继续增大(不大于 0.6 时)对抗剪承载力的影响不大;基于参 数分析,通过数值回归归纳出节点极限抗剪承载力的简化计算公式,计算结果偏安 全。

2018 年,刘用等^[127]研究了 2 个外环板式和 3 个内隔板式方钢管混凝土柱-U 形梁连接节点的抗震性能,并对钢管混凝土构件在浇筑过程中可能出现的脱空现 象进行了探讨。结果表明:外环板节点试件在延性和耗能能力方面优于内隔板节点 试件;核心区混凝土不密实会显著降低内隔板节点的承载力,但对延性影响较小; 钢筋连接方式(纵向钢筋焊接于外环板或钢筋贯穿柱截面)对节点核心区受剪性能 影响不大。

2022年, 胥兴等^[128]对方钢管混凝土柱-U形梁穿心式连接节点的抗震性能进行 了试验研究, 评析了节点的承载力、延性、强度退化和耗能性能等指标, 并基于叠 加原理提出了该类型节点的核心区抗剪承载力计算公式。

1.3 本文主要工作

综上所述,国内外有关方钢管混凝土柱连接节点的设计方法主要针对 H 型钢 梁,对于考虑楼板组合作用的梁柱节点,特别是采用 U 形梁这一新型构件的节点 研究尚处于起步阶段。另外,方钢管混凝土柱节点区的构造形式较为单一,常见的 为内隔板式、隔板贯通式和外环板式等。其中,传统内隔板式节点受到钢管柱截面 尺寸的限制,且一般采用融嘴电渣焊,焊接难度较大,焊接质量不易保证;而隔板 贯通式和外环板式又存在节点表面不平整,影响美观与舒适性的缺点。针对以上亟

待解决的问题,本文提出方钢管混凝土柱与 U 形梁连接的分离式内隔板节点(节 点构造详图见图 2.4),该类节点具有构造简单、加工方便、适用范围广、表面平整 等优点,而且可一次性焊接多层钢管柱,焊接难度较低,工业化和装配化程度高。 为研究分离式内隔板节点的受力特性,本文针对该类节点的核心区抗剪性能进行 试验研究和理论分析,为方钢管混凝土柱-U 形梁连接节点提供设计方法和建议, 以期丰富方钢管混凝土柱连接节点的构造形式。本文主要研究以下三方面内容:

 对 4 个方钢管混凝土柱-U 形梁分离式内隔板节点进行抗剪性能试验研究, 参数为内隔板构造(有无加劲板)、梁顶负弯矩钢筋与柱翼缘连接方式(套筒连接 或钢筋贯穿)和轴压比。考察各节点试件的破坏模式,并对各试件的荷载-位移曲 线、极限承载力及特征点、延性与耗能、强度退化与刚度退化、节点核心区剪力-剪切变形关系、柱顶水平位移组成、节点连接刚度及应力与应变分布规律进行分析。

② 采用 ABAQUS 软件对试验进行的 4 个节点试件进行精细化建模,从试件的荷载-位移滞回曲线、骨架曲线及特征点、破坏形态三个方面与试验进行对比,并着重分析节点核心区柱钢管和混凝土的应力、应变分布情况以及节点核心区水 平剪力分布规律等有限元计算结果。建立适用于节点参数分析的简化有限元单推 模型并进行验证;选取节点核心区混凝土强度 *f*_c、柱腹板屈服强度 *f*_{yw}、柱腹板宽 厚比 η、轴压比 *n*₀、核心区高宽比 δ 和加劲板高度 *h*_{st} 共 6 个参数,针对上下双分 离式内隔板节点和下隔板+梁顶负筋贯通两类节点的核心区抗剪承载力进行参数 分析,从而为节点核心区抗剪力学模型以及抗剪承载力实用计算方法的建立提供 依据。

③ 在试验研究的基础上,结合有限元模拟及参数分析结果,探究适用于本文 所研究的方钢管混凝土柱-U 形梁分离式内隔板节点的抗剪力学模型,并基于此给 出节点核心区抗剪承载力计算方法。最后,将抗剪承载力的试验值、有限元模拟值 与公式计算值进行对比,以验证所提计算方法的准确性和适用性。

2 方钢管混凝土柱-U 形梁分离式内隔板节点抗剪性能 试验研究

2.1 引言

本章根据 JGJ101-2015《建筑抗震试验方法规程》^[129]进行了 4 个钢管混凝土 柱-U 形梁分离式内隔板节点的低周往复循环加载试验。试验参数为内隔板构造(有 无加劲板)、梁顶负弯矩钢筋与柱翼缘连接方式(套筒连接或钢筋贯穿)和轴压比。 为确保 4 个节点试件均发生节点核心区剪切破坏,对所有节点的核心区柱钢管厚 度进行削弱处理。通过试验以期达到以下主要目的:

(1)观察并记录方钢管混凝土柱-U形梁分离式内隔板节点在低周往复荷载作 用下的破坏过程和破坏特征,分析节点的剪切破坏机理。

(2)研究并掌握方钢管混凝土柱-U形梁分离式内隔板节点的荷载-位移曲线、 极限承载力及特征点、延性与耗能、强度退化与刚度退化、节点核心区剪力-剪切 变形关系、柱顶水平位移组成、节点连接刚度及应力与应变分布规律。

(3)为之后的有限元分析和核心区抗剪承载力研究提供试验数据支撑,以验 证模型的合理性和所提公式的准确性。

2.2 试验概况

2.2.1 试件设计与制作

一般框架结构在地震作用下的变形图如图 2.1a 所示。为研究节点的抗剪性能, 选取相邻梁、柱反弯点之间的部分作为本文的研究对象, 即图 2.1b 所示的中节点 简化试验模型。



Fig. 2.1 Sketches of experimental joint model

节点试件的外部尺寸如图 2.2 所示。试件采用的方钢管混凝土柱截面基本边长为 300 mm,柱钢管基本厚度取为 6 mm,为削弱节点核心区强度,取 U 形梁梁高上下各 100 mm 范围内的柱段钢管厚度为 3 mm。试件柱净高为 2210 mm,但实际柱高还需考虑加载板的厚度及柱顶、柱底支座铰心到加载板的距离,故柱计算高度(即两铰心之间的距离)为 2330 mm。

组合梁截面尺寸为 150 mm×350 mm,其中 U 形钢截面高 250 mm,混凝土翼 板厚 100 mm,板宽参照 GB50017-2017《钢结构设计标准》^[130]中钢与混凝土组合 梁翼板有效宽度的计算取为 1000 mm。混凝土楼板内钢筋按照组合梁正、负弯矩 作用下受弯承载力近似相等的原则设计,且满足 GB50010-2010《混凝土结构设计 规范》^[131]中有关板最小配筋率的规定,计算后采用双层双向 **\$**8@100,节点范围 内楼板配置负弯矩钢筋 3**\$**16,钢筋贯穿钢管混凝土柱或采用钢筋套筒与柱翼缘连 接。梁一侧净跨长为 1500 mm,实际梁端支座铰心至梁柱交界截面的水平距离为 1350 mm。混凝土的强度等级均为 C35,钢管牌号为 Q235B,钢筋牌号为 HRB400。 在 U 形梁的上翼缘处配置合理的角钢连接件使组合梁能够达到完全抗剪,下翼缘 处焊接补强板使梁端塑性铰外移。注意上隔板与钢筋套筒对齐,下隔板与 U 形梁 下翼缘对齐。节点试件的横截面尺寸与配筋详见图 2.3。



图 2.2 节点试件外部尺寸(单位: mm)

Fig. 2.2 External dimensions of joint specimens (unit: mm)



图 2.3 节点试件横截面尺寸与配筋(单位: mm)

Fig. 2.3 Section size and reinforcement details of joint specimens (unit: mm)

本次试验共设计了4个中节点试件,重点研究内隔板构造、梁顶负筋与柱翼缘 连接方式和轴压比对方钢管混凝土柱-U形梁分离式内隔板节点抗剪性能的影响。 各试件具体参数表见表 2.1,其中 D 为核心区柱钢管边长,t_c 为核心区柱钢管厚度, b 为组合梁下翼缘宽度,h_b 为组合梁总高度,h_f 为翼板厚度,N₀ 为柱轴压力,n₀ 为 节点核心区柱轴压比,P_{max} 为各节点试件的极限承载力,P_y,p 为根据梁端下翼缘受 拉屈服反推求得的柱顶水平推力预测值,P_{max},p 为根据梁端弯曲破坏模式下的全截 面塑性极限法反推求得的柱顶水平推力预测值。

Table 2.1 Primary parameters of joint specimens										
试件	$D \times t_{c}$	$b imes h_{ m b}$	$h_{ m f}$	隔板	梁顶	N_0		P_{\max}	$P_{\rm y,p}$	$P_{\max,p}$
编号	(mm)	(mm)	(mm)	构造	负筋	(kN)	n_0	(kN)	(kN)	(kN)
JS-1	300×3	150×350	100	有加劲板	套筒连接	655	0.2	151.13	98.38	177.82
JS-2	300×3	150×350	100	有加劲板	套筒连接	1310	0.4	159.22	98.38	177.82
JS-3	300×3	150×350	100	无加劲板	套筒连接	655	0.2	170.53	98.38	177.82
JS-4	300×3	150×350	100	有加劲板	钢筋贯穿	655	0.2	140.40	98.38	177.82

表 2.1 节点试件主要参数

注: n₀=N₀/(A_cf_c+A_sf_{ys}),其中A_c为节点核心区柱混凝土截面积,f_c为节点核心区柱混凝土抗压 强度,A_s为节点核心区柱钢管截面积,f_{ys}为节点核心区柱钢管屈服强度。

本文研究的节点按构造可分为两类:上下双分离式内隔板节点(JS-1、JS-2和JS-3)和下隔板+梁顶负筋贯通式节点(JS-4)。其中试件JS-1作为基准试件,试件

JS-2 改变了节点核心区的柱轴压比,考察轴压比对节点性能的影响;试件 JS-3 去除了焊接于内隔板上的竖向加劲板,考察隔板构造对节点性能的影响;试件 JS-4 的梁顶负筋由套筒连接改为钢筋贯穿钢管混凝土柱的形式,同时去除上侧内隔板,考察梁顶负筋与柱翼缘连接方式对节点性能的影响。各试件节点核心区构造如图 2.4 所示。由于节点两个方向的构造形式和受力特点不同,根据分离式内隔板传力的连续性,可以将节点分为强方向和弱方向。本次节点试验均采用不连续的弱方向形式隔板进行传力,故在内隔板上焊接竖向加劲板,以保证梁端弯矩能有效传递到节点核心区。



图 2.4 节点构造详图 Fig. 2.4 Details of joint specimens

试件制作分为前期钢材加工与安装、中期钢筋绑扎与定位及后期混凝土浇筑与养护三个阶段。①前期:首先在冷弯成型的大槽钢内部相应位置焊接分离式内隔板,然后拼接成方钢管柱(在实际工程中可以一次性焊接3层节点的分离式内隔板);在冷弯成型的U形钢梁底部焊接加强板后,把U形钢的上下翼缘分别对齐上下内隔板的形心焊接于钢管柱,并在U形钢上翼缘焊接槽钢连接件;在钢管柱 翼缘焊接钢筋套筒或开孔。②中期:支模并在楼板内铺设钢筋网、绑扎固定,同时将梁顶负弯矩钢筋与套筒连接或贯穿柱翼缘。③后期:严格把控混凝土浇筑质量, 避免混凝土浇筑不密实导致的"脱空现象"。同时制作若干150 mm×150 mm×150 mm的混凝土立方体试块和150 mm×150 mm×300 mm的混凝土棱柱体试块,以备日后进行混凝土材性试验。试件制作时的照片如图2.5 所示。



(a) 大槽钢内焊接分离式内隔板



(c) 焊接 U 形钢梁



(b) 大槽钢拼接为钢管柱



(d) 绑扎钢筋、浇筑混凝土

图 2.5 节点试件制作图

Fig. 2.5 The photos of specimen processing

2.2.2 材料力学性能

① 钢材力学性能

本试验中钢材选用 Q235B 碳素钢,钢筋采用 HRB400 级。根据《钢及钢产品 力学性能试验取样位置及试样制备》^[132]制作钢材拉伸试件(图 2.6a、b),每种钢 板或钢筋制作三个试样,并根据《金属材料室温拉伸试验方法》^[133]中的规定,利 用万能试验机(图 2.6c)进行钢材材性试验,结果见表 2.2。

② 混凝土力学性能

本试验中混凝土采用 C35 商品细石混凝土,将试件浇筑时同时制作若干立方体试块和棱柱体试块与试件在同条件下养护 28 天后,按照《普通混凝土力学性能试验方法标准》^[134],取每组三个试块测得其立方体抗压强度和弹性模量(如图 2.7 所示)。试验测得混凝土立方体抗压强度标准值 *f*_{cu,k}=37.7 MPa,按照《混凝土结构设计规范》^[131]中相关规定,转换得到轴心抗压强度标准值 *f*_{ck}=25.2 MPa,弹性模量 *E*_c=3.20×10⁴ MPa。



(a) 钢板材性件





(c) 拉伸试验机

表	2.2 钢材材性	表	

Table 2.2 The properties of steel material									
十七 米 王	厚度/直径	屈服强度fy	极限强度fu	弹性模量 Es	屈服应变 Ey	江仙玄			
初科关室	(mm)	(MPa)	(MPa)	(×10 ⁵ MPa)	(×10 ⁻⁶)	延仲平			
3mm 钢板	3.00	308.3	431.7	2.05	1503.9	31.5%			
4mm 钢板	4.00	290.0	416.7	2.08	1394.2	24.8%			
6mm 钢板	5.83	327.5	457.5	2.10	1559.5	35.5%			
₫8 钢筋	8.00	470.0	680.0	2.05	2292.7	16.5%			
⊈16钢筋	16.00	428.3	625.0	1.97	2174.1	27.5%			



(a) 混凝土材性件



(b) 压力试验机



Fig. 2.7 Concrete material property test

2.2.3 试验装置与加载制度

① 试验装置

本试验在重庆大学结构试验室完成,采用柱端加载装置,如图 2.8 所示。



(a) 试验装置及位移计、倾角仪布置图



(b)试验加载现场图 2.8 试验装置Fig. 2.8 Test setup

装置中四根高强度钢棒穿过混凝土楼板上的预留孔,与柱底铰通过高强螺栓 连接,形成竖向自平衡装置。以自平衡的方式施加竖向轴力(不考虑柱的挠曲二阶 效应),可以有效消除传统滑动装置水平摩阻力带来的误差,采用柱端加载亦可避 免梁端位移协同控制的难题。为模拟梁端可动铰支座的边界条件,梁端二力杆采用 允许水平位移和转角、限值竖向位移的格构式双铰,同时还可以有效防止梁的扭转, 提高试验过程的安全性。

② 加载制度

加载时,首先利用安装在柱顶的 2000 kN 拉压千斤顶施加轴压力,分三级施加,级差取 1/3N₀,每级荷载施加完毕后,持荷 1 min 并采集数据。随后安装梁端二力杆,通过与柱端相连的 500 kN 水平拉压千斤顶对试件施加往复荷载,并全程保持轴压力不变。往复加载采用位移控制,各级控制位移对应的层间位移角 DR 分别为 0.1% (2.33 mm)、0.13% (3.11 mm)、0.2% (4.66 mm)、0.4% (9.32 mm)、0.67% (15.53 mm)、1% (23.30 mm)、1.3% (31.07 mm)、2% (46.60 mm)、3% (70.61 mm)、4% (93.20 mm)、5% (116.50 mm)、6.7% (155.33 mm),每级荷载下循环两次,加载制度如图 2.9 所示。在每级加载的持荷间隙认真观察并记录试件的变形情况、破坏情况(如混凝土裂缝、钢材屈曲、焊缝或母材开裂等)以及其他可能出现的异常情况(如螺母松动)等,确保试验安全、顺利地进行。当荷载下降到峰值荷载的 85%以下时认为试件破坏,停止试验。





Fig. 2.9 Horizonal loading scheme

2.2.4 测量方案

试验测量内容及方法如下:① 柱顶水平力。通过与水平千斤顶相连的传感器
实时采集。② 水平位移。柱顶、左/右梁端各布置一个 LVDT 位移计(LVDT1~3) 实时采集。③ 核心区剪切变形。在节点核心区的对角位置焊接短纲筋并布置 2 个 沿对角线方向的 LVDT 位移计(LVDT4~5)实时采集,由位移数据换算得到剪切 变形。④ 梁柱端倾角。由布置在梁柱端的六个倾角仪测得,在每级循环位移控制 点处人工记录倾角仪读数。⑤ 核心区钢管应变。在节点核心区钢管沿对角线方向 布置 45° 应变花。如图 2.10a 所示,共 5 组 15 个编号为 F11~F53 的电阻应变片, 如 F31 代表 3 号应变花的第 1 个方向的应变)。⑥ U 形钢梁应变(B1~B12)、板纵 筋(R1~R12)和楼板混凝土(C1~C8)。在相应位置布置一定数量的电阻应变片, 每级循环位移控制点处由计算机采集应变片数据。位移计及倾角仪的布置详见图 2.8a(LVDT 为线性差动式位移传感器),应变片布置如图 2.10 所示。





(c) 板纵筋、楼板混凝土应变片

图 2.10 应变片布置图

Fig. 2.10 Arrangement of strain gauges

2.3 试验现象及破坏模式

为便于对试验现象进行描述,现约定:(1)加载方向:对柱端施加向右位移时 为正向加载,向左为反向加载;(2)左梁、右梁:左、右两侧的判别以图 2.8a 中试 件正视图为准。显然,当正向加载时,右梁受正弯矩作用,下翼缘受拉、楼板受压; 左梁受负弯矩作用,下翼缘受压、楼板受拉。反向加载时与之相反。下文将对 4 个 节点试件的低周往复循环加载试验进行全过程现象分析和破坏模式总结。

2.3.1 试验现象分析

① 试件 JS-1

该试件轴压比为 0.2 (655 kN), 在施加轴压力阶段无明显试验现象。循环往复 荷载作用下的全过程现象如下:加载初期,试件无明显现象;当以水平位移 9.32 mm(DR=0.4%)进行第一次循环,正向加载时右梁混凝土楼板底面距离柱翼缘 5 mm 位置处开始出现裂缝,反向加载时左梁混凝土楼板底面距离柱翼缘 8 mm 位置 处开始出现裂缝:当水平位移加至15.53 mm (DR=0.67%),正向加载时左梁混凝 土楼板顶面距离柱翼缘 20 mm 位置处出现裂缝,反向加载时右梁混凝土楼板顶面 距离柱翼缘 15 mm 位置处出现裂缝;随着位移不断增大,混凝土楼板顶面裂缝逐 渐增多,且不断由板顶向板底发展(图 2.11a),而且板顶开始出现贯通的横向裂缝; 当水平位移加至 31.07 mm (DR=1.3%) 循环时, 混凝土楼板与柱钢管壁出现明显 的脱离,表明梁顶负弯矩钢筋与楼板混凝土产生粘结滑移;且第一次反向加载时柱 后侧腹板发生受剪鼓曲现象(图 2.11b),同时在距离柱翼缘 50 mm 的右梁下翼缘 受压鼓曲(图 2.11c); 当加至 46.6 mm (DR=2%)循环时, 受压侧的 U 形梁下翼 缘鼓曲更加明显: 当水平位移加至 93.2 mm (DR=4%) 的第一次循环时, 正向加载 和反向加载的承载力均到达峰值,随后很快出现梁端焊缝处柱翼缘母材 Z 向拉裂 的现象(图 2.11d);当荷载下降到峰值荷载的 85%以下时停止试验,观察到两侧板 顶混凝土均被不同程度的压溃(图 2.11e)。



(a) 板底和板侧裂缝







试验结束后,将节点核心区柱腹板剥离,发现核心区混凝土出现较多沿对角线的受剪交叉斜裂缝及局部压溃现象(图 2.11f),结合柱腹板的鼓曲现象(图 2.11b), 判断试件 JS-1 发生的破坏模式为节点核心区剪切破坏。加载后期(峰值之后)发 生的梁端焊缝处柱翼缘母材被部分 Z 向拉裂属于次生破坏,对节点的破坏模式不 构成主要影响。

② 试件 JS-2

该试件轴压比为 0.4 (1310 kN), 在施加轴压力阶段无明显试验现象。循环往 复荷载作用下的全过程现象如下:加载初期,试件无明显现象;当以水平位移 9.32 mm (DR=0.4%)进行第一次循环,正向加载时右梁混凝土楼板底面距离柱翼缘 5 mm 位置处开始出现横向裂缝,反向加载时左梁混凝土楼板底面距离柱翼缘 8 mm 位置处开始出现横向裂缝;当水平位移加至 15.53 mm (DR=0.67%),正向加载时 左梁混凝土楼板顶面距离柱翼缘 20 mm 位置处开始出现裂缝,反向加载时右梁混 凝土楼板顶面距离柱翼缘 15 mm 位置处开始出现裂缝;随着位移不断增大,混凝 土楼板顶面裂缝逐渐增多,且不断由板顶向板底发展,而且板顶开始出现贯通的横

23

向裂缝(图 2.12a);当水平位移加至 31.07 mm(DR=1.3%)循环时,左梁板顶距 离柱翼缘 65 mm 处出现一条新的裂缝贯通至板底,右梁板底距离柱翼缘 45 mm 和 65 mm 处分别出现一条贯通裂缝;当加至 46.60 mm(DR=2%)循环时,柱后侧腹 板发生鼓曲,同时右梁下翼缘亦发生鼓曲(图 2.12b);同时观察到混凝土楼板与柱 钢管壁出现明显的脱离(图 2.12c),表明梁顶负弯矩钢筋与楼板混凝土产生粘结滑 移;当进行 70.61 mm(DR=3%)的第一圈正向加载时,左梁下翼缘出现亦较明显 的受压鼓曲;当水平位移加至 93.20 mm(DR=4%)循环时,正向加载承载力相比 于前一循环又有小幅提升并到达峰值,而反向承载力由于局部鼓曲的影响已经开 始下降;之后,U形梁与柱翼缘的连接焊缝处很快出现柱翼缘的Z向拉裂现象(图 2.12d);当水平位移加至 116.50 mm(DR=5%)时,荷载下降至峰值荷载的 85%, 停止试验,观察到两侧板顶混凝土均被不同程度的压溃(图 2.12e)。

试验结束后,将节点核心区柱腹板剥离,发现核心区混凝土出现较多沿对角线的受剪交叉斜裂缝及局部压溃现象(图 2.12f),结合柱腹板的鼓曲现象(图 2.12b), 判断试件 JS-2 发生的破坏模式为节点核心区剪切破坏。加载后期(峰值之后)发 生的梁端焊缝处柱翼缘母材被部分 Z 向拉裂属于次生破坏,对节点的破坏模式不构成主要影响。



(a) 横向贯通裂缝



(c) 楼板与柱翼缘脱离



(b) 柱腹板、U 形梁下翼缘鼓曲



(d) 柱翼缘 Z 向拉裂



(e) 板顶混凝土压溃

(f) 核心区混凝土斜裂缝

图 2.12 试件 JS-2 试验现象

Fig. 2.12 Test phenomenon of specimen JS-2

③ 试件 JS-3

该试件轴压比为 0.2 (665 kN), 在施加轴压力阶段无明显试验现象。循环往复 荷载作用下的全过程现象如下:加载初期,试件无明显现象;当水平位移加至15.53 mm (DR=0.67%), 正向加载时左梁混凝土楼板顶面距离柱翼缘 20 mm 位置处开始 出现裂缝,反向加载时右梁混凝土楼板顶面距离柱翼缘 10 mm 位置处开始出现裂 缝,并均从板顶自上而下延伸到板侧中部;随着位移不断增大,混凝土楼板顶面裂 缝逐渐增多, 且不断由板顶向板底发展, 而且板顶开始出现贯通的横向裂缝(图 2.13a); 当位移加至 23.3 mm (DR=1%)时, 左梁板顶距离柱翼缘 10 mm, 35 mm 和 60 mm 处出现三条新的裂缝贯通至板底,右梁板底距离柱翼缘 25 mm 处出现一 条贯通裂缝并延伸至板侧中部;当水平位移加至 31.07 mm (DR=1.3%)循环时, 随着位移不断增大,混凝土楼板顶面裂缝逐渐增多,且不断由板顶向板底面发展 (图 2.13a),形成多条贯通裂缝;当水平位移加至 46.6 mm (DR=2%)循环时,混 凝土楼板与柱钢管翼缘出现明显的脱离,表明梁顶负弯矩钢筋与楼板混凝土产生 粘结滑移;柱背面腹板发生沿核心区对角线的鼓曲(图 2.13b),右梁下翼缘发生鼓 曲(图 2.13c),同时右侧柱翼缘下部也发生轻微鼓曲(图 2.13d);当进行 70.61 mm (DR=3%)的第一圈正向加载时,三处鼓曲更加明显,且正向加载的承载力到达 峰值,反向加载的承载力已经出现下降;当水平位移加至 93.20 mm (DR=4%)的 循环时, U 形梁下翼缘与柱翼缘的连接焊缝处出现 Z 向拉裂(图 2.13e); 当水平 位移加至 155.33 mm (DR=6.7%) 时,荷载下降至峰值荷载的 85%,停止试验,观 察到两侧板顶混凝土均被不同程度的压溃(图 2.13f)。



(a) 板侧和板底裂缝



(c) U 形梁下翼缘鼓曲



(e) 柱翼缘 Z 向拉裂



(g)前侧核心区混凝土斜裂缝、局部压溃



(b) 柱腹板沿对角线鼓曲



(d) 柱翼缘下部发生受压鼓曲



(f) 板顶混凝土压溃



(h) 后侧核心区混凝土斜裂缝、局部压溃

图 2.13 试件 JS-3 试验现象

Fig. 2.13 Test phenomenon of specimen JS-3

试验结束后,将节点核心区柱腹板剥离,发现核心区混凝土出现大量沿对角线的受剪交叉斜裂缝及局部压溃现象(图 2.13g、图 2.13h),结合柱腹板明显的受剪鼓曲现象(图 2.13b),判断试件 JS-3发生了完全的节点核心区剪切破坏。加载后期(峰值之后)发生的梁端焊缝处柱翼缘母材被部分 Z 向拉裂属于次生破坏,对节点的破坏模式不构成主要影响。

④ 试件 JS-4

该试件轴压比为 0.2 (665 kN),在施加轴压力阶段无明显试验现象。循环往复 荷载作用下的全过程现象如下:加载初期,试件无明显现象;当以水平位移 9.32 mm(DR=0.4%)进行第一次循环的正向加载时时,左梁混凝土楼板顶面距离柱翼 缘 15 mm 位置处开始出现横向裂缝,并由上往下延伸到板侧中部;当水平位移加 至 15.53 mm (DR=0.67%), 正向加载时左梁混凝土楼板顶面距离柱翼缘 35 mm 位 置处开始出现裂缝,右梁混凝土楼板底面距离柱翼缘 8 mm 和 18 mm 位置处开始 各出现一条裂缝,并均延伸到板侧中部;当位移加至23.30mm(DR=1%)时,混 凝土楼板顶面裂缝逐渐增多,且不断由板顶向板底面发展,形成多条贯通裂缝(图 2.14a); 当位移以 31.07 mm (DR=1.3%) 进行第二圈反向加载时, 左梁下翼缘与柱 翼缘的连接焊缝处母材发生初裂,并迅速向上发展成为柱翼缘母材的 Z 向拉裂破 坏(图 2.14b),同时混凝土楼板顶面裂缝继续增多,在核心区附近形成多条贯通裂 缝; 当水平位移加至 46.60 mm (DR=2%) 循环时, 混凝土楼板与柱钢管壁出现明 显的脱离(图 2.14c),表明梁顶负弯矩钢筋与楼板混凝土产生粘结滑移;柱背面腹 板发生沿核心区对角线的鼓曲(图 2.14d),正向加载的承载力达到峰值开始下降; 当水平位移加至 93.20 mm (DR=4%) 循环时,反向加载的承载力到达峰值,同时 柱背面腹板的鼓曲更加明显(图 2.14d); 当水平位移加至 155.33 mm (DR=6.7%) 时,荷载下降至峰值荷载的85%,停止试验,观察到两侧板顶混凝土均被不同程度 的压溃(图 2.14e)。



(a) 楼板贯通裂缝



(b) 柱翼缘 Z 向拉裂

重庆大学硕士学位论文



(c) 楼板与柱翼缘脱离



(e) 板顶混凝土压溃



(d) 柱腹板沿对角线鼓曲



(f) 核心区混凝土



Fig. 2.14 Test phenomenon of specimen JS-4

试验结束后,将节点核心区柱腹板剥离,发现核心区混凝土几乎未出现受剪斜裂缝(图 2.14f),原因是在 DR=1.3%时就出现了梁端焊缝处柱翼缘母材被 Z 向拉裂的现象,梁端剪力和弯矩不能有效传递给核心区,导致节点的破坏模式与其他试件有较大差异。判断试件 JS-4 未发生预期的节点核心区剪切破坏模式,而是发生柱翼缘 Z 向拉裂的梁端破坏模式。出现该现象的原因可能有以下几点:

(1) 焊缝本身存在缺陷。

(2)焊缝热影响区母材材质变脆、韧性变差,易产生裂纹。再加上柱翼缘厚 度较小,裂纹一旦产生就会很快发展成为Z向拉裂的破坏模式。

(3) U 形梁下翼缘与柱翼缘连接处焊缝受力复杂,既受到梁端弯矩产生的弯曲正应力,亦受到梁端剪力产生的竖向剪应力,焊根处易产生严重的应力集中现象。

(4)内隔板和U形梁下翼缘厚度太小难以对中,导致柱翼缘钢板局部偏心受拉。

28

2.3.2 破坏模式总结

从承载力来看,四个节点试件的最大水平推力分别为 151.1 kN、159.2 kN、 170.5 kN 和 140.4 kN;从试验现象来看,试件 JS-1、JS-2 和 JS-3 的节点核心区均 出现不同程度的受剪交叉斜裂缝以及柱腹板受剪鼓曲现象,且以试件 JS-3 最为明 显;试件 JS-4 虽发生了柱腹板的轻微鼓曲,但由于梁端焊缝处柱翼缘母材很早就 被 Z 向拉裂,梁端剪力和弯矩不能有效传递给核心区,导致其核心区混凝土几乎 未产生受剪斜裂缝。另外,从梁端焊缝处柱翼缘母材被 Z 向拉裂发生的时间来看, 试件 JS-1、JS-2 和 JS-3 均出现在荷载峰值之后,结合各试件的滞回曲线(图 2.15) 可知,此时节点已发生了较充分的塑性流动,故基本可判定节点发生了核心区剪切 破坏;而试件 JS-4 梁端破坏较早(DR=1.3%),试件基本还处于弹性阶段,尚未达 到核心区极限抗剪承载力。综上所述:试件 JS-1、JS-2 和 JS-3 发生了节点核心区 破坏,试件 JS-4 发生了柱翼缘 Z 向拉裂的破坏模式。

2.4 试验结果分析

2.4.1 荷载-位移滞回曲线

① P-∆。滞回曲线

各试件的柱端荷载(即层间剪力 P)-柱顶水平位移(Δ_c)滞回曲线如图 2.15 所示。整体来看,各曲线表现出一定的非对称性,正向加载的承载力略高于反向加载。 当位移不超过 31.07 mm (DR≤1.3%)时,试件处于弹性工作阶段,曲线基本沿线 性循环;此后 (DR≥2%),试件由于混凝土开裂、U 形梁下翼缘鼓曲、柱腹板受剪 鼓曲等原因进入弹塑性阶段,曲线开始呈现出明显的刚度退化、强度退化以及残余 变形,所有曲线在后期均表现出不同程度的"捏缩"现象。





图 2.15 P-A。滞回曲线

Fig. 2.15 Column end load-displacement hysteretic curves

试件 JS-1、JS-2 和 JS-4 的滞回曲线呈典型的"反 S 形",试件 JS-3 的滞回曲 线相对饱满,呈"弓形",表明试件 JS-3 的抗震性能最好。"捏缩"效应的产生是 由于滞回曲线中的"滑移"段,即只施加很小的力就能产生很大的位移,究其本质 原因有三:(1)节点核心区混凝土剪切斜裂缝的张合作用。试件 JS-1、JS-2 和 JS-3 在 DR 处于 2%~4%时均属此类。(2)梁端焊缝处柱翼缘母材被 Z 向拉裂。所有 试件在加载后期(DR>4%)时均出现此现象。(3)另外,当层间位移角较大时, 混凝土楼板与柱翼缘脱离,此时梁顶的负弯矩钢筋与楼板混凝土的粘结滑移亦有 一定影响。

② R-△。滞回曲线

由于本试验采用柱端加载的方式,为准确研究节点的受力性能,还必须得到加载过程中梁的真实受力状态。根据左右梁端支座处布置的力传感器得到的梁端剪力,绘制出梁端剪力(R)-柱顶水平位移(Δ_c)滞回曲线如图 2.16 所示,规定梁端剪力向上为正,向下为负。结合表 2.3 列出的梁端剪力代表值分析可知:

(1)试件 JS-1、JS-2 和 JS-3 的 *R-Δ*。曲线相似,梁左、右两端剪力比较对称, 且表现出共同的特征:在 DR=1.3%的循环之前,左、右梁端的剪力基本保持相等, 梁端正向剪力引起的正弯矩均使 U 形钢下翼缘受拉屈服(*R*⁺_{max}≥*R*⁺_{y,p});随后由 于试件 JS-1、JS-2 的梁端下翼缘与柱连接焊缝处母材出现轻微裂纹并发展,其正 向剪力无法继续增长(*R*⁺_{max}≤*R*⁺_{max,p}),但试件 JS-3 的梁端焊缝处母材裂纹发生 较晚,其正向剪力达到了相应的塑性极限(*R*⁺_{max}≥*R*⁺_{max,p});而梁另外一端的负向 剪力使下翼缘受压屈服后却可以继续增加,截面塑性继续发展,直到梁顶负筋受拉 屈服,此时全截面达到塑性极限负弯矩,即 *R*-max≥*R*-max,p。

(2) 试件 JS-4 的 *R-A*。曲线表现出明显的不对称性。梁右剪力变化规律与试 件 JS-1 和 JS-2 相似,正向剪力增加到 *R*⁺*y*,p 又有小幅增长,然后随着右梁下翼缘与 柱连接焊缝处母材断裂开始下降,离全截面塑性极限正弯矩对应的剪力还有一定 差距;右梁负弯矩下材料利用较充分,*R*⁻max 能够达到塑性极限对应的 *R*⁻max,p。梁左 正向剪力过早达到峰值并开始下降,原因是左梁焊缝处母材开裂过早,在 DR=1% 的负向循环就出现断裂并迅速向上扩展为柱翼缘母材 Z 向拉裂,导致 *R*⁺max 仅能达 到弹性极限 *R*⁺*y*,p,正弯矩下的材料利用率很低;梁左负向剪力最终也未能达到塑 性极限对应的 *R*⁻max,p,原因与梁顶贯穿钢筋的滑移有较大关系。





Fig. 2.16 Comparison of $R-\Delta_c$ hysteretic curves

(3)整体来讲, *R*⁻max/*R*⁻max,p</sub>的平均值为 1.20,说明负弯矩作用下梁截面的材料强度得到充分发挥; *R*⁺max/*R*⁺max,p</sub>的平均值仅为 0.86,说明正弯矩作用下梁截面的材料强度利用率较低,主要原因是焊缝及母材的开裂。因此,为最大程度利用材料强度,建议采取比全对接焊缝更可靠的梁下翼缘与柱翼缘的连接措施。另外,对于下隔板+梁顶负筋贯穿式节点,还需加强梁顶负弯矩钢筋与柱壁的连接,尽可能减小滑移的影响。

Table 2.3 Representative values of shear force at beam end of joint specimens											
试件 名称	加载 方向	R ⁺ _{max} (kN)	R [−] _{max} (kN)	$R^+_{y,p}$ (kN)	<i>R</i> ⁻ _{y,p} (kN)	R ⁺ _{max,p} (kN)	R [−] _{max,p} (kN)	$\frac{R^+_{\rm max}}{R^+_{\rm y,p}}$	$\frac{R^{+}_{\rm max}}{R^{+}_{\rm max,p}}$	$\frac{R^{-}_{\max}}{R^{-}_{y,p}}$	$\frac{R^{-}_{\max}}{R^{-}_{\max,p}}$
JS-1	正	107.9	173.4	76.4	61.0	137.2	139.0	1.41	0.79	2.84	1.25
	负	105.3	160.1	76.4	61.0	137.2	139.0	1.38	0.77	2.62	1.15
JS-2	正	111.2	206.7	76.4	61.0	137.2	139.0	1.46	0.81	3.39	1.49
	负	137.3	176.3	76.4	61.0	137.2	139.0	1.80	1.00	2.89	1.27
JS-3	正	149.9	181.1	76.4	61.0	137.2	139.0	1.96	1.09	2.97	1.30
	负	141.1	173.1	76.4	61.0	137.2	139.0	1.85	1.03	2.84	1.25
JS-4	正	107.7	114.5	76.4	61.0	137.2	139.0	1.41	0.78	1.88	0.82
	负	79.5	152.2	76.4	61.0	137.2	139.0	1.04	0.58	2.50	1.09
平均值	_	_	_	_	_	_	—	1.54	0.86	2.74	1.20

表 2.3 梁端剪力代表值

注:

R⁺max ——试验测得的向上的梁端剪力(对应正弯矩)最大值;

R-max ——试验测得的向下的梁端剪力(对应负弯矩)最大值;

R⁺_{v,p} ——根据正弯矩作用下梁端下翼缘受拉屈服(弹性极限)计算的梁端剪力预测值;

R-_{y,p} ──根据负弯矩作用下梁端下翼缘受压屈服(弹性极限)计算的梁端剪力预测值;

 $R^+_{\text{max,p}}$ ——根据正弯矩作用下梁端全截面塑性屈服(塑性极限)计算的梁端剪力预测值;

R⁻max.p</sub>──根据负弯矩作用下梁端全截面塑性屈服(塑性极限)计算的梁端剪力预测值。

2.4.2 荷载-位移骨架曲线及承载力分析

根据《建筑抗震试验方法规程》^[129],取各试件荷载-位移滞回曲线的各级加载 第一次循环时对应的峰值点连成包络线,即可得到骨架曲线。骨架曲线反映构件不 同阶段的受力与变形特性,也是分析承载力以及其他抗震指标的基础。各节点试件 的*P-A*。骨架曲线如图 2.17 所示。



图 2.17 P-A。骨架曲线

Fig. 2.17 Column end load-displacement skeleton curves

本文采用等能量法从骨架曲线上确定屈服点,如图 2.18 所示。具体作法:在 骨架曲线上的原点 O 与峰值点 B 之间取出点 A,使图中阴影面积 Soa 等于阴影面 积 SaB,此时 A 点则为屈服点;取骨架曲线下降段中对应 0.85Pmax 的 C 点为极限 点,此时对应的荷载和位移分别记为极限荷载 Pu和极限位移 Au。按上述方法根据 P-Ac 骨架曲线确定的节点试件的特征荷载及位移见表 2.4。





Fig. 2.18 Determination of characteristic points

结合图 2.17 列出的各试件的 *P-*₄。骨架曲线和表 2.4 的特征点情况,可得出以下结论:

(1)各试件的骨架曲线表现出一定的非对称性,正向加载的各特征荷载均略 高于反向加载,四个试件的正向承载力比负向承载力分别高出 14.03%, 6.18%, 22.97%和16.65%。原因是试验首先进行的是正向加载,反向加载时积累了一定的 混凝土塑性损伤,故反向加载承载力有所降低。

(2)与基本试件 JS-1 相比,试件 JS-2 的初始刚度和承载力都有小幅提高。 注意到本文采用的自平衡装置的柱轴压力作用方向始终垂直于柱顶表面,故无法 考虑平面框架节点的挠曲二阶效应。说明对于采用钢筋套筒连接的上下双分离式 内隔板节点,在不考虑挠曲二阶效应的前提下,在一定范围内增加轴压比(从 0.2 增加到 0.4)可以提高节点的刚度和抗剪承载力。

(3)与基本试件 JS-1 相比,试件 JS-3 的承载力明显增大,说明在内隔板上 焊接竖向加劲板对节点的抗剪性能反而起到不利作用,分析其原因,可能是加劲板 使得混凝土不连续,更容易产生裂缝,尤其是被内隔板、加劲板和柱翼缘包围的混 凝土区域易产生应力集中(图 3.9),可能会加重混凝土损伤。

(4)与基本试件 JS-1 相比,试件 JS-4 的正向初始刚度偏大,负向初始刚度 偏小,承载力略低。原因可能是梁柱连接焊缝处热影响区母材开裂过早,还有可能 是因为钢筋与混凝土粘结力的丧失导致更大的滑移,从而引起节点受力的不对称 性,最终导致承载力降低。

Tuble 2. Frequere points of specificity from the T-22 skeleton curves									
试件	加载	屈服荷载	屈服位移	峰值荷载	峰值位移	极限荷载	极限位移		
名称	方向	$P_{\rm y}({\rm kN})$	$\Delta_{y}(mm)$	$P_{\max}(kN)$	$\Delta_{\max}(mm)$	$P_{\rm u}({\rm kN})$	$\Delta_u(mm)$		
JS-1	正	133.85	42.81	151.13	93.20	128.46	143.94		
	负	112.52	39.88	132.54	93.20	123.66	155.27		
JS-2	正	146.27	35.22	159.22	93.20	135.34	113.92		
	负	135.68	25.68	149.95	31.07	127.46	98.82		
JS-3	正	148.74	46.20	170.53	70.61	144.95	110.42		
	负	119.96	34.97	138.67	46.60	117.87	144.87		
JS-4	正	129.27	28.37	140.40	41.75	119.34	154.35		
	负	100.06	38.11	120.36	93.20	102.31	140.53		

表 2.4 试件的 P-A。骨架曲线特征点

Table 2.4 Feature points of specimens from the $P-\Delta_c$ skeleton curves

2.4.3 延性与耗能

① 延性

延性是指结构或试件从屈服到破坏阶段的塑性变形能力,是评估结构或试件 抗震性能的重要指标之一。根据研究对象的不同,延性系数可分为位移延性系数、 转角延性系数和曲率延性系数,其中曲率延性系数只适用于截面,无法表达结构或 试件的延性。为研究方钢管混凝土柱-U形梁分离式内隔板节点的延性,本文采用 水平延性系数 μ_{Δ} 来衡量, μ_{Δ} 的定义如下:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_{\rm u}}{\Delta_{\rm y}} \tag{2.1}$$

式中, Δ_u 为柱端极限位移, Δ_y 为柱端屈服位移,具体取值见表 2.4。另外,《建 筑抗震设计规范》(GB 50011-2010)^[135]规定在抗震变形验算时,多、高层钢结构 的弹性层间位移角限值[θ_e]=1/250,弹塑性层间位移角限值[θ_p]=1/50。现定义节点试 件的屈服位移角 θ_y 和极限位移角 θ_u 分别为:

$$\theta_{y=}\frac{\Delta_{y}}{H_{c}} \tag{2.2}$$

$$\theta_{\rm u} = \frac{\Delta_{\rm u}}{H_{\rm c}} \tag{2.3}$$

式中,H。为节点相邻上、下柱反弯点之间的距离。

按上述方法计算得到各节点试件在正向加载、反向加载下的位移延性系数、屈 服位移角和极限位移角,如表 2.5 所示。所有试件的平均位移延性系数均大于 3, 而钢筋混凝土梁柱节点的位移延性系数一般要求大于 2,说明本文研究的节点延性 良好,即使加载后期梁端焊缝处发生柱翼缘母材 Z 向拉裂的情况,依靠楼板的组 合作用依然可以保证节点较好的延性需求,避免发生脆性破坏。各试件的极限位移 角 θ_u在 1/24~1/15 之间,远大于规范限值,表明变形能力良好。

表 2.5	试件的位移延性系数和位移角
Table 2.5 Ductili	ty coefficient and story drift of specimens

试件编号	位移延性系数 μΔ			屈服位移角 θ_y			极限位移角 <i>θ</i> u		
	正向	负向	平均	正向	负向	平均	正向	负向	平均
JS-1	3.36	3.89	3.63	1/54	1/58	1/56	1/16	1/15	1/16
JS-2	3.23	3.85	3.54	1/66	1/90	1/78	1/20	1/24	1/22
JS-3	2.39	4.14	3.27	1/50	1/67	1/59	1/21	1/16	1/19
JS-4	5.44*	3.69	4.57*	1/82*	1/61	1/72*	1/15	1/17	1/16

注: "*"表示该数据不能反映核心区剪切破坏模式下的节点延性,原因是试件 JS-4 过早发生 柱翼缘 Z 向拉裂破坏。

② 耗能

耗能能力作为评价抗震性能的重要指标之一,它决定着结构或构件在地震荷载作用下的破坏机率的大小。节点的耗能能力可以通过其滞回曲线来衡量,一般来

讲,滞回环越饱满,代表其耗散的能量越多。研究中结构或构件的耗能能力常采用等效粘滞阻尼系数 he来评价,he的定义如下:

$$h_{\rm e} = \frac{E_{\rm d}}{2\pi} \tag{2.4}$$

$$E_{\rm d} = \frac{S_{\rm ABC} + S_{\rm CDA}}{S_{\rm AOBE} + S_{\rm AODF}}$$
(2.5)

式中:

E_d —— 能量耗散系数,代表一个滞回环耗散的能量与其对应等效弹性 能的比值。能量用荷载-位移曲线的面积来表示,具体计算参考 图 2.19。



图 2.19 耗能计算示意图

Fig. 2.19 Schematic diagram of energy dissipation

图 2.20a 给出了四个试件在各级加载位移下第一次循环的等效粘滞阻尼系数 he随位移变化曲线。整体上看,各试件的等效粘滞阻尼系数曲线走势基本一致,在 层间位移角 DR<0.5%时,各试件处于弹性阶段,耗能能力差,he基本处于 0.04~0.08 范围内;当 DR 达到 2.0%左右时,试件先后进入弹塑性阶段,耗能能力随着塑性 变形的增大持续上升并达到峰值;后期随着试件的损伤积累和剪切破坏,滞回曲线 捏缩严重(图 2.15),he出现小幅降低,最终趋于平稳。本试验中各试件外形尺寸 基本相同,仅在构造上有微小差别,故可采用累积耗能(Etotal)来更加直观地分析 试件的耗能能力,如图 2.20b 所示,累积耗能 Etotal 基本随水平位移呈线性增长。结 合等效粘滞阻尼系数和累积耗能曲线的对比,不难发现以下规律:

(1)各试件的峰值荷载对应的等效粘滞阻尼系数 *h*e分别为 0.12、0.13、0.18和 0.14,说明本文研究的节点耗能性能优于普通钢筋混凝土节点(*h*e≈0.1)。

(2) 与基本试件 JS-1 相比, 试件 JS-2 在同一级位移荷载下的等效粘滞阻尼 系数和累积耗能均明显增大,表明对于上下双分离式内隔板节点,在一定范围内增 加轴压比(从 0.2 增加到 0.4),可以有效减缓节点区混凝土裂缝开展,从而提高节点的耗能性能;但由于轴压比较高导致节点破坏时间相对提前,故最终试件 JS-2的累积耗能最少。

(3)与基本试件 JS-1 相比,试件 JS-3 在弹性阶段的耗能基本无异,而当 DR ≥3%时,其等效粘滞阻尼系数和累积耗能均明显超过试件 JS-1,原因是试件 JS-1 较早受到柱腹板鼓曲的影响,还可能是加劲板使得混凝土不连续,更容易产生裂缝, 尤其是被内隔板、加劲板和柱翼缘包围的混凝土区域易产生应力集中(图 3.9),可 能会加重混凝土损伤,影响耗能性能。

(4) 试件 JS-4 虽发生柱翼缘 Z 向拉裂破坏,但其耗能性能与发生剪切破坏的 基本试件 JS-1 相比无显著降低。



图 2.20 耗能曲线对比

Fig. 2.20 Comparison of energy dissipation curves

2.4.4 强度退化

在同一级位移荷载下,构件的峰值承载力随荷载循环次数的增加而降低的现象,称为强度退化。一般采用强度退化系数来衡量构件在往复荷载作用下的承载力 退化规律,强度退化系数λi按下式计算:

$$\lambda_{j} = \frac{P_{j}^{i+1}}{P_{j}^{i}} \tag{2.6}$$

式中,下标j表示位移加载级数,上标i表示循环次数。如: *P*_jⁱ代表第j级位移幅值下第i次循环的峰值荷载。

图 2.21 给出了各节点试件在正、反向加载时的强度退化曲线。在加载初期的

弹性阶段(DR<1%),各试件的强度退化系数λ_j基本保持在 0.95 以上,正、反向 加载的强度退化现象不明显;当 DR 处于 1%~2%之间时,各试件的强度退化系数 出现了一次大幅度下降,原因是柱腹板受剪屈曲大都发生在这一阶段;随后,强度 退化曲线整体上呈现出"台阶式"的下降趋势,且正向加载的强度退化幅度比反向 加载时略大,原因是每级位移荷载均首先进行正向加载,随着位移增大,混凝土裂 缝发展以及焊缝热影响区母材开裂等现象率先出现在正向加载的循环,导致节点 的正向加载刚度越来越小,相应地,试件的强度退化现象也越来越严重。

此外,关注到各试件的峰值荷载基本发生于 DR 在 2%~4%的阶段内(表 2.4), 而此阶段内,试件 JS-2 的强度退化系数比其他试件都明显偏小(除试件 JS-4 过早 发生柱翼缘 Z 向拉裂破坏以外),说明在一定范围内,高轴压比会加快节点的强度 退化,从而降低节点的延性。





Fig. 2.21 Comparison of strength degradation curves

2.4.5 刚度退化

刚度退化指的是在往复循环荷载作用下,当保持相同的峰值荷载时,峰值点位 移随循环次数的增加而增大的现象,反映了构件的累积损伤程度。一般采用环线刚 度 *K*_i来衡量构件在往复荷载作用下的刚度退化规律。环线刚度 *K*_i按下式计算:

$$K_{j} = \frac{\sum_{i=1}^{n} \left| P_{j}^{i} \right|}{\sum_{i=1}^{n} \left| \Delta_{j}^{i} \right|}$$
(2.7)

其中:

Pji—— 第j级位移幅值下第i次循环的峰值荷载;

△ji—— 第j级位移幅值下第i次循环的控制位移;

n —— 循环次数 n=2。

图 2.22 给出了各节点试件在正、反向加载时的刚度退化曲线。主要规律如下: (1)试件 JS-2 (no=0.4)的初始刚度比其他试件(no=0.2)略高,说明增大轴压比 在一定程度上可以提高试件的刚度;(2)各试件正向加载的环线刚度比反向加载时 略高,原因是试验首先进行正向加载,反向加载时已积累了一定的混凝土塑性损伤; (3)各试件仅在节点区的局部构造有细微差别,故其环线刚度变化规律基本一致, 特别是当 DR 超过 4%时,由于节点已发生核心区剪切破坏(JS-1、JS-2 和 JS-3) 或柱翼缘母材 Z 向拉裂破坏(JS-4),环线刚度均下降为初始刚度的 1/5~1/4。





Fig. 2.22 Comparison of stiffness degradation curves

2.4.6 节点核心区剪力-剪切变形分析

在柱顶轴压力及水平荷载的共同作用下,节点的受力如图 2.23a 所示。假定可 将梁端弯矩等效为一对水平力偶,分别作用于节点核心区的上、下隔板形心处(或 梁顶贯通钢筋形心处),根据节点域的平衡,得出节点核心区水平剪力计算式(2.8), 若梁端剪力未知,则根据节点的整体平衡可得剪力计算式(2.10),结构设计时应 取 *V*₁₁ 和 *V*₁₂中的较大值作为核心区剪力设计值,计算结果偏安全。

$$V_{j1} = \frac{\sum M_{b}}{h_{0}} - V_{c} = \frac{(V_{b2} - V_{b1})(L_{b} - D)}{2h_{0}} - P$$
(2.8)

$$PH_{c} = (V_{b2} - V_{b1}) \frac{L_{b}}{2}$$
(2.9)

$$V_{j2} = \left[\frac{H_{c}(L_{b}-D)}{L_{b}h_{0}} - 1\right]P, 若代入本文试验数据, V_{j2} = 5.66P$$
(2.10)

其中:

*H*_c—— 柱总高度, *H*_c=2330 mm;

节点核心区的剪切变形如图 2.23b 所示,试验时通过测量节点核心区沿对角线的相对位移,即可按下式计算得到节点核心区的剪切变形:

$$\gamma_{j} = \frac{\sqrt{D^{2} + h_{0}^{2}}}{2Dh_{0}} [(\delta_{1} + \delta_{1}^{'}) + (\delta_{2} + \delta_{2}^{'})]$$
(2.11)

其中:

 $\delta_1 + \delta'_1$ —— 节点核心区对角线伸长量; $\delta_2 + \delta'_2$ —— 节点核心区对角线缩短量;





Fig. 2.23 Force and deformation analysis of joint core



图 2.24 Vi-yi 骨架曲线

Fig. 2.24 Joint shear force-shear deformation skeleton curves

		-		5 : 5			
试件	加载	$V_{\rm j1,max}$	$V_{\rm j2,max}$	$V_{\rm j,\ max}$	$\gamma_{ m j,\ max}$	P_{\max}	V _{j,max}
名称	方向	(kN)	(kN)	(kN)	(rad)	(kN)	P _{max}
10.1	正	780.05	855.23	855.23	0.024	151.13	5.66
J2-1	负	744.90	756.58	756.58	0.022	132.54	5.71
JS-2	正	798.94	901.07	901.07	0.020	159.22	5.66
	负	907.14	844.84	907.14	0.017	149.95	5.63
JS-3	正	1078.97	965.03	1078.97	0.027	170.53	5.66
	负	851.80	781.08	851.80	0.026	138.67	5.63
JS-4	正	732.97	794.66	794.66	0.012	140.40	5.66
	负	608.08	675.00	675.00	0.011	120.36	5.61
平均值							5.65
方差							0.03

表 2.6 V_j-y_j 骨架曲线代表值

Table 2.6 Representative value of the V_i - γ_i skeleton curves

结合图 2.24 列出的各试件 *V*_j-*γ*_j 骨架曲线和表 2.6 列出的代表值可以看出,相 比于试件 JS-4,试件 JS-1、JS-2 和 JS-3 的剪切变形明显较为充分,其最大剪切角 分别达到了 0.024 rad、0.020 rad 和 0.027 rad。参考文献^[141],发生梁端破坏的节点 最大剪切角基本小于 0.01 rad,发生剪切破坏的节点最大剪切角一般超过 0.02 rad。 根据此标准,本文研究的节点试件 JS-1、JS-2 和 JS-3 发生节点核心区剪切破坏, 且试件 JS-3 的剪切破坏程度最大,与试验现象得到的结论一致。试件 JS-4 的最大 剪切角仅 0.012 rad,是因为其梁柱连接焊缝处柱翼缘母材开裂过早,节点核心区

41

尚未发生明显的剪切变形就提前破坏。两种计算方法计算得到的核心区最大剪力 V_{j1,max}和V_{j2,max}无太大差别,统计发现各试件的V_{j,max}(即V_{j1,max}和V_{j2,max}两者较 大值)约为P_{max}的 5.65 倍,且离散性较低(V_{j,max}/P_{max}的标准差仅为 0.03),说明 式(2.10)可以非常准确地预测节点核心区剪力,为后文节点核心区抗剪承载力的 有限元参数分析提供参考。

2.4.7 变形组成分析

在水平荷载作用下,U形梁、方钢管混凝土柱以及节点核心区均会产生相应的 变形,为进一步研究节点的受力机理,本小节对各节点的柱顶水平位移组成进行分 析。对于本文研究的十字型中节点,柱顶水平位移主要由以下四个部分组成:① 由 柱弹性变形引起的柱顶位移 Δ_{ce} (图 2.25a);② 由梁弹性变形引起的柱顶位移 Δ_{be} (图 2.25b);③ 由核心区剪切变形引起的柱顶位移 Δ_{j} (图 2.25c);④ 由梁塑性变 形引起的柱顶位移 Δ_{bp} (图 2.25d)。即:

$$\Delta_{\rm c} = \Delta_{\rm ce} + \Delta_{\rm be} + \Delta_{\rm j} + \Delta_{\rm bp} \tag{2.12}$$

各部分变形计算时需假定其他部分为刚性,具体计算方法分述如下:

(1) 由柱弹性变形引起的柱顶位移 Δce

节点设计遵循"强柱弱梁"原则,柱不会发生塑性变形,故仅考虑柱弹性变形 引起的柱顶水平位移 Δ_{ce}。根据图 2.25a 的几何关系,Δ_{ce}按下式计算:

$$\Delta_{ce} = \Delta_{ceb} + \Delta_{ces} = \frac{P(H_{c1}^3 + H_{c2}^3)}{3E_{co}I_{co}} + \frac{kP(H_{c1} + H_{c2})}{G_{co}A_{co}}$$
(2.13)

其中:

△ceb —— 由柱弯曲变形引起的柱顶水平位移;

△ces —— 由柱剪切变形引起的柱顶水平位移;

P--- 柱顶水平推力;

Hc1—— 上柱高度,柱顶加载点到楼板上表面的距离,Hc1=825 mm;

H_{c2}—— 下柱高度, U 形梁底面到柱底铰心的距离, H_{c2}=850 mm;

EcoIco —— 钢管混凝土柱截面抗弯刚度,计算参考规范 CECS 159^[52];

GcoAco —— 钢管混凝土柱截面抗剪刚度,计算参考规范 CECS 159^[52];

k—— 弯曲切应力形状系数,矩形截面取 k=1.2。

(2) 由梁弹性变形引起的柱顶位移 Δbe

根据图 2.25b 的几何关系,由梁弹性变形引起的柱顶位移 ⊿be 按下式计算:

$$\Delta_{\rm be} = H_{\rm c} \frac{\delta_{\rm be}}{L_{\rm b}} \tag{2.14}$$

$$\delta_{be} = \delta_{beb} + \delta_{bes} = \frac{2Rl^3}{3E_u I_u} + \frac{2kRl}{G_u A_u}$$
(2.15)

$$R = P \frac{H_c}{L_b}$$
(2.16)

$$E_{\rm u}I_{\rm u} = E_{\rm s}I_{\rm s} + 0.6E_{\rm c}(I_{\rm c1} + I_{\rm c2})$$
(2.17)

$$G_{\rm u}A_{\rm u} = G_{\rm s}A_{\rm s} + 0.6G_{\rm c}(A_{\rm c1} + A_{\rm c2}) \tag{2.18}$$

其中:

 δ_{be} ——梁端反力引起的支座处的等效竖向位移;

$$\delta_{beb}$$
——梁弯曲变形引起的支座处的等效竖向位移;

*H*_c—— 柱总高度, *H*_c=2330 mm;

- 1--- 一侧梁净跨, l=1350 mm;
- *L*_b--- 梁总跨度, *L*_b=3000 mm;
- *E*_u*I*_u —— U 形梁的抗弯刚度,由钢和混凝土抗弯刚度叠加计算,其 中混凝土部分考虑了裂缝及 U 形钢内混凝土未与柱直接相 连导致的刚度折减效应;
- $G_{u}A_{u}$ —— U 形梁的抗剪刚度, 计算类比 $E_{u}I_{u}$;

Gs、Gc--- 钢材、混凝土的剪切模量;

*I*_{c1}、*I*_{c2}、*I*_s—— 楼板混凝土、U形钢内混凝土、U形钢的惯性矩;

Ac1、Ac2、As—— 楼板混凝土、U形钢内混凝土、U形钢的截面面积。

(3) 由核心区剪切变形引起的柱顶位移 Ai

根据图 2.25c 的几何关系,由核心区剪切变形引起的柱顶水平位移 ⊿j 按下式 计算:

$$\Delta_{\rm j} = \gamma_{\rm j} (H_{\rm c} - h_{\rm b}) \tag{2.19}$$

其中:

γ_i —— 节点核心区剪切变形, 按式 (2.11) 计算;

*h*_b —— 组合梁总高度, *h*_b=350 mm。

(4) 由梁塑性变形引起的柱顶位移 Abp

根据图 2.25d 的几何关系,由梁塑性变形引起的柱顶位移 Abp 按下式计算:

$$\Delta_{\rm bp} = \theta_{\rm bp} H_{\rm c} \tag{2.20}$$

其中:

 θ_{bp} ——梁端塑性较区转角,即梁端③、④号倾角仪的差值(图 2.8a)。



Fig. 2.25 Horizontal displacement decomposition of column top of specimens

图 2.26 给出了各试件的柱顶水平位移组成分析结果,大致规律如下:

(1) 柱弹性变形引起的柱顶位移 *A*ce 占比在试验全过程都保持在 10%以内, 且随着 DR 的增大占比越来越小,这是因为节点按照"强柱弱梁"设计,柱几乎不 发生弹性变形。

(2)梁弹性变形引起的柱顶位移 Δbe 占比在 DR 小于 1%时大约在 40%~50% 左右,随着 DR 的增大占比逐级递减。

(3)当 DR=0.4%时,由节点核心区剪切变形引起的柱顶位移 Δ_j占比较小,仅为 20%~30%,随着位移的增大,节点核心区塑性发展越来越明显,Δ_j占比也越来越大,最终达到 40%~50%。

(4) 由梁塑性变形引起的柱顶位移 Δbp 占比基本上虽位移递增,相比之下,

在 DR=4%时,试件 JS-2 和 JS-4 的 *d*_{bp} 占比略低,试件 JS-3 最为充分,这是因为 试件 JS-2 的较高轴压比(*n*₀=0.4)和试件 JS-4 的焊缝母材开裂过早,均使得试件 破坏时间提前,梁塑性未充分发展,而试件 JS-3 的梁端塑性和节点核心区剪切塑 性发展均比较充分。



图 2.26 试件柱顶水平位移组成分析



2.4.8 节点刚度分析

梁柱节点按刚度可分为刚接、半刚接和铰接三类。美国规范 AISC 360-10^[47]中 对节点刚度的判别如下:当 *M*_b/*M*_{bp}-*Φ*/*Φ*_p 曲线的初始斜率(*M*_b/*M*_{bp}=2/3 时对应的割 线斜率)大于 20 为刚性节点,小于 2 时为铰接节点,在 2~20 范围内则为半刚性 节点。其中,*M*_b为梁端弯矩,*M*_{bp}为梁全截面塑性极限弯矩,*Φ* 为节点转角,*Φ*_p为 梁全截面塑性极限弯矩对应的节点转角。为更加深入、直观地研究本文十字型中节 点的刚度,现分别考察左梁、右梁与柱的连接刚度,并采用上述判别方法的等效形 式,即:当 $M_{b}-\Phi$ 曲线的初始斜率 $K_{0}(M_{b}/M_{bp}=2/3$ 时对应的割线斜率)大于 $20E_{s}I_{b}/L$ 为刚性节点,小于 $2E_{s}I_{b}/L$ 时为铰接节点,在 $2E_{s}I_{b}/L~20E_{s}I_{b}/L$ 范围内则为半刚性节点。其中, M_{b} 为梁端弯矩,根据左、右梁端实测剪力计算得到; Φ 取图2.8a中② 号倾角仪与④、⑤号倾角仪差值,分别代表左梁、右梁与柱之间的节点转角,定义梁柱夹角小于 90° 时 ϕ 为正(对应受正弯矩一侧梁); $\Phi_{p}=M_{bp}L/(E_{s}I_{b}),L$ 为梁一侧的跨度(L=1500 mm), $E_{s}I_{b}$ 为U形钢的截面抗弯刚度。各节点试件的 $M_{b}-\Phi$ 曲线如图2.27所示。





Fig. 2.27 $M_{\rm b}$ - Φ curves of joint specimens

结合图 2.27 和节点试件的刚度统计表 (表 2.7), 主要发现以下规律:

(1)试件 JS-1、JS-2 和 JS-3 的节点平均割线刚度分别为 6.65、9.24 和 9.13 倍的 *E*_s*I*_b/*L*,判定这三个试件属于半刚接节点;试件 JS-4 的左梁由于下翼缘与柱连接 焊缝处母材过早开裂,正弯矩未能达到 2/3*M*⁺_{bp},故认为试件 JS-4 属于铰接节点。

(2)除试件 JS-4 以外,其他三个试件均表现出梁受正弯矩一侧的节点平均刚 度大于负弯矩一侧的平均刚度,主要原因是正弯矩作用下混凝土楼板受压,可以有 效限制节点变形,而负弯矩作用下楼板混凝土开裂对节点刚度不利;另一方面,由 于正弯矩作用下存在后期梁与柱连接焊缝处母材开裂的问题,正弯矩一侧的承载 力相比于负弯矩承载力较快达到峰值并开始下降,且节点刚度下降幅度较大,这一 现象在试件 JS-4 的左梁最为突出(图 2.27d)。

另外还可以发现,各个试件的梁端负弯矩均可达到塑性极限,材料强度得到充 分发挥;而正弯矩峰值很难达到塑性极限,强度利用率较低。可依此判别,负弯矩 作用下各节点属于全强度节点,正弯矩作用下各节点属于部分强度节点。

				5	1		
计供伯旦	左梁 K ₀ /(E _s I _b /L)		右梁 K_0	$/(E_{\rm s}I_{\rm b}/L)$	平均 K ₀ /(E _s I _b /L)		
试 件 绷 亏	正弯矩	负弯矩	正弯矩	负弯矩	正弯矩	负弯矩	平均值
JS-1	7.65	5.12	8.65	5.16	8.15	5.14	6.65
JS-2	9.63	10.89	10.57	5.85	10.10	8.37	9.24
JS-3	9.47	8.41	13.05	5.57	11.26	6.99	9.13
JS-4	_	2.49	6.96	8.49	—	5.49	—

表 2.7 节点试件刚度分类 Table 2.7 Stiffness classification of joint specimens

2.4.9 应力与应变分析

为明确剪切破坏模式下各节点的应力与应变发展及分布规律,现以发生完全 核心区剪切破坏的典型试件 JS-3 为例,从以下四个方面进行分析:

① U形钢梁和板侧混凝土应变

图 2.28a 显示了 U 形钢梁靠近节点核心区的左梁截面 2 表面各应变随位移加 载的变化曲线 (ε-Δ_c 曲线),可以看出,初期各应变基本随位移线性增长,正弯矩 下梁底应变 B7 和 B8 在 DR=1.3%时达到屈服 (ε⁺y=1394.2 με),经过一段时间的塑 性流动后下降 (原因是后期梁端焊缝处柱翼缘母材发生 Z 向拉裂破坏);而负弯矩 下梁底应变屈服时间较晚 (DR=4.0%左右),但屈服区域较大 (B7、B8 和 B9 均达 到 ε_y=1394.2 με)。图 2.28b 显示了左梁截面 2 的应变沿高度分布曲线,可以看出, 正、负弯矩下的组合梁均基本符合平截面假定;由于混凝土开裂的影响,混凝土板 侧应变片在 DR 超过 2.0%时就已损坏失效,故无法观测到混凝土压应变达到其极 限压应变 ε_{cu}。





Fig. 2.28 The strain of U-shaped steel beam and slab side concrete

② 板顶混凝土应变

图 2.29a 显示了板顶混凝土各应变随位移加载的变化曲线(ε-Δe曲线),可以看出,混凝土很早(DR<1.0%)就达到了开裂应变(ε_{t,r}=102.6 με),与前期板面混凝土开裂的现象一致,随后很快应变片损坏失效,故只提取了 DR≤2.0%的有效数据。结合图 2.29b 列出的板顶混凝土压应变沿板宽分布曲线可知,从板中线到板边缘,应变基本上呈现越来越小的趋势,表现出较明显的剪切滞后效应,而且到板边缘的压应变近似减小为 0,说明本文组合梁楼板有效宽度的选取是合理的。



图 2.29 板顶混凝土应变

Fig. 2.29 The strain of the top surface of the concrete slab

③ 板纵筋应变

选取靠近节点核心区并处于同一截面的板纵筋纵向应变(图 2.10c 中的 R2、 R5、R7 和 R10)进行分析。图 2.30a 显示的是板纵筋的 ε-Δc 曲线,可以看出,靠 近中部的板筋(即梁顶负弯矩钢筋)应变 R7 和 R10 在负弯矩作用下受拉可以达到 其屈服应变 ε_y(2174.1 με),而正弯矩作用下的 R7 和 R10 除了在加载初期可以达 到一定的受压负应变,之后便基本处于受拉状态,且达到的应变值很小,说明梁顶 负弯矩钢筋发生了明显的滑移。结合图 2.30b 列出的板纵筋应变沿板宽分布曲线可 知,靠近板中部的板筋应变普遍大于板边缘的板筋,表现出类似于楼板混凝土的剪 切滞后效应,说明钢筋和混凝土协同作用良好。



图 2.30 板纵筋应变

Fig. 2.30 The strain of the longitudinal reinforcement in concrete slab

④ 核心区柱腹板应力

由于核心区柱腹板不再像前述应变处于单向应力状态,不能直接通过应变进 行分析。因此,需要先通过布置在核心区柱钢管(腹板)上的五个三轴 45°应变 花,分别计算得到其主应力、主方向和第四强度相当应力。忽略核心区柱钢管径向 应力(即 σ₂=0),按平面应力状态进行计算:

$$\sigma_{1,3} = \frac{E_{\rm s}}{2(1-\nu)} (\varepsilon_{0^{\circ}} + \varepsilon_{90^{\circ}}) \pm \frac{E_{\rm s}}{\sqrt{2}(1+\nu)} \sqrt{(\varepsilon_{0^{\circ}} - \varepsilon_{45^{\circ}})^2 + (\varepsilon_{45^{\circ}} - \varepsilon_{90^{\circ}})^2} \quad (2.21)$$

$$\tan 2\alpha_0 = \frac{2\varepsilon_{45^\circ} - \varepsilon_{0^\circ} - \varepsilon_{90^\circ}}{\varepsilon_{0^\circ} - \varepsilon_{90^\circ}}$$
(2.22)

$$\sigma_{r4} = \sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]}$$
(2.23)

其中:

 E_{s} — 钢材弹性模量; $\sigma_{1}, \sigma_{2}, \sigma_{3}$ — 第一、第二、第三主应力; $\varepsilon_{0^{\circ}}, \varepsilon_{45^{\circ}}, \varepsilon_{90^{\circ}}$ — 三轴 45°应变花三个方向的应变; v — 钢材泊松比,取 v=0.3; a_{0} — 与主应力对应的方位角; σ_{r4} — 第四强度相当应力;



Fig. 2.31 The stress of the column web at the core area

图 2.31 列出了核心区柱腹板的 σ_{r4}-Δ_c 曲线,可以看出,柱腹板五个布置应变花 位置处的 σ_{r4} 均在 DR=2.0%附近达到屈服应力 f_y (308.3 MPa),除后期部分应变片 损坏外,1、3、5 号处的 σ_{r4} 甚至可以达到极限应力 f_u (431.7 MPa),说明柱腹板塑 性发展比较充分。将加载至 DR=2.0%的第一循环时柱腹板各布置点处的主应力、 主方向和 σ_{r4} (带下划线)标记于图 2.31b 的核心区柱腹板相应位置,不难看出,核 心区对角线 3 号位置的 σ_{r4} 大于其他位置,且五个位置的主应变方向基本与核心区 对角线吻合(核心区对角线与水平面的夹角为 arctan(h_b/D)=49.4°)。综合来看,核 心区柱腹板绝大部分发生了沿对角线方向的剪切屈服破坏,与试验现象得到的结 论一致。

2.5 本章小结

本章对 4 个方钢管混凝土柱-U 形钢组合梁分离式内隔板节点进行了低周往复 循环加载试验,考察了内隔板构造(有无加劲板)、梁顶负筋与柱翼缘连接方式(套 筒连接或钢筋贯穿)以及轴压比对节点抗剪性能的影响。通过考察节点的破坏模式 和分析各试件的荷载-位移曲线、极限承载力及特征点、延性与耗能、强度退化与 刚度退化、节点核心区剪力-剪切变形关系、柱顶水平位移组成、节点连接刚度及 应力与应变分布规律,主要得到以下结论:

① 试件 JS-1、JS-2 和 JS-3 发生了节点核心区剪切破坏,试件 JS-4 发生了柱 翼缘 Z 向拉裂破坏。为避免柱翼缘 Z 向拉裂的非预期破坏模式,应提高焊接质量, 同时确保内隔板与 U 形梁下翼缘形心对中,避免偏心受拉。

② 对于采用钢筋套筒连接的上下双分离式内隔板节点,在一定范围内增加轴压比(从 0.2 增加到 0.4,且不考虑挠曲二阶效应),可以提高节点的刚度和抗剪承载力;在内隔板上焊接竖向加劲板反而对节点的抗剪性能不利,原因可能是加劲板使得混凝土不连续,更容易产生裂缝,尤其是被内隔板、加劲板和柱翼缘包围的混凝土区域易产生应力集中,亦可能会加重混凝土损伤。

③ 本文研究的方钢管混凝土柱-U 形钢组合梁分离式内隔板节点的延性和耗能性能均优于普通钢筋混凝土节点。即使加载后期发生梁端焊缝处柱翼缘母材 Z 向拉裂的情况,依靠楼板的组合作用依然可以保证节点较好的延性需求,避免发生脆性破坏;在一定范围内增加轴压比(从 0.2 增加到 0.4)可以有效减缓节点区混凝土裂缝开展,但会导致节点破坏时间相对提前,累积耗能减少;在内隔板上焊接加劲板可能会对节点的耗能性能产生不利影响。

④ 在一定范围内增加轴压比(从 0.2 增加到 0.4),可以小幅提高试件的刚度, 但会加快节点的强度退化。

⑤ 对柱顶水平位移的变形组成分析结果表明:柱弹性变形引起的柱顶位移 Δ_{ce} 占比在试验全过程都保持在 10%以内;梁弹性变形引起的柱顶位移 Δ_{be} 占比随着位 移的增大逐级递减;节点核心区剪切变形引起的柱顶位移 Δ_j 占比随位移逐渐增大, 最终达到 40%~50%;由梁塑性变形引起的柱顶位移 Δ_{bp} 占比基本上虽位移递增。 试件 JS-3 的梁端塑性和节点核心区剪切塑性发展均比较充分。

⑥ 试件 JS-1、JS-2 和 JS-3 属于半刚接节点,试件 JS-4 因 U 形梁下翼缘与柱 连接焊缝处母材开裂过早,属于铰接节点。负弯矩下组合梁可达到塑性极限,材料 强度发挥充分,此时各节点属于全强度节点;正弯矩下组合梁很难达到塑性极限, 强度利用率较低,此时各节点属于部分强度节点。

⑦ 正、负弯矩下的组合梁应变均基本符合平截面假定;楼板混凝土及板纵筋 应变均表现出较明显的剪切滞后效应,且组合梁楼板有效宽度选取合理;核心区柱

51

腹板五个应变花位置处的第四强度应力 σ_{r4} 均达到屈服应力,且主应变方向基本与 核心区对角线吻合,表明柱腹板发生了沿对角线方向的剪切屈服破坏,与试验现象 得到的结论一致。

3 分离式内隔板节点有限元分析

3.1 引言

受限于试验条件与成本,试验的研究参数和测量内容往往较少,一般还需借助 有限元分析软件进行补充研究。首先,本章采用 ABAQUS 有限元软件对试验设计 的 4 个节点试件进行了精细化建模,从试件的荷载-位移滞回曲线、骨架曲线及特 征点、破坏形态三个方面与试验进行对比,并重点分析了节点核心区柱钢管和混凝 土的应力、应变情况以及节点核心区水平剪力分布规律。为进一步探究上下双分离 式内隔板节点和下隔板+梁顶负筋贯通两类节点的受力性能与抗剪机理,本章还在 试验与精细化模型的基础上建立适用于节点参数分析的简化有限元模型,并进行 可靠性验证。最终选取核心区混凝土强度、柱腹板屈服强度、柱腹板宽厚比、轴压 比、核心区高宽比和加劲板高度六个参数进行参数分析,以期为节点核心区抗剪力 学模型和抗剪承载力实用计算方法的建立提供依据。

3.2 有限元模型的建立

采用 ABAQUS/CAE 模块建立本文试验 4 个节点试件的有限元模型,建模主要包括选取材料本构和单元类型、网格划分、定义各部件之间的相互作用(包括接触)、合理设置分析步并根据需要输出所需变量、指定边界条件、施加荷载等。本节模型的求解采用 ABAQUS/Explicit 分析模块。节点的低周往复循环加载本质上属于静力学分析范畴,一般采用 ABAQUS/Standard 模块分析,但在隐式分析程序中,材料的退化、失效以及复杂的接触关系常常导致严重的收敛困难。本节尝试采用显示分析方法求解,在保证准静态的前提下,以期考虑混凝土开裂导致的负刚度问题以及焊缝热影响区母材的断裂失效问题。

3.2.1 材料本构关系

① 钢材

常用的钢材应力-应变关系有理想弹塑性模型(图 3.1a)和双折线模型(图 3.1b)。 为考虑钢材在低周往复荷载作用下的循环强化,本节的滞回模型选取钢材的双折 线强化模型,并采用基于 Mises 屈服准则的非线性随动强化准则。强化段斜率为初 始弹性模量的 1%,泊松比取 0.3,钢材的弹性模量 *E*s、屈服强度 *fy*和极限强度 *fu* 均根据 2.2.2 节的材性试验确定。

试验中发现 U 形梁与柱翼缘的连接焊缝处母材均出现不同程度的开裂,简单的二折线模型并不能很好地模拟这一行为。参照文献^[136],在钢材本构中加入柔性损伤(Ductile damage)可以较好地模拟焊缝热影响区母材的断裂。柔性损伤是一

53

种超低周循环往复荷载作用下的延性断裂行为,其微观断裂机制通常表现为空穴 形核、扩张和聚合的演变过程。下文将利用 ABAQUS 提供的柔性损伤模型以及默 认的单元删除功能将单元格移除,从而实现焊缝热影响区母材断裂行为的模拟。根 据本文 2.2.2 节的材性数据,按照二折线模型计算得到钢材极限应力点对应的损伤 起始等效塑性应变值为 0.06。参考文献^[136,137]中有关应力三轴度的取值范围,本文 近似取应力三轴度为 1/3(复合损伤与延性损伤分界点)效果较好;等效塑性应变 比取 0.1。钢材完全断裂时对应的极限破坏位移与网格密切相关,本文节点模型梁 柱连接焊缝处梁翼缘母材单元网格为 5 mm,柱翼缘网格为 3mm,根据文献^[138]测 得的 Q235B 钢材热影响区真实断裂应变为 0.98,计算得到其相应的极限破坏位移 分别为 4.9 mm 和 2.94 mm。



Fig. 3.1 σ - ε curve of steel

2 混凝土

混凝土作为典型的脆性材料,本构关系相对复杂,且拉压性能差别较大。本文 采用 ABAQUS 提供的混凝土塑性损伤模型,其对单调荷载和循环往复荷载下的混 凝土真实受力性能模拟均较好。

本文研究的节点中包含两类混凝土: 柱钢管中的约束混凝土和组合梁中的普 通混凝土。对于柱钢管中的约束混凝土,本文采用韩林海提出的等效应力-应变关 系,其在计算钢管混凝土结构时的可靠性及适用性已得到广泛验证。约束混凝土的 受压本构关系如下:

$$y = \begin{cases} 2x - x^2 & (x \le 1) \\ \frac{x}{\beta_0 (x - 1)^{\eta} + x} & (x > 1) \end{cases}$$
(3.1)

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}}, y = \frac{\sigma}{\sigma_{c0}}$$
 (3.2)

$$\sigma_{\rm c0} = f_{\rm c} \tag{3.3}$$

$$\mathcal{E}_{c0} = \mathcal{E}_{c} + 800\xi^{0.2} \times 10^{-6}$$
(3.4)

$$\varepsilon_{\rm c} = (1300 + 12.5f_{\rm c}) \times 10^{-6} \tag{3.5}$$

$$\xi = \frac{A_{\rm s} f_{\rm y}}{A_{\rm c} f_{\rm c}} \tag{3.6}$$

$$\eta = \begin{cases} 2 & (柱钢管圆形截面) \\ 1.6+1.5x & (柱钢管方形截面) \end{cases}$$
(3.7)

$$\beta_{0} = \begin{cases} 0.5 \times (2.36 \times 10^{-5})^{[0.25 + (\xi - 0.5)^{7}]} (f_{c})^{0.5} \ge 0.12 & (\text{柱钢管圆形截面}) \\ \frac{(f_{c})^{0.1}}{1.2\sqrt{1 + \xi}} & (\text{柱钢管方形截面}) \end{cases}$$
(3.8)

式中:

 f_c — 混凝土棱柱体抗压强度 (N/mm²), 取 0.76 f_{cu} ;

fcu —— 混凝土立方体抗压强度 (N/mm²), 取材性试验实测值。

组合梁中的普通混凝土受压本构关系按《混凝土结构设计规范》^[131]选取: $\sigma = (1 - d_c) E_c \varepsilon$ (3.9)

$$d_{\rm c} = \begin{cases} 1 - \frac{\rho_{\rm c} n}{n - 1 + x^n} & x \le 1\\ 1 - \frac{\rho_{\rm c}}{\alpha_{\rm c} (x - 1)^2 + x} & x > 1 \end{cases}$$
(3.10)

$$\rho_{\rm c} = \frac{f_{\rm c,r}}{E_{\rm c} \mathcal{E}_{\rm c,r}} \tag{3.11}$$

$$n = \frac{E_{\rm c} \varepsilon_{\rm c,r}}{E_{\rm c} \varepsilon_{\rm c,r} - f_{\rm c,r}}$$
(3.12)

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{\rm c,r}} \tag{3.13}$$

式中:

 $\alpha_{\rm c}$ —— 单轴受压应力-应变曲线下降段参数值, $\alpha_{\rm c}$ =0.157 $f_{\rm c}^{0.785}$ -0.905;

fc,r —— 混凝土单轴抗压强度代表值 (N/mm²), 此处取 fc;

 $\varepsilon_{c,r}$ — 与 $f_{c,r}$ 相应的混凝土峰值压应变, $\alpha_{c,r}=(700+172 f_c^{0.5}) \times 10^{-6}$;

dc--- 混凝土单轴受压损伤演化参数。

Ec---- 混凝土弹性模量, 按材性试验实测取值。

混凝土受拉本构关系对有限元模拟结果影响甚小,因此两类混凝土的受拉本 构均按《混凝土结构设计规范》^[131]选用:

$$\sigma = (1 - d_t) E_c \varepsilon \tag{3.14}$$

$$d_{t} = \begin{cases} 1 - \rho_{t} [1.2 - 0.2x^{5}] & x \le 1 \\ 1 - \frac{\rho_{t}}{\alpha_{t} (x - 1)^{1.7} + x} & x > 1 \end{cases}$$
(3.15)

$$x = \frac{\mathcal{E}}{\mathcal{E}_{t,r}}$$
(3.16)

$$\rho_{\rm t} = \frac{f_{\rm t,r}}{E_{\rm c} \varepsilon_{\rm t,r}} \tag{3.17}$$

式中:



图 3.2 混凝土单轴 σ-ε 曲线

Fig. 3.2 Uniaxial σ - ε curve of concrete

混凝土塑性损伤模型中的流动势函数可用 Drucker-Prager 双曲线模型表示。根据文献^[139],普通混凝土的摩擦角一般为 30°~37°,约束混凝土一般取 38°~46°。本文两类混凝土统一取 38°。流动势偏移度(Eccentricity)取默认值 0.1,双轴抗压强度与单轴抗压强度之比(*f*_{b0}/*f*_{c0})取默认值 1.16,拉压子午面上第二应力不变量之比(κ)取默认值 0.6667。由于显示求解算法不必迭代,有较好的收敛性,故粘性系数取 0.0001。节点在循环往复荷载作用下的力学性能与混凝土的损伤特性密不可分。参考文献^[140]有关受压损伤因子 *d*_c和受拉损伤因子 *d*_t的计算,在混凝土塑性损伤模型子选项中分别定义压缩损伤和拉伸损伤。刚度恢复系数控制混凝土裂缝闭合前后的行为,这里取 *w*_i=0, *w*_c=0.8。
3.2.2 单元类型及网格划分

混凝土采用八节点六面体线性减缩积分实体单元(C3D8R);外包U形钢梁的 厚度远小于另外两个方向的尺寸(不到1/10),宜采用壳单元(S4R);本文重点研 究节点核心区的水平剪力分布,若柱钢管选用壳单元,则自动忽略其在切向的抗剪 贡献,这与实际不符,故柱钢管采用实体单元,同时为避免沙漏问题,核心区钢管 采用 C3D8 完全积分实体单元;内隔板、加劲板、槽钢等尺寸较小的部件均采用 C3D8R 实体单元,在厚度方向至少划分两层网格;钢筋则采用二节点三维桁架单 元(T3D2)。

为同时保证精确度和计算效率,经过大量试算确定如下划分网格准则:核心区 混凝土网格为 1/7 边长,核心区柱钢管网格为 1/10 边长,柱两侧板混凝土网格适 当加密取 1/10 柱边长,U 形钢梁与柱钢管焊接部位(即柔性损伤失效发生部位) 网格密度为 5 mm。其他相对不重要的区域按照边长的 1/3~1/6 划分网格。网格划 分结果如图 3.3 所示。

3.2.3 相互作用

① 接触(Contact)

模型中设立的面-面接触(Surface to surface)关系有三对:U形梁与梁内混凝 土、钢管柱内侧与柱内混凝土、钢管柱外侧与组合梁混凝土。切向行为采用罚函数 的摩擦公式模拟,摩擦系数^[139]取 0.5,剪切应力^[139]取 0.6 MPa,法向行为采用"硬 接触"(Hard contact),允许接触后分离。

② 绑定 (Tie)

焊接关系在有限元中通常用绑定来模拟。模型中设立的绑定关系有三对:槽钢 底面焊接于U形钢上翼缘、内隔板四周围焊于柱钢管内侧、U形梁焊接于柱钢管 外侧。试验结果发现槽钢与U形钢上翼缘、内隔板与柱钢管内侧的焊接关系并未 发生破坏,表明设置绑定关系合理。但对于U形梁与柱翼缘焊缝处的母材均出现 不同程度的开裂,在加载全程采用绑定关系显然是不合理的。针对这一情况,本文 采用在钢材本构中加入柔性损伤和单元删除来模拟焊缝处母材的断裂行为,单元 删除后意味着该单元与其他单元的绑定关系亦不复存在。

③ 嵌固区域(Embedded region)

模型中设立的嵌固关系有三对:板内钢筋网嵌固于楼板混凝土、槽钢连接件嵌 固于楼板混凝土、内隔板(包括加劲板)嵌固于柱混凝土。钢筋与混凝土之间的粘 结滑移作用较为复杂,这里为方便计算不予考虑。



Fig. 3.3 Mesh generation and boundary conditions

3.2.4 边界条件及加载方式

参照试验边界条件,在柱顶面形心处、柱底面机械铰铰心位置、组合梁两端面 各创建一个参考点,并将其分别与对应端面耦合在一起。边界条件设置如图 3.3a 所 示,柱底参考点仅允许绕 x 轴的转动,限制绕 y 轴、z 轴的转动与 x、y、z 三个方 向的平动;柱顶参考点允许沿 y、z 方向的平动和绕 x 轴的转动,限制沿 x 方向的 平动和绕 y 轴、z 轴的转动;梁端参考点允许沿 y 方向的平动和绕 x 轴的转动,限 制沿 x、z 方向的平动和绕 y 轴、z 轴的转动;

在柱顶参考点处分别施加沿 z 方向的轴压力和沿 y 方向的位移。由于试验装置 采用不考虑挠曲二阶效应的自平衡框架,模型中施加轴压力时应选择"跟随节点旋转"。在采用显示分析的准静力滞回分析中,位移加载宜使用平滑分析步(Smooth step)的幅值表。模型采取的位移加载制度如图 3.4 所示,在平滑幅值曲线中斜率 代表加载速度,二阶导数代表加载加速度,所以只需控制曲线的最大斜率(两端点 的中间位置斜率最大)即可控制加载速率。曲线任一端点处的一阶导数和二阶导数 为零,可以有效避免在反向加载瞬间加载速率过快导致节点响应误差过大。经过试 算,每级荷载采用 10*T*₁(*T*₁为节点模型的一阶模态频率对应周期)即可保证准静 态加载。此外准静态分析过程中必须在历史变量中输出能量,用来判断分析过程中 的准静态结果是否能被接受。一般认为,变形体的动能与内能的比值: ALLKE/ALLIE 不大于 5%就认为结果准确。





Fig. 3.4 Displacement loading scheme in FEA

3.3 有限元结果与试验结果的对比

3.3.1 滞回曲线对比

试验和有限元计算得到的 *P-*₄。滞回曲线对比结果如图 3.5 所示,两者大体吻 合良好。主要规律如下:

(1)承载力方面。除试件 JS-3 的有限元正向承载力略低于试验值以外,其他 三个试件的正向承载力与试验值基本吻合;而由于有限元得到的滞回曲线比较对称,故负向承载力较试验值均偏大。

(2) 刚度方面。在达到各试件的峰值荷载(DR 约为 4.0%)之前,有限元的 加载刚度偏大且基本不变,未能很好地模拟出试验中的刚度退化现象,主要原因是 有限元无法模拟混凝土的开裂行为,但卸载刚度与试验吻合良好;当 DR 超过 4.0% 时,有限元通过设置钢材在循环往复荷载作用下的柔性损伤,较好地模拟出焊缝处 母材的断裂行为,故有限元下降段明显,且承载力下降和刚度退化的幅度更大,原 因可能与有限元中的网格划分及单元消失后无法模拟焊缝闭合行为有关。



图 3.5 P-A。滞回曲线对比

Fig. 3.5 Comparison of $P-\Delta_c$ hysteretic curves

(3)耗能方面。有限元在达到峰值荷载之前,滞回环面积与试验相比相对饱满,原因是有限元未能很好地模拟核心区混凝土剪切斜裂缝的开合作用;而后期由于有限元和试验均出现焊缝热影响区母材断裂引起的"捏缩"效应,故整体上耗能相近。

3.3.2 骨架曲线及特征点对比

试验和有限元计算得到的 P-A。骨架曲线对比结果如图 3.6 所示,两者大体吻 合良好。与试验相比,有限元的初始刚度略大,原因是有限元无法考虑材料的内部 缺陷、钢筋网内嵌于混凝土无法考虑粘结滑移、以及边界条件过于理想等;正向承 载力吻合较好,负向承载力有限元值略高于试验值。



图 3.6 P-A。骨架曲线对比

Fig. 3.6 Comparison of $P-\Delta_c$ skeleton curves

采用与 2.4.3 节相同的能量法,从有限元 *P-*Δ。骨架曲线上确定出相应的特征 点,并与试验的 *P-*Δ。骨架曲线特征点进行对比,结果列于表 3.1 和表 3.2。表中特 征荷载和特征位移的上角标"t"代表试验值,上角标"f"代表有限元值。

Table 3.1 Comparison of feature load points										
试件 名称	加载 方向	P ^t y (kN)	P ^f y (kN)	$\frac{P^{\rm f}_{y}}{P^{\rm t}_{y}}$	P ^t _{max} (kN)	P ^f _{max} (kN)	$\frac{P^{\rm f}_{\rm max}}{P^{\rm t}_{\rm max}}$	P ^t u (kN)	P ^f u (kN)	$\frac{P^{\rm f}_{\rm u}}{P^{\rm t}_{\rm u}}$
IC 1	正	133.85	127.67	0.95	151.13	154.99	1.03	128.46	131.74	1.03
JS-1	负	112.52	126.92	1.13	132.54	152.75	1.15	123.66	129.84	1.05
10.2	正	146.27	135.25	0.92	159.22	157.69	0.99	135.34	134.04	0.99
JS-2	负	135.68	135.55	1.00	149.95	163.65	1.09	127.46	139.10	1.09
10.2	正	148.74	125.06	0.84	170.53	155.90	0.91	144.95	132.52	0.91
JS-3	负	119.96	126.50	1.05	138.67	156.77	1.13	117.87	133.25	1.13
	正	129.27	123.84	0.96	140.40	150.34	1.07	119.34	127.79	1.07
JS-4	负	100.06	123.12	1.23	120.36	148.17	1.23	102.31	125.94	1.23
均值				1.01			1.08			1.06
标准差				0.12			0.09			0.09

表 3.1 特征荷载对比

	表 3.2	特征位移对比	Ł
--	-------	--------	---

Table 3.1 Comparison of feature displacement points

试件 名称	加载 方向	⊿ ^t y (mm)	⊿ ^f y (mm)	$\frac{\varDelta_{y}^{f}}{\varDelta_{y}^{t}}$	⊿t _{max} (mm)	$\Delta^{\rm f}_{\rm max}$ (mm)	$\frac{\varDelta_{\max}^{\rm f}}{\varDelta_{\max}^{\rm t}}$	⊿ ^t u (mm)	⊿ ^f u (mm)	$\frac{\varDelta_{\rm u}^{\rm f}}{\varDelta_{\rm u}^{\rm t}}$	$\mu_{\!\scriptscriptstyle \Delta}{}^{ m t}$	$\mu_{\!\scriptscriptstyle \Delta}{}^{ m f}$	$rac{{\mu_{\scriptscriptstyle \Delta}}^{ m f}}{{\mu_{\scriptscriptstyle \Delta}}^{ m t}}$
IC 1	正	42.81	34.81	0.81	93.20	93.20	1.00	143.94	103.02	0.72	3.36	2.96	0.88
J2-1	负	39.88	28.69	0.72	93.20	70.61	0.76	155.27	93.07	0.60	3.89	3.24	0.83
10.2	正	35.22	28.48	0.81	93.20	70.61	0.76	113.92	99.20	0.87	3.23	3.48	1.08
JS-2	负	25.68	28.72	1.12	31.07	70.61	2.27	98.82	81.21	0.82	3.85	2.83	0.73
IC 2	正	46.20	40.18	0.87	70.61	93.20	1.32	110.42	112.80	1.02	2.39	2.81	1.17
JS-3	负	34.97	37.58	1.07	46.60	93.20	2.00	144.87	102.78	0.71	4.14	2.73	0.66
	正	28.37	34.81	1.23	41.75	93.20	2.23	154.35	102.68	0.67	5.44*	2.95	0.54*
JS-4	负	38.11	28.69	0.75	93.20	70.61	0.76	140.53	91.40	0.65	3.69	3.19	0.86
均值				0.92			1.39			0.76			0.85
标准差				0.18			0.63			0.13			0.19

注: "*" 表示该数据不能反映核心区剪切破坏模式下的节点延性性能。

通过对比发现,有限元得到的屈服荷载、峰值荷载、极限荷载与相应的试验值 吻合良好,误差均在 10%以内,标准差分别为 0.12、0.09 和 0.09。有限元得到的 特征位移与试验值相比较为准确,其中,屈服位移相比试验值略小,原因是有限元 模拟的初始刚度偏大;峰值位移的有限元值均在试验值的相邻位移循环;而有限元 模拟的极限位移和延性系数均比试验值偏小,原因是有限元骨架曲线"下降段"比 较陡,用单元格消失来模拟焊缝母材断裂无法考虑焊缝的闭合效应,导致承载力下 降比较显著,类似于"脆性断裂",故延性较差。

3.3.3 破坏形态对比

以发生完全核心区剪切破坏的试件 JS-3 为例,图 3.7 列出了试验过程中出现的典型破坏形态与有限元模拟破坏形态的对比结果。可以看出,有限元很好地模拟出了柱腹板沿对角线的鼓曲变形(图 3.7a)和节点核心区的混凝土斜压杆(图 3.7c),说明试验和有限元模型均发生了节点核心区剪切破坏。另外,有限元模拟出的 U形梁下翼缘鼓曲(图 3.7b)、板顶混凝土压溃(图 3.7d)、板顶混凝土贯通裂缝(图 3.7e)以及加载后期梁柱连接焊缝处热影响区母材的断裂失效(图 3.7f)均与试验现象吻合良好,验证了有限元模型的合理性。







(a) 柱腹板沿对角线鼓曲



(b) U 形梁下翼缘鼓曲





(d) 板顶混凝土压溃



(f)梁柱连接焊缝处母材断裂图 3.7 节点典型破坏形态对比

Fig. 3.7 Comparison of failure mode of joint specimens

3.4 有限元计算结果分析

3.4.1 节点核心区柱钢管应力与应变分析

为更加深入地研究节点核心区的受剪破坏机理,明确柱钢管(主要是柱腹板) 的抗剪贡献,现对四个试验试件的有限元模型进行核心区柱钢管应力与应变分析。 如图 3.8 所示,列出了各试件峰值荷载对应下的核心区柱腹板的 Mises 应力分布图 和等效塑性应变分布图。





Fig. 3.8 Stress and strain distribution of steel tube column in the core area

所有节点的柱腹板均采用 3 mm 钢管,根据表 2.2,其屈服强度 f_y为 308.3 MPa。 从图 3.8 中可以看出,四个试件的核心区柱腹板绝大部分均达到了其屈服强度 f_y, 且最大应力值分别达到了 1.13f_y、1.16f_y、1.13f_y和 1.11f_y;在低周往复荷载作用下, 四个试件的核心区柱腹板的应变发展均匀,其等效塑性应变呈现从中心向外逐级 减小的"椭圆"形状,核心区柱腹板绝大部分区域的等效塑性应变大于 0,等效塑 性应变最大值分别达到了 0.13、0.07、0.13 和 0.12。结合核心区柱腹板的应力分布 图和等效塑性应变分布图,可以判定核心区柱腹板基本全部受剪屈服,塑性发展充 分,与柱腹板发生沿对角线鼓曲的试验现象相吻合。

另外,与其他三个轴压比 no 为 0.2 的试件相比,试件 JS-2 (no=0.4)的等效塑性应变明显较小,原因是在一定范围内提高轴压比可以提高节点的初始刚度,进而使节点较快达到峰值荷载并引起破坏,核心区柱腹板的剪切塑性发展相对不充分,这一点与试验结果也是吻合的。

3.4.2 节点核心区混凝土应力与应变分析

节点核心区的抗剪性能不仅与柱腹板有关,核心区混凝土也发挥了重要的抗 剪贡献。现对各试件峰值荷载对应下的核心区混凝土最小主应力分布图和等效塑 性应变分布图进行分析(图 3.9)。







Fig. 3.9 Stress and strain distribution of concrete in the core area

根据材性试验,核心区混凝土轴心抗压强度标准值 f_{ck}=25.2 MPa。从图 3.9 中的最小主应力分布情况可以明显看出,核心区混凝土是以"斜压杆"的形式参与受力,斜压杆倾斜角度基本沿核心区对角线,这为第四章节点核心区混凝土部分的抗剪力学模型提供了依据。四个试件的核心区混凝土斜压杆上最大压应力分别达到了 17.93 MPa (0.71f_{ck})、24.23 MPa (0.96f_{ck})、18.80 MPa (0.75f_{ck})和 24.03 MPa (0.95f_{ck}),试件 JS-1和 JS-3 的斜压杆强度虽然较低,但斜压杆宽度明显大于另外两个试件,故最终呈现出的节点承载力无显著差别。由此可见,当方钢管柱壁厚度较小时,其对核心区混凝土的约束作用非常有限,甚至不能达到其轴心抗压强度标准值。试件 JS-1、JS-2和 JS-3采用上下双分离式内隔板构造,可以明显看出斜压杆角部在柱壁和内隔板(包括加劲板)的共同作用下产生应力集中,局部压应力分别达到了 1.07 f_{ck}、1.64 f_{ck}、1.12 f_{ck},而相比之下,采用梁顶钢筋贯穿的试件 JS-4 斜压杆宽度最小,且斜压杆角部受到的约束薄弱,导致试件 JS-4 的抗剪承载力最低。与核心区柱腹板类似,低周往复荷载作用下的核心区混凝土应变发展也比较均匀,其等效塑性应变呈现从中心向外逐级减小的"椭圆"形状,核心区混凝土绝大部分区域的等效塑性应变大于 0,等效塑性应变最大值分别达到了 0.07、0.04、0.07 和

0.04。结合核心区混凝土的最小主应力分布图和等效塑性应变分布图,可以判定核 心区混凝土均发生了较大程度的受剪破坏,并以"斜压杆"的形式参与受力,这与 试验中核心区混凝土产生交叉斜裂缝并形成"斜压短柱"的现象吻合。

与基本试件 JS-1 (*n*₀=0.2)相比,试件 JS-2 (*n*₀=0.4)达到的斜压杆强度最大, 且等效塑性应变明显较小,说明在一定范围内提高轴压比可以有效延缓混凝土的 塑性变形,即对混凝土部分的抗剪承载力有利。而峰值荷载下试件 JS-4 的等效塑 性应变也较小,原因可能是梁顶的贯穿钢筋对核心区混凝土约束作用很弱,塑性发 展程度也相应较低。

3.4.3 节点核心区剪力分析

利用 ABAQUS 后处理模块中的切片功能,可以得到节点核心区剪力沿高度的 分布规律,便于更直观、准确地研究节点核心区各部分的抗剪贡献。如图 3.10 所 示,分别列出了四个节点模型在峰值荷载下的核心区柱钢管、柱混凝土以及两者共 同承担的水平剪力沿核心区高度分布图。



图 3.10 节点核心区剪力分布

Fig. 3.10 Shear force distribution of the core area

从图 3.10 中可以看出,所有节点的剪力在上、下内隔板(或梁顶贯通钢筋) 位置附近发生反向,且剪力大小急剧增大,沿核心区高度呈"几"字形分布,核心 区剪力最大值 V^f_{j,max} 发生在距楼板板底往下 100 mm 位置处。表 3.3 列出了节点核 心区最大剪力的分布对比,柱钢管提供的剪力 V^f_{js,max}约占核心区总剪力的 35%, 柱混凝土提供的剪力 V^f_{jc,max} 约占核心区总剪力的 65%。另外,通过切片还发现, 柱钢管的剪力主要由柱腹板提供,占比超过 98%,柱翼缘的抗剪贡献可以忽略不 计。与基本试件 JS-1 相比,试件 JS-2 的柱腹板提供的剪力占比略有降低,核心区 混凝土提供的剪力有所增加,说明轴压比提高(从 0.2 增加到 0.4)对柱腹板抗剪 不利,对核心区混凝土抗剪有利,整体来说对节点抗剪有利;试件 JS-3 的 V^f_{j,max} 以及剪力分布占比与试件 JS-1 基本一致,说明在内隔板上焊接加劲板对核心区抗 剪性能影响不大;试件 JS-4 的柱腹板提供的剪力与试件 JS-1 基本相等,但混凝土 提供的剪力明显降低,原因可能是梁顶贯通钢筋相比于上隔板对核心区混凝土的 约束作用明显减弱。

统计还发现,四个有限元滞回模型的核心区最大剪力 V^f_{j,max} 约为最大水平推 力 P^fmax 的 5.81 倍,与式 (2.10)的平均误差只有 2.7%,亦说明式 (2.10)可以很 好的预测节点核心区最大剪力。后文参数分析模型的最大抗剪承载力均可按式 (2.10)预估,准确性较好,且拥有 2.7%左右的安全储备。

Table 3.3 Distribution comparison of maximum shear force in the core area									
试件 名称	P ^f _{max} (kN)	V ^f _{j, max} (kN)	V ^f _{js, max} (kN)	V ^f _{jc, max} (kN)	$\frac{V^{\rm f}_{\rm js,max}}{V^{\rm f}_{\rm j,max}}$	$\frac{V^{\rm f}_{\rm jc,max}}{V^{\rm f}_{\rm j,max}}$	$\frac{V^{\rm f}_{\rm j,max}}{P^{\rm f}_{\rm max}}$		
JS-1	154.99	910.62	319.06	591.56	35.04%	64.96%	5.88		
JS-2	163.65	968.71	316.83	651.87	32.71%	67.29%	5.92		
JS-3	156.77	907.89	318.62	589.27	35.09%	64.91%	5.79		
JS-4	150.34	847.52	319.66	527.86	37.72%	62.28%	5.64		
均值					35.14%	64.86%	5.81		
标准差					0.02	0.02	0.11		

表 3.3 节点核心区最大剪力分布对比

3.5 简化有限元模型的建立与验证

3.5.1 简化有限元模型的建立

因节点模型的滞回分析计算时间较长,尝试采用简化的单推加载模型,以减少 参数分析计算成本。节点的滞回分析模型考虑了低周往复荷载作用下的混凝土损 伤和金属的柔性损伤,故理论上单推模型的荷载-位移曲线应比滞回模型的骨架曲 线偏高。为弥补这种误差,本文依据文献^[140,141],简化的单推模型不再考虑钢材的循环强化,钢管和钢筋的本构关系均采用理想弹塑性模型,这样简化处理也可以有效避免钢材后期进入强化段对节点区极限抗剪承载力的判断产生干扰。简化模型中焊缝采用"tie"关系进行约束,不考虑焊缝以及焊缝热影响区母材的损伤断裂失效,以期节点核心区钢管及混凝土充分发挥其抗剪性能。单推加载速率按照 1071 以保证准静态加载。

3.5.2 简化模型的可靠性验证

① P-A。单推曲线验证

图 3.11 列出了四个试件的试验骨架、有限元滞回骨架以及有限元单推曲线的 对比。可以看出,有限元单推曲线与滞回骨架在前期基本重合,初始刚度略大于试 验骨架,强化段吻合较好,下降段差别较大的原因是简化单推模型未考虑焊缝热影 响母材的断裂失效。

② 极限承载力验证

表 3.4 列出了试验承载力 P^tmax、有限元滞回模型承载力 P^{f-zh}max 和有限元单推模型承载力 P^{f-dt}max 三者的对比,简化单推模型得到的承载力与试验及限元滞回模型承载力平均误差均在 5%以内,标准差在 0.07 以内,吻合良好。

③ 破坏模式验证

以发生较完全核心区剪切破坏的试件 JS-3 为例,其简化有限元单推模型在峰 值荷载下的应力云图如图 3.12 所示。可以看出,核心区柱腹板绝大部分受剪屈服 (*f*_y=308.3 MPa),核心区混凝土亦形成沿核心区对角线的"斜压杆",斜压杆强度 基本可以达到 *f*_{ck}=25.2 MPa,与试验的破坏模式吻合良好。





图 3.11 P-A。单推曲线验证



Table 3.4 Verification of ultimate bearing capacity									
试件 名称	P ^t _{max} (kN)	P ^{f-zh} max (kN)	P ^{f-dt} max (kN)	$\frac{P^{\text{f-zh}}_{\max}}{P^{\text{t}}_{\max}}$	$\frac{P^{\text{f-dt}}_{\text{max}}}{P^{\text{t}}_{\text{max}}}$	$\frac{P^{\text{f-dt}}_{\max}}{P^{\text{f-zh}}_{\max}}$			
JS-1	151.13	154.99	162.11	1.03	1.07	1.05			
JS-2	159.22	163.65	164.64	1.03	1.03	1.01			
JS-3	170.53	156.77	160.93	0.92	0.94	1.03			
JS-4	140.4	150.34	160.09	1.07	1.14	1.06			
均值				1.01	1.05	1.04			
标准差				0.06	0.07	0.02			

表 3.4 极限承载力验证 ble 3.4 Verification of ultimate bearing capac





Fig. 3.12 Verification of failure mode

3.6 节点承载力参数分析

参数分析采用 3.5 节建立的简化单推加载模型。同时为保证模型计算得到的承载力由核心区剪切破坏造成,人为加大 U 形钢梁屈服强度、内隔板屈服强度、核心区以外柱钢管屈服强度以及负筋配筋率(亦通过增大钢筋屈服强度实现),从而 实现所建节点模型为"弱节点",并以此研究各变化参数对节点核心区极限抗剪承 载力的影响^[141]。

上下双分离式内隔板类节点(I类节点)的基本参数在试件 JS-1 的基础上做如 下修改: 混凝土强度 *f*_c=30 MPa; 核心区柱钢管厚 *t*_c=3 mm, 屈服强度 235 MPa, 核心区以外的柱钢管厚 6 mm, 屈服强度 600 MPa; U形钢梁屈服强度 600 MPa, 槽钢屈服强度 600 MPa, 内隔板屈服强度 600 MPa, 梁顶负筋屈服强度 800 MPa; 核心区轴压比为 0.2。其余参数及几何尺寸均与试件 JS-1 保持一致。同理,下分离 式内隔板+梁顶负筋贯通类节点(II 类节点)在试件 JS-4 的基础上做同样的修改。 下面分别叙述两类节点针对核心区混凝土强度 *f*_c、柱腹板屈服强度 *f*_{yw}、柱腹板宽 厚比 η、轴压比 *n*₀、核心区高宽比 δ 和加劲板高度 *h*_{st}共六个参数的分析结果。为 确保有限元模型计算得到的抗剪承载力真实有效,以下分析均以切片法直接提取 的最大剪力为准,并用式(2.10)估计的抗剪承载力作为验证,同时衡量式(2.10) 的准确性。

3.6.1 核心区混凝土强度 f。

经过前文分析,核心区混凝土主要以"斜压杆"形式参与节点抗剪,从该角度 分析,节点核心区抗剪承载力应随着混凝土斜压杆强度的提高而提高。从图 3.13a 和 3.13b 可以看出,随着混凝土强度标准值的提高,最大层间剪力 *P^f*max 相应提高。 以 I 类节点为例,当混凝土强度 *f*c为 30 MPa、40 MPa、50 MPa 和 60 MPa 时,切 片法得到的核心区最大剪力 *V^f*ju分别为 852.52 kN、958.64 kN、1036.24 kN 和 1114.60 kN。图 3.13c 给出了该组模型极限抗剪承载力的分布对比,可以看出,柱腹板提供 的剪力 *V^f*jw 随混凝土强度的提高基本不变(略有降低),核心区混凝土提供的剪力 *V^f*jc 亦随其强度近似呈线性增长,但增长幅度略有减小,这也导致核心区最大剪力 *V^f*ju 基本随核心区混凝土强度呈线性增长,但增长幅度略有放缓。根据式(2.10) 预测得出的 *V^f*ju,p与切片法得到的 *V^f*ju 吻合较好。相同参数下的 II 类节点的 *P-A*c 曲线与 I 类节点基本相同,相应地其抗剪承载力随核心区混凝土变化规律也基本一 致,这里不再赘述。

为进一步探究核心区混凝土强度对斜压杆实际受力的影响,图 3.13d 给出了 I 类节点核心区混凝土在峰值荷载下的最小主应力分布图。为便于比较,图中显示的 是核心区混凝土达到同一应力水平时(即各自混凝土抗压强度的一半,0.5f_c)对应 的斜压杆宽度,不难看出,随着混凝土强度的提高,斜压杆有效宽度也越来越小,

73

这就是 V^f_{jc} 随强度增长幅度略有放缓的主要原因。基于此,第四章根据混凝土斜压 杆模型计算混凝土部分提供的抗剪承载力 V_{jc}时,考虑了混凝土强度增大对核心区 斜压杆有效宽度的不利影响。



图 3.13 混凝土强度对核心区剪力的影响



3.6.2 柱腹板屈服强度 fyw

极限状态下,核心区柱腹板在剪力和轴压力的共同作用下基本可以实现全截面屈服,理论上,腹板屈服强度的增加不仅可以直接提高腹板部分的抗剪承载力, 也会增强对核心区混凝土的约束效应。从图 3.14a 和 3.14b 可以看出,随着柱腹板 屈服强度的提高,最大层间剪力 *P^f*max 相应提高。以 I 类节点为例,当柱腹板屈服 强度 *f*yw 为 235 MPa、355 MPa 和 420 MPa 时,切片法得到的核心区最大剪力 *V^f*ju 分别为 852.52 kN、1088.81 kN 和 1243.20 kN。图 3.14c 给出了该组模型极限抗剪 承载力的分布对比,可以看出,柱腹板提供的剪力 V^f_{jw}随 f_{yw}的提高基本呈线性增长,核心区混凝土提供的剪力 V^f_{jc}随 f_{yw}近似呈线性增长,但增长幅度略有提升,这也导致核心区最大剪力 V^f_{ju}基本随 f_{yw}线性增长,但增长幅度有所提升,反映出腹板屈服强度的增大(套箍系数增大)对核心区混凝土抗剪的有利作用。另外,根据式(2.10)预测得出的 V^f_{ju},p与切片法得到的 V^f_{ju}吻合良好。从图 3.14d 可以看出,基于剪切破坏模式下的各模型在峰值荷载时的柱腹板均可以达到全截面屈服。相同参数下的 II 类节点的 *P-*d_c曲线与 I 类节点基本相同,相应地其抗剪承载力随柱腹板屈服强度变化规律也基本一致,这里不再赘述。



图 3.14 柱腹板屈服强度对核心区剪力的影响

Fig. 3.14 Effects of column web yield strength on shear force of the core area

3.6.3 柱腹板宽厚比 ŋ

柱腹板宽厚比在很大程度上影响着腹板的屈曲性能。本文在保持柱宽度不变

的情况下,考察核心区柱腹板厚度 t_c 依次为 3 mm、4 mm、5 mm 和 6 mm 时对节 点抗剪承载力的影响,对应的宽厚比 η (D/t_c)分别为 100、75、60 和 50。从图 3.15a 和 3.15b 可以看出,随着柱腹板厚度的提高,最大层间剪力 P^{f}_{max} 相应提高。 以 I 类节点为例,由切片法得到的对应上述宽厚比的核心区最大剪力 V^{f}_{ju} 分别为 852.52 kN、1017.40 kN、1198.02 kN 和 1301.81 kN。图 3.15c 给出了该组模型极限 抗剪承载力的分布对比,可以看出,柱腹板提供的剪力 V^{f}_{jw} 、核心区混凝土提供的 剪力 V^{f}_{jc} 以及核心区最大剪力 V^{f}_{ju} 均随 η 的减小基本呈线性增长,但增长幅度略有 减小,其中 V^{f}_{jc} 的增长反映出柱钢管对核心区混凝土约束效应的增强带来的强度 提高作用。另外,根据式 (2.10)预测得出的 $V^{f}_{ju,p}$ 与切片法得到的 V^{f}_{ju} 吻合良好。 相同参数下的 II 类节点的 $P-d_c$ 曲线与 I 类节点基本相同,相应地其抗剪承载力随 柱腹板宽厚比变化规律也基本一致,这里不再赘述。





Fig. 3.15 Effects of column web width-thickness ratio on shear force of the core area

3.6.4 轴压比 n₀

从试验和有限元模拟的情况来看,在一定程度上提高轴压比 n₀(从 0.2 增加到 0.4)可以小幅提高节点的抗剪承载力。从图 3.16a 和 3.16b 可以看出,随着轴压比 的提高,最大层间剪力 P^fmax 先增大后减小。以 I 类节点为例,由切片法得到的 n₀ 为 0.2、0.4、0.6 和 0.8 时对应的 V^fju 分别为 852.52 kN、954.44 kN、922.50 kN 和 880.62kN。图 3.16c 给出了该组模型极限抗剪承载力的分布对比,可以看出,V^fjw 随 n₀ 的增大而减小,且减小的幅度逐渐增大,反映出轴压比对柱腹板抗剪能力的 削弱效应;V^fje 随 n₀ 的增大先增大,而后趋于平稳,原因是较高的轴压比可以使混 凝土处于三向受压状态,增强核心区混凝土受到的约束作用,混凝土斜压杆强度得 到提高;但当轴压比超过某一限值时,一方面混凝土本身强度的提高会增加其脆性,另一方面柱钢管在高轴压比下的屈曲性能变差,柱腹板在剪压复合作用下的承载 力明显降低,柱钢管对核心区混凝土的约束效应亦变得非常有限,故混凝土提供的 剪力 V^fje 不会继续增大,而是趋于平稳;综合来看,节点总的抗剪承载力 V^fju 随 n₀ 的提高呈现先增大后小幅减小的趋势。

以上分析表明,针对本文研究的基于核心区剪切破坏模式下的方钢管混凝土 柱-U 形钢组合梁分离式内隔板节点,一定程度上轴压比的提高对节点抗剪有利, 但过高的轴压比会对节点不利。图 3.16a 中 I 类节点的 *P-Δ*c 曲线随着轴压比的增 大,下降段越来越明显,也反映出高轴压比会使节点的延性变差。相同参数下的 II 类节点的 *P-Δ*c 曲线与 I 类节点相似,区别是当轴压比增大到 0.6 和 0.8 时也未出现 明显的下降段,这是因为梁顶贯穿钢筋对核心区混凝土的约束作用相比于上隔板 明显较弱,对混凝土的脆性影响甚微。另外,式(2.10)预测得出的 *V*^f_{ju,p}与切片 法得到的 *V*^f_{ju} 在低轴压比时吻合良好,当轴压比为 0.8 时误差相对较大,原因可能 与高轴压比对假定的平衡方程式(2.9)影响较大有关。





图 3.16 轴压比对核心区剪力的影响

Fig. 3.16 Effects of the axial compression ratio on shear force of the core area

3.6.5 核心区高宽比 δ

核心区高宽比反映出核心区的尺寸效应对节点抗剪性能的影响。本文通过控 制核心区柱宽、U 形钢组合梁的宽度及楼板厚度不变, 仅改变组合梁高度 h, 来体 现核心区高宽比的变化。当 hb 为 300 mm、350 mm 和 400 mm 时,对应的核心区 高宽比 δ (h_0/D) 分别为 0.88、1.05 和 1.22 (核心区有效高度分别按 $h_0=265$ mm、 315 mm 和 365 mm 计算)。从图 3.17a 和 3.17b 可以看出,随着核心区高宽比的提 高,最大层间剪力 P^fmax 相应提高。以 I 类节点为例,由切片法得到的对应上述核 心区高宽比δ的核心区最大剪力 V^f_m分别为 852.52 kN、964.97 kN 和 855.41 kN。 图 3.17c 给出了该组模型极限抗剪承载力的分布对比,可以看出,柱腹板提供的剪 力 V^fiw、核心区混凝土提供的剪力 V^fic 以及核心区最大剪力 V^fiu 均基本不受核心区 高宽比 δ 的影响,原因是高宽比增大的同时核心区有效高度也相应增大,梁端弯矩 等效力偶并不一定增加。另一方面,核心区抗剪承载力的大小取决于钢管柱腹板和 混凝土斜压杆在水平方向的剪力分量,核心区高宽比的改变仅能影响混凝土斜压 杆与水平方向的夹角,当假定斜压杆宽度与核心区对角线长度成正比时(文献[114] 认为是 0.3 倍),不会影响其在水平方向的剪力分量,故高宽比 δ 对核心区抗剪承 载力几乎没有影响(详细证明过程见 4.3.2 节)。另外,式(2.10)得出的 V^fiu.p与 切片法得到的 V^fu吻合良好。相同参数下的 II 类节点的 P-A。曲线与 I 类节点基本 相同,相应地其抗剪承载力随核心区高宽比 δ 的变化规律也基本一致,这里不再赘 述。



Fig. 3.17 Effects of the height to width ratio on shear force of the core area

3.6.6 加劲板高度 h_{st}

图 3.18 列出了加劲板高度对两类节点核心区抗剪性能的影响。容易看出,该 组模型两类节点的 *P-A*。曲线均基本重合,即加劲板高度 *h*st 对节点核心区抗剪承载 力基本没有影响,原因是在内隔板上焊接竖向加劲板的目的是为了与混凝土相互 咬合,以保证梁端弯矩的有效传递,当内隔板本身强度足够且仅依靠内隔板与钢管 柱内壁的焊接就能保证弱方向传力的连续性时,焊接再高的加劲板也无法对节点 性能产生影响。另外,也可能与有限元模型中将内隔板(包括加劲板)直接嵌入混 凝土中有一定关系。





Fig. 3.18 Effects of the height of stiffening plate on shear force of the core area

3.7 本章小结

本章对比了 4 个节点试件的有限元滞回模型计算结果与试验结果,并采用简 化的单推模型对核心区混凝土强度、腹板屈服强度、腹板宽厚比、轴压比、核心区 高宽比、加劲板高度六个参数进行了节点核心区抗剪承载力参数分析,主要得到以 下结论:

 有限元滞回模型计算得到的 P-A。滞回曲线、骨架曲线、特征点与破坏形态 均与试验结果吻合较好,且有限元得到的特征荷载与相应的试验值误差均在 10% 以内。

② 通过对滞回模型的核心区柱腹板和混凝土的应力与应变分析,判定核心区 柱腹板全部受剪屈服,混凝土以"斜压杆"的形式参与抗剪,斜压杆倾斜角度基本 沿核心区对角线;结合核心区剪力分布情况可知,一定范围内提高轴压比(从 0.2 增加到 0.4)会引起核心区柱腹板的剪切塑性发展不充分,即对柱腹板抗剪不利, 但可以有效延缓混凝土的塑性变形,即对混凝土部分的抗剪承载力有利。对核心区 的切片结果还表明,柱钢管的剪力主要由柱腹板提供,柱翼缘的抗剪贡献可以忽略 不计。

③ 对于 I 类节点的参数分析结果表明,核心区抗剪承载力随混凝土强度基本 呈线性增长,但增长幅度略有放缓(原因是随着混凝土强度的提高,斜压杆有效宽 度越来越小);核心区抗剪承载力随柱腹板屈服强度近似呈线性增长,但增长幅度 略有提升,反映出腹板屈服强度的增大(套箍系数增大)对核心区混凝土抗剪的有 利作用;核心区抗剪承载力随柱腹板宽厚比的减小基本呈线性增长,但增长幅度略 有减小;一定程度上轴压比的提高对节点抗剪有利,但过高的轴压比对节点不利; 核心区高宽比和加劲板高度对节点核心区抗剪承载力基本没有影响。根据式(2.10) 预测得出的核心区抗剪承载力与切片法得到的承载力吻合较好。

4 分离式内隔板节点核心区抗剪承载力计算方法

4.1 引言

本文研究的方钢管混凝土柱-U 形钢组合梁分离式内隔板节点与传统的方钢管 混凝土柱-H型钢梁(或H型钢混凝土组合梁)节点相比,除梁的形式发生改变以 外,内隔板构造也有较大不同。有限元分析结果显示,采用上、下双分离式内隔板 或下隔板+梁顶负筋贯通的形式会显著影响核心区混凝土斜压杆受到的约束效应, 进而影响核心区抗剪承载力。基于以上不同,本章在介绍国内外具有代表性的节点 抗剪计算方法的基础上,结合试验和有限元参数分析结果,提出适用于本文所研究 节点的核心区抗剪承载力计算方法,最后将承载力试验值和模拟值分别与计算值 进行比较,以验证计算公式的准确性和适用性。

4.2 国内外节点抗剪计算方法

4.2.1 AIJ 规范计算方法

该方法^[84]基于叠加原理,考虑钢材和混凝土截面的抗剪贡献,适用于方钢管 混凝土柱-H型钢梁节点,要求混凝土和钢材的强度分别不超过 36 MPa和 490 MPa, 且未考虑轴压比的影响,适用范围受到一定限制。其节点核心区抗剪承载力计算公 式如下:

$$V_{\rm pu} = (V_{\rm c}F_{\rm JS}\beta_{\rm JS} + 1.2V_{\rm s}f_{\rm y}/\sqrt{3})/d_{\rm sb}$$
(4.1)

$$V_{\rm c} = A_{\rm c} d_{\rm sb} \tag{4.2}$$

$$V_{\rm s} = A_{\rm s} d_{\rm sb} / 2 \tag{4.3}$$

$$F_{\rm JS} = \min(0.12f_{\rm ck}, 1.8 + 3.6f_{\rm ck} / 100) \tag{4.4}$$

$$\beta_{\rm J,CFT} = \min(2D/d_{\rm sb},4) \tag{4.5}$$

$$\beta_{\rm J,RCFT} = \min(2.5D/d_{\rm sb}, 4)$$
 (4.6)

式中,

Ac--- 组合柱内混凝土截面面积;

dsb —— 钢梁上下翼缘间距;

fck —— 混凝土抗压强度标准值;

A_s—— 钢管柱截面面积;

D--- 方钢管柱截面高度或圆钢管柱直径;

fy--- 钢管屈服强度;

βJ,CFT —— 圆形截面钢管混凝土分项系数;

β_{J,BCFT} — 矩形截面钢管混凝土分项系数。

4.2.2 《矩形钢管混凝土结构技术规程》计算方法

该方法适用于传统内隔板式矩形钢管混凝土柱-H 型钢梁节点,考虑柱钢管角 部焊缝、柱腹板、混凝土斜压杆和内隔板四部分对节点的抗剪贡献,但由于公式物 理意义不太明确,且未考虑轴压比的影响,公式相对复杂,不便实际应用。计算公 式如下(式中各参数的含义详见规程^[52],这里不再赘述):

$$\beta_{\rm V} V \le \frac{1}{\gamma} V_{\rm u}^{\rm j} \tag{4.7}$$

$$V_{\rm u}^{\rm j} = \frac{2N_{\rm y}h_{\rm c} + 4M_{\rm uw} + 4M_{\rm uj} + 0.5N_{\rm cv}h_{\rm c}}{h_{\rm b}} \tag{4.8}$$

$$N_{\rm y} = \min\left(\frac{\alpha_{\rm c}h_{\rm b}f_{\rm w}}{\sqrt{3}}, \frac{th_{\rm b}f}{\sqrt{3}}\right) \tag{4.9}$$

$$M_{\rm uw} = \frac{h_{\rm b}^2 t \left[1 - \cos(\sqrt{3}h_{\rm c} / h_{\rm b}) \right] f}{6}$$
(4.10)

$$M_{\rm uj} = \frac{1}{4} b_{\rm c} t_{\rm j}^2 f_{\rm j} \tag{4.11}$$

$$N_{\rm cv} = \frac{2b_{\rm c}h_{\rm c}f_{\rm c}}{4 + (\frac{h_{\rm c}}{h_{\rm b}})^2}$$
(4.12)

$$V = \frac{2M_{\rm c} - V_{\rm b}h_{\rm c}}{h_{\rm b}} \tag{4.13}$$

4.2.3 Fukumoto 计算方法

该方法^[91]亦适用于传统内隔板式矩形钢管混凝土柱-H型钢梁节点,考虑柱钢管和混凝土两部分对节点的抗剪贡献,其中钢管部分考虑了轴压比和刚度退化的影响,混凝土抗剪机制则由主压杆和约束压杆组成,但未考虑轴压比的影响。计算公式如下:

$$V_{\rm py} = V_{\rm sy} + \beta V_{\rm cu} \tag{4.14}$$

$$V_{\rm pu} = V_{\rm sy} + V_{\rm cu} \tag{4.15}$$

$$\beta_{\rm (CFT)} = 0.228h/D + 0.520N/N_0 + 0.295 \tag{4.16}$$

$$\beta_{\text{(RCFT)}} = 0.425 N / N_0 - 1.13 f_{\text{ck}} / f_{\text{y}} + 0.650 \qquad (4.17)$$

$$V_{\rm sy} = A_{\rm w} \sqrt{f_{\rm y}^2 - \sigma_{\rm SN}^2} \,/\,\sqrt{3} \tag{4.18}$$

$$\sigma_{\rm SN} = NA_{\rm s}f_{\rm y} / [A_{\rm s}(A_{\rm s}f_{\rm y} + A_{\rm c}f_{\rm ck})]$$
(4.19)

$$V_{\rm cu} = (d_{\rm c} \tan \theta / 2 + 4\sqrt{M_{\rm fp}^2 / (d_{\rm c} f_{\rm ck})} \sin \theta) D f_{\rm ck}$$
(4.20)

$$\theta = \tan^{-1}(\sqrt{1 + (h/d_{\rm c})^2 - h/D})$$
(4.21)

$$M_{\rm fp} = b_{\rm c} t_{\rm cf}^2 f_{\rm y} / 4 \tag{4.22}$$

式中,

β--- 核心区混凝土受剪屈服荷载和极限荷载的比值;

 β_{CFT} —— 圆形截面的钢管混凝土的 β 值;

 β_{RCFT} — 矩形截面的钢管混凝土的 β 值;

h--- 钢梁截面高度;

D----钢管混凝土柱截面高度,对圆形截面可取直径;

N/*N*₀ —— 柱轴压比, 其中 *N*₀=*A*_s*f*_y+*A*_c*f*_{ck};

fck —— 混凝土抗压强度标准值;

fy--- 钢管屈服强度;

Aw----钢管柱腹板面积,对圆形钢管取截面面积的一半;

bc----钢管柱截面宽度;

tcf—— 钢管柱翼缘厚度。

4.2.4 Nishiyama 计算方法

计算原理与 Fukumoto 方法基本相同, 仅轴向应力分配方法有区别^[92]:

$$\sigma_{\rm SN} = NA_{\rm s}E_{\rm s} / [A_{\rm s}(A_{\rm s}E_{\rm s} + A_{\rm c}E_{\rm c})]$$

$$(4.23)$$

*E*_s、*E*_c—— 钢材、混凝土的弹性模量。

4.2.5 周天华计算方法

该方法依据由上下内隔板、钢管柱翼缘和柱腹板形成的"钢框架-剪力墙"加 "混凝土斜压短柱"的受力机理,并考虑轴压比对混凝土抗剪的有利影响以及对腹 板抗剪的不利影响,适用于传统内隔板式矩形钢管混凝土柱-H型钢梁节点。其核 心区抗剪承载力计算公式如下(式中各参数的含义详见文献^[93]):

$$V_{\rm j} = (0.3 + 0.1\eta)(H_{\rm c} - 2t)^2 f_{\rm c} + \frac{2}{\sqrt{3}}t(H_{\rm c} - 2t)\sqrt{f^2 - \sigma_{\rm s}^2} + \frac{H_{\rm c}t^2 f}{H_{\rm b} - t_{\rm bf}}$$
(4.24)

4.2.6 聂建国计算方法

该方法适用于传统内隔板式或外隔板式方钢管混凝土柱-H 型钢混凝土组合梁 节点,考虑核心区柱钢管腹板、"钢板框架"及混凝土的抗剪贡献。其中柱腹板考 虑了剪应力沿腹板宽度分布带来的影响,混凝土部分假定斜压杆宽度为核心区对 角线长度的 0.3 倍,并考虑其一侧受压、一侧受拉应力状态带来的强度软化效应。 其核心区屈服抗剪承载力和极限抗剪承载力计算公式如下(式中各参数的含义详 见文献^[114]):

$$V_{jy} = \frac{1.8t_{cf}(d_c - 2t_{cf})}{\sqrt{3}} \sqrt{f_{ycws}^2 - \sigma_s^2} + \frac{4M_{y\text{-idef}}}{h_b - t_{bf}} + 0.09(f_{ck})_{eff}(d_c - 2t_{cf})(b_c - 2t_{cf}) \quad (4.25)$$

$$V_{ju} = \frac{1.8t_{cf}(d_c - 2t_{cf})}{\sqrt{3}} \sqrt{f_{ucws}^2 - \sigma_s^2} + \frac{4M_{u\text{-idef}}}{h_b - t_{bf}} + 0.3(f_{ck})_{eff}(d_c - 2t_{cf})(b_c - 2t_{cf}) \quad (4.26)$$

4.3 分离式内隔板节点核心区抗剪承载力计算方法

对于传统的方钢管混凝土柱-H 型钢梁节点,国内外已形成较完善的抗剪设计 理论。但对于本文研究的上下双分离式内隔板或下隔板+梁顶负筋贯通的U形梁与 方钢管柱连接节点,其核心区有效高度和楼板的组合作用都会使其抗剪性能与方 钢管混凝土柱-H 型钢梁节点有较大差别,而且相比于传统内隔板,分离式内隔板 或钢筋贯穿等形式对核心区混凝土的约束效应也有不同。故本节结合试验和有限 元参数分析结果,提出适用于本文所研究的方钢管混凝土柱-U 形梁分离式内隔板 节点的核心区抗剪承载力计算方法。

4.3.1 核心区抗剪力学模型

一般认为,传统内隔板式方钢管混凝土柱节点的抗剪承载力由柱腹板、柱翼缘与内隔板组成的板式框架及核心区混凝土三部分提供。文献^[117]指出,板式框架在四个角部受到腹板约束,一般很难形成塑性铰,这一点也在本文得到证实(图3.8)。 另外,通过数据分析以及3.4.3节的切片结果发现,柱钢管的剪力绝大部分由柱腹板提供,柱翼缘的抗剪贡献可以忽略不计。因此,对于本文所研究的方钢管混凝土柱与U形梁连接的分离式内隔板节点,现基于"核心区柱腹板+核心区混凝土斜压杆"的抗剪力学模型(图4.1),推导其在极限状态下的节点核心区抗剪承载力计算公式。



Fig. 4.1 Shear resistance model of the core area

4.3.2 核心区抗剪承载力计算公式

根据叠加法,节点核心区抗剪承载力 *V*_{ju}由核心区柱腹板及核心区混凝土共同 承担,按下式计算:

$$V_{\rm ju} = V_{\rm jw} + V_{\rm jc} \tag{4.27}$$

式中,

V_{jw} —— 核心区柱腹板提供的抗剪承载力;

V_{jc}—— 核心区混凝土提供的抗剪承载力。

① 核心区柱腹板提供的抗剪承载力 V_{jw}

如图 4.1a 所示,钢管柱腹板在核心区剪力和柱顶轴压力的共同作用下处于剪压复合受力状态,其中, $\sigma_x=0$, $\sigma_y=\sigma_s$, $\tau_{xy}=\tau$,而 σ_s 表示柱腹板承担的轴向压应力,按下式计算:

$$\sigma_{\rm s} = N_0 E_{\rm s} / (E_{\rm s} A_{\rm s} + E_{\rm c} A_{\rm c}) \tag{4.28}$$

式中,

N0--- 柱轴压力;

Es、Ec--- 核心区柱钢管、混凝土弹性模量;

As、Ac—— 核心区柱钢管、混凝土截面积。

核心区柱钢管腹板任意一点的主应力为:

$$\sigma_{1} = \frac{\sigma_{s}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{s}}{2}\right)^{2} + \tau^{2}}$$
(4.29)

$$\sigma_2 = 0 \tag{4.30}$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_s}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_s}{2}\right)^2 + \tau^2}$$
(4.31)

当节点处于极限状态时,核心区柱腹板处于剪切流变状态,由畸变能密度理论 可得其第四相当应力为:

$$\sigma_{\rm r4} = \sqrt{\sigma_{\rm s}^2 + 3\tau^2} = f_{\rm yw} \tag{4.32}$$

式中,

fyw —— 钢管柱腹板屈服应力。

则核心区钢管柱腹板所能承受的最大切应力为:

$$\tau_{\rm max} = \frac{1}{\sqrt{3}} \sqrt{f_{\rm yw}^2 - \sigma_{\rm s}^2}$$
(4.33)

则核心区柱腹板(两块)提供的抗剪承载力为:

$$V_{\rm jw} = 2A_{\rm w}\tau_{\rm max} = 2t_{\rm c}(D - 2t_{\rm c})\tau_{\rm max} = \frac{2}{\sqrt{3}}t_{\rm c}(D - 2t_{\rm c})\sqrt{f_{\rm yw}^2 - \sigma_{\rm s}^2} \qquad (4.34)$$

式中,

Aw—— 一块核心区钢管柱腹板水平剪切面面积。

从式(4.28)和式(4.34)可以看出轴压比对核心区柱腹板抗剪的不利效应, 与前文参数分析的结果一致。

② 核心区混凝土提供的抗剪承载力 Vic

如图 4.1b 所示,核心区混凝土以"斜压杆"形式参与抗剪。由于斜压杆宽度 很难通过有限元应力云图确定,本文假定斜压杆有效宽度等于 0.3 倍的核心区对角 线长度^[114]。参数分析结果表明,斜压杆宽度随混凝土强度的增大而减小,换言之, 若假定斜压杆宽度不变,则应考虑斜压杆强度的折减,而且折减幅度应随着混凝土 强度的增大而增大。对有限元参数分析结果进行线性拟合,得到强度折减系数 β:

$$\beta = 1.139 - 0.011 f_{\rm c}$$
 (4.35)

$$f_{\rm ce} = \beta f_{\rm c} \tag{4.36}$$

式中,

f. —— 混凝土抗压强度;

fce —— 折减后的混凝土斜压杆抗压强度。

参数分析结果表明, 柱轴压比增大会增加核心区混凝土的抗剪承载力, 通过斜 压杆有效宽度来考虑此加强作用:

$$d_{\rm e} = (0.03 + 0.1n_0)\sqrt{(D - 2t_{\rm c})^2 + h_0^2}$$
(4.37)

斜压杆与水平面的夹角近似认为与核心区混凝土的对角线方向一致,按下式 计算:

$$\theta = \arctan \frac{h_0}{D - 2t_c} \tag{4.38}$$

核心区混凝土斜压杆提供的抗剪承载力按下式计算:

$$V_{jc} = f_{ce} d_e (D - 2t_c) \cos \theta = \beta f_c (0.03 + 0.1n_0) (D - 2t_c)^2$$
(4.39)

最后根据叠加法,得到节点核心区抗剪承载力计算公式:

$$V_{\rm ju} = \frac{2}{\sqrt{3}} t_{\rm c} (D - 2t_{\rm c}) \sqrt{f_{\rm yw}^2 - \sigma_{\rm s}^2} + \beta f_{\rm c} (0.03 + 0.1n_0) (D - 2t_{\rm c})^2 \qquad (4.40)$$

4.4 抗剪承载力计算结果比较

本节分别统计了试验的 4 个试件(JS-1~J-S4)、有限元模拟的 8 个试验试件(F^{zh}-JS1~F^{zh}-JS4、F^{dt}-JS1~F^{dt}-JS4)和有限元参数分析的 14 个 I 类节点(除 BS 代 表基本试件以外,其他试件均直接以变化的参数命名)的极限抗剪承载力(*V*_{ju}),并将试验值和模拟值分别与计算值进行比较(表 4.1 和表 4.2,表中承载力的上角标"t"代表试验值,上角标"f"代表有限元模拟值),以验证所建立的抗剪承载力计算公式的准确性和适用性。

	1					1 2	
试件	试验值/(kN)		计算值/(kN)	V_{ju}	$V_{\rm jw}$	$V_{\rm jc}$
名称	$V^{ m t}_{ m ju}$	$V_{ m jw}$	$V_{ m jc}$	$V_{ m ju}$	$\overline{V^t}_{ju}$	V_{ju}	$V_{\rm ju}$
JS-1	855.23	311.54	604.14	915.68	1.07	34.02%	65.98%
JS-2	907.14	304.08	641.89	945.97	1.04	32.14%	67.86%
JS-3	1078.97	311.54	604.14	915.68	0.85	34.02%	65.98%
JS-4	794.66	311.54	604.14	915.68	1.15	34.02%	65.98%
均值					1.03	33.55%	66.45%
标准差					0.11	0.01	0.01

表 4.1 抗剪承载力试验值与计算值对比 Table 4.1 Comparison of test and calculated values of shear capacity

表 4.1 列出了核心区抗剪承载力试验值与计算值的对比结果,可以看出,计算 值与试验值比值的均值为 1.03,标准差为 0.11,整体上计算值与试验值吻合良好。 其中,试件 JS-3 的计算值比试验值偏低,原因是试件 JS-3 发生了完全的节点核心 区剪切破坏,计算公式具备一定的安全储备;试件 JS-4 的计算值比试验值偏高, 原因是试验中 JS-4 较早发生了焊缝处柱翼缘母材 Z 向拉裂的破坏模式,故其得到 的承载力比真实的核心区抗剪承载力偏低。另外,表 4.1 还统计了抗剪承载力计算 值中核心区柱腹板提供的抗剪承载力 V_{jw} 与核心区混凝土提供的抗剪承载力 V_{jc} 各 自的占比,其中,V_{jw} 与 V_{ju} 比值的均值为 33.55%,标准差 0.01,V_{jc} 与 V_{ju} 比值的 均值为 66.45%,标准差 0.01,与从试件的有限元模型中切片得到的剪力分布(表 3.3)基本吻合,说明计算公式可以较好地预测核心区柱腹板及混凝土斜压杆各自 的抗剪贡献,具有较高的准确性。

表 4.2 列出了核心区抗剪承载力模拟值与计算值的对比结果,可以看出, V_{ju}的 计算值与模拟值比值的均值为 1.00,标准差为 0.07,整体上计算值与模拟值吻合良 好。其中, V_{jw}的计算值与模拟值比值的均值为 0.96,标准差为 0.05, V_{jw}的计算值 算值与模拟值吻合良好,且具有约 4%的安全储备; V_{jc}的计算值与模拟值比值的均 值为 1.02,标准差为 0.08, V_{jc}的计算值与模拟值吻合也较好。另外,表 4.2 还统计 了根据式 (2.10)得出的各有限元模型的核心区剪力设计值 V^f_{ju},p与抗剪承载力计 算值 V^f_{ju}的比较结果,可以看出,V^f_{ju},p与 V^f_{ju}比值的均值为 0.99,标准差为 0.04, 说明式 (2.10)可以很好地估计节点核心区剪力设计值,误差基本控制在 5%以内 (图 4.2d),换言之,说明本文 2.4.6 节中计算节点核心区有效高度 ho时采用的假 定"将梁端弯矩等效为一对水平力偶,分别作用于节点核心区的上、下隔板形心处 (或梁顶贯通钢筋形心处)"是合理的。

Table 4.2 Comparison of simulation and calculated values of shear capacity											
试件		模拟	值/(kN)		ì	†算值/(₩	xN)	$V_{\rm jw}$	V _{jc}	$V_{\rm ju}$	$V^{\mathrm{f}}_{\mathrm{ju, p}}$
名称	$V^{\rm f}_{~\rm jw}$	$V_{\rm jc}^{\rm f}$	$V_{\rm ju}^{\rm f}$	$V^{\mathrm{f.}}_{\mathrm{ju, p}}$	$V_{\rm jw}$	$V_{ m jc}$	$V_{ m ju}$	$V^{\rm f}_{\ \rm jw}$	$V^{\rm f}_{\ \rm jc}$	$V^{\mathrm{f}}_{\mathrm{ju}}$	V ^f _{ju}
F ^{zh} -JS1	319.06	591.56	910.62	877.24	311.54	604.14	915.68	0.98	1.02	1.01	0.96
F ^{zh} -JS2	316.83	651.87	968.71	926.29	304.08	641.89	945.97	0.96	0.98	0.98	0.96
F ^{zh} -JS3	318.62	589.27	907.89	887.30	311.54	604.14	915.68	0.98	1.03	1.01	0.98
F ^{zh} -JS4	319.66	527.86	847.52	850.93	311.54	604.14	915.68	0.97	1.14	1.08	1.00
F ^{dt} -JS1	318.08	608.25	926.33	917.53	311.54	604.14	915.68	0.98	0.99	0.99	0.99
F ^{dt} -JS2	315.72	625.95	941.67	931.87	304.08	641.89	945.97	0.96	1.03	1.00	0.99
F ^{dt} -JS3	317.00	600.62	917.62	910.84	311.54	604.14	915.68	0.98	1.01	1.00	0.99
F ^{dt} -JS4	318.06	597.83	915.89	906.10	311.54	604.14	915.68	0.98	1.01	1.00	0.99
BS	247.73	604.79	852.52	901.82	235.80	676.19	911.99	0.95	1.12	1.07	1.06
<i>f</i> _c -40	249.01	709.63	958.64	979.49	233.77	782.10	1015.87	0.94	1.10	1.06	1.02
<i>f</i> _c -50	244.15	792.09	1036.24	1041.44	231.27	828.26	1059.53	0.95	1.05	1.02	1.01
<i>f</i> c-60	236.29	878.30	1114.60	1125.38	228.27	814.68	1042.95	0.97	0.93	0.94	1.01
<i>f</i> _{yw} -355	390.47	698.35	1088.81	1123.61	358.60	676.19	1034.79	0.92	0.97	0.95	1.03
<i>f</i> _{yw} -420	462.67	780.54	1243.20	1239.42	424.95	676.19	1101.14	0.92	0.87	0.89	1.00
$t_{\rm c}$ -4	347.89	669.50	1017.40	1062.84	312.16	667.02	979.18	0.90	1.00	0.96	1.04
<i>t</i> c-5	450.04	747.98	1198.02	1189.51	387.40	657.92	1045.32	0.86	0.88	0.87	0.99
<i>t</i> c-6	519.72	782.09	1301.81	1282.11	461.55	648.87	1110.42	0.89	0.83	0.85	0.98
<i>n</i> ₀ -0.4	238.66	715.79	954.44	973.53	224.87	718.45	943.33	0.94	1.00	0.99	1.02
<i>n</i> ₀ -0.6	202.81	719.69	922.50	904.05	205.37	760.72	966.08	1.01	1.06	1.05	0.98
<i>n</i> ₀ -0.8	155.35	725.27	880.62	759.31	174.43	802.98	977.41	1.12	1.11	1.11	0.86
<i>h</i> _b -300	248.29	616.68	864.97	870.45	235.80	676.19	911.99	0.95	1.10	1.05	1.01
<i>h</i> _b -400	256.19	599.22	855.41	864.07	235.80	676.19	911.99	0.92	1.13	1.07	1.01
均值								0.96	1.02	1.00	0.99
标准差								0.05	0.08	0.07	0.04

表 4.2 抗剪承载力模拟值与计算值对比

注:加劲板高度对节点抗剪承载力基本无影响,故表中不再列出。

结合图 4.2 给出的计算结果误差分析,本文得出的核心区抗剪承载力公式具有 较好的准确性,误差基本控制在10%以内。另外从图4.2a、图4.2b和图4.2c可以 看出,随着抗剪承载力的提高, Vju、Vjw 和 Vjc 的计算值均呈现出越来越保守的趋 势,可能与计算公式中未充分考虑钢管与混凝土之间的相互加强作用有关,建议后



面的研究者在公式中引入套箍系数 *C* 加以修正,以期得到准确度更高、适用范围更 广的节点核心区抗剪承载力计算公式。

Fig. 4.2 Error analysis of calculation results

4.5 本章小结

本章在试验研究的基础上,结合有限元模拟及参数分析结果,提出适用于本文 所研究的方钢管混凝土柱-U 形梁分离式内隔板节点的核心区抗剪承载力计算方法。 最后,将试验的4个试件、有限元模拟的8个试验试件和有限元参数分析的14个 I 类节点的极限抗剪承载力分别与计算值进行比较,验证了所建立抗剪承载力计算 公式的准确性以及适用性。得到的主要结论如下:

 ① 基于柱腹板剪压复合受力状态下的全截面屈服和混凝土"斜压杆"模型, 给出了节点核心区抗剪承载力计算方法。其中,柱腹板部分的抗剪体现出轴压比的 不利效应;混凝土部分则考虑了混凝土强度对斜压杆宽度的不利影响,并结合参数 分析结果以斜压杆强度折减的方式考虑这一影响,另外还考虑了柱轴压比增大对 核心区混凝土抗剪承载力的加强作用。

② 核心区抗剪承载力的计算值与试验值、模拟值均吻合良好,核心区柱腹板、 混凝土斜压杆各自的抗剪贡献以及总的抗剪承载力误差均基本控制在 10%以内, 公式具有较高的准确性和适用性。

③ 式 (2.10) 可以很好地估计节点核心区剪力设计值,误差控制在 5%以内, 说明对于本文研究的分离式内隔板节点,计算核心区剪力时,"将梁端弯矩等效为 一对水平力偶,分别作用于节点核心区的上、下隔板形心处(或梁顶贯通钢筋形心 处)"的假定是合理的。
5 主要结论及展望

5.1 全文总结

本文提出了方钢管混凝土柱与 U 形梁连接的分离式内隔板节点,并针对该类 节点的核心区抗剪性能进行了试验研究和理论分析,得到的主要结论如下:

① 对 4 个方钢管混凝土柱-U 形梁分离式内隔板节点进行的拟静力试验研究 结果表明,试件 JS-1、JS-2 和 JS-3 发生了预期的节点核心区剪切破坏,试件 JS-4 发生了柱翼缘 Z 向拉裂破坏。本文研究的分离式内隔板节点的延性和耗能性能均 优于普通钢筋混凝土节点。对于采用钢筋套筒连接的上下双分离式内隔板节点,在 一定范围内增加轴压比(从 0.2 增加到 0.4, 且不考虑挠曲二阶效应), 可以小幅提 高节点的刚度和抗剪承载力,但会加快节点的强度退化;还可以有效减缓核心区混 凝土裂缝开展,但会导致节点破坏时间相对提前,累积耗能减少。在内隔板上焊接 竖向加劲板反而对节点的抗剪性能和耗能性能产生不利影响,原因可能是加劲板 使得混凝土不连续, 更容易产生裂缝, 尤其是被内隔板、加劲板和柱翼缘包围的混 凝土区域易产生应力集中,亦可能会加重混凝土损伤。对柱顶水平位移的变形组成 分析结果表明: 柱弹性变形引起的柱顶位移 Δcc 占比在试验全过程都保持在 10%以 内:梁弹性变形引起的柱顶位移 Δ_{be} 占比随着位移的增大逐级递减;节点核心区剪 切变形引起的柱顶位移 △i 占比随位移逐渐增大,最终达到 40%~50%;由梁塑性变 形引起的柱顶位移 Abp 占比基本上虽位移递增。试件 JS-1、JS-2 和 JS-3 属于半刚 接节点,试件JS-4因U形梁下翼缘与柱连接焊缝处母材开裂过早,属于铰接节点。 负弯矩下 U 形组合梁可达到塑性极限,材料强度得到充分发挥,此时各节点属于 全强度节点;正弯矩下组合梁很难达到塑性极限,强度利用率较低,此时各节点属 于部分强度节点。正、负弯矩下的组合梁应变均基本符合平截面假定;楼板混凝土 及板纵筋应变均表现出较明显的剪切滞后效应:核心区柱腹板应力分析结果表明 其发生了沿对角线方向的剪切屈服破坏,与试验现象得到的结论一致。

② 有限元分析结果表明:有限元滞回模型计算得到的 P-Δ。滞回曲线、骨架曲 线、特征点与破坏形态均与试验结果吻合较好,且有限元得到的特征荷载与相应的 试验值误差均在 10%以内。通过对滞回模型的核心区柱腹板和混凝土的应力与应 变分析,判定核心区柱腹板全部受剪屈服,混凝土以"斜压杆"的形式参与抗剪, 斜压杆倾斜角度基本沿核心区对角线;结合核心区剪力分布情况可知,一定范围内 提高轴压比(从 0.2 增加到 0.4)对柱腹板抗剪不利,但对混凝土部分的抗剪承载 力有利。利用简化的有限元单推模型进行的参数分析结果表明(以 I 类节点为例), 核心区抗剪承载力随混凝土强度基本呈线性增长,但增长幅度略有放缓(原因是随

93

着混凝土强度的提高,斜压杆有效宽度越来越小);核心区抗剪承载力随柱腹板屈 服强度近似呈线性增长,但增长幅度略有提升,反映出腹板屈服强度的增大(套箍 系数增大)对核心区混凝土抗剪的有利作用;核心区抗剪承载力随柱腹板宽厚比的 减小基本呈线性增长,但增长幅度略有减小;一定程度上轴压比的提高对节点抗剪 有利,但过高的轴压比对节点不利;核心区高宽比和加劲板高度对节点核心区抗剪 承载力基本没有影响。

③ 结合试验和有限元参数分析结果,基于"核心区柱腹板+核心区混凝土斜压 杆"抗剪力学模型,提出了适用于本文所研究的方钢管混凝土柱-U 形梁分离式内 隔板节点核心区抗剪承载力计算公式。其中,柱腹板提供的抗剪承载力按照剪压复 合受力状态下的全截面屈服计算,体现出轴压比的不利效应;混凝土部分的抗剪则 考虑了混凝土强度对斜压杆宽度的不利影响,并结合参数分析结果拟合出斜压杆 强度折减系数,另外还考虑了柱轴压比增大对核心区混凝土抗剪承载力的加强作 用。核心区抗剪承载力的计算值与试验值、模拟值均吻合良好,核心区柱腹板、混 凝土斜压杆各自的抗剪贡献以及总的抗剪承载力误差均基本控制在 10%以内,公 式具有较高的准确性和适用性。式(2.10)可以很好地估计节点核心区剪力设计值, 误差控制在 5%以内。

5.2 研究展望

本文对方钢管混凝土柱-U 形钢组合梁分离式内隔板节点进行了抗剪性能试验研究、有限元分析和理论分析,取得了一定的成果。基于研究过程中出现的问题, 作者认为以下几个方面有待进一步深入研究:

① 本文将U形梁直接全焊接于柱钢管,内部混凝土与柱钢管几乎处于无连接状态,导致节点连接刚度较弱,且易出现焊缝热影响区母材开裂等次生破坏现象, 建议探究更可靠的梁柱连接方式。

② 本文有限元通过设置钢材的柔性损伤,较好地模拟出焊缝热影响区母材的断裂行为,但在参数设置方面,钢材的损伤起始准则和演化准则仍需要大量的材性试验进行校准。

③本文得出的核心区抗剪承载力公式虽具有较好的准确性,但发现随着抗剪 承载力的提高,其计算值呈现出越来越保守的趋势,可能与公式中未充分考虑钢管 与混凝土之间的相互加强作用有关,建议后面的研究者在公式中引入套箍系数 加以修正,以期得到准确度更高、适用范围更广的抗剪承载力计算公式。

④ 本文的研究是基于少量试验及有限元分析建立起来的,由此得到的计算方法和结论还需大量试验和有限元结果予以验证。

⑤ 本文仅提出了节点核心区的极限抗剪承载力计算方法,其屈服抗剪承载力

94

计算公式以及节点核心区的全过程剪力-剪切变形关系曲线仍需进一步探究。

⑥ 本文偏重于对上下双分离式内隔板节点进行剖析。有限元结果表明,对于 下隔板+梁顶负筋贯通式节点,其梁顶负筋对核心区混凝土的约束作用相比于上隔 板明显较弱,且贯穿钢筋相比于钢筋套筒更容易产生滑移,这些特点均会对节点的 抗剪性能产生影响,有必要对下隔板+梁顶负筋贯通式节点进行深入研究。

参考文献

- [1] 管振华,张泽玉,杨舒婷.装配式钢结构建筑的发展与应用[J].绿色环保建材,2019, (4):197-197.
- [2] 钟善桐. 钢管混凝土结构[M]. 北京: 清华大学出版社, 2003:324-340.
- [3] 蔡绍怀. 现代钢管混凝土结构[M]. 北京: 人民交通出版社, 2007:233-287.
- [4] 韩林海. 钢管混凝土结构:理论与实践(第3版)[M]. 北京: 科学出版社, 2015:28-183.
- [5] 陈志华, 杜颜胜, 吴辽, 等. 矩形钢管混凝土结构研究综述[J]. 建筑结构, 2015, 45(16):
 40-46.
- [6] 徐礼华, 宋杨, 刘素梅, 等. 多腔式多边形钢管混凝土柱偏心受压承载力研究[J]. 工程力学, 2019, 36(4): 135-146.
- [7] 杨远龙. T 形组合柱力学性能研究[D]. 哈尔滨:哈尔滨工业大学, 2011.
- [8] 荣彬. 方钢管混凝土组合异形柱的理论分析与试验研究[D]. 天津: 天津大学, 2009.
- [9] 周婷. 方钢管混凝土组合异形柱结构力学性能与工程应用研究[D]. 天津: 天津大学, 2012.
- [10] Zhang Y L, Hou Z M, Li Y S, et al. Torsional behaviour of curved composite beams in construction stage and diaphragm effects, Journal of Constructional Steel Research. 2015,108(5): 1-10.
- [11] Ban H Y, Tan E L, Uy B. Strength of multi-span composite beams subjected to combined flexure and torsion, Journal of Constructional Steel Research. 2015, 113: 1-12.
- [12] Bidabadi B S, Naeini H M, Tehrani M S, et al. Experimental and numerical study of bowing defects in cold roll-formed, U-channel sections. Journal of Constructional Steel Research. 2016, 118(3): 243-253.
- [13] Stephen P, Schneider. Axially loaded concrete-filled steel tubes[J]. Journal of Structural Engineering, 1998, 124(10): 1125-1138.
- [14] Wang S H, Hu H T, Huang C S, et al. Axial load behaviour of stiffened concrete-filled steel columns[J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(9): 1222-1230.
- [15] Sakino K, Nakahara H, Morino S, et al. Behavior of centrally loaded concrete-filled steel-tube short columns[J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(2): 180-188.
- [16] Han L H, Yao G H. Experimental behaviour of thin-walled hollow structural steel (HSS) columns filled with self-consolidating concrete (SCC)[J]. Thin-Walled Structures, 2004, 42(9): 1357-1377.
- [17] 王玉银, 张素梅, 郭兰慧. 受荷方式对钢管混凝土轴压短柱力学性能影响[J]. 哈尔滨工

业大学学报, 2005, 37(1): 40-44.

- [18] Liu D L, Gho W M. Axial load behaviour of high-strength rectangular concrete-filled steel tubular stub columns[J]. Thin-Walled Structures, 2005, 43(8): 1131-1142.
- [19] Young B, Ellobody E. Experimental investigation of concrete-filled cold-formed high strength stainless steel tube columns[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2006, 62(5): 484-492.
- [20] 黄福云,陈宝春.初应力对钢管混凝土哑铃形轴压短柱受力性能影响的试验研究[J]. 福州大学学报,2006,34(2):240-244.
- [21] Guo L H, Zhang S M, Kim W J, et al. Behaviour of square hollow steel tubes and steel tubes filled with concrete[J]. Thin-Walled Structures, 2007, 45(12): 961-973.
- [22] Han L H, Liu W, Yang Y F. Behaviour of concrete-filled steel tubular stub columns subjected to axially local compression[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2008, 64(4): 377-387.
- [23] 郭兰慧,张素梅,刘界鹏.不同加载模式下方钢管混凝土力学性能试验研究与理论分析[J]. 工程力学, 2008, 25(9): 143-148.
- [24] Liew J Y R, Xiong D X. Effect of preload on the axial capacity of concrete-filled composite columns[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65(3): 709-722.
- [25] Chitawadagi M V, Narasimhan M C, Kulkarni S M. Axial capacity of rectangular concrete-filled steel tube columns-DOE approach[J]. Construction & Building Materials, 2010, 24(4): 585-595.
- [26] Zhao X L, Tong L W, Wang X Y. CFDST stub columns subjected to large deformation axial loading[J]. Engineering Structures, 2010, 32(3): 692-703.
- [27] Zhu M, Liu J, Wang Q, et al. Experimental research on square steel tubular columns filled with steel-reinforced self-consolidating high-strength concrete under axial load[J]. Engineering Structures, 2010, 32(8): 2278-2286.
- [28] Uy B, Tao Z, Han L H. Behaviour of short and slender concrete-filled stainless steel tubular columns[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2011, 67(3): 360-378.
- [29] Han L H, Ren Q X, Li W. Tests on stub stainless steel–concrete–carbon steel double-skin tubular (DST) columns[J]. Steel Construction, 2011, 67(3): 437-452.
- [30] Lu Y Q, Kennedy D J L. The flexural behaviour of concrete-filled hollow structural sections[J]. Canadian Journal of Civil Engineering, 1992, 21(1): 111-130.
- [31] 杨有福, 韩林海. 矩形钢管混凝土构件抗弯力学性能的试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2001, 21(3): 41-48.
- [32] Han L H. Flexural behaviour of concrete-filled steel tubes[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2004, 60(2): 313-337.
- [33] AD Probst, HK kang, C Ramseyer, et al. Composite flexural behaviour of full-scale concretefilled tubes without axial loads[J]. Journal of Structural Engineering, 2010, 136(11): 1401-1412.

- [34] Wang R, Han H L, Nie J G, et al. Flexural performance of rectangular CFST members[J]. Thin-Walled Structures, 2014, 79(2): 154-165.
- [35] Vijay L B V, Manoj K C. Finite element analysis of concrete filled steel tube (CFT's) subjected to flexure[J]. International Journal of Engineering Inventions, 2014, 3(12): 18-28.
- [36] Chen Y, Wang K, Feng R, et al. Flexural behaviour of concrete-filled stainless steel CHS subjected to static loading[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2017, 139: 30-43.
- [37] Chen Y, Feng R, Wang L. Flexural behaviour of concrete-filled stainless steel SHS and RHS tubes[J]. Engineering Structures, 2017, 134: 159-171.
- [38] Javed M F, Sulong N H R, Memon S A, et al. FE modelling of the flexural behaviour of square and rectangular steel tubes filled with normal and high strength concrete[J]. Thin-Walled Structures, 2017, 119: 470-481.
- [39] Toshiaki F, Akiyoshi M, Isao N, et al. Behavior of eccentrically loaded concrete-filled steel tubular columns[J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(2): 203-212.
- [40] Liu D L. Behaviour of high strength rectangular concrete-filled steel hollow section columns under eccentric loading[J]. Thin-Walled Structures, 2004, 42(12): 1631-1644.
- [41] Liu D L. Behaviour of eccentrically loaded high-strength rectangular concrete-filled steel tubular columns[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2006, 62(8): 839-846.
- [42] Lu F W, Li S P, Sun G. A study on the behavior of eccentrically compressed square concretefilled steel tube columns[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2007, 63(7): 941-948.
- [43] 龙跃凌,王英涛,蔡健,等.带约束拉杆方形钢管混凝土短柱压弯承载特性[J].工业建筑, 2016,46(3):142-148.
- [44] Ho-Jun L, In-Rak C, Hong-Gun P. Eccentric compression strength of rectangular concrete-filled tubular columns using high-strength steel thin plates[J]. Journal of Structural Engineering, 2017, 143(5): 04016228.
- [45] Li G C, Chen B W, Yang Z L, et al. Experimental and numerical behaviour of eccentrically loaded high strength concrete filled high strength square steel tube stub columns[J]. Thin-Walled Structures, 2018, 127: 483-499.
- [46] ACI 318-05. Building code requirements for structural concrete and commentary[S]. Farmington Hills (MI), American Concrete Institute, Detroit, U.S.A., 2005.
- [47] AISC 360-10. Specification for structural steel buildings[S]. Chicago: American Institute of Steel Construction, 2010.
- [48] British Standard. BS5400 Steel, concrete and composite bridges, Part 5, Code of practice for the design of composite bridges[S]. London: British Standard Institution, 2005.
- [49] Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures-part1-1: general rules-structural

fire design. EN 1994-1-2:2005[S]. European Committee for Standardization, Brussels. 2005.

- [50] AIJ. Recommendations for design and construction of concrete filled steel tubular structures[S]. Tokyo: Architectural Institute of Japan (AIJ), 2008.
- [51] GB 50936-2014. 钢管混凝土结构技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2014.
- [52] CECS 159:2004. 矩形钢管混凝土结构技术规程[S]. 北京: 中国计划出版社, 2004.
- [53] CECS 28:2012. 钢管混凝土结构技术规程[S]. 北京: 中国计划出版社, 2012.
- [54] CECS 506:2018. 矩形钢管混凝土节点技术规程[S]. 北京: 中国计划出版社, 2018.
- [55] Oehlers D J. Composite Profiled Beams[J]. Structure Engineering, ASCE, 1993, 119(4): 1085-1100.
- [56] Oehlers D J, Wright H D, Burnet M J. Flexural Strength of Profiled Beams[J]. Structure Engineering, ASCE, 1994, 120(2): 378-398.
- [57] Uy B, Bradford M A. Ductility of profiled composite beams. Part I: experimental study. Journal of Structural Engineering. 1995, 121(5): 876–882.
- [58] Uy B, Bradford M A. Ductility of profiled composite beams. Part II: analytical study[J]. Journal of Structural Engineering. 1995, 121(5): 883–889.
- [59] Uy B, Bradford M A. Local buckling behavior of through girders composed of an assemblage of profiled steel sheets[J]. Thin-Walled Structures, 1995, 22(2): 97-120.
- [60] 聂建国, 沈聚敏, 延滨, 等. 冷弯薄壁型钢-混凝土组合梁的试验研究及应用[J]. 建筑结构, 1998(1): 53-56.
- [61] 林于东, 宗周红. 帽型截面钢-混凝土组合梁受弯强度[J]. 工业建筑, 2002, 32(9): 11-13.
- [62] Nakamura S. Bending behavior of composite girders with cold formed steel U section[J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(9): 1169-1176.
- [63] Hossain K M A. Experimental & theoretical behavior of thin walled composite filled beams [J]. Electronic Journal of Structural Engineering, 2003(3): 117-139.
- [64] 周天华,何保康,李鑫全,等. 帽形冷弯薄壁型钢-混凝土组合梁的试验研究[J]. 建筑结构, 2003, 33(1): 48-50.
- [65] 胡吉,石启印,李爱群.外包钢-混凝土组合梁正截面受弯承载力试验[J]. 江苏大学学报 (自然科学版), 2005, 26(5): 457-460.
- [66] 石启印,章荣国,李爱群.新型外包钢-砼组合梁滑移及变形性能的试验[J].四川大学学报. 2006, 38(6): 13-17.
- [67] 石启印,李爱群.新型外包钢混凝土组合梁抗扭的试验及分析[J].土木工程学报,2008, 25(12):162-170.
- [68] 陈丽华. 新型外包钢-混凝土组合连续梁及梁柱节点的试验研究[D]. 南京: 东南大学, 2006.

- [69] 张婷. 简支外包 U 型钢与混凝土组合梁承载力理论分析与试验研究[D]. 济南: 山东建筑 大学, 2011.
- [70] 林彦,周学军. 外包 U 形钢混凝土组合梁承载力计算研究[J]. 山东建筑大学学报, 2017, 32(1): 21-27.
- [71] 周学军. 外包 U 型钢混凝土组合梁理论研究与设计应用[M]. 北京: 科学出版社, 2016.
- [72] 操礼林,石启印,王震,等. 高强 U 形外包钢-混凝土组合梁受弯性能[J]. 西南交通大学 学报, 2014, 49(1): 72-78.
- [73] Liu Y, Guo L H, Qu B, et al. Experimental investigation on the flexural behavior of steelconcrete composite beams with U-shaped steel girders and angle connectors[J]. Engineering Structures, 2017, 131: 492-502.
- [74] Guo L H, Liu Y, Qu B. Fully composite beams with U-shaped steel girders: Full-scale tests, computer simulations, and simplified analysis models[J]. Engineering Structures, 2018, 177: 724-738.
- [75] 刘用. 采用角钢连接件的 U 形钢-混凝土组合梁抗弯与抗火性能[D]. 哈尔滨:哈尔滨工业大学: 2020.
- [76] Zhou X H, Zhao Y, Liu J P, et al. Bending experiment on a novel configuration of cold-formed U-shaped steel-concrete composite beams[J]. Engineering Structures, 2019, 180(1): 124-133.
- [77] Liu J P, Zhao Y, Yang Y L, et al. Bending Capacity and Elastic Stiffness for a Novel Configuration of Cold-Formed U-Shaped Steel-and-Concrete Composite Beams[J]. Journal of Structural Engineering, 2019, 145(10): 04019106.
- [78] Zhao Y, Zhou X H, Yang Y L, et al. Shear behavior of a novel cold-formed U-shaped steel and concrete composite beam[J]. Engineering Structures, 2019, 200: 109745.
- [79] Zhao Y, Zhou X H, Yang Y L, et al. Torsional effects of a novel rebar stiffened cold-formed Ushaped steel-concrete composite beam system[J]. Engineering Structures, 2019, 208: 109920.
- [80] Zhao Y, Yang Y L, Xu S Q, et al. Shear connection of reinforcement stiffened cold-formed Ushaped steel and concrete composite beam[J]. Engineering Structures, 2020, 219: 110862.
- [81] 杨庆杰. 腹板嵌入式钢-混凝土组合梁受弯性能研究[D]. 重庆大学, 2020
- [82] 韩劲钧. 腹板嵌入式外包 U 形钢-混凝土组合梁受剪性能研究[D]. 重庆大学, 2020
- [83] 胥兴,程睿,刘吉春,等. 钢筋桁架楼承板-U 形钢组合梁不同抗剪连接方式的受弯性能[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2022, 49(1): 42-50.
- [84] AIJ. AIJ standard for structural calculation of steel reinforced concrete structures[S]. Tokyo, Japan: AIJ, 1987.
- [85] 余勇. 方钢管混凝土结构的性能研究[D]. 上海: 同济大学, 1998.
- [86] Lu X L, Yu Y, Tanaka K, et al. Experimental study on the seismic behavior in the connection

between CFRT column and steel beam[J]. Structural Engineering & Mechanics, 2000, 9(4): 365-374.

- [87] 吕西林,李学平,余勇. 方钢管混凝土柱与钢梁连接的设计方法[J]. 同济大学学报, 2002, 30(1): 1-5.
- [88] Koester B D. Panel zone behavior of moment connections between rectangular concrete-filled steel tubes and wide flange beams[D]. Austin: The University of Texas, 2000: 154-157.
- [89] 张大旭, 张素梅. 钢管混凝土梁柱节点动力性能试验研究[J]. 哈尔滨建筑大学学报,2001, 34(1): 22-27.
- [90] 张大旭, 张素梅. 钢管混凝土与梁节点抗剪承载力[J]. 哈尔滨建筑大学学报, 2001, 34(3): 35-39.
- [91] Fukumoto T, Morita K. Elastoplastic Behavior of Panel Zone in Steel Beam-to-Concrete Filled Steel Tube Column Moment Connections[J]. Journal of Structural Engineering, 2005, 131(12): 1841-1853.
- [92] Nishiyama I, Fujimoto T, Fukumoto T, et al. Inelastic Force-Deformation Response of Joint Shear Panels in Beam-Column Moment Connections to Concrete-Filled Tubes[J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(2): 244-252.
- [93] 周天华. 方钢管混凝土柱-钢梁框架节点抗震性能及承载力研究[D]. 西安: 西安建筑科技 大学, 2004.
- [94] 周天华, 聂少锋, 卢林枫, 等. 带内隔板的方钢管混凝土柱-钢梁节点设计研究[J]. 建筑 结构学报, 2005, 26(5): 23-39.
- [95] 高春彦, 刘之峰, 李斌. 矩形钢管混凝土内隔板式节点抗剪承载力研究[J]. 内蒙古科技 大学学报, 2008, 27(4): 355-362.
- [96] 刘士润. 低周反复荷载作用下穿透式钢管混凝土节点力学性能研究[D]. 大连: 大连理工 大学, 2011.
- [97] 刘晓刚, 樊健生, 陶慕轩, 等. 钢管混凝土柱-钢梁节点核心区受剪承载力计算对比研究[J]. 建筑结构学报, 2012, 33(2): 85-92.
- [98] 谢娜. 钢管混凝土梁柱连接节点抗剪力学性能研究[D]. 兰州: 兰州理工大学, 2012.
- [99] 袁峥嵘. 方钢管混凝土柱-钢梁 T 形件节点的性能研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2013.
- [100] 韩建红. 隔板贯通式节点抗剪承载力有限元研究[D]. 乌鲁木齐: 新疆大学, 2015.
- [101] 吴辽. CFRT 隔板贯通节点抗剪承载力试验与计算方法研究[D]. 天津: 天津大学, 2015.
- [102] 程曦. 方钢管混凝土柱节点核心区性能研究及机理分析[D]. 北京: 清华大学, 2016.
- [103] 程曦, 聂鑫, 樊健生. 方钢管混凝土节点核心区剪切试验及其数值模拟[J]. 建筑结构学报, 2017, 38(5): 61-68.
- [104] 刘睿. 方钢管混凝土柱-H 型钢梁隔板贯通式节点力学性能研究[D]. 天津: 天津大学,

102

2016.

- [105] 冯昌喜. 矩形钢管混凝土柱-H 型钢梁外加强环节点核心区抗剪性能研究[D]. 天津: 天津 大学, 2017.
- [106] Rong B, Liu S, Yan J B, et al. Shear behaviour of panel zone in through-diaphragm connections to steel tubular columns[J]. Thin-Walled Structures, 2018, 122: 286-299.
- [107] Rong B, Yang Z H, Zhang R Y, et al. Postbuckling Shear Capacity of External Diaphragm Connections of CFST Structures[J]. Journal of Structural Engineering, 2019, 145(5): 1-12.
- [108] 王雷. 方钢管柱-H型钢梁外环板节点核心区抗剪性能研究[D]. 天津: 天津大学, 2019.
- [109] 别雪梦, 李召, 管文强, 等. 方钢管混凝土柱-钢梁外环板式节点抗剪性能[J]. 中南大学 学报(自然科学版), 2018, 49(1): 226-237.
- [110] 石永久, 苏迪, 王元清. 混凝土楼板对钢框架梁柱节点抗震性能影响的试验研究[J]. 土 木工程学报, 2006, 39(9): 26-31.
- [111] Kim Y J, Oh S H, Moon T S. Seismic behavior and retrofit of steel moment connections considering slab effects[J]. Engineering Structures, 2004, 26(13): 1993-2005.
- [112] 秦凯. 方钢管混凝土柱与钢-混凝土组合梁连接节点的性能研究[D]. 北京:清华大学, 2006.
- [113] 聂建国,秦凯,刘嵘. 方钢管混凝土柱与钢-混凝土组合梁连接的内隔板式节点的抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2006, 27(4): 1-9.
- [114] 聂建国, 秦凯. 方钢管混凝土柱节点抗剪受力性能的研究[J]. 建筑结构学报, 2007, 28(4): 8-17.
- [115] Cheng C T, Chan C F, Chung L L. Seismic behavior of steel beams and CFT column momentresisting connections with floor slabs[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2007, 63(11): 1479-1493.
- [116] 徐桂根. 方钢管混凝土柱节点受力性能与理论分析[D]. 北京: 清华大学, 2008.
- [117] 聂建国, 徐桂根. 方钢管混凝土柱节点的抗剪受力分析[J]. 清华大学学报 (自然科学版), 2009, 49(6): 782-786.
- [118] 徐桂根, 聂建国. 方钢管混凝土柱内隔板贯通式节点核心区抗震性能的试验研究[J]. 土 木工程学报, 2011, 44(8): 25-32.
- [119] 陆鸣. 外包钢-混凝土组合梁与钢管混凝土柱节点力学性能的非线性有限元分析[D]. 镇 江: 江苏大学, 2010.
- [120] 石启印, 丁芳, 轩元, 等. 外包钢-混凝土组合梁与钢管混凝土柱连接节点试验研究[J]. 工程力学, 2011, 28(4): 109-115.
- [121] 杨强胜. 基于节点域破坏的外包 U 型钢混凝土组合梁与方钢管混凝土柱组合节点承载能力的理论分析[D]. 济南: 山东建筑大学, 2014.

- [122] 林彦. 方钢管混凝土柱-外包 U 形钢混凝土组合梁连接节点抗震性能研究[D]. 济南:山东大学, 2016.
- [123] 颜培强. 方钢管混凝土柱-外包 U 形钢混凝土组合梁内隔板式节点的受力性能研究[D].济 南: 山东建筑大学, 2017.
- [124] 吴子山. 新型方钢管混凝土柱-外包 U 形钢混凝土梁节点抗剪性能研究[D].济南: 山东建筑大学, 2017.
- [125] 李威. 圆钢管混凝土柱-钢梁外环板式框架节点抗震性能研究[D]. 清华大学, 2011.
- [126] 孔文清. 外包 U 形钢混凝土组合梁与方钢管混凝土柱连接节点破坏模态研究[D]. 济南: 山东建筑大学, 2015.
- [127] 刘用, 郭兰慧, 张素梅. 方钢管混凝土柱-外包 U 形钢混凝土组合梁节点抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2018, 39(6): 131-140.
- [128] Xu X, Cheng R, Yang P, et al. Cyclic Loading Test for Concrete-Filled U-Shaped Steel Beam to Concrete-Filled Steel Tube Column Connections[J]. International Journal of Steel Structures, 2020, 20(6): 1859-1870.
- [129] JGJ/T 101-2015. 建筑抗震试验方法规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- [130] GB 50017-2017. 钢结构设计标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.
- [131] GB 50010-2010. 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [132] GB/T 2975-1998. 钢及钢产品力学性能试验取样位置及试样制备[S]. 北京: 国家质量技术监督局, 1998.
- [133] GB/T 228-2002. 金属材料室温拉伸试验方法[S]. 北京: 中国计划出版社, 2002.
- [134] GB/T 50081-2002. 普通混凝土力学性能试验方法标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.
- [135] GB 50011-2010. 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [136] 李文超. 钢材微观损伤准则在钢框架极端荷载条件下损伤分析中的应用[D]. 西安: 长安大学, 2014.
- [137] 段红霞, 李守巨, 刘迎曦. 地震作用下钢结构损伤过程数值模拟[J]. 工程力学, 2011, 28(2): 198-204.
- [138] 邢佶慧, 郭长岚, 张沛, 等. Q235B 钢材的微观损伤模型韧性参数校正[J]. 建筑材料学报, 2015, 18(2): 228-236.
- [139] 甘丹. 钢管约束混凝土短柱的静力性能和抗震性能研究[D]. 兰州: 兰州大学, 2012.
- [140] 李彬洋. 钢管混凝土异形柱-H 型钢梁框架节点的抗震性能与设计方法[D]. 重庆: 重庆 大学, 2019.
- [141] 闫标. 圆钢管约束 RC 柱-RC 梁框架节点静力与抗震性能研究[D]. 兰州: 兰州大学, 2016.

附 录

A 作者在攻读硕士学位期间发表的学术论文和专利

- [1] 胥兴,程睿,刘吉春,崔佳,黄宗明. 钢筋桁架楼承板-U 形钢组合梁不同抗剪连接方式的 受弯性能[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2022, 49(01): 42-50.
- [2] Xing Xu, Rui Cheng, Pu Yang, Jidong Zhang, Jichun Liu. Experimental study of U-shaped steelconcrete composite beam to square CFST column joints [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2022, 192: 107220.
- [3] Jichun Liu, Rui Cheng, Xing Xu, Yuanlin Yu. Flexural Behavior of U-Shaped Steel-Concrete Composite Beams with Steel-Bars Trusses as Shear Connectors [C]. The 11th International Symposium on Steel Structures, 2021.
- [4] Chao Hu, Rui Cheng, Qilin Cheng, Jichun Liu. Study on Behavior of Steel Hoop Connections for Raw Bamboo Members[J]. Materials, 2021, 14(23).
- [5] Jichun Liu, Rui Cheng, Xing Xu, Chao Hu. Flexural behavior of U-shaped steel-concrete composite beams with combined connector based on steel-bars truss. (待投稿)
- [6] 程睿,崔佳,胡超,胥兴,刘吉春等.一种新型钢管混凝土组合截面柱[P].重庆市: CN201911087620.2,2020-02-21.

B 作者在攻读硕士学位期间参与的研究课题

[1] 横向科研项目: 榫卯式钢管混凝土组合结构体系关键技术研究.

C 学位论文数据集

关键词		密	级	中图分类号			
分离式内隔板;节点	京抗剪;						
拟静力试验;有限元分析;		公开		TU			
计算方法							
学位授予单位名称	学位授	予单位代码	学位类别	」 学位级别			
重庆大学		10611	学术学位	硕士			
论文题名		并列	题名	论文语种			
方钢管混凝土柱-UF	钢管混凝土柱-U形钢组合						
梁分离式内隔板节点抗剪性		/			中文		
能研究							
作者姓名		刘吉春	学号	201916021063			
培养单	单位名称		培养单位代码				
重历	夫大学		10611				
学科专业	矽	 究方向	学制		学位授予年		
土木工程	结	构工程	3年 2		2022 年		
论文提交日期	202	2年6月	论文总页数		107 页		
导师姓名	7	臣 睿	职称		副教授		
答辩委员会主席			杨善越				
电子版论文提交格式							
文本(√) 图像() 视频() 音频() 多媒体() 其他()							

致 谢

时光荏苒如白驹过隙, 三年时光在提笔间隙已悄然流逝。从踏入研究生大门那一刻的迷惘和憧憬, 到现在回首往事的坚定与成熟, 所有所遇之人、所幸之事, 均 促成了现在这一刻的百感交集。

硕士生涯,幸得恩师程睿副教授指导,本文是在程老师的悉心指导下完成的。 程老师学术造诣深厚,不仅在本文试验的方方面面对我进行指导,而且在论文的逻 辑和一致性方面对我提出了很多有益的意见。程老师为人谦和,平易近人,亦师亦 友,科研之余他更像一个循循善诱的智者,处处为学生着想的同时,教会我们一些 为人处世的道理,指引我们在人生这条道路上做出正确的选择。

感谢我的同门成奇林和龚美兰,师弟张继东和余元林助我圆满完成试验,在学 习和生活上我们情同手足,互相鼓励,携手并进,共同成长。感谢我的师兄胡超、 胥兴、孙瀚青和刘瑞奇,不仅在学术问题上为我答疑解惑,更是在日常的学习生活 中给予我无微不至的关怀,师兄们无私地为我传授宝贵经验,使我少走了很多弯路。

感谢从本科以来一起学习生活至今的挚友何宇晨、毛腾、郭毓熙、以及相见恨 晚的好友韦庆尧,感谢你们的帮助和支持,有你们,我的研究生生活才得以有福同 享、有难同当。是你们与我共同维系着兄弟般的感情,为我留下了最值得珍藏的记 忆,祝大家前程似锦!感谢我的研究室好友何振华,我们一同讨论学术、研究疑难 问题,特别是在有限元方面为我提供了很大的帮助。感谢室友邓鑫、王博和文耀民, 日常生活中每一件温暖的小事我都铭记于心。

感谢我的父母和姐姐,你们对我一如既往的关爱、支持和鼓励,使我即使远在 他乡也依然感受到亲情的温暖,你们是我努力前行的最大动力!

最后, 衷心地感谢在百忙之中抽出时间审阅本论文和出席本论文答辩的专家 教授!

刘吉春

二〇二二年五月 于重庆

学位论文独创性声明

本人声明所呈交的<u>硕士</u>学位论文《<u>方钢管混凝土柱-U 形钢组合梁分离式内隔</u> <u>板节点抗剪性能研究</u>》是我个人在导师指导下进行的研究工作及取得的研究成果。 尽我所知,除了文中特别加以标注和致谢的地方外,论文中不包含其他人已经发表 或撰写过的研究成果。与我一同工作的同志对本研究所做的任何贡献均已在论文 中作了明确的说明并表示了谢意。

学位论文作者签名:

签字日期:

导师签名:

签字日期:

学位论文使用授权书

本学位论文作者完全了解重庆大学有关保留、使用学位论文的规定。学校有 权按有关规定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。本人授权重庆大学可以将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、缩印或其他复制手段保存、汇编学位论文,可以以电子、 网络及其他数字媒体形式公开出版。

非军工项目保密的学位论文在解密后也遵守此规定。(涉密期限至_____年 ___月___日。)

作者签名:	导师签名:		

年 月 日

备注: 审核通过的军工涉密论文不得签署"授权书",须填写以下内容:

该论文属于军工涉密论文,其密级是_____,涉密期限至_____年___月___ 日。

说明:本声明及授权书<u>必须</u>装订在提交的学位论文最后一页。