

部分包覆钢-混凝土组合中心支撑框架抗震性能研究

贾王龙¹, 李永刚¹, 董夏琦², 阎田², 方成^{2*}, 庄向平³, 杨宇焜⁴

(1. 中国二十二冶集团有限公司, 河北唐山 063000; 2. 同济大学土木工程学院, 上海 200092;
3. 福建左海科技有限公司, 福州 350501; 4. 上海结奕建筑科技有限公司, 上海 201306)

摘要: 为促进建筑工业化和住宅产业化, 提高框架-支撑结构体系的抗震性能, 提出了部分包覆钢-混凝土组合 (partially encased composite, PEC) 支撑。对3个采用PEC支撑的PEC框架试件和1个采用钢支撑的PEC框架试件进行了低周往复加载试验, 研究了各试件的破坏模式、初始刚度、极限承载力、耗能能力等指标。结果表明: PEC框架与PEC支撑之间协同工作性能良好; 相较于纯钢支撑, PEC支撑更具优势, 初始刚度提升了24%~41%、极限承载力提升了29%~36%, 耗能能力提升了7%~17%。基于试验结果, 采用ABAQUS软件进行非线性有限元分析, 还原了试件的局部屈曲和整体失稳等几何非线性行为, 有限元模拟与试验得到的屈服荷载和峰值荷载的误差均小于10%, 表明该模型可以较准确地模拟试件的承载特性。有限元分析结果表明: PEC支撑会先于框架梁和柱进入塑性阶段, 符合预期的结构破坏顺序; 在钢支撑节点腹板两侧浇筑混凝土或增设钢板加劲肋均能有效抑制此处发生应力集中和钢板局部屈曲。

关键词: 部分包覆钢-混凝土组合中心支撑; 框架-中心支撑体系; 抗震性能; 低周往复加载试验; 有限元分析

中图分类号: TU398⁺.9, TU352.1⁺1

文献标志码: A

文章编号: 1671-9379(2025)04-0087-13

DOI: 10.13969/j.jzgjgz.20231024001

Seismic Performance of Partially Encased Composite Concentrically Braced Frames

JIA Wanglong¹, LI Yonggang¹, DONG Xiaqi², YAN Tian², FANG Cheng^{2*},
ZHUANG Xiangping³, YANG Yukun⁴

(1. China MCC22 Group Co., Ltd., Tangshan 063000, China; 2. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Fujian Zuohai Technology Co., Ltd., Fuzhou 350501, China; 4. Shanghai Jieyi Construction Technology Co., Ltd., Shanghai 201306, China)

*Corresponding author: chengfang@tongji.edu.cn

Abstract: To promote construction industrialization and improve the seismic performance of moment resisting frames with concentrically brace, a new type of partially encased composite (PEC) brace is proposed. Low-cyclic reversed loading tests were carried out on three PEC braces and one steel brace. Failure modes, hysteretic curves, initial stiffness, bearing capacity, ductility and energy dissipation capacity were studied. The results show that the PEC frame and the PEC brace cooperate well as the two structural seismic lines. And compared to the steel brace, three PEC braces are

收稿日期: 2023-10-24

基金项目: 国家自然科学基金(52378177, 52078359), 上海市“曙光计划”(22SG18)

作者简介:

贾王龙(1988—), 男, 学士, 工程师, 主要从事钢结构与组合结构方面的研究。E-mail: jiawanglong@126.com。

李永刚(1981—), 男, 学士, 教授级高级工程师, 主要从事钢结构与组合结构方面的研究。

通信作者:

方成(1985—), 男, 博士, 教授, 主要从事钢结构、新型功能材料、新型韧性结构体系方面的研究。

E-mail: chengfang@tongji.edu.cn。

improved in initial stiffness by 24%-41%, bearing capacity by 29%-36% and energy dissipation capacity by 7%-17%, indicating that PEC braces have excellent seismic performance. Based on the results of the experiment, the nonlinear finite element analysis was carried out by ABAQUS software. The geometric nonlinear behaviors such as local buckling and global buckling are observed in finite element models, and the results such as peak load and yield load are in good agreement with the experimental results (the error is within 10%). The finite element analysis shows PEC braces yield earlier than the PEC frame, which is the expected failure sequence. Additionally, the stress concentration and local buckling of joint of brace can be effectively inhibited by setting concrete or stiffeners on the web.

Keywords: partially encased composite concentrically brace; concentrically braced frame; seismic behaviour; low-cyclic reversed loading test; finite element analysis

部分包覆钢-混凝土组合 (partially encased composite, PEC) 构件是指在 H 型钢的翼缘之间固定箍筋笼或焊接横向拉结连杆,并在腹板两侧浇筑混凝土。相较于纯钢构件,PEC 构件的耐火性和耐腐蚀性得到了很大提升,有效延缓了 H 型钢的局部屈曲,使得构件的稳定性、强度和刚度得到了显著提升,具有良好的经济效益和环境效益^[1]。

目前国内外对 PEC 柱轴向性能的研究已相对成熟。早在 20 世纪 90 年代,以 ELGHAZOULI 等^[2]、ELNASHAI 等^[3-5]为代表的欧洲学者和以 CHICOINE 等^[6-8]、TREMBLAY 等^[9]为代表的加拿大学者就对 PEC 柱进行了试验、理论和有限元研究,验证了混凝土部分对 PEC 柱的刚度、承载力和抗震性能的有益作用,并提出了连杆间距、板件宽厚比等截面参数的构造要求以及 PEC 柱的承载力计算公式。2007 年,杨婧等^[1]进行了 6 根大宽厚比 PEC 柱的压弯滞回试验,验证了加拿大规范^[10]和欧洲规范^[11]中构造要求的合理性。2017 年,CHEN 等^[12]在对 9 根 PEC 梁的滞回性能研究中提出了 2 种新型连杆形式,分别为 C 形和 X 形,结果表明这 2 种形式的连杆对翼缘局部屈曲的抑制效果显著,可进一步提高 PEC 梁的抗震性能。2008—2019 年,文献^[13-16]对一系列 PEC 柱进行了轴压试验和滞回试验,考察了轴压比、连杆间距、翼缘宽厚比等参数对 PEC 柱承载力和抗震性能的影响。2019 年,林德慧等^[17]在国内外 PEC 柱试验结果的基础上,结合数值分析,引入 PEC 柱的相对长细比,提出了考虑试件长度的 PEC 轴压构件的稳定承载力设计公式。

目前 PEC 构件尚未被作为支撑构件考虑。在纯钢支撑的基础上经过简单预制加工后形成的 PEC 支撑,可大幅提高试件的刚度和承载力,且不增加占地面积,是一类成本低、性能好的支撑构件。在静力设计中,PEC 支撑可以采用与 PEC 柱相同的稳定承载力计算公式和构造措施,但支撑与柱在地震作用下的受力情况有显著区别,柱主要承受往复的侧向地震力,而支撑主要承受轴向的地震力,二者的抗震性能存在较大差异。因此有必要对 PEC 支撑的抗震性能进行研究,以填补相关领域的空白,为今后 PEC 支撑的深入研究及推广提供理论基础。

1 试件设计

1.1 试验目的

相较于传统的框架-钢支撑结构体系,PEC 框架-PEC 支撑体系可以有效减小底层柱的轴压比和截面尺寸,达到室内柱和支撑不外露的目的;在提供相同刚度的情况下,PEC 支撑可采用更小的截面,相比于钢支撑,可节省约 30% 的用钢量;对于长租公寓、酒店、办公楼等一些房型相对固定、对抗侧力和承载力要求高且要求室内不凸柱的多高层建筑,使用该体系具有较高的性价比。

为探究 PEC 中心支撑的抗震性能,同时观察 PEC 支撑与 PEC 框架在水平荷载下的协同作用,以及“人”字形支撑对 PEC 梁跨中的影响,对 PEC 框架-PEC 支撑试件开展了拟静力试验研究。

1.2 PEC 框架设计

首先对 PEC 框架和 PEC 支撑进行合理设计,以满足实际工程需求。以一个长租公寓为原型进行结构设计,采用 PEC 框架-PEC 中心支撑体系,利用盈建科软件进行结构选型和结构验算。该算例地上共 20 层,层高为 3 m,建筑高度为 60 m,楼面采用 120 mm 厚钢筋桁架楼承板。该结构 5 层以下柱采用 C50 混凝土,5 层以上柱采用 C40 混凝土。底层角柱和边柱的截面尺寸为 H600 mm × 400 mm × 12 mm × 18 mm,其余柱截面尺寸为 H600 mm × 350 mm × 12 mm × 18 mm,柱截面尺寸随层数增高而逐渐减小。算例整体模型如图 1 所示,结构平面布置如图 2 所示,构件尺寸如表 1 所示,荷载作用参数如表 2 所示。

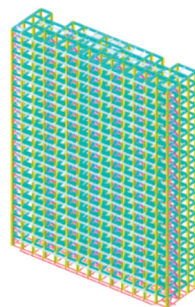


图1 算例整体模型

Fig. 1 Overall simulation model

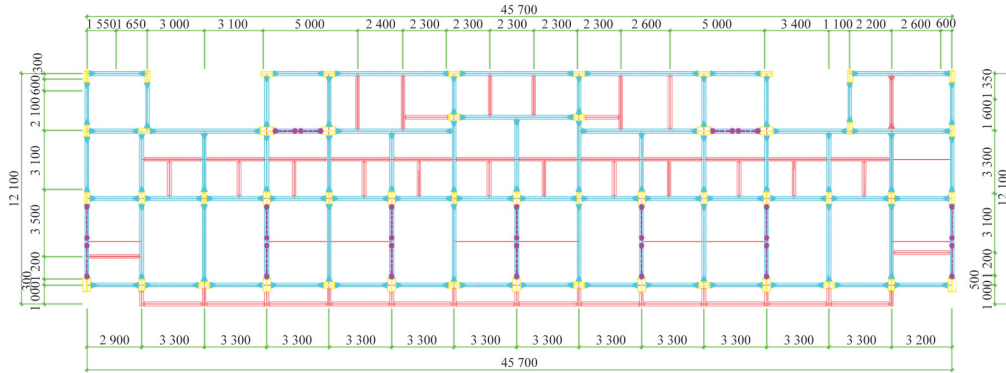


图2 结构平面布置(单位:mm)

Fig. 2 Plan layout of structure (unit: mm)

表1 构件尺寸

Table 1 Dimensions of components

构件	构件规格/mm	钢材牌号	混凝土等级
PEC柱	H500×200×10×12	Q355	C40、C50
	H500×250×10×14		
	H600×300×12×18		
	H600×350×12×18		
	H600×400×12×18		
PEC梁(主梁)	H400×180×6×9	Q 355	C30
	H450×180×6×9		
热轧H型钢梁(次梁)	HN300×150	Q 355	—
	HN350×175		
PEC支撑	H300×150×6×9	Q 355	C30

表2 荷载作用参数

Table 2 Parameters of loading

参数	取值	参数	取值
抗震设防烈度	7度	场地类别	Ⅲ类
地震基本加速度	0.15g	地面粗糙度	B类
地震分组	第三组	基本风压/(kN·m ⁻²)	0.7

试件的跨长、层高和框架柱、框架梁的截面尺寸均按1:2的比例缩小,而根据《部分包覆钢-混凝土组合结构技术规程》(T/CECS 719—2020)^[18]的要求,PEC构件的主钢件宽不宜小于100 mm,以保证PEC构件对内填混凝土的有效约束作用,并为混凝土保护层预留30 mm的厚度,因此支撑的截面尺寸按1:1.5的比例缩小。为了防止板件局部屈曲导致结构提前失效,梁、柱和支撑均采用厚实型截面(外伸翼缘宽厚比不大于 $14\epsilon_k$,其中 ϵ_k 为钢号修正系数)。

基于上述考虑,试件的PEC柱主钢件的尺寸为HN

200 mm×200 mm×8 mm×12 mm,PEC梁主钢件尺寸为HN300 mm×150 mm×6 mm×8 mm,支撑主钢件尺寸为H150 mm×120 mm×6 mm×6 mm。所有PEC构件均布置4根直径为8 mm的纵向分布筋;连杆为直径为6 mm的C形连杆,间距为150 mm,纵向分布筋和连杆的布置均满足规范T/CECS 719—2020^[18]中的配筋率及间距要求。主钢件采用Q235B钢,混凝土强度等级为C30,纵筋和箍筋均采用HRB400钢筋。试件柱高为1.5 m,柱距为2.4 m,如图3所示。

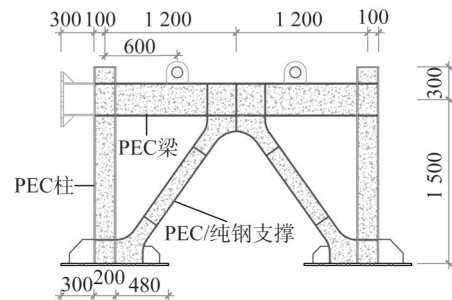


图3 试件示意(单位:mm)

Fig. 3 Diagram of specimens (unit: mm)

1.3 支撑参数设置

相较于纯钢支撑,PEC支撑能在不增大截面尺寸的情况下大幅提高刚度和承载力,通过设置PEC支撑与纯钢支撑的对照试验,探究内填混凝土后PEC支撑抗震性能的变化。

PEC支撑内填混凝土后,其主体部分刚度会提高,因此需要特殊的构造形式来对支撑节点进行加强。本文提出2种PEC支撑的节点形式,分别为节点浇筑型和节点加劲型。节点浇筑型即在节点区域设置纵筋和连杆,并浇筑混凝土;节点加劲型即在节点区域设置2道纵向加劲肋和2道横向加劲肋,不浇筑混凝土,以提高节点的刚度和强度。

在PEC构件的腹板上开洞可以使混凝土一次浇筑

成型,减少加工时间,但腹板开洞后会造成截面的削弱。本文提出1种腹板开洞的PEC支撑,在支撑主体段的腹板处开3个直径为75 mm、间距为200 mm的圆孔,节点形式采用浇筑型,以探究腹板开洞对PEC中心支撑抗震性能的影响。

根据上述支撑设置原则,共设计了4个不同类型的支撑,分别为节点浇筑型支撑ZC1、节点加劲型支撑ZC2、腹板开洞型支撑ZC3和纯钢支撑ZC4,其构造详图如图4所示,基本参数如表3所示。

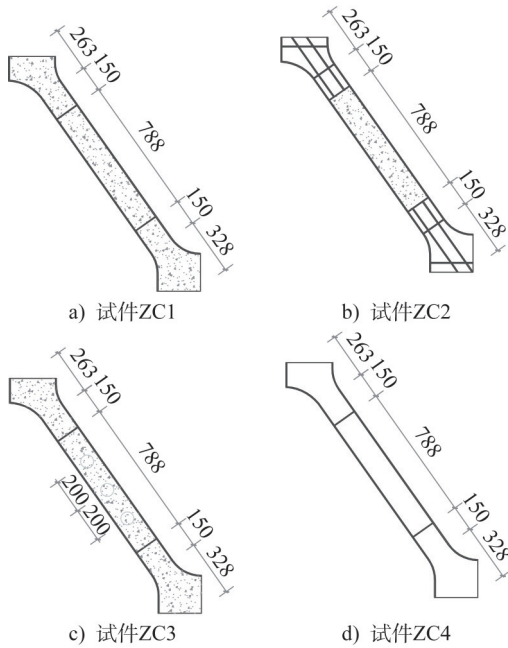


图4 支撑构造(单位:mm)

Fig. 4 Details of braces (unit: mm)

表3 支撑基本参数

Table 3 Parameters of braces

试件编号	节点形式	腹板是否开洞	支撑类型
ZC1	节点浇筑	否	PEC
ZC2	节点加劲	否	PEC
ZC3	节点浇筑	是	PEC
ZC4	—	否	纯钢

2 试验概况

对3个PEC框架-PEC支撑试件和1个PEC框架-钢支撑试件进行低周往复加载试验,以研究PEC中心支撑的抗震性能以及2种节点形式和腹板开洞对其抗震性能的影响。

2.1 材料性能

试件中,主钢件采用Q235B钢,混凝土采用C30混凝土,

钢筋牌号为HRB400。本试验预留的混凝土材性根据《混凝土物理力学性能试验方法标准》(GB/T 50081—2019)^[19]确定,预留的钢材和钢筋材性根据《金属材料拉伸试验 第1部分:室温试验方法》(GB/T 228.1—2021)^[20]确定,如表4~5所示。

表4 混凝土实测强度

Table 4 Measured strengths of concrete

等级	序号	f_{cu} /MPa	均值/MPa	f_{cu}/f_k
C30	1	34.6		
	2	35.1	34.6	1.15
	3	34.5		

注: f_{cu} 为混凝土立方体抗压强度; f_k 为混凝土立方体抗压强度标准值。

表5 钢材实测力学性能

Table 5 Measured mechanical properties of steel

牌号	厚度或直径/mm	f_y /MPa	f_u /MPa	E_s /MPa
Q235	6	326.26	508.37	212 641
	8	300.55	478.73	200 369
HRB400	6	451.87	686.53	206 655
	8	457.60	694.32	214 562

注: f_y 、 f_u 和 E_s 分别为钢材的屈服强度、极限强度和弹性模量,且均为平均值。

2.2 加载方式和测点布置

试验加载装置实景图 and 示意图分别如图5、图6所示,200 t水平作动器通过接头与试件一端的加载段牛腿相连,以提供水平侧向力,作动器接头部分为球铰,具有一定转动能力,可以释放弯矩。牛腿采用Q355B钢,截面尺寸为H300 mm×150 mm×20 mm×20 mm,牛腿与柱端采用全熔透焊接连接且做了加强处理,以确保试验时加载段牛腿不先于梁柱节点发生破坏,能够稳定传递拉力和推力,减轻受拉时边柱的局部破坏。在平面外布置两个带滚轴的支撑以约束梁的平面外变形。

本试验旨在探究不同支撑构造形式对PEC框架-中心支撑结构的抗震性能的影响。研究重点一方面为支撑构件,另一方面为简化试验条件,试验中不在框架柱的柱顶施加轴向力。

加载制度采用荷载-位移混合控制,如图7所示。屈服前采用荷载加载控制,以100 kN为级差分级加载,每级往复加载1次;屈服后采用位移加载控制,以屈服前最大位移的倍数为级差进行加载,每级往复加载2次。其中,每级往复加载2次的原因是在实际加载过程中,各加



图5 加载装置

Fig. 5 Loading setup

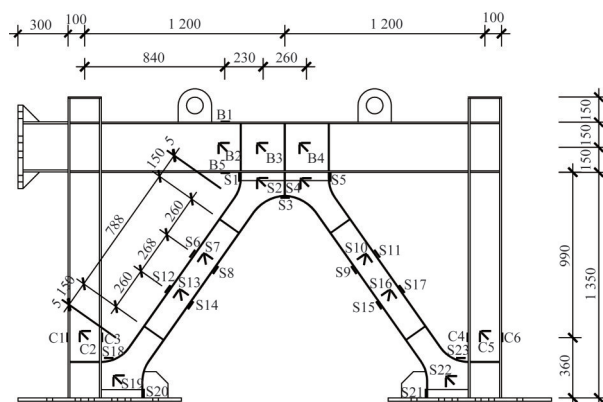


图8 钢材应变片布置(单位:mm)

Fig. 8 Arrangement of strain gauges on steel (unit:mm)

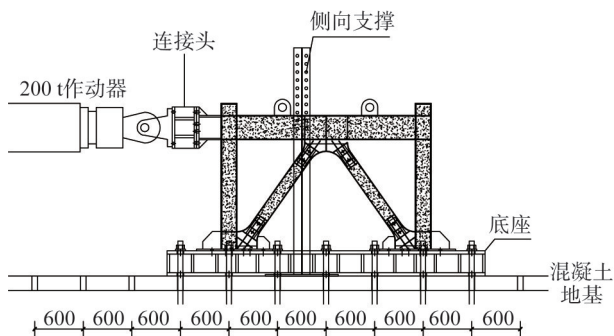


图6 加载装置示意(单位:mm)

Fig. 6 Diagram of loading setup (unit:mm)

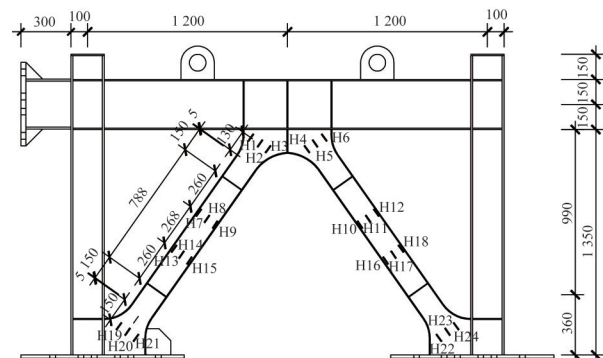


图9 混凝土应变片布置(单位:mm)

Fig. 9 Arrangement of strain gauges on concrete (unit:mm)

载级在循环至第2圈时并没有出现新的明显的破坏现象,与其他每级循环加载3次的试验相比,这可能导致高估试件的承载力。当试件承载力下降至极限荷载的85%以下时,判定试件破坏,试验结束。

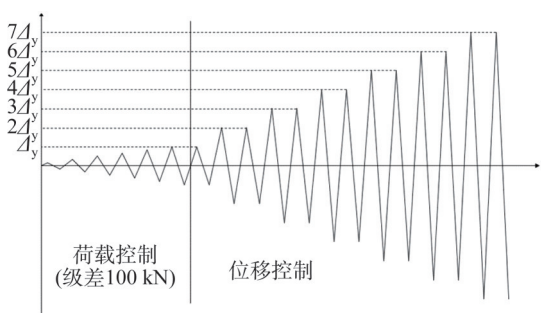


图7 加载制度

Fig. 7 Loading system

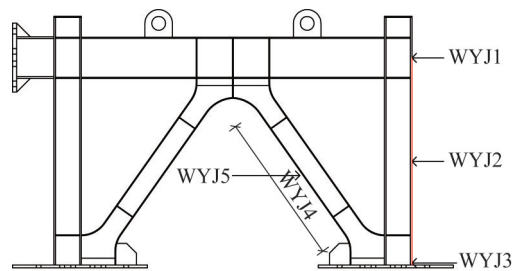


图10 位移计布置

Fig. 10 Arrangement of displacement meters

试件的应变片和位移计布置如图8~10所示。本文中的侧向位移值为柱顶水平位移(WYJ1所测数据)与柱脚水平位移(WYJ3所测数据)之差。

3 试验现象和破坏特征

3.1 节点浇筑型PEC支撑ZC1

试件ZC1在水平荷载达到300 kN时,支撑主体段的

混凝土出现受拉裂缝。随着荷载逐渐增加,支撑上混凝土的受拉裂缝迅速增多,梁和柱上的混凝土也出现少量裂缝。当水平荷载达到700 kN时,支撑节点及主体段多处钢骨的应变超过 2.5×10^{-3} ,判定试件屈服,转变为位移加载控制,此时屈服位移 $\Delta_y = 3$ mm。支撑屈服后,混凝土裂缝明显增多增宽,并出现受压裂缝。当加载位移达到 $3\Delta_y$ 时,裂缝宽度超过正常使用极限状态的限值,支撑节点区混凝土表面开始起皮。当加载位移达到 $5\Delta_y$ 时,支撑的上节点区混凝土被完全压溃,钢筋裸露甚至断裂,下节点区混凝土剥落,承载力达到最大值。当加载位移达到 $8\Delta_y$ 时,上节点区大部分钢筋断裂,下节点区混凝土也被完全

压溃,梁柱节点出现明显的X形裂缝,荷载转移至框架上并降至极限承载力的85%以下,试验结束。试件ZC1的破坏模式如图11a)所示。

3.2 节点加劲型PEC支撑ZC2

试件ZC2在水平荷载达到300 kN时出现开裂,支撑主体和梁柱上的混凝土均出现若干等间距的受拉裂缝。当水平荷载达到600 kN时,受拉裂缝开始变宽,支撑腹板应变超过 2.5×10^{-3} ,转变为位移加载控制,此时屈服位移 $\Delta_y = 4$ mm。屈服后混凝土裂缝明显增多增宽,并出现受压裂缝。当加载位移达到 $2\Delta_y$ 时,混凝土裂缝增宽,部分裂缝宽度超过正常使用极限状态的宽度限值,支撑角部的混凝土开始剥落。当加载位移达到 $4\Delta_y$ 时,支撑钢翼缘出现轻微局部屈曲,梁上混凝土出现大量裂缝。当加载位移达到 $5\Delta_y$ 时,支撑角部混凝土被压溃,导致该处钢翼缘局部屈曲加剧,柱裂缝增宽。当加载位移达到 $7\Delta_y$ 时,支撑角部混凝土被完全压溃,钢筋裸露,两根支撑均出现整体失稳,荷载转移至框架上,梁上出现大量斜裂缝,梁柱节点上混凝土裂缝增宽,承载力达到最大值。当加载位移达到 $9\Delta_y$ 时,支撑的整体失稳进一步加剧,钢筋断裂,梁柱节点出现明显X形裂缝,荷载降至极限承载力的85%以下,试验结束。试件ZC2的破坏模式如图11b)所示。

3.3 腹板开洞型PEC支撑ZC3

试件ZC3在水平荷载达到300 kN时,支撑腹板混凝土处出现大量受拉裂缝。当水平荷载达到700 kN时,支撑节点及主体段多处钢筋应变超过 2.5×10^{-3} ,判定试件屈服,转变为位移加载控制,此时屈服位移 $\Delta_y = 3$ mm。屈服后混凝土裂缝明显增多增宽,并出现压裂缝。当加载位移达到 $2\Delta_y$ 时,裂缝宽度超过正常使用极限状态的宽度限值,梁和柱上的混凝土出现大量新裂缝。当加载位移达到 $4\Delta_y$ 时,支撑上混凝土裂缝进一步增宽,支撑节点处混凝土起皮,开洞处主钢件翼缘发生轻微局部屈曲。当加载位移达到 $6\Delta_y$ 时,支撑的上节点区混凝土被压溃,钢筋裸露,腹板开洞处局部屈曲加剧,承载力达到最大值。当加载位移达到 $9\Delta_y$ 时,支撑上节点区多数钢筋断裂,腹板开洞处局部屈曲严重,梁柱节点处出现明显X形裂缝,荷载降至极限承载力的85%以下,试验结束。试件ZC3的破坏模式如图11c)所示。

3.4 纯钢支撑ZC4

试件ZC4在水平荷载达到300 kN时,梁上混凝土出现少量裂缝,支撑未填充混凝土故无明显现象,随着荷载的增加,梁和柱的混凝土裂缝并未增加。当水平荷载达到600 kN时,混凝土受拉裂缝开始增宽,支撑腹板应变超过 2.5×10^{-3} ,转变为位移加载控制,此时屈服 $\Delta_y = 4$

mm。当加载位移达到 $2\Delta_y$ 时,梁柱节点出现斜裂缝,支撑上节点区的钢腹板出现局部屈曲。当加载位移达到 $4\Delta_y$ 时,支撑节点区翼缘出现轻微局部屈曲,梁上混凝土出现大量裂缝。当加载位移达到 $3\Delta_y$ 时,梁和柱上的混凝土裂缝明显增多增宽,达到正常使用极限状态的宽度限值。当加载位移达到 $5\Delta_y$ 时,支撑节点区的钢腹板局部屈曲加剧,梁和柱上混凝土裂缝进一步增宽,柱上还出现了长斜裂缝,承载力达到最大值。当加载位移达到 $7\Delta_y$ 时,支撑节点区钢腹板严重鼓曲,节点剪切变形严重,但破坏仍集中在支撑上。当加载位移达到 $9\Delta_y$ 时,梁靠近柱端混凝土被压溃剥落,梁柱节点出现明显X形裂缝,破坏转移至框架上,试件承载力降至最大承载力的85%以下,试验结束。试件ZC4的破坏模式如图11d)所示。

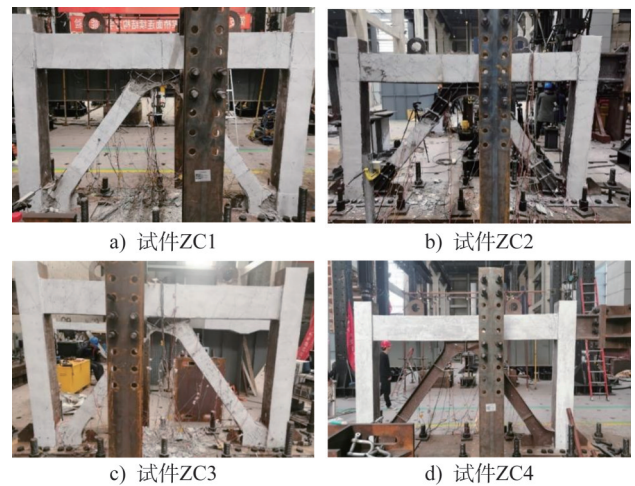


图11 试件破坏模式

Fig. 11 Failure mode of specimens

本试验中试件的破坏模式分为:支撑节点处混凝土大面积剥落且伴随钢腹板屈曲、支撑整体失稳、支撑节点处钢腹板屈曲后伴随焊缝开裂。总而言之,PEC支撑作为抗侧耗能构件,首先发生了破坏,而框架梁和柱还未达到破坏状态,这正符合该结构的设计预期。

4 试验结果及分析

4.1 滞回曲线

水平往复荷载作用下试件滞回曲线的形状可以从宏观上反映结构的抗震工作机理。各试件的滞回曲线如图12所示,其中横轴位移为构件侧向变形对应的水平位移。

由图12可以看出,各试件滞回曲线饱满,在加载位移达到 $\pm 8\Delta_y$ 之前,滞回曲线均呈梭形,表明试件延性及耗能能力较好。从加载位移达到 $\pm 9\Delta_y$ 开始,4个试件因结构破坏而导致滞回曲线出现了不同程度的“捏缩”现象,试件ZC1和ZC3的破坏模式为支撑节点混凝土大面积剥落且伴随钢腹板鼓曲,试件ZC2的破坏模式为支撑

整体失稳,试件 ZC4 的破坏模式为支撑节点处钢腹板屈曲后伴随焊缝开裂,且由于主钢件焊缝严重开裂,试件 ZC4 的滞回曲线出现了最为明显的“捏缩”现象。

荷载等主要特征参数。4 个试件的骨架曲线如图 13 所示。

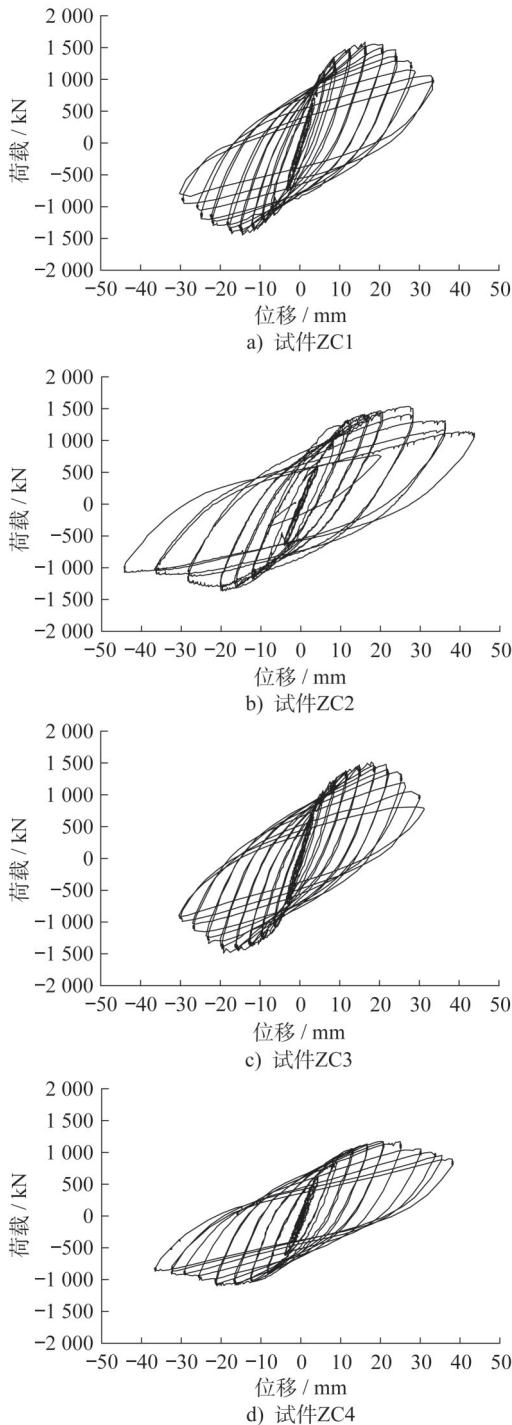


图 12 试件滞回曲线
Fig. 12 Hysteretic curves of specimens

4.2 骨架曲线及延性

滞回曲线的包络线被称为骨架曲线,其能够更直观地反映试件在各个不同阶段的受力和变形特性,同时通过骨架曲线还能计算得到试件的初始刚度、峰值

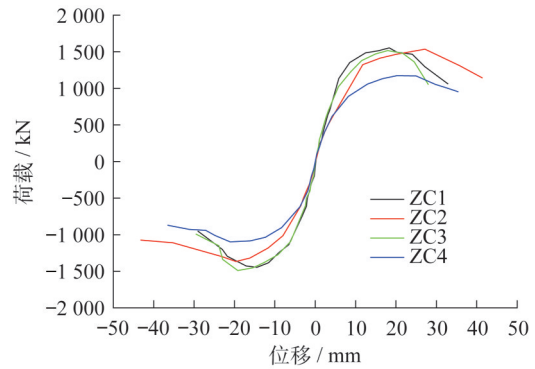


图 13 试件骨架曲线
Fig. 13 Skeleton curves of specimens

为避免结构发生无明显预兆的脆性破坏,在进行结构设计时需保证其具有足够的延性,通常采用延性系数 μ 来描述构件的延性,其计算公式为:

$$\mu = \Delta_u / \Delta_y \quad (1)$$

式中: Δ_y 为屈服位移; Δ_u 为极限位移。

本文采用等能量法来计算试件的屈服点,如图 14 所示,过原点作一条割线使其与过峰值点的水平线、骨架曲线所围成的 2 个区域面积相等,即 $S_1 = S_2$ 。该割线与过峰值点的水平线交于点 H ,过 H 点作垂线交骨架曲线于 J 点, J 点即为等能量法假定的等效屈服位移点。 Δ_u 取水平承载力下降至极限承载力的 85% 时对应的水平位移。试件的初始刚度定义为 0.5 倍的屈服荷载值在骨架曲线上对应点的割线斜率。各试件的骨架曲线特征值和延性系数如表 6 所示。

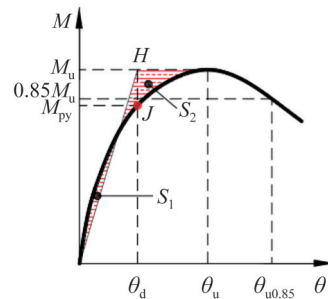


图 14 等能量法
Fig. 14 Equivalent energy method

从图 13 和表 6 中可以看出:试件 ZC1、ZC3 在节点和支撑主体部位均浇筑了混凝土,其初始刚度相较于纯钢支撑的初始刚度提高了 24%~41%;试件 ZC1、ZC3 的极限承载力相较于试件 ZC4 的极限承载力提高了 29%~36%,试件 ZC2 的极限承载力相较于试件 ZC4 的极限承

载力提高了25%~31%，表明混凝土和加劲肋的设置有效抑制了钢支撑节点处腹板和翼缘的局部屈曲。此外

各试件的延性系数均不小于2.50,表明PEC框架-PEC支撑体系具有良好的延性。

表6 骨架曲线特征点及延性系数

Table 6 Skeleton curve characteristic points and ductility factor

试件编号	加载方向	$k_0/(kN \cdot mm^{-1})$	$k_{compare}/\%$	f_p/kN	$f_{compare}/\%$	f_y/kN	Δ_y/mm	Δ_u/mm	μ
ZC1	正向	187.5	135	1 553	133	1 387	9.60	26.69	2.78
	负向	237.6	137	1 445	132	1 209	8.20	22.65	2.76
ZC2	正向	129.0	94	1 535	131	1 367	13.94	35.68	2.56
	负向	143.8	83	1 366	125	1 186	11.82	31.97	2.70
ZC3	正向	195.0	141	1 516	129	1 303	10.16	25.33	2.50
	负向	214.4	124	1 489	136	1 275	9.29	23.28	2.51
ZC4	正向	138.5	100	1 172	100	1 009	11.56	33.07	2.86
	负向	173.1	100	1 097	100	929	9.11	29.48	3.24

注： k_0 为初始刚度； $k_{compare}$ 为其他试件与试件ZC4对应刚度 k_0 的比值； f_p 为峰值荷载； $f_{compare}$ 为其他试件与试件ZC4对应承载力 f_p 的比值； f_y 为屈服荷载。

4.3 耗能能力

耗能能力能够反映构件在循环加载过程中吸收能量的能力,是衡量结构抗震能力强弱的一个重要指标。1个滞回环包围的面积即为1个加载循环过程中结构耗散的能量,将所有滞回环耗散的能量相加即为构件在往复加载过程中的累积耗能。如图15所示,加载时试件每个加载圈的滞回环面积为 E ,可以看出每个加载级加载完第1圈后试件会发生塑性损伤,因此加载第2圈时试件耗能会略有下降。各试件的累积耗能 ΣE 如图16所示。

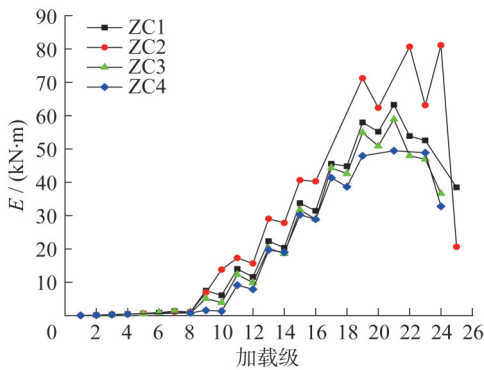


图15 各加载级试件的滞回环面积

Fig. 15 Hysteretic loop areas of specimens at all loading stages

试件ZC2的破坏模式为支撑整体失稳,由于节点区未出现混凝土开裂及压碎现象,因此其拥有较高的承载力和耗能能力,但延性相对较低。试件ZC2发生整体失稳的原因与支撑节点刚度有关,由于在其支撑节点区设

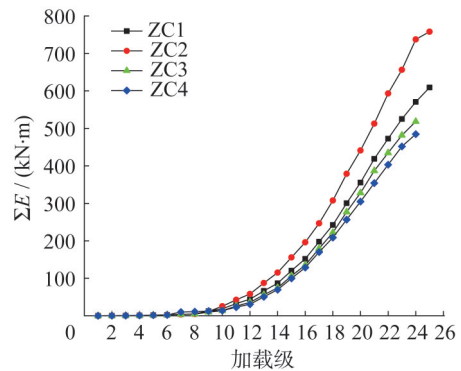


图16 试件累积耗能

Fig. 16 Accumulative energy dissipation of specimens

置了加劲肋,因此刚度与浇筑混凝土支撑的刚度相比偏小,而节点刚度小使得其长细比更大,更易发生整体失稳。此外只在支撑主体段浇筑混凝土导致此处存在刚度突变,这也是导致支撑发生整体失稳的原因。

在钢材强化之前,试件ZC1、ZC3和ZC4的耗能能力相当;而从位移加载至 $2\Delta_y$ 开始,试件ZC4就发生了局部屈曲,试件ZC1、ZC3由于混凝土的约束作用,钢材强化水平逐渐提高,承载力也逐渐增加,耗能能力高于试件ZC4的耗能能力。

在试件破坏时,试件ZC1、ZC2和ZC3与试件ZC4的累积耗能相比,分别增加了17.7%、52.2%和6.9%。

5 有限元模拟及分析

5.1 模型建立

利用ABAQUS有限元软件进行分析。试验过程中,4

个试件的支撑均出现了不同程度的局部屈曲或整体失稳,为更好地模拟这种复杂的几何非线性行为,支撑主钢件和加劲肋采用4节点减缩积分壳单元S4R模拟,厚度方向设5个积分节点。钢筋采用桁架单元T3D2模拟,其余部件采用实体单元C3D8R模拟。网格划分如图17所示。

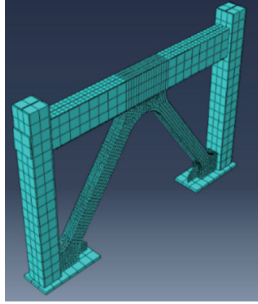


图17 网格划分

Fig. 17 Mesh generation

试验过程中,PEC构件的主钢件腹板与混凝土之间基本不发生分离,故采用绑定连接。翼缘与混凝土之间会出现脱开裂缝或局部屈曲现象,故采用面对面接触,法向定义为硬接触,有效避免钢翼缘侵入混凝土内部,并允许其向外自由变形;切向采用库伦摩擦,摩擦系数为0.6^[21]。本文中的混凝土材性使用基于《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[22]的塑性损伤模型,考虑到试验过程中支撑节点区域的混凝土存在大面积压溃与剥落现象,故将混凝土的压缩复原系数(压缩刚度恢复因子)设置为0.1。PEC构件在加工、运输和安装过程中不可避免会出现初始弯曲,故将2根支撑出现整体失稳的2个模态作为初始弯曲分布形态来设置初始几何缺陷,最大值取 $l/1\ 000$ ^[23],其中 l 为构件长度。柱底采用固接。

5.2 有限元分析结果校验

4个试件的试验与有限元分析滞回曲线和骨架曲线对比如图18~19所示,骨架曲线特征点对比如表7所示。可以看出试验与有限元模型计算得到的滞回曲线形状基本一致,吻合较好。试验与有限元模型计算得到的屈服荷载和峰值荷载的误差绝大部分小于10%,表明有限元模型可以较好地模拟试件的承载特性。

节点浇筑型支撑ZC1和腹板开洞型支撑ZC3屈服荷载和峰值荷载的有限元值均与试验值十分接近,峰值位移和极限位移的有限元值均稍大于试验值,但总体上能够较好地模拟试验情况。

节点加劲型支撑ZC2的试验破坏模式为支撑整体失稳,有限元模型成功地捕捉到了这一破坏特征。但有限元模型的PEC支撑在屈曲后承载力退化比试验结果更为显著,导致骨架曲线在达到峰值后下降明显,试件ZC2

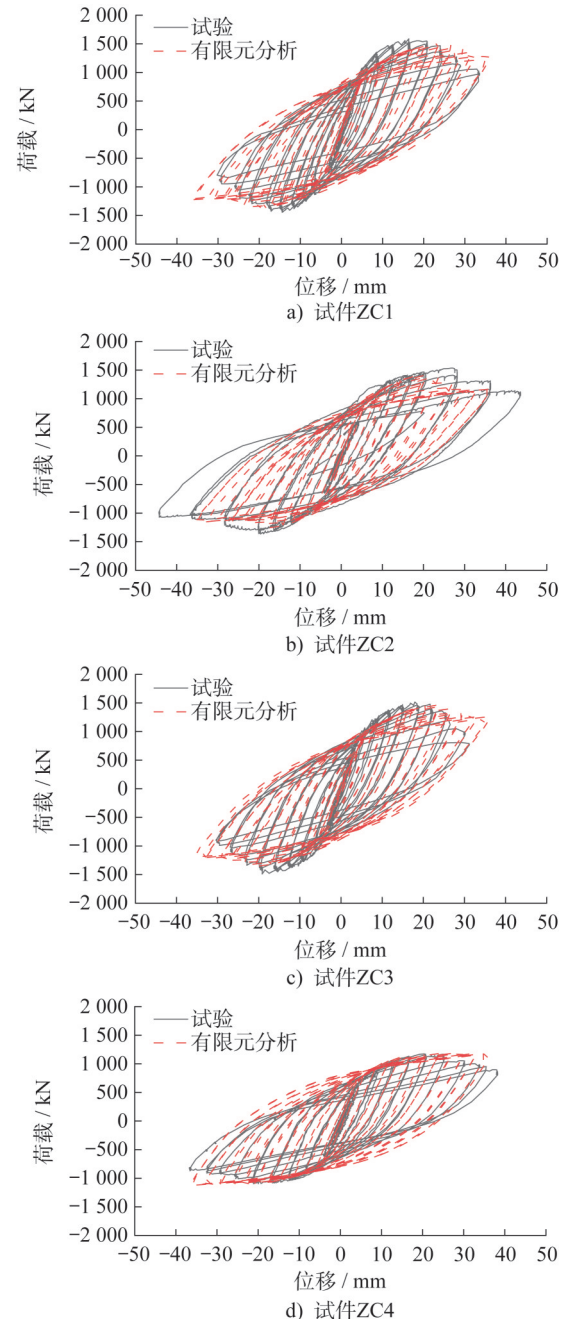


图18 试验与有限元分析滞回曲线对比

Fig. 18 Comparison of hysteretic curves between test and FEA

的破坏模式对比如图20所示。

纯钢支撑ZC4前期的骨架曲线与试验结果基本一致,有限元模型也很好模拟了支撑节点钢腹板局部屈曲后的刚度退化,破坏模式对比如图21所示。但在加载中后期钢支撑腹板处焊缝出现了开裂,导致试件的承载力下降,相比于有限元结果,在加载后期试件的承载力明显较低。

5.3 应力分析

传统试验因受制于测试设备和试验条件的局限,往

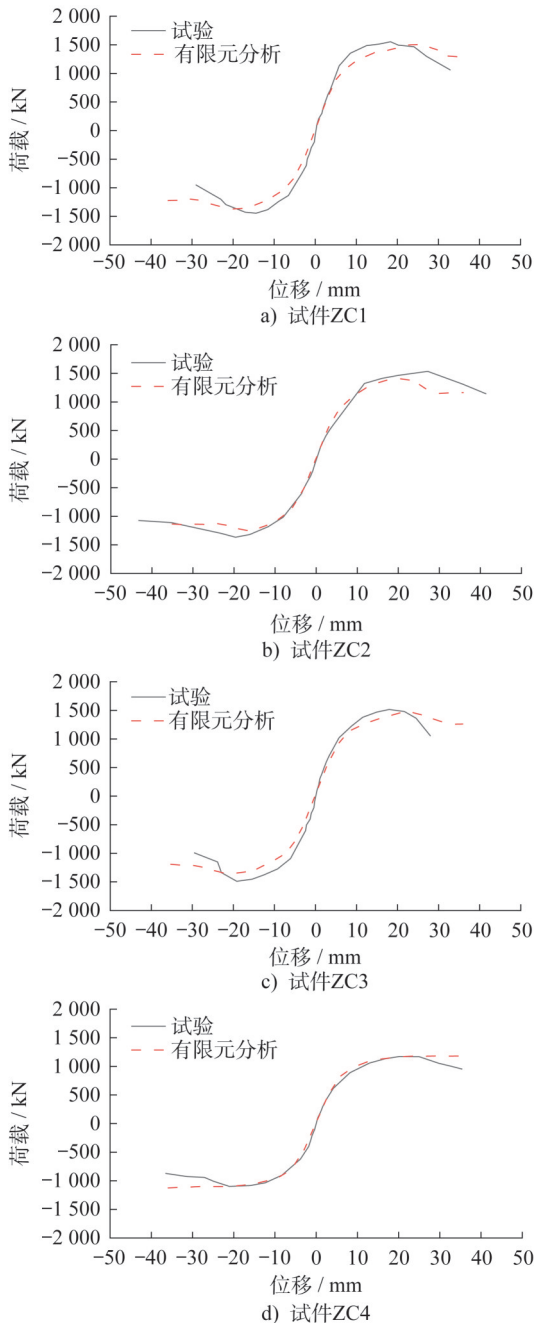


图19 试验与有限元分析骨架曲线对比

Fig. 19 Comparison of skeleton curves between test and FEA

往难以获取完整的应力分布数据,而有限元模型则可以展示出整个试件在不同荷载下的应力分布情况。

加载结束时4个试件钢材的Mises应力云图如图22所示。可以看出试件ZC1和ZC2由于分别通过混凝土和钢板对钢支撑的节点进行了加强,因此受力均匀,未出现明显的应力集中现象。相较于其他试件,试件ZC3的钢支撑腹板开洞处则出现了明显的应力集中。试件ZC4的支撑节点处由于缺少混凝土或钢板加劲,出现了明显的应力集中。

表7 骨架曲线特征值

Table 7 Characteristic values of skeleton curves

试件编号	加载方向	峰值荷载			屈服荷载		
		试验值/kN	有限元值/kN	误差/%	试验值/kN	有限元值/kN	误差/%
ZC1	正向	1 553	1 516	2.3	1 387	1 368	1.4
	负向	1 445	1 375	4.8	1 209	1 241	2.6
ZC2	正向	1 535	1 406	8.4	1 367	1 285	6.0
	负向	1 366	1 257	8.0	1 186	1 145	3.5
ZC3	正向	1 516	1 464	3.5	1 303	1 314	0.8
	负向	1 489	1 358	8.8	1 275	1 226	3.9
ZC4	正向	1 172	1 183	0.9	1 009	1 088	7.8
	负向	1 097	1 125	2.5	929	1 033	11.2

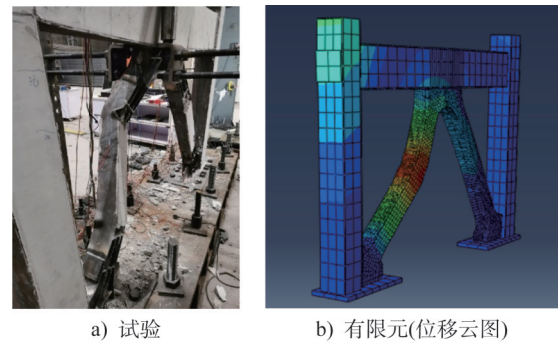


图20 试件ZC2破坏模式对比

Fig. 20 Failure mode comparison of specimen ZC2

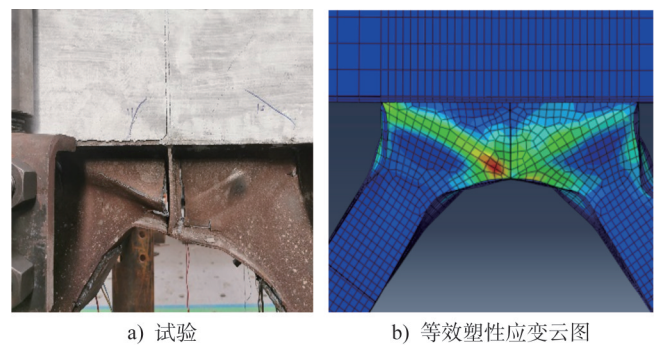


图21 试件ZC4破坏模式对比

Fig. 21 Failure mode comparison of specimen ZC4

提取各支撑跨中钢腹板的Mises应力变化曲线,其中提取点的位置及其结果分别如图23~24所示。可以看出,相较于试件ZC1和ZC2,试件ZC3由于对钢支撑进行了腹板开洞处理,因此支撑跨中腹板处的应力明显大于试件ZC1和ZC2的相应值;而试件ZC4由于支撑节点处缺少混凝土或钢板加劲,导致其应力集中在节点处,而钢支撑跨中的应力明显小于试件ZC1和ZC2的相应值。

总体来说,除框架柱上位移加载处局部出现塑性变

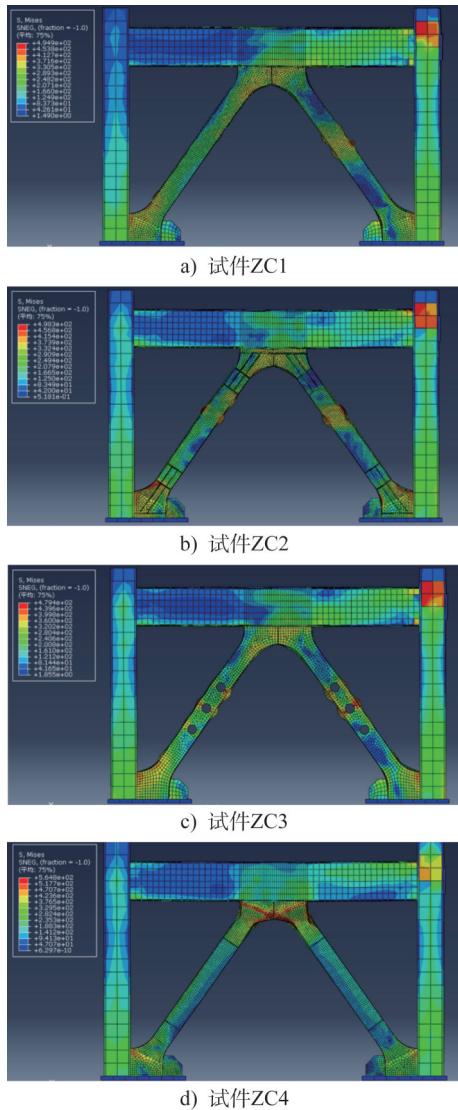


图22 钢材 Mises 应力云图(单位:MPa)
Fig. 22 Stress contour of steel (unit:MPa)

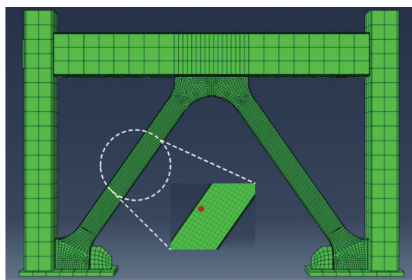


图23 应力分析点位置
Fig. 23 Position of stress analysis node

形外, 框架梁和柱上的应力水平明显低于支撑构件的应力水平。由此表明在地震作用下, 支撑会先于框架梁柱发生破坏, 这正符合该结构的设计预期。

6 结论

本文通过对3个采用PEC支撑的PEC框架试件和1

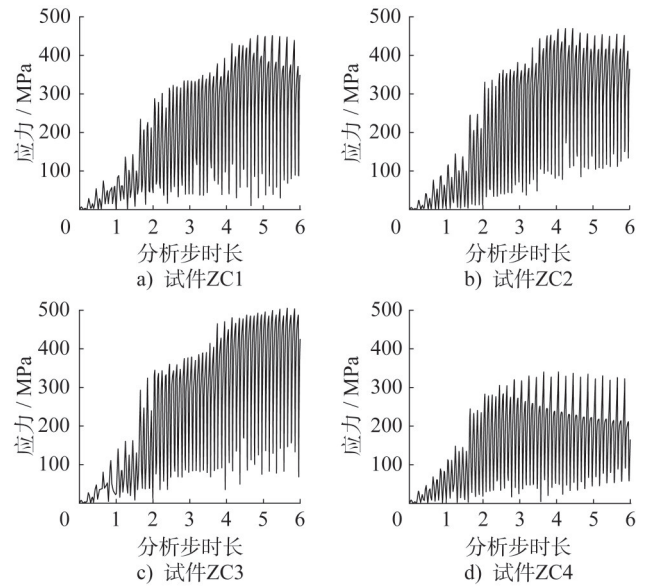


图24 支撑跨中腹板 Mises 应力变化曲线
Fig. 24 Mises stress curves at web of mid-span brace

个采用纯钢支撑的PEC框架试件进行低周往复荷载试验及非线性有限元分析, 得出以下主要结论:

(1) PEC框架与PEC支撑之间协同工作性能良好, PEC支撑作为抗侧耗能的主要构件, 在水平荷载作用下首先发生破坏, 符合该结构的设计预期。

(2) 相较于纯钢支撑试件, PEC支撑试件的初始刚度提高了24%~41%, 承载力提高了29%~36%, 总耗能能力提高了7%~17%, 表明PEC支撑的刚度、承载力和耗能能力均得到了有效提升, 具有良好的抗震性能。

(3) 节点加劲型支撑形式能有效避免支撑节点处的应力集中以及过早发生局部屈曲, 相较于纯钢支撑, 其承载力和耗能能力大幅提高。

(4) 腹板开洞对达到峰值荷载前PEC支撑的性能无显著影响, 腹板开洞试件的破坏模式、初始刚度、屈服荷载、屈服位移、极限承载力等均与未开洞试件基本类似。达到峰值荷载后, 腹板开洞试件的节点和开洞处混凝土剥落更迅速, 破坏更严重, 承载力下降速度也更快, 因此其延性比未开洞试件的延性稍差一些。

(5) 有限元应力分析结果表明, 支撑会先于框架梁和柱进入塑性阶段, 符合预期的破坏顺序; 在钢支撑节点处的腹板两侧浇筑混凝土或增设钢板加劲肋均能有效防止支撑节点处出现应力集中和钢板局部屈曲, 提高了支撑的抗震性能。

参考文献:

[1] 杨婧, 陈以一, 赵宪忠. 半组合结构的应用与研究现状[C]//2007年全国轻型钢结构技术研讨会论文集. 上海: [出版者不详], 2007: 291-296.
YANG Jing, CHEN Yiyi, ZHAO Xianzhong. Review of

- application and research on partially encased composite structure[C]//Proceedings of the 2007 National Symposium on Light Steel Structure Technology. Shanghai:[s.n.],2007: 291-296.(in Chinese)
- [2] ELGHAZOULI A Y, ELNASHAI A S. Performance of composite steel/concrete members under earthquake loading. Part II: parametric studies and design considerations [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1993, 22(4): 347-368. DOI:10.1002/eqe.4290220405.
- [3] ELNASHAI A S, BRODERICK B M. Seismic resistance of composite beam-columns in multi-storey structures. Part 1: experimental studies [J]. Journal of Constructional Steel Research, 1994, 30(3): 201-229. DOI: 10.1016/0143-974X(94)90001-9.
- [4] ELNASHAI A S, ELGHAZOULI A Y. Performance of composite steel/concrete members under earthquake loading. Part I: analytical model [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1993, 22(4): 315-345. DOI: 10.1002/eqe.4290220404.
- [5] ELNASHAI A S, TAKANASHI K, ELGHAZOULI A Y, et al. Experimental behaviour of partially encased composite beam-columns under cyclic and dynamic loads [J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 1991, 91(2): 259-272. DOI:10.1680/iicep.1991.14982.
- [6] CHICOINE T, TREMBLAY R, MASSICOTTE B. Finite element modelling and design of partially encased composite columns [J]. Steel and Composite Structures, 2002, 2(3): 171-194. DOI: 10.12989/scs.2002.2.3.171.
- [7] CHICOINE T, TREMBLAY R, MASSICOTTE B, et al. Behavior and strength of partially encased composite columns with built-up shapes [J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(3): 279-288. DOI: 10.1061/(ASCE) 0733-9445(2002)128:3(279).
- [8] CHICOINE T, TREMBLAY R, MASSICOTTE B, et al. Test programme on partially-encased built up three-plate composite columns [R]. Pennsylvania: Lehigh University, 2000.
- [9] TREMBLAY R, MASSICOTTE B, FILION I, et al. Experimental study on the behaviour of partially encased composite columns made with light welded H steel shapes under compressive axial loads [Z]. SSRC Annual Technical Session & Meeting. Atlanta:[s.n.],1998:195-204.
- [10] National Standards of Canada. Design of Steel Structures: CSA S16: 19 [S]. Toronto: Standards Council of Canada, 2019.
- [11] European Committee Standardization. Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures—Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings: EN 1994-1-1 [S]. Brussels: European Committee Standardization, 2004.
- [12] CHEN Y Y, LI W, FANG C. Performance of partially encased composite beams under static and cyclic bending [J]. Structures, 2017, 9: 29-40. DOI:10.1016/j.istruc.2016.09.004.
- [13] 银英姿,赵根田,申向东. 焊接H型PEC组合短柱轴心受压试验研究 [J]. 工业建筑, 2008, 38(7): 89-91, 119. YIN Yingzi, ZHAO Gentian, SHEN Xiangdong. Experimental study on short column with welded H-steel reinforced concrete under axial compression [J]. Industrial Construction, 2008, 38(7): 89-91, 119. (in Chinese)
- [14] 赵根田,郭雅茹,吴光兴,等. H形钢部分包裹混凝土组合中长柱轴心受压承载力试验研究 [J]. 建筑钢结构进展, 2019, 21(4): 19-27. DOI:10.13969/j.cnki.cn31-1893.2019.04.003. ZHAO Gentian, GUO Yaru, WU Guangxing, et al. Experimental study on axial compression capacity of H-shaped steel partially encased concrete composite middle long columns [J]. Progress in Steel Building Structures, 2019, 21(4): 19-27. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2019.04.003. (in Chinese)
- [15] 赵根田,朱晓娟. 部分包裹混凝土轴压柱的局部屈曲性能 [J]. 工程建设, 2008, 40(1): 13-15, 38. DOI: 10.13402/j.gcjs.2008.01.007. ZHAO Gentian, ZHU Xiaojuan. Local buckling behavior of partially encased concrete columns subjected to axis force [J]. Engineering Construction, 2008, 40(1): 13-15, 38. DOI: 10.13402/j.gcjs.2008.01.007. (in Chinese)
- [16] 赵根田,朱晓娟,冯超. 部分包裹混凝土复合柱的轴心受压性能 [J]. 内蒙古科技大学学报, 2012, 31(2): 200-204. DOI: 10.16559/j.cnki.2095-2295.2012.02.002. ZHAO Gentian, ZHU Xiaojuan, FENG Chao. Behavior of partially encased composite columns subjected to axial compression [J]. Journal of Inner Mongolia University of Science and Technology, 2012, 31(2): 200-204. DOI: 10.16559/j.cnki.2095-2295.2012.02.002. (in Chinese)
- [17] 林德慧,陈以一,李杰. 部分包覆钢-混凝土组合柱轴压整体稳定承载力的工程计算 [J]. 建筑结构, 2021, 51(7): 22-29. DOI:10.19701/j.jzjg.2021.07.004. LIN Dehui, CHEN Yiyi, LI Jie. Engineering calculation of overall stability bearing capacity of partially-encased composite steel and concrete columns under axial compression [J]. Building Structure, 2021, 51(7): 22-29. DOI: 10.19701/j.jzjg.2021.07.004. (in Chinese)
- [18] 中国工程建设标准化协会. 部分包覆钢-混凝土组合结构技术规程: T/CECS 719—2020 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2020. China Association for Engineering Construction Standardization. Technical Specification for Partially-Encased Composite Structures of Steel and Concrete: T/CECS 719—2020 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2020. (in Chinese)
- [19] 中华人民共和国住房和城乡建设部, 国家市场监督管理总局. 混凝土物理力学性能试验方法标准: GB/T 50081—2019 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019. Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, State Administration for Market

- Regulation. Standard for Test Methods of Concrete Physical and Mechanical Properties:GB/T 50081—2019[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2019.(in Chinese)
- [20] 国家市场监督管理总局,国家标准化管理委员会.金属材料拉伸试验 第1部分:室温试验方法:GB/T 228.1—2021[S].北京:中国标准出版社,2021.
State Administration for Market Regulation, National Standardization Administration. Metallic Materials—Tensile Testing—Part 1:Method of Test at Room Temperature:GB/T 228.1—2021 [S]. Beijing: Standards Press of China, 2021. (in Chinese)
- [21] 王益鹤.型钢混凝土柱界面粘结有限元分析[D].北京:北京交通大学,2010.
WANG Yihe. Finite element analysis on interface bond in SRC column[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2010. (in Chinese)
- [22] 中华人民共和国住房和城乡建设部.混凝土结构设计规范:GB 50010—2010[S]. 2015版.北京:中国建筑工业出版社, 2015.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for Design of Concrete Structures: GB 50010—2010 [S]. 2015 ed. Beijing: China Architecture & Building Press, 2015. (in Chinese)
- [23] 中华人民共和国住房和城乡建设部,中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局.钢结构设计标准:GB 50017—2017[S].北京:中国建筑工业出版社,2017.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, General Administration of Quality Supervision, Inspection and Quarantine of the People's Republic of China. Standard for Design of Steel Structures:GB 50017—2017[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2017.(in Chinese)

(上接第86页)

- [12] KIZILARSLAN E, BROBERG M, SHAFAEI S, et al. Seismic design coefficients and factors for coupled composite plate shear walls/concrete filled (CC-PSW/CF) [J]. Engineering Structures, 2021, 244: 112766. DOI: 10.1016/j.engstruct.2021.112766.
- [13] FILIPPOU F C, POPOV E P, BERTERO V V. Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints[R]. Berkeley:University of California, 1983.
- [14] WANG S Y, WANG W, XIE Z Y. Nonlinear cyclic behavior of steel tube in concrete-filled steel tube members including local buckling [J]. Thin-Walled Structures, 2023, 191: 111055. DOI:10.1016/j.tws.2023.111055.
- [15] VOCE E. The relationship between stress and strain for homogeneous deformation [J]. Journal of the Institute of Metals, 1948, 74:537-562.
- [16] CHABOCHE J L, VAN K D, CORDIER G. Modelization of the strain memory effect on the cyclic hardening of 316 stainless steel [C]//Proceedings of the 5th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology. Amsterdam: North-Holland Publishing Co., 1979.
- [17] RAHNAMA M, KRAWINKLER H. Effects of soft soil and hysteresis model on seismic demands[R]. Standford: John A. Blume Earthquake Engineering Center, 1993.
- [18] WANG S Y, WANG W. Development of loading protocols for experimental testing of double skin composite wall [J]. Journal of Building Engineering, 2022, 51: 104324. DOI: 10.1016/j.job.2022.104324.
- [19] 国家市场监督管理总局,国家标准化管理委员会.金属材料拉伸试验 第1部分:室温试验方法:GB/T 228.1—2021[S].北京:中国标准出版社,2021.
State Administration for Market Regulation, National Standardization Administration. Metallic Materials—Tensile Testing—Part 1:Method of Test at Room Temperature:GB/T 228.1—2021 [S]. Beijing: Standards Press of China, 2021. (in Chinese)