

• 工程结构减震与隔震 •

DOI:10.12454/j.jsuese.202400013



新型预应力混凝土摇摆自复位桥墩抗震性能研究

彭涛¹, 王军文^{1,2*}, 郝玉军¹, 李春雨^{1,2}, 李勇^{1,2}, 郭进^{1,2}

(1. 石家庄铁道大学 土木工程学院, 河北 石家庄 050043; 2. 石家庄铁道大学 道路与铁道工程安全保障教育部重点实验室, 河北 石家庄 050043)

摘要:为顺应韧性抗震设计理念的新要求,提高预制拼装桥墩抗震性能和震后功能快速恢复能力,提出一种新型功能可恢复的塑性铰区扩大截面预应力混凝土摇摆自复位桥墩。介绍新型桥墩结构构造,分析桥墩工作机理;设计 2 组新型摇摆桥墩模型,基于 OpenSees 有限元分析软件,建立该桥墩的数值计算模型,验证模型可靠性;研究新型桥墩的滞回性能、承载力、耗能和残余位移等抗震性能参数;探讨耗能钢筋配筋率、上部和底部预应力筋的有效预应力对新型桥墩抗震性能的影响规律;从能量角度出发,提出摇摆自复位桥墩抗力韧性评价方法,对新型桥墩抗力韧性进行评价分析。结果表明:新型桥墩的滞回曲线呈现饱满“旗帜型”,捏缩效应显著,残余位移偏移比小于 1%,具有良好自复位能力和可修复性;其侧向承载力和位移延性相较于整体式钢筋混凝土桥墩分别增加 80% 和 20% 以上,具有更好的抗震性能;综合承载力、耗能能力及复位能力,当新型桥墩耗能钢筋配筋率在 0.5%~0.6% 之间,上部、底部预应力筋有效预应力分别为 484、646 MPa 时,桥墩抗震性能达到最优;所提出的抗力韧性评价方法能准确判别摇摆自复位桥墩不同阶段的抗力韧性。

关键词:预应力混凝土桥墩;摇摆自复位;功能可恢复;抗震韧性

中图分类号:U443.22

文献标志码:A

文章编号:2096-3246(2025)06-0093-11

传统桥墩的抗震设计基于延性设计理念^[1],在地震中通过桥墩塑性铰区的塑性变形来耗散能量,桥墩损伤严重,震后残余变形较大,修复困难,影响桥梁的正常使用^[2]。为此,近年来国内外学者提出并发展了基于可恢复功能设计理念的新型抗震结构和体系^[3-4]。具有损伤可控、功能可快速恢复等特点的韧性桥墩已成为当前桥梁工程抗震领域的研究热点^[5-6]。

关于摇摆自复位桥墩抗震结构和体系的研究可追溯至 1997 年, Mander 等^[7]将摇摆结构应用于桥梁抗震设计中,提出了无损伤破坏的摇摆自复位桥墩抗震设计理念; Cheng^[8]通过振动台试验发现摇摆结构体系震后残余位移小,自复位能力强,但该结构墩底接缝处无纵筋穿入基础或承台,其耗能能力较差^[9-10]。为增强摇摆桥墩的耗能能力, Palermo 等^[11]提出在摇摆桥墩体系中引入无黏结预应力筋和耗能部件,并通过试验证明该体系具有较好的自复位能力

和耗能能力。王军文等^[12-13]对预应力混凝土整体式和装配式空心桥墩的抗震性能和塑性损伤进行了拟静力试验和数值分析,得出内置耗能钢筋预制桥墩的自复位能力与耗能能力较强,残余位移小,结构损伤较轻的结论。司炳君等^[14]基于 OpenSees 研究了内置耗能钢筋对近断层地震下摇摆自复位桥墩地震反应的影响,其研究结果同样表明,桥墩耗能能力随着耗能钢筋配筋率增大而增强。但是,上述桥墩内置耗能部件震后不易修复、难更换的缺点,显然不满足韧性桥墩功能可快速恢复的特征。为此,国内外学者开展了各种可更换耗能元件的自复位桥墩的研究。White 等^[15]将预制节段内钢筋与承台采用机械连接方式连接,在预制节段塑性铰区外侧后浇混凝土,通过对该桥墩进行修复前、后的抗震性能试验研究,发现其具有良好的自复位能力、耗能能力和震后快速恢复能力。Wang 等^[16]将桥墩底节段分为核心区 and 外围的 4 块可更换超高性能混凝土(UHPC)板,利用机

收稿日期:2024-01-05 修回日期:2024-06-26 网络出版日期:2024-09-30

基金项目:国家自然科学基金项目(52578227;52178493);石家庄铁道大学研究生创新项目(YC2023007)

作者简介:彭涛(1992—),男,博士生。研究方向:桥梁抗震。E-mail: pengt@stdu.edu.cn.

*通信作者:王军文,教授,E-mail: wjunwen2901@163.com.

械连接将耗能钢棒置于核心区与UHPC板之间,通过拟静力试验验证了该桥墩的自复位能力和震后可恢复能力。以上研究中需对桥墩塑性铰区二次浇筑混凝土或复杂机械施工,其震后耗能元件更换过程较为复杂。贾俊峰^[17]、魏博^[18]等开展墩底塑性铰区采用钢套筒与耗能钢板、防屈曲盖板 and 连接螺栓组成的外置可更换耗能器的自复位预制拼装桥墩水平拟静力往复试验,其试验结果表明,耗能器更换前后桥墩的抗震性能基本一致,但是,该结构形式构造较复杂,墩底塑性铰区钢套筒发生损伤后修复困难。钟学琦等^[19]设计一种新型摇摆机械铰连接的自复位桥墩,该桥墩中摇摆铰利用后张预应力筋和U形耗能器为桥墩提供自复位与耗能能力,其理论研究和数值分析证明该桥墩体系具有更强的承载能力、自复位能力和适中耗能能力,但是,此桥墩适用于中低墩公路桥,对于公路高墩桥和铁路桥的适用性有待进一步研究。郭展等^[20]提出新型基底摇摆隔震桥墩,将墩底增设加台,利用限位钢板和高阻尼橡胶垫块代替预应力钢筋组件和耗能组件,通过振动台试验验证该新型桥墩能够降低墩顶水平加速度和墩底应力值,但是,会增大墩顶水平位移,其横桥向刚度减弱。

随着桥梁韧性结构体系不断发展,对其抗震韧性的评价也逐渐引起了国内外学者的广泛重视。2003年,Bruneau等^[3]提出结构体系抗震韧性的量化评估框架,指出抗震韧性的两个重要标准:地震安全性和震后可恢复性。国家标准《建筑抗震韧性评价标准》(GB/T 38591—2020)^[21]的实施,极大地推动了建筑抗震韧性评价工作的发展。根据上述标准,周颖等^[22]对屈曲约束支撑-钢框架建筑开展抗震韧性评价分析;康现栋等^[23]对单体建筑进行了抗震韧性评价,得到建筑抗震韧性曲线;Hooman等^[24]提出评价公路桥梁在地震作用下抗震韧性指标,可更好展现桥墩震后的剩余强度和倒塌破坏模式。但上述抗震韧性评价方法对摇摆桥墩体系抗震韧性评价是否适用需进一步验证。目前,关于摇摆自复位桥墩抗震韧性评价仍需要进一步深入开展,特别是针对功能可恢复新型桥墩。

鉴于此,本文融合预制拼装技术和摇摆自复位桥墩的优势,提出一种新型功能可恢复的塑性铰区扩大截面预应力混凝土摇摆自复位(RSPC)桥墩;基于OpenSees建立桥墩的数值模型,在验证模型可靠性基础上,对RSPC桥墩的抗震性能和影响参数进行分析;并从能量角度提出桥墩抗力韧性评价方法,对其抗力韧性进行量化分析。本研究为此类新型桥墩抗震设计和韧性评价提供参考和借鉴。

1 新型摇摆自复位桥墩体系

1.1 结构构造

RSPC桥墩结构构造如图1(a)所示,包含承台、预制底部节段(塑性铰区呈扩大截面)、预制上部节段、预应力筋组、耗能钢筋组等部分^[25]。

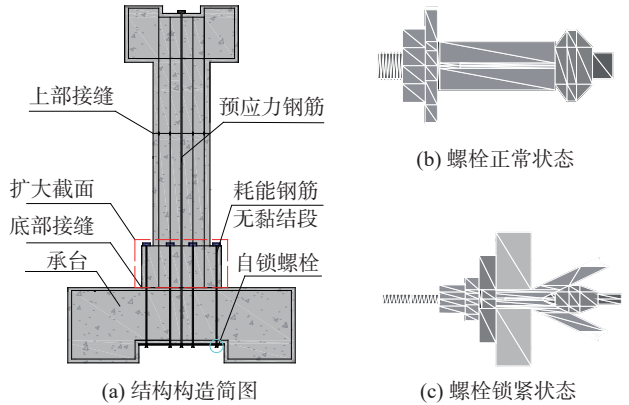


图1 RSPC桥墩结构简图

Fig. 1 Structural diagram of RSPC piers

1.1.1 RSPC桥墩设计优点

1) RSPC桥墩与内置无黏结耗能钢筋摇摆桥墩体系相比,桥墩耗能钢筋固定在扩大截面处,采用机械连接的方式进行锚固,便于安装与更换,震后可对桥墩快速修复。

2) 与外置耗能器摇摆桥墩体系相比,RSPC桥墩结构构造简单,桥墩震后维修成本低,耗能钢筋设置在扩大截面混凝土内,并在塑性铰区扩大截面的外部设置防尘罩以避免雨水进入,降低钢筋腐蚀速率,提高耐久性。

3) 塑性铰区增设扩大截面,不仅为无黏结耗能钢筋提供锚固平台,而且耗能钢筋锚固在扩大截面处能够提高墩底抵抗弯矩,提升桥墩水平承载力。

1.1.2 RSPC桥墩耗能钢筋与预应力钢筋的施工方法

1) 耗能钢筋安装。耗能钢筋顶端带有螺纹与高强螺栓连接,底端设置自锁式单向螺栓(图1(b)),以无黏结形式穿过扩大截面预留聚氯乙烯(PVC)孔道。顶端通过高强螺栓不断锁紧,锁紧过程中为底端自锁式单向螺栓提供预紧力;底端螺栓在预紧力作用下锁扣打开并锁紧(图1(c)),从而可以实现耗能钢筋的锚固。

2) 耗能钢筋更换。震后被拉断的耗能钢筋上部可以直接取出,底部利用电火花机将其熔断取出;在原PVC孔道更换耗能钢筋,通过高强螺栓和自锁式单向螺栓进行锚固。

3) 预应力钢筋安装。预制节段通过预应力钢筋组连接成整体,接缝为干接缝;预应力钢筋组通过后张法进行张拉,且始终保持弹性。

1.2 工作原理

RSPC 桥墩通过预应力钢筋将预制节段与承台连接成整体,保证桥墩的整体性。如图 2(a)所示:当小震发生时,墩柱和上部结构的自重使桥梁结构能够维持稳定且不发生摇摆,抵御地震作用;此工况下该桥墩与传统桥墩的工作机理类似。如图 2(b)所示:当中、大震发生时,当提高弯矩超过初始抵抗弯矩,预制桥墩摇摆结构在地震力的作用下会产生摆动,桥墩塑性铰区扩大截面处耗能钢筋发挥作用以耗散大部分地震能量,且桥墩摇摆过滤地震能量;在摇摆过程中墩柱、上部结构自重及预应力钢筋所提供的恢复力对桥墩进行复位,使结构的摆动幅度可控,并通过桥墩摆动可实现耗能减震目的。如图 2(c)所示:震后,损伤主要集中于耗能钢筋组上,结构主体不受损伤或低损伤;通过快速更换受损耗能钢筋,完成对桥墩震后功能的快速恢复,使桥梁达到正常使用状态。图 2 中, F 为扰动外力, Δ 为墩顶位移, P_G 为上部结构自重, P_T 为初始有效预应力, F_c 为混凝土压力, F_{EDi} 为耗能钢筋拉力, ΔF_{PT} 为预应力钢筋拉力增量, C 为受压区高度, D 为墩底截面宽度, θ 为墩底转角。

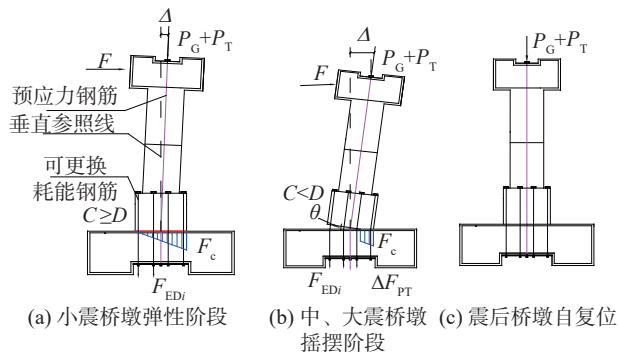


图 2 RSPC 桥墩的力学性能分析

Fig. 2 Mechanical properties analysis of RSPC piers

2 桥墩有限元模型及可靠性验证

2.1 模型试件设计

本文设计两节段预制拼装摇摆自复位桥墩,其预制节段不等高桥墩 RSPC1(图 3(a))与预制节段等高桥墩 RSPC2(图 3(b))。预应力钢束采用 $\Phi^{S15.2}$ mm 低松弛钢绞线,抗拉强度标准值为 1 860 MPa。RSPC1 桥墩上下预制节段长度比为 5:9;预应力筋采用中心贯穿方式布置,配筋率为 0.47%,有效预应力为 430 MPa。RSPC2 桥墩预应力筋布置分为上、下两部分,上部节段预应力筋四周分布,配筋率为 0.62%,有效预应力为 323 MPa;底部节段预应力筋中心贯穿方式布置,配筋率为 0.24%,有效预应力为 430 MPa。纵筋、耗能钢筋配筋率分别为 1.50%、0.53%;恒载轴压比设计值均为 0.1;桥墩均采用 C30 混凝土。作为对比的整体式

RC 桥墩,其墩身尺寸和配筋如图 3(c)所示。

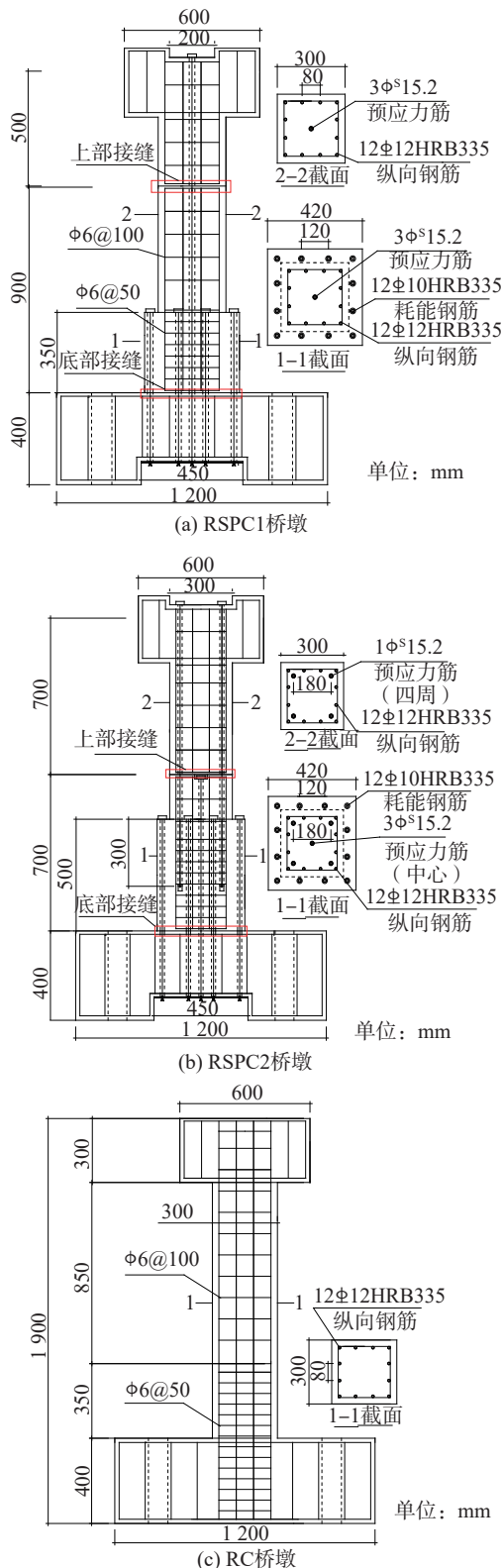


图 3 桥墩结构设计图

Fig. 3 Structural design diagram of piers

2.2 有限元模型建立

利用 OpenSees 软件建立 RSPC 桥墩有限元模型(图 4),采用 dispBeamColumn 单元模拟墩身节段,单元

截面采用纤维网格划分,混凝土采用 Concrete01 模型,混凝土参数取值如表 1 所示。表 1 中, f_c 、 E_c 、 ϵ_c 、 ϵ_{cu} 分别为混凝土抗压强度标准值、弹性模量、峰值应变和极限应变。其本构采用修正的 Kent-Park 模型(图 5(a)),混凝土增强系数 K 为 1.113(箍筋加密区)、1.065(箍筋非加密区),约束混凝土极限应变 ϵ'_{cu} 取 0.013 5(箍筋加密区)、0.008 7(箍筋非加密区),纵筋、耗能钢筋选用 Reinforcing Steel 本构模型(图 5(b)),其中, f_y 、 f_{su} 、 ϵ_{sh} 、 ϵ_{su} 、 E_s 、 E_{sh} 分别为钢筋屈服强度、极限强度、强化起点应变、峰值应变、弹性模量、强化起点切线模量),钢筋参数取值如表 2 所示。计算时,耗能钢筋应变超过 ϵ_{su} 则视为拉断,可利用 Min-Max 材料模拟;预应力筋采用理想弹塑性模型。无黏结预应力筋和耗能钢筋均采用 Truss 单元模拟,节段间间接缝采用不考虑受拉的素混凝土薄片模拟,RC 桥墩模型通过在墩底附加 zeroLengthSection 单元来模拟墩底纵筋滑移的影响,钢筋滑移材料选用 Bond_SP01 材料本构模型^[26]。

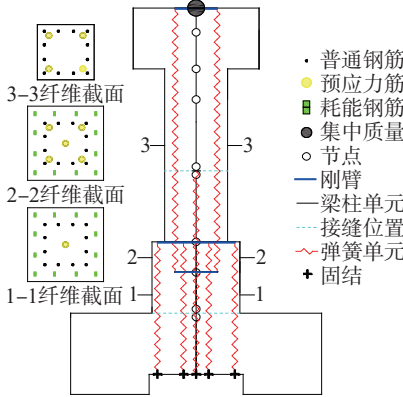


图 4 RSPC 桥墩有限元模型

Fig. 4 Finite element model of RSPC piers

表 1 混凝土参数取值

Tab. 1 Parameters values of concrete

参数	f_c /MPa	E_c /MPa	ϵ_c	ϵ_{cu}
取值	20.1	30 000	0.002	0.004

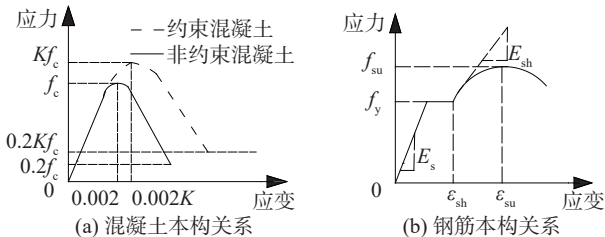


图 5 材料本构关系

Fig. 5 Material constitutive relation

表 2 钢筋参数取值

Tab. 2 Parameters values of steel

参数	f_y /MPa	f_{su} /MPa	E_s /MPa	E_{sh} /MPa	ϵ_{sh}	ϵ_{su}
取值	335	505	200 000	6 000	0.016	0.09

2.3 有限元模型可靠性验证

使用文献[27]开展的整体式 RC 桥墩、预应力摇摆 UCPB-2 桥墩拟静力试验结果验证本文建模方法。桥墩的模拟与试验结果如图 6 所示。由图 6 可知,两类桥墩的荷载-位移滞回曲线的模拟值与试验值均吻合较好,表明采用第 2.2 节方法建立的桥墩有限元模型是可靠的。

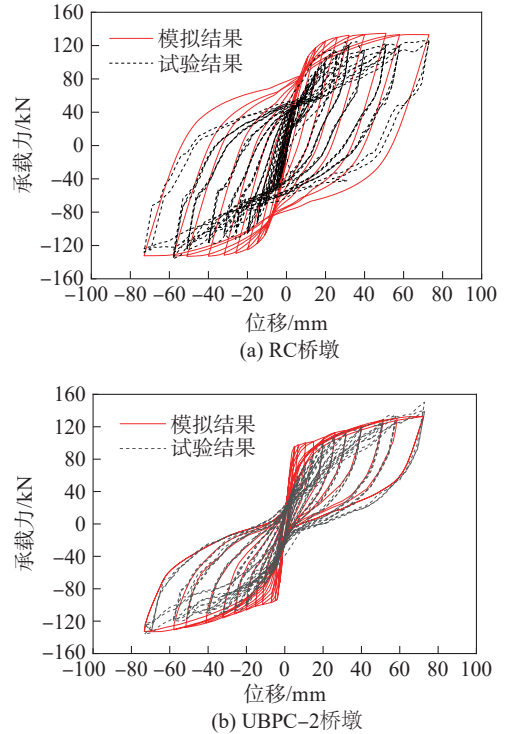


图 6 桥墩滞回曲线模拟结果与试验结果

Fig. 6 Simulation results and test results of piers' hysteresis curves

3 新型摇摆自复位桥墩抗震性能研究

3.1 滞回曲线与耗能分析

采用变幅、等幅混合位移加载制度如图 7 所示。

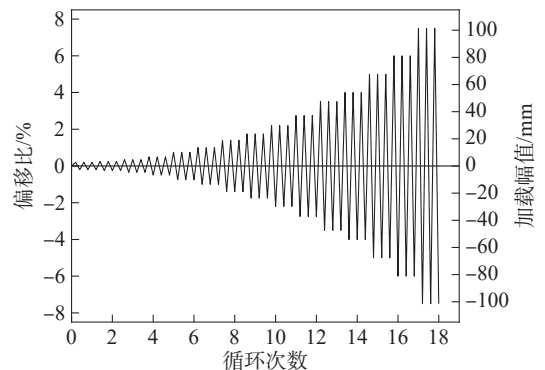


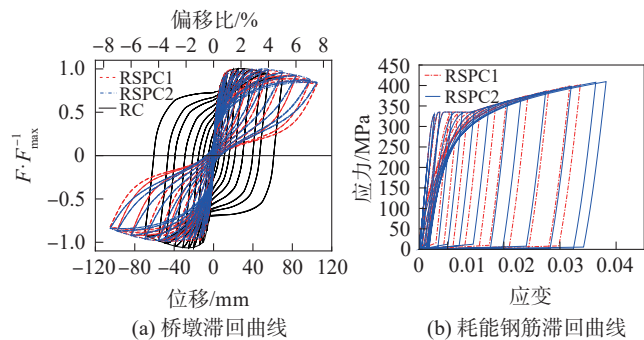
图 7 试验加载制度

Fig. 7 Loading protocol of specimens

由图 7 可见,每级荷载循环 3 周,当试件的水平承载能力下降到最大承载能力的 85% 时或试件发生严重破坏不能继续承受轴向压力,加载停止。

为了具有可比性,通过归一化处理,将桥墩的水平承载力 F 与峰值承载力 F_{max} 的比值作为桥墩的承载力相对值,桥墩的滞回曲线如图 8(a)所示。由图 8(a)可知,RC 桥墩的滞回环较饱满,RSPC1、RSPC2 模型的滞回曲线均呈现饱满“旗帜型”,捏缩效应显著,卸载后桥墩的残余位移较小,具有良好的复位能力。外侧耗能钢筋的滞回曲线如图 8(b)所示。由图 8(b)可知:加载初期,RSPC1、RSPC2 耗能钢筋的应力变化趋势相同;随着加载位移增加,最外侧耗能钢筋进入塑性阶段,此后 RSPC2 耗能钢筋的滞回环比 RSPC1 更饱满。

基于滞回曲线,得到各桥墩累积滞回耗能 E_q 变化曲线,如图 8(c)所示。由图 8(c)可知:当水平位移小于 20 mm 时,墩身基本处于弹性阶段,各试件的滞回耗能均处于较低水平,耗能曲线增长缓慢;随着加载位移增



加,桥墩进入塑性工作状态的程度不断加深,耗能曲线稳定增长。RC 桥墩在加载至极限位移前,其累积耗能始终大于 RSPC1、RSPC2 桥墩,但加载至极限位移处,RSPC1、RSPC2 桥墩的累积耗能较 RC 桥墩提高了 57.1% 和 76.6%,表明 RSPC 桥墩具有较好的耗能能力;加载前期,RSPC1、RSPC2 桥墩的累积耗能相近;加载后期,RSPC2 桥墩的耗能能力大于 RSPC1 桥墩的耗能能力,比 RSPC1 桥墩提高了 12.4%。各桥墩的等效黏滞阻尼系数 ζ_{eq} 变化曲线,如图 8(d)所示。由图 8(d)可知:RC 桥墩的 ζ_{eq} 明显大于 RSPC 桥墩的 ζ_{eq} ,表明 RC 桥墩的滞回曲线饱满度更高。加载前期,RSPC1、RSPC2 桥墩的 ζ_{eq} 变化趋势相同,桥墩滞回曲线饱满度相同;加载后期,桥墩进入塑性 RSPC2 桥墩的 ζ_{eq} 值大于 RSPC1 桥墩的 ζ_{eq} 值,RSPC2 的滞回曲线饱满度高于 RSPC1。

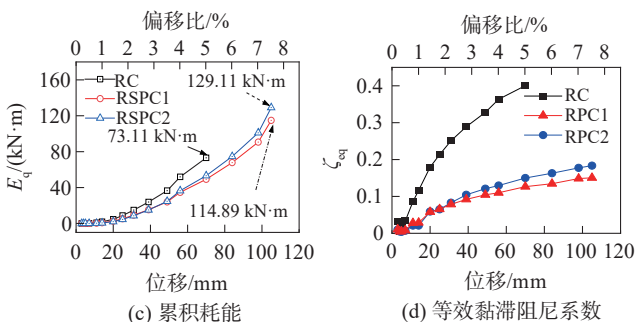


图 8 桥墩模型数值计算结果

Fig. 8 Simulation results of piers' model

3.2 骨架曲线与延性系数

以各试件的位移延性系数 μ 评价其塑性变形能力:

$$\mu = \Delta_u / \Delta_y \tag{1}$$

式中, Δ_u 为极限位移, Δ_y 为屈服位移。

基于滞回曲线,通过归一化计算得到的各桥墩骨架曲线如图 9 所示。

利用 Park^[28] 提出的方法得到其主要特征点(屈服点、峰值点和极限点)的参数,如表 3 所示。

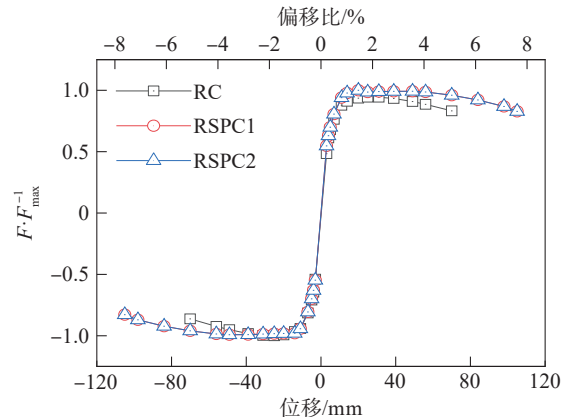


图 9 桥墩的骨架曲线

Fig. 9 Skeleton curves of piers

表 3 试件骨架曲线特征点和延性系数

Tab. 3 Values of characteristic points on skeleton curves and ductility coefficients of specimens

试件	F_y/kN	Δ_y/mm	F_{max}/kN	Δ_{max}/mm	F_u/kN	Δ_u/mm	μ
RC	41.2	7.6	49.0	29.0	42.0	77.2	10.2
RSPC1	76.0	7.8	90.0	30.0	76.5	101.3	12.9
RSPC2	81.1	8.4	95.5	53.0	81.2	103.3	12.3

注: F_y 、 F_u 分别为桥墩屈服荷载、极限荷载, Δ_{max} 为桥墩峰值位移。

从图 9、表 3 可以看出:相比于 RC 桥墩,RSPC 桥墩的峰值荷载均提高 80% 以上,因为耗能钢筋布置在扩大截面处,增加钢筋抵抗弯矩,使得 RSPC 桥墩水平承载力明显提升。RSPC 桥墩的延性系数均提高 20% 以上。由此可知,相比于 RC 桥墩,RSPC 桥墩具有更高的承载力和延性,抗震性能更优;对比 RSPC1、RSPC2 桥墩的承载力与位移延性可知,RSPC2 桥墩的抗震性能更优。

3.3 残余位移

3 组桥墩的残余位移随加载位移的变化曲线如图 10 所示。由图 10 可知,RC 桥墩残余位移随着水平位移增加明显增大,RSPC 桥墩的残余位移明显小于 RC

桥墩, RSPC1、RSPC2 桥墩的最大残余位移仅为 RC 桥墩约 1/12 和 1/9, 其残余位移偏移比均小于 1%, 符合震后桥墩可修复的抗震要求^[29], 表明摇摆自复位桥墩具有良好的复位能力和可修复性。

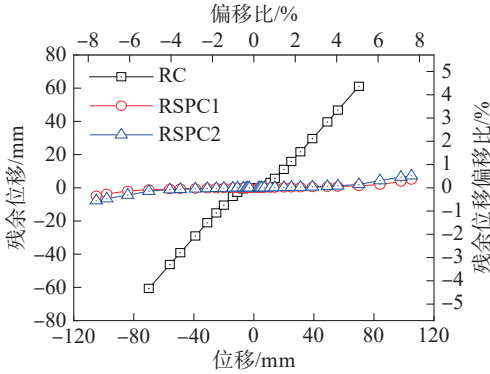


图 10 桥墩残余位移

Fig. 10 Residual displacement of piers

4 参数分析

为进一步探讨摇摆自复位桥墩抗震性能, 从桥墩耗能和复位的角度出发, 将耗能钢筋配筋率、上部和底部预应力筋的有效预应力作为主要影响参数, 以 RSPC2 桥墩为基准模型开展参数分析。

4.1 耗能钢筋配筋率的影响

耗能钢筋作为摇摆自复位桥墩结构的主要耗能装置, 当耗能钢筋配筋率偏小时, 桥墩的耗能能力差, 反之, 地震力作用下耗能钢筋发生塑性变形会对摇摆桥墩的复位能力带来不利影响。因此, 引入耗能部件贡献率 λ_{ED} ^[29]作为衡量标准:

$$\lambda_{ED} = (V_{exp} - V_{exp0}) / V_{exp} \quad (2)$$

式中, V_{exp} 、 V_{exp0} 分别为有、无耗能钢筋时桥墩的最大抗侧力。

耗能钢筋配筋率 ρ_{ED} 分别取 0.34%、0.47%、0.57%、0.61%、0.69%, 其余参数与基准模型保持一致, 5 种工况下 RSPC2 桥墩的承载力、累积耗能、残余位移偏移比和抗侧强度贡献率变化情况如表 4 所示。从表 4 可知: 随着 ρ_{ED} 的增加, RSPC2 桥墩的承载力、累积耗能、桥墩残余位移偏移比逐渐增大。当 ρ_{ED} 为 0.69% 时, 桥墩的加载位移达到极限点位移后, 桥墩的残余位移偏移比大于 1%; 当 ρ_{ED} 小于 0.61% 时, 其残余位移偏移比均小于或等于 1%, 且耗能钢筋抗侧强度贡献率均小于 Ou 等^[30]给出的建议值 35%, 此时可保证桥墩具有良好的复位能力和耗能能力, 满足功能可恢复桥墩的抗震韧性需求, 因此, 建议 RSPC2 桥墩的耗能钢筋配筋率取 0.5%~0.6%, 该取值与文献[31]中建议的自复位桥墩的耗能钢筋合理配筋率结果相近。

表 4 ρ_{ED} 不同时 RSPC2 桥墩数值计算结果

Tab. 4 Numerical simulation results of RSPC2 piers with different ρ_{ED}

$\rho_{ED}/\%$	最大承载力/ kN	累积耗能/ (kN·m)	残余位移偏 移比/%	抗侧强度 贡献率/%
0.34	87.6	85.7	0.16	23.3
0.47	94.2	108.8	0.39	28.7
0.57	97.5	119.4	0.68	30.3
0.61	101.4	130.9	1.04	33.7
0.69	105.4	142.1	1.44	36.2

4.2 上部预应力筋有效预应力的影响

上部预应力筋有效预应力 σ_{ST} 分别取 162、323、484、581 MPa, 其余参数与基准模型保持一致, RSPC2 桥墩的滞回曲线如图 11 所示, 其承载力、累积耗能、等效黏滞阻尼系数、残余位移偏移比变化如表 5 所示。

从图 11 可知: 当 σ_{ST} 为 581 MPa 时, 在加载位移达到 36 mm, 桥墩承载力明显下降, 此时加载停止。其他工况中, RSPC2 桥墩的滞回曲线形状均为“旗帜型”, 捏拢效应明显。由表 5 可知, 随着 σ_{ST} 增加, RSPC2 桥墩的承载力降低, 累积耗能、残余位移偏移比不断增加。

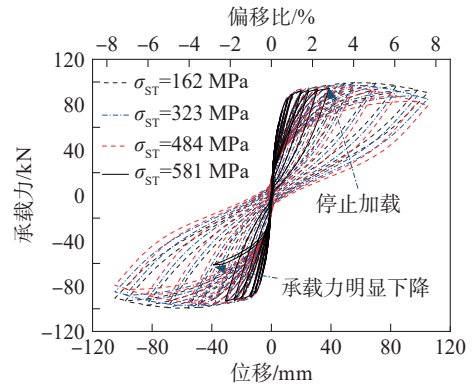


图 11 RSPC2 桥墩滞回曲线

Fig. 11 Hysteresis curves of RSPC2 piers

表 5 σ_{ST} 不同时 RSPC2 桥墩数值计算结果

Tab. 5 Numerical simulation results of RSPC2 piers with different σ_{ST}

σ_{ST}/MPa	最大承载力/ kN	累积耗能/ (kN·m)	等效黏滞 阻尼系数	残余位移偏 移比/%
162	99.4	109.5	0.130	0.56
323	97.5	119.4	0.145	0.68
484	95.8	127.9	0.160	0.79
581	94.3	—	—	—

注: “—”表示该数值不具参考意义。

不同 σ_{ST} 工况下, RSPC2 桥墩的节段接缝张开宽度变化曲线如图 12 所示。由图 12 可知: 两接缝张开宽度均随加载位移的增加而增大; 3 种工况下, 上部接缝张开宽度最大值分别为 1.17、0.68、0.36 mm, 与底部接

缝张开宽度的比值为 16.7%、9.7%、4.9%;当 σ_{ST} 增加时,预制节段上部接缝张开宽度大幅度降低。摇摆自复位桥墩摇摆界面主要在底部接缝处,增加上部预应力筋有效预应力,提高预制节段整体性,往复荷载作用下的上部接缝张开宽度降低,接缝张开宽度比明显下降,此时扩大截面处耗能钢筋的塑性变形耗散能量、桥墩的耗能能力提高,其摇摆性能更优。因此,当 σ_{ST} 为 484 MPa 时,上部接缝与底部接缝张开宽度比最小,预应力筋可提高上部预制节段整体性,提升摇摆性能,保证 RSPC2 桥墩具有良好的复位能力和耗能能力。

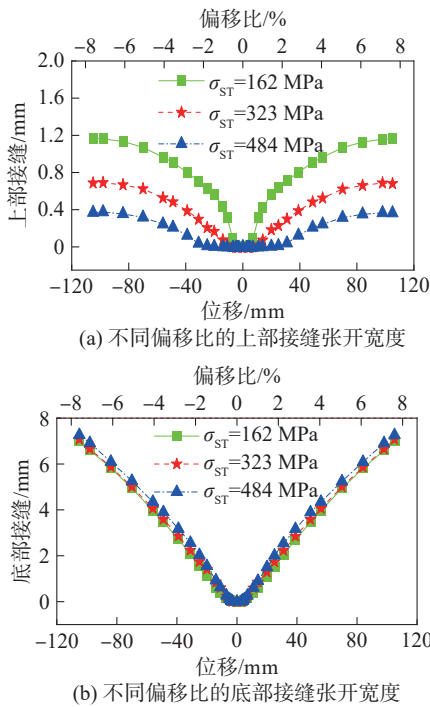


图 12 σ_{ST} 不同时 RSPC2 桥墩接缝张开宽度
Fig. 12 Joint opening amount of RSPC2 piers with different σ_{ST}

4.3 底部预应力筋有效预应力的影响

底部预应力筋的有效预应力 σ_{SB} 分别取 215、430、646、861 MPa,其余参数与基准模型保持一致,4 种工况下 RSPC2 桥墩的承载力、累积耗能、残余位移偏移比、屈服后刚度和位移延性系数变化情况如表 6 所示。

表 6 σ_{SB} 不同时 RSPC2 桥墩数值计算结果

Tab. 6 Numerical simulation results of RSPC2 piers with different σ_{SB}

σ_{SB} /MPa	最大承载力/kN	累积耗能/(kN·m)	残余位移偏移比/%	屈服后刚度/(kN·m ⁻¹)	位移延性系数
215	91.1	124.4	0.89	357.7	10.9
430	97.5	119.4	0.68	382.4	12.5
646	102.4	112.5	0.48	408.8	13.0
861	108.1	112.2	0.51	584.8	12.4

从表 6 中可知:当 σ_{SB} 增加时,RSPC2 桥墩的承载力提高,累积耗能、残余位移偏移比减小,屈服后刚度提高,位移延性系数呈现先增大后减小变化趋势;当 σ_{SB} 为 646 MPa 时,RSPC2 桥墩的位移延性达到最优。

不同 σ_{SB} 工况下,RSPC2 桥墩的节段接缝张开宽度变化曲线如图 13 所示。由图 13 可知:两接缝张开宽度均随加载位移的增加而增大;当加载位移相同时,随着 σ_{SB} 增加,上部接缝张开宽度增加,底部接缝张开宽度降低,上部接缝张开宽度与底部接缝张开宽度比最大差值仅为 3%,由此可知,底部预应力筋的有效预应力变化对接缝张开宽度影响较小。

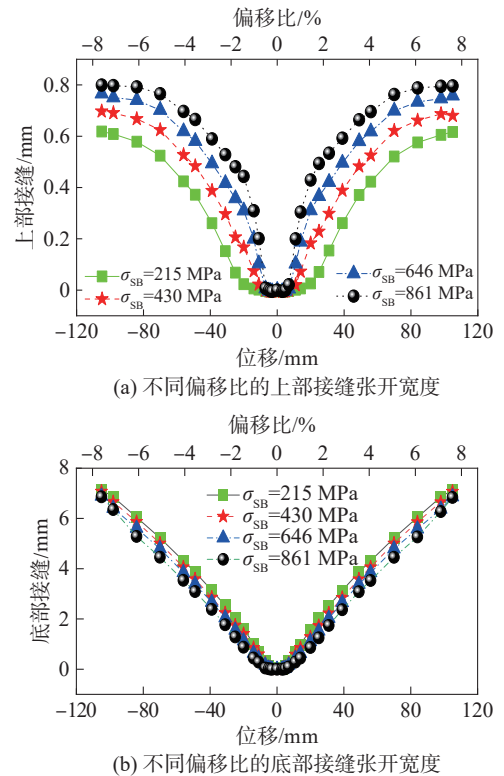


图 13 σ_{SB} 不同时 RSPC2 桥墩接缝张开宽度
Fig. 13 Joint opening amount of RSPC2 piers with different σ_{SB}

综上所述,为满足 RSPC2 桥墩自复位能力和耗能能力韧性抗震需求,考虑底部预应力筋的有效预应力对桥墩承载力、残余位移偏移比、耗能能力、屈服后刚度、位移延性的影响,当底部预应力筋的有效预应力为 646 MPa 时,RSPC2 桥墩的抗震性能达到最优。

5 新型摇摆自复位桥墩抗力韧性评价

抗震韧性评价是检验韧性结构性能提升效果的重要方法,结构抗力韧性^[32]定义为“结构在地震后维持原有建筑功能的能力”,桥墩结构抗力韧性应综合桥墩水平极限承载力、塑性铰区转动能力,以及水平峰值承载力后持荷能力等方面指标。对桥墩结构进行

韧性评估有利于开展桥梁结构震后功能恢复工作。

为进一步验证 RSPC 桥墩抵御灾害、吸收地震能量的能力和安全储备,本文在文献[33]基础上提出摇摆自复位桥墩抗力韧性评价方法,从能量角度对其抗力韧性进行分析。

5.1 桥墩抗力韧性评价

1) 桥墩初始抗力韧性可用达峰值承载力时初始刚度比 R_s 表示,其计算公式为:

$$R_s = D_r / D_p \quad (3)$$

式中, D_r 、 D_p 分别为 RSPC 桥墩和对照组桥墩墩顶至峰值位移 Δ_m 时的能量吸收值。 R_s 值越大,表明桥墩的水平极限承载力与峰值位移提升越多,抵御灾害时吸收能量越大,初始抗力韧性越强。

2) 桥墩残余抗力韧性可用桥墩达峰值承载力后吸收能量的残余刚度比 R_1 表示,其计算公式为:

$$R_1 = D_t / D_L \quad (4)$$

式中: D_t 为墩顶水平位移自 Δ_m 至 Δ_t 范围内桥墩吸收能量值,其中, Δ_m 为桥墩峰值位移, $\Delta_t = \Delta_m + \theta L$ (L 为桥墩高度; θ 为偏移比,当 θ 取值为 2%、4% 时其抗力韧性用 R_1 、 R_2 表示); D_L 为桥墩达峰值承载力后吸收能量理想最大值,其计算公式为:

$$D_L = F_m \cdot (\Delta_t - \Delta_m) \quad (5)$$

当桥墩承载力下降至峰值承载力的 85% 时,能量吸收值记为 D_u ,其 R_u 表示极限抗力韧性值。 R_1 、 R_u 值越大,则桥墩在峰值承载力后吸收地震能量的能力越大,持荷能力越强。

5.2 桥墩抗力韧性分析

为研究耗能钢筋配筋率、上部与底部预应力筋有效预应力等参数对 RSPC2 桥墩抗力韧性影响,将摇摆自复位桥墩作为对照组,根据弯矩贡献等效原则,计算对照组桥墩耗能和自复位组件设计参数。

当摇摆自复位桥墩摇摆界面张开角为 θ' 时,墩底截面抵抗弯矩 $M_{\theta'}$ 为:

$$M_{\theta'} = M_G + M_{SC} + M_{ED} \quad (6)$$

式中, M_G 、 M_{SC} 和 M_{ED} 分别为结构自重、自复位组件(无黏结预应力钢筋)、耗能组件对墩底截面抵抗弯矩贡献项。

1) 不考虑桥墩弯曲变形影响,小角度张开 θ' 时,结构自重提供的弯矩为:

$$M_G = G(d - L\theta') \quad (7)$$

式中, G 为上部结构重力, d 为墩底中心点到受压区边缘的距离。

2) 无黏结预应力钢筋提供的弯矩为:

$$M_{SC} = (k_{SC}d\theta' + F_0)d \quad (8)$$

式中: k_{SC} 为预应力筋拉伸刚度, $k_{SC} = E_{SC}A_{SC}/l_{SC}$, 其中,

E_{SC} 、 A_{SC} 和 l_{SC} 分别为预应力筋的弹性模量、面积和无黏结长度; F_0 为预应力筋有效拉力, $F_0 = f_{SC0}A_{SC}$, 其中, f_{SC0} 为预应力筋的有效预应力值。

3) 耗能钢筋组提供的弯矩为:

$$M_{ED} = \sum_{i=1}^m nF_{EDi} \cdot d_{EDi} \quad (9)$$

式中: F_{ED} 为耗能钢筋的拉力, $F_{EDi} = k_{ED}d_{EDi}\theta'$, 其中, k_{ED} 为耗能钢筋的抗拉刚度, $k_{ED} = E_{ED}A_{ED}/l_{ED}^*$ (E_{ED} 、 A_{ED} 和 l_{ED}^* 分别为耗能钢筋的弹性模量、面积和无黏结长度); m 与 n 分别为塑性铰区扩大截面受拉侧钢筋列数与对列的钢筋个数。

通过式(7)~(9),根据桥墩结构自重、预应力钢筋组、耗能钢筋组提供的抵抗弯矩分别进行等效计算,得到对照组桥墩(图 14)设计参数,其恒载轴压比为 0.14、预应力轴压比为 0.17、耗能钢筋配筋率为 1.06%。

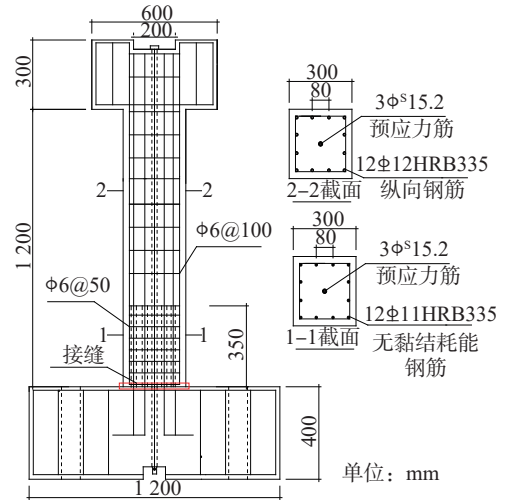


图 14 对照组桥墩结构设计图

Fig. 14 Structural design diagram of reference piers

计算桥墩抗力韧性值变化情况如表 7 所示。

表 7 RSPC2 桥墩抗力韧性变化

Tab. 7 Change of toughness of the resistance resilience of RSPC2 piers

桥墩类型	R_s	R_1	R_2	R_u
对照组桥墩	1.00	0.942	0.919	0.915
$\rho_{ED}/\%$	0.34	2.25	0.974	0.952
	0.47	2.31	0.975	0.955
	0.53	2.82	0.981	0.960
	0.61	2.88	0.982	0.962
	162	2.92	0.969	0.954
RSPC2 桥墩	σ_{ST}/MPa	323	2.82	0.981
		484	2.17	0.982
		215	2.73	0.981
	σ_{SB}/MPa	430	2.82	0.981
	646	2.93	0.983	

由表7可知:RSPC2桥墩的初始抗力韧度比 R_s 均大于对照组桥墩,RSPC2桥墩的残余抗力韧度比 R_1 、 R_2 、 R_u 均分别大于对照组的 R_1 、 R_2 、 R_u ,表明RSPC桥墩的抗力韧性优于预制整体式摇摆自复位桥墩。RSPC2桥墩的 R_s 、 R_1 、 R_2 、 R_u 值均随着 ρ_{ED} 增加而增大;当 ρ_{ED} 为0.53%、0.61%时,其抗力韧性值相近,综合抗力韧性均达到最优,与第4.1节中耗能钢筋建议值0.5%~0.6%相吻合。当 σ_{ST} 增加时,RSPC2桥墩的 R_s 值降低,初始抗力韧性值下降,但仍大于2.0,其 R_1 、 R_2 、 R_u 逐渐增加;当 σ_{ST} 为484 MPa时,RSPC2桥墩的残余抗力韧性更优,持荷能力更强。当 σ_{SB} 增加时,RSPC2桥墩的 R_s 值逐渐增大,其 R_1 、 R_2 、 R_u 值呈减小趋势;但当偏移比相同时, R_1 、 R_2 、 R_u 的差值均在0.004之内;当 σ_{SB} 为646 MPa时,其综合抗力韧性达到最优。这与第4.2~4.3节中RSPC2桥墩的抗震性能达最优时预应力筋的有效预应力值相吻合。

6 结论

本文基于桥梁韧性结构抗震理念提出一种功能可恢复的预应力混凝土摇摆自复位桥墩,利用OpenSees对其抗震性能和影响参数进行分析,并从能量角度进行桥墩抗力韧性评价,得到以下主要结论:

1)与RC桥墩相比,RSPC桥墩具有良好复位能力,耗能能力、承载能力和延性、抗震性能更优;该桥墩的结构形式简单,震后结构主体不受损伤或低损伤,仅更换损伤耗能钢筋可实现功能快速恢复;从桥墩抗震性能和工程实际角度出发,推荐预制节段等高RSPC2桥墩作为新型摇摆自复位桥墩,该桥墩是一种发展潜力巨大的抗震韧性结构。

2)耗能钢筋配筋率和预应力筋有效张拉力是决定摇摆自复位桥墩耗能和复位能力的关键设计参数。对RSPC2桥墩而言,当耗能钢筋配筋率在0.5%~0.6%范围内,上部、底部预应力筋有效预应力分别为484、646 MPa时,桥墩的抗震性能达到最优。

3)从能量角度出发,对RSPC桥墩进行抗力韧性评价,验证了其具有更优的吸收地震能量能力和安全储备;该方法能准确判别桥墩不同阶段抗力韧性,可应用于该类桥墩抗震韧性的计算。

参考文献:

- [1] 中华人民共和国交通运输部.公路桥梁抗震设计规范:JTG/T 2231-01—2020[S].北京:人民交通出版社,2020.
- [2] Kawashima K,MacRae G A,Hoshikuma J I,et al.Residual displacement response spectrum[J].Journal of Structural Engineering,1998,124(5):523-530.
- [3] Bruneau M,Chang S E,Eguchi R T,et al.A framework to quantitatively assess and enhance the seismic resilience of communities[J].Earthquake Spectra,2003,19(4):733-752.
- [4] Lü Xilin,Chen Yun,Mao Yuanjun.New concept of structural seismic design: Earthquake resilient structures[J].Journal of Tongji University(Natural Science),2011,39(7):941-948.[吕西林,陈云,毛苑君.结构抗震设计的新概念——可恢复功能结构[J].同济大学学报(自然科学版),2011,39(7):941-948.]
- [5] Jia Junfeng,Wei Bo,Du Xiuli,et al.Research progress of seismic resilient girder bridges at home and abroad from WCEE[J].Journal of Traffic and Transportation Engineering,2022,22(6):25-45.[贾俊峰,魏博,杜修力,等.从WCEE看国内外韧性抗震梁桥研究进展[J].交通运输工程学报,2022,22(6):25-45.]
- [6] Wang Jingquan,Wang Zhen,Gao Yufeng,et al.Review on aseismic behavior of precast piers:New material,new concept,and new application[J].Engineering Mechanics,2019,36(3):1-23.[王景全,王震,高玉峰,等.预制桥墩体系抗震性能研究进展:新材料、新理念、新应用[J].工程力学,2019,36(3):1-23.]
- [7] Mander J,Cheng C T.Seismic resistance of bridge piers based on damage avoidance design:NCEER-97-0014[R].Buffalo:State University of New York,1997.
- [8] Cheng C T.Shaking table tests of a self-centering designed bridge substructure[J].Engineering Structures,2008,30(12):3426-3433.
- [9] Gao Jing,Ge Jiping,Lin Tieliang.Pseudo static test for precast segmental bridge columns with dry joints[J].Journal of Vibration and Shock,2011,30(4):211-216.[高婧,葛继平,林铁良.干接缝节段拼装桥墩拟静力试验研究[J].振动与冲击,2011,30(4):211-216.]
- [10] Bu Zhanyu,Ou Yuchen,Song Jianwei,et al.Hysteretic modeling of unbonded posttensioned precast segmental bridge columns with circular section based on cyclic loading test[J].Journal of Bridge Engineering,2016,21(6):04016016.
- [11] Palermo A,Pampanin S,Marriott D.Design,modeling,and experimental response of seismic resistant bridge piers with posttensioned dissipating connections[J].Journal of Structural Engineering,2007,133(11):1648-1661.
- [12] Wang Junwen,Zhang Weiguang,Ai Qinghua.Comparative experiment on seismic performance of PC and RC hollow piers[J].China Journal of Highway and Transport,2015,28(4):76-85.[王军文,张伟光,艾庆华.PC与RC空心墩抗震性能试验对比[J].中国公路学报,2015,28(4):76-85.]
- [13] Wang Junwen,Ding Shiguang,Bai Weigang,et al.Seismic damage assessment and influence parameter analysis of precast segmental prestressed piers[J].China Journal of Highway and Transport,2018,31(12):258-266.[王军文,丁世广,白维刚,等.装配式预应力桥墩地震损伤评估及影响参数分析[J].中国公路学报,2018,31(12):258-266.]
- [14] Si Bingjun,Gu Mingyang,Sun Zhiguo,et al.Seismic response analysis of the rocking self-centering bridge piers under the near-fault ground motions[J].Engineering Mechanics,2017,34(10):87-97.[司炳君,谷明洋,孙治国,等.近断层地震动下摇摆-自复位桥墩地震反应分析[J].工程力学,2017,34(10):87-97.]

- [15] White S, Palermo A. Quasi-static testing of posttensioned non-emplative column-footing connections for bridge piers[J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2016, 21(6): 04016025.
- [16] Wang Zhen, Wang Jingquan, Tang Yuchuan, et al. Seismic behavior of precast segmental UHPC bridge columns with replaceable external cover plates and internal dissipaters[J]. *Engineering Structures*, 2018, 177: 540–555.
- [17] Jia Junfeng, Wei Bo, Ou Jinping, et al. Tests for seismic performance of prefabricated self-centering bridge piers with external replaceable energy dissipator[J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2021, 40(5): 154–162. [贾俊峰, 魏博, 欧进萍, 等. 外置可更换耗能器的预制拼装自复位桥墩抗震性能试验研究[J]. *振动与冲击*, 2021, 40(5): 154–162.]
- [18] Wei Bo, Jia Junfeng, Ou Jinping, et al. Study on the effect of exterior dampers on the seismic performance of self-centering precast bridge columns[J]. *China Journal of Highway and Transport*, 2021, 34(2): 220–229. [魏博, 贾俊峰, 欧进萍, 等. 外置耗能器对自复位预制 RC 桥墩抗震性能的影响研究[J]. *中国公路学报*, 2021, 34(2): 220–229.]
- [19] Zhong Xueqi, Li Jianzhong, Gao Haoyuan, et al. Research on seismic performance of self-centering bridge pier based on rocking mechanical hinge connection[J]. *Bridge Construction*, 2023, 53(2): 52–59. [钟学琦, 李建中, 高浩原, 等. 基于摇摆机械铰连接的自复位桥墩抗震性能研究[J]. *桥梁建设*, 2023, 53(2): 52–59.]
- [20] Guo Zhan, Chen Xingchong, Ding Mingbo, et al. Experimental study and analysis on the seismic performance of new base rocking isolation bridge piers[J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2020, 39(4): 69–74. [郭展, 陈兴冲, 丁明波, 等. 新型基底摇摆隔震桥墩柱抗震性能试验与分析[J]. *振动与冲击*, 2020, 39(4): 69–74.]
- [21] 国家市场监督管理总局, 国家标准化管理委员会. 建筑抗震韧性评价标准: GB/T 38591—2020[S]. 北京: 中国标准出版社, 2020.
- [22] Zhou Ying, Zhao Jiamei, Xiao Yi. Study on seismic resilience assessment of BRB-steel frame building based on various assessment standards[J]. *Journal of Building Structures*, 2023, 44(4): 204–215. [周颖, 赵佳美, 肖意. 基于不同评价标准的屈曲约束支撑-钢框架建筑抗震韧性评价研究[J]. *建筑结构学报*, 2023, 44(4): 204–215.]
- [23] Kang Xiandong, Fu Haoran, Zhao Guang, et al. Research and application of evaluation methods for earthquake resilience of individual building structure[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2021, 54(8): 37–42. [康现栋, 付皓然, 赵光, 等. 单体建筑抗震韧性评估方法研究与应用[J]. *土木工程学报*, 2021, 54(8): 37–42.]
- [24] Hooman Ghasemi S, Lee Jiyun. Measuring instantaneous resilience of a highway bridge subjected to earthquake events[J]. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2021, 2675(9): 1681–1692.
- [25] 王军文, 彭涛, 张秋雨, 等. 一种塑性铰区扩大截面装配式摇摆桥墩及其施工方法: CN113668368A, 中国[P]. 2021–11–19.
- [26] Zhao J, Sritharan S. Modeling of strain penetration effects in fiber-based analysis of reinforced concrete structures[J]. *ACI Structural Journal*, 2007, 104(2): 133–141.
- [27] Zhang Weiguang. Investigation on seismic performance of precast segmental post-tensioned concrete hollow columns[D]. Shijiazhuang: Shijiazhuang Tiedao University, 2014. [张伟光. 后张预应力预制拼装式空心桥墩抗震性能研究[D]. 石家庄: 石家庄铁道大学, 2014.]
- [28] Park R. Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing[J]. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 1989, 22(3): 155–166.
- [29] JRA (Japan Road Association). Design specifications of highway bridges. Part V: Seismic design: JRA—2012[S]. Tokyo: JRA, 2012.
- [30] Ou Yuchen, Tsai M S, Chang Kuochun, et al. Cyclic behavior of precast segmental concrete bridge columns with high performance or conventional steel reinforcing bars as energy dissipation bars[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2010, 39(11): 1181–1198.
- [31] Bao Zehua, Li Jianzhong, Li Yongxing, et al. Research on the design method of reasonable reinforcement ratio of energy-dissipation bars in self-centering columns[J]. *Engineering Mechanics*, 2022, 39(10): 88–98. [鲍泽华, 李建中, 李永兴, 等. 自复位桥墩耗能钢筋合理配筋率的设计方法研究[J]. *工程力学*, 2022, 39(10): 88–98.]
- [32] Lu Dechun, Ma Chao, Du Xiuli, et al. Earthquake resilience of urban underground structures: State of the art[J]. *Scientia Sinica (Technologica)*, 2022, 52(10): 1469–1483. [路德春, 马超, 杜修力, 等. 城市地下结构抗震韧性研究进展[J]. *中国科学: 技术科学*, 2022, 52(10): 1469–1483.]
- [33] Gao Danying, Zhao Liangping, Feng Hu, et al. Flexural toughness and its evaluation method of steel fiber reinforced concrete[J]. *Journal of Building Materials*, 2014, 17(5): 783–789. [高丹盈, 赵亮平, 冯虎, 等. 钢纤维混凝土弯曲韧性及其评价方法[J]. *建筑材料学报*, 2014, 17(5): 783–789.]

Seismic Performance of the New Rocking Self-centering Prestressed Concrete Bridge Piers

PENG Tao¹, WANG Junwen^{1,2*}, HAO Yujun¹, LI Chunyu^{1,2}, LI Yong^{1,2}, GUO Jin^{1,2}

(1. School of Civil Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China;

2. Key Laboratory of Roads and Railway Engineering Safety Control, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China)

Abstract:

Objective A functionally recoverable rocking self-centering prestressed concrete (RSPC) pier with an expanded section in the plastic hinge zone is proposed to comply with the current requirements of the resilient seismic design concept and to enhance the seismic performance and rapid post-earthquake recovery of prefabricated assembled pier columns.

Methods Based on the OpenSees software, the numerical calculation models of the RSPC piers were established. After verifying the reliability of the models, the seismic performance of the RSPC piers was studied, and the effects of parameters were analyzed, including the reinforcement ratio of energy-consuming rebars and the initial prestress values for prestressed tendons of the upper and bottom sections. The evaluation method for the resistance resilience of the rocking self-centering piers was proposed from the energy perspective, and the RSPC piers were analyzed under different design parameters.

Results and Discussions Two-section prefabricated rocking self-centering piers, namely the prefabricated pier with unequal height (RSPC1) and the prefabricated pier with equal height (RSPC2), were designed. The hysteretic curves of the RSPC1 and RSPC2 piers exhibited an obvious flag shape, the pinching effect was significant, and both showed superior self-centering ability. The hysteresis curves of the energy-consuming steel bars of the RSPC piers were analyzed. When the energy-consuming steel bars entered the plastic stage, the hysteresis curves of the RSPC2 piers' energy-consuming steel bars were fuller than those of the RSPC1 piers. Before loading reached the ultimate displacement, the cumulative energy consumption of the monolithic reinforced concrete (RC) piers was always greater than that of the RSPC piers. However, the maximum cumulative energy consumption of the RSPC1 and RSPC2 piers was 57.1% and 76.6% higher than that of the RC piers, respectively. The energy dissipation capacity of the RSPC2 piers was greater than that of the RSPC1 piers, and the maximum cumulative energy dissipation was 12.4% higher than that of the RSPC1 piers. The equivalent viscous damping coefficient (ζ_{eq}) of the RC piers was significantly greater than that of the RSPC piers. After the piers entered the plastic stage, ζ_{eq} of the RSPC2 piers was greater than that of the RSPC1 piers, and the hysteretic curve fullness of the RSPC2 piers was higher than that of the RSPC1 piers. Compared to the RC piers, the peak bearing capacity of the RSPC piers increased by 83.7% and 94.9%, while the ductility coefficient increased by 26.5% and 20.6%, respectively. The peak bearing capacity of the RSPC2 piers was 6% higher than that of the RSPC1 piers, and the displacement ductility coefficient was 4% lower. The residual displacement of the RSPC piers was significantly smaller than that of the RC piers, with the residual displacement deviation ratio being less than 1%. The maximum residual displacement of the RSPC1 and RSPC2 piers was only about 1/12 and 1/9 of that of the RC piers, respectively. Taking the RSPC2 piers as the benchmark model, the reinforcement ratio of the energy-consuming rebars and the effective prestress values for prestressed tendons of the upper and bottom sections were selected as the main influencing parameters for the parameter analysis. The reinforcement ratio (ρ_{ED}) of the energy-consuming steel bars was 0.34%, 0.47%, 0.57%, 0.61%, and 0.69%. With the increase of ρ_{ED} , the bearing capacity, cumulative energy consumption, and residual displacement deviation ratio of the RSPC2 piers gradually increased. When $\rho_{ED} = 0.69\%$, the residual deviation ratio of the pier exceeded 1%. When ρ_{ED} was less than 0.61%, the residual offset ratio was less than or equal to 1%, and the contribution rate of the lateral strength of the energy-consuming steel bars was less than 35%, which ensured that the piers maintained better self-centering ability and energy dissipation capacity. The effective prestress of the upper prestressed tendons (σ_{ST}) was 162, 323, 484, and 581 MPa. When $\sigma_{ST} = 581$ MPa, the loading displacement reached 36 mm, the bearing capacity of the pier decreased significantly, and the loading was stopped. Under other working conditions, as σ_{ST} increased, the bearing capacity of the RSPC2 piers decreased, while the cumulative energy consumption and residual displacement increased. The maximum joint openings of the upper section were 1.17, 0.68, and 0.36 mm, and their ratios to the joint openings of the bottom section were 16.7%, 9.7%, and 4.9%, respectively. As σ_{ST} increases, the joint opening of the upper section of the precast segment decreases significantly. When $\sigma_{ST} = 484$ MPa, the ratio of the upper joint opening to the bottom joint opening was the smallest, and the prestressed tendons improved the integrity of the upper section, enhanced the rocking performance, and ensured that the RSPC2 piers maintained better self-centering ability and energy dissipation capacity. The effective prestress of the bottom prestressed tendons (σ_{SB}) was 215, 430, 646, and 861 MPa. As σ_{SB} increases, the bearing capacity of the RSPC2 piers rises, while the cumulative energy consumption and residual displacement decrease. The stiffness after yielding increases, and the displacement ductility coefficient first increases and then decreases. The displacement ductility of the RSPC2 piers reached the optimal value when $\sigma_{SB} = 646$ MPa. The maximum difference in the ratio of the upper joint opening to the bottom joint opening was only 3%. The seismic resilience of the RSPC2 piers was analyzed from an energy perspective. The initial resistance resilience ratio (R_s) was greater than 1.00, and the residual resistance resilience ratios (R_1, R_2, R_u) were greater than those of the reference piers. The $R_s, R_1, R_2,$ and R_u of the RSPC2 piers all increased with the increase of ρ_{ED} . When $\rho_{ED} = 0.53\%$ and 0.61%, the comprehensive resistance resilience reached its optimal value. As σ_{ST} increases, R_s decreases but remains greater than 2.0, while $R_1, R_2,$ and R_u gradually increase. When $\sigma_{ST} = 484$ MPa, the residual resistance resilience of the RSPC2 piers was superior. As σ_{SB} increases, R_s gradually improves, while $R_1, R_2,$ and R_u decrease, but the changes remain within 0.004. When $\sigma_{SB} = 646$ MPa, the comprehensive resistance resilience reached its optimal state.

Conclusions The hysteretic curves of the RSPC piers exhibited an evident flag-shaped pattern with a significant pinching effect, and the residual deflection rate was less than 1%, indicating good self-centering ability and repairability. The lateral bearing capacity and displacement ductility of the RSPC piers increased by more than 80% and 20%, respectively, compared to RC piers, demonstrating superior seismic performance. Considering the comprehensive lateral bearing capacity, energy dissipation capacity, and self-centering capacity, the reasonable range of the reinforcement ratio of the energy-consuming rebars in the RSPC piers was determined to be 0.5% ~ 0.6%. The seismic performance of the new piers was optimal when the effective prestress values for the prestressed tendons in the upper and bottom sections were 484 and 646 MPa, respectively. The proposed evaluation method for assessing the resistance resilience of the RSPC piers can accurately identify the resistance resilience of the piers at different stages.

Key words: prestressed concrete bridge columns; rocking self-centering; restorable function; seismic resilience

(编辑 赵 婧)

引用格式: Peng Tao, Wang Junwen, Hao Yujun, et al. Seismic performance of the new rocking self-centering prestressed concrete bridge piers[J]. Advanced Engineering Sciences, 2025, 57(6): 93–103. [彭涛, 王军文, 郝玉军, 等. 新型预应力混凝土摇摆自复位桥墩抗震性能研究[J]. 工程科学与技术, 2025, 57(6): 93–103.]