

单节段装配式桥墩抗震性能试验研究

黄 宜, 邱文亮*, 黄才良, 田 甜

(大连理工大学 桥梁工程研究所, 辽宁 大连 116024)

摘要: 与传统整体现浇桥墩相比, 装配式桥墩具有工期短、环境影响小、施工质量高等优点。装配式钢筋混凝土桥墩的抗震性能是其设计时需要考虑的关键问题之一。试验设计了一组现浇式及两组装配式桥墩试件, 采用拟静力试验方法从破坏形式、水平承载力、位移延性与累积耗能等方面研究其抗震性能。试验结果表明: 与整体现浇式桥墩相比, 装配式桥墩的水平承载力与前者接近, 位移延性与累积耗能能力稍差, 残余位移偏大; 钢套筒连接装配式桥墩的位移延性与累积耗能能力优于金属波纹管连接装配式桥墩。

关键词: 装配式桥墩; 拟静力试验; 抗震性能; 位移延性

中图分类号: U443.22

文献标识码: A

doi: 10.7511/dllgxb201605007

0 引言

装配式桥墩是将桥墩沿垂直方向、按一定分割规则分成若干块件, 在预制场地上进行浇筑, 运到施工场地拼装。其按照力学特性分为下述2类: ①将预制节段设计成整体结构物, 其接缝的强度高于节段自身强度; ②利用接缝的特点, 将桥墩设计成摇摆体系来改善抗震性能^[1]。

欧美等国家对装配式桥墩的研究起步较早并在工程实践中广泛应用^[2]。1997年, Mander等针对在桥墩底部形成节段缝, 允许桥墩绕墩底转动的无黏结后张预应力桥墩抗震性能及其损坏后的加固性能进行了研究^[3]。Kwan和Billington提出了适合于非抗震设防区的中小跨径规则桥梁下部结构的节段拼装体系, 还建议了一种适合抗震区应用的装配式桥墩体系^[4]。

相对于桥梁上部结构的预制拼装技术在桥梁建设中的成熟应用, 国内关于装配式桥墩的相关研究与应用相对较少^[5]。我国已建跨海大桥中一般采用带湿接缝的整体式节段拼装高桥墩基础^[6]。

吸取国内外研究经验, 本文装配式桥墩试件选取钢套筒和金属波纹管作为接缝处连接件, 采

用拟静力对比试验方法, 对试验结果进行分析, 期望能够对国内装配式桥墩的设计与应用提供参考。

1 试验概况

1.1 试件设计

试验设计、制作3组试件, B组为钢筋混凝土桥墩现浇试件组; C组为钢套筒连接装配式桥墩试件组; D组为金属波纹管连接装配式桥墩试件组(A组试件非本文研究的相关内容, 故本文不作叙述)。每组试件各包含3个试件, B、C组中3个试件设计参数相同, D组3个试件除波纹管直径分别为50 mm、60 mm、70 mm外, 其他设计参数相同。试件墩身高度为2.2 m, 截面尺寸为500 mm×640 mm, 墩身配有8根直径为25 mm的纵筋, 墩身箍筋直径为14 mm, 间距为100 mm; 设计轴压力为400 kN, 相应的设计轴压比为0.068; 水平力实际加载点位于距柱底2.0 m高度处, 相应的剪跨比为4.0。B、C、D3组试件的设计方案如表1所示。

本文装配式桥墩采用单节段模型, 其拼装接缝在墩身与基础交界面处, 以灌浆钢套筒或灌浆

金属波纹管作为连接构件,试件构造及接缝构造大样如图 1 所示.在装配式桥墩制作时,墩身节段与基础分开预制,在基础内预埋钢套筒与金属波纹管.构件拼装时,墩身预留钢筋与预埋钢套筒或波纹管逐一对应,墩身与基础交界面铺设一层接缝垫层,墩身完成定位后,通过预埋灌浆孔向钢套筒与金属波纹管内灌浆,作业时需要保证施工质

量.各组试件浇筑完成后需按规范要求养护.

表 1 试验模型设计表

Tab.1 Table of test model design

组号	试件描述	数量
B	整体浇筑	3
C	单节段、平口接缝、钢套筒连接	3
D	单节段、平口接缝、波纹管连接	3

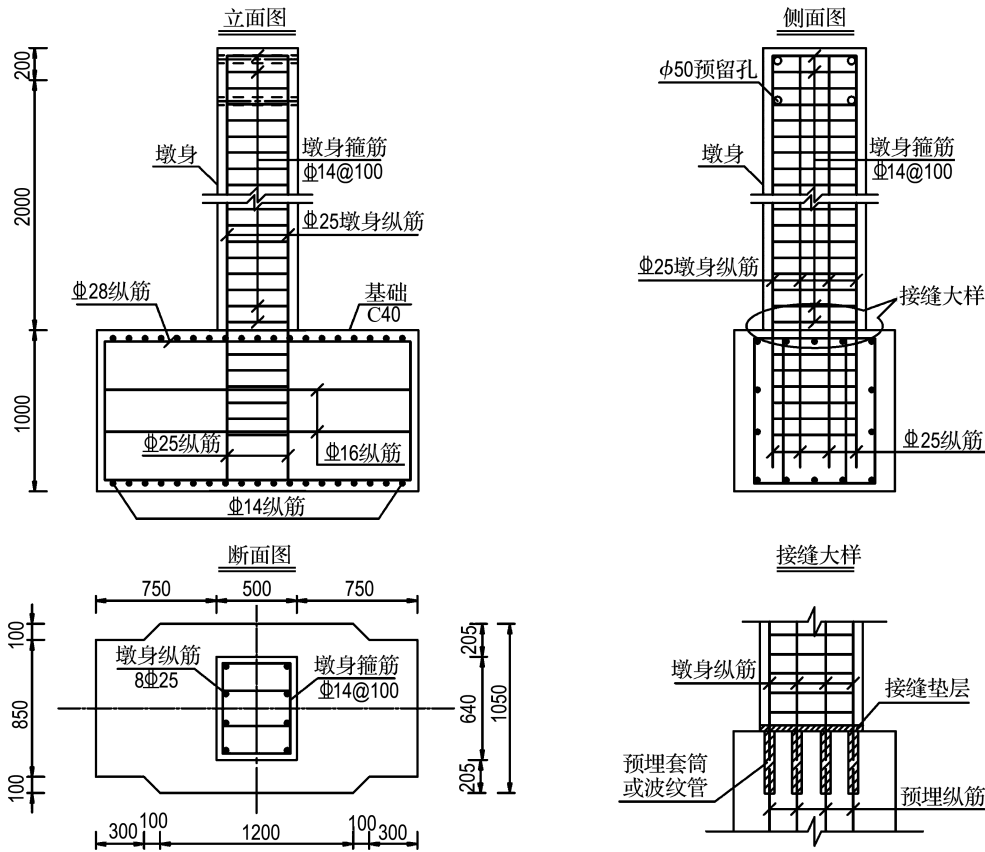


图 1 桥墩试件构造及配筋(单位:mm)

Fig.1 Structure and reinforcement of bridge piers specimens (unit:mm)

1.2 材料性能

墩身与基础均采用 C40 混凝土和 HRB400 级钢筋,装配式桥墩拼装时接缝垫层材料与灌浆材料为北京思达建茂科技发展有限公司出品的 CGMJM-Z 座浆料和 CGMJM-VI 高强灌浆料,材料相关力学性能如表 2 所示.

为了验证装配式桥墩采用钢套筒连接与金属波纹管连接的可靠性,采用 1 000 kN 微机控制电液伺服万能试验机测定钢套筒连接件的拉伸力学性能,如图 2(a)所示;采用穿心式液压千斤顶,配合量程为 1 000 kN 压力传感器测定金属波纹管连接件的拉伸力学性能,如图 2(b)所示.

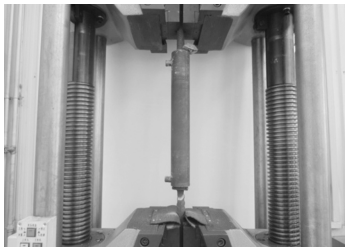
表 2 材料力学性能参数

Tab.2 Mechanical properties parameters of materials

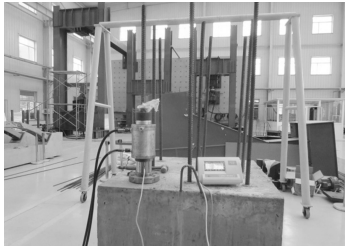
材料类型	屈服强度/MPa	极限强度/MPa
C40 混凝土	—	44.2
灌浆料	—	68.7
接缝座浆料	—	45.3
Φ 25 纵筋	416.2	611.9
Φ 14 箍筋	424.2	604.3

钢套筒连接件与金属波纹管连接件抗拉试验中,构件最终的破坏形态为钢筋断裂或严重变形,钢筋与钢套筒、金属波纹管之间不会发生锚固滑移失效.钢套筒连接件与金属波纹管连接件拉拔

强度参数值如表 3 和 4 所示。



(a) 钢套筒



(b) 金属波纹管

图 2 钢套筒连接件与金属波纹管连接件拉拔试验

Fig. 2 Pull-out test of steel sleeve connection and metal bellow connection

表 3 钢套筒连接件力学性能

Tab. 3 Mechanical properties of steel sleeve connection

试件编号	屈服 荷载/kN	极限 荷载/kN	屈服荷载 均值/kN	极限荷载 均值/kN
GT-1	201.0	301.8		
GT-2	203.4	302.4	202.5	302.1
GT-3	203.0	302.0		

表 4 金属波纹管连接件力学性能

Tab. 4 Mechanical properties of metal bellow connection

试件编号	极限荷载均值/kN	破坏形态
BWG50	310.8	钢筋变形严重
BWG60	313.4	钢筋变形严重
BWG70	312.2	钢筋变形严重

1.3 拟静力试验方法

拟静力试验轴向加载装置采用固定在承力横梁上加载能力 3 000 kN 电液伺服竖向千斤顶,模拟上部结构传递给桥墩的竖向力;水平加载装置采用固定在反力墙上加载能力 1 000 kN 电液伺服水平作动器,模拟地震作用时上部结构传递给桥墩的水平力,试验加载与采集系统如图 3 所示。

试验加载采用位移控制方式,结合经验公式与试验前期的数值模拟,最终执行的位移时程采

用三角波模式,每级位移水平循环加载 3 次,如图 4 所示。本次试验中,当试件的滞回位移增大到使试件纵筋断裂或试件的承载力降低至最大值的 85% 以下时,试验结束。



图 3 试验加载与采集系统

Fig. 3 Appliance and data acquisition system of the test

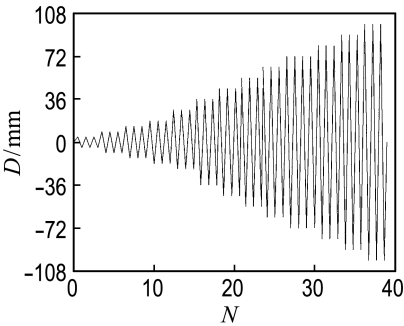


图 4 水平位移加载时程

Fig. 4 Loading time-history of horizontal displacement

2 拟静力试验现象

试件的试验现象主要包括墩身裂缝开展、纵筋屈服、混凝土剥落、纵筋屈曲、纵筋断裂及试件最终破坏等直观表象。

B 组 3 个试件设计参数相同,试验现象较为类似,主要试验现象如下:当滞回位移达到 8 mm 时,墩身出现裂缝,随后裂缝扩展;当滞回位移达到 36 mm 时,墩底保护层出现轻微掉渣,墩底裂缝开裂严重;当滞回位移达到 84 mm 时,墩底混凝土保护层出现剥落,并露出纵筋;B1 试件在滞回位移达到 128 mm 时,水平承载力下降至最大值的 85%,B2、B3 试件均在滞回位移达到 120 mm 时,纵筋断裂,试验停止。B 组试件最终破坏时,墩身底部混凝土形成一个“V”字形或者“∩”形的滑移面,滑移面下侧混凝土大面积压碎剥落,破坏区高度约距墩底 30 cm。以 B1 试件作为代表,其最终破坏形态如图 5(a)所示。

C 组、D 组试件主要试验现象如下:当滞回位

移达到 8 mm 时,墩身出现裂缝,随后裂缝扩展;当滞回位移达到 36 mm 时,墩底保护层出现轻微掉渣,墩底裂缝开裂严重;当滞回位移达到 72 mm 时,墩底混凝土保护层出现剥落,并露出纵筋;C1、C2、C3 试件分别在滞回位移达到 108 mm、96 mm、120 mm 时,纵筋断裂,试验停止. D1、D2、D3 试件在滞回位移达到 96 mm、96 mm、120 mm 时,纵筋断裂,试验停止. C、D 两组试件最终破坏发生在纵筋被拉断时,墩身底部混凝土亦形成一个“V”字形或者“~”形的滑移面. 相对于现浇试件,试件墩底混凝土压碎剥落区较小,高度约距墩底 20 cm. 以 C1 与 D1 试件为代表,其最终破坏形态如图 5(b)和 5(c)所示.



(a) B1 试件



(b) C1 试件



(c) D1 试件

图 5 桥墩试件破坏形态

Fig. 5 The failure patterns of bridge pier specimens

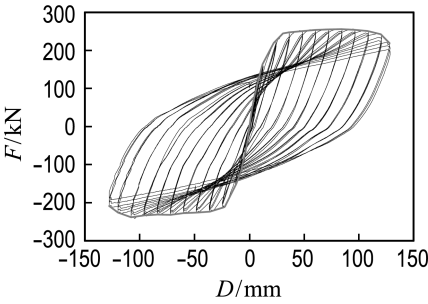
3 试验结果分析

3.1 位移延性分析

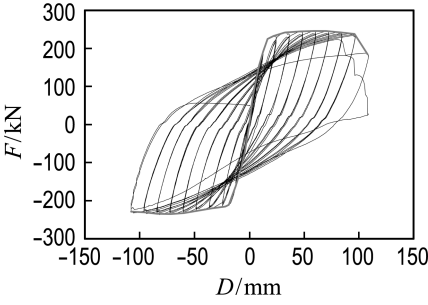
20 世纪 60 年代,以 Newmark 为首的学者基于结构的非线性地震反应研究,提出了用“延性”

的概念来概括结构超过弹性阶段后的抗震能力,认为在抗震设计中,除了强度与刚度外,还必须重视加强结构的延性.

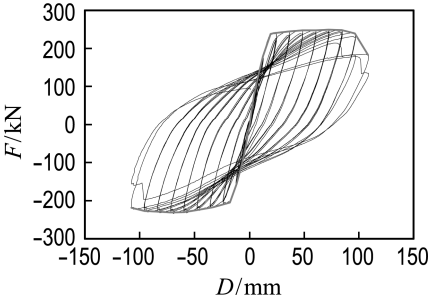
为便于比较试件延性能力,需作出试件荷载-位移滞回曲线的骨架曲线. 本文根据美国 FEMA356^[7] 荷载-位移滞回曲线的等效“Pushover”曲线的生成方法,绘制各试件骨架曲线. 3 组内各试件的试验设计参数相同或差异较小,荷载-位移滞回曲线有较多相似之处,故本文选取 B1、C1、D1 为代表,其试件荷载-位移滞回与骨架曲线如图 6 所示.



(a) B1 试件



(b) C1 试件



(c) D1 试件

图 6 桥墩试件滞回与骨架曲线

Fig. 6 The hysteretic and skeleton curves of the bridge pier specimens

在利用延性概念来进行结构抗震设计时,首先必须确定度量延性的量化指标,最常用的延性指标为曲率延性系数($\mu_\varphi = \varphi_u / \varphi_y$)和位移延性系

数($\mu_D = D_u/D_y$), 本文采用位移延性系数对 9 个桥墩试件的延性进行评估. 根据 Park 法^[8] 估算试件的屈服位移, 由各试件的骨架曲线, 按上述方法得到 B、C、D 3 组试件的极限荷载、屈服荷载、极限位移、屈服位移和位移延性系数如表 5 所示; 各组试件的抗震参数平均值如表 6 所示.

表 5 各试件抗震性能参数汇总

Tab. 5 Summary of the specimens seismic performance parameters

试件编号	极限荷载 F_u/kN	屈服荷载 F_y/kN	极限位移 D_u/mm	屈服位移 D_y/mm	位移延性系数 μ_D
B1	247.1	216.1	128.0	22.7	5.64
B2	237.9	212.5	120.0	19.6	6.12
B3	250.3	224.8	120.0	18.8	6.38
C1	239.9	214.4	108.0	17.5	6.17
C2	243.8	215.9	96.0	19.1	5.03
C3	244.0	217.0	120.0	18.6	6.44
D1	240.1	214.6	96.0	18.1	5.29
D2	235.5	211.0	96.0	18.4	5.21
D3	237.0	215.8	120.0	19.5	6.15

注:表中数据为正反向平均值.

表 6 各组试件抗震性能参数平均值

Tab. 6 Average values of the specimens seismic performance parameters

试件编号	极限荷载 F_u/kN	屈服荷载 F_y/kN	极限位移 D_u/mm	屈服位移 D_y/mm	位移延性系数 μ_D
B 组	245.1	217.8	122.7	20.3	6.05
C 组	242.6	215.7	108.0	18.4	5.87
D 组	237.5	213.8	104.0	18.7	5.56

结合图 6、表 5 和表 6 可以得出以下结论:

(1)B 组试件与 C 组、D 组试件的极限荷载值基本持平(以 B 组作为参考, C 组比 B 组小 1.0%, D 组比 B 组小 3.1%), 说明相同设计参数的装配式桥墩只要保证拼装接头的强度可靠, 基本能够达到整体现浇式桥墩的极限水平承载力.

(2)B 组试件与 C 组、D 组试件相比, 位移延性系数稍大(以 B 组作为参考, C 组比 B 组小 3.0%, D 组比 B 组小 8.1%), 说明相同设计参数的装配式桥墩比整体现浇式桥墩延性稍差.

3.2 残余位移分析

近年来, 基于性能的抗震设计对于结构破坏的可修复控制也越来越受到关注. 地震发生后, 结构由于非线性变形会留下残余位移, 残余位移的

存在会影响震后结构的修复工作.

选取每个滞回位移水平下 3 次循环残余位移的平均值作为该位移水平的残余位移 D_r , 各组试件残余位移随滞回位移的变化如图 7 所示.

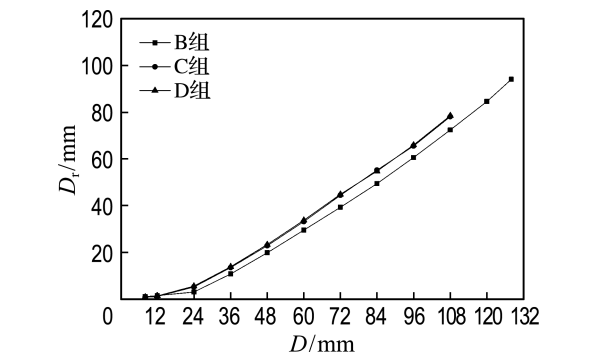


图 7 B 组-C 组-D 组试件残余位移

Fig. 7 Residual displacement of group B-C-D

结合图 7 可以得出以下结论:

(1)B 组试件与 C 组、D 组试件相比, 滞回位移小于 12 mm 时, 残余位移差别不明显. 随着滞回位移的增大, B 组试件残余位移明显低于 C、D 两组, 当滞回位移大于 60 mm 时, 相同滞回位移下, B 组试件残余位移约为 C、D 两组的 90%.

(2)C 组与 D 组试件相比, 各滞回位移水平下, 试件残余位移基本相当.

3.3 累积耗能分析

滞回耗能是衡量桥墩抗震性能的重要指标, 如果桥墩在初始强度没有明显退化的情况下, 具有良好的累积耗能能力, 通过反复的弹塑性变形, 耗散掉大量的地震动输入能量, 从而使结构不至于产生严重破坏.

一个位移循环的耗能可以定义为荷载与位移曲线所围成的面积, 即荷载-位移滞回曲线中封闭滞回环包围的面积, 本次试验各组桥墩试件的累积耗能 E_{hyst} 曲线如图 8 所示.

结合图 8 可以得出以下结论:

(1)与 B 组试件相比, C、D 两组试件在滞回位移较小时, 累积耗能略少. 随着滞回位移增大, C、D 两组试件累积耗能增幅比 B 组稍大, 当滞回位移达到 96 mm 时, C 组试件累积耗能比 B 组多 15% 左右, D 组试件比 B 组多 10% 左右, 此时, C、D 两组试件已经发生破坏, B 组试件在滞回位移达到 108 mm 时, 构件依然拥有较强的滞回耗能能力.

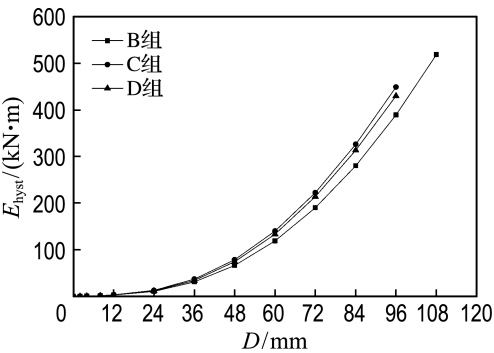


图 8 B 组-C 组-D 组试件累积耗能
Fig. 8 Accumulated energy dissipation of group B-C-D

(2)C 组试件与 D 组试件相比,累积耗能略多.当滞回位移达到 96 mm 时,C 组试件比 D 组试件累积耗能多 5%左右.

3.4 墩顶极限位移分析

墩顶的极限位移能够反映出桥墩变形能力,按照《公路桥梁抗震设计细则》(JTG/T B02-01—2008)相关规定可计算整体现浇式桥墩的墩顶水平极限位移.

采用塑性铰模型计算整体现浇式桥墩的墩顶水平极限位移 Δ_u :

$$\Delta_u = \frac{1}{3} H^2 \varphi_y + \left(H - \frac{L_p}{2} \right) \theta_u \tag{1}$$

式中: H 为墩身高度, φ_y 为截面等效屈服曲率, L_p 为等效塑性铰长度, θ_u 为塑性铰区的塑性转角.

将依据《公路桥梁抗震设计细则》计算得到的各参数值代入式(1)中,得到现浇式桥墩墩顶水平极限位移 $\Delta_u=145$ mm.

现将各组桥墩试件墩顶水平极限位移的试验值与采用塑性铰模型计算的理论值汇总于表 7 中.

表 7 各组试件墩顶极限位移试验值与理论值对比
Tab. 7 Comparison of test values and theoretical values of the ultimate displacement of pier top

试件编号	试验值 D_u /mm	理论值 Δ_u /mm
B 组	122.7	145.0
C 组	108.0	—
D 组	104.0	—

结合表 7 可以得出以下结论:
(1)从本次试验结果来看,B 组桥墩的墩顶极限位移试验值要小于理论值;

(2)从 B、C、D 3 组桥墩极限位移的试验值来看,装配式桥墩比现浇式桥墩的极限位移要小.

4 结 论

(1)通过拉拔试验与拟静力试验可知,钢套筒及金属波纹管连接件能够做到与同等直径钢筋的等强度连接,最终的破坏形态为钢筋断裂,钢筋与钢套筒、金属波纹管之间不会发生锚固滑移失效.

(2)从桥墩试件最终的塑性铰区范围来看,整体现浇式桥墩的严重破坏区域比装配式桥墩破坏区域范围大,其主要原因是试件加载后,装配式桥墩接缝区的座浆料首先发生压碎破坏,纵筋相对较快参与抵抗水平荷载,使墩身混凝土的破坏范围稍小.

(3)装配式桥墩与整体现浇式桥墩相比,破坏时的极限位移与位移延性系数要小;就装配式桥墩而言,钢套筒连接比金属波纹管连接桥墩的延性要稍好,但总体性能较为接近.

(4)装配式桥墩的残余位移比整体现浇式桥墩的残余位移要大;钢套筒与金属波纹管连接装配式桥墩的残余位移基本相当.

(5)相同滞回位移水平下,装配式桥墩的累积耗能比整体现浇式桥墩的累积耗能要多,但试验结束时,整体现浇式桥墩的累积耗能比装配式桥墩要多;钢套筒连接比金属波纹管连接装配式桥墩的累积耗能始终要略多.

(6)从本次试验结果来看,B 组桥墩的墩顶极限位移试验值要小于理论值.由于拟静力试验加载的滞回位移水平较多,且每个位移水平采用 3 次循环,较多的低周疲劳次数使得墩身损伤发展得比较充分,钢筋和混凝土强度下降较快,使试件较早达到最终破坏状态,故而试验值偏小.

(7)从 B、C、D 三组桥墩极限位移的试验值来看,装配式桥墩比现浇式桥墩的极限位移要小.因此,在进行装配式桥墩的抗震设计时,可根据具体情况进行折减.

参考文献:

[1] 葛继平,魏红一,王志强. 循环荷载作用下预制拼装桥墩抗震性能分析[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2008, 36(7):894-899.
GE Ji-ping, WEI Hong-yi, WANG Zhi-qiang. Seismic performance of precast segmental bridge

- column under cyclic loading [J]. **Journal of Tongji University (Natural Science)**, 2008, **36**(7):894-899. (in Chinese)
- [2] Podolny W, Muller J M. **Construction and Design of Prestressed Concrete Segmental Bridges** [M]. New York: John Wiley & Sons, 1982:1-36.
- [3] Mander J B, Cheng C-T. Seismic resistance of bridge piers based on damage avoidance design: Technical Report NCEER-97-0014 [R]. New York: National Center for Earthquake Engineering Research, 1997.
- [4] Kwan Wing-pin, Billington S L. Unbonded posttensioned concrete bridge piers. I: Monotonic and cyclic analyses [J]. **Journal of Bridge Engineering**, 2003, **8**(2):92-101.
- [5] 李国平. 体外预应力混凝土桥梁设计计算方法[D]. 上海: 同济大学, 2006.
- LI Guo-ping. Calculating method for design of externally prestressed concrete bridges [D]. Shanghai: Tongji University, 2006. (in Chinese)
- [6] 王志强, 葛继平, 魏红一. 东海大桥预应力混凝土桥墩抗震性能分析[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2008, **36**(11):1462-1466.
- WANG Zhi-qiang, GE Ji-ping, WEI Hong-yi. Seismic performance of prestressed concrete bridge column of East Sea Bridge [J]. **Journal of Tongji University (Natural Science)**, 2008, **36**(11):1462-1466. (in Chinese)
- [7] Federal Emergency Management Agency, ASCE. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings: FEMA356 [R]. Washington D C: Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [8] Park R. Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing [J]. **Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering**, 1989, **22**(3):155-166.

Experimental study of seismic performance of single segmental precast bridge piers

HUANG Yi, QIU Wen-liang*, HUANG Cai-liang, TIAN Tian

(Institute of Bridge Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: Compared with the traditional construction method of overall cast-in-place bridge piers, precast bridge piers technology is conducive to shortening the construction period, lessening the damage on the environment and guaranteeing the construction quality. The seismic performance of precast reinforced concrete bridge piers is one of the key points to the design of precast bridge piers. One set of specimens with cast-in-place type and two sets of specimens with precast type are designed and studied on destruction forms, horizontal bearing capacity, ductility and accumulated energy dissipation, etc., by using quasi-static tests. The experimental results show that compared with overall cast-in-place piers, precast bridge piers have a similar horizontal bearing capacity, a little poor performance on displacement ductility and accumulated energy dissipation and a bigger residual displacement; the displacement ductility and accumulated energy dissipation of precast bridge piers using steel sleeve connection are better than precast bridge piers using metal bellow connection.

Key words: precast bridge piers; quasi-static test; seismic performance; displacement ductility