

装配式桥梁下部结构的抗震性能

刘本立¹, 魏明¹, 单景松^{2*}, 陈剑¹, 张家源³, 李峰⁴

1. 山东省公路桥梁建设集团有限公司, 济南 250000; 2. 山东科技大学土木工程与建筑学院, 青岛 266590;
3. 中建八局第二建设有限公司, 济南 250014; 4. 山东汇通建设集团有限公司, 济南 250002

摘要:为研究装配式桥梁的抗震性能, 制备12组灌浆套筒试件进行单向拉伸试验, 根据现浇结构钢筋混凝土黏结应力-滑移本构关系式拟合套筒黏结滑移曲线, 拟合黏结滑移曲线与试验黏结滑移曲线基本相同; 采用软件ABAQUS建立2组装配式桥梁下部结构有限元模型和1组现浇桥梁下部结构有限元模型, 设定参数, 对装配式桥梁下部结构进行数值模拟, 从破坏形态、滞回曲线、骨架曲线、累积耗能、刚度和延性多角度对比分析装配式桥梁下部结构的抗震性能。结果表明: 灌浆套筒连接的装配式桥梁下部结构的破坏形式主要为弯曲破坏, 3组模型的滞回环形状为梭形或弓形, 骨架曲线下阶段斜率相差较小, 刚度退化和延性系数基本一致, 表明灌浆套筒连接的装配式桥梁下部结构具备良好的抗震性能。

关键词:单向拉伸试验; 灌浆套筒; 有限元分析; 抗震性能

中图分类号: U447; U442.5⁺9

文献标志码: A

文章编号: 1672-0032(2024)04-0109-10

引用格式:刘本立, 魏明, 单景松, 等. 装配式桥梁下部结构的抗震性能[J]. 山东交通学院学报, 2024, 32(4): 109-118.

LIU Benli, WEI Ming, SHAN Jingsong, et al. Seismic performance of prefabricated bridge substructure [J]. Journal of Shandong Jiaotong University, 2024, 32(4): 109-118.

0 引言

装配式桥梁技术因施工周期较短、污染较小、交通影响较小, 近年来在国内外发展迅速^[1-3]。预制桥墩施工技术快, 干扰小, 震后残余位移小, 成为桥梁工程领域新的研究热点^[4-5]。Liu等^[6]针对某实际预制桥梁工程建立不同连接方式的1/4缩尺柱模型, 施加循环荷载, 研究灌浆套筒连接预制桥墩的抗震性能, 结果表明: 柱脚加装注浆套筒接头的预制柱裂缝较少, 塑性铰向注浆套筒端部移动; 预制柱的耗能能力低于参考试件。徐文靖等^[7]对采用灌浆套筒连接的预制拼装桥墩与整体现浇桥墩的性能差异进行比较, 结果表明: 采用墩身预埋灌浆套筒连接的预制拼装桥墩因套筒刚度大, 易在墩身套筒连接段形成刚性区域, 发生墩身曲率重分布现象, 墩底接缝处曲率增大, 应变集中; 等效塑性铰高度减小, 位移承载能力降低, 且灌浆套筒直径越大, 桥墩接缝处应变集中越明显, 与整体现浇桥墩性能差异越大, 破坏形式变为墩底接缝处钢筋拉断。Pantelides等^[8]研究半比例尺桥梁柱顶梁组合在循环准静态荷载作用下的响应, 在中高震区, 在帽梁节点内安装灌浆接头套筒的接头, 预制混凝土节点具有更好的性能。Haber等^[9]设计5个桥墩研究不同的套筒连接方式在墩柱-基础的节点抗震性能, 结果表明, 不同套筒接头的装配式桥墩和现浇桥墩的抗震性能相似。通过有限元软件ABAQUS建模时, 为加速计算收敛过程并减少工作量, 许多

收稿日期: 2023-03-22

基金项目: 山东省自然科学基金项目(ZR2021ME004)

第一作者简介: 刘本立(1981—), 男, 山东成武人, 高级工程师, 主要研究方向为路面材料与施工控制, E-mail: 2868804905@qq.com。

*通信作者简介: 单景松(1978—), 男, 山东东营人, 教授, 工学博士, 主要研究方向为道路材料与结构, E-mail: 54730867@qq.com。

研究忽略装配式桥梁钢筋与混凝土间的黏结滑移效应,导致数值模拟结果准确性较低^[10-12],对装配式桥梁连接件的黏结滑移本构关系研究偏少。

为分析装配式桥梁下部结构的抗震性能,本文对灌浆套筒进行单向拉伸试验,基于拟合得到的黏结滑移曲线考虑钢筋混凝土滑移本构关系,采用有限元软件 ABAQUS 建立模型,通过数值模拟对装配式桥梁和现浇桥梁下部结构进行抗震性能对比分析,以期对装配式桥梁的发展提供参考。

1 最佳连接件及其黏结滑移本构关系

1.1 单向拉伸试验

为研究灌浆套筒连接件的黏结滑移本构关系,采用高强度水泥基灌浆料、直径 12 mm 的 HRB400 钢筋和 GTZQ4-12 套筒(材质为球墨铸铁)制备 12 组接头试件,并分别编号。格式为 TT-X-Y,其中,TT 表示套筒;X 为灌浆料水料质量比,分别为 0.10、0.12、0.14;Y 为以 mm 为单位的锚固长度的数值,分别为 50、70、100、120。灌浆套筒构造示意图如图 1 所示。对其进行单向拉伸试验,结果如表 1 所示。

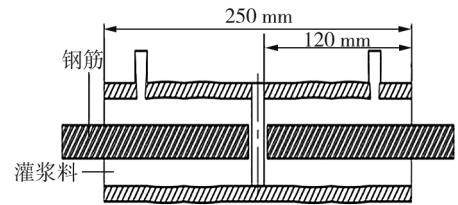


图 1 灌浆套筒连接件构造示意图

表 1 灌浆套筒单向拉伸试验结果及破坏状态

试件编号	锚固面积/mm ²	屈服荷载/kN	峰值荷载/kN	平均黏结应力/MPa	滑移/mm	破坏状态
TT-0.10-120	4 521.6	50.51	64.81	14.33	9.32	钢筋拉断
TT-0.10-100	3 768.0	50.62	63.33	16.81	10.53	钢筋拉断
TT-0.10-70	2 637.6	50.11	61.65	23.37	11.28	钢筋拉断
TT-0.10-50	1 884.0	50.86	60.37	32.04	12.45	钢筋拉断
TT-0.12-120	4 521.6	51.18	64.33	14.23	10.31	钢筋拉断
TT-0.12-100	3 768.0	46.16	63.09	16.74	10.93	钢筋拉断
TT-0.12-70	2 637.6	45.42	61.03	23.14	11.27	钢筋拉断
TT-0.12-50	1 884.0	49.04	60.84	32.29	12.95	钢筋拔出
TT-0.14-120	4 521.6	50.06	64.60	14.29	10.67	钢筋拉断
TT-0.14-100	3 768.0	51.44	62.86	16.68	11.30	钢筋拉断
TT-0.14-70	2 637.6	50.46	62.96	23.87	13.84	钢筋拉断
TT-0.14-50	1 884.0	49.63	60.05	31.87	9.38	钢筋拔出

在钢筋拉断条件下,试件 TT-0.10-120 的峰值荷载最大,对应的滑移最小,力学性能最优。因此,选取试件 TT-0.10-120 作为装配式桥梁下部结构有限元模型的连接件。

1.2 连接件的黏结滑移本构关系

合理的黏结滑移本构关系是确保装配式桥梁下部结构有限元分析准确性的必要条件。在现浇结构钢筋混凝土黏结应力-滑移本构关系式^[13]的基础上,结合单向拉伸试验数据修正关系式,得到灌浆套筒连接件的黏结滑移曲线。拟合的灌浆套筒连接件的黏结滑移曲线可划分为微滑移阶段、滑移加速阶段和下降阶段 3 个阶段。以微滑移点 s 、黏结滑移曲线峰值点 μ 、连接件钢筋断点或拔出点 r 3 个特征点分析单向拉伸试验数据。 s 相应的黏结应力为 τ_s ,相对滑移为 S_s ; μ 相应黏结应力为 τ_μ ,相对滑移为 s_μ ; r 相应的黏结应力为 τ_r ,相对滑移为 S_r 。3 个特征点参数取值如表 2 所示。

表 2 3 个特征点参数取值

特征点	黏结应力/(N·mm ⁻²)	相对滑移/mm
s	$2.79f_{t,r}$ ^①	$0.149d$ ^②
μ	$3.54f_{t,r}$	$0.721d$
r	$3.11f_{t,r}$	$0.908d$

① $f_{t,r}$ 为混凝土的抗拉强度。

② d 为钢筋直径。

黏结滑移曲线能较好地反映灌浆套筒的黏结滑移本构关系。对比分析部分试件的拟合黏结滑移曲线和试验黏结滑移曲线,结果如图2所示。由图2可知:试件的拟合黏结滑移曲线和试验黏结滑移曲线变化趋势基本相同,说明本研究拟合的黏结滑移曲线可作为数值模拟的钢筋混凝土滑移本构关系,根据已有试验建立装配式桥梁下部结构有限元模型。

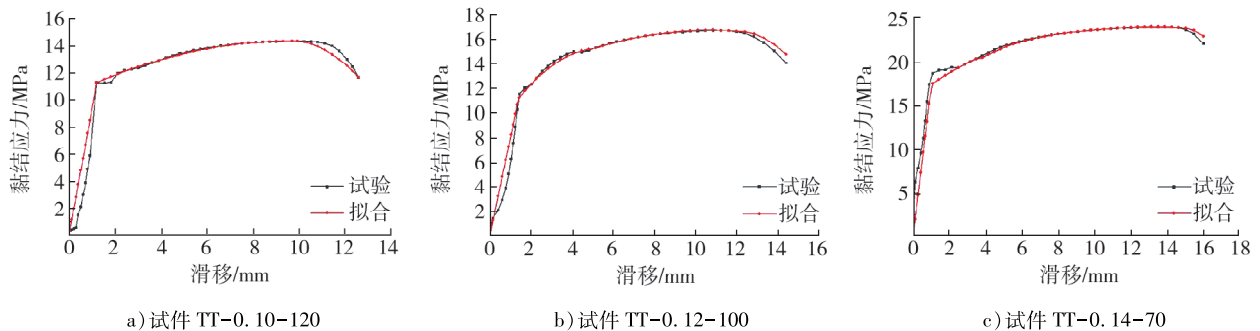


图2 不同试件拟合黏结滑移曲线和试验黏结滑移曲线对比

2 有限元模型的验证及参数设定

将1.2节拟合得到的黏结滑移曲线作为钢筋混凝土的黏结滑移本构关系建立装配式桥梁下部结构有限元模型,通过定义表面接触类型描述套筒各部分的相互作用。对套筒和灌浆料间分别采用硬接触和罚函数定义法向行为和切向行为,摩擦系数为 $0.6^{[14-15]}$;定义灌浆料和钢筋间接触为黏性接触,如图3所示。根据由单向拉伸试验拟合得到的黏结滑移本构关系,在黏性行为 and 损伤2个接触属性中分别调整黏结刚度和黏结强度。在黏性接触中,通过指定刚度系数调整牵引分离行为,切向刚度和法向刚度均为 100 MPa/mm ,能使模拟试验更好地匹配黏结滑移破坏过程。为保证后续计算结果的可靠性,借助该本构关系建立已有装配式桥梁下部结构模型,将计算结果与实测数据对比,验证该本构关系的合理性和可靠性。

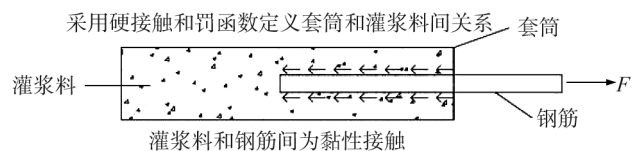


图3 套筒和灌浆料界面接触示意图

2.1 有限元模型验证

为保证模拟结果可靠,以文献[16]中灌浆套筒连接的装配式桥墩、灌浆波纹管连接的装配式桥墩和现浇桥墩为对象,构建3组有限元模型。采用软件ABAQUS对此3组有限元模型分别进行精细化有限元模拟分析,得到3组桥墩模型数值模拟的破坏形态、骨架曲线和滞回曲线,并与试验结果对比分析,验证有限元模拟的准确性。

2.1.1 灌浆套筒连接的装配式桥墩破坏形态

灌浆套筒连接的装配式桥墩基本构造如图4所示。采用拟静力学试验研究桥墩的抗震性能,加载方式为根据轴压比一次性施加到预定竖向力,并在试验中保持恒定。采用变幅、等幅位移混合控制的水平位移加载方式。破坏情况表现为灌浆套筒试件墩身东侧和西侧混凝土发生压碎剥落^[16]。在墩身距底部约 20 cm 区域内混凝土压碎剥落尤为严重,基本完全破坏,破坏类型以压弯破坏为主。灌浆套筒试件的应力云图、受压损伤云图和受拉损伤云图,如图5所示。由图5可知:灌浆套筒试件Mises应力、受压损伤和受拉损伤均集中在墩柱底部两侧,与试验现象一致。

2.1.2 滞回曲线和骨架曲线

加载后灌浆套筒连接的装配式桥墩的滞回曲线和骨架曲线如图6所示。

由图6可知:采用灌浆套筒连接的装配式桥墩的模拟滞回曲线与试验滞回曲线均呈梭形,模拟滞回曲线和试验滞回曲线包络图基本相同,捏缩效果较好,耗能能力良好,随位移增大而更饱满;试验骨架曲

线和模拟骨架曲线趋势基本相同,模拟极限荷载和试验极限荷载的误差为 1.7%,模拟极限位移和试验极限位移误差为 4.2%,灌浆套筒试件模拟结果和试验结果吻合度良好。

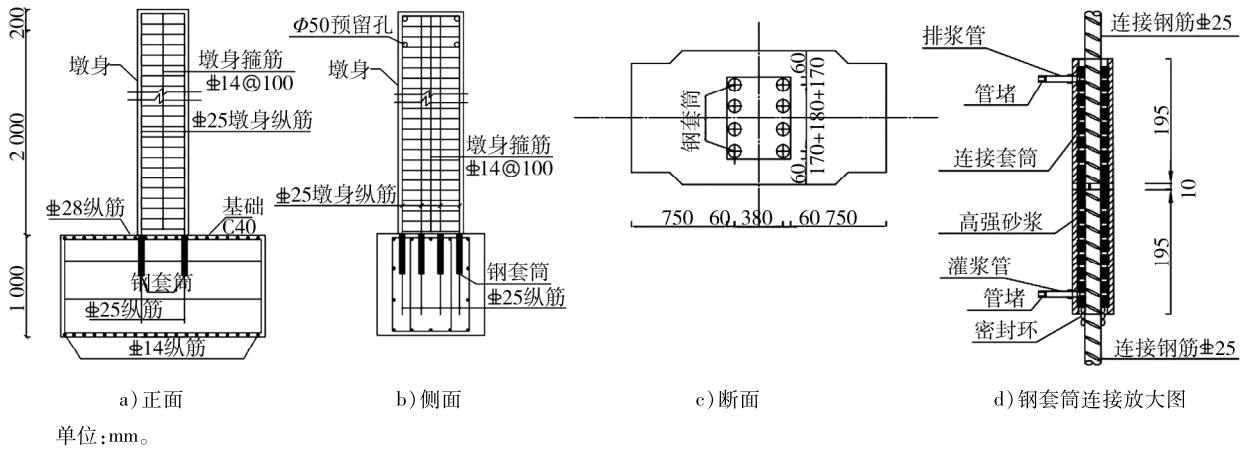


图4 灌浆套筒连接的装配式桥墩基本构造

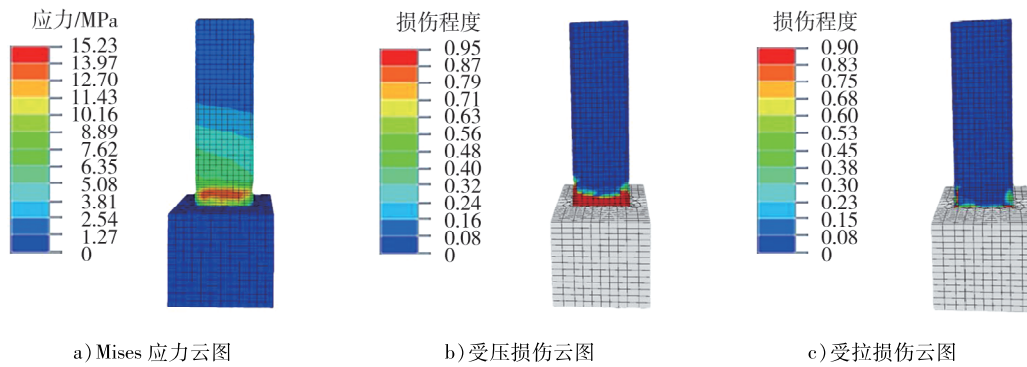


图5 灌浆套筒试件 Mises 应力及受压、受拉损伤云图

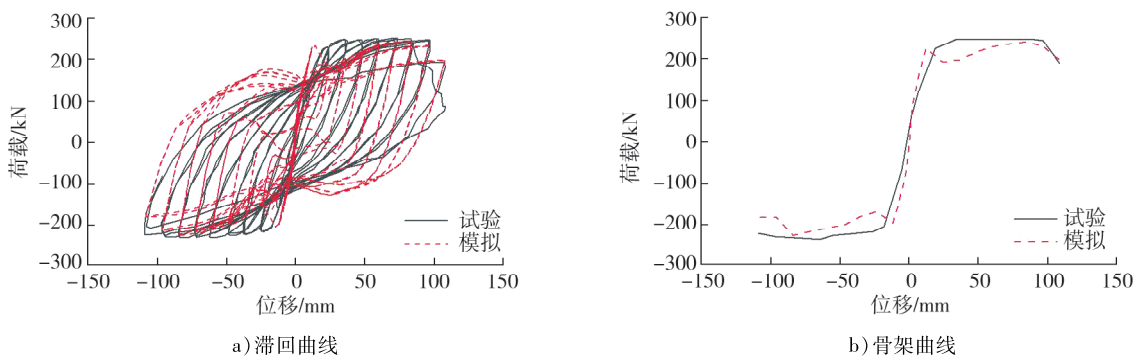


图6 灌浆套筒试件连接的装配式桥墩的滞回曲线和骨架曲线

灌浆波纹管试件和现浇试件的研究方法与灌浆套筒试件相似。有限元模拟得到的结果和试验结果基本吻合,有限元建模参数设置合理,分析结果可靠,在此基础上开展后续相关数值模拟。

2.2 模型参数设定

设计盖梁长 900 mm,宽 600 mm,高 600 mm;墩柱为圆柱型墩柱,直径为 350 mm,高 2 000 mm;承台长 1 400 mm,宽 800 mm,高 800 mm。墩柱的配筋率为 1.14%,在 0.60%~5.00%内,符合文献[17]要求。设计 3 组有限元模型,编号分别为 PC-01、PC-02、RC。PC-01 模型墩柱上下截面与盖梁、承台为灌浆套筒连接;PC-02 模型墩柱上截面与盖梁为灌浆套筒连接,墩柱下截面与承台现浇;RC 模型为现浇结构。3 组模型均采用混凝土 C40,墩柱内布置 12 根直径 12 mm 的 HRB400 钢筋;在墩柱底部进行箍筋加密,箍筋直径 10 mm,间距 100 mm。灌浆套筒直径 40 mm,长 400 mm;模拟试件竖向荷载轴压比为 0.3,配筋率为

1.14%。模型截面及配筋如图7~9所示。经试算确定模型网格密度,盖梁与承台的网格边长为80 mm,墩柱为60 mm,墩柱底部300 mm区域内加密至网格边长为30 mm。模型网格划分如图10所示。

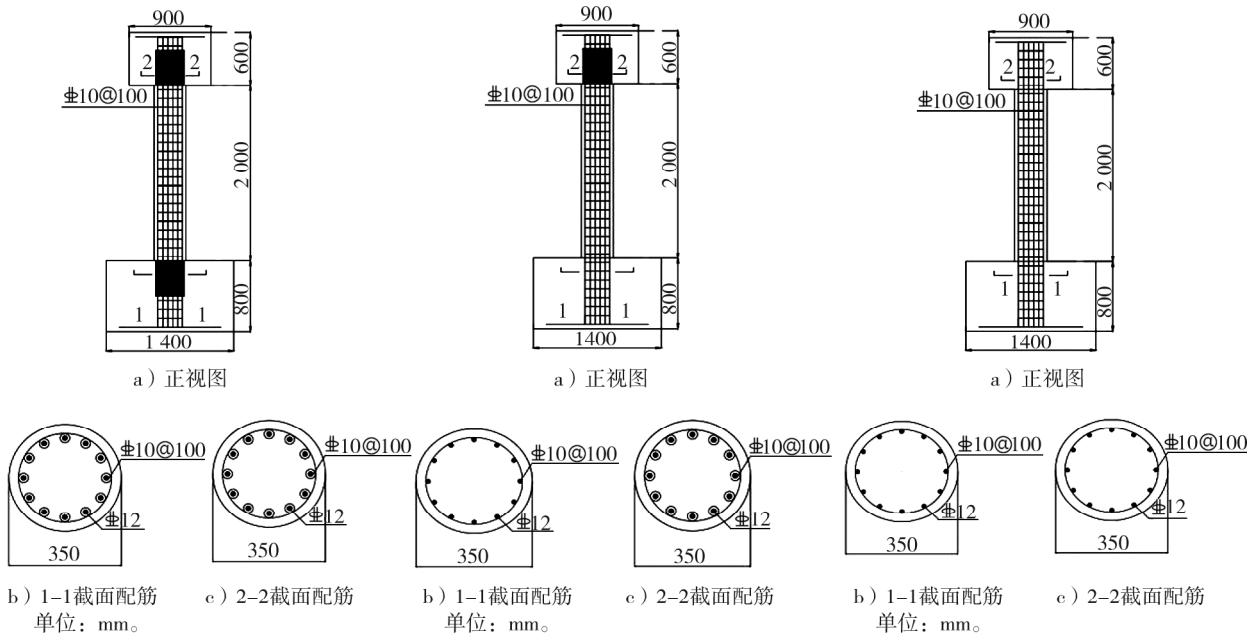


图7 PC-01 模型结构

图8 PC-02 模型结构

图9 RC 模型结构

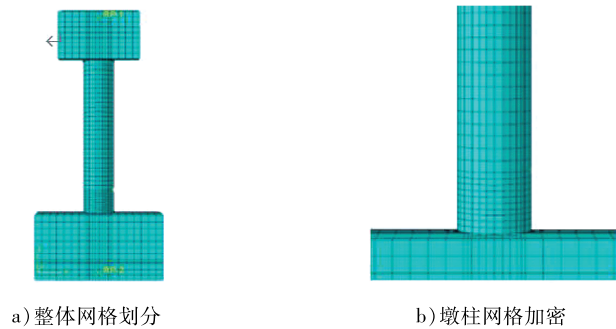


图10 有限元模型网格划分

3 有限元结果分析

3.1 破坏形态分析

3个模型的 Mises 应力云图、受压损伤云图、受拉损伤云图、等效塑性应变云图如图11~14所示。

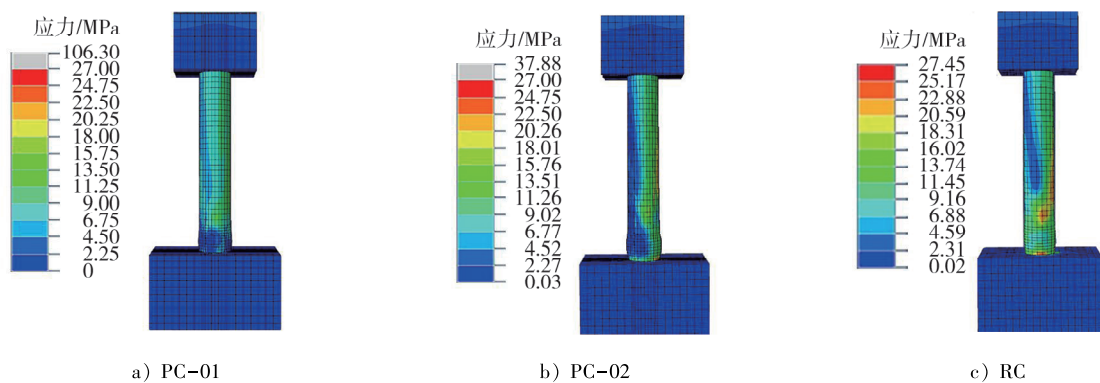


图11 3组模型的应力云图

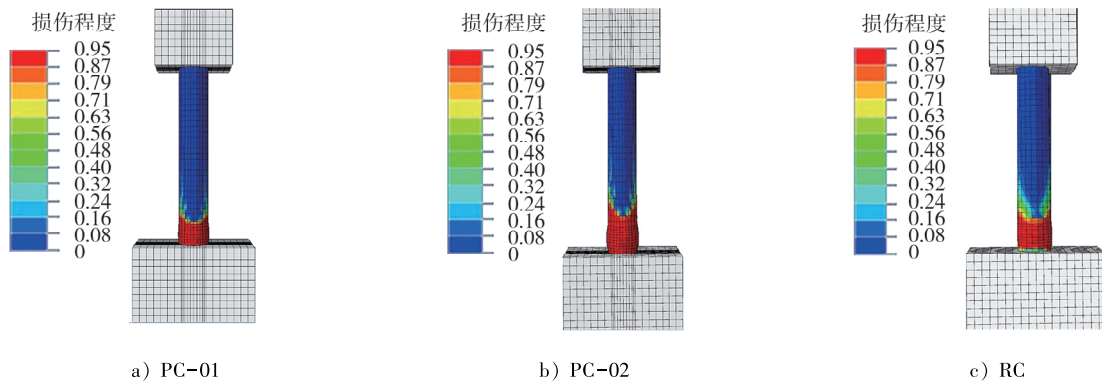


图 12 3组模型的受压损伤云图

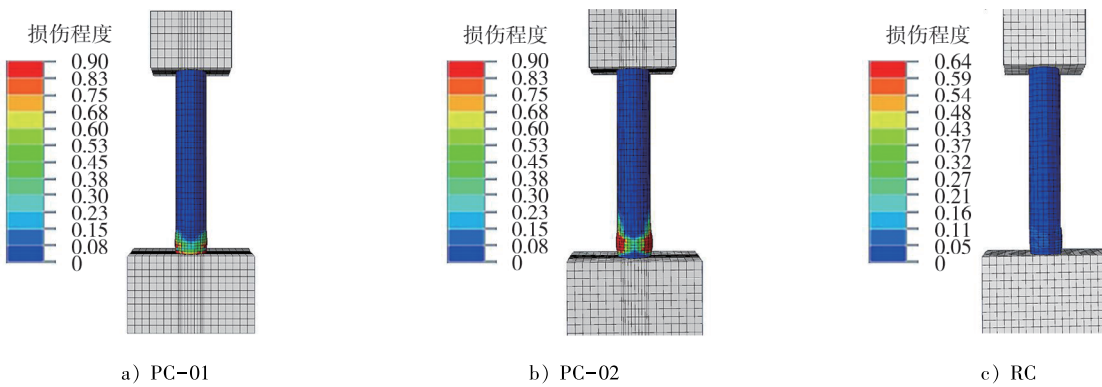


图 13 3组模型的受拉损伤云图

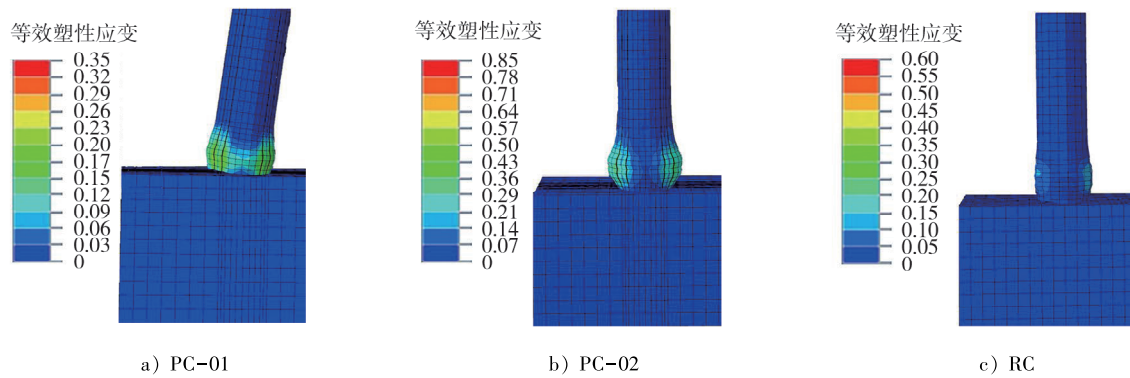


图 14 3组模型的等效塑性应变云图

由图 11 可知:模型墩柱底部左右两侧产生较大应力,且发生明显鼓曲;RC 模型墩柱底部塑性铰区的应力集中最明显,PC-02 模型墩柱底部次之,PC-01 模型主要在墩柱顶部和中部出现应力集中现象;模型 RC 屈服应力最大。因此,现浇模型 RC 的整体稳定性最好,模型 PC-02 次之,模型 PC-01 最差。

由图 12 可知:混凝土两侧首先出现裂缝,逐渐发展为斜裂缝,与水平方向夹角为 45° ,再向集中荷载点迅速扩展;由于灌浆套筒的作用,模型 PC-02 的底部塑性铰区长度大于模型 RC,墩柱底部混凝土受压损伤高度也大于模型 RC;模型 PC-01 和模型 RC 墩柱底部塑性铰区域长度几乎一致。随裂缝的发展,墩柱底部部分混凝土脱落失效,钢筋屈服后模型被压碎,呈弯曲破坏形态。

由图 13 可知:混凝土两侧受拉损伤较严重,裂缝逐渐向墩身发展;模型 PC-01、PC-02 墩柱底部混凝土受拉损伤程度显著大于模型 RC,说明模型 RC 稳定性最好,模型 PC-01 次之,二者裂缝并无向墩身发展的趋势,模型 PC-02 受拉损伤最严重,裂缝有向墩身发展的趋势。

由图 14 可知:模型墩柱底部两侧的等效塑性应变较大,逐渐向墩身发展;模型 PC-01、PC-02 墩柱底

部区域等效塑性应变比模型 RC 明显,模型 PC-02 和 RC 墩柱底部未出现滑移现象,模型 PC-01 墩柱底部有明显滑移现象。

3.2 滞回曲线及耗能分析

对3组模型进行有限元分析,得到滞回曲线如图15所示。由图15可知:模型RC的滞回环面积和残余位移均大于模型PC-01,模型RC、PC-01的转角分别约为0.020、0.016;模型RC的滞回环面积稍大于模型PC-02,说明模型RC的抗震性能比模型PC-02强。3组模型的滞回环形状符合梭形或弓形,抗震性能良好。

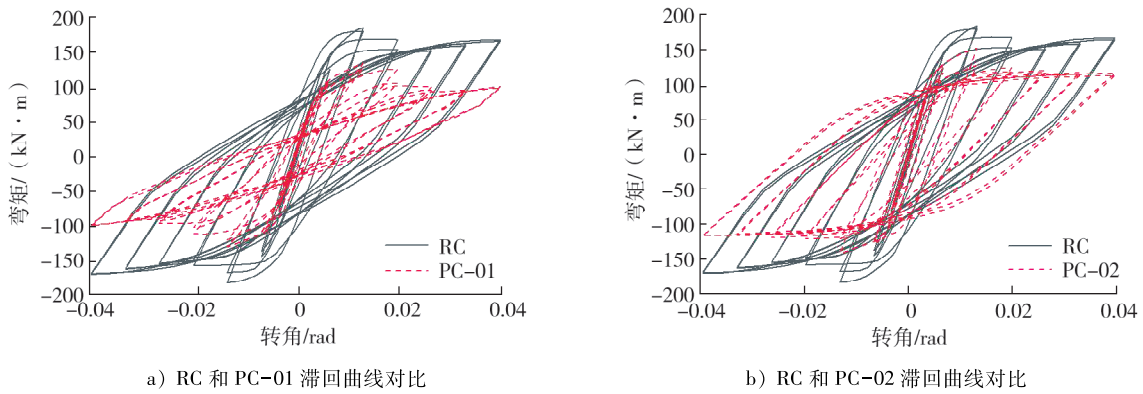


图15 3组模型的滞回曲线

根据滞回曲线计算3组模型的累计耗能,如表3所示。由表3可知:模型RC的累积耗能能力最强,模型PC-02次之,模型PC-01最弱;模型PC-02、PC-01最终累积耗能分别是模型RC的82.0%、59.3%,模型PC-01最终累积耗能是模型PC-02的72.3%;模型PC-01最终累积耗能比RC模型小,模型PC-02、RC的累积耗能能力表现一致。

表3 不同循环次数下3组模型的累积耗能

模型	累积耗能/(kN·m)					
	循环1次	循环2次	循环3次	循环4次	循环5次	循环6次
PC-01	0.22	1.21	3.20	6.70	10.35	18.50
PC-02	0.58	2.60	5.19	9.76	16.59	25.58
RC	0.49	2.95	7.76	13.74	21.50	31.19

3.3 骨架曲线分析

骨架曲线可反映模型结构的抗拉、抗压强度和延性等抗震指标。3组模型的骨架曲线对比如图16所示。

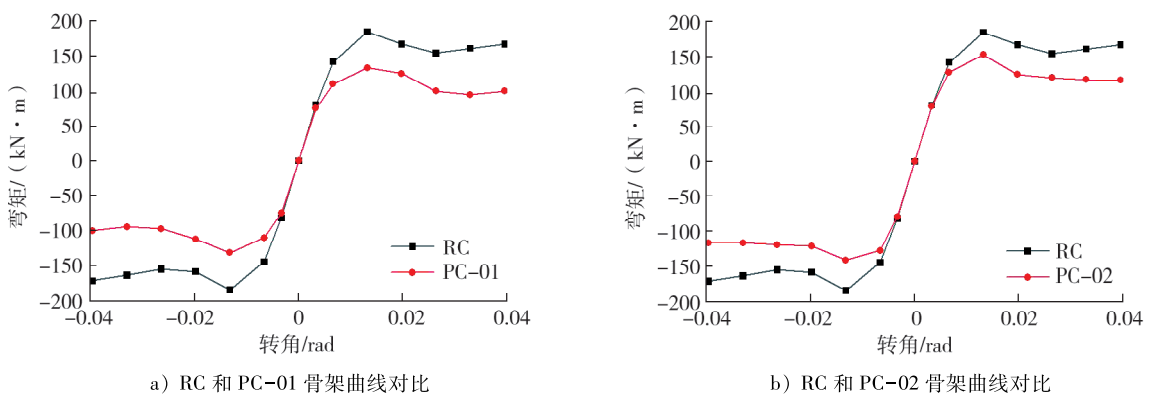


图16 3组模型的骨架曲线

由图 16 可知:模型 PC-01、PC-02 和 RC 的极限承载力分别为 136.9、153.1、183.8 kN·m;模型 RC 的极限承载力最大,PC-02 次之,PC-01 最小;3 组模型骨架曲线间的下降斜率相似,3 组模型极限承载力相近。

3.4 刚度分析

刚度退化是指随反复荷载循环次数的增大,结构的变形能力逐渐降低。3 组模型的刚度退化曲线如图 17 所示。由图 17 可知:模型初始阶段刚度退化斜率较大,随加载位移的增大,内部的能量耗散机制发挥作用,刚度退化速率减缓;模型 PC-01、PC-02 和 RC 的初始刚度分别为 22.64、23.93、24.56 MN·m。模型 RC 初始刚度最大,其次是模型 PC-02,模型 PC-01 最小,随墩柱和盖梁、承台现浇连接部位的增多,整体性增强,能更好地抵抗变形,初始刚度增大;按刚度退化程度从大到小排序依次为模型 PC-01、模型 PC-02、模型 RC,可能是灌浆套筒连接部位在反复荷载作用下连接性能下降;模型 PC-02 的初始刚度和刚度退化程度与模型 PC 接近,二者整体使用寿命相近。

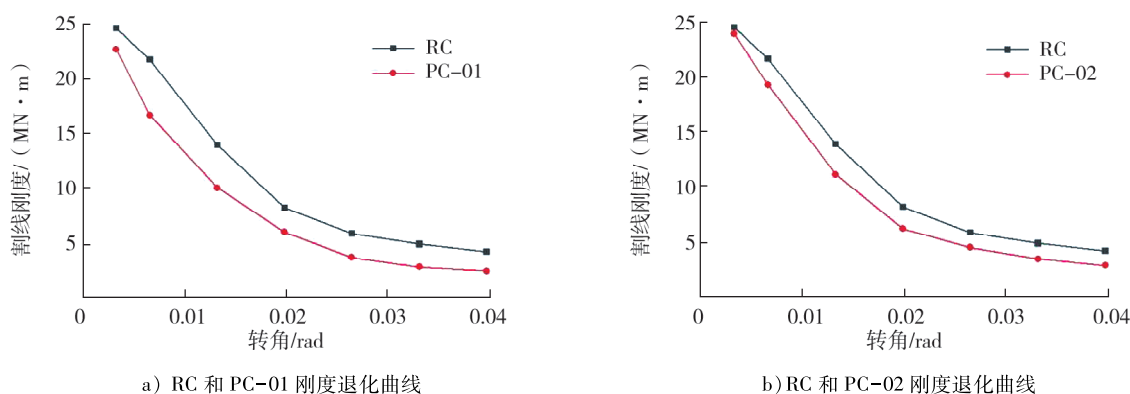


图 17 3 组模型的刚度退化曲线

3.5 延性分析

延性是在弹性极限后构件抵抗刚度和强度退化的变形能力,是衡量桥梁抗震性能的重要指标。3 组模型的曲率延性系数如表 4 所示。由表 4 可知:灌浆套筒连接装配式结构和整体现浇结构的位移延性系数相似,其延性满足桥梁抗震设计规范要求^[17],具有良好的抗震性能。

表 4 3 组模型的曲率延性系数

模型	正向屈服位移/mm	正向极限位移/mm	负向屈服位移/mm	负向极限位移/mm	位移延性系数
PC-01	0.006 3	0.023 2	0.006 2	0.019 8	3.44
PC-02	0.007 0	0.018 6	0.006 1	0.024 6	3.35
RC	0.008 2	0.025 9	0.008 0	0.024 5	3.11

4 结论

为研究装配式桥梁的抗震性能,根据灌浆套筒的黏结滑移曲线建立数值模拟的钢筋混凝土滑移本构关系,采用软件 ABAQUS 建立 3 组装配式桥梁下部结构有限元模型,从破坏形态、承载力、耗能、刚度和延性等方面分析模型的抗震性能。

1) 灌浆套筒连接的装配式桥梁下部结构与现浇桥梁下部结构滞回曲线形状均呈梭形,骨架曲线下降段斜率相差较小。灌浆套筒试件 Mises 应力、受压损伤和受拉损伤均集中在墩柱底部两侧,与试验现象相符。

2) 现浇模型 RC 的整体稳定性最好,模型 PC-02 和 PC-01 次之;模型 RC 墩柱底部塑性铰区域的应

力集中最明显。模型 PC-01 和 PC-02 的墩柱底部有明显滑移现象,模型 PC-01 的滑移比模型 PC-02 更明显。

3)3 组模型的滞回环形状符合梭形或弓形,抗震性能良好,累积耗能能力表现一致,极限承载力总体相近,模型 RC 表现最佳。

4)3 个模型加载初始阶段刚度退化斜率较大,之后逐渐趋于平缓,三者相差较小;灌浆套筒连接装配式结构和整体现浇结构的延性系数相似,延性满足桥梁抗震设计规范要求,抗震性能良好。

参考文献:

- [1] 项贻强,竺盛,赵阳.快速施工桥梁的研究进展[J].中国公路学报,2018,31(12):1-27.
- [2] 梅葵花,王贤良,赵育.多跨连续梁拱组合体系桥梁施工关键问题研究[J].桥梁建设,2017,47(4):48-53.
- [3] 胡志坚,闫明辉,周知,等.预制拼装桥墩地震易损性分析[J].土木工程学报,2022,55(1)89-108.
- [4] 卓为顶,刘钊.预制拼装桥墩连接构造选择的综合评定方法[J].结构工程师,2020,36(6)191-196.
- [5] 赵灿晖,贾宏宇,岳伟勤,等.桥梁抗震 2020 年度研究进展[J].土木与环境工程学报(中英文),2021,43(增刊1):91-99.
- [6] LIU Y, LI X P, ZHENG X H, et al. Experimental study on seismic response of precast bridge piers with double-grouted sleeve connections[J]. Engineering Structures, 2020, 221: 111023.
- [7] 徐文靖,马磊,黄虹,等.套筒连接的预制拼装桥墩抗震性能研究[J].工程力学,2020,37(10):93-104.
- [8] PANTELIDES C P, AMELI M J, PARKS J E, et al. Seismic evaluation of grouted splice sleeve connections for reinforced precast concrete column-to-cap beam joints in accelerated bridge construction[J]. PCI Journal, 2015, 60(2): 80-103.
- [9] HABER Z B, SAIIDI M S, SANDERS D H. Seismic performance of precast column with mechanically spliced column-footing connection[J]. ACI Structural Journal, 2014, 111(3): 639-650.
- [10] 康占锋.考虑粘结滑移的钢筋混凝土非线性有限元分析方法研究[D].重庆:重庆大学,2007.
- [11] 艾腾腾,刘继明,宋晨晨,等.考虑粘结滑移的箱型钢骨混凝土纯扭构件 ABAQUS 模拟方法研究[J].工程建设,2016,48(5):14-19.
- [12] 孟闻远,王俊锋,张蕊.基于 ABAQUS 的钢筋混凝土结构本构模型对比分析[J].华北水利水电学院学报,2012,33(1):40-42.
- [13] 中华人民共和国住房和城乡建设部,中国建筑科学研究院.混凝土结构设计规范:GB 50010—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2010:9-28.
- [14] 黄俊,鲁志伟,戴绍斌,等.内置楔形体灌浆套筒连接接头力学性能试验研究[J].工业建筑,2019,49(1):77-84.
- [15] 郑永峰. GDPS 灌浆套筒钢筋连接技术研究[D].南京:东南大学,2016.
- [16] 黄宜.装配式钢筋混凝土桥墩抗震性能研究[D].大连:大连理工大学,2016.
- [17] 中华人民共和国住房和城乡建设部.城市桥梁抗震设计规范:CJJ 166—2011[S].北京:中国建筑工业出版社,2011.

Seismic performance of prefabricated bridge substructure

LIU Benli¹, WEI Ming¹, SHAN Jingsong^{2*}, CHEN Jian¹,
ZHANG Jiayuan³, LI Feng⁴

1. Shandong Road and Bridge Construction Group Co., Ltd., Jinan 250000, China;

2. College of Civil Engineering and Architecture, Shandong University of Science and Technology, Qingdao 266590, China;

3. The Second Construction Limited Company of China Construction Eighth Engineering Division, Jinan 250014, China;

4. Shandong Huitong Construction Group, Jinan 250002, China

Abstract: To study the seismic performance of prefabricated bridges, 12 groups of grouted sleeve specimens are prepared for unidirectional tensile tests. Based on the fitting of the bond stress-slip constitutive relationship of

cast-in-place reinforced concrete structures, the bond slip curve of the sleeves is obtained, which closely resembles the experimental bond slip curve. Software ABAQUS is used to establish finite element models for 2 groups of prefabricated bridge substructures and 1 group of cast-in-place bridge substructures. Parameters are set to numerically simulate the prefabricated bridge substructures. The seismic performance of the prefabricated bridge substructures is analyzed from multiple angles, including failure modes, hysteretic curves, skeleton curves, cumulative energy dissipation, stiffness, and ductility. The results show that the failure mode of the prefabricated bridge substructure connected by grouted sleeves is mainly bending failure. The hysteretic loops of the three models are shaped like a shuttle or an arch. The slopes of the descending segments of the skeleton curves differ only slightly, and the stiffness degradation and ductility coefficients are basically consistent, indicating that the prefabricated bridge substructure connected by grouted sleeves possesses good seismic performance.

Keywords: uniaxial tension test; slurry penetration sleeve; finite element analysis; seismic performance

(责任编辑:王惠)

.....
(上接第 99 页)

Mechanism of static performance degradation of prestressed concrete cable-stayed bridges based on cable damage

*YANG Guangjun*¹, *WEI Zhongguo*¹, *MOU Su*², *JIANG Zuoqian*¹, *SONG Tao*³

1. Shandong Road & Bridge Construction Group Co., Ltd., Jinan 250021, China;

2. Jinan Urban Construction Group Co., Ltd., Jinan 250013, China;

3. School of Civil Engineering, Shandong Jiaotong University, Jinan 250357, China

Abstract: To study the degradation mechanism of the static performance of prestressed concrete cable-stayed bridges after cable damage, the stay cables are equivalent to elastic supports, and an equivalent three-span continuous beam is established as the basic structure. A degradation model for cable force, main beam bending moment, and deflection after cable damage is developed, and analytical expressions for the degradation laws of the static performance of cable-stayed bridges after cable damage are derived. The computational results are compared with those obtained using the finite element method (FEM). The research results indicate that the theoretical computational results derived from the model are in high agreement with those obtained using FEM, validating the effectiveness and accuracy of the proposed model, which can be used to assess the static performance of prestressed concrete cable-stayed bridges after cable damage.

Keywords: cable-stayed bridge; static performance; degradation mechanism; cable damage; prestressing force

(责任编辑:王惠)