文章编号：1000-4750(2022)Suppl-0207-07

预应力连接预制节段桥墩拟静力试验数值仿真分析

张凯迪[1]，贾俊峰[1]，白玉磊[1]，郭　彤[2]

(1. 北京工业大学城市与工程安全减灾教育部重点实验室，北京 100124；2. 东南大学土木工程学院，江苏，南京 211102)

摘　要：预应力连接预制节段桥墩已在美国低震区桥梁中得到较多应用，但在我国的工程应用甚少。由于预制节段桥墩的震害资料缺乏，震害经验不足，且其抗震机理不明确、设计方法不完善，在强震区较少应用。该文基于预应力连接预制节段墩柱缩尺模型的拟静力往复试验测试，采用有限元分析软件 ABAQUS 建立其精细化数值模型，进行了单向、斜向往复荷载作用下墩柱拟静力试验数值仿真，将桥墩的损伤特征、滞回行为、墩内竖向预应力和预制节段间接缝开口量与试验测试结果进行了对比分析。结果表明：该文建立的预制节段桥墩数值模型可较好地再现拟静力试验结果，试验和模拟结果均表明斜向加载的预制节段墩柱较单向加载的构件损伤更为严重，构件屈服更早，残余位移较大，墩柱最大偏移率达 4% 时其残余偏移率已超过 1%。常规设计中桥墩按纵桥向或横桥向单向抗震设计偏于不保守，特别是考虑震后功能可恢复或可修复时建议考虑多向地震作用影响。

关键词：预制节段拼装桥墩；抗震性能；数值仿真模型；斜向循环加载；残余偏移率

中图分类号：U442.5+5　　**文献标志码：**A　　doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2021.05.S040

NUMERICAL SIMULATION ANALYSES ON QUASI-STASTIC TESTS OF PRECAST SEGMENTAL PRESTRESSED BRIDGE COLUMNS

ZHANG Kai-di[1] , JIA Jun-feng[1] , BAI Yu-lei[1] , GUO Tong[2]

(1. Key Laboratory of Urban Security and Disaster Engineering of Ministry of Education, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China;
2. School of Civil Engineering, Southeast University, Nanjing, Jiangsu 211102, China)

Abstract: Precast segmental prestressed columns have been widely applied in low seismicity regions in United States, but there are few applications in China. Due to the lack of seismic damage data, to the insufficient knowledge of their seismic performance and to the imperfect design method, the application in high seismicity regions is limited. According to the existing quasi-static test of a scale precast segmental prestressed column, a numerical model for the precast column under unidirectional and diagonal cyclic loads was developed by software ABAQUS, and its nonlinear behavior was verified by the experimental results. The local damage, hysteresis behavior, prestress force and joint opening of the model were compared and analyzed with the experimental results. The research results show that: the results of the model are in a good agreement with the experimental results. Both the test and simulation results show that the column under diagonal cyclic loading has more serious concrete damage, smaller yield displacement and lager residual displacement compared with the column under unidirectional cyclic loading. The residual drift has exceeded 1% when the maximum drift of the column is 4%. Therefore, only considering the unidirectional load can be non-conservative in the seismic design of precast segmental columns, it is recommended to consider the influence of multidirectional seismic loads especially when

收稿日期：2021-05-28；修改日期：2022-02-18

基金项目：国家重点研发计划政府间国际科技创新合作重点专项项目(2019YFE0119800)；旧桥检测与加固技术交通行业重点实验室(北京) 开放课题项目(2021-JQKFKT-4)；北京市自然科学基金项目(8202002)

通讯作者：贾俊峰 (1982—)，男，河南周口人，教授，博士，主要从事桥梁抗震研究 (E-mail: jiajunfeng@bjut.edu.cn).

作者简介：张凯迪 (1997—)，女，河南濮阳人，博士生，主要从事预制拼装桥墩抗震研究 (E-mail: zhangkaidi@emails.bjut.edu.cn);
白玉磊 (1985—)，男，河南南阳人，教授，博士，主要从事高性能材料研究 (E-mail: baiyulei@bjut.edu.cn);
郭　彤 (1977—)，男，山东青岛人，教授，博士，主要从事结构状态评估与性能提升领域研究 (E-mail: guotong@seu.edu.cn).

considering that the columns can be restored or repaired after earthquakes.

Key words: precast segmental prestressed columns; seismic performance; numerical simulation model; diagonal cyclic loading; residual drift ratio

桥梁预制拼装技术具有减少现场施工时间、增强施工人员安全性、减少环境污染以及提高桥梁耐久性等诸多优点[1]，是桥梁工程发展的重要方向。桥梁上部结构的预制拼装技术已经很成熟[1－2]，桥梁下部结构的相关研究和实践在 20 世纪末才开始引起关注。因此，桥梁下部结构的预制拼装技术如预应力连接技术与方法尚不成熟，且抗震性能不明确，只在低震地区有工程应用[2]。Mander 和 Cheng[3] 对预制节段拼装桥墩展开了拟静力试验，研究发现采用无粘结预应力筋连接的节段拼装桥墩具有较好的自复位能力和变形能力。但震后桥墩墩底混凝土损伤严重，耗能能力较差。为减轻震后墩底损伤，学者们提出墩底箍筋加密[3]、钢管混凝土[4] 以及在墩底使用高性能材料[5－6] 等方法。为提高预制节段拼装预应力桥墩的耗能能力，Palermo 等[7] 提出在墩底设置外置阻尼器和在节段间增设通长低碳钢筋两种方法。Ou 等[8] 通过拟静力试验研究了不间断低碳钢筋的后张无粘结预应力桥墩抗震性能。结果表明，采用不间断低碳钢筋连接的后张无粘结预应力桥墩具有较好的耗能能力和自复位能力。同时，国内外学者研究了附加不同外置耗能部件如铝棒[9]、角钢[10]、防屈曲板[11] 和铅挤压阻尼器[12] 等的预制节段拼装预应力桥墩的抗震性能；结果表明，附加外置耗能部件的后张无粘结预应力桥墩也具有较好的耗能能力和自复位能力。然而，以上关于预制节段拼装桥墩抗震性能的研究仅考虑了单向地震沿着桥墩强轴或弱轴作用，而地震作用本身是多向的，Jia 等[13] 进行了水平非轴向作用下预制节段拼装桥墩拟静力试验；结果表明，沿墩柱截面边长正交方向加载时墩柱可具有良好的自复位能力，而沿非正交方向加载时桥墩残余位移和墩底损伤显著增加。

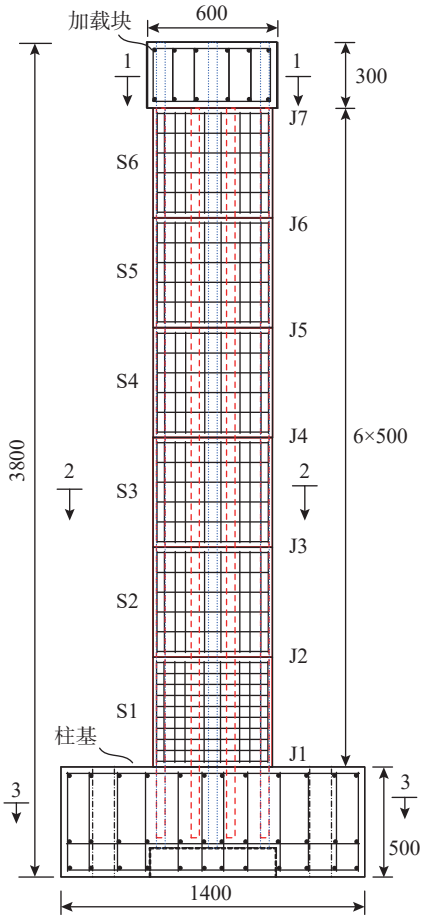
本文基于 Jia 等[13] 已完成的试验，建立轴向荷载作用下单向和斜向 45°往复荷载作用下的数值仿真分析模型，采用试验测试结果验证输入参数和相互作用设置的正确性。基于试验和模拟结果，对比分析桥墩在单向和斜向往复荷载作用下的局部损伤情况、滞回行为特性、预应力变化及节段接缝开口等行为。

1 试验设计

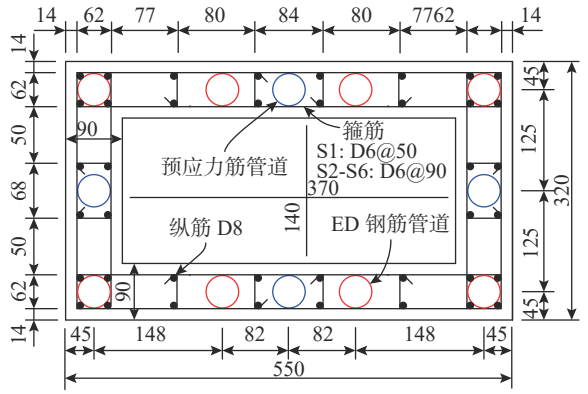
1.1 试件设计

两个桥墩试件分别采用单向和斜向 45°加载，将单向正交加载的桥墩试件命名为 U1，斜向加载的桥墩试件命名为 B1。如图 1(a) 所示，试件 U1 和 B1 为空心矩形桥墩，由一个柱基、六个节段和一个加载连接块组成。将 6 个节段依次命名为 S1~S6，节段间接缝依次命名为 J1~J7。各节段、柱基和加载块设有 4 个预应力筋孔道和 8 个耗能钢筋孔道。

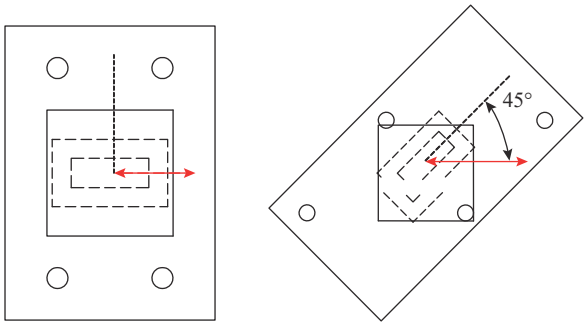
截面配筋设计如图 1(b) 所示，节段内纵筋采用直径为 8 mm 的 HRB400 级钢筋，墩身截面配筋率为 1.94%。箍筋采用直径为6 mm 的 HPB300 级



(a) 桥墩正视图



(b) 截面配筋设计



(c) U1加载方向　　(d) B1加载方向

图 1　试件构造与截面设计

Fig. 1　Configuration of the specimens and section detail

钢筋，底部节段 S1 箍筋间距为 50 mm，体积配箍率为 2.27%，其余 5 个节段 S2~S6 箍筋间距为 90 mm，体积配箍率为 1.26%。耗能钢筋的配置由 Ou 等[12]提出的耗能钢筋贡献率公式确定，根据有限元分析确定采用直径 12 mm的 HRB400 级钢筋，截面配筋率为 0.75%，耗能钢筋贡献率λ_{ED}为 33%。为防止耗能钢筋低周疲劳破坏，在 J1 接缝处耗能钢筋处设置无粘结段，长度为 200 mm。预应力筋为无粘结预应力筋，采用 4 根直径 15.2 mm 的钢绞线，初始预应力张拉力为 237 kN，预应力产生的轴压比为 0.065，每根钢绞线的张拉应力为 426 MPa，为极限抗拉强度的 22.9%，条件屈服强度的 26.9%。经材性试验测试，养护 28 d 时混凝土轴心抗压强度标准值为 29.9 MPa。

1.2　加载方案

如图 1(c) 和图 1(d) 所示，试件 U1 沿横桥向即沿强轴加载，B1 沿斜向与强轴夹角 45°加载，上部恒载均为 237 kN，对应轴压比为 0.065。侧向荷载由位移控制，加载偏移率分别为 0.1%、0.15%、0.25%、0.5%、0.75%、1.0%、1.5%、2%、2.5%、3%、4%，每级位移荷载等级循环两次。

2　有限元模型

2.1　相互作用与边界条件

根据试件设计情况，采用有限元分析软件 ABAQUS 建立试件 U1 和 B1 的三维精细化有限元分析模型，模型示意图如图 2 所示。

节段内钢筋与混凝土节段之间的相互作用采用“内置”单元模拟。耗能钢筋有粘结部分与整个桥墩的相互作用也采用“内置”单元模拟。将无粘结预应力筋两端分别“内置”到加载块和柱基中模拟锚具的作用。节段间接缝的相互作用采用“面与面相互接触”单元模拟，法向模拟为硬接触，切向为罚摩擦，摩擦系数取 0.5[14]。

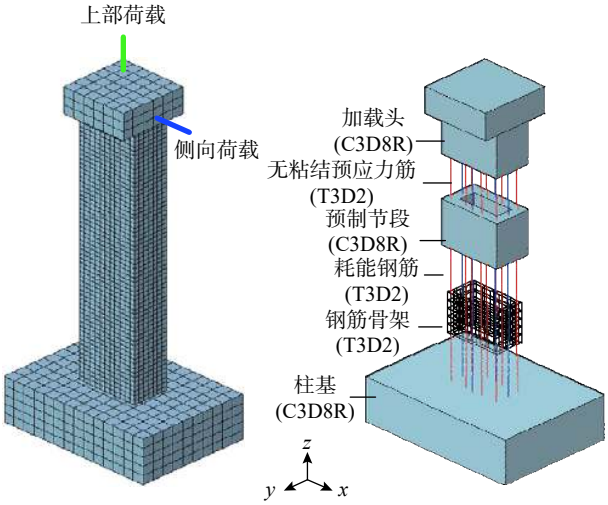


图 2　预制节段桥墩三维有限元模型示意图

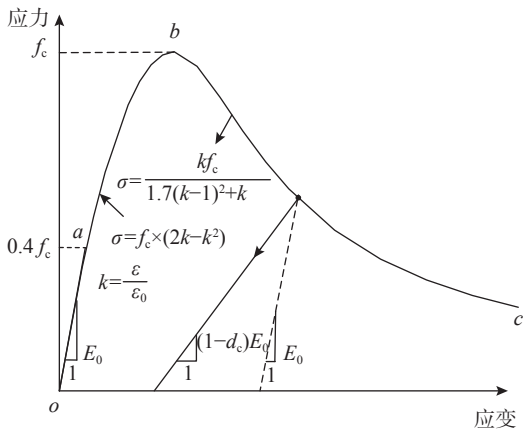
Fig. 2　Diagram of 3D Finite element model of the precast segmental bridge column

2.2　本构模型

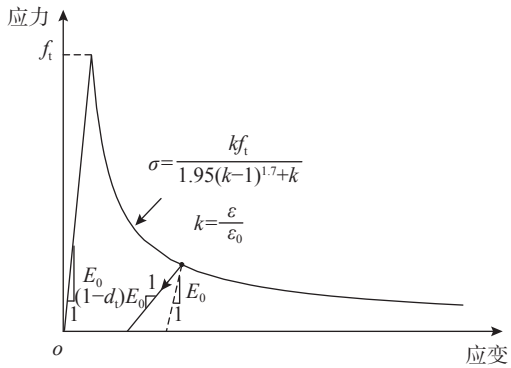
柱基、节段和柱帽的混凝土部分均采用八节点减缩单元创建 (C3D8R)，其网格大小分别为 100 mm、50 mm、100 mm。为模拟混凝土的塑性行为，本文采用 ABAQUS 中的塑性损伤模型 (CDP) 模拟。CDP 模型基于《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)[15] 建立，如图 3 所示，初始弹性模量E_0均为 32 GPa，泊松比取 0.2。当混凝土达到其峰值抗压强度f_c即 29.9 MPa 时，受压应变为 0.0012。混凝土峰值抗拉强度f_t为 2.64 MPa。混凝土压缩和拉伸的损伤因子d_c和d_t基于 Sidoroff 提出来的能量等效原理确定[14]。

钢筋骨架、预应力筋和耗能钢筋均采用二节点线性桁架 (T3D2) 单元模拟。节段内纵筋、箍筋和预应力筋均采用理想弹塑性本构，弹性模量为

200 GPa，屈服强度分别为 400 MPa、300 MPa 和 1700 MPa。耗能钢筋采用双线性本构，弹性模量为 200 GPa，其屈服强度为 412 MPa，极限强度为 491 MPa。



(a) 混凝土受压本构



(b) 混凝土受拉本构

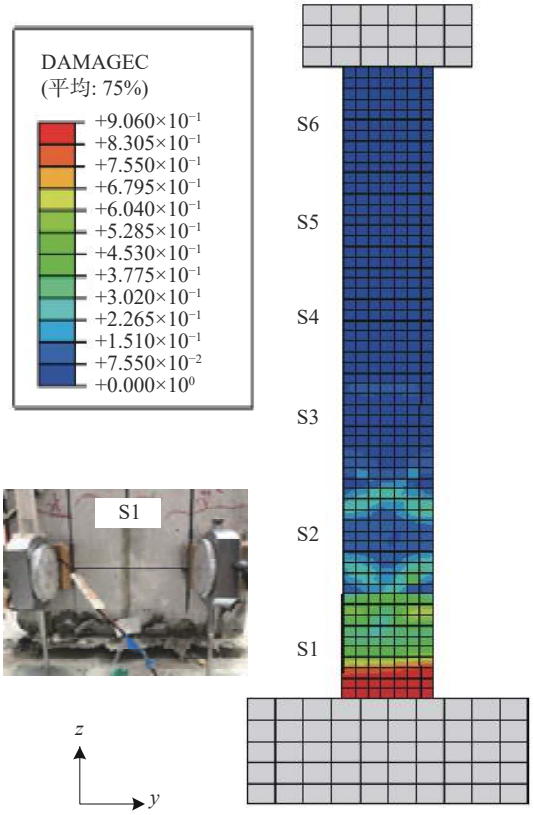
图 3 混凝土本构模型

Fig. 3 Constitutive Models of Concrete

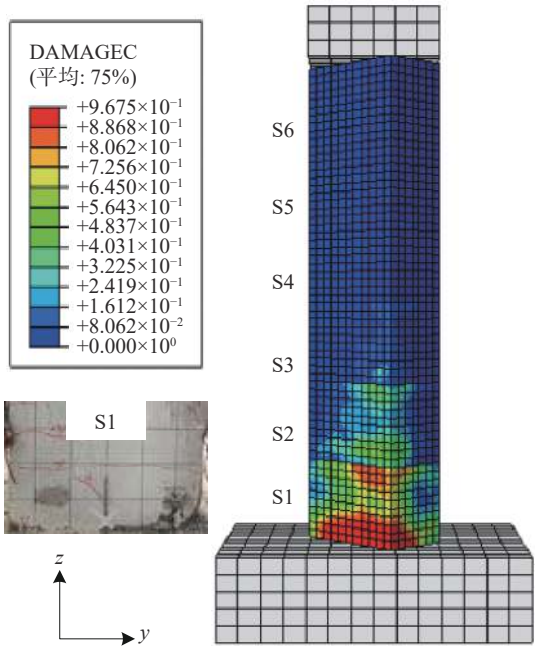
整个分析过程包括三个分析步。第一个分析步建立各部件间的相互作用关系和边界条件，限制柱基底部的平动和转动位移，施加墩内预应力筋的初始预应力。第二个分析步施加竖向恒载 237 kN。第三个分析步施加侧向荷载。整个分析过程考虑由轴压引起的几何非线性 *P-Δ* 效应。

3 数值仿真结果分析

U1 和 B1 试件试验测试与数值模拟的损伤结果分别如图 4(a) 和图 4(b) 所示，桥墩损伤均主要出现在底部节段。根据试验结果可知，试件 U1 和 B1 损伤分别分布在距承台顶部 50 mm 和 100 mm 范围内。根据数值仿真分析，在距承台顶部分别为 100 mm 和 150 mm 范围内，试件 U1 和 B1 的受压损伤因子达到 0.9，且在 J2 接缝处，试件 B1 也出现了损伤。根据试验和仿真的混凝土损伤结果对比，可认为本文数值模拟在很大程度上可以反映试验测试的结果，且试件 B1 的混凝土损伤较 U1 严重。



(a) U1试验与模拟损伤对比

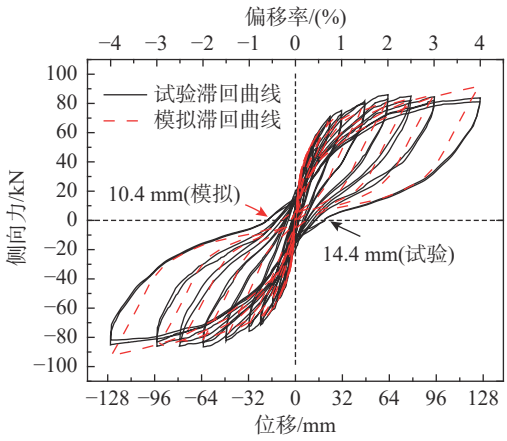


(b) B1试验与模拟损伤对比

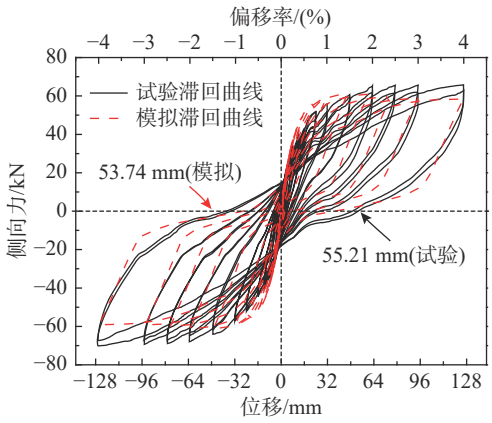
图 4 试验与模拟的混凝土损伤对比

Fig. 4 Comparison of concrete damage in experiment and simulation

滞回曲线可以反映结构在往复受力过程中的强度和刚度变化特征及退化性能。如图 5 所示，试件 U1 和 B1 试验和模拟的滞回曲线吻合良好，均呈现出典型的“旗帜型”滞回行为。模拟滞回曲线的加载部分基本与实验的加载部分重合，但由于混凝土实际的损伤受环境和人为等因素的影响，与理论计算的损伤因子会有差异，导致模拟的滞回曲线卸载部分与实验有所差别。试件 U1 试验和模拟在正加载方向的残余位移分别为 14.4 mm (0.4%) 和 10.4 mm(0.33%)，均未超过日本规范中墩柱震后可修时残余偏移率不超过 1% 的规定[16]。而试件 B1 试验与模拟的残余位移分别为 55.21 mm (1.75%) 和 53.74 mm(1.71%)，均已超过 1% 限值，表明斜向荷载作用下桥墩的残余位移会较单向荷载作用下大，造成墩柱震后难以修复。



(a) U1试验与模拟滞回曲线

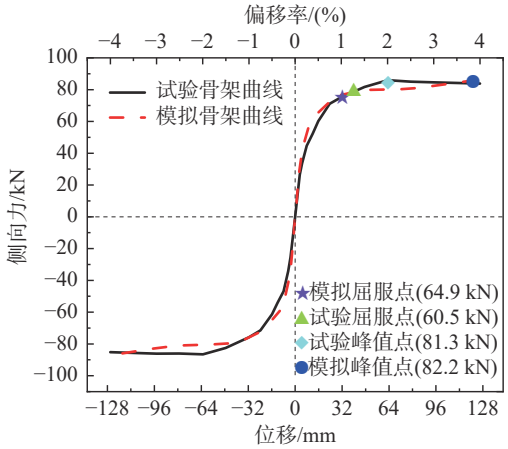


(b) B1试验与模拟滞回曲线

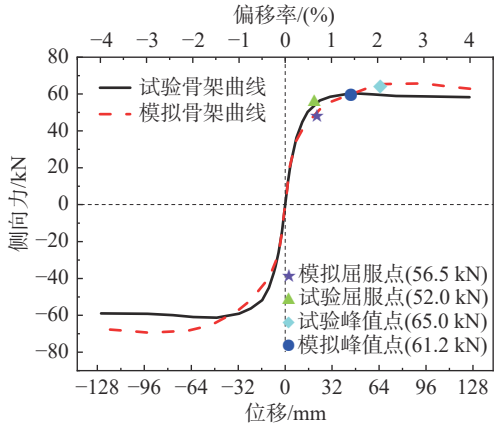
图 5　试验与模拟滞回曲线对比

Fig. 5　Comparison of hysteresis curves in experiment and simulation

试件 U1 和 B1 的骨架曲线如图 6 所示，为定性比较试件的强度、变形等抗震性能参数，提取试件的屈服点和峰值点的荷载。屈服点采用最远点法[17] 确定，将骨架曲线上距原点和峰值点连线距离最远的点为作为屈服点。试件 U1 和 B1 屈服点和峰值点的荷载分别如表 1 和表 2 所示，试件 U1 试验和模拟的屈服位移均为偏移率 1% 时，两



(a) U1试验与模拟的骨架曲



(b) B1试验与模拟的骨

图 6　试验与模拟骨架曲线对比

Fig. 6　Comparison of skeleton curves in experiment and simulation

表 1　U1 试件试验与模拟的抗震性能对比

Table 1　Comparison of seismic performance in experiment and simulation for specimen U1

参数	屈服荷载/kN	峰值荷载/kN	总耗能/kJ
试验	60.5	81.3	63.2
模拟	64.9	82.2	72.8
偏差/(%)	7.3	1.1	13.2

表 2　B1 试件试验与模拟的抗震性能对比

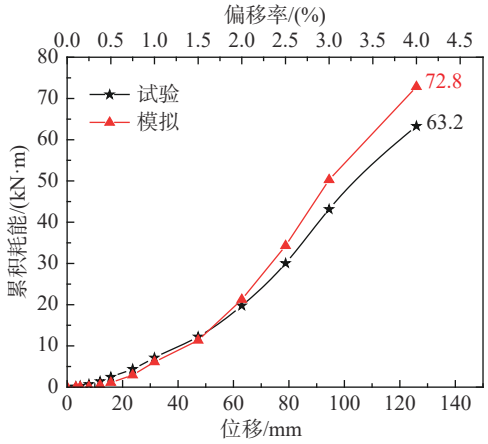
Table 2　Comparison of seismic performance in experiment and simulation for specimen B1

参数	屈服荷载/kN	峰值荷载/kN	总耗能/kJ
试验	52.0	65.0	56.26
模拟	56.5	61.2	56.18
偏差/(%)	8.7	6.2	0.14

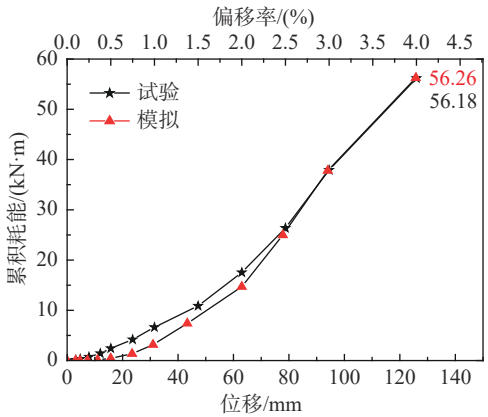
者屈服荷载偏差为 7.3%，而峰值位移分别为偏移率 2% 和 4%，峰值荷载偏差为 1.1%。试件 B1 试验与模拟的屈服位移分别为偏移率 0.68% 和 0.55%，屈服荷载偏差为 8.7%，峰值位移分别为偏移率 1.4% 和 2%，峰值荷载误差为 6.2%。根据以上分析结果，可认为在斜向荷载作用下的构件会较在单向荷载作用下的构件提前屈服。

桥墩一次加载和卸载所构成的滞回环包围的面积为一次循环下所耗散的能量，从开始加载到某级加载的滞回耗能总量为累积耗能。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，对结构的抗震安全越有利。试件 U1 与 B1 的试验与模拟的累积耗能随加载位移的变化曲线分别如图 7(a) 和图 7(b) 所示，从图中可以看出，当偏移率为 4% 时，U1 试件试验和模拟的累积耗能达到最大值，分别为 63.2 kJ 和 72.8 kJ，两者相差 13.2%；B1 试件试验和模拟的累积耗能分别达到 56.26 kJ 和 56.18 kJ，两者相差 0.14%。结合试验与模拟的分析可知，预应力连接节段拼装桥墩在斜向荷载作用下的总耗能较在单向荷载作用下更少。

预应力筋是节段拼装桥墩的关键受力构件，其应力大小影响着桥墩的抗侧承载能力和自复位能力。图 8(a) 和图 8(b) 分别给出了模拟情况下 U1 和 B 1 试件中 4 根预应力筋的应力大小随加载位移变化的曲线，由于预应力筋 L1、L2 和 L3、L4 是对称布置的，因此预应力筋的应力变化基本是对称分布的。在加载过程中，预应力筋内最大应力并未达到屈服应力，预应力筋仍处于弹性，预应力筋内应力大小随加载位移呈线性变化。由于预应力筋 L1 和 L2 距截面中心的距离最远，所以 L1 和 L2 的峰值应力最大，U1 和 B1 试件中最大的峰值应力分别为 1350 MPa 和 1000 MPa，在试验过程中，U1 和 B1 试件中预应力筋最大峰值应力分别为 1360 MPa 和 1007 MPa，模拟与试验



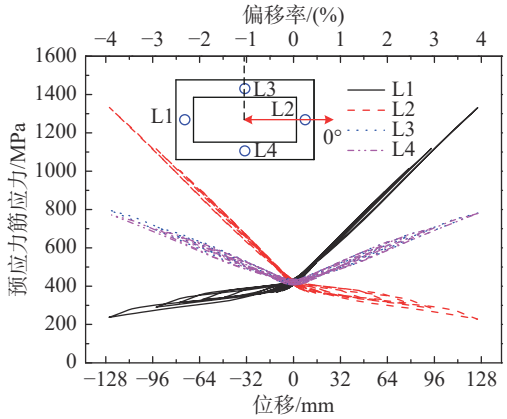
(a) U1试验与模拟的累积耗能



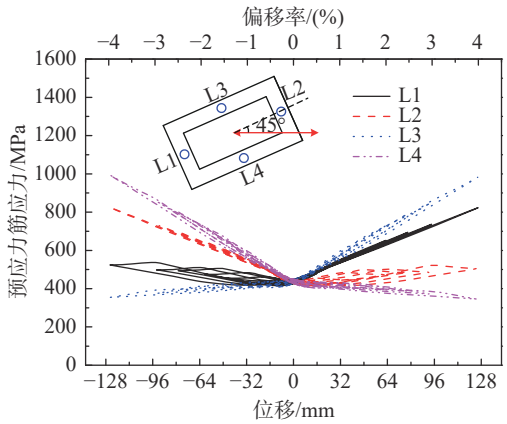
(b) B1试验与模拟的累积耗能

图 7 试验与模拟累积耗能对比

Fig. 7 Comparison of cumulative energy dissipation in experiment and simulation



(a) U1预应力筋应力大小随加载位移变化



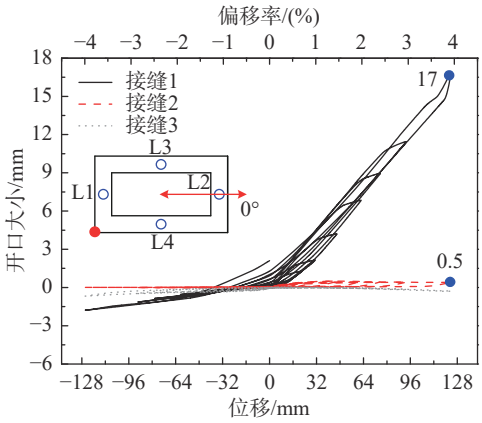
(b) B1预应力筋应力大小随加载位移变化

图 8 预应力筋应力大小随加载位移变化

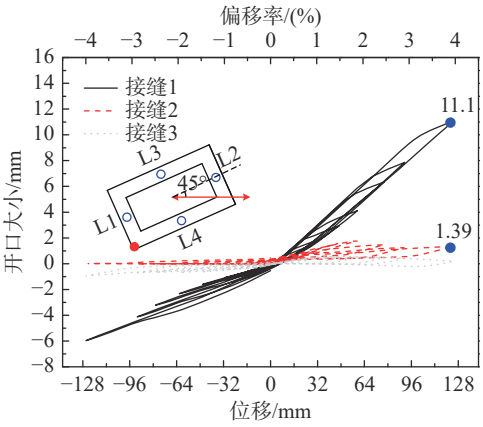
Fig. 8 Prestress force of steel tendons versus the lateral displacement

的偏差分别为 0.74% 和 0.7%，说明本文建立的模型可准确模拟节段拼装桥墩在水平往复加载过程中预应力筋内的应力变化情况。

U1 试件和 B1 试件在模拟计算中的接缝开口大小随加载位移的变化曲线分别如图 9(a) 和图 9(b) 所示，接缝 1 和接缝 2 的开口大小随加载位移的增加而增加，且接缝 1 的开口最大，而接缝 3 的开口几乎为 0，说明桥墩接缝开口主要发生在最下面两个接缝处。当偏移率为 4% 时，试件 U1 模拟与试验的接缝 1 开口大小分别为 20 mm 和 17 mm，偏差为 15%；B1 试件模拟与试验的接缝 1 开口大小分别为 12.4 mm 和 11.1 mm，偏差为 10.4%。说明本文所建立的有限元数值分析模型可以较准确地预测接缝开口变化规律以及接缝开口大小。



(a) U1接缝开口大小



(b) B1接缝开口大小

图 9　U1 与 B1 接缝开口大小

Fig. 9　Height of joint opening of U1 and B1

4　结论

本文采用有限元分析软件 ABAQUS 建立了预应力连接节段拼装桥墩在单向及斜向水平往复荷载作用下的数值仿真分析模型，将模型结果与试验结果对比，验证了模型输入参数和相互作用设置的正确性。试验和模拟结果均表明斜向加载的构件较单向加载的构件损伤范围更广，构件更早屈服，耗能更差，残余位移较大，当墩柱构件最大偏移率为 4% 时其残余偏移率已超过 1%，说明预制节段桥墩如果仅按纵桥向或横桥向单向设计将会低估残余位移，强震后结构难以修复，特别是考虑震后功能可恢复或可修复时建议考虑多向地震作用影响。预应力筋内初始张拉应力为极限强度的 23%，最大偏移率达到 4% 时墩柱内预应力筋仍可保持弹性。预制节段之间接缝开口主要集中在最下端预制墩柱节段与承台之间的接缝处。

参考文献：

[1] Kapur J, Yen W P, Dekelbab W, et al. Best practices regarding performance of ABC Connections in bridges subjected to multihazard and extreme events [J]. Bridge Construction, 2012.

[2] 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.
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. (in Chinese)

[3] 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.

[4] 贾俊峰, 赵建瑜, 张强, 等. 后张预应力节段拼装CFST桥墩抗侧力学行为试验[J]. 中国公路学报, 2017, 30(3): 236－245.
Jia Junfeng, Zhao Jianyu, Zhang Qiang, et al. Experiment on lateral bearing behavior of post-tensioned segmental CFST bridge pier column [J]. China Journal of Highway and Transport, 2017, 30(3): 236－245. (in Chinese)

[5] Wang Z, Wang J Q, Tang Y C, 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.

[6] Billington S L, Yoon J K. Cyclic response of unbounded posttensioned precast columns with ductile fiber reinforced concrete [J]. Journal of Bridge Engineering, 2004, 9(4): 353－363.

(参考文献 [7]—[17] 转第 228 页)