

文章编号: 1000-4750(2011)09-0122-07

干接缝节段拼装桥墩振动台试验研究

*葛继平¹, 王志强²

(1. 上海应用技术学院城市建设与安全工程学院, 上海 200235; 2. 同济大学桥梁工程系, 上海 200092)

摘 要: 为探讨节段拼装桥墩的抗震性能, 设计了一个包含 5 种不同类型混凝土桥墩的试验方案, 其中 3 种为节段拼装桥墩, 其余 2 种分别为整体现浇钢筋混凝土桥墩和无粘结预应力混凝土桥墩。采用振动台试验方法比较分析了这 5 种不同构造类型混凝土桥墩的动力特性, 损伤的发展过程, 接缝的扩展规律, 相同加速度激励下的最大位移响应等, 总结了不同类型桥墩的地震响应特点和规律。试验结果表明: 节段拼装预应力混凝土桥墩的破坏现象主要是塑性铰节段墩底接缝的张开, 塑性铰节段墩身没有发生损伤现象, 随输入增加, 接缝张开程度逐渐增大, 表现为明显的摇摆现象。在相同输入下, 节段拼装试件的最大位移响应大于同等整体现浇钢筋混凝土试件。耗能钢筋的存在可以增加桥墩的侧向刚度, 减小最大位移响应, 延缓接缝的张开, 增加结构的耗能能力。有粘结预应力筋的存在, 使得节段拼装桥墩在较大输入激励下, 预应力筋易发生屈服, 从而导致位移响应急剧增大。

关键词: 节段拼装; 干接缝; 振动台试验; 耗能钢筋; 抗震性能

中图分类号: P315.5; U443.22 **文献标志码:** A

SHAKE TABLE TESTS OF SEGMENTAL BRIDGE COLUMNS WITH MATCH-CAST DRY JOINTS

*GE Ji-ping¹, WANG Zhi-qiang²

(1. School of Urban Construction and Safety Engineering, Shanghai Institute of Technology, Shanghai 200235, China;

2. Department of Bridge Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: To investigate the seismic performance of precast segmental bridge columns, an experiment including five concrete bridge columns was designed; among them three were precast segmental bridge columns and the other two were cast-in-place bridge columns. Through the shake table test under the same peak gravity acceleration (PGA), the seismic behaviors of the five concrete bridge columns were demonstrated including the dynamic properties, the damage process, the opening of the joints and the displacement response. Results showed that, for the three precast segmental bridge columns, significant flexural cracking occurred at the joints in the plastic hinge zones while no cracks were observed in the body of segmental column. With the increasing of the excitation, the opening of the joints became larger showing the swaying phenomenon. The displacement response of the precast segmental bridge column was larger than that of the conventional cast-in-place reinforced concrete bridge column. The existing of energy-dissipating bars increased the stiffness, mitigated the displacement response, delayed the opening of joints and dissipated more energy. For the precast segmental bridge column with the bonded prestressing strands, the displacement response increased significantly due to the yielding of prestressing strands under large earthquakes.

Key words: precast segment; dry joint; shake table test; energy-dissipating bar; seismic performance

收稿日期: 2009-12-29; 修改日期: 2010-01-27

基金项目: 国家自然科学基金项目(50508032); 铁道部科技开发项目(2010G007-J); 上海市教委优青基金项目(YYY09007)

作者简介: *葛继平(1979—), 男, 江苏南通人, 讲师, 博士, 从事桥梁工程研究(E-mail: bridgejiping@126.com);

王志强(1971—), 男, 山西榆次人, 副教授, 博士, 从事桥梁抗震研究。

目前对节段拼装桥墩开展了大量的拟静力试验研究^[1]。但是拟静力试验方法不能全面把握节段拼装预应力混凝土桥墩的抗震性能,而采用最接近实际地震效应的振动台试验方法研究节段拼装预应力混凝土桥墩的研究成果还未见报道^[1-4]。已有的普通钢筋混凝土桥墩的振动台研究可以指导本文试验研究的开展^[4-8]。本文主要采用振动台试验方法研究节段拼装桥墩抗震性能,比较不同构造方式混凝土桥墩的动力特性和在相同输入下的地震响应特征和规律,研究各种桥墩的损伤和破坏机理。

1 试验方案

1.1 试件设计

以是否存在预应力筋、是否是节段拼装、是否设置耗能钢筋、预应力筋有无粘结等为参数设计了5种不同类型桥墩,其中3种为节段拼装桥墩(墩身是采用分段预制再拼装的施工方式^[1]),另外2种分别是整体现浇钢筋混凝土桥墩和预应力混凝土桥墩。这5个试件的名称和特征见表1,试件构造和配筋见图1。预应力的存在一方面是为了更好满足桥墩的使用性能;另一方面是提供自复位能力,因而,预应力混凝土桥墩的普通钢筋配筋率与普通钢

筋混凝土桥墩相同,这样可以采用比较研究方法研究节段拼装预应力混凝土桥墩的抗震性能。桥墩采用截面尺寸为180mm×240mm的矩形实心截面、承台高420mm、墩身和墩帽总高1600mm,考虑到人工质量重心高度,实际桥墩的有效高度为1800mm;另一方面沿长边方向加载,这样试件的剪跨比为7.5。混凝土标号为C40。纵筋采用HRB335热轧钢筋,直径为10mm。箍筋采用R235光圆钢筋,直径为6mm。预应力钢筋采用 ϕ^j 12.7钢绞线,有效面积为98.7mm²,单根预应力筋的有效预应力大小为65kN,预应力筋产生的轴压比为11.2%。考虑到恒载轴压比为10%,相应产生的混凝土压应力为2.68MPa,这样人工质量为11.6t。考虑到试验室地震模拟振动台的最大承载能力和相似关系,模型的相似系数定为1/5。

表1 试件编号和主要特征

Table 1 Serial Numbers and main characters of specimens	
试件编号	试件描述
RC	现浇钢筋混凝土桥墩
UBPC	现浇无粘结预应力混凝土桥墩
UBPC-S	干接缝-无粘结预应力节段拼装桥墩
UBPC-SD	设置耗能钢筋干接缝-无粘结预应力节段拼装桥墩
BPC-S	干接缝-有粘结预应力节段拼装桥墩(预应力筋边缘布置)

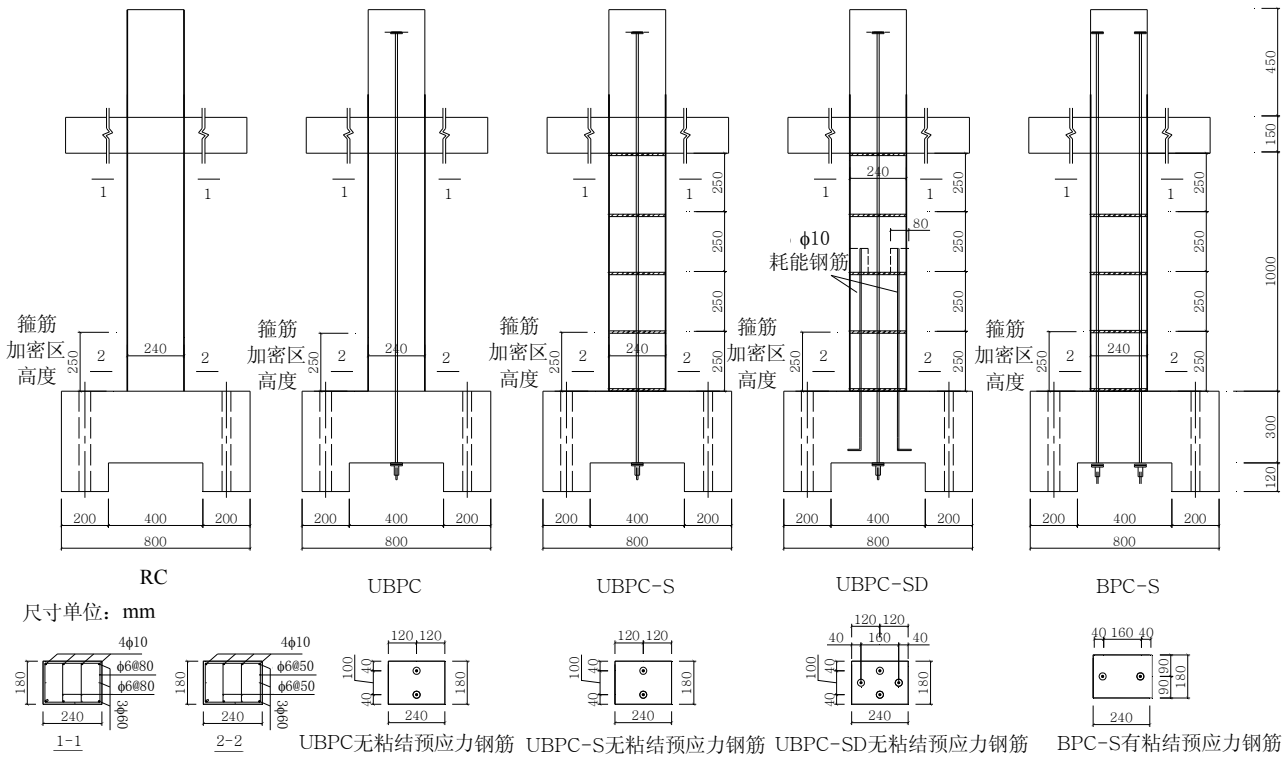


图1 试件的尺寸图和截面配筋

Fig.1 The dimension of specimens and section reinforcement details

1.2 测试项目

本试验主要测量不同类型的桥墩通过振动台加载至破坏状态整个过程的墩底受压混凝土，钢筋的应变，墩柱塑性铰区域的曲率，塑性铰区域的裂缝出现和开展状况，沿墩高度方向的关键点位移和加速度时程响应，详见文献[1]。

1.3 试验工况

本次试验中采用两种波：EI Centro(N-S)波和白噪声。其中对 EI Centro 波需按表 2 进行分级调幅并按模型相似比要求进行时间步压缩，形成多条振动台输入地震波，模拟桥梁在多个工况下的工作条件，输入方向是单向输入。白噪声的加速度初始幅值采用 0.05g，确保模型在白噪声作用下保持在弹性变化范围内。但是随着损伤程度的加深，由于重

力荷载作用下发生自复位，小 PGA 不能扫描出结构的损伤，所以调整白噪声峰值为 0.1g，这样可以近似扫描到结构真正的损伤状态。

试验过程是根据加载工况表 2，由台面输相应的水平地震波(沿长边方向)，按以下工况逐级增大加速度峰值(PGA)，直到某个桥墩破坏为止：0.1g→0.2g→0.3g→0.4g→0.5g……。在地震波输入过程中输入白噪声信号，以测定模型动力特性的变化情况，并由此识别其损坏程度。在每级地震波输入结束后，注意观察裂缝的开展等破坏现象。

考虑到墩柱塑性铰区可能发生混凝土压碎或纵筋屈曲，存在较大的残余位移，可能发生结构的倒塌，所以在台面上沿加载方向左右各布置一个钢框架。整个加载装置全貌见图 2。

表 2 加载工况一览表
Table 2 Summary of loading cases

工况	输入波形[X 向]	时间压缩比	加速度峰值/g	备注
1	白噪声	$\sqrt{5}$	0.05	测定模型自振频率和阻尼比
2	EI Centro(N-S)波		0.1	对应于抗震设防烈度 7 度
3	EI Centro(N-S)波		0.2	对应于抗震设防烈度 8 度
4	EI Centro(N-S)波		0.3	对应于抗震设防烈度 9 度
5	EI Centro(N-S)波		0.4	
6	EI Centro(N-S)波		0.5	
7	白噪声		0.05	测定模型自振频率和阻尼比
8	白噪声		0.1	测定模型自振频率和阻尼比
9	EI Centro(N-S)波		0.6	UBPC-S~UBPC-SD 结束时的最大加速度
10	EI Centro(N-S)波		0.7	BPC-S 结束时的最大加速度
11	EI Centro(N-S)波		0.8	RC 结束时的最大加速度
12	白噪声		0.05	UBPC 结束时的最大加速度
13	白噪声		0.1	
14	EI Centro(N-S)波		0.9	
15	EI Centro(N-S)波		1.0	



图 2 振动台试验加载装置全貌

Fig.2 Loading equipment of shake table test

2 试验结果

2.1 地震波的再现

在研究结构地震响应之前，首先研究地震模拟振动台的性能，判断振动台的性能是否能准确再现

期望输入波形信号。图 3 给出了典型地震输入时，实际输入信号同振动台面得到信号的频谱特性，可以看出振动台基本上能够再现实际需要输入的地震波。

2.2 试验现象观察

对于整体现浇方式施工的 RC 试件和 UBPC 试件，其破坏现象大体相似，差异主要是破坏出现的先后时间不同。RC 试件和 UBPC 试件的破坏现象主要是塑性铰区混凝土的开裂，随着地震波输入的峰值加速度的增加，裂缝不断的出现、变宽和延伸，如图 4 所示。混凝土裂缝是多条细微的裂缝，加载结束后开裂的裂缝闭合，桥墩仍能继续承受竖向荷载，震后基本不需要修补即可马上使用。由于不可控制的原因，试验没能加载到结构倒塌的地震水平。

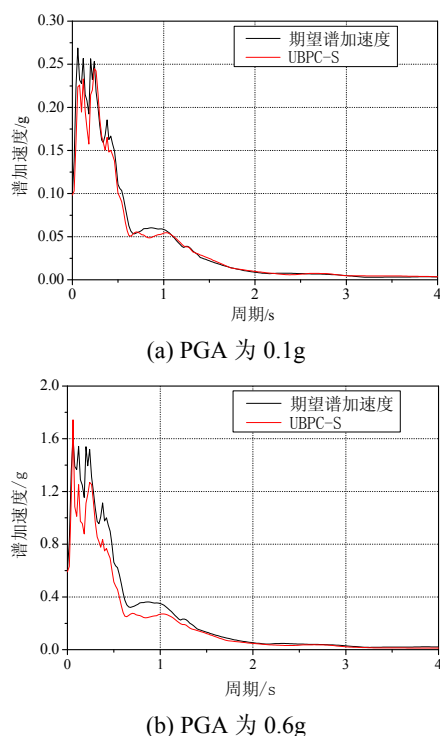


图3 振动台输入对应的频谱特性

Fig.3 Frequency characteristics of input wave from shake table

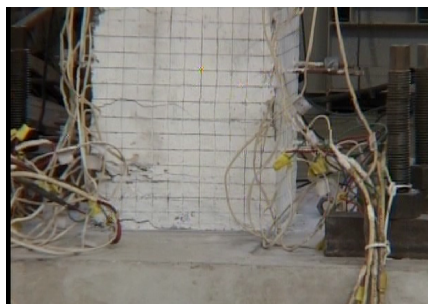


图4 整体现浇试件的最大开裂状态

Fig.4 Maximum crack state of the cast-in-place specimen

节段拼装桥墩 UBPC-S 试件、UBPC-SD 试件和 BPC-S 试件的总体破坏现象是相似的,都是接缝位置的接缝张开,然后在重力和预应力荷载作用下接缝闭合,而墩身除了局部混凝土剥落引起的箍筋外露外基本未出现大的结构损伤,如图 5 所示。结构继续承受竖向荷载,震后不需要修补即可马上使用。但是地震过程中,裂缝是集中的大裂缝,因为接缝张开过大,试验过程结束。

总体而言,从试验现象上看,在相同的地震水平下整体现浇方式施工的桥墩的抗震性能要好于节段拼装施工的桥墩。节段拼装桥墩在水平地震荷载作用下出现接缝的交替张开闭合,从而产生一定的能量耗散,这种现象称为“摇摆现象”。预应力筋提供的自复位效应是产生这种现象的保证,自复

位能力的存在使得节段拼装桥墩在发生较大水平位移的情况下,仍能保持一定的竖向承载力。

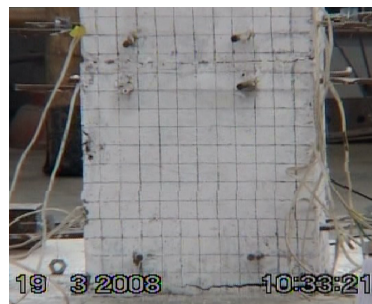


图5 节段拼装试件的最大开裂状态

Fig.5 The maximum crack state of precast-segmental specimen

2.3 频率和振型

结构的动力特性指结构的自振特性参数,包括了结构的自振频率(自振周期)、阻尼比和振型等。本次试验采用白噪声扫描的方法进行结构的动力特性测试。表 3 列出了各个试件在弹性状态下的动力特性识别结果。可以看出各种桥墩截面形式虽然相同,但是接缝的存在和预应力筋的位置不同导致各种桥墩的实际频率有所差异。

表3 各个试件自振频率和阻尼比试验识别值

Table 3 Frequency and damping ratio of each specimen

各个试件	各阶频率/Hz		各阶阻尼比/(%)	
	第 1 阶	第 2 阶	第 1 阶	第 2 阶
RC	1.63	17.32	0.032	0.033
UBPC	1.96	20.49	0.056	0.040
UBPC-S	1.42	15.37	0.037	0.028
UBPC-SD	1.42	16.23	0.037	0.028
BPC-S	1.74	18.21	0.030	0.040

对沿墩身高度分布的各加速度通道测点分别进行频率识别,计算各测点的各阶频率及其对应的各阶模态阻尼比。将各阶频率所对应的沿墩身高度分布的频响函数虚部进行归一化处理,即是各阶模态所对应的振型。图 6 给出了试验测得的第 1 阶和第 2 阶振型。

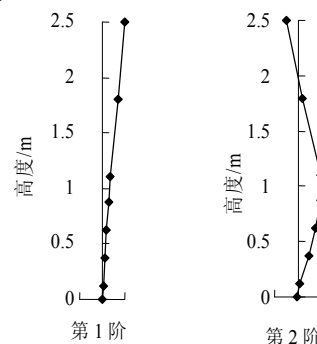


图6 实测振型图

Fig.6 Mode shapes from experiment

2.4 位移

图 7 给出了随 PGA 增加各个试件最大位移响应变化趋势,可以看出在同等加速度激励下,节段拼装试件的最大位移响应大于整体现浇钢筋混凝土试件,主要原因是节段拼装试件的整体刚度小于整体现浇钢筋混凝土试件;带有耗能钢筋的节段拼装试件 UBPC-SD 的位移响应小于同等没有耗能钢筋的预应力节段拼装试件 UBPC-S,主要原因是耗能钢筋的存在增大了构件的刚度、强度和耗能能力;无粘结预应力混凝土桥墩 UBPC 的位移响应小于普通钢筋混凝土试件 RC 主要是无粘结预应力筋的存在增大了试件的强度和刚度。随着 PGA 增加,节段拼装试件的最大位移增加速度大于整体现浇钢筋混凝土试件。试验过程中,随着地震荷载在增大,最大位移随之增加,但是试件均没有产生残余位移。说明结构总体损伤仍处于较低的水平,试件仍能承受较大的地震荷载输入。

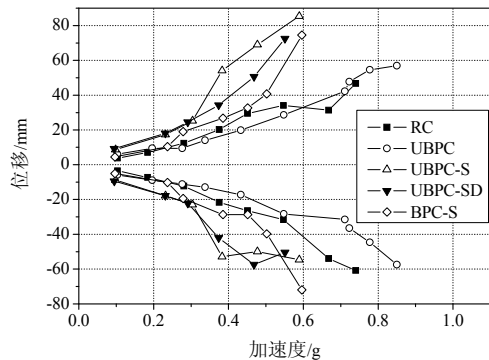


图 7 随 PGA 增加各个试件最大位移响应变化趋势

Fig.7 Variation of the max displacement with the increase of PGA

2.5 应变

钢筋应变片可以提供加载过程中不同位置的应变时程,揭示应变同纵筋屈曲断裂等损伤状态之间关系。但是塑性铰区纵筋应变可能会在某个最大响应时刻失效,从而后续的应变时程数据就无法得到。这一点同拟静力试验是不同的,拟静力试验最大应变发生在最后时刻,应变片可以得到最大程度的应用。为了克服这个缺陷,可以采用外部位移测量装置来估算平均应变。采用该方法时需假定钢筋与混凝土之间粘结完好,保持平截面假定。钢筋到中心轴距离为 b ,其钢筋应变 ε_{bar} 可以通过左右两侧的曲率 ϕ 和平均截面应变 ε_a 来计算得到。

$$\varepsilon_{bar} = \varepsilon_a - b\phi \quad (1)$$

如图 8,柱角边缘纤维混凝土平均应变计算公式为:

$$\varepsilon_c = \frac{\Delta_2}{l_g} - x\phi \quad (2)$$

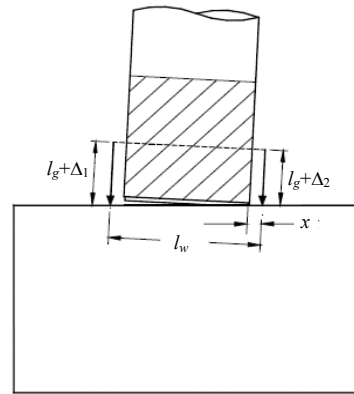


图 8 混凝土平均应变和柱曲率之间的关系

Fig.8 Relationship between average concrete strain and curvature

图 9 给出了随 PGA 增加现浇构件纵筋应变变化趋势,可以看出随 PGA 增加,现浇构件最大受拉纵筋应变也增加。在相同 PGA 激励下,无粘结预应力混凝土试件 UBPC 的最大受拉纵筋应变小于普通钢筋混凝土试件 RC,主要原因是:无粘结预应力混凝土试件 UBPC 的最大位移小于普通钢筋混凝土试件。通过应变片测得的最大受拉纵筋应变时程可以看出在纵筋屈服后,应变片会失效。采用位移计算得到的应变可以反映应变的变化趋势和量值,但是该方法得到的纵筋应变会大于实际值,主要原因是实际纵筋不能满足平截面假定,而该方法是基于平截面假设得到的。

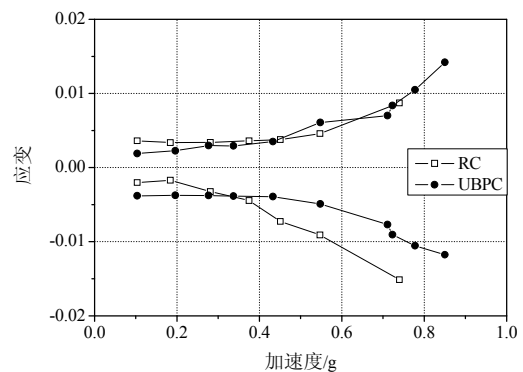


图 9 随 PGA 增加现浇构件纵筋应变变化趋势

Fig.9 Variation of the longitudinal reinforcement strain of cast-in-place with the increase of PGA

图 10 给出了随 PGA 增加,受压边缘混凝土平均应变变化趋势。由图可以看出,随 PGA 增加,各个试件的受压边缘混凝土平均应变逐渐增大。在相同 PGA 激励下,节段拼装试件的受压边缘混凝土平均应变都大于整体现浇试件。在最大位移响应

相同的情况下,节段拼装试件的受压边缘混凝土平均应变也都大于整体现浇试件。在相同 PGA 激励下,无粘结预应力混凝土试件 UBPC 的受压边缘混凝土平均应变小于普通钢筋混凝土试件 RC。在相同 PGA 激励下,带有耗能钢筋的节段拼装试件 UBPC-SD 的受压边缘混凝土平均应变小于同等没有耗能钢筋分预应力节段拼装试件 UBPC-S。

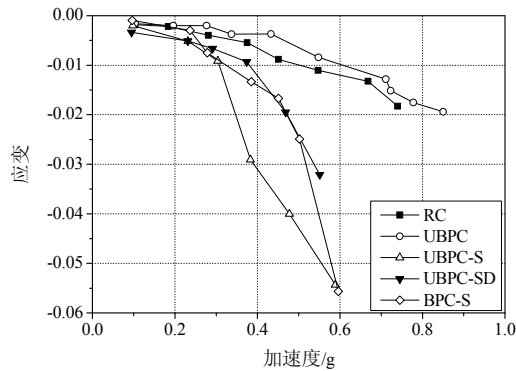


图 10 随 PGA 增加受压边缘混凝土平均应变变化趋势

Fig.10 Variation of the average concrete strain with the increase of PGA

2.6 曲率

图 11 给出了随 PGA 增加各个试件墩底曲率的变化趋势,可以看出随 PGA 增加,各个试件的墩底曲率也增加。由于节段拼装构件的受拉侧没有纵筋的拉结,因而节段拼装构件的墩底接缝张开较大,所以相同激励下的墩底曲率节段拼装试件较大。在相同 PGA 激励下,由于耗能钢筋的约束,UBPC-SD 试件的曲率也比 UBPC-S 小。接缝没有普通钢筋通过的试件 UBPC-S 和试件 BPC-S 的曲率增幅较快,在同等质心位移响应的情况下,试件 UBPC-S 和试件 BPC-S 的曲率较现浇构件大。

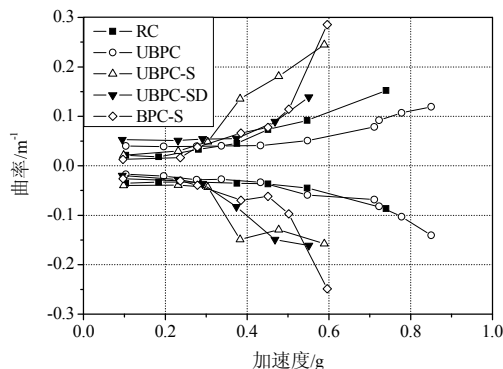


图 11 随 PGA 增加底部曲率变化趋势

Fig.11 Variation of the curvature with the increase of PGA

2.7 接缝张开

节段拼装预应力混凝土桥墩的显著特征就是在地震荷载激励下,底部接缝截面边缘由于没有纵

筋参与受拉,底部接缝会产生明显的接缝张开现象。图 12 给出了随 PGA 增加,节段拼装桥墩底部接缝张开位移的变化趋势。可以看出,随着 PGA 的增加,各个试件的接缝张开程度逐渐增大,其中 BPC-S 的接缝张开的增幅越来越大,两侧的接缝张开程度呈指数增加的趋势。在接缝张开较大的一侧,同等 PGA 激励下,试件 UBPC-S 的接缝张开程度大于有耗能钢筋约束的试件 UBPC-SD。

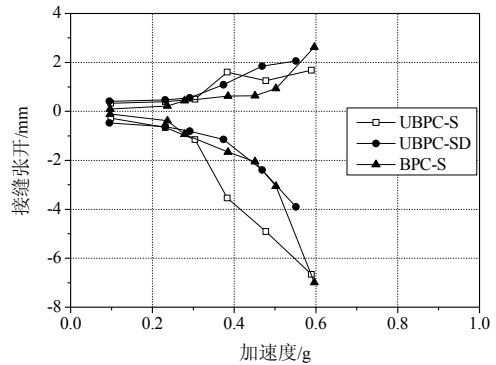


图 12 随 PGA 增加底部接缝张开位移的变化趋势

Fig.12 Variation of the joint opening with the increase of PGA

2.8 能量

图 13 给出了各个试件的累积滞回能变化趋势^[9-11],可以看出随着 PGA 的增加,各个试件的累积滞回耗能基本呈增加的趋势。比较整体现浇的试件 RC 和试件 UBPC 可知,预应力筋的存在对整体现浇构件的耗能能力影响不明显,主要原因是两者的耗能机制是相同的。有粘结预应力节段拼装混凝土桥墩的耗能能力大于无粘结预应力节段拼装混凝土桥墩。主要是有粘结试件的预应力钢筋出现了屈服,混凝土的破损程度较大所致。含有耗能钢筋试件 UBPC-SD 耗散的能量会大于 UBPC-S,说明耗能钢筋的存在会增大节段拼装预应力混凝土桥墩的耗能能力。

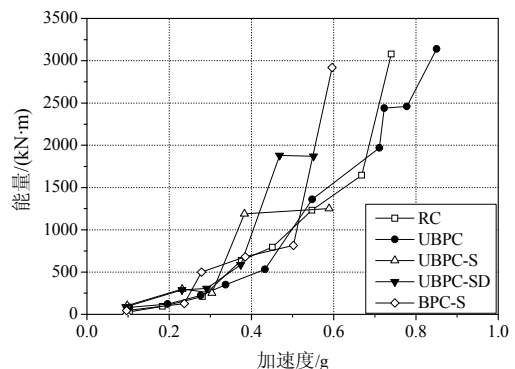


图 13 随 PGA 增加各个试件累计耗散能量之和的变化趋势

Fig.13 Variation of the dissipated energy with the increase of PGA

3 结论

(1) 对于整体现浇混凝土结构, 破坏现象主要是墩底塑性铰区域混凝土的开裂, 随输入增加, 裂缝逐渐增多变宽; 对于节段拼装预应力混凝土试件, 破坏现象主要是塑性铰节段墩底接缝的张开, 塑性铰节段墩身没有发生损伤现象。随输入增加, 接缝张开程度逐渐增大, 表现为明显的摇摆现象。

(2) 在相同 PGA 输入下, 节段拼装试件的最大位移和受压边缘混凝土平均应变响应大于同等整体现浇钢筋混凝土试件; 无粘结预应力混凝土桥墩 UBPC 的位移响应小于普通钢筋混凝土试件 RC。随着 PGA 增加, 节段拼装试件的最大位移增加速度大于整体现浇钢筋混凝土试件。

(3) 耗能钢筋的存在会减小节段拼装桥墩的曲率, 抑制接缝的张开, 减小试件的位移响应, 增加构件耗散的能量。

参考文献:

- [1] 葛继平. 节段拼装桥墩抗震性能试验研究与理论分析 [D]. 上海: 同济大学, 2008.
Ge Jiping. Experimental and theoretical studies on seismic performance of precast segmental bridge columns [D]. Shanghai: Tongji University, 2008. (in Chinese)
- [2] Walter Podolny, Jean M Muller. Construction and design of prestressed concrete segmental bridge [M]. New York: John Wiley & Sons, 1982.
- [3] Priestley M J N, Seible F, Calvi G M. Seismic design and retrofit of bridges [M]. New York: John Wiley & Sons, 1996.
- [4] David G Hieber, Jonathan M Wacker. State-of-the-art report on precast concrete systems for rapid construction of bridges [R]. Washington: Department of Transportation, Washington State Transportation Commission, 2005.
- [5] Stephen A Mahin, Junichi Sakai. Use of partially prestressed reinforced concrete columns to reduce post-earthquake residual displacements of bridges [C]. Federal Highway Administration, Fifth National Seismic Conference on Bridges & Highways. San Francisco, CA, 2006.
- [6] Mahmoud M Hachem, Stephen A Mahin, Jack P Moehle. Performance of circular reinforced concrete bridge columns under Bidirectional earthquake loading [R]. Berkeley, University of California: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2003.
- [7] Nathan S Johnson, M Saiid Saiidi, David H Sanders. Large-scale experimental and analytical seismic studies of two-span reinforced concrete bridge system [R]. University of Nevada, Reno, Nevada: Center for Civil Engineering Earthquake Research, 2006.
- [8] Kenneth John Elwood, Jack P Moehle. Shake table tests and analytical studies on the gravity load collapse of reinforced concrete frames [R]. Berkeley, University of California: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2003.
- [9] Clough C W, Penzien J. Dynamics of structures [M]. 2nd ed. New York: McGraw-Hill Inc, 1993.
- [10] Chopra A. Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering [M]. 2nd ed. New Jersey: Prentice-Hall, 2001.
- [11] Wilson E. Three-dimensional static and dynamic analysis of structures. A physical approach with emphasis on earthquake engineering [M]. Berkeley, CA: Computers and Structures, 2002.