

文章编号: 1001-4888(2012)02-0227-10

RPC 箱型桥墩抗震性能的试验研究与数值分析^{*}

王飞¹, 殷新锋², 方志¹, 奉策红³

(1. 湖南大学 土木工程学院, 长沙 410082; 2. 长沙理工大学 土木与建筑学院, 长沙 410004; 3. 长沙电业局, 长沙 410075)

摘要: 以 RPC 箱型桥墩为研究对象, 拟定合理结构形式和尺寸, 设计了 3 个 RPC 箱型墩试件。通过对试件施加常轴力以及水平反复荷载, 研究了水平荷载加载方向角对 RPC 箱型墩抗震性能的影响, 分析了各试件的韧性、滞回曲线、骨架曲线、荷载退化曲线和刚度退化曲线等方面的特征, 并得出了各试件的位移延性系数和耗能系数。作者编制并验证了单向荷载作用下的全过程非线性数值分析程序。实验与数值结果表明: RPC 箱型墩具有较好的抗震性能, 水平荷载加载方向角是影响箱型墩抗震性能的一个重要因素; 斜向受力构件的抗震性能要弱于主轴受力构件。

关键词: 活性粉末混凝土(RPC); 箱型桥墩; 抗震性能; 滞回曲线; 水平荷载

中图分类号: TU337; TU443.22 **文献标识码:** A

0 引言

RPC 材料的高韧性、高强度的材料特性为其在桥墩中的应用提供了发展空间, 但目前国内外对 RPC 箱型墩的抗震性能在理论和试验研究方面还相当薄弱, 而且 RPC 材料本身的结构特征, 其应力、变形、承载能力以及破坏机理等与普通混凝土桥墩以及高强混凝土有较大差别, 若仍采用普通混凝土和高强混凝土的恢复力模型, 并不能充分发挥 RPC 材料本身的优势, 因此要研究 RPC 箱型墩的抗震性能并获得比较准确可靠的结论, 相应的抗震性能试验是非常必要的。

目前 RPC 桥墩动力性能的研究和抗震性能的研究较少, 且大多数都局限于用有限元软件进行一些理论分析与计算。如黄栋^[1]对 RPC 预制拼装桥墩在结构设计和受力方面进行尝试性探讨与研究。周铁峰^[2]对 RPC 在高架桥梁中的应用进行了初步探索, 参照现行高架桥设计规范初步设计了 RPC 桥墩, 并通过有限元计算验证了所用设计理论的正确性。赵冠远^[3], 许丽娜^[4]和郝文秀^[5]等都对 RPC 箱型桥墩试件在反复荷载作用下的受力性能进行了试验研究, 但忽略了水平荷载加载方向角的影响。虽然对于普通混凝土桥墩和高强混凝土桥墩的抗震性能研究已取得了一定的成果, 但是 RPC 与普通混凝土以及高强混凝土在力学性能上有很大差异, 鉴于此, RPC 箱型墩的抗震性能研究对于 RPC 在以后的工程应用上具有重要的意义。

本文以 RPC 箱型桥墩为研究对象, 拟定合理结构形式和尺寸, 通过对 3 个 RPC 箱型墩试件施加常轴力以及水平反复荷载, 研究水平荷载加载方向角对 RPC 箱型墩抗震性能的影响, 分析了其滞回曲线、骨架曲线、荷载退化曲线及刚度退化曲线的特征, 求出了各试件的位移延性系数和耗能系数, 并进行了非线性数值与试验值对比分析。

^{*} 收稿日期: 2011-06-01; 修订日期: 2011-10-19

通讯作者: 方志(1962—), 男, 博士, 博士生导师。主要研究领域: RPC 材料在桥梁工程中的应用。E-mail: fangzhi@hnu.cn

2 RPC 箱型桥墩试件设计

2.1 截面尺寸拟定

试件以荆岳长江大桥滩桥的钢筋混凝土箱型墩为原型,通过对部分实际桥墩进行各参数统计,以桥墩的应力水平为控制条件,制作了几何尺寸相同的 3 根 RPC 箱型墩,其相似系数为 $S_L=3/50$; 3 根试验墩的截面尺寸及配筋一致;试件截面采用无翼缘箱型截面,截面尺寸 $b\times h=240\text{mm}\times 360\text{mm}$,墩壁厚均为 60mm,墩高均为 1500mm;纵向钢筋采用 HRB400 热轧钢筋,居中布置,箍筋采用 HRB335 热轧钢筋。试件尺寸、配筋见图 1。

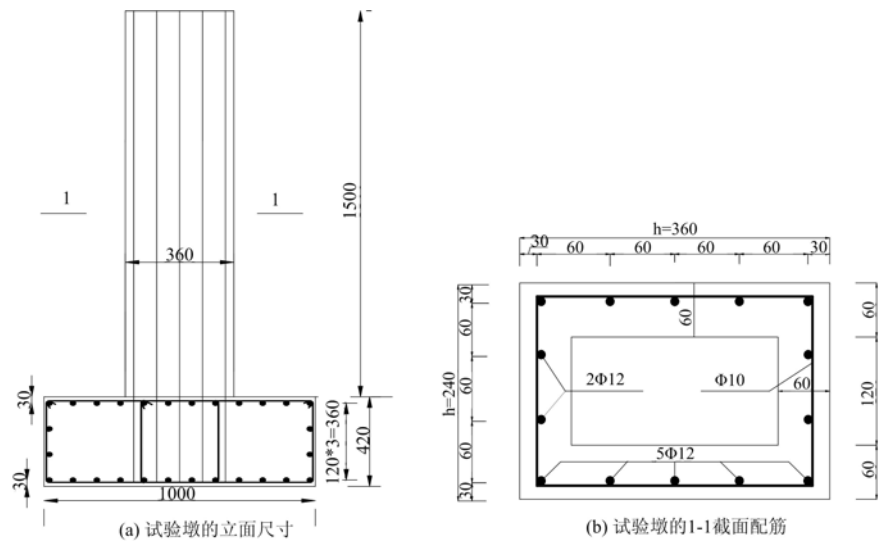


图 1 试验墩截面尺寸、配筋(单位:mm)

Fig. 1 The size and reinforcement of cross-section for the test pier (mm)

2.2 RPC 的配合比

所采用 RPC 的配合比^[6]见表 1,制备 RPC 的主要材料选择如下:

- (1) 水泥: 42.5 普通硅酸盐水泥;
- (2) 石英砂: 粒径为 0.4~0.6mm;
- (3) 减水剂: 可溶性树脂型高效减水剂,含固量为 35%,掺量为 2%时,减水率为 25%以上;
- (4) 钢纤维: 镀铜光面平直钢纤维,其直径为 $0.16\pm 0.005\text{mm}$,长度为 $12\pm 1\text{mm}$,抗拉强度 $> 2000\text{MPa}$ 。

表 1 RPC 配合比

Tab. 1 Mix proportion of the RPC

材料	水泥	硅灰	石英砂	减水剂	钢纤维	水胶比(W/B)
配比(质量比)	1.00	0.25	1.4	0.072	0.148	0.20

2.3 试验装置

试验装置如图 2 所示,在保持墩顶竖向荷载基本不变的情况下,按照预定的加载模式在墩顶施加水平反复荷载,加载装置通过连接在反力架上的数控电动液压伺服作动器系统对墩顶施加双向往复侧向力并使之处于悬臂受弯状态。本试验以水平加载方向为参数,分别对三个试件从不同加载方向加载,并分别表示为 R-BP-0, R-BP-34 和 R-BP-90。其中编号 R 代表 RPC, BP 代表 Box Pier, R-BP-0 为沿构件截面强轴向(垂直于构件截面短边方向)施加水平荷载, R-BP-34 为沿构件矩形截面的长对角线加载, R-BP-90 为沿构件截面弱轴向(垂直于构件截面长边方向)加载。伺服作动器系统通过加载器可实现的试验力为 500kN,可人工设置位移控制以及力控制。竖向轴力通过置于墩帽上端的加载横梁,由两个电

动中空液压千斤顶以及张拉高强钢棒来施加,可持续对墩施加 2000kN 的轴力,并通过安装在千斤顶的 2000kN 传感器测量所施加轴力。为了消除高强钢棒因弯曲可能产生的不利影响,在钢棒底端分别连接了一个特别设计的单向铰,以保证高强钢棒可以和加载横梁一起随墩帽发生转动;同时,采用量程为 300mm 位移传感器测量墩帽水平力加载方向实际位移。

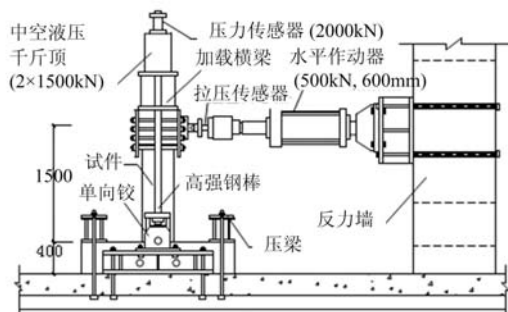


图2 试验加载装置图

Fig. 2 Installation diagram of the test

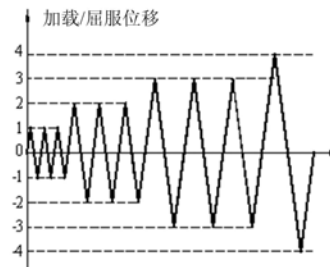


图3 加载制度示意

Fig. 3 The rule of loading

2.4 加载制度

试验时首先由液压千斤顶施加预压力 400kN,重复两次,用以消除千斤顶、垫块和构件接触间的不均匀性;随后加至 810kN,整个试验过程中竖向力保持恒定;然后由数控电动液压伺服作动器施加水平荷载,加载初期控制加载力,以较小的加载级数逐级加载,每级循环三次,并观察应变片读数,当在试验中工作状态良好的应变片读数达到接近屈服应变读数时改用位移控制,采用屈服时的位移为加载级数逐级加载,采用等幅位移加载,位移增量为 5mm,每级循环 3 次,直到构件承载能力下降到极限承载力的 80%左右或纵筋拉断时停止试验。考虑到控制过程及加力架阻力可能产生较大的误差,取极限承载力的 80%作为终止荷载,以确保获得抗震试验规范所规定的对应 85%的极限位移。加载示意见图 3。

3 试验结果

3.1 试验现象的描述

3.1.1 R-BP-0 试验现象

R-BP-0 为沿构件截面强轴方向施加水平荷载,其加载试验主要过程的受力特征如下:通过轴力加载横梁对墩施加轴力 810kN 后,以控制力的方式加载,正向荷载(推力)达到 35kN 时,墩帽位移 3mm,观察到墩脚离基座顶面 40mm 以及 170mm 处出现水平微裂缝;当荷载达到 65kN 时,应变片数值显示纵筋已接近屈服,此时位移达到 8.4mm,改为位移控制;采用等幅位移加载至 55mm 时承载力下降到极限承载力的 70%,停止试验,此时混凝土严重压碎(图 4),墩底形成明显的塑性铰,试验结束后拨离压碎混凝土,可看到纵筋明显压屈但没拉断,说明试件发生混凝土受压破坏。



图4 塑性铰区混凝土压碎严重

Fig. 4 Crushed concrete in the plastic hinge region

3.1.2 R-BP-34 试验现象

R-BP-34 为沿构件矩形截面的长对角线施加水平荷载,其加载试验主要过程的受力特征如下:通过轴力加载横梁对墩施加轴力 810kN 后,以控制力的方式加载,水平正向荷载(推力)达到 30kN 时,此时墩帽位移 3.78mm,发现到墩脚离基座顶面 30mm 以及 130mm 处出现水平微裂缝,长度约为 10cm;当荷载达到 60.5kN 时,应变片数值显示纵筋已经接近屈服,随即改为位移控制。采用等幅位移加载至 35mm 时,墩底角混凝土压碎严重,但由于钢纤维的作用,压碎混凝土并未脱落(图 5)。

3.1.3 R-BP-90 试验现象

R-BP-90 为沿构件截面弱轴方向施加水平荷载,其加载试验主要过程的受力特征如下:通过轴力加载横梁对墩施加轴力 810kN 后,以控制力的方式加载,水平荷载加到 20kN,墩未产生裂缝,滞回曲线呈直线;正向荷载(推力)达到 28kN 时,观察到墩脚离基座顶面 120mm、280mm 以及 370mm 处出现水平微裂缝;当加载到 50kN 时,纵筋应变片数值显示钢筋已经屈服,后采用位移加载。当位移增至 70mm 时,墩严重倾斜(图 6)且承载力已降到极限承载力的 80%,终止试验;此时混凝土并未脱落,裂而不散,试验后拨开塑性铰区混凝土可以看到一排钢筋明显屈曲但未拉断,说明试件属于混凝土受压破坏。



图 5 塑性铰区混凝土压碎

Fig. 5 Crushed concrete in the plastic hinge region



图 6 墩严重倾斜

Fig. 6 The sloped pier

3.2 试验数据的对比分析

3.2.1 三个试件滞回曲线对比

构件滞回曲线反映了构件在反复荷载作用下受力性能的变化,概括了构件强度、刚度、延性以及耗能等力学特征,是分析构件抗震性能的基础。三个试件的滞回曲线分别如图 7~图 9 所示。

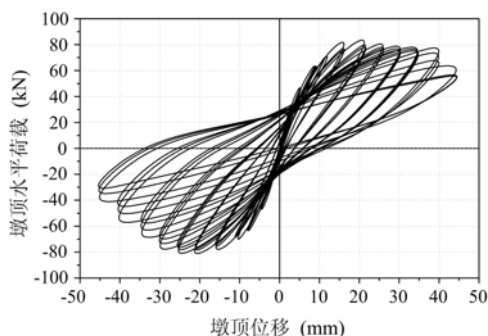


图 7 R-BP-0 荷载—位移滞回曲线

Fig. 7 The load-displacement hysteretic curve of R-BP-0 sample

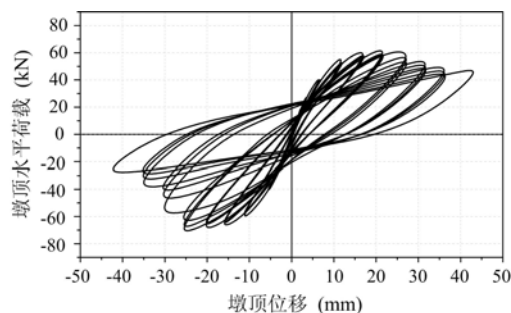


图 8 R-BP-34 荷载—位移滞回曲线

Fig. 8 The load-displacement hysteretic curve of R-BP-34 sample

从图 7~9 曲线可以看出:三个试件的滞回曲线均呈梭形且比较饱满,表明均具有较好的耗能能力,其滞回环图形不对称的原因可能在于正向和反向产生的裂缝也不是对称的,而且在加载过程中总有一个方向先达到更大的加载值所引起的;水平荷载加载方向对滞回曲线有较明显的影响,R-BP-34 骨架曲线经过极限承载力表现出较快下降的趋势,而 R-BP-0 和 R-BP-90 骨架曲线经过极限承载力下降缓慢,均有强度下降平台,说明其延性较好。

3.2.2 R-BP-0、R-BP-34、R-BP-90 骨架曲线对比

图 10 为三试件骨架曲线对比,表 2 为各试件的特征位移与水平荷载峰值,由图 13 以及表 2 可以看出:

- (1) R-BP-0 极限承载力最大,R-BP-90 的极限承载力最小;R-BP-34 的正向极限承载力接近 R-BP-90。R-BP-0 初始刚度最大,R-BP-90 最小。试件骨架曲线均有较明显弹性段、强化段和强度退化段。
- (2) R-BP-0 和 R-BP-90 骨架曲线经过极限承载力峰值后下降缓慢,均有强度下降平台,说明其延

性较好,且 R-BP-90 相对于 R-BP-0 有更长的下降平台,R-BP-34 骨架曲线呈锐曲线,经过极限承载力峰值后表现出较快下降的趋势,说明水平荷载加载方向对试件受力性能有较大影响,这与其钢筋布置形式有关。

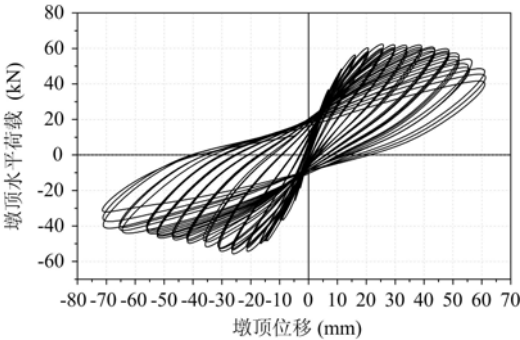


图 9 R-BP-90 荷载—位移滞回曲线
Fig. 9 The load-displacement hysteretic curve of R-BP-90 sample

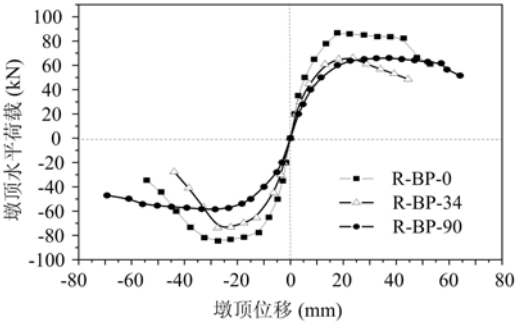


图 10 试件骨架曲线对比
Fig. 10 The comparison of skeleton curve of the tests

表 2 试件特征位移与水平荷载峰值
Tab. 2 The characteristic displacement and max-value of level load

试件编号	正 向 加 载			反 向 加 载		
	屈服位移 D_y (mm)	极限位移 D_u (mm)	水平荷载 峰值(kN)	屈服位移 D_y (mm)	极限位移 D_u (mm)	水平荷载 峰值(kN)
R-BP-0	8.96	47.84	86.77	-8.04	-40.6	-84.57
R-BP-34	—	40.14	66.13	—	-35.81	-73.8
R-BP-90	11.58	64.18	66.03	-14.94	-69.64	-58.48

注:表中屈服位移为受拉侧纵筋应变达到屈服应变时的墩顶位移,R-BP-34 试验中加载向顶角纵筋应变片损坏,故未给出其屈服位移。

3.2.3 位移延性系数的对比

位移延性系数 μ 可定义为构件屈服后的位移与构件屈服位移之比。 μ 可表示为^[10-11]:

$$\mu = D_u / D_y \tag{1}$$

式中: D_u 为极限位移; D_y 表示屈服位移。

本次试验采用试件荷载下降到最大荷载的 85% 时对应的位移为极限位移,极限荷载相应位移作为极限位移^[9],试验时这两种位移值可从实测得的力与位移曲线判断出,如当曲线达到峰值时即可认为构件达到极限荷载。

上述三个试件的屈服位移、极限位移和位移延性系数如表 3 所示。

表 3 试件特征位移与延性系数
Tab. 3 The characteristic displacement and ductility coefficient

试件编号	正 向 加 载			反 向 加 载		
	屈服位移 D_y (mm)	极限位移 D_u (mm)	位移延性系数 μ	屈服位移 D_y (mm)	极限位移 D_u (mm)	位移延性系数 μ
R-BP-0	9.94	47.84	4.81	-8.17	-40.6	4.97
R-BP-34	9.01	40.14	4.46	-9.4	-35.81	3.80
R-BP-90	12.33	64.18	5.20	-13.24	-69.64	5.23

从表 3 中的位移延性系数可看出:

(1) 所有试件均表现出较好延性,延性系数均大于 4, R-BP-90 延性最好,而 R-BP-34 位移延性系数最低,这是由于 R-BP-34 纵筋的布置形式决定了钢筋之间受力的不均匀性,并且随着循环次数的增加,塑性铰区纵筋与混凝土粘结作用丧失较快,累积损伤严重,导致荷载下降较快,延性较低。

(2) 水平荷载加载方向是影响墩位移延性系数的一个重要因素,弱轴向加载时墩的延性要好于强轴向加载,而对墩施加斜向水平荷载时,其延性要弱于正向加载时墩的延性。

3.2.4 荷载退化曲线

同级荷载退化系数 λ_{ji} 等于同一级加载的各次循环所得峰值点荷载与该级第一次循环所得峰值点荷载的比值,即 λ_{ji} 满足:

$$\lambda_{ji} = F_{ji} / F_{j1} \quad (2)$$

式中, λ_{ji} 为第 j 级加载第 i 次循环的同级荷载退化系数; F_{ji} 为第 j 级加载第 i 次循环所对应的峰值点荷载; F_{j1} 为第 j 级加载第 1 次循环所对应的峰值点荷载。

用荷载退化系数 α_i 来反映试件加载过程中荷载的整体退化特征, α_i 满足下式:

$$\alpha_i = F_i / F_{\max} \quad (3)$$

式中: α_i 为第 i 次加载循环时的荷载退化系数; F_i 为第 i 次加载循环时对应的峰值点荷载; $F_{\max}$ 为极限承载力。

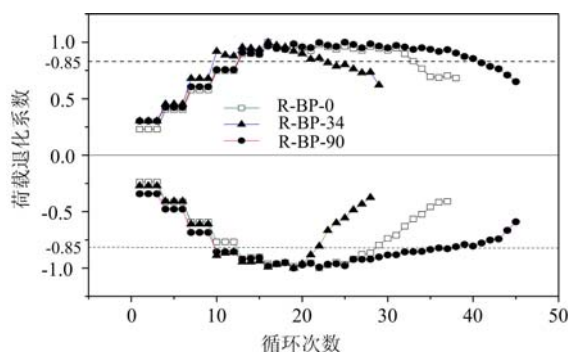


图 11 荷载退化系数对比

Fig. 11 The comparison of degenerate coefficients of the same degree of loads

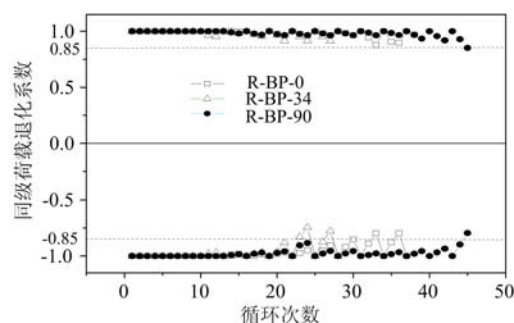


图 12 同级荷载退化系数对比

Fig. 12 The comparison of degenerate coefficients of loads

从图 11 可以看出, R-BP-34 荷载退化最快,延性较差;而 R-BP-0 和 R-BP-90 荷载退化较慢,荷载达到峰值后,荷载退化系数曲线基本保持水平,其延性较好。

图 12 为试件同级荷载退化曲线。从图中可以看出,在试件出现明显荷载退化之前,对应于相同的侧移率,同级荷载无明显退化,同级荷载退化曲线基本保持水平;在试件出现明显荷载退化之后, R-BP-34 同级荷载退化现象相对较严重, R-BP-0 次之,同级荷载曲线波动较大,呈明显的锯齿状,且 R-BP-34 同级荷载退化较早,而 R-BP-90 同级荷载退化曲线波动较小,基本呈水平,仅在极限状态时波动较大。

3.2.5 刚度退化曲线

为考察循环次数的增加对试件刚度的退化情况,引入平均刚度 K_{sj} :

$$K_{sj} = \sum_{i=1}^n F_{ji} / \sum_{i=1}^n \Delta_{ji} \quad (4)$$

式中: K_{sj} 为第 j 级加载时的平均刚度; F_{ji} 为第 j 级加载第 i 次循环对应的峰值点荷载; Δ_{ji} 为第 j 级加载第 i 次循环对应的峰值点位移; n 为每级荷载循环次数。

平均刚度 K_{sj} 实际为第 j 级加载下,所有侧移率(墩顶位移与墩高的比值)峰值点割线刚度的平均值,它综合反映了侧移率对试验构件刚度退化的影响^[6-10]。

等效刚度 K_s 为荷载—位移曲线上每次循环的峰值点与坐标原点连线的斜率^[7]。等效刚度 K_s 不

仅可以表现构件随侧移率增大的刚度退化情况,而且可以反映同级荷载下,低周疲劳对构件刚度退化的影响。

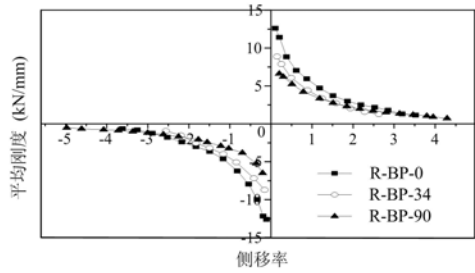


图 13 平均刚度退化曲线对比
Fig. 13 The comparison of stiffness degenerate curves

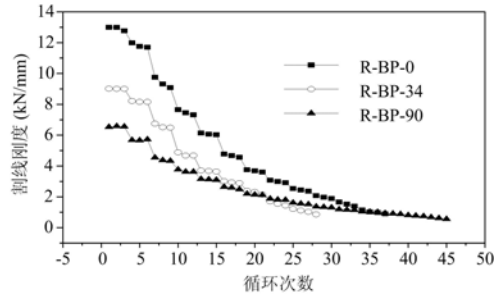


图 14 等效刚度退化曲线对比
Fig. 14 The comparison of equivalent stiffness degenerate curves

图 13 为试件平均刚度退化曲线的对比;图 14 为试件等效刚度退化曲线的对比。刚度退化曲线的基本特点是:平均刚度随着峰值侧移率的增大而减小,但试验后期试件刚度退化相对较小,而且刚度退化速率呈递减趋势,这是因为墩底塑性铰已逐步形成;等效刚度有着与平均刚度同样的变化特征,而且退化曲线呈倾斜的阶梯状,但随着循环次数的增多,等效刚度退化曲线由阶梯状趋于光滑,说明随着循环次数的增多,同级荷载退化趋于明显。同一荷载等级下加载循环次数对等效刚度的影响要小于因侧移率增大带来的影响。

3.3 非线性数值与试验值对比分析

3.3.1 弯矩—曲率—轴力关系分析

截面的弯矩 M 和曲率 ϕ 之间的关系反映了截面在常轴力 N 作用下抗弯刚度随荷载的变化能力。利用平截面假定,可采用截面条带法求解各单元截面的弯矩—曲率—轴力 ($M-\phi-N$) 关系曲线,详细计算原理见文[2],本文计算的材料本构关系见文[8]式(4-1)至(4-4),鉴于篇幅限制,本节仅给出计算结果。

表 4 控制截面弯矩理论值与试验值的比较

Tab. 4 The comparison of the moment of the key cross-section

试件编号		R-BP-0	R-BP-34	R-BP-90
开裂 弯矩	试验值(kN·m)	54.9	47.7	45.8
	理论值(kN·m)	55.2	47.9	47.3
	试验值/理论值	0.995	0.995	0.968
极限 弯矩	试验值(kN·m)	153.3	125.4	126.1
	理论值(kN·m)	159.0	143.7	140.4
	试验值/理论值	0.964	0.873	0.898

注:表中试验值为正反向试验弯矩的平均值

图 15 为各试件 $M-\phi-N$ 曲线的理论值与试验弯矩—曲率骨架曲线的比较,由于试验后期混凝土逐渐压碎,安装于混凝土表面的曲率测量仪器存在较大误差,因此试验曲线下降段未采用。从图中可以看出,曲线变化趋势基本相同,且截面极限弯矩的试验值与理论值比较接近。表 4 给出了墩底控制截面开裂弯矩与极限弯矩理论值与试验值的比较。从表中可以看出,截面开裂弯矩与极限弯矩试验值均小于理论值,开裂弯矩理论值与试验值很接近,差值均在 5% 以内,而极限弯矩试验值均为理论值的 10% 左右,说明该程序用于计算截面的极限弯矩和开裂弯矩是比较准确的。

3.3.2 $P-\Delta$ 曲线

图 16 为各试件单调水平荷载下 $P-\Delta$ (P 为试验荷载; Δ 为位移骨架曲线) 曲线的理论值与试验荷载一位移骨架曲线的比较。可以看出, 骨架曲线的形状大体上和单调加载曲线相似而极限荷载则略低; 试件开裂前, 理论曲线与试验所得骨架曲线吻合较好, 开裂后两曲线存在偏差, 除了 R-BP-34, 其他两试件理论曲线与试验曲线在钢筋屈服前偏差比较小。纵筋屈服后, 曲线理论值与实测值偏差增大; 反复荷载作用下的试验曲线较平缓, 且其极限水平承载力均要小于单向荷载作用下的极限承载力。

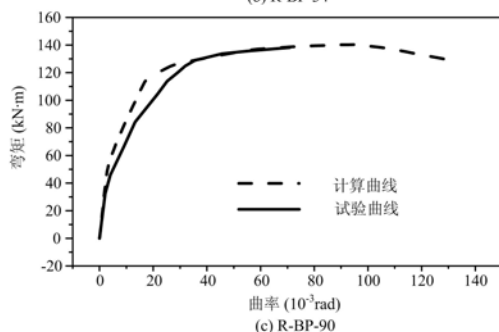
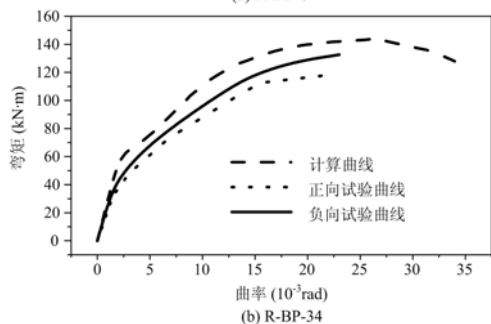
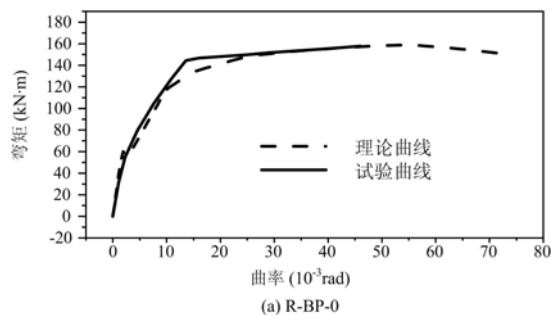


图 15 各构件 $M-\phi-N$ 曲线比较

Fig. 15 The comparison of the $M-\phi-N$ curves

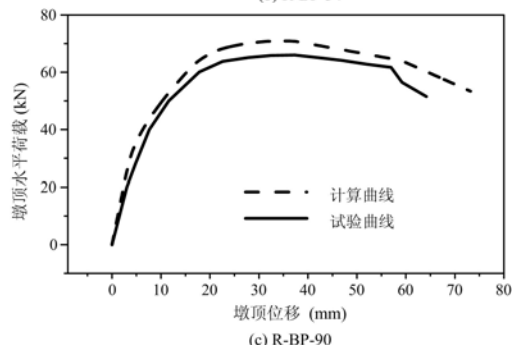
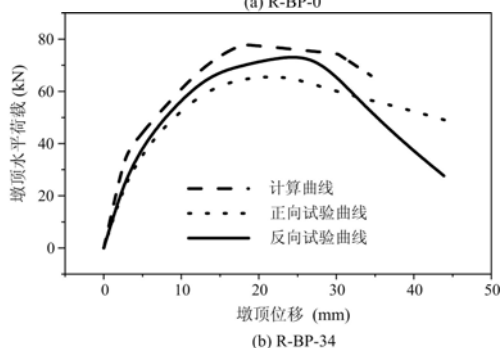
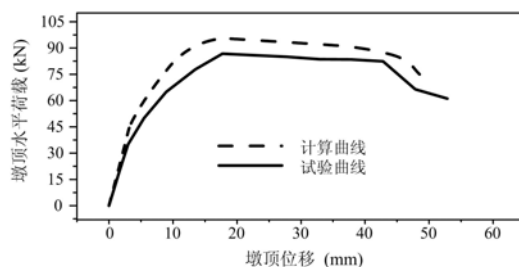


图 16 $P-\Delta$ 曲线比较

Fig. 16 The comparison of the $P-\Delta$ curves

4 结论

本文以 RPC 箱型桥墩为研究对象, 拟定了合理结构形式和尺寸, 通过对 3 个 RPC 箱型墩试件施加常轴力以及水平反复荷载, 研究了水平荷载作用方向对 RPC 箱型墩抗震性能的影响, 从试验现象、滞回曲线、骨架曲线和位移延性等方面对 RPC 箱型桥墩的低周反复加载试验结果进行了分析, 并进行了非线性数值与试验值对比分析, 得到如下结论:

(1) RPC 箱型墩在常轴力和水平反复荷载的共同作用下, 均呈弯曲型破坏。

(2) 滞回曲线均呈梭形且比较饱满, 表明其有较好的耗能能力; 水平荷载加载方向对滞回曲线有明显的影 响, R-BP-34 骨架曲线经过极限承载力表现出较快下降的趋势, 而 R-BP-0 和 R-BP-90 骨架曲线经过极限承载力下降缓慢, 均有强度下降平台, 说明其延性较好。

(3) 随着侧移率以及循环次数的增加, R-BP-0 和 R-BP-90 荷载退化较慢, 荷载达到峰值后, 荷载退化系数曲线基本保持水平, 其延性较好, 而 R-BP-34 荷载退化很快, 其延性较低。

(4) 所有试件均表现出较好的延性,延性系数均大于4,其中R-BP-90延性最好,R-BP-0次之。在同样的截面与配筋下,水平荷载加载方向是影响墩位移动延性的一个重要因素,斜向受力构件的抗震性能要弱于主轴受力构件。

(5) 编制桥墩在单向荷载作用下的全过程非线性数值分析程序,得出试验墩截面的弯矩—曲率理论关系以及墩顶水平荷载—位移关系,理论结果与试验结果吻合良好,表明了分析程序的正确性。

参考文献:

- [1] 黄栋. RPC预制拼装桥墩受力性能研究[D]. 北京:北京交通大学硕士论文,2005,30—41 (Huang Dong. The mechanical properties of pre-cast RPC bridge piers[D]. The Master Thesis of Beijing Jiaotong University, 2005: 30—41 (in Chinese))
- [2] 周轶峰. 活性粉末混凝土桥墩的受力性能研究[D]. 北京:北京交通大学硕士论文,2006: 66—72 (Zhou Yifeng. The mechanical properties of Reactive Powder Concrete bridge piers[D]. The Master Thesis of Beijing Jiaotong University, 2006:66—72(in Chinese))
- [3] 赵冠远, 阎贵平. 活性粉末混凝土柱的抗震性能试验研究[J]. 中国安全科学学报, 2004, 14(7):94—97 (Zhao Guanyuan, Yan Guiping. The experimental seismic analysis of Reactive powder concrete columns[J]. Journal of Safety and Science China, 2004, 14(7): 94—97(in Chinese))
- [4] 许丽娜. 活性粉末混凝土桥墩的地震响应分析[D]. 北京:北京交通大学硕士论文,2006: 19—72 (Xu Lina. The seismic response analysis of Reactive powder concrete bridge pier[J]. The Master Thesis of Beijing Jiaotong University, 2006: 19—72(in Chinese))
- [5] 郝文秀, 阎贵平, 钟铁毅等. 反复荷载作用下活性粉末混凝土箱型桥墩力学性能的试验研究[J]. 铁道学报, 2009, 31(5):60—64 (Hao Wenxiu, Yan Guiping, Zhong Tieyi, et al. The mechanical properties of RPC box bridge piers under cyclic loading[J]. Railway Journal of China, 2009, 31(5):60—64(in Chinese))
- [6] 单波. 活性粉末混凝土基本力学性能的试验与研究[D]. 长沙:湖南大学土木工程学院硕士论文,2002: 35—50 (Shan Bo. The experimental mechanical properties of Reactive Powder Concrete[D]. The Master Thesis of Hunan University, 2002: 35—50(in Chinese))
- [7] 范立础, 卓卫东. 桥梁延性抗震设计[M]. 北京:人民交通出版社,2001 (Fan Lichu, Zhuo Weidong. The seismic ductility design of bridges[M]. Beijing:China Communications Press,2001 (in Chinese))
- [8] 王诚. 活性粉末混凝土箱型桥墩抗震性能试验研究[D]. 长沙:湖南大学土木工程学院硕士论文,2010: 47—57 (Wang Cheng. The experimental study of RPC reinforced concrete columns[D]. The PhD thesis in Hunan University, 2010: 47—57 (in Chinese))
- [9] 中华人民共和国行业标准. 建筑抗震试验方法规程(JTJ 101—96)[S]. 北京:中国建筑工业出版社,1997 (The industry standards in People's Republic of China. The Experimental Seismic test methods procedures (JTJ 101—96)[S]. Beijing: China Building Industry Press, 1997(in Chinese))
- [10] 吴炎海, 何雁斌. 活性粉末混凝土(RPC200)的配置试验研究[J]. 中国公路学报, 2003, 16(4):44—49 (Wu Yanmei, He Yanbing. The experimental study of Reactive Powder Concrete (RPC200) [J]. China Highway Journal, 2003,16(4):44—49(in Chinese))
- [11] 方志, 杨剑. FRP和RPC在土木工程中的研究及应用[J]. 铁道科学与工程学报, 2005, 2(4):54—61 (Fang Zhi, Yang Jian. The application in civil engineering of the FRP and RPC[J]. Railway Science and Engineering Journal, 2005, 2(4):54—61(in Chinese))

Experimental Study and Numerical Analysis of the Seismic Performance of Reactive Power Concrete Box Pier

WANG Fei¹, YIN Xin-feng², FANG Zhi¹, FENG Ce-hong³

(1. College of Civil Engineering, Hunan University, Hunan 410082, China; 2. School of Civil Engineering and Architecture, Changsha University of Science & Technology, Hunan 410004, China; 3. Changsha Power Bureau, Hunan 410075, China)

Abstract: Taking a reactive power concrete (RPC) box pier as the object of study, 3 specimens with reasonable cross-section size and structure conformation were firstly designed. The effect of the direction angle of horizontal loading on the seismic performance of RPC box pier was experimentally studied through applying constant axial force and horizontal cyclic load. The ductility, hysteresis curve, skeleton curve, load degradation curve and stiffness degradation curve of specimen were studied, and the displacement ductility factor and energy loss factor of specimens were obtained. Non-linear numerical analysis program describing the complete process of specimen under one-way loading was compiled and verified by experimental results. Numerical and experimental results show that RPC box pier presents good seismic performance, and the direction angle of horizontal loading is a key factor in seismic performance of box pier, and the component subjected to oblique force presents weaker seismic performance than that of component subjected to axial force.

Keywords: Reactive Powder Concrete (RPC); box pier; seismic performance; hysteresis curve; horizontal load