

DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2025.068



开放科学(资源服务)标识码 OSID:



T形截面部分包覆钢-混凝土组合柱的抗震性能

赵必大, 慎天池, 朱雄, 管云杰
(浙江工业大学 土木工程学院, 杭州 310023)

摘要:为研究 T 形截面部分包覆钢-混凝土组合柱(简称 T 形 PEC 柱)的抗震性能,进行了轴压比和主钢件构造不同的 5 根 T 形 PEC 柱试件的往复加载试验,其中主钢件包括实腹钢和钢腹板开孔的蜂窝钢。结合有限元分析,考察主钢件腹板开孔、轴压比对 T 形 PEC 柱抗震性能的影响。结果表明:5 个 T 形 PEC 柱试件的最终破坏为柱底附近钢翼缘塑性软化并伴随着附近混凝土压溃,为典型的截面压弯破坏模式;所有柱试件的荷载-位移滞回曲线均较饱满,同一加载级下的 3 个滞回环几乎重合,表现出良好的抗震耗能能力和承载力稳定性;钢腹板开孔将降低 T 形 PEC 柱的变形能力、延性和耗能能力;增加轴压比会增加 T 形 PEC 柱的抗侧刚度和承载力,但降低柱的变形能力、延性、耗能能力;全截面塑性方法和数值积分法均较好地估计了恒定轴力和弯矩共同作用下 T 形 PEC 柱的截面抗弯承载力。

关键词:钢-混凝土组合柱;T 形截面柱;抗侧承载力;抗弯承载力;刚度;延性

中图分类号:TU398 **文献标志码:**A **文章编号:**2096-6717(XXXX)XX-0001-12

Seismic behavior of partially encased composite (PEC) columns with T-shaped sections

ZHAO Bida, SHEN Tianchi, ZHU Xiong, GUAN Yunjie
(College of Civil Engineering, Zhejiang University of technology, Hangzhou 310023, China)

Abstract: To study the seismic performance of partially encased composite columns with T-shaped sections (abbreviated as T-PEC columns), five T-PEC column specimens with different axial compression ratios and different construction of main steel components (MSCs) are tested subjected to the cyclic horizontal load. And MSCs including solid-web steel MSCs and honeycomb steel MSCs. Combined with test and finite element (FE) analysis results, the impact of steel web opening and the axial compression ratio on the seismic behavior of T-PEC columns are investigated. The results indicate that all T-PEC column specimens failed near the column base, characterized by plastic softening of the steel flange and adjacent concrete crushing, showing typical cross-section compression-bending failure mode. The load-displacement hysteresis curves of all specimens were full, with the hysteresis loops at the same loading level almost coinciding, indicating good energy dissipation and load-bearing stability. Steel web openings degraded deformability, ductility, and energy dissipation capacity of T-PEC columns. As the axial compression ratio increased, the lateral stiffness and lateral resistance capacity of the PEC columns increased, but the deformability, ductility, and energy dissipation capacity decreased. Both

收稿日期:2025-03-07

基金项目:浙江省自然科学基金(LY20E080020)

作者简介:赵必大(1976-),男,博士,副教授,主要从事钢结构和组合结构研究,E-mail:zhaobida@zjut.edu.cn。

Received: 2025-03-07

Foundation item: Zhejiang Provincial Natural Science Foundation (No. LY20E080020)

Author brief: ZHAO Bida (1976-), PhD, associate professor, main research interests: steel structures and composite structures, E-mail: zhaobida@zjut.edu.cn.

full-section plasticity method and numerical integration method provided reasonably accurate estimate on the flexural capacity of the section of the T-PEC columns under the action of compression-bending load.

Keywords: steel-concrete composite column; T-shaped section columns; lateral bearing capacity; flexural capacity; stiffness; ductility

部分包覆钢-混凝土组合柱 (partially encased composite steel-concrete columns, 简称 PEC 柱) 通常是指在 H 形截面钢等开口截面主钢件外周轮廓之间填充混凝土, 钢和混凝土共同工作承担荷载的构件。PEC 柱具有良好的可预制性 (混凝土浇筑几乎无需模板), 是一种非常合适装配式建筑的构件; PEC 柱能充分发挥钢和混凝土两种材料优势, 在建筑结构中得到越来越多的应用。

目前关于 PEC 柱的研究大多是基于主钢件为单个 H 形截面钢的常规矩形截面柱。方有珍等^[1-2]研究了新型卷边钢板为主钢件的矩形截面 PEC 柱的抗震性能, 发现该组合柱充分发挥了卷边薄壁钢板局部屈曲后的性能, 具有良好的耗能能力和延性。赵根田等^[3]对高强混凝土 PEC 柱抗震性能进行研究, 发现该柱具有良好的抗震性能, 增加混凝土工作系数可以改善 PEC 柱抗震性能, 但工作系数不宜大于 0.44。此外, 学者们对矩形截面 PEC 柱的静力承载力和稳定性进行了系统的研究^[4-8]。

矩形截面柱的截面宽度通常大于围护墙厚度, 形成“凸柱”现象, 减小室内使用空间并严重影响建筑美观。L 形、T 形截面等异形柱能很好地解决“凸柱”问题。然而, 目前关于异形截面柱的研究大多为钢筋混凝土异形柱^[9]、型钢混凝土异形柱^[10]和钢管混凝土异形柱^[11], 关于 PEC 异形柱性能的研究较少, 而主钢件部分外包的特点使得 PEC 异形柱的受力性能不同于前面 3 种异形柱。Zhan 等^[12]、Zhao 等^[13]分别对 L 形截面 PEC 柱、十字形截面 PEC 柱的轴压稳定性进行了研究, 关于 PEC 异形柱抗震性能研究更少, 《部分包覆钢-混凝土组合结构技术规程》(T/CECS 719—2020)^[14]和 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures (EN 1994-1-1)^[15]也没有关于 L 形、十字形、T 形截面 PEC 柱的设计计算规定。为此, 笔者进行 5 个 T 形截面 PEC 柱试件在恒定轴压力和往复水平荷载 (过截面形心且平行于 T 形截面腹板方向) 作用下的加载试验, 研究 T 形截面 PEC 柱抗震性能, 考察轴压比和主钢件腹板开孔对 T 形截面 PEC 柱承载力、延性、刚度、耗能能力的影响。

1 试验概况

1.1 试件设计

设计了 5 根外轮廓尺寸相同的 T 形截面部分包覆钢-混凝土组合柱 (简称 T 形 PEC 柱) 试件, 包括 2 根主钢件为实腹钢的柱 (简称 T 形实腹钢 PEC 柱)、3 根主钢件为腹板连续开孔的蜂窝钢的柱 (简称 T 形蜂窝钢 PEC 柱), 用来考察轴压比和钢板腹板开孔对 T 形 PEC 柱抗震性能的影响。主钢件采用蜂窝钢的目的是便于施工 (混凝土浇筑施工可减少主钢件翻转次数) 和节省用钢。每一根 T 形 PEC 柱试件的肢宽 B 、肢厚 T 、长度 l_c 分别为 300、90、2 200 mm, 具体构造和几何尺寸见图 1。表 1 给出了试件编号、主钢件类型和轴压比, 试件编号意义如下: 前缀字母 T 代表 T 形截面 PEC 柱, 中缀中字母 S、H 分别代表实腹式钢 (solid-web steel)、蜂窝钢 (honeycomb

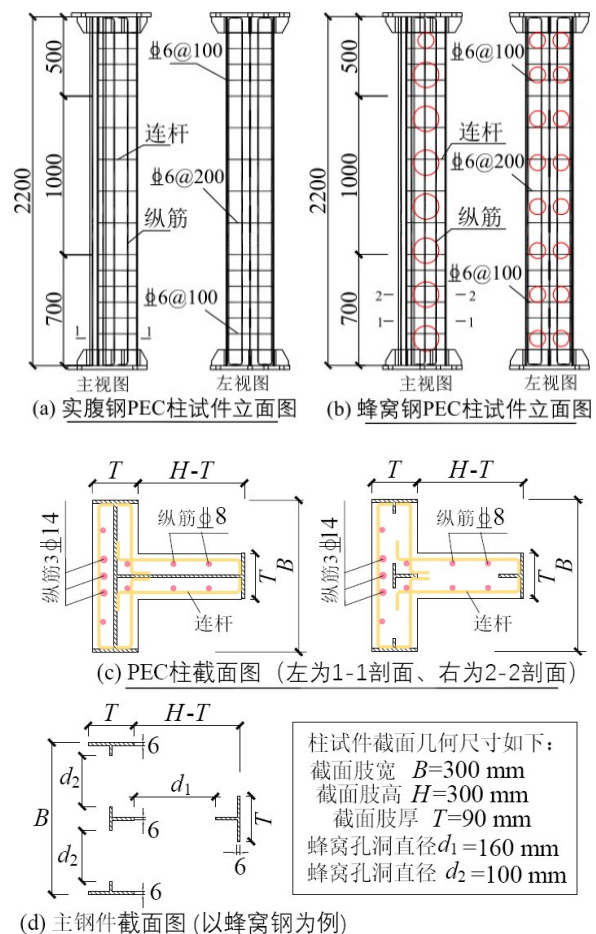


图 1 试件几何构造图

Fig.1 Detail of the specimens

steel), 后缀数字表示试验轴压比 n_t , 即试验轴压力 N_t 与 PEC 柱截面承载力 (即 $f_y A_a + f_{cu} A_c$) 之比, 其中钢材屈服强度 f_y 和混凝土抗压强度 f_{cu} 取材性试验实测值, A_c 和 A_a 分别为混凝土截面面积和主钢件截面面积 (蜂窝式主钢件则取最大削弱截面面积)。比如试件 TPEC-S-0.23 表示主钢件为实腹钢、试验轴压比为 0.23 的 T 形 PEC 柱。表 1 同时列出设计轴压比 n_d , 即设计轴压力 N_d 与 PEC 柱截面轴压承载力设计值 (即 $f A_a + f_c A_c$) 之比, 参考文献 [16], $N_d = 1.3 N_t$, f 、 f_c 分别为钢材屈服强度设计值、混凝土轴心抗压强度设计值。

表 1 试件的主钢件类型和轴压比
Table 1 Main steel component types and axial compression ratios of the PEC column specimens

试件名称	主钢件类型	试验轴压比 n_t	设计轴压比 n_d
T-S-0.23	实腹钢	0.23	0.46
T-S-0.41	实腹钢	0.41	0.82
T-H-0.23	蜂窝钢	0.23	0.51
T-H-0.27	蜂窝钢	0.27	0.62
T-H-0.41	蜂窝钢	0.41	0.90

所有 PEC 柱试件的主钢件采用板厚为 6 mm 的 Q355B 钢焊接而成; 连杆采用直径为 6 mm 的 HRB400 钢筋制成的 C 形连杆 (也称系杆)^[17], 柱顶和柱底 500 mm 范围内连杆间距为 100 mm、其余位置连杆间距为 200 mm; 在柱腹肢背面的柱翼肢处设置 3 根 14 mm 纵筋 (HRB400 钢筋), 用来加强弯矩作用下截面抗拉强度; 在每个柱肢的两侧均设置直径为 8 mm 的纵筋 (HRB400 钢筋) 以更好地抑制混凝土裂纹扩展。试件制作时, 先加工主钢件, 再焊接连杆并绑扎纵筋, 最后浇筑混凝土。主钢件的翼缘和腹板之间采用角焊缝连接, C 形连杆两端的水平段与主钢件翼缘之间采用角焊缝。钢板和钢筋的材性试验结果见表 2。混凝土强度按 C40 进行配比设计, 施工时先浇筑一侧待初凝后再翻转浇筑另一侧。对于 T 形实腹钢 PEC 柱试件, 共需进行 4 次混凝土浇筑 (即浇筑混凝土时需要翻转主钢件 3 次); 对于蜂窝钢 PEC 柱试件只需要进行 2 次混凝土浇筑。每一次浇筑混凝土有 3 个标准立方体试块, 第 1~4 次浇筑的混凝土强度实测平均值 (f_{cu}) 依次为 43.5、42.2、41.1、41.5 MPa。

5 个试件的设计目的如下: 3 个柱试件 T-H-0.23、T-H-0.27、T-H-0.41 用来考察轴压比对 T 形蜂窝钢 PEC 柱抗震性能的影响, 2 个柱试件 T-S-0.23、T-S-0.41 用来考察轴压比对 T 形实腹钢 PEC 柱抗震性能的影响, 轴压力相同的两个试件 T-S-0.23 和 T-H-0.27 用来考察主钢件腹板开孔对 T 形

表 2 钢材的力学性能试验结果
Table2 Measured mechanical properties of steel

获取位置	板厚或直径 t 或 d /mm	屈服强度 f_y /MPa	抗拉强度 f_u /MPa	延伸率/%
腹板	6	362	512	30.5
翼缘	6	362	512	30.5
连杆	6	389	585	28.1
纵筋	8	470	605	28.5
纵筋	14	491	635	27.1

PEC 柱抗震性能的影响, 试件 T-H-0.23 和 T-S-0.23 (T-H-0.41 和 T-S-0.41) 用来考察同轴压比情况下两类 T 形 PEC (主钢件为实腹钢和蜂窝钢) 的抗震性能差异。试验中有 2 个 PEC 柱试件 (试件 T-H-0.41 和 T-S-0.41) 的设计轴压比较大, 目的是考察轴压比明显超过 T 形截面钢筋混凝土异形柱轴压比限制 (抗震等级为二级时限值为 0.6^[9]) 的情况下 T 形 PEC 柱抗震性能。因为从构造上看, 十字形截面 PEC 柱的抗震耗能和延性应强于同等条件下的十字形截面钢筋混凝土柱。

1.2 加载装置

试验采用大型多功能电液伺服结构试验系统进行加载。试件柱底通过螺栓固定于钢底座, 底座再通过锚栓固定于地面; 试件顶部与竖向作动器和水平作动器相连。柱顶水平作动器的加载方向为沿着 T 形截面对称轴 (过 T 形截面形心且沿着腹板方向), 以模拟 T 形 PEC 柱承受水平地震作用 (产生绕强轴往复弯矩作用), 考察 T 形 PEC 柱强轴方向的抗震性能。图 2 给出了试验加载装置, 加载示意图, 柱顶水平荷载正、负号规定。

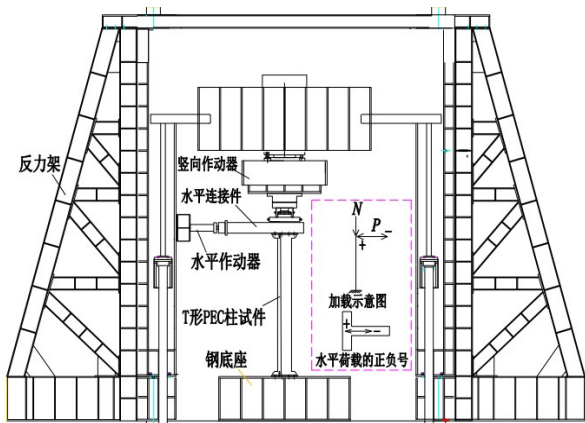


图 2 试验加载装置
Fig.2 Test loading device

加载方案采用荷载与位移混合控制方式。首先, 用竖向作动器在柱顶施加竖向荷载并在达到预定荷载值后保持恒定。再用水平作动器施加低周反复循环水平荷载, 试件屈服前采用荷载控制加载, 分为 3 级施加且每级循环一次, 第 1 级水平荷载

为 $P_{fey}/3$, 第2级为 $2P_{fey}/3$, 第3级为 P_y 。其中, P_{fey} 为试验前通过数值分析获得的主钢件首次屈服时的荷载, P_y 为应变测点观察到柱底钢翼缘屈服时的荷载, P_y 接近 P_{fey} 。此后, 水平加载采用位移控制加载, 每一级加载的位移幅值为上一级的基础上增加 $0.5\delta_y$ (δ_y 为 P_y 对应的位移), 每级循环3次, 直至水平荷载下降至峰值荷载的85%以下、或试件出现局部严重破坏时终止试验。

1.3 测点布置

试件的位移计、应变片布置如图3所示。其中, 位移计 D1~D12 主要用来观测柱顶竖向位移和水平位移, 柱的中部和1/4高度处水平位移, 以及柱底水平位移和竖向位移, 并用来监控柱子是否发生扭转。应变测点方面, 在主钢件翼缘距离柱底 50 mm 处布置应变片 S1~S6, 用来判断 PEC 柱试件屈服, 以及监测柱试件在加载过程中主钢件的塑性发展。

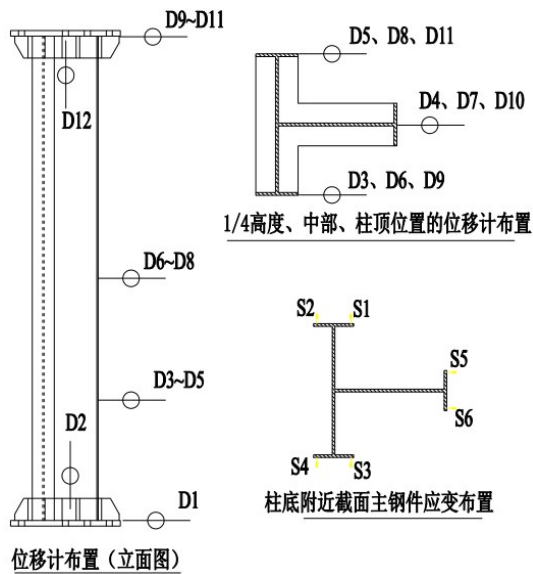


图3 位移计和应变片布置

Fig.3 Arrangement of displacement and strain gauges

2 试验结果分析

2.1 试验现象与破坏模式

5个T形PEC柱的试验现象和破坏现象类似; 都是在加载初期试件无明显现象, 随着柱顶水平荷载的增加, 靠近柱底附近钢翼缘发生屈服、混凝土出现细小裂缝, 且混凝土裂纹随着荷载增加而不断扩展; 再后, 柱底附近钢翼缘塑性软化并发生平面外局部变形, 附近混凝土出现压溃迹象, 柱顶水平荷载 (柱抗侧承载力) 达到峰值; 此后, 随着柱顶水平位移的增加, 柱抗侧承载力不断下降, 混凝土压溃和钢翼缘局部塑性变形越来越严重, 一直到破坏严重而停止试验。5个T形PEC柱的最终破坏模式

均为柱底附近截面压弯破坏—即该主钢件翼缘塑性软化且附近混凝土压溃, 其中3个T形蜂窝钢PEC柱试件的破坏截面接近主钢件最大削弱截面。所有PEC柱试件的破坏模式如图4所示。

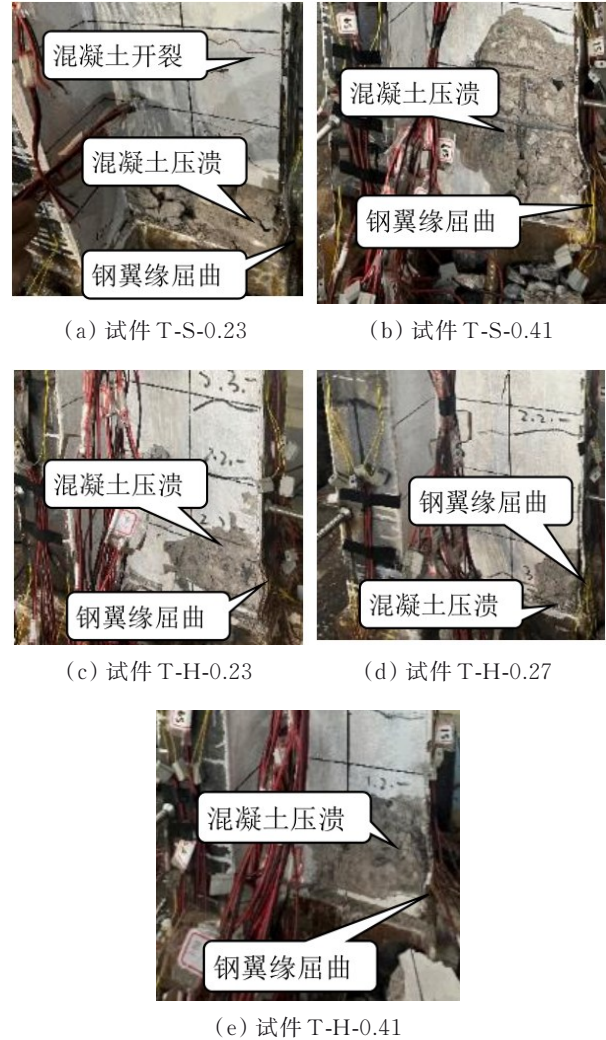


图4 T形PEC柱试件的破坏模式

Fig.4 Failure mode of the PEC column specimens

2.2 滞回曲线

图5给出了试验所得5个T形PEC柱的柱顶荷载-相对位移 ($P-\Delta$) 滞回曲线。图5中, 纵坐标为柱顶水平荷载 P , 由水平作动器测得; 横坐标为柱顶加载点相对于柱底的水平位移 Δ , 为柱顶3个水平位移计 D9~D11 测值的平均值减去柱底水平位移计 D1 测值。通过观察柱试件的水平位移计的读数可知, 在柱1/4高度、柱中部、柱顶3个位置每一处的3个水平位移计所测得的位移值很接近 (如位移计 D6、D7 和 D8 所测水平位移值很相近), 说明T形PEC柱在加载的过程中没有发生扭转变形, 为典型压弯受力。由图5可知:

1) 所有试件的 $P-\Delta$ 滞回曲线均较为饱满、无明显捏缩现象, 表现出良好的抗震耗能能力;

2)同一加载级下3次循环的滞回曲线基本重合,说明所有的T形PEC柱均表现出良好的承载力稳定性;

3)无论T形实腹钢PEC柱还是T形蜂窝钢PEC柱,PEC柱的抗侧承载力(水平峰值荷载)随着轴压比而增大,但增大轴压比导致PEC柱在达到峰值荷载后承载力下降(退化)更快,意味着PEC柱延性降低;

4)对比轴压力相同的实腹钢PEC柱试件T-S-0.23和蜂窝钢PEC柱试件T-H-0.27,前者的抗侧承载力(峰值荷载)、破坏位移(峰值荷载下降15%对应位移)明显大于后者,且后者承载力退化更快,说明主钢件腹板开孔降低了PEC柱试件的承载力和延性;

5)所有试件的滞回曲线均表现出不对称性,正负向峰值荷载不同,主要原因是试验采用“悬臂柱”加载模式导致柱子发生柱底附近截面压弯破坏,而T形截面在正、负向荷载作用下的受压面积(钢和混凝土)不同。

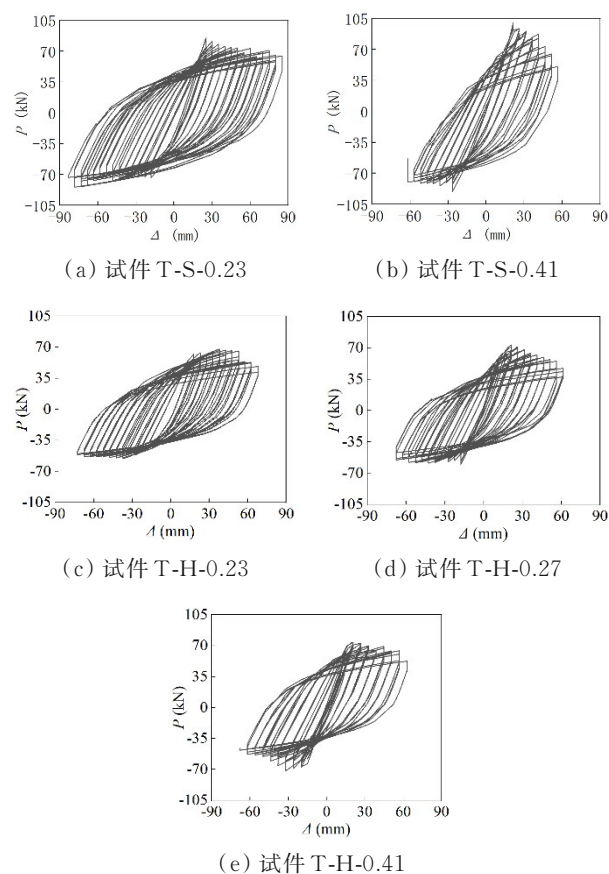


图5 柱顶荷载-位移滞回曲线

Fig.5 Load-displacement hysteresis curves of column top

2.3 抗侧承载力和延性分析

由试件的 $P-\Delta$ 滞回曲线得到骨架曲线,进而得到峰值荷载 P_m 、极限层间位移角 θ_u 、位移延性系数

μ ,用以评价T形PEC柱的抗震延性和变形能力,列于表3。表中, μ 和 θ_u 的定义如下: $\mu=\Delta_u/\Delta_y$ 、 $\theta_u=\Delta_u/l$;其中, Δ_u 为极限位移,取 $P-\Delta$ 骨架曲线中峰值荷载 P_m 下降到85%对应的位移, Δ_y 为屈服位移,根据文献[17]列出的Park法确定, l 为试件高度。需要说明的是,表中括号为负向加载结果;试件T-S-0.23因为负向承载力下降缓慢,一直到破坏严重都没有下降为峰值荷载的85%以下,故没有负向荷载作用下的极限位移和延性系数。由表3可知:

表3 试件的抗侧承载力、延性特征					
Table3 Lateral capacity and ductility characteristics of PEC column specimens					
试件	P_m/kN	Δ_y/mm	Δ_u/mm	θ_u	μ
T-S-0.23	72.5	19.1	75.1	1/29	3.93
	(71.0)	(16.9)	(-)	(-)	(-)
T-S-0.41	95.1 (82.1)	17.1	39.8	1/58	2.33
		(15.2)	(55.6)	(1/37)	(3.65)
T-H-0.23	61.1	16.2	63.2	1/33	3.90
	(51.6)	(14.7)	58.9	1/38	(4.01)
T-H-0.27	68.8	16.1	55.1	1/38	3.42
	(55.9)	(14.9)	(63)	(1/32)	(4.23)
T-H-0.41	72.1	16.0	41.8	1/50	2.61
	(66.5)	(15.9)	(51.3)	(1/40)	(3.23)

1)无论T形实腹钢PEC柱还是T形蜂窝钢PEC柱,位移延性系数 μ 和变形能力(极限层间位移角 θ_u)总体上随着轴压比增加而降低,峰值荷载 P_m 随着轴压比的增加而增加。

2)柱T-H-0.23的位移延性系数接近柱T-H-0.27,但大于柱T-S-0.23,说明轴压比较低时T形蜂窝钢PEC柱的延性强于T形实腹钢PEC柱。主要原因是主钢件腹板开孔(蜂窝钢)使得钢腹板两侧混凝土形成一体,有利于钢和混凝土形成共同受力,蜂窝钢和连杆一起较好约束混凝土的开裂和剥落,从而提高了延性。但是,高轴压比的实腹钢PEC柱T-S-041的正负向延性系数平均值大于同轴压比的蜂窝钢PEC柱T-H-041,主要原因钢腹板两侧混凝土一体带来的有利影响,抵不上钢腹板开孔应力集中的不利影响。

3)对比同轴力的柱T-S-0.23和柱T-H-0.27表明:主钢件腹板开孔(柱T-H-0.27)降低了T形PEC柱的峰值荷载、变形能力和延性。

4)设计轴压比达到0.62(已超过钢筋混凝土异形柱延性系数限值0.6)时,T形PEC柱的平均延性系数(正负向平均值)依然大于3.8,表现出良好的延性;但设计轴压比达到0.82的T形实腹钢PEC柱(T-S-041)的平均延性系数下降为3.0,设计轴压比达到0.9的T形蜂窝钢PEC柱(T-H-041)的平均

延性系数急剧下降为 2.9。

5) 5 个 T 形 PEC 柱的正、负极限层间位移角均大于钢筋混凝土异形柱的限值 $1/60^{[9]}$, 说明即使轴压比高达 0.9, 主钢件腹板开孔削弱, T 形 PEC 柱也能表现出相对较好的变形能力。

2.4 抗侧承载力退化分析

承载力退化是指在循环加载过程中, 结构或构件在相同位移加载级情况下的峰值承载力随加载次数的增加而逐渐降低的现象。这种现象反映了结构在经历多次变形后性能逐渐劣化的趋势。采用承载力降低系数 $\lambda_i = P_{iu}^3 / P_{iu}^1$ 来表征柱的抗侧承载力退化, 其中 P_{iu}^3 、 P_{iu}^1 分别表示第 i 加载级下第 3 次循环的峰值荷载、第 1 次循环的峰值荷载。各试件在不同加载级下的承载力退化系数值如图 6 所示。由图 6 可知, 各试件承载力退化系数均在 0.92 以上, 大部分位于 0.95~1.0 之间, 说明 T 形 PEC 柱在水平地震作用下具有良好的承载力稳定性。需要说明的是, 在加载前期(屈服程度低的加载级)部分 λ_i 值略大于 1.0。这是因为加载前期钢材没发生屈服且混凝土损伤较小, 钢材硬化导致在同一级下第 3 次循环峰值荷载略大于第 1 次循环。

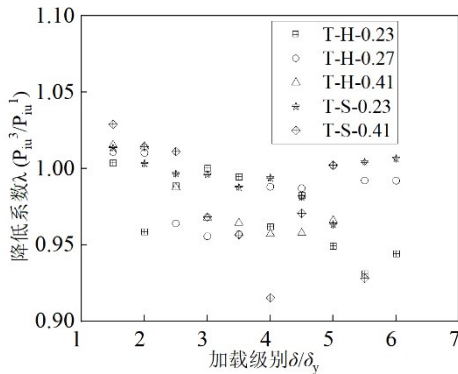


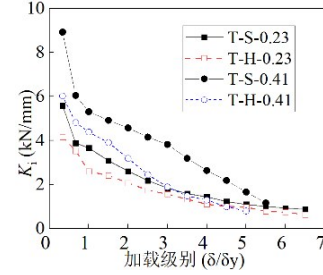
图 6 柱的承载力退化

Fig.6 Bearing-capacity degradation of the specimens

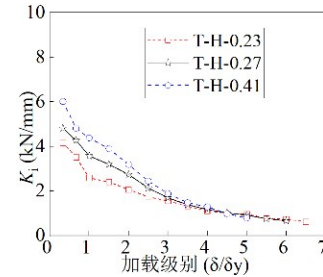
2.5 抗侧刚度退化分析

构件刚度随加载位移的增加而逐渐降低的现象称为刚度退化。通过割线刚度 K_i 来分析 T 形 PEC 柱的刚度变化规律, 结果列于图 7。图中横坐标为 δ/δ_y (各加载级位移幅值与主钢件屈服时位移之比); 纵坐标为各加载级柱抗侧刚度: $K_i = (F_{i+} + F_{i-}) / (\Delta_{i+} + \Delta_{i-})$, F_{i+} 、 F_{i-} 为第 i 加载级下第 1 次循环加载时正、负向峰值荷载, Δ_{i+} 、 Δ_{i-} 为对应 F_{i+} 、 F_{i-} 的位移。由图 7 可知, 所有 T 形 PEC 柱的抗侧刚度随加载级(柱顶侧向位移)增大而减小, 且刚度退化速度呈先快后慢的特点。这是因为随着柱顶侧移的逐渐增大, 混凝土裂纹不断增加、钢翼缘屈服, 刚度退化明显; 接近峰值荷载时, 混凝土已损伤严重, 主钢件也已经历严重的塑性发展, 此后试件的刚度虽不

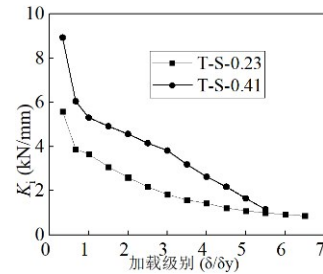
断退化, 但退化速度较平缓。第 1 个加载级 ($\delta/\delta_y = 1/3$) 可视为 PEC 柱的弹性抗侧刚度, 同轴压比或同轴压力情况下, 实腹钢 PEC 柱的弹性刚度大于蜂窝钢 PEC 柱, 主要是因为后者的主钢件腹板开孔降低了弹性刚度。由图 7 亦可知, 增加轴压比将增加 PEC 柱抗侧刚度, 但也导致抗侧刚度退化更快。



(a) 钢腹板开孔的影响



(b) 轴压比对 T 形蜂窝钢 PEC 柱的影响



(c) 轴压比对 T 形实腹钢 PEC 柱的影响

图 7 柱的抗侧刚度退化

Fig.7 Lateral stiffness degradation of the specimens

2.6 耗能评估

由图 5 可知, 随着轴压比的增加, T 形 PEC 柱试件的循环加载次数减少, 即试件提前破坏, 意味着总抗震耗能减少。利用累积耗能率 $\eta = (\sum E_i) / (0.5P_{y+}\Delta_{y+} + 0.5P_{y-}\Delta_{y-})$ 来分析 T 形 PEC 柱的耗能能力; 其中, $\sum E_i$ 为各个滞回环包围面积之和, P_{y+} (P_{y-})、 Δ_{y+} (Δ_{y-}) 为由 park 法确定的屈服荷载、屈服位移。计算得到 5 个 T 形 PEC 柱试件 T-S-0.23、T-S-0.41、T-H-0.23、T-H-0.27、T-H-0.41 的累积耗能 $\sum E_i$, 依次为 301 170.1、159 772.8、153 552.3、147 451.2、145 242.2 kN·m, 累积耗能率 η 依次为 250.1、137.2、215.9、186.0、145.8。可见, 随着轴压比增

加,PEC柱的耗能能力下降明显;同轴压力情况下钢腹板开孔明显降低了T形PEC柱(对比试件T-S-0.23和T-H-0.27)的耗能能力。

图8给出了5个试件在各级加载中的等效黏滞阻尼系数 h_e 变化图,用来进一步考察T形PEC柱试件的耗能能力。图8的横坐标为 δ/δ_y ;纵坐标为系数 $h_e=S_{BCDF}/\{2\pi(S_{AOC}+S_{EOF})\}$ 。其中, S_{BCDF} 为循环一周滞回曲线包围的面积, S_{AOC} 和 S_{EOF} 为循环一周的最大弹性能量,如图9所示。另外,屈服后的每个加载级的系数 h_e 取3个循环的平均值。由图8可知,所有PEC柱试件的系数 h_e 均随着位移(加载级)的增加而增加,体现了柱试件塑性发展后耗能增加;无论实腹钢PEC柱还是蜂窝钢PEC柱,轴压比低柱的 h_e - δ/δ_y 曲线总体高于轴压比高柱的,说明增加轴压比降低PEC的耗能能力。此外,实腹钢PEC柱的 h_e - δ/δ_y 总体高于同轴压比下的蜂窝钢PEC柱的,说明主钢件腹板开孔降低了PEC柱的耗能能力;对比之下,轴压比小时这种降低较小,但轴压比大时降低明显。

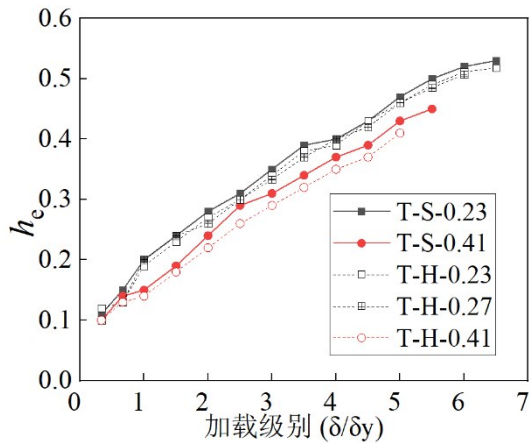


图8 等效黏滞阻尼系数-相对加载位移曲线对比

Fig. 8 Comparison of equivalent viscous damping coefficient-relative loading displacement

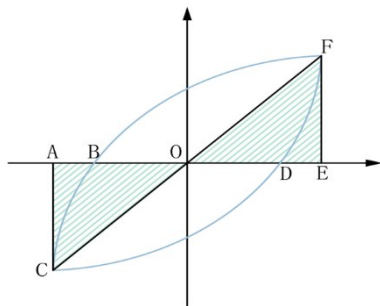


图9 耗能评价指标 h_e 计算示意图

Fig. 9 Illustration for the energy dissipation evaluation index h_e

2.7 截面抗弯承载力计算

5个T形PEC柱试件(恒定竖向轴压力和沿着

截面对称轴方向往复水平荷载作用)最终破坏为典型截面压弯破坏。取水平峰值荷载对应的柱底破坏截面处弯矩为PEC柱截面抗弯承载力试验值,记为 $M_{test}=P_m l_1+N\Delta_m$;其中 P_m 为试验中的水平荷载峰值, l_1 为水平加载点到靠近柱底破坏截面(钢翼缘严重弹塑性屈曲位置)的距离, Δ_m 为对应 P_m 的柱侧移, N 为柱顶轴压力。将 M_{test} 与基于全截面塑性理论法(手算)、数值积分法(自编程序)计算所得截面抗弯承载力 M_{fp} 、 M_{ni} 进行对比,结果见表4,表中括号中数据为负向水平加载结果。

表4 截面抗弯承载力的试验值和计算值对比

Table 4 Comparison of cross-section strengths between test results and calculation results

试件	截面抗弯承载力/(kN·m)			$M_{fp}/$	$M_{ni}/$
	M_{test}	M_{fp}	M_{ni}	M_{test}	M_{test}
T-S-0.23	172.1	182.3	170.1	1.06	0.98
	(174.2)	(189.7)	(169.8)	(1.09)	(0.97)
T-S-0.41	222.2	203.8	192.2	0.92	0.87
	(195.8)	(175.8)	(168.1)	(0.9)	(0.86)
T-H-0.23	140	128.4	126.5	0.91	0.9
	(128.6)	(142.4)	(142.1)	(1.1)	(1.1)
T-H-0.27	151.8	140.9	136.5	0.93	0.9
	(127.9)	(137.8)	(131.9)	(1.09)	(1.03)
T-H-0.41	171.1	157.5	146.8	0.92	0.86
	(155.2)	(135.2)	(134.8)	(0.88)	(0.88)

注:备注: M_{test} 为试验所得截面抗弯承载力, M_{fp} 、 M_{ni} 分别基于全截面塑性理论法、数值积分法计算所得截面抗弯承载力。

全截面塑性理论法的优点是简单适合手算,缺点是仅适用于轴压力恒定且水平荷载只能沿着截面工程轴(平行T形截面的腹板或翼缘的形心主轴方向)。试验中5个柱试件均为恒定轴压力、水平荷载沿着T形截面的腹板的形心主轴(绕强轴受弯)。全截面塑性理论法的假定如下:混凝土和钢材完全共同工作且满足平截面假定;考虑混凝土受压承载力的贡献,考虑混凝土开裂对中和轴的影响,不考虑混凝土受拉作用;钢材视为理想弹塑性材料。计算时采用类似《组合结构规范》(JGJ 138—2016)^[18]中偏心受压构件承载力计算方法,钢屈服强度采用材料试验实测值,混凝土抗压强度用标准值^[19]。

对比全截面塑性理论法,数值积分法的优点是适用于复杂条件下(比如水平荷载不沿着T形截面工程轴)的异形柱,但需要自编程序才能实现。计算程序采用主程序调动多个子程序(包括单元子程序和材料子程序等),其思路和流程如下:

1)将截面划分为多个主钢件单元、混凝土单元和钢筋单元,并认为每个单元内应力和应变均匀分布(合力点在单元形心位置),确定各个单元形心

坐标;

2) 根据平截面假定、中和轴位置(初始为形心轴)、混凝土受压区最大应变(距离中和轴最远的受压区混凝土单元的应变) $\epsilon_{cu}=0.0033$, 确定各个单元应变, 由材料本构关系确定各单元应力;

3) 根据各单元应力进行数值积分, 通过反复试算直至满足力平衡条件, 确定截面中和轴位置并数值积分得到截面抗弯承载力。

需要说明的是, 为了简化编程工作以及灵活划分截面单元, 截面的单元划分、单元节点编号及坐标位置由有限元软件 ABAQUS 完成后导入单元子程序中; 将钢筋简化为同面积的正方形单元, 主钢件翼缘厚度分成四等分, 单元划分后的截面如图 10 所示。ABAQUS 进行单元划分的另一个优点是通过旋转截面, 使得水平荷载方向一直平行于 x 轴, 从而将任何水平加载角下异形柱的双向压弯问题简化为绕任意中和轴(该轴垂直水平加载方向)的单向压弯问题。数值积分程序中钢材和混凝土假定如下: 钢材本构关系为理想弹塑性模型, 不考虑主钢件局部屈曲影响(试验结果表明主钢件局部弹塑性屈曲时 PEC 柱已达到极限承载力), 混凝土不考虑受拉作用和收缩及徐变影响, 混凝土受压应力-应变关系根据《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[19]确定。迭代法确定中和轴位置以及恒定轴压力下截面抗弯承载力的方程为

$$N = \sum_{i=1}^n [\sigma'_c(\epsilon'_i) A'_i] + \sum_{k=1}^m [\sigma_s(\epsilon_k) A_k] + \sum_{j=1}^{m1} [\sigma'_s(\epsilon'_j) A'_j] \quad (1)$$

$$M_u = \sum_{i=1}^n [\sigma'_c(\epsilon'_i) A'_i (h_k - x'_i)] + \sum_{j=1}^{m1} [\sigma'_s(\epsilon'_j) A'_j (h_k - x'_j)] + \sum_{k=1}^m [\sigma_s(\epsilon_k) A_k (h_k - x_k)] \quad (2)$$

式中: N 为给定轴压力; M_u 为 PEC 柱截面抗弯承载力; ϵ'_i 、 $\sigma'_c(\epsilon'_i)$ 、 A'_i 为第 i 个受压混凝土单元的应变、应力、面积, ϵ'_j 、 $\sigma'_s(\epsilon'_j)$ 、 A'_j 为第 j 个受压钢单元的应变、应力、面积, ϵ_k 、 $\sigma_s(\epsilon_k)$ 、 A_k 为第 k 个受拉钢单元的应变、

应力、面积; h_k 为迭代计算确定的截面中和轴位置, 假定截面形心轴位置 x_0 为初始中和轴位置, 逐级迭代直至式(1)左右两边相对差异小于 0.1% 而最终确定中和轴位置 h_k 。需要说明的是, PEC 柱截面形心轴 x_0 是把混凝土按照弹性模量比换算为等效钢, 再由换算截面(假定为同一材料的等效截面)计算得到 x_0 。

由表 4 可知, 全截面塑性理论计算值与试验值之比为 0.88~1.1, 说明全截面塑性理论总体上较好预测恒定轴力和弯矩作用下的 T 形 PEC 柱的截面抗弯承载力; 类似地, 数值积分方法也较好地预测 T 形 PEC 柱的截面抗弯承载力。

3 有限元分析

3.1 有限元模型及验证

采用有限元软件 ABAQUS 进一步分析轴压比、加载角度对 T 形 PEC 柱抗震性能的影响。为了简化, 有限元模型仅建立 T 形 PEC 柱试件(含端板)而略去柱端的加载装置, 模型的柱底固定、柱顶先施加竖向轴压力后再施加水平荷载。模型中的单元类型和本构关系等借鉴文献[16, 20], 并经校验后确定。其中, 主钢件和混凝土分别采用壳单元 S4R 和实体单元 C3D8R, 网格尺寸由网格划分敏感性分析后确定为钢翼缘厚度的 4 倍; 纵筋和横向连杆分别采用桁架单元 T3D2。模型中的主钢件与混凝土之间采用面与面接触, 切向为摩擦系数 0.3 的库伦摩擦、法向为硬接触; 横向连杆两端与主钢件翼缘之间采用绑定约束以模拟焊接, 连杆的其余部分以及钢筋嵌入混凝土内。材料本构方面, 钢材的应力-应变关系采用双折线性随动强化模型(切线模量为弹性模量的 1%), 混凝土采用塑性损伤本构模型, 其单轴受压、受拉的应力-应变关系根据《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[19]确定, 并引入损伤因子(能量等效原则算得)。

图 11 给出了有限元所得柱顶水平荷载-位移($P-\Delta$)骨架曲线与试验结果对比。由图 11 可知, 有限元结果总体上与试验结果吻合较好, 尽管在加载后期存在一定差异。主要原因是理想化的混凝土损伤模型与实际损伤存在差异, 理想化的材料本构关系与实际本构存在差异。有限元模拟得到的 5 个柱试件 T-S-0.23、T-S-0.41、T-H-0.23、T-H-0.27、T-H-0.41 的正(负)峰值荷载分别为 87.1(81.9)、94.9(90.6)、67.8(54.8)、76.1(56.7)、71.2(72.3) kN, 与试验结果(见表 3)的误差为 0.3%~19.5%, 误差平均值约 8%。有限元所得 5 个试件的正(负)延性系数依次为 3.6(4.1)、2.6(3.2)、3.7(4.5)、

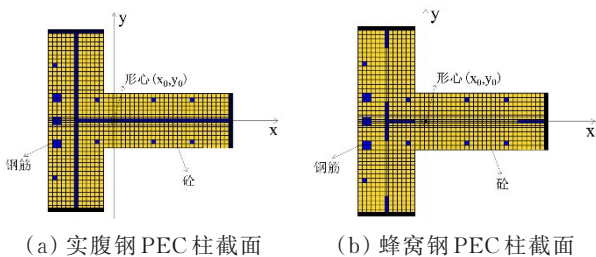


图 10 T 形 PEC 柱的截面网格划分

Fig. 10 Element mesh of T-shaped PEC column sections

3.5(4.5)、2.6(3.5),正负向平均值接近试验所得平均值(见表3)。

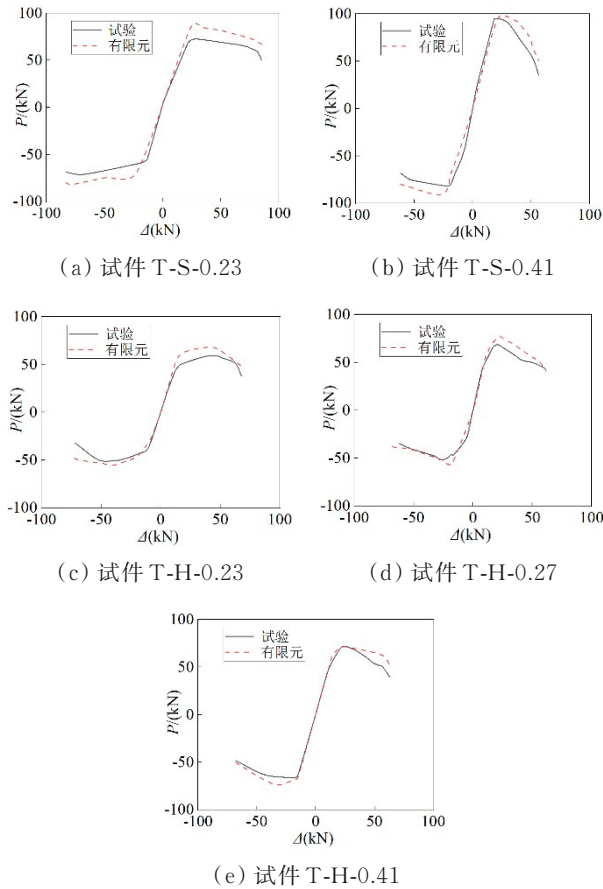


图 11 有限元与试验的荷载-位移骨架曲线对比

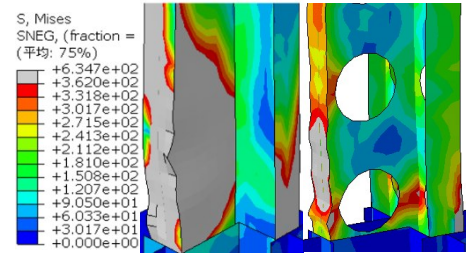
Fig. 11 Comparison of skeleton curves between test results and finite element results

图 12 给出峰值荷载下典型 T 形 PEC 柱试件的主钢件应力云图和混凝土受压损伤云图。主钢件应力图中灰色表示屈服。由图可知,柱脚附近主钢件屈服严重且发生局部屈曲,柱脚附近受压区混凝土损伤大于 0.9(红色区域)意味着混凝土损伤严重(接近压溃),与试验结果吻合较好,有限元可用于后续参数分析。

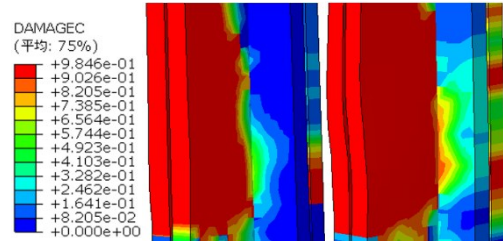
3.2 主钢件腹板孔洞的影响

试验结果表明主钢件腹板开孔影响 T 形 PEC 柱的性能。以设计轴压比为 0.5,截面尺寸为肢高 $H=400$ mm、肢宽 $B=400$ mm、肢厚 $T=125$ mm、翼缘孔洞直径 $d_2=130$ mm、腹板孔洞直径 $d_1=160$ mm、主钢件翼缘和腹板厚度均为 10 mm 的 T 形 PEC 柱有限元模型(柱长为 2 300 mm)为基础,建立不同孔洞形式(圆孔、正六边形孔、正方形),不同孔洞直径 d_1 (从 120~220 mm),不同孔洞间距 D (从 200~350 mm)的有限元模型,计算得到荷载-位移($P-\Delta$)曲线并进行对比,结果见图 13。

由图 13 可知,钢腹板孔洞形式和孔洞间距对 T



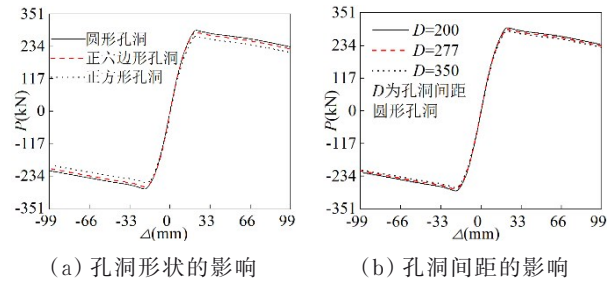
(a) 典型试件的主钢件应力图



(b) 混凝土受压损伤

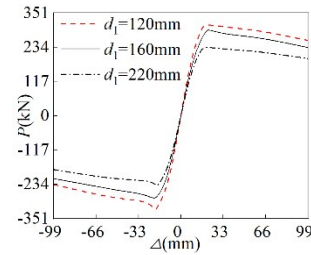
图 12 柱脚附近主钢件应力图和混凝土受压损伤图

Fig. 12 Stress contour of MSC and compressive damage of concrete at column foot from FE results



(a) 孔洞形状的影响

(b) 孔洞间距的影响



(c) 孔洞直径的影响

图 13 钢腹板孔洞对 PEC 柱荷载-位移曲线的影响

Fig. 13 Effect of steel web openings on the load-deflection curves of PEC columns

形 PEC 柱性能的影响较小,而孔洞直径则对柱性能有一定影响,增大孔洞直径将降低 T 形 PEC 柱的承载力。因此,工程设计时可以考虑采用应力集中程度相对较低的圆形孔洞,适当减小孔洞间距,并采用适当孔径(参考蜂窝钢孔洞直径不宜超过总钢截面高度的 $2/3$ ^[20]但孔洞直径应足够满足混凝土浇筑时施工需求),以节省用钢量。

3.3 加载角度的影响

地震动随机性使得其对框架柱的激励方向具有不确定性,而 T 形截面异形柱在遭受各个方向地

震作用时的性能也有所不同。因此,在有限元模型(水平荷载的加载角 θ 为 0°)的基础上,对T形实腹钢PEC柱和T形蜂窝钢PEC柱进行加载角 θ 为 0° 、 30° 、 45° 、 60° 、 90° 的有限元参数分析,计算得到 P - Δ 曲线,如图14所示。相应的峰值荷载(抗侧承载力)和位移延性系数列于表5。表中, P_{mS} (P_{mH})、 μ_S (μ_H)为T形实腹钢(蜂窝钢)PEC柱的抗侧承载力和延性系数,表5中括弧中数据为负向加载结果。

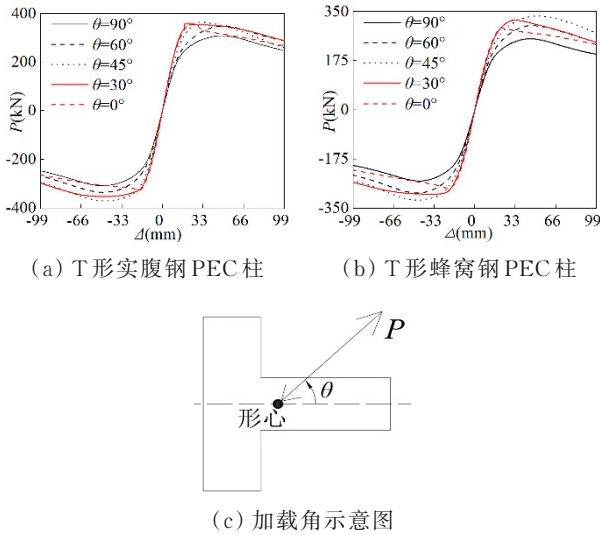


图14 不同加载角的PEC柱的荷载-位移曲线

Fig. 14 Load-deflection curves of the PEC columns under different horizontal load angles

表5 不同加载角下的峰值荷载和延性系数

Table 5 Peak loads and ductility ratio of the PEC columns under different load angles

$\theta/^\circ$	P_{mS}/kN	P_{mH}/kN	μ_S	μ_H
0	358.7(327.5)	292.3(280.5)	3.5(4.8)	5.1(5.1)
30	359.1(353.7)	319.7(299.8)	4.4(3.5)	3.7(4.0)
45	366.9(370.5)	333.9(321.1)	3.2(3.3)	3.1(3.2)
60	348.8(336.1)	300.3(296.5)	3.5(3.4)	3.7(3.4)
90	308.5(308.5)	253.2(253.2)	3.5(3.9)	3.7(3.7)

由图14和表5可知,随着加载角的增加,T形PEC柱的抗侧承载力(即峰值荷载)总体上呈先增加后降低;当加载角 90° 时(T形PEC柱绕截面弱轴受弯)柱的抗侧承载力最低;当加载角为 45° 时柱的抗侧承载力最高, 0° 加载角(T形PEC柱绕截面强轴受弯)时的抗侧承载力小于 30° 或 60° 加载角时的抗侧承载力。由表亦可知, 45° 加载角时T形PEC柱的延性系数最低,为抗震最不利加载角。

3.4 轴压比的影响

为了进一步考察轴压比对T形PEC柱抗震延性的影响,以T形蜂窝钢(实腹钢)PEC柱有限元模型为基础,进行不同轴压力(设计轴压比为0.5~0.9)下有限元分析参数化分析,得到不同轴压比下

的位移延性系数 μ ,结果见图15。由图15可知,T形PEC柱的延性系数随着轴压比的增加而降低,且同轴压比时 45° 加载角下的延性系数总体上小于 0° 或 90° 加载角下的延性系数。如按照型钢-混凝土组合结构延性系数一般不小于3.0的要求^[16],设计轴压比应限值应在0.5以内。参考文献[9],建议T形PEC柱在二级抗震等级时的设计轴压比限值取为0.5,一级、三级抗震等级的限值分别取为0.45、0.55。

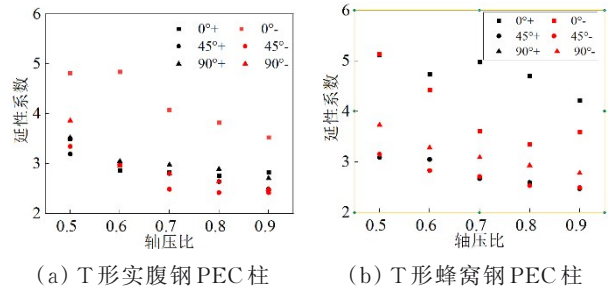


图15 位移延性系数-轴压比关系

Fig. 15 Relationship between displacement ductility ratios and axial compression ratios

4 结论

1)5个T形PEC柱试件在竖向荷载和低周往复水平荷载(方向为沿着T形截面对称轴)作用下的最终破坏模式均为柱底附近钢翼缘塑性软化、并伴随着附近混凝土压溃,呈典型的压弯破坏模式;所有T形PEC柱的滞回曲线均为比较饱满,且同一加载级下多个循环滞回曲线基本重合,表现出良好的抗震耗能能力、承载力稳定性。

2)在相同轴压比下,T形实腹钢PEC柱(主钢件为实腹钢)在承载力、延性、耗能性能及极限层间位移角都优于T形蜂窝钢PEC柱(主钢件为蜂窝钢),即主钢件腹板开孔不利于T形PEC柱的抗震性能。

3)T形PEC柱的抗侧承载力和刚度总体上随着轴压比增加而增加,但增加轴压比降低T形PEC柱的变形能力、延性和耗能能力。

4)T形PEC柱在 45° 加载角下抗震延性最差,在 90° 加载角下(绕截面弱轴受弯)抗侧承载力最低,T形PEC柱沿着工程轴方向(0° 或 90°)的抗侧承载力低于沿着非工程轴方向。

5)全截面塑性理论方法和数值积分法均能较好地预测T形PEC柱的压弯荷载(轴力为恒定)作用下绕截面形心强轴的抗弯承载力。

参考文献

- [1] 方有珍, 马吉, 陆承铎, 等. 新型卷边钢板组合截面 PEC 柱(强轴)滞回性能试验研究[J]. 工程力学, 2013, 30(3): 181-190.
FANG Y Z, MA J, LU C D, et al. Test study on hysteretic behavior of PEC columns (strong axis) fabricated with crimping thin-walled built-up section [J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(3): 181-190. (in Chinese)
- [2] 方有珍, 陆承铎, 马吉, 等. 新型卷边钢板组合截面 PEC 柱(弱轴)滞回性能足尺试验研究[J]. 土木工程学报, 2013, 46(1): 24-33.
FANG Y Z, LU C D, MA J, et al. Experimental study on hysteretic behaviors of PEC columns (weak axis) fabricated with crimping thin-walled built-up section by full scale [J]. China Civil Engineering Journal, 2013, 46(1): 24-33. (in Chinese)
- [3] 赵根田, 张宇鸣, 曹芙波, 等. 焊接 H 形钢部分包裹高强混凝土柱抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2019, 40(4): 116-122.
ZHAO G T, ZHANG Y M, CAO F B, et al. Experimental study on seismic performance of welded H-section steel partially encased columns with high strength concrete [J]. Journal of Building Structures, 2019, 40(4): 116-122. (in Chinese)
- [4] BEGUM M, DRIVER R G, ELWI A E. Parametric study on eccentrically-loaded partially encased composite columns under major axis bending [J]. Steel and Composite Structures, 2015, 19(5): 1299-1319.
- [5] RATH B, GAROMA S, KUDAMA R, et al. Effect of different width ratio and transversal link pattern on the load carrying capacity of partially encased composite column [J]. Asian Journal of Civil Engineering, 2023, 24(1): 205-218.
- [6] 林德慧, 陈以一, 李杰. 部分包覆钢-混凝土组合柱单向压弯面内整体稳定承载力的工程计算[J]. 建筑结构, 2021, 51(7): 14-21.
LIN D H, CHEN Y Y, LI J. Engineering calculation of overall stability bearing capacity of partially-encased composite steel and concrete columns under eccentric compression [J]. Building Structure, 2021, 51(7): 14-21. (in Chinese)
- [7] 周凌宇, 刘家豪, 方蛟鹏, 等. 装配式双槽钢拼合 PEC 柱受压性能试验研究[J]. 天津大学学报(自然科学与工程技术版), 2024, 57(6): 642-653.
ZHOU L Y, LIU J H, FANG J P, et al. Experimental study on compression performance of prefabricated double-channel-steel PEC composite columns [J]. Journal of Tianjin University (Science and Technology), 2024, 57(6): 642-653. (in Chinese)
- [8] 王威, 包海洋, 白淙尤, 等. 波形腹板部分包覆组合柱弱轴方向偏心受压试验研究[J]. 建筑钢结构进展, 2024, 26(12): 1-11.
WANG W, BAO H Y, BAI C Y, et al. Eccentric compression test of partially encased composite columns with corrugated webs around weak axis [J]. Progress in Steel Building Structures, 2024, 26(12): 1-11. (in Chinese)
- [9] 混凝土异形柱结构技术规程: JGJ 149—2017 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.
Technical specification for concrete structures with specially shaped columns: JGJ 149—2017 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2017. (in Chinese)
- [10] 李艳艳, 张玮天. 十字形截面钢-混凝土组合异形柱的抗震性能[J]. 土木建筑与环境工程, 2017, 39(6): 54-60.
LI Y Y, ZHANG W T. Seismic behavior of steel reinforced concrete cross-shaped columns [J]. Journal of Civil, Architectural & Environmental Engineering, 2017, 39(6): 54-60. (in Chinese)
- [11] 殷飞, 薛素铎, 曹万林, 等. 多腔钢管混凝土异形柱不同方向抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2019, 40(11): 150-161.
YIN F, XUE S D, CAO W L, et al. Experimental study on seismic behavior of specially-shaped multi-cell concrete-filled steel tubular columns loaded along different directions [J]. Journal of Building Structures, 2019, 40(11): 150-161. (in Chinese)
- [12] ZHAN X X, QIN Z W, LI J, et al. Global stability of axially loaded partially encased composite column with L-shaped section [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2023, 200: 107671.
- [13] ZHAO B D, SHEN Y L, WANG B, et al. Global stability capacity of partially encased composite columns with cruciform-shaped section under axial compression [J]. Structures, 2024, 66: 106839.
- [14] 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. Technical specification for partially-encased composite structures of steel and concrete: T/CECS 719—2020 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2020. (in Chinese)
- [15] European Committee for Standardization. Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures, EN 1994-1-1 [S]. Brussels: Stassart press, 2004.
- [16] 李补拴, 周伟, 赵根田, 等. 部分包覆钢-混凝土十字形和 T 形截面组合柱抗震性能及轴压比限值分析[J]. 建筑结构学报, 2023, 44(8): 99-109.
LI B S, ZHOU W, ZHAO G T, et al. Seismic performance and limit values of axial ratio for partially encased composite steel-concrete cross-shaped and T-shaped section columns [J]. Journal of Building Structures, 2023, 44(8): 99-109. (in Chinese)
- [17] 李炜, 陈以一. H 形钢翼缘间填充混凝土的部分组合梁

- 抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(增刊 1): 330-336.
- LI W, CHEN Y Y. Experimental study on seismic behavior of partially encased composite beams [J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(Sup 1): 330-336. (in Chinese)
- [18] 组合结构设计规范: JGJ 138—2016 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- Code for design of composite structures: JGJ 138—2016 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2016. (in Chinese)
- [19] 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.
- Code for design of concrete structures: GB 50010—2010 [S]. 2015 edition. Beijing: China Architecture & Building Press, 2015. (in Chinese)
- [20] 赵必大, 章雪峰, 王伟, 等. 部分包覆蜂窝钢-混凝土组合梁受弯性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2023, 44(7): 161-171.
- ZHAO B D, ZHANG X F, WANG W, et al. Experimental study on flexural behavior of partially-encased composite beam with castellated steel and concrete [J]. Journal of Building Structures, 2023, 44(7): 161-171. (in Chinese)
- (编辑 XXX)