马煜,张于晔.CFRP加固对预制节段拼装桥墩抗震性能的影响[J].地震工程学报,2020,42(4):847-855.doi:10.3969/j.issn. 1000-0844.2020.04.847

MA Yu, ZHANG Yuye. Effect of CFRP Sheets on Seismic Performance of Precast Segmental Piers[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2020, 42(4):847-855.doi:10.3969/j.issn.1000-0844.2020.04.847

CFRP 加固对预制节段拼装桥墩抗震性能的影响

马 煜,张于晔

(南京理工大学 土木工程系, 江苏 南京 210094)

摘要:为提升预制节段拼装桥墩的抗震性能,采用碳纤维增强复合材料(CFRP)对预制节段拼装桥 墩在地震中易损伤部位进行加固。基于既有试验,建立缩尺的预制节段拼装桥墩三维实体有限元 模型,分析预制节段拼装桥墩在循环往复荷载情况下的恢复力特性以及破坏情况。分别采用箍筋 加密和外包 CFRP 布对预制节段拼装桥墩底部节段进行加固,对比两种加固方式对预制节段拼装 桥墩抗震性能的影响。研究结果表明,CFRP 包裹桥墩底部节段能够增强桥墩整体刚度和承载能 力,并且使得桥墩的刚度退化更加平缓,有利于预制节段拼装桥墩在地震作用下保持自身力学特性 的稳定,确保桥梁整体的安全。

关键词:桥墩;预制拼装;碳纤维布;加固;抗震性能

 中图分类号: TU211
 文献标志码:A
 文章编号: 1000-0844(2020)04-0847-09

 DOI:10.3969/j.issn.1000-0844.2020.04.847

Effect of CFRP Sheets on Seismic Performance of Precast Segmental Piers

MA Yu, ZHANG Yuye

(Department of Civil Engineering, Nanjing University of Science and Technology, Nanjing 210094, Jiangsu, China)

Abstract: To improve the seismic performance of precast segmental piers during earthquake, carbon-fiber-reinforced plastics (CFRPs) were used to reinforce the vulnerable parts of precast segmental piers. Based on the results of previous experiments, we established a three-dimensional solid finite element model of a precast segmental pier and analyzed the restoring force characteristics and damage sustained by the pier under cyclic loading. After reinforcing the bottom segments of the pier with either stirrup reinforcement or an outsourced CFRP sheet, we compared the effects of the two reinforcement methods on its seismic performance. The results showed that the bottom section of the CFRP-wrapped pier enhanced the overall stiffness and bearing capacity of the pier and made the stiffness degradation of the pier gentler. Based on the results, we can conclude that CFRP reinforcement is conducive to the stability of the precast segmental pier under

第一作者简介:马 煜(1994-),河北万全人,硕士研究生,研究方向:桥梁抗震。E-mail:576526536@qq.com。

收稿日期:2019-10-21

基金项目:国家自然科学基金项目(51508276);国家山区公路工程技术研究中心开放基金(GSGZJ-2017-02)

通信作者:张于晔(1986-),江西九江人,博士,副教授,研究方向:桥梁抗震与振动。E-mail:zyy@njust.edu.cn。

earthquake and can better ensure the safety of the bridge.

Keywords: pier; prefabricated assembly; carbon fiber reinforced plastics (CFRP); straightening; seismic performance

0 引言

预制装配式桥梁凭借其施工速度快,对环境影 响小等优势,正逐步成为桥梁建设领域的首选建造 方案。其中,预制节段拼装桥墩是现阶段装配式桥 梁中主要应用装配式技术的结构部分。然而,预制 节段拼装桥墩在地震作用下的响应和传统现浇桥墩 有较大的区别——地震时预制拼装桥墩的塑性铰区 节段在较大纵向压应变下形成柱脚的刚性转动,可 能导致该区域节段保护层混凝土大量开裂甚至压 碎^[1],对桥梁安全造成威胁。

目前常见的结构修复加固方法有增大截面法、 箍筋加密法、外包钢法、绕丝法和纤维增强复合材料 (FRP)加固法等。其中 FRP 材料因其具有高强、轻 质、安装方便、施工速度快、维护费用低、耐腐蚀等优 点而受到国内外学者的广泛关注^[2]。CHANG 等^[3] 采用CFRP材料对两个缩尺的桥墩模型进行了修 复加固,利用拟静力试验研究了经修复的桥墩的耗 能和延性等性能;YOUM 等^[4]对不同配箍率下分别 采用钢套筒和 CFRP 布修复的混凝土柱进行了单 调和循环荷载实验,分析了其滞回性能、抗弯强度、 耗能水平和结构延性等性能指标:司炳君等[5]分别 采用环氧树脂、早强混凝土、CFRP 布包裹早强混凝 土的方法对 3 个已经被破坏的圆形截面钢筋混凝土 桥墩进行了修复加固,并研究了修复后桥墩的破坏 形态、延性、承载力和刚度等抗震指标;但是目前对 于粘贴纤维布加固法的研究与应用大多数是针对整 体现浇桥墩的,对于预制节段拼装桥墩使用纤维布 加固的研究与应用还较为少见。

考虑到预制节段拼装桥墩在地震中具有损伤截 面较小、残余位移较小、自复位能力强等鲜明的特 点,本文对采用 CFRP 对预制节段拼装桥墩最容易 发生破坏的底部节段进行包裹加固,并且与采用箍 筋加密和未进行任何加固措施的情况进行对比,分 析包裹 CFRP 布对预制节段拼装桥墩抗震性能的 影响。

1 桥墩模型设计

为了研究粘贴纤维布法对预制节段拼装桥墩抗 震性能的影响,本次基于 Ou 等^[6]设计并完成的既 有试验,建立三维实体模型,对采用不同加固方法的 节段预制拼装桥墩进行对比分析,研究不同加固方 式对其抗震性能的影响。

参照文献「6]的试验中试件 UPC(图 1)的尺寸、 配筋等参数建立 ABAQUS 数值模拟所需的有限元 模型。UPC 试件墩身由 4 个高度为 400 mm, 直径 为 350 mm 圆形截面的节段拼装而成,混凝土强度 等级为 C50, 墩顶设置有与电液伺服加载器连接的 混凝土墩头,尺寸为 500 mm×500 mm×500 mm, 承台尺寸为1500 mm×1000 mm×600 mm,试件 计算高度为1850 mm。将该试件模型作为本文试 验的对照组,命名为 S1。作为试验组中的两个试件 模型,其中一个模型为将 S1 模型的底部节段箍筋布 置从 D7@50 修改为 D7@80(即不对底部节段箍筋 进行加密),命名为模型 S2。另一个模型为将 S2 的 底部节段外包裹 CFRP 布,命名为模型 S3。三个桥 墩试件模型除对底部节段处理方式不同,其余3个 墩身节段节段的配筋形式、混凝土强度等参数完全 一致,详见表1所列。



图 1 预制节段拼装桥墩试件模型^[6] Fig.1 Specimen model of precast segmental pier^[6]

2 边界条件及加载方式

采用控制位移的加载方式对桥墩模型 S1,S2, S3 的墩顶施加循环往复荷载,加载位移幅值为 0.10%,0.20%,0.30%,0.50%,0.75%,1.00%, 1.50%,2.00%,2.50%,3.00%,3.50%,4.00%, 4.50%,5.00%,6.00%。加载方案见图 2。 C50

\$3

			Table 1	Design parameters of each group of models					
编号	砼强度	节段高度	节段直径	纵筋		箍筋		底部节段	
	等级	/mm	$/\mathrm{mm}$	配置	配筋率/%	配置	配筋率/%	处理方式	
S1	C50	400	350	6D12	0.71	D7@50/80	0.96/0.60	配箍 D7@50	
S2	C50	400	350	6D12	0.71	D7@80/80	0.60	配箍 D7@80	

0.71

各组模型设计参数

配箍率:0.96/0.60 表示从柱脚至柱脚上 400 mm 范围内配箍率为 0.96,柱脚上 400 mm 至柱顶范围内配箍率为 0.60。

6D12

表 1



400

350

3 有限元模型建立

3.1 混凝土单元

混凝土单元采用减缩积分控制的线性八节点六 面体 C3D8R 单元,混凝土模型选用 ABAQUS 中提 供的混凝土 CDP 模型。该模型常用于对混凝土结 构进行单向加载、循环加载以及动态加载等工况的 模拟,并且使得损伤塑性模型具有更好的收敛性^[7]。 其损伤本构关系可由(1)式^[8]表达。

$$\sigma = g [D(\varepsilon)] E_{c} \varepsilon \tag{1}$$

式中:σ表示应力;ε表示应变;g表示应变函数;D 表示单轴受压或受拉时的混凝土损伤变量;E。为弹 性模量。

其中,当混凝土单轴受压时,

$$g^{\mathfrak{c}}[D_{\mathfrak{c}}(\mathfrak{e})] = \frac{A_{1} - \mathfrak{e}/\mathfrak{e}_{\mathfrak{c}}}{A_{1}[1 + (A_{1} - 2)\mathfrak{e}/\mathfrak{e}_{\mathfrak{c}}]}, \mathfrak{e} \leqslant \mathfrak{e}_{\mathfrak{c}} \qquad (2)$$

$$g^{c}[D_{c}(\varepsilon)] = \frac{1}{A_{1}[\alpha_{1}(\varepsilon/\varepsilon_{c}-1)^{2}+\varepsilon/\varepsilon_{c}]}, \varepsilon \geqslant \varepsilon_{c}$$
(3)

式中: $A_1 = 9.1 f_{cu}^{-4/9}$; $\alpha_1 = 2.5 \times 10^{-5} f_{cu}^2$; f_{cu} 表示混凝 土标准立方体抗压强度。

混凝土单轴受拉时,

$$g^{t}[D_{t}(\varepsilon)] = \frac{A_{2} - \varepsilon/\varepsilon_{t}}{A_{2}[1 + (A_{2} - 2)\varepsilon/\varepsilon_{t}]}, \varepsilon \leqslant \varepsilon_{t} \qquad (4)$$

$$g^{t}[D_{t}(\varepsilon)] = \frac{1}{A_{2}[\alpha_{2}(\varepsilon/\varepsilon_{t}-1)^{1.7}+\varepsilon/\varepsilon_{t}]}, \varepsilon \geq \varepsilon_{t}$$
(5)

配输 D7@80+ 句惠 CFRP

式中: $A_2 = 1.306$; $\alpha_2 = 1 + 3.4 f_{cu}^2 \times 10^{-4}$ 。

0.60

3.2 钢筋单元

D7@80/80

钢筋单元采用桁架 T3D2 单元,采用式(6)描述 的三折线本构关系能够较为准确的描述钢筋的 弹性阶段、屈服阶段和强化阶段,直至达到强度极限 (图 3)。节段中的纵筋和箍筋共同组成钢筋骨架, 钢筋骨架与混凝土单元之间采用"Embedded"定义 相互作用^[9],能够较好地模拟钢筋和混凝土之间的 黏结关系。

$$f = \begin{cases} E_{s}, & \varepsilon \leqslant \varepsilon_{y} \\ f_{y}, & \varepsilon_{y} \leqslant \varepsilon \leqslant \varepsilon_{y,h} \\ f_{f} + E'_{s}(\varepsilon - \varepsilon_{y,h}), & \varepsilon \geqslant \varepsilon_{y,h} \end{cases}$$
(6)

式中:f表示钢筋应力; ε表示钢筋应变; ε, 表示钢筋 屈服应变; ε, , 表示钢筋进入强化阶段起始应变; E. 表示钢筋在弹性阶段的弹性模量; E. 表示钢筋在强 化阶段的弹性模量。



3.3 CFRP 布单元

CFRP 布采用 M3D4R 单元,由于 M3D4R 单元 不具有平面外抗弯刚度,因此能够更好地模拟出膜 结构的变形与受力特性。CFRP 布属于正交异性的 线弹性材料,沿纤维方向具有较高的抗拉强度,其正 交方向几乎没有抗拉强度。因此,CFRP 布的本构 关系为一条倾斜直线,斜率为沿 CFRP 纤维方向的 弹性模量,在与纤维方向正交的方向弹性模量可取 环氧树脂黏结剂基材的弹性模量。考虑到 CFRP 布正交异性的特点,故将其材料的弹性属性定义为 复合材料单层板^[11]。数值模拟中所用 CFRP 布的 具体参数见表 2。

表 2 CFRP 布性能参数

Table 2	Performance parameters	s of CFRP
密度	抗拉强度	弹性模量
1.76 g/cm^3	3 765 MPa	240 GPa

3.4 预应力的施加及接缝设置

本文预应力筋采用梁式单元 B31,并指派梁方向。由于预应力筋具有非常高的抗拉强度,在工程中几乎不会进入屈服状态,因此预应力筋的本构关系可视为线弹性关系。采用与实际预应力施加过程相近的降温法对模型施加预应力,设置预应力筋的 温度膨胀系数为 1×10⁻⁵。由式(7)可得,当施加 252 kN 的预拉力时,应降低 519.3 ℃。

$$T = -\frac{P}{\alpha \cdot G \cdot S} \tag{7}$$

式中:*T* 为温度;*P* 为预应力值;α 为线膨胀系数;*G* 为预应力筋弹性模量;*S* 为预应力筋截面积。

墩身节段间接触面切向存在摩擦,摩擦系数假 定为 0.5。在正常使用情况下,接触面之间采用连接 方式为"hard contact",指的是当接触面之间的空隙 间距大于零(即接口张开)时,接触面间的阻力为零, 当主表面和从表面相互接触的时候全截面受压^[12]。 有限元模型如图 4 所示。

4 有限元计算结果对比与分析

4.1 模型验证

通过提取 S1 模型加载控制点的位移-反力关系, 可得到 S1 模型在循环往复荷载情况下的滞回曲线。 通过与文献[6]实验中得到的 UPC 试件的滞回曲 线相比较,数值模拟所得的滞回曲线有较好的拟合 趋势(见图 5),因此本文所建立的有限元模型能够 较好地反映出预制节段拼装桥墩缩尺模型在滞回实 验中的各项数据指标趋势。





Fig.5 Comparison of hysteretic curves

表 3 试验试件与仿真模型 S1 设计参数

Table 3 Design parameters of test model and numerical simulation model S1

	试件高度	节段高度 /mm	节段直径 /mm	纵筋		纵筋	
快型	/mm			钢筋	配筋率/%	箍筋	配筋率/%
试验试件	1 850	400	350	6D12	0.71	D7@50/80	0.96/0.60
计算模型	1 850	400	350	6D12	0.71	D7@50/80	0.96/0.60

箍筋间距:50/80 表示从柱脚至柱脚上 400 mm 范围内箍筋间距为 50 mm,柱脚上 400 mm 至柱顶范围内箍筋间距为 80 mm。^[6]

4.2 变形和损伤

提取 S1 模型在实验结束后的纵截面图[图 6 (a)]可以明显观测到,在循环往复荷载作用下,配有

无粘结预应力筋的预制节段拼装桥墩接缝张开闭合 现象主要发生在底部节段与承台之间的接缝处,而 且在接缝的张开闭合过程中,柱脚混凝土发生了较 为明显的等效塑性应变,即混凝土破坏失效。结合 图 6(b)显示的模型墩身横向截面,可以看出混凝土 的压碎主要发生在沿加载方向上,而在垂直于加载 方向的混凝土基本未发生破坏。



图 6 S1 加载完成后截面图

Fig.6 Cross section of S1 after loading

提取 S3 模型试验后的状态(图 7)可以看出,桥 墩底部节段经过 CFRP 包裹后,等效塑性应变值和 发生等效塑性应变的范围均明显减小,即底部节段 混凝土破坏失效情况得到明显改善,CFRP 布限制 了墩底破坏。同时通过观测 S3 模型 CFRP 布和墩 身节段的应力变化情况(图 8、图 9),CFRP 布的最 大应力值为 3 350 MPa,达到了试验所用 CFRP 材 料抗拉强度极限(3 765 MPa)的 88.98%,即在试验 过程中 CFRP 材料的抗拉强度得到了充分利用。 但是相较于未采用 CFRP 包裹底部节段的桥墩模型,该组模型底部节段破坏程度减小,也使得墩身应 力重分布后,在底部节段的上半部分和底部第二节 段产生了较大的应力,这是在其他两组模型中没有 出现的情况。

4.3 滞回性能

模型的滞回曲线[如图9(a)(b)(c)]能够反映



Fig.7 Cross section of S3 after loading

地震工程学报



852

出模型在循环往复荷载作用下的位移变化、刚度变 化和能量耗散等情况。滞回环的对角连线斜率能够 反映出模型在试验中的整体刚度,由图 9 可看出采 用 CFRP 包裹的 S3 模型的整体刚度明显高于即无 CFRP 包裹又没有进行底部节段箍筋加密的 S2 模 型。同时由于 CFRP 布限制了底部节段混凝土的破 坏,使得 S3 模型骨架曲线升高[如图 9(d)],其最大承 载能力较 S1 提高了 9.6%,较 S2 提高了 17.5%。

滞回曲线的捏缩程度反映了模型在试验过程中 的侧向滑移情况,由于在循环往复荷载作用下,预制 节段拼装桥墩的接缝会不断张开闭合,同时拼装桥 墩的抗侧移能力完全由预应力筋的压力和接缝接触 面的摩擦力提供,因此预制节段拼装桥墩在试验中 的侧向滑移会较为明显,三组模型的滞回曲线都表 现出明显的捏缩现象,但是 S3 模型的捏缩程度最为 明显。通过分析三组模型试验结束后的变形和损伤 情况可以知道,S3 模型的节段混凝土压碎程度最小, 当底部节段接缝张开时,墩身与承台接触面积减小, 桥墩模型主要以剪切滑移的形式耗散输入的能量,因 此试验过程中出现的侧向滑移较其他两组更大。



Fig.9 Hysteresis curves and skeleton curve

4.4 耗能性能

随着墩顶位移的增大,桥墩的耗能不断增加。 S1、S2、S3模型每一个加载周期的耗能曲线均呈现 出先上升(图 10),然后小幅下降,之后继续上升的 发展过程,其中S1、S2模型出现小幅下降点出现在 墩顶位移幅值为2%左右位置,而S3模型的下降点 出现在2.5%左右位置。通过ABAQUS中三组模 型出现耗能下降情况时的模型状态进行对比发现, 在出现耗能下降的加载过程中,底部节段纵筋下部 发生了屈服。纵筋进入屈服阶段导致桥墩耗能水平 有所下降,随着荷载继续增大,墩底混凝土继续开裂 破坏,桥墩耗能继续增加。



采用 CFRP 加固整体现浇混凝土柱后,混凝土 柱的滞回环无捏缩现象,呈现出饱满的梭形^[13],耗 能水平明显增加。然而,比较三组模型的滞回曲线 (图 9)和累计耗能曲线(图 11)可以发现,采用 CFRP布加固预制节段拼装桥墩底部节段后,拼装





桥墩的滞回环并没有更加饱满,同时耗能水平也略 有下降。由于现浇混凝土柱的核心混凝土在 CFRP 的包裹下,约束了其横向变形^[13],使得现浇混凝土 柱的横向滑移减小,混凝土压碎更充分。而预制节 段拼装桥墩的底部节段被 CFRP 布包裹后,底部节 段混凝土处于三项受力状态,相较于没有 CFRP 包 裹的 S1 和 S2 模型,底部节段混凝土的破坏范围更 小,相应的能量损耗更低。

4.5 残余位移

残余变形是构件从加载变形,再卸载至零后,此 时构件不可恢复的塑性变形^[14]。残余位移的大小 能够判断震后桥梁是否可用,是衡量桥梁震后功能 性的一项重要指标^[15]。通过提取三组模型的残余 位移情况(图 12)可以看出,其中 S2 模型的残余位 移值最大,但是并没有超过模型计算高度的 1%,依 旧拥有较小的残余位移。而采用了 CFRP 包裹底 部节段的 S3 模型残余位移最小,仅为 S2 的 49.6% 左右。同时,S3 模型在出现明显残余位移的时间点 上也是较其他两组更为滞后。主要是因为 CFRP 布的约束使得底部节段混凝土出现损伤的时间更为 靠后,而最终被压碎混凝土也更少,因此,底部节段 包裹 CFRP 布使得预制节段拼装桥墩的震后可用 性能更加优异。



4.6 参数敏感性分析

为了研究在 CFRP 包裹情况下,底部节段配箍 率对桥墩抗震性能的影响。建立底部节段外包 CFRP时,节段箍筋间距为 80 mm、50 mm 和 110 mm的 S3、S4 和 S5 模型,其配箍率分别为 0.60%、 0.96%和 0.44%。S4、S5 模型除底部节段配箍率 外,其他设计参数均与S3相同。通过图13~15分



of model S3, S4, and S5







of model S3, S4, and S5

析 S3、S4 和 S5 模型的仿真结果。S4 模型的承载力 最大值仅比 S3 上升 1.52%,最终的累计耗能下降 3.88%,残余位移下降 7.42%。配箍率的提高进一 步提升了底部节段混凝土被约束的程度,使混凝土 破坏程度更低,承载力提升。当底部节段配箍率降 低时,S5 模型的承载能力比 S3 模型的仅下降 0.83%,累计耗能比 S3 模型上升 2.47%,残余位移 比 S3 模型仅增加 2.96%。因此,由于 CFRP 已经 从节段最外层对混凝土进行了约束,并且 CFRP 的 抗拉强度和受拉弹性模量都远高于箍筋,所以此时 底部节段配箍率的变化对桥墩的抗震性能的影响并 不显著。

5 结论

(1)采用 CFRP 布对预制节段拼装桥墩底部节 段加固,使得预制桥墩底部节段全部混凝土受到环 向约束,大幅减小了混凝土的压碎破坏,提高桥梁安 全储备。

(2)由于 CFRP 布的约束作用,在墩顶位移较 大的情况下,底部节段混凝土无法出现较大的压碎 破坏,从而导致了在底部节段上部和底部第二节段 的下部出现了较大的压应力,若继续增大墩顶位移, 可能会导致其接缝张开,甚至是底部第二节段混凝 土破坏。

(3)采用无黏结预应力的预制节段拼装桥墩的 耗能能力主要源于柱脚混凝土的压碎^[16],而 CFRP 布的包裹使得桥墩底部节段处于三向受力状态,柱 脚混凝土的受压破坏进一步被限制,桥墩的耗能只 能由剪切破坏承担,导致耗能能力有所下降。

(4) 底部节段包裹 CFRP 布限制了混凝土的破 坏,导致桥墩的整体刚度有所上升,残余位移明显下 降,使其具有更好的震后可用性能。

(5)随着对预制节段拼装桥墩底部节段混凝土 约束程度的提高,预制节段拼装桥墩的承载能力和 震后可用性能都随之提高,并且外包裹 CFRP 加固 对其影响非常显著。但是在已经存在 CFRP 包裹 的情况下,底部节段配箍率的变化对预制节段拼装 桥墩的抗震性能影响并不显著。

参考文献(References)

[1] 张于晔.装配式桥墩抗震性能的提升方法研究进展[J].公路交 通科技,2017,34(4):72-79.

ZHANG Yuye. Research Progress of Methods for Improving Seismic Performance of Prefabricated Bridge Piers[J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2017,34(4):72-79.

[2] 司炳君,黄照南,孙治国,等.利用 FRP 材料的钢筋混凝土桥墩

震后修复效果影响因素分析[J].世界地震工程,2009,25(3): 8-14.

SI Bingjun, HUANG Zhaonan, SUN Zhiguo, et al. Analysis of the Influence Factors for Repair of Earthquake-Damaged RC Bridge Piers by Using FRP Composites[J]. World Information on Earthquake Engineering, 2009, 25(3):8-14.

- [3] CHANG S Y,LI Y F,LOH C H.Experimental Study of Seismic Behaviors of As-Built and Carbon Fiber Reinforced Plastics Repaired Reinforced Concrete Bridge Columns[J]. Journal of Bridge Engineering, 2004, 9(4): 391-402.
- [4] YOUM K S.LEE H E.CHOI S.Seismic Performance of Repaired RC Columns[J].Magazine of Concrete Research, 2006, 58(5):267-276.
- [5] 司炳君,孙治国,王清湘,等.钢筋混凝土延性桥墩震后快速修复技术研究[J].大连理工大学学报,2010,50(1):93-98.
 SI Bingjun,SUN Zhiguo,WANG Qingxiang, et al. Research on Rapid Repair Techniques for Earthquake Damaged Ductile RC Bridge Piers[J]. Journal of Dalian University of Technology, 2010,50(1):93-98.
- [6] BU Z Y,OU Y C,SONG J W, et al.Cyclic Loading Test of Unbonded and Bonded Posttensioned Precast Segmental Bridge Columns with Circular Section[J].Journal of Bridge Engineering,2016,21(2):04015043.
- [7] 刘劲松,刘红军.ABAQUS 钢筋混凝土有限元分析[J].装备制造技术,2009(6):69-70,107.
 LIU Jingsong,LIU Hongjun.ABAQUS Finite Element Analysis of Reinforced Concrete[J].Equipment Manufacturing Tech-

nology,2009(6):69-70,107. [8] 丁发兴,余志武,欧进萍.混凝土单轴受力损伤本构模型[J].长 安大学学报(自然科学版),2008,28(4):70-73. DING Faxing, YU Zhiwu, OU Jinping. Damage Constitutive Model for Concrete under Uniaxial Stress Conditions[J].Journal of Changan University (Natural Science Edition),2008,28

[9] 王玉镯,傅传国.ABAQUS结构工程分析及实例详解[M].中国 建筑工业出版社

(4):70-73.

WANG Yuzhuo, FU Chuanguo. ABAQUS Structural Engineering Analysis and Detailed Example[M]. China Construction Industry Publishing House.

[10] 程文瀼,王铁成,颜德姮.混凝土结构.上册,混凝土结构设计

原理[M].北京:中国建筑工业出版社,2012

CHENG Wenrang, WANG Tiecheng, YAN Deheng. Concrete Structures. Volume 1, Principles of Concrete Structural Design. 5th Edition [M]. Beijing: China Construction Industry Publishing House, 2012.

- [11] 李兆阳,高小育,陈沿辰.碳纤维布加固钢管轴压短柱有限元分析[J].四川理工学院学报(自然科学版),2015,28(5):74-80.
 LI Zhaoyang, GAO Xiaoyu, CHEN Yanchen. Finite Element Analysis of CFRP Strengthened Steel Tubular Short Columns under Axial Compression[J].Journal of Sichuan University of Science & Engineering (NaturalScience Edition), 2015, 28 (5):74-80.
- [12] 包龙生,王娟,于玲,等.在循环荷载下的节段拼装桥墩实体模 型试验[J].沈阳建筑大学学报(自然科学版),2013,29(6): 1030-1034.

BAO Longshengj, WANG Juan, YU Ling, et al. The Physical Model Tests on Precast Segmental Bridge Columns under Cyclic Loading[J].JOurnal of Shenyang Jianzhu University(Natural Science),2013,29(6):1030-1034.

 [13] 张灿.CFRP 管约束混凝土柱滞回性能有限元分析[D].杭州: 浙江工业大学,2015.
 ZHANG Can.Finite Element Analysis on Cyclic Behavior of Concrete Columns Confined with CFRP Tube[D].Hangzhou:

Zhejiang University of Technology, 2015.

- [14] 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 Study and Theoretical Analysis on Seismic Performance of Segmentally Assembled Piers[D].
 Shanghai. Tongji University, 2008.
- [15] LEE W K, BILLINGTON S L. Modeling Residual Displacements of Concrete Bridge Columns under Earthquake Loads Using Fiber Elements [J]. Journal of Bridge Engineering, 2010,15(3):240-249.
- [16] 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 Jiping, WEI Hongyi, WANG Zhiqiang. Seismic Performance of Precast Segmental Bridge Column under Cyclic Loading[J].Journal of Tongji University (Natural Science), 2008, 36(7):894-899.