

干接缝节段拼装桥墩拟静力试验研究

高婧¹, 葛继平², 林铁良³

(1. 厦门大学 土木工程系, 厦门 361005; 2. 上海应用技术学院, 上海 200235; 3. 厦门市公路桥隧道维护中心, 厦门 361008)

摘要: 为了比较节段拼装桥墩与整体现浇桥墩之间抗震性能的差异, 以是否存在预应力钢筋、不同施工方法、预应力筋的位置和粘结状态、是否存在耗能钢筋等为试验参数, 设计了一个包含五种不同构造类型混凝土桥墩的试验方案。采用拟静力试验方法比较分析了这五种不同构造类型混凝土桥墩的破坏形态、易损部位、荷载位移滞回曲线、节段拼装桥墩接缝的开展、拟静力残余位移、曲率分布、耗能能力、粘滞阻尼比等, 得到了三种节段拼装桥墩、整体现浇钢筋混凝土桥墩和预应力混凝土桥墩之间拟静力行为的异同。试验结果表明: 节段拼装桥墩在循环荷载作用下发生接缝的交替开闭, 曲率变化集中在接缝附近, 没有发生整体现浇混凝土桥墩通常出现的塑性铰现象。耗能钢筋的存在可以延缓接缝的张开, 增加构件的极限弯矩和耗能能力, 从而有利于增加抗震能力; 采用无粘结预应力钢筋和有粘结预应力钢筋连接的节段拼装桥墩的拟静力残余位移比较小, 而采用耗能钢筋的节段拼装桥墩的拟静力残余位移较大, 基本上与整体现浇桥墩的拟静力残余位移相近。

关键词: 节段拼装; 干接缝; 拟静力试验研究; 耗能钢筋; 抗震性能

中图分类号: P315.5; U442.5⁺ **文献标识码:** A

Pseudo static test for pre-cast segmental bridge columns with dry joints

GAO Jing¹, GE Ji-ping², LIN Tie-liang³

(1. Dept. of Civil Engineering, Xiamen University, Xiamen 361005, China;

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

3. Highway Bridge & Tunnel Maintenance Center in Xiamen, Xiamen 361008, China)

Abstract: The similarities and differences of a seismic performance between a pre-cast segmental bridge column and a cast-in-place bridge column were investigated with a test project including five kinds of concrete bridge columns. Prestressed tendon, construction methods, arrangement and bonded state of prestressed tendons, and additional energy-dissipating bar were selected as test variables. Through the pseudo static test of the five kinds of concrete bridge columns, the development rules of failure mode, failure area, load-displacement hysteretic loops, opening of segmental joints, residual displacement, distribution of curvature, energy dissipation ability, and viscous damping ratio were gained. The experimental results showed that the segmental column experiences opening-closing between segmental interfaces under cyclic loading; the change of curvature focuses on the area of the segmental interfaces; the segmental bridge column has no plastic hinge mechanism at the bottom of the column, as commonly seen in conventional reinforced concrete bridge columns; the addition of energy dissipating bars crossing the joint can delay the gap opening, increase the strength and the hysteretic energy dissipation of the column, it certainly helps anti-earthquake; the residual displacement of the segmental bridge column with bonded or unbonded prestressed tendons is less, and the segmental bridge column with energy-dissipating bars has bigger residual displacement, it is close to that of a cast-in-place bridge column.

Key words: pre-cast segment; dry joints; pseudo static test; energy-dissipating bar; seismic performance

预应力混凝土桥梁分段施工技术是当今世界桥梁工程的主要发展趋势之一^[1-2]。目前限制节段拼装桥墩技术在强震区应用的主要障碍就是对其抗震性能的

认识比较缺乏, 哪种接缝形式、布筋方式的节段拼装桥墩抗震性能更好, 此外还与哪些因素有关值得试验研究^[3]。国外的研究者对于干接缝无粘接预应力节段拼装桥墩的抗震性能, 进行了很多拟静力试验研究。1997年, Mander等^[4]研究了恒载、预应力筋、底部接缝的橡胶垫层等因素的影响。2002年, Hewes和Priestley^[5]研究了预应力筋面积、初始预应力大小、塑性铰区

基金项目: 国家自然科学基金项目资助(50508032); 上海市优秀专项科研基金(YYY09007)

收稿日期: 2009-11-23 修改稿收到日期: 2010-01-26

第一作者 高婧女, 博士, 1979年生

域套筒壁厚、剪跨比等因素的影响。周中哲^[6](2006)改进 Hewes 试验,研究了钢管混凝土节段、附加钢阻尼器等因素的影响。Billington^[7]在2004年研究了剪跨比、底部墩柱节段嵌入承台中的深度、纤维混凝土等因素的影响。2005年布法罗大学和台湾地震研究中心^[8-9]联合开展了大比例尺(1:2.5)空心矩形截面节段拼装桥墩的研究,主要研究附加耗能装置等因素的影响。2006年 Palermo 和 Pampanin^[10]的试验主要研究不同初始预应力筋荷载下的耗能钢筋和无粘结预应力钢筋配筋率之比的影响。可以看出,国外已有的试验研究对于干接缝和胶接缝连接节段拼装墩柱的拟静力行为已经比较丰富,但是缺乏采用比较研究方法研究已有整体现浇桥墩与节段拼装桥墩拟静力行为异同的专门研究。我国目前还没有开展节段拼装桥墩抗震行为的拟静力试验研究,理论研究滞后于工程应用,迫切需要开展这方面的研究来对预制拼装桥墩的抗震设计提供有益的指导^[1]。

本文主要是进行五种不同类型桥墩的拟静力荷载试验,研究三种节段拼装桥墩的易损部位和地震破坏机理,为建立正确的理论模型和计算分析方法提供基准数据。

1 试验设计

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,共设计了五种不同类型的混凝土桥墩。该组试件包含三种不同类型的节段拼装桥墩,整体现浇钢筋混凝土桥墩和预应力混凝土桥墩是用来进行比较分析的。试件的主要情况见表1。如图1所示,桥墩截面尺寸为240 mm × 180 mm × 1240 mm,墩柱有效加载高度1800 mm,沿长边(边长240 mm)加载,试件的剪跨比为7.5。所有试件混凝土强度和普通钢筋(包括纵筋和箍筋)的配置相同,不同试件之间的差异在于预应力筋的布置和桥墩的连接构造。混凝土设计强度为C40。纵筋采用直径为10 mm的HRB335热轧钢筋。箍筋采用直径为6 mm的R235钢筋。墩底箍筋加密区高度为250 mm,箍筋间距为50 mm,其余位置箍筋间距为80 mm。对于节段拼装桥墩,墩底的节段内箍筋间距为50 mm,其余墩身箍筋的间距为80 mm。耗能阻尼装置采用直径为10 mm的无粘结热轧光圆钢筋,无粘结区域的长度为500 mm。预应力钢筋采用 $\Phi 12.7$ 的钢绞线,单根预应力筋有效张拉预应力大小为65 kN,预应力筋产生的轴压比为11.2%。试件的恒载轴压比为10%。

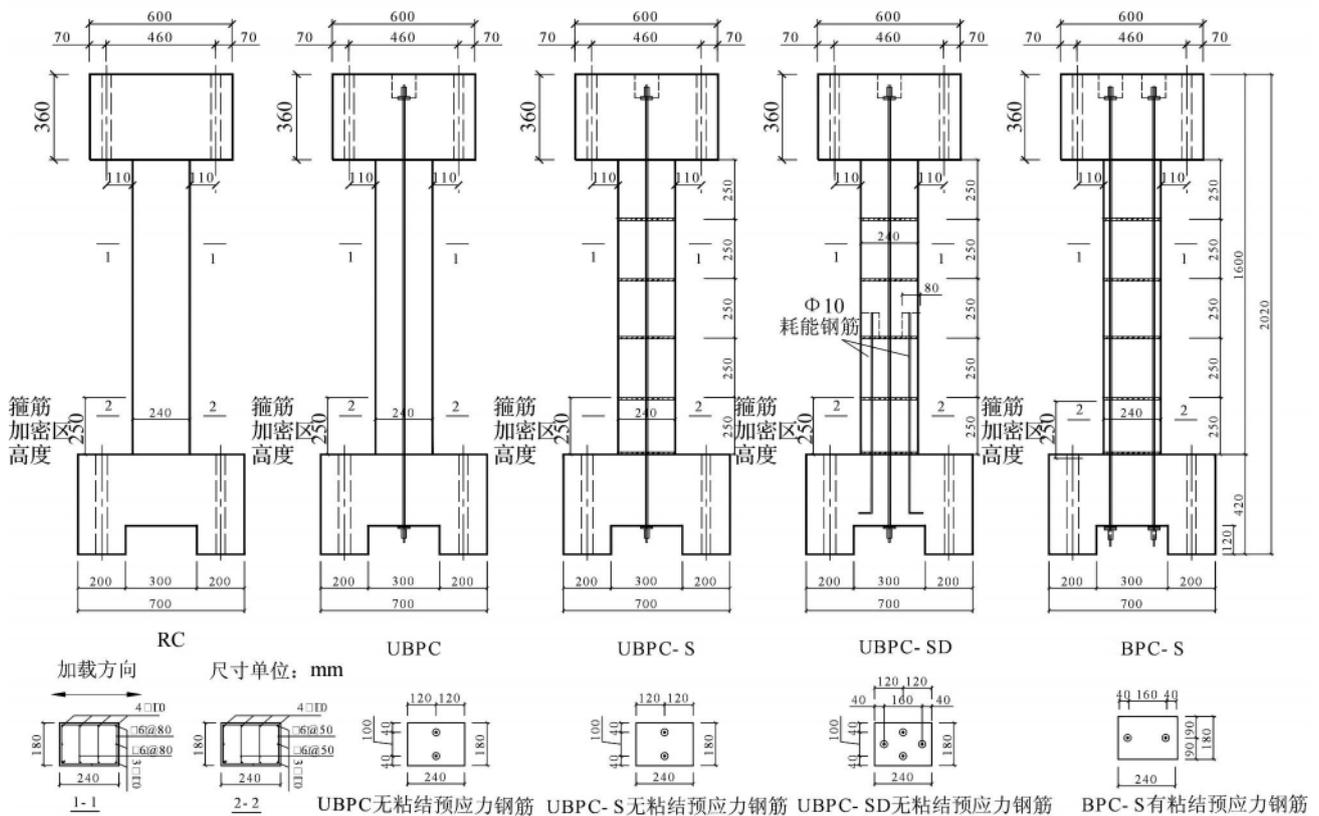


图1 试件的尺寸图和截面配筋

Fig.1 The dimension of specimens and section reinforcement details

1.2 拟静力试验加载制度

本次试验采用变幅、等幅混合位移控制的加载方式,采样频率 0.5 秒/次,每级做 3 次加载循环。开始的位移幅值分别为 ± 2 mm、3 mm、5 mm、7 mm、10 mm、15 mm,加载速度为 0.02 Hz; 然后位移幅值为 20 mm、25 mm、30 mm、……以后每级递增 5 mm,加载速度为 0.01 Hz。其中当第一圈加载到 ± 5 mm、 ± 10 mm、 ± 20 mm、 ± 30 mm、 ± 40 mm、 ± 50 mm、 ± 60 mm、 ± 70 mm、 ± 80 mm、 ± 90 mm、 ± 95 mm 时持载,进行破坏现象的观察和标记工作,直至试件的强度下降到最大强度的 80% 加载结束。

表 1 试件编号和主要特征

Tab.1 Serial Numbers and main characters of all 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)

2 主要试验结果

2.1 试验现象及破坏模式

整体现浇普通钢筋混凝土桥墩与无粘结预应力混凝土桥墩同为整体现浇桥墩,它们两者的试验现象比较相似。整体现浇试件的破坏现象主要集中在塑性铰区域。试验早期主要是塑性铰区混凝土的分散多条水平微裂缝,随着位移荷载的增加,裂缝慢慢增多,裂缝宽度慢慢增加,达到一定程度后,裂缝数量不再增多,只是裂缝的变宽。中期主要是塑性铰区混凝土出现竖向裂缝,慢慢竖横向裂缝交错,出现混凝土的压碎剥落现象。后期随着混凝土的成片剥落,出现了箍筋的外鼓、纵筋的拉断和压屈等破坏现象。最后破坏状态是墩底塑性铰集中出现大量明显的破坏现象,如图 2 所示,需要大量的维修工作,甚至不可维修。

三种节段拼装桥墩同为节段拼装方式施工的桥

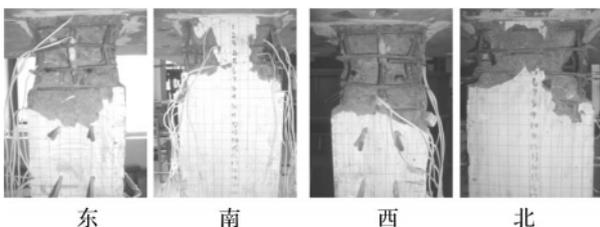


图 2 整体现浇桥墩塑性铰区的破坏形态

Fig.2 Damage state of cast-in-place bridge column

墩,其试验过程中出现的破坏现象基本相似。节段拼装桥墩的主要破坏现象集中在接缝附近。试验早期是底部节段与承台之间的接缝出现接缝张开的现象,随着位移荷载的增加,接缝张开的程度越来越大,接缝面上两侧混凝土接触的面积越来越小,试验结束时,接触面积约占截面面积的 1/4 左右。在后期主要是接缝附近的混凝土出现竖向裂缝,表明混凝土由于压应力过大出现压碎现象,与整体现浇构件相比,这种混凝土表面剥落的程度非常小,最大破坏状态只是出现了塑性铰节段箍筋的外露,如图 3 所示。而且除了塑性铰节段的上下接缝出现了接缝交替张开的破坏现象外,远离塑性铰的接缝也出现了接缝张开的现象。总体而言,节段拼装桥墩的破坏现象出现在各个接缝附近,弯矩越大,破坏现象越多,破坏程度越大。另外,节段拼装桥墩另外一个明显的现象是本文中的无粘结节段拼装试件的接缝出现了滑移错动的现象,发生剪切破坏,主要原因是无粘结节段拼装桥墩接缝之间的抗剪主要是接缝之间混凝土的摩擦力,无粘结预应力钢筋与周围混凝土管壁之间由于存在间隙没有参与受剪;另一个原因可能是本文的试件截面尺寸较小,后期接缝位置处混凝土接触面积也较小的缘故。

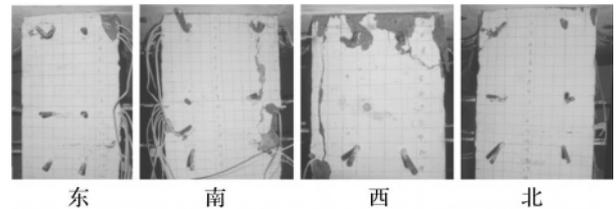


图 3 节段拼装桥墩塑性铰区的破坏形态

Fig.3 Damage state of precast segmental bridge column

综上所述,节段拼装预应力混凝土桥墩的破坏过程和破坏现象与整体现浇混凝土试件完全不同。整体现浇预应力混凝土试件在剪跨比较大时只能出现弯曲破坏,偏移率较大时破坏严重,可能不可修复。节段拼装预应力混凝土桥墩主要是接缝的破坏,在剪跨比较大时,出现接缝交替张开,也可能发生接缝的滑移错动。发生弯曲破坏时,破坏程度较少,只需要表面修复即可。发生剪切破坏时,不可修复。

2.2 滞回曲线

各个试件的荷载位移滞回曲线,如图 4 所示。总体而言,各个试件在较低荷载阶段,基本处于弹性阶段,表现为滞回环的集中和重叠;随着混凝土的开裂、普通钢筋的屈服、接缝的张开等非线性现象的产生,滞回环逐渐拉开,耗能增强。RC、UBPC、UBPC-SD 试件的滞回环形状比较相似,而 UBPC-S 和 BPC-S 试件的滞回环形状比较相似。

2.2.1 节段拼装和整体现浇方式的影响

比较图 4(b) 和(c) 可知,相同条件下整体现浇预

应力混凝土试件和节段拼装预应力混凝土试件滞回性能的迥异。UBPC 试件是比较饱满的滞回曲线,而 UBPC-S 是类似旗帜型滞回曲线。UBPC-S 试件的最大荷载为 UBPC 试件的 60%左右。UBPC-S 试件的屈后刚度虽然同样为负,但是倾斜的程度远远小于 UB-PC 试件,相应的最大位移也较 UBPC 大,另一个明显

的差异就是 UBPC-S 试件的自复位能力较强,同等位移等级下的拟静力残余位移较小。主要原因是 UB-PC-S 的混凝土基本上没有压碎剥落,保持完好。由于 UBPC-S 试件中缺少普通钢筋的屈服耗能机制,所以滞回环的面积较之大大缩小,相应的耗能能力削弱很多。

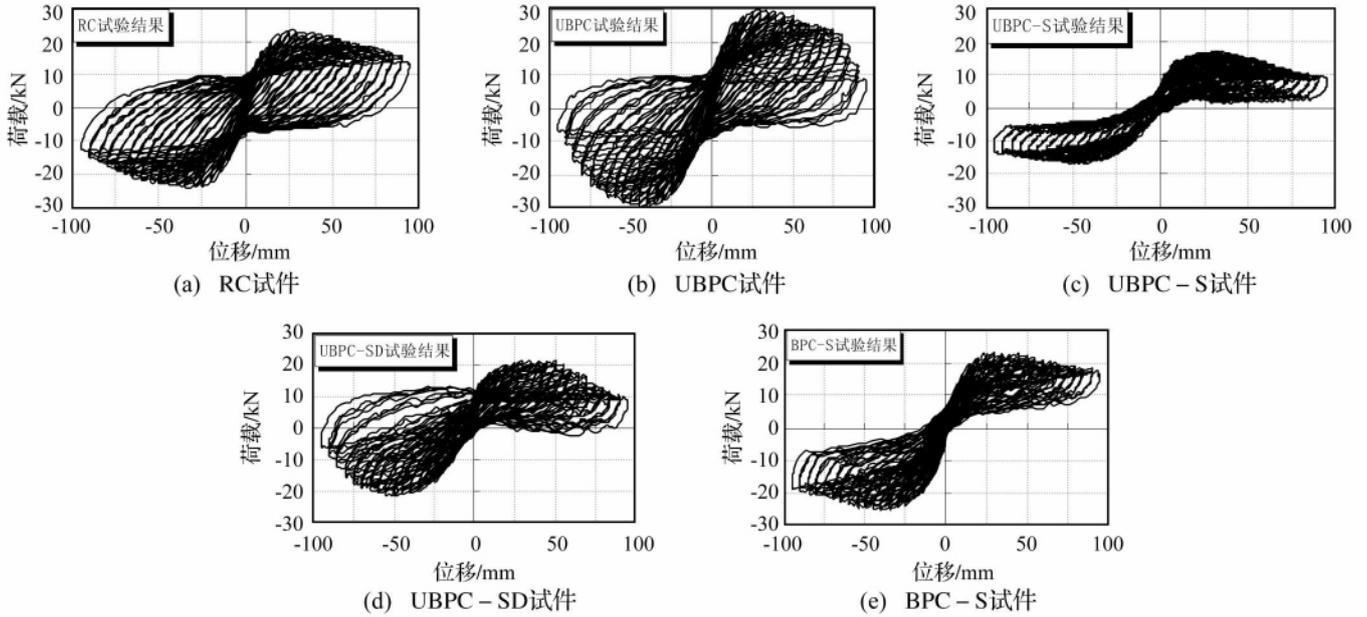


图4 水平荷载-墩顶位移滞回曲线
Fig. 4 Load-displacement hysteretic loops

BPC-S 与 RC 试件初始刚度,最大荷载,屈后刚度,最大位移能力基本相同,因而认为骨架曲线相同,达到设计目的。从拟静力试验角度来说,虽然滞回环的面积减少很多,但是却获得了很小拟静力残余位移的优点。

2.2.2 耗能钢筋的影响

如上所述,UBPC-S 试件的耗能能力较弱,为了增强节段拼装桥墩的滞回环面积,采用了在截面两侧增加耗能钢筋的方法。可以看出 UBPC-SD 试件的耗能能力确实比 UBPC-S 有较大增加,但是残余位移也随之大为增加。UBPC-SD 试件滞回环形状与 UBPC 试件比较类似,主要原因是两者中的耗能机制是一样的,都是源自普通钢筋的受压受拉和混凝土的压碎,差异来自两者的发展程度不一样所致。

2.3 骨架曲线及承载力

观察图 5 中的水平推力-墩顶位移骨架曲线和表 2 中所示的特征点,可以发现各个试件的骨架曲线的形状大体类似,大致呈三线性,具有明显的非线性拐点和强度下降点。但是这几个试件都没有明显的正的屈后刚度,是个明显的缺陷。整体现浇无粘结预应力桥墩的刚度和极限弯矩最大,节段拼装无粘结预应力桥墩的刚度和极限弯矩最小。

表 2 强度和变形关键点

Tab. 2 The key points of load and displacement

试件	首次开裂		最大荷载 /kN	极限荷载 /kN	最大位移 /mm
	开裂荷载 /kN	开裂位移 /mm			
RC	20.4	15	23.0	19.6	63.5
UBPC	26.1	15	29.3	24.9	64.5
UBPC-S	13.1	15	16.3	13.9	57.5
UBPC-SD	15.1	15	21.4	18.2	61.7
BPC-S	20.1	15	22.8	19.4	71.2

2.4 耗能能力

结构在弹塑性变形过程中耗散能量的能力是衡量其抗震性能的重要指标,耗能指标越高,说明结构在地震过程中耗散的地震能量越多,对结构的抗震安全性越有利。各试件的每个峰值位移对应的耗能如图 6。整体现浇的钢筋混凝土桥墩和无粘结预应力混凝土桥墩的耗能历程基本相同,说明无粘结预应力筋的存在对整体现浇桥墩的耗能能力基本上没有影响。节段拼装桥墩的耗能能力低于整体现浇桥墩,耗能钢筋的存在增加了节段拼装桥墩的耗能能力。

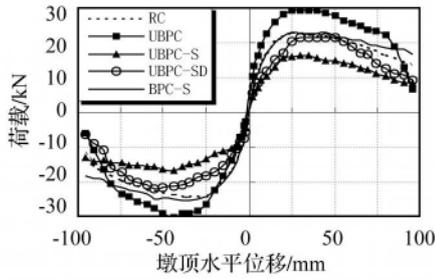


图 5 各个试件的荷载位移骨架曲线
Fig. 5 Envelope curve of load-displacement hysteretic loops

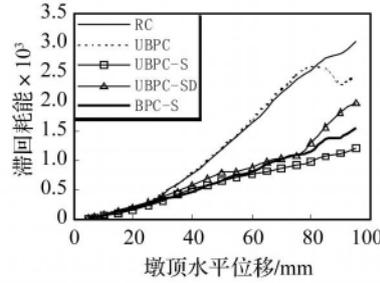


图 6 累积滞回耗能 with 位移等级之间的关系
Fig. 6 Relationship of displacement and dissipating energy

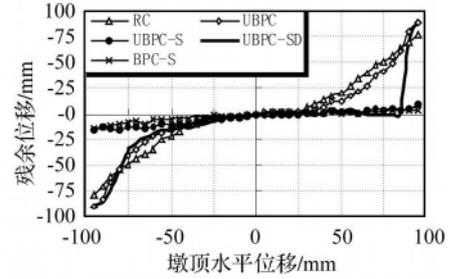


图 7 拟静力残余位移
Fig. 7 Residual displacement vs. loading displacement

2.5 残余位移

残余变形是构件从加载变形,再卸载至零后,此时构件的不可恢复的塑性变形。对于桥墩来说,主要表现为墩顶位移和墩底转角。在拟静力荷载一位移滞回曲线上体现为卸载段与 X 轴的交点,即当荷载卸载至零时,墩顶的塑性变形。如果桥墩残余变形小,则有利于震后的继续运营,保证救援工作的开展;有利于震后构件的修复,减小经济损失。单从这点上来说,残余变形比其他指标更重要^[1]。

图 7 给出了各个试件拟静力残余位移与位移荷载等级之间的关系。可以看出 RC 与 UBPC 试件的拟静力残余位移变化规律相同,在位移等级达到 25 mm 前,拟静力残余位移很小,只有 5 mm 左右;但是位移等级超过 25 mm 后,拟静力残余位移增大趋势明显,最后基本上没有自复位能力,拟静力残余位移与最大位移在量值上相近。UBPC-S 和 BPC-S 的拟静力残余位移变化规律相同,拟静力残余位移基本上较小,达到最大位移等级 95 mm 时,拟静力残余位移只有 15 mm,表明

构件自复位能力良好。UBPC-S 试件的拟静力残余位移变化规律不对称,原因是耗能钢筋构造施工误差导致受力不对称所致,但是总体上拟静力残余位移较大,耗能钢筋在增加耗能能力的同时,也由于抗力的增加降低了自复位能力。

2.6 曲率

试件的实测曲率分布曲线如图 8 所示。可以看出 RC 试件和 UBPC 试件同属于整体现浇混凝土试件,曲率分布比较接近,可见预应力筋的存在对整体现浇混凝土构件塑性铰区的曲率分布没有多大影响。在位移等级较低时,曲率沿墩高呈相对较规则的线形分布。当位移等级较高时,曲率向墩底集中。而采用干接缝连接的节段拼装桥墩 UBPC-S、UBPC-SD 和 BPC-S 试件曲率分布相近。在接缝位置曲率较大,而墩身曲率分布很小,主要原因是在变形集中在接缝位置处。各个接缝位置的曲率是墩底接缝最大,从墩底往墩顶各个接缝的曲率依次减小。总体而言,各个试件在相同位移荷载等级下的墩底最大平均曲率比较接近。

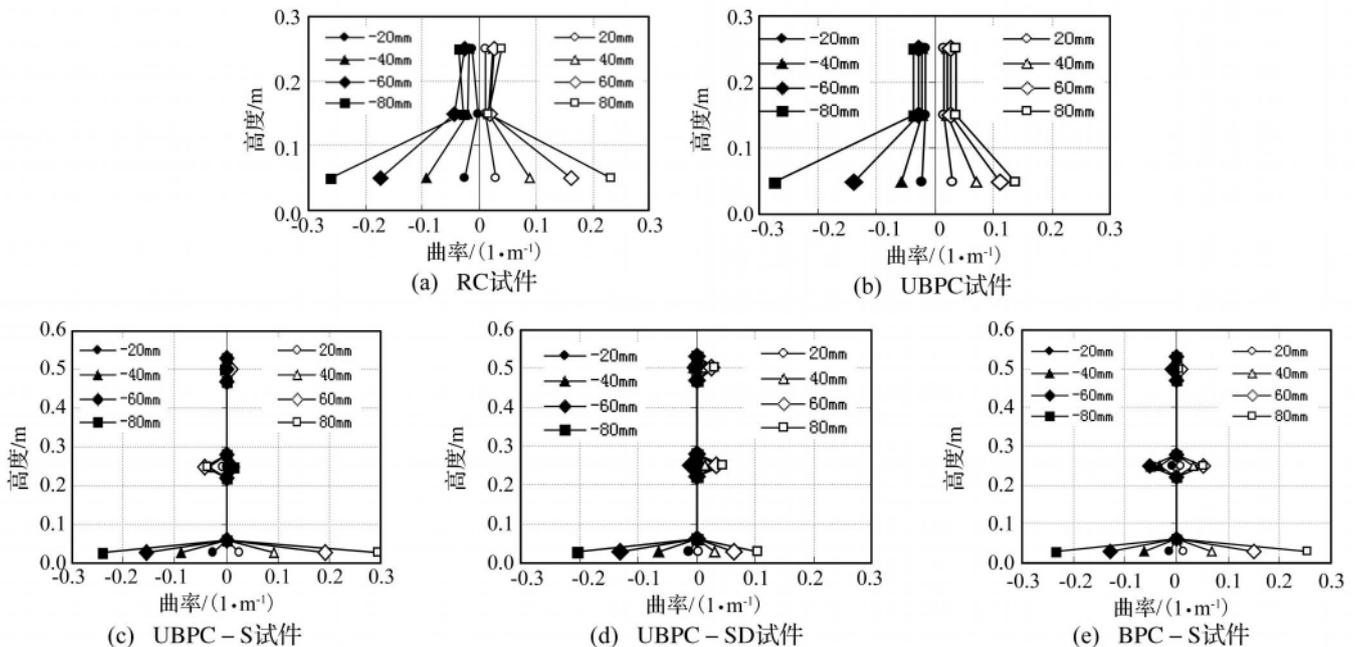


图 8 典型位移等级时塑性铰区曲率分布
Fig. 8 Distribution of curvature in the plastic hinge area

2.7 节段拼装试件接缝张开情况

与整体现浇钢筋混凝土结构相比,采用干接缝连接的节段拼装桥墩在拟静力位移荷载作用下会发生显著的张开。图9给出了底部接缝随位移等级增加的接缝张开情况,其中横轴代表接缝水平位置,纵轴代表接缝中各点张开位移。对于水平张开的位移,正值代表接缝受拉侧由于受拉导致的接缝张开,负值代表接缝

受压侧由于混凝土受压导致的压缩变形。试件 UB-PC-S 和 BPC-S 的接缝张开程度比较接近,主要原因是两者的混凝土节段设计情况相同,而且在达到最大位移等级时的结构损伤情况相同。试件 UBPC-SD 和 UBPC-S 情况相比,同等位移等级下的接缝张开程度有所减小,主要是耗能钢筋提供拉力,减小了接缝的张开。

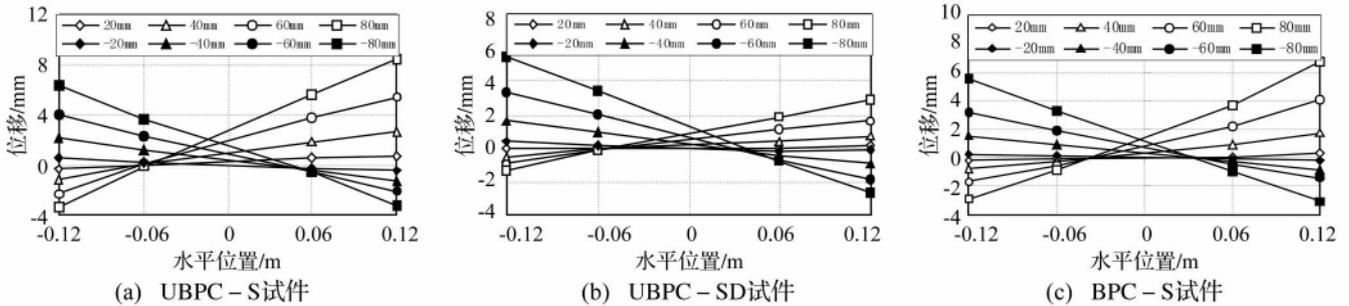


图9 典型位移等级时干接缝的张开位移

Fig.9 Joint opening displacement at critical loading displacement

3 结论

(1) 循环荷载作用下,整体现浇预应力混凝土结构的曲率集中在塑性铰附近,弯矩越大曲率越大;而节段拼装预应力混凝土桥墩的曲率主要集中在各个接缝附近,在弯矩越大的接缝,其曲率越大。

(2) 节段拼装桥墩在循环荷载作用下会发生接缝的交替张开闭合,不会发生现浇钢筋混凝土桥墩出现的塑性铰现象。这样节段拼装桥墩的损伤程度较现浇钢筋混凝土桥墩就会小得多。

(3) 在接缝位置布置纵向耗能钢筋,可以延缓接缝的张开,增加试件的抗弯强度,增强滞回耗能能力,同时也会增加试件的残余位移。

(4) 试件 RC、UBPC 和 UBPC-SD 均显示了较大的拟静力残余位移,拟静力残余位移与最大加载位移相当。试件 UBPC-S、BPC-S 的拟静力残余位移较小,这两种节段拼装桥墩都显示了较好的自复位性能。

(5) 节段拼装预应力混凝土结构可以取得与普通钢筋混凝土结构一样的荷载位移骨架曲线,而且同时拟静力残余位移又非常小。

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.
- [2] Podolny W, Muller J M. Construction and design of prestressed concrete segmental bridges[M]. New York: John Wiley & Sons, 1982.
- [3] Hieber D G, Wacker J M. State-of-the-art report on precast

concrete systems for rapid construction of bridges [R]. Washington: Washington State Transportation Commission, Department of Transportation, 2005.

- [4] Mander J B, Cheng C T. Seismic resistance of bridge piers based on damage avoidance design [R]. New York: National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1997.
- [5] Hewes J T. Seismic design and performance of precast concrete segmental bridge columns [D]. California: University of California, San Diego, C. A. 2002.
- [6] Chou C C, Chen Y C. Cyclic tests of post-tensioned precast CFT segmental bridge columns with unbonded strands [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2006, 35: 159 - 175.
- [7] Billington S L, Yoon J K. Cyclic response of unbonded posttensioned precast columns with ductile fiber reinforced concrete [J]. Journal of Bridge Engineering, ASCE, 2004, 9(4): 353 - 363.
- [8] Ou Y C, Chiewanichakorn M. Seismic performance of segmental precast unbonded posttensioned concrete bridge columns [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2007, 133(11): 1636 - 1647.
- [9] Wang J C, Ou Y C, Chang K C, et al. Large-scale seismic tests of tall concrete bridge columns with precast segmental construction [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2008, 37(12): 1449 - 1465.
- [10] Palemerno A, Pampanin S, Marriott D. Design, modeling and experimental response of seismic resistant bridge piers with posttensioned dissipating connections [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2007, 133(11): 1648 - 1661.