

预制节段拼装桥墩塑性铰性能

谢裕鹏,熊二刚*,李思锋,刘丰玮,王尚

(长安大学建筑工程学院,陕西西安710061)

摘要:基于“等同现浇”设计原则,系统探究2种不同连接方式的预制节段拼装桥墩塑性铰性能。以4个预制拼装桥墩的试验研究为基础,搜集汇总国内外共66个矩形或方形截面混凝土墩柱试验数据,分析墩柱高度、加载方向截面高度、材料特性、配筋率和轴压比对塑性铰长度的影响,并对现有塑性铰长度公式进行评估,提出适用于预制节段拼装桥墩的塑性铰长度计算公式,并采用解析法验证了其可行性。结果表明,塑性铰长度随着墩柱高度、加载方向截面高度、纵筋屈服强度、纵筋直径和配筋率的增大而增长,随着轴压比的增大而减小。本研究提出的公式适用于计算预制节段拼装桥墩的塑性铰长度。

关键词:预制节段拼装桥墩;新型连接;塑性铰长度;变形能力;拟静力试验

中图分类号:TU375

文献标志码:A

引用格式:谢裕鹏,熊二刚,李思锋,等. 预制节段拼装桥墩塑性铰性能[J]. 山东大学学报(工学版),2025,55(6):129-141.

XIE Yupeng, XIONG Ergang, LI Sifeng, et al. Plastic hinge length study of prefabricated segmental assembled bridge piers[J]. Journal of Shandong University (Engineering Science), 2025, 55(6):129-141.

Plastic hinge length study of prefabricated segmental assembled bridge piers

XIE Yupeng, XIONG Ergang*, LI Sifeng, LIU Fengwei, WANG Shang

(College of Architecture and Engineering, Chang'an University, Xi'an 710061, Shaanxi, China)

Abstract: In order to investigate the plastic hinge performance of precast segmental piers with two different connection methods based on the "cast-in-place" principle, a total of 66 concrete piers with rectangular or square cross-sections at home and abroad were collected and assembled based on the experimental studies of four precast piers. The effects of pier height, section height in the loading direction, material properties, reinforcement ratio, and axial compression ratio on the plastic hinge length were analyzed and the existing plastic hinge length formulae were evaluated. The formula of plastic hinge length suitable for precast segmental assembled piers was proposed, and its feasibility was verified by analytical method. The results indicated that the plastic hinge length increases with the increase of the pier height, section height, yield strength, and diameter of longitudinal bars and reinforcement ratio, and decreases with the increase of the axial compression ratio; and the formula proposed in this paper was suitable for the calculation of the plastic hinge length of precast segmental assembled pier.

Keywords: prefabricated segmental assembled piers; new connection; plastic hinge length; deformation capacity; pseudo-static test

0 引言

新时代国家对桥梁等基础设施提出绿色协调模块化建设的要求。预制节段拼装桥墩不仅能够实现模块化施工,最大化减小对周边自然和人居环境的影响,而且可为新材料和新技术的应用提供广阔平

台^[1]。塑性铰长度作为衡量桥墩变形的重要参数,其取值直接影响桥梁体系的抗震性能。因此,研究应用新材料和新技术的拼装桥墩塑性铰性能具有重要意义。

随着试验方法的进步、计算机科学的发展以及高性能材料在土木领域的应用,多种塑性铰长度计算公式相继提出。文献[2-3]以千余个试验数据为依据,

收稿日期:2024-10-12

基金项目:国家自然科学基金青年基金资助项目(51808046);陕西省自然科学基金基础研究计划资助项目(2025JC-YBMS-390);中央高校基本科研业务费专项资金-长安大学优秀博士学位论文培育资助项目(300102285727)

第一作者简介:谢裕鹏(1999—),男,河南漯河人,博士研究生,主要研究方向为工程结构抗震。E-mail: xie_yu_peng99@163.com

*通信作者简介:熊二刚(1980—),男,湖北麻城人,教授,博士生导师,博士,主要研究方向为工程结构抗震。E-mail: x-e-g@163.com

提出塑性铰长度经验计算公式;文献[4-5]通过理论分析影响塑性铰长度的因素,采用解析法提出塑性铰长度公式;文献[6-7]在自身试验的基础上,结合数值模拟方法提出塑性铰长度公式;文献[8-9]采用数值模拟方法,结合高性能材料在桥墩中的应用,分别提出配置形状记忆合金的桥墩和考虑纵筋硬化模量的塑性铰长度公式;文献[10]以超高性能混凝土(ultra-high performance concrete, UHPC)桥墩拟静力试验为基础,基于 OpenSees 数值仿真平台建议了适用于 UHPC 桥墩的塑性铰长度公式;文献[11]在前人的研究基础上,通过理论分析推导出对 UHPC 预制节段施加后张无黏结预应力的预制节段拼装桥墩塑性铰长度公式,并基于拟静力试验对推导的公式进行了验证。

本研究对新型预制节段拼装桥墩进行拟静力试验,结合试验结果和搜集到的国内外桥墩试验数据分析影响塑性铰长度的因素并对现有的塑性铰公式进行评估。通过回归分析提出适用于基于“等同现浇”原则设计的预制拼装墩塑性铰长度公式,并与现有的塑性铰长度公式进行对比分析,验证了该公式的准确性。

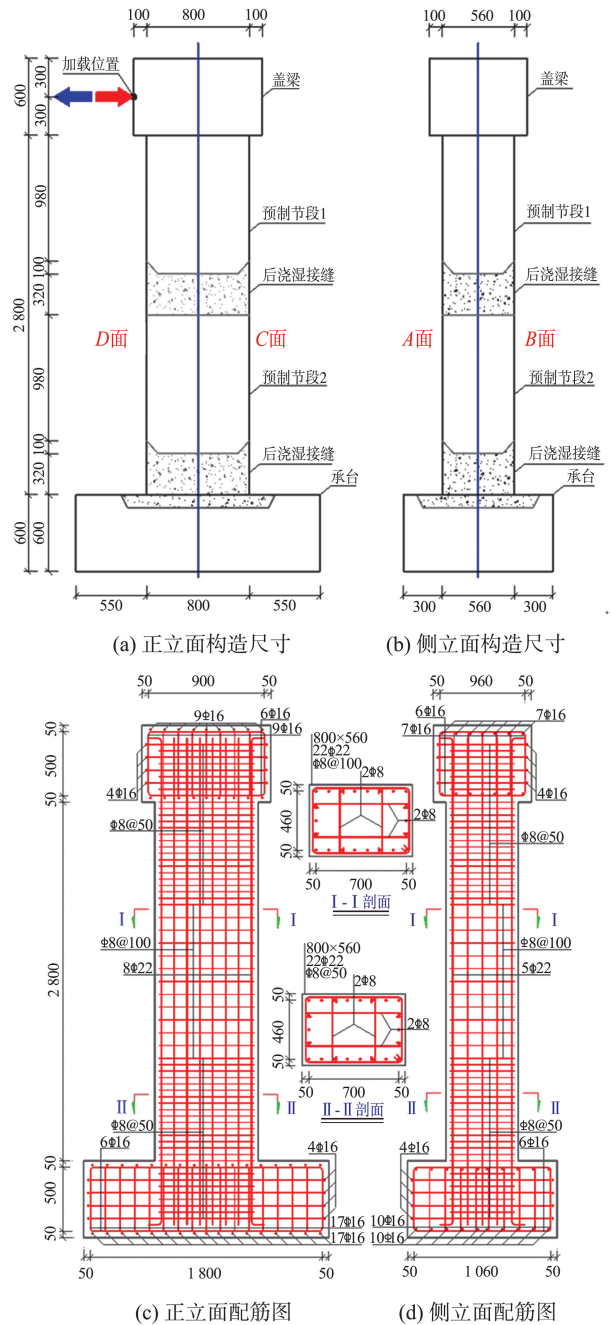
1 新型预制节段拼装桥墩拟静力试验

1.1 拟静力试验方案

4个桥墩试件编号分别为 DZXJ-1、DZZT-1、DZDJ-1 和 DZZT-2。DZXJ 代表单柱现浇;DZZT 代表单柱锥套,后浇接缝采用纤维增强混凝土(fiber-reinforced concrete, FRC)-锥套锁紧纵筋连接,下文简称新型连接I;DZDJ 代表单柱搭接,后浇接缝采用 UHPC-纵筋搭接连接,下文简称新型连接II。DZZT-2 采用纵向加载,其余3个试件均采用横向加载。

本研究仅以 DZXJ-1 展示配筋图,整体构造和配筋如图1所示。本研究4个试件外观尺寸一致,承台尺寸为 1 900 mm(长)×1 160 mm(宽)×600 mm(高),盖梁尺寸为 1 000 mm(长)×760 mm(宽)×600 mm(高),墩身尺寸为 800 mm(长)×560 mm(宽)×2 800 mm(高)。横向加载试件(加载方向垂直 A、B 面,见图1(a))的剪跨比均为 3.9,纵向加载试件(加载方向垂直 C、D 面)的剪跨比为 5.5。承台、盖梁、预制节段 1 和预制节段 2 均浇筑 C40 商品混凝土,后浇湿接缝设计采用纤维增强混凝土(fiber-reinforced concrete, FRC)和 UHPC 进行浇筑。4个试件的配筋率为 1.87%,配箍率为 0.72%,所用钢筋均为 HRB400 级。钢筋及混凝土试样的试验力学性能

分别见表 1、2。



单位: mm

图1 预制节段拼装桥墩整体构造图

Fig.1 General structural drawing of precast segmental piers

表1 HRB400级钢筋试验力学性能

Table 1 Experimental mechanical properties of HRB400 bars

钢筋类型	钢筋位置	直径/ mm	屈服 强度/ MPa	极限 强度/ MPa	屈服 应变/ 10^{-3}
纵筋	墩柱	22	418	615	2.09
圈筋	承台、盖梁	16	446	608	2.23
箍筋	墩柱	8	414	606	2.07
拉筋	承台、盖梁	12	452	650	2.26
	墩柱	8	414	606	2.07

表2 混凝土试验力学性能

Table 2 Experimental mechanical properties of concrete

名称	立方体抗压强度/MPa	棱柱体抗折强度/MPa	静力受压弹性模量/ 10^4 MPa
C40	42.4	4.1	3.47
FRC	50.1	6.6	3.57
UHPC	128.2	6.9	4.97

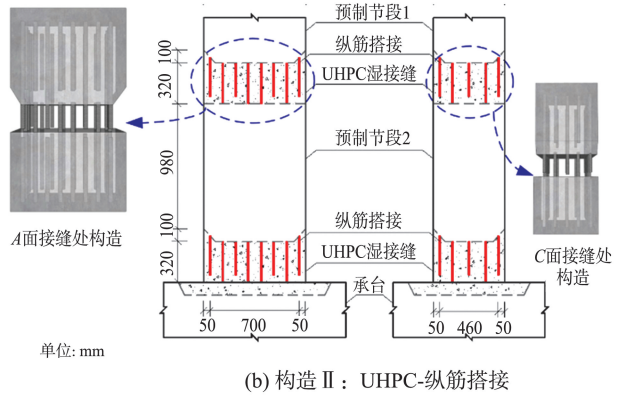
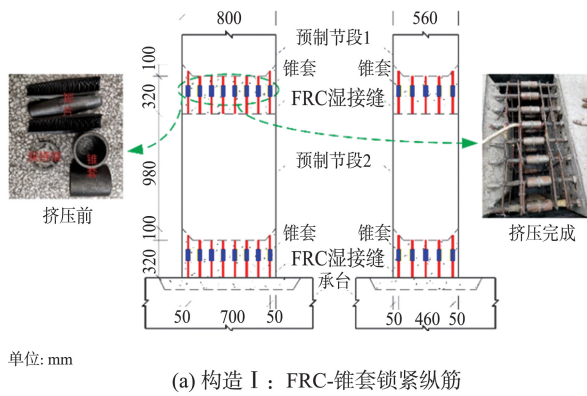


图2 新型连接构造

Fig.2 New-type connection configuration

竖向加载采用轴压比为 0.1 的恒载(120 t)。水平向加载制度分成两个阶段。在试件屈服前,采取力加载控制,每级荷载循环加载 1 圈;在试件屈服后,采取位移加载控制,每级荷载循环加载 3 圈。

试件承载力下降至峰值承载力的 85%时,停止加载^[12-13]。具体加载方式如图 3 所示。

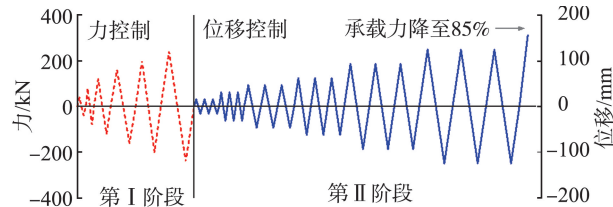


图3 横向荷载加载制度

Fig.3 Loading law of lateral load

1.2 试件破坏状态

4 个试件的破坏过程大致如下:墩柱底部或接缝处混凝土开裂→侧面形成水平贯通缝→塑性铰区纵向钢筋屈服→正面斜向裂缝交叉延伸→塑性铰区混凝土压溃脱落→试件破坏。这种破坏过程是结构在弯曲荷载作用下的典型受力性能演变。由于水平荷载作用,在墩柱底部产生最大弯矩,导致这些区域首先出现混凝土开裂;随着荷载增加,试件侧面产生拉应力,形成水平贯通缝,这是弯曲变形的典型特征。在弯曲变形与剪力的共同作用下,在加载后期,试件正面出现斜向裂缝并交叉延伸;最后,由于塑性铰区变形较大,混凝土承受高应力,最终导致压溃脱落,试件承载力达到极限。

两种新型连接构造如图 2 所示。新型连接构造 I 是使用配套的油泵液压钢钳夹紧锥套,待锥套挤压至刚好触碰到塑料固定架时完成作业,然后浇筑 FRC,即 FRC-锥套锁紧纵筋连接,如图 2(a)所示。新型连接构造 II 是在 2 个后浇接缝处将纵向钢筋进行错位搭接,然后浇筑超高性能混凝土,即 UHPC-纵筋搭接连接,如图 2(b)所示。

试件塑性铰区损伤积累如图 4、5 所示。

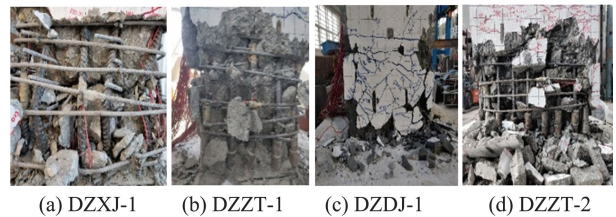


图4 加载方向垂直面损伤图

Fig.4 Damage diagram of the perpendicular surface to the loading direction

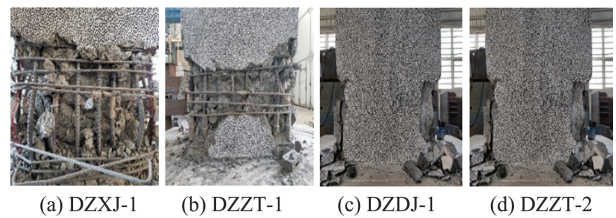


图5 加载方向平行面损伤图

Fig.5 Damage diagram of the parallel surface to the loading direction

与加载方向垂直面的塑性铰区保护层混凝土最终都表现为全部脱落或者绝大部分脱落,与加载方向平行面的塑性铰区保护层混凝土脱落状况相较于垂直面较轻,但也表现为大面积脱落。清理掉塑性铰区脱落的保护层混凝土,可以看到核心混凝土的宏观裂缝。由于箍筋的约束作用,核心混凝土依旧保留较为完整的有效工作面,墩柱底部一定高度范围内形成了明显的塑性铰区域。

1.3 拟静力试验结果分析

1.3.1 恢复力特征对比分析

4个试件的墩顶水平荷载-位移滞回曲线如图6所示,特征荷载采用几何作图法定义。

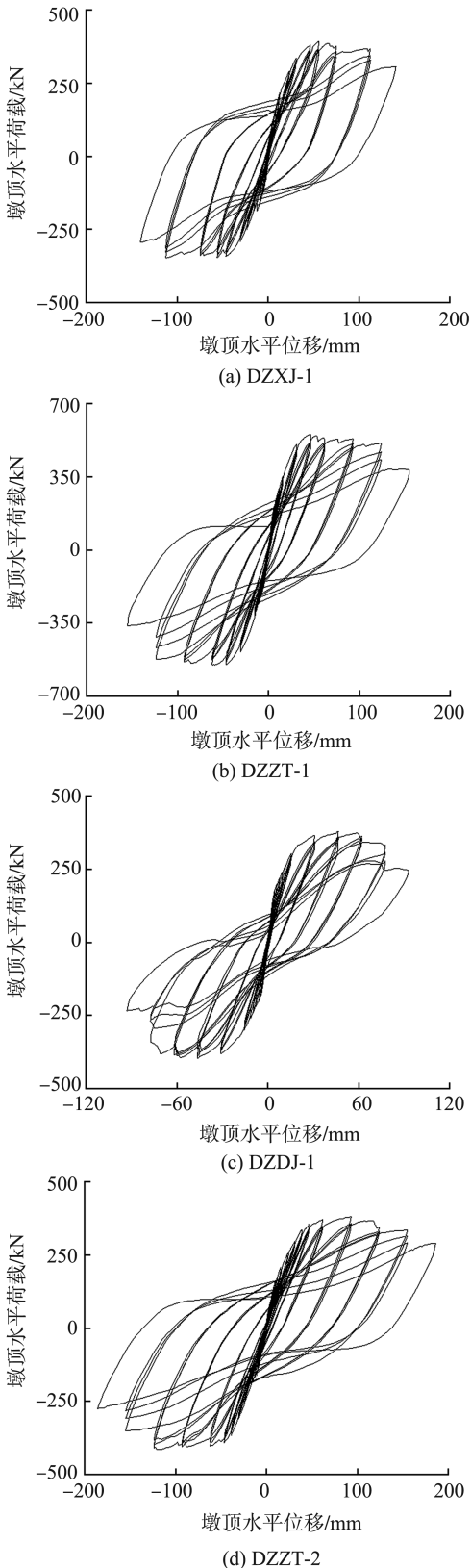


图6 墩顶滞回曲线

Fig.6 Hysteresis curves at the top of the piers

由图6可知,DZZT-1、DZZT-2的滞回环形状表现出与DZXJ-1相同的趋势,具有典型的钢筋混凝土构件“捏拢”现象,并且同级荷载下三者卸载路径上的残余变形也较为接近。试件DZZT-1的特征位移与试件DZXJ-1基本保持一致,其屈服荷载、峰值荷载和极限荷载分别提高63.5%、58.9%和58.9%。这说明新型连接I能够使节段拼装桥墩的滞回性能满足“等同现浇”要求。

DZDJ-1的滞回环形状表现出弓形滞回曲线的“捏拢”特征,与DZXJ-1略有差异。试件DZDJ-1的特征荷载与现浇试件基本保持一致,其屈服位移、峰值位移和极限位移分别降低42.1%、17.0%和50.0%。这说明采用新型连接II的拼装桥墩特征荷载基本满足“等同现浇”,但是其特征位移不能满足“等同现浇”。主要原因是本次试验采用的UHPC中的纤维材料缺乏钢纤维,降低了其对钢筋的握裹力,加载到中高水平荷载之后钢筋与UHPC之间的黏结滑移大于采用C40的现浇桥墩,残余变形明显减小。

不同对比参数的两组桥墩试件的骨架曲线如图7所示。

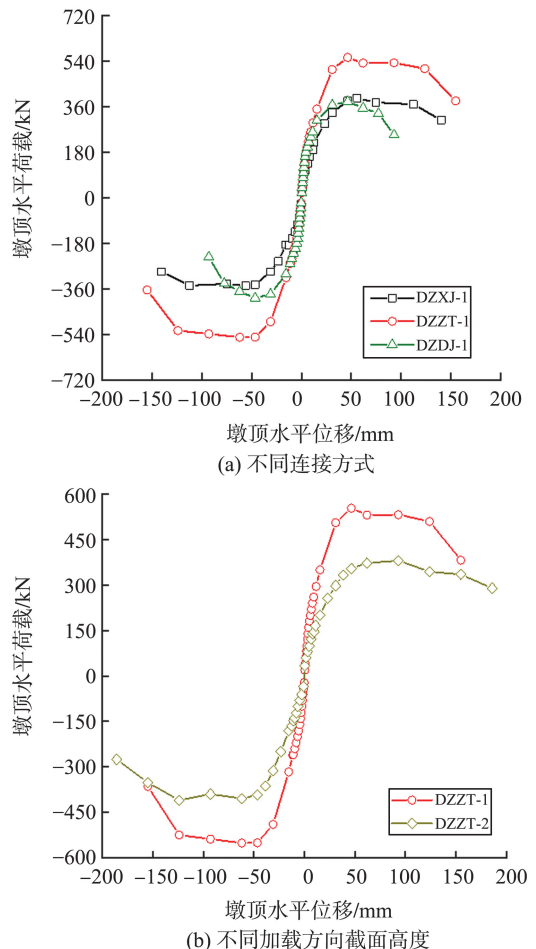


图7 桥墩骨架曲线

Fig.7 Skeleton curves of piers

对比不同连接方式的桥墩试件,DZZT-1的承载力显著高于DZXJ-1,DZZT-1和DZXJ-1均有明显的屈服平台且二者的屈服平台水平较为接近,但是DZDJ-1没有明显的屈服平台,表明DZZT-1具有“等同现浇”桥墩的延性性能,而DZDJ-1的延性性能较差。对比不同加载方向的试件,DZZT-1的承载力和弹性刚度均显著高于DZZT-2,但是DZZT-2的屈服平台水平和极限位移均高于DZZT-1。这表明不同加载方向截面高度对采用新型连接I的拼装桥墩承载力和延性性能均有较大影响,桥墩的承载力和弹性刚

度随着加载方向截面高度的增大而增大,延性性能随着加载方向截面高度的增大而减小。

1.3.2 延性性能对比分析

试件的延性性能指标如表3所示。结果表明,DZZT-1的塑性位移和延性指标与DZXJ-1持平;DZDJ-1的塑性位移和延性指标均低于DZXJ-1,其塑性位移和极限转角位移只有DZXJ-1的50%左右,说明DZZT-1的延性性能满足“等同现浇”要求,DZDJ-1的延性性能远远达不到“等同现浇”的要求。

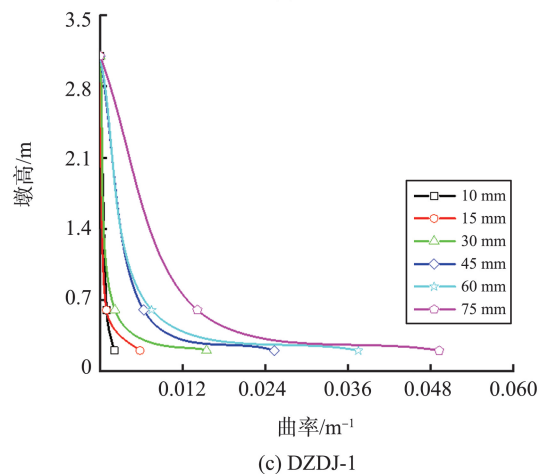
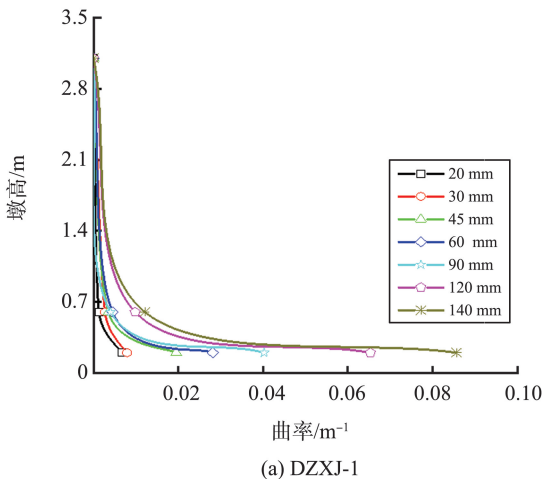
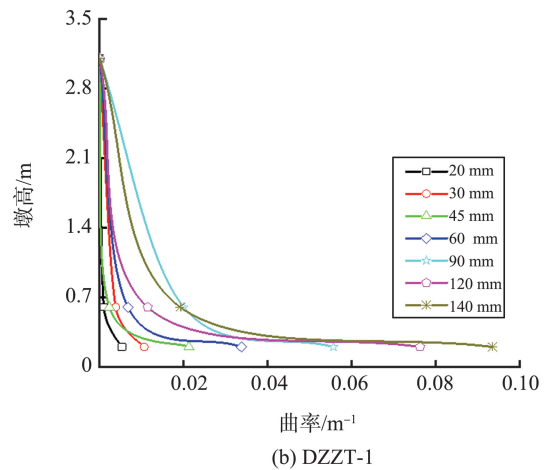
表3 桥墩的延性性能和延性指标
Table 3 Ductility performance and ductility indices of piers

试件编号	往复方向	屈服位移/mm	极限位移/mm	塑性位移/mm	位移延性系数		极限位移转角/%	
					往复	平均	往复	平均
DZXJ-1	推向	23.3	128.3	105.0	5.5	5.9	4.1	4.3
	拉向	-22.6	-139.2	116.6	6.2		4.5	
DZZT-1	推向	22.5	132.9	110.4	5.9	5.8	4.3	4.4
	拉向	-23.5	-135.0	111.5	5.7		4.4	
DZDJ-1	推向	13.5	64.2	50.7	4.8	5.0	2.1	2.3
	拉向	-14.3	-75.0	60.7	5.2		2.4	
DZZT-2	推向	23.8	162.5	138.7	6.8	5.8	5.2	5.1
	拉向	-32.7	-154.7	122.0	4.7		5.0	

相比于DZZT-1的塑性位移和延性指标,DZZT-2表现出一定的优势,说明采用新型连接I的拼装桥墩延性性能随着加载方向截面高度的增大而减小。DZZT-2推拉往复方向的位移延性系数差距稍大,可能是因为纵向加载时加载装置在中高水平荷载下发生挠曲变形,拉向水平位移被钢板的挠曲变形消耗一部分所致。

1.3.3 墩柱曲率对比分析

本次试验布置的曲率位移计未考虑墩柱拔出效应,试件在不同加载位移下的曲率-墩高变化曲线如图8所示。



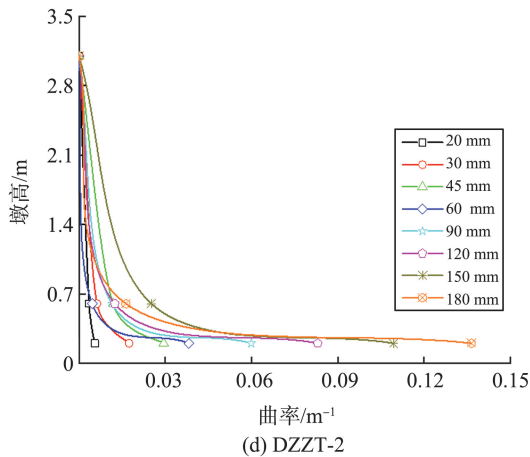


图8 曲率-墩高曲线
Fig.8 Curvature-height curve

由图8可以看出,4个试件在中高荷载作用下,墩底一定高度范围内的截面曲率变化均显著增大,形成了明显的塑性铰区域。这说明当构件处于塑性阶段时,其塑性变形主要由塑性铰处的变形提供。对比不同连接方式的3个试件,DZXJ-1和

表4 塑性铰长度试验值

Table 4 Plastic hinge length of test

试件编号	屈服位移/ mm	极限位移/ mm	塑性位移/ mm	屈服曲率/ 10^{-6} mm^{-1}	极限曲率/ 10^{-5} mm^{-1}	塑性曲率/ 10^{-5} mm^{-1}	塑性铰长度 试验值/mm
DZXJ-1	23.3	128.3	105.0	7.27	7.56	6.84	543
DZZT-1	22.5	132.9	110.4	7.02	8.34	7.64	508
DZDJ-1	13.5	64.2	50.7	4.21	3.93	3.50	509
DZZT-2	23.8	162.5	138.7	7.43	1.17	10.90	442

2 影响因素分析及现有公式评估

本试验样本数据较少,为分析塑性铰长度的影响因子显著性和基于“等同现浇”设计的预制节段拼装桥墩塑性铰长度模型的回归分析及验证,本研究搜集并汇总了国内外学者^[14-23]有关塑性铰

表5 墩柱特征参数

Table 5 Pier characteristic parameters

特征参数	剪跨比	混凝土抗压 强度/MPa	纵筋屈服 强度/MPa	箍筋屈服 强度/MPa	轴压比	纵筋直径/ mm	配筋率/%	配箍率/%
范围	3.0~7.4	21.0~112.0	380.0~521.0	294.0~600.0	0.05~0.77	12~24	1.13~2.74	0.55~6.72
平均	5.2	53.0	464.0	449.0	0.39	19	2.09	2.41

2.1 塑性铰长度影响因素分析

2.1.1 尺寸特征的影响

影响墩柱塑性铰长度的尺寸特征因子主要包括墩柱高度和加载方向截面高度,直观尺寸特征对塑性铰长度的影响如图9所示。图9中, L_p 为塑性铰长度。

DZZT-1的极限曲率较为接近,而DZDJ-1的极限曲率显然小于现浇试件,而DZZT-1的塑性变形能力可以满足“等同现浇”。对比DZZT-1和DZZT-2,后者的极限曲率明显大于前者,说明采用新型连接I的拼装桥墩塑性铰的塑性变形能力随试件的加载方向截面高度增大而减小。

1.3.4 试验塑性铰长度

已有的拟静力试验中没有直接测量桥墩塑性铰长度的方法,但依据塑性铰相关理论可以间接计算出桥墩的塑性铰长度试验值,计算公式为

$$L_{p-t} = L - \sqrt{L^2 - \frac{2\Delta_p}{\phi_p}}, \quad (1)$$

式中: L_{p-t} 为塑性铰长度试验值,mm; L 为桥墩计算高度,mm; Δ_p 为塑性位移,mm; ϕ_p 为塑性曲率, $1/\text{mm}$ 。

由于负向加载时存在装置消耗加载位移的情况,上述各参数均按前述正向加载试验值进行取值,4个桥墩的塑性铰长度试验值如表4所示。

长度研究的62个矩形或者方形截面墩柱试验数据,再加上本试验的4个矩形截面桥墩试件数据,共计66个墩柱试件。其中,包含本试验4个试件在内的57个墩柱试验数据用于现有塑性铰长度公式评估和回归分析,另外的9个墩柱试验数据用于回归公式的验证。墩柱的特征参数取值详情如表5所示。

由图9可知,塑性铰长度均随二者增大而增大,并且墩柱加载方向截面高度对塑性铰长度的影响明显大于墩柱高度。这与试验塑性铰长度结果相符合,横向加载试件的截面高度大于纵向加载试件,计算得到的3个横向加载试件的试验塑性铰长度均大于纵向加载试件。

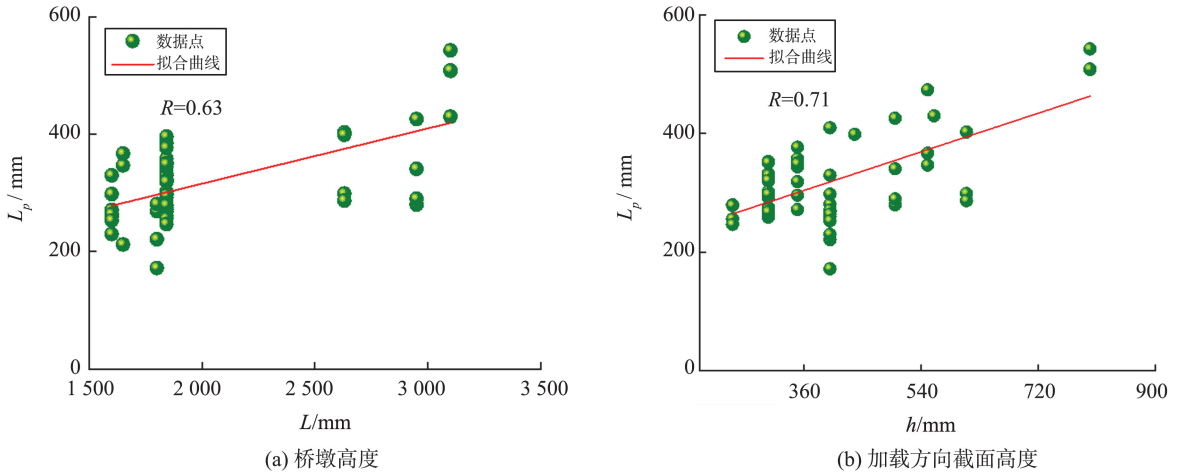


图 9 直观尺寸因子
Fig.9 Size factor

2.1.2 材料特性的影响

影响塑性铰长度的材料特性因素包括混凝土和钢筋及二者的相互作用,即黏结滑移。文献[24]研究表明,黏结滑移对桥墩位移的贡献可通过钢筋和混凝土的材料特性近似计算,计算公式为

$$\Delta_s = \frac{f_y d_b}{8u_b} \phi_p L, \quad (2)$$

式中: Δ_s 为钢筋与混凝土相对滑移引起的附加位移分量; f_y 为钢筋屈服应力; d_b 为钢筋直径; u_b 为混凝土与钢筋之间的平均黏结应力,近似可用 $\sqrt{f'_c}$ 表示,其中 f'_c 为混凝土抗压强度。

混凝土和钢筋之间的黏结滑移因子 $f_y d_b / (f'_c)^{0.5}$ 和纵筋材料特性因子 $f_y d_b$ 对塑性铰长度的影响如图 10 所示。

由图 10(a)可以明显看到,黏结滑移对塑性铰长度的影响是积极的;由图 10(b)可以看到,塑性铰长度随纵向钢筋特性因子 $f_y d_b$ 的增大而增大。对比二者发现,纵筋特性因子对塑性铰长度的影响明显大于同时考虑纵筋和混凝土相互作用时的影响。并且已有的塑性铰长度公式大部分考虑黏结滑移的影响时,通过使用纵筋特性因子 $f_y d_b$ 代替混凝土和钢筋之间黏结滑移特性因子 $f_y d_b / \sqrt{f'_c}$ 的形式更为简洁。

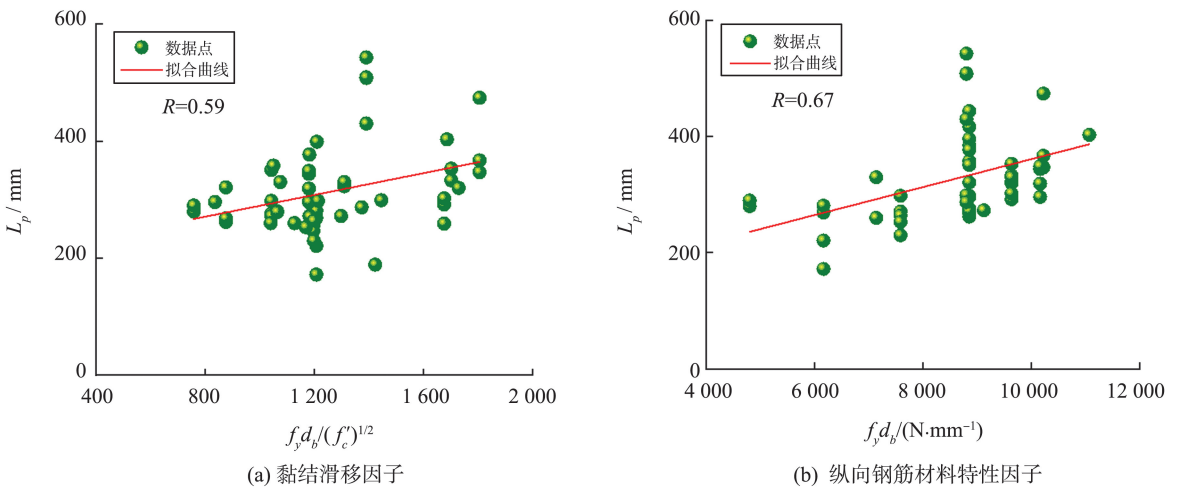


图 10 材料特性因子
Fig.10 Material property factor

2.1.3 其他因素的影响

轴压比和配筋率对塑性铰长度的影响如图 11 所示。由图 11 可知,塑性铰长度随着配筋率的增大而增加,随轴压比的增加而减小。当轴压比增大

时,墩柱顶部的侧向位移受到限制,使得墩柱底部纵筋的屈服长度减小。而实际的塑性铰长度即为纵向钢筋的屈服长度,所以塑性铰长度表现为随轴压比增大而减小。

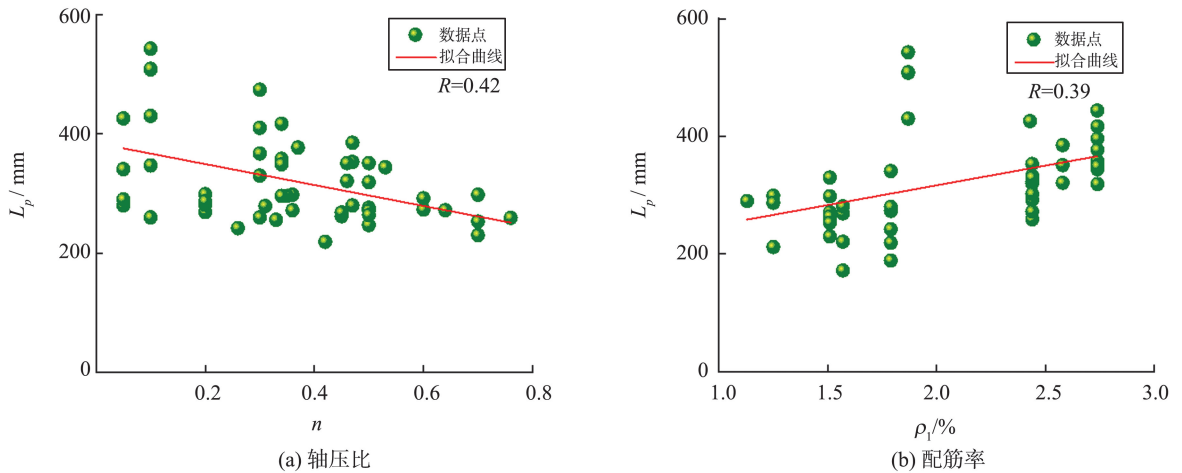


图 11 其他影响因子
Fig.11 Other factors

2.2 现有塑性铰长度公式评估

已有研究表明,黏结滑移引起的钢筋拉伸应变渗透和剪切变形引起的塑性扩展对塑性铰区塑性扩展具有重要贡献。本试验的4个桥墩均为典型的弯曲破坏,因此确定塑性铰长度的影响参数时忽略剪切变形的影响。

本研究基于搜集到的57个墩柱试验数据,对考

虑拉伸应变渗透和弯曲变形的公式模型进行评估,拉伸应变渗透考虑钢筋特性的影响,弯曲变形考虑尺寸特征的影响。模型包括文献[1-2,25-30]给出的塑性铰长度计算公式,具体形式见表6。7个公式的计算塑性铰长度与试验实测值比值的平均值、极差、方差和变异系数如表7所示。

表6 塑性铰计算模型
Table 6 Calculation model of plastic hinge

公式编号	公式来源	建议模型公式	试件类型	参数变量
1	文献[27]	$L_p = 0.06L + 32\sqrt{d_b}$	墩柱	尺寸特征、钢筋特性
2	文献[28]	$L_p = 0.08L + 6d_b$	墩柱	尺寸特征、钢筋特性
3	文献[26]	$L_p = 0.08L + 0.022f_y d_b$	墩柱	尺寸特征、钢筋特性
4	文献[29]	$\begin{cases} L_p = 0.12L + 0.014\alpha_d f_y d_b, \text{ 往复荷载} \\ L_p = 0.18L + 0.021\alpha_d f_y d_b, \text{ 单调荷载} \end{cases}$	墩柱和梁	尺寸特征、钢筋特性
5	文献[1-2]	$\begin{cases} L_p = 0.2h \left[1 + \frac{1}{3} \min \left(9; \frac{L}{h} \right) \right], \text{ 往复荷载} \\ L_p = h \left[1 + 0.04 \min \left(9; \frac{L}{h} \right) \right], \text{ 单调荷载} \end{cases}$	墩柱、梁和剪力墙	尺寸特征
6	文献[30]	$L_p = 0.1L - 0.165h + 7.32d_b$	墩柱	尺寸特征、钢筋特性
7	文献[25]	$L_p = \min \left\{ 0.08L + 0.022f_y d_b \geq 0.044f_y d_b; \frac{2}{3}b \right\}$	墩柱	尺寸特征、钢筋特性

表7 各模型量化结果
Table 7 Results of each model

模型	平均	极差	方差	变异系数
文献[27]	0.872	1.366	0.062	0.288
文献[28]	0.930	1.627	0.085	0.316
文献[26]	1.188	1.706	0.103	0.273
文献[29]	1.239	2.051	0.137	0.302
文献[1-2]	0.730	1.312	0.068	0.359
文献[30]	0.932	1.730	0.091	0.326
文献[25]	0.866	1.415	0.109	0.385

由表7可知,文献[28]和文献[30]中所提公式在平均程度上最接近试验值,文献[1-2]过分低估墩柱塑性铰长度,文献[29]过分高估墩柱塑性铰长度,且文献[29]中公式计算结果的极差最大。文献[27]计算结果的方差最小,其计算结果的离散性最小,而文献[29]公式计算结果的方差最大,其计算结果的离散性最大。当用归一化度量指标变异系数描述墩柱塑性铰长度的离散程度时,文献[26]中公式计算结果变异系数最小,而文献[25]中公式计算结果的变异系数最大,说明文献[26]中公式的计

算结果离散程度最小,而文献[25]公式的计算结果离散程度最大,并且文献[26]建议公式计算结果的极差和方差均处于所评估塑性铰长度公式的中间区域,从计算结果的离散程度方面也解释了文献[26]中建议公式被各国规范采纳的原因。

3 塑性铰长度模型回归分析及验证

3.1 多元回归分析

根据上述塑性铰长度影响因素的分析,本研究在试验基础上进行塑性铰长度公式回归分析时重点考虑与弯曲效应和钢筋应变渗透有关的参数。工程实际应用表明,本研究提出的基于“等同现浇”的预制节段拼装桥墩纵向钢筋连接处由锥套提供的锁紧力可靠性高,不会出现锥套先于钢筋破坏的情况,在进行回归分析时可以把锥套连接的纵筋考虑为通长钢筋,回归参数考虑桥墩尺寸对弯曲变形产生的塑性区域影响和纵筋特性对应变渗透的贡献。同时,考虑到文献[25]所采用的公式及与国际上塑性铰长度公式的研究相接轨,本研究在文献[26]建议公式的基础上,考虑了墩柱加载方向截面高度对塑性铰长度的影响,建立多元回归分析公式为

$$L_p = \kappa_1 L + \kappa_2 h + \kappa_3 f_y d_b, \quad (3)$$

式中: h 为墩柱加载方向截面高度, mm; f_y 为纵向钢筋屈服强度, MPa; d_b 为纵向钢筋直径, mm; κ_1 、 κ_2 、 κ_3 均为与之相应的回归系数。

以前述 57 个墩柱数据为依据,借助计算机手段采用多元回归分析方法,得到 3 个回归系数分别为 $\kappa_1 = 0.07$ 、 $\kappa_2 = 0.21$ 、 $\kappa_3 = 0.01$,由此得出适用于基于“等同现浇”原则设计的预制节段拼装桥墩的塑性铰长度公式(简称公式 I)为

$$L_p = 0.07L + 0.21h + 0.01f_y d_b. \quad (4)$$

采用公式 I 计算的塑性铰长度结果与试验实测结果的比值关系如图 12 所示,计算结果平均值为 1.053。表明公式 I 计算得到的塑性铰长度接近试验实测的塑性铰长度。

3.2 基于塑性铰长度的建议公式验证

基于文献[20]中的 9 个墩柱试验数据,将上述 7 个现有塑性铰长度公式与公式 I 进行对比分析验证。9 个墩柱的墩高和加载方向截面高度分别为 1 600、400 mm,纵筋直径均为 16 mm,其他设计参数如表 8 所示。各塑性铰长度公式计算得到的 9 个试件的塑性铰长度计算值如图 13 所示。

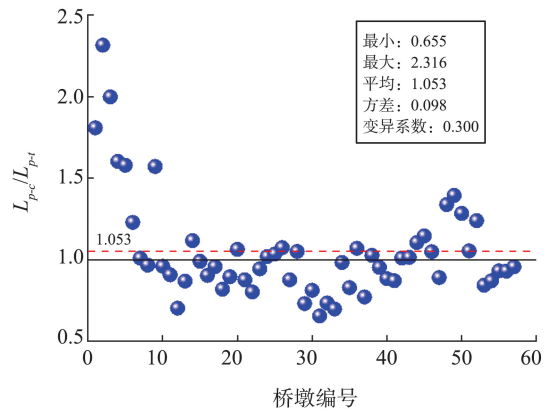


图 12 建议公式计算结果

Fig.12 Calculation result of suggested formula

表 8 文献[20]中试件的相关参数

Table 8 Specimen parameters in reference [20]

试件编号	轴压比	纵筋屈服强度/MPa	塑性铰长度试验值/mm
Pier.1	0.1	446	260
Pier.2	0.3	446	330
Pier.3	0.3	446	410
Pier.4	0.3	446	260
Pier.5	0.5	474	271
Pier.6	0.5	474	264
Pier.7	0.7	474	253
Pier.8	0.7	474	298
Pier.9	0.7	474	230

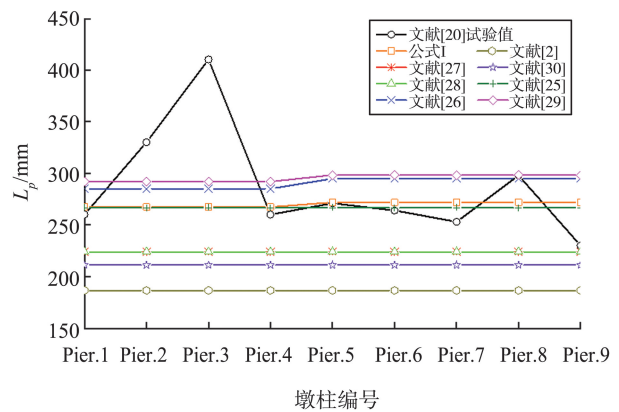


图 13 塑性铰长度试验值和计算值

Fig.13 Experimental and calculate of plastic hinge length

由图 13 可知,尽管文献[20]中试验结果的个别数据(Pier.2、Pier.3 和 Pier.9)波动较大,但是从整体趋势观察,公式 I 和文献[20]建议公式的计算结果与试验结果最为接近。文献[26]和文献[29]建议公式高估了墩柱的塑性铰长度,而文献[2]、文献[27-28]、文献[30]中的建议公式低估了墩柱的塑性铰长度,其中文献[2]中建议公式过分低估了墩柱的塑性铰长度。

为进一步评判公式 I 的优势,将各塑性铰长度

公式计算得到的9个试件的计算塑性铰长度与试验实测值的比值量化于图14和表9中。

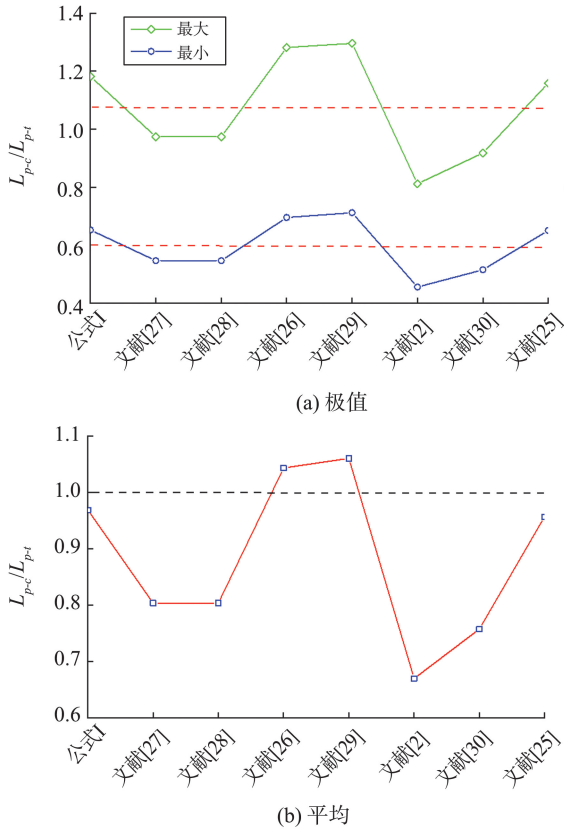


图14 建议公式对比验证

Fig.14 Suggested formula comparison

表9 文献[20]中试件塑性铰长度计算值对比分析
Table 9 Comparative of the calculate of plastic hinge lengths for specimens in reference [20]

模型	最小	最大	平均	方差	变异系数
公式 I	0.652	1.182	0.969	0.022	0.162
文献[27]	0.546	0.974	0.804	0.014	0.158
文献[28]	0.546	0.974	0.804	0.014	0.158
文献[26]	0.695	1.282	1.044	0.027	0.166
文献[29]	0.712	1.296	1.061	0.027	0.163
文献[1-2]	0.455	0.812	0.670	0.010	0.158
文献[30]	0.515	0.918	0.758	0.013	0.158
文献[25]	0.650	1.159	0.957	0.020	0.158

由表9可知,公式I和文献[20]计算得到的9个试件计算塑性铰长度与试验值比值的均值分别为0.969和0.957,表明公式I优于文献[20]建议的公式。文献[26]和文献[29]所提公式的计算结果虽然没有公式I的整体走势与试验值吻合度高,但是从塑性铰长度的实测值与计算值比值的平均水平来看,二者分别为1.044和1.061,其与试验结果吻合较好。但从极值水平来看,根据文献[29]建议公式计算的塑性铰长度极值过于高估塑性铰的

长度,根据文献[2]建议公式计算的塑性铰长度极值过于低估塑性铰的长度,而公式I的极值计算结果处于中间水平,表明公式I相对合理。这确保了使用公式I进行塑性铰长度估算时不会过分高估墩柱的变形能力,也避免出现过于保守估计、墩柱塑性铰不能充分发挥变形能力、造成材料浪费的情况。

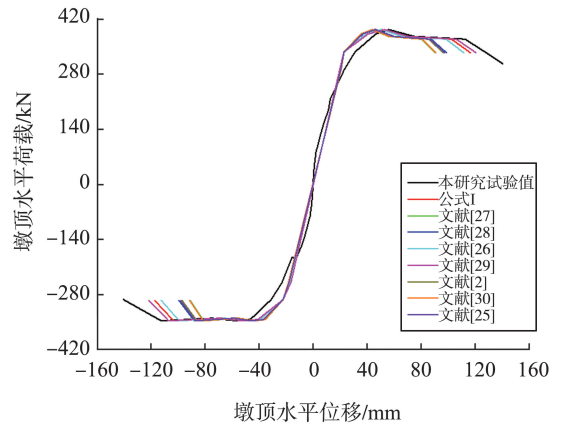
3.3 基于建议公式的节段拼装桥墩变形能力分析

本节基于本试验的4个桥墩墩顶位移对提出的塑性铰长度公式I进一步验证。

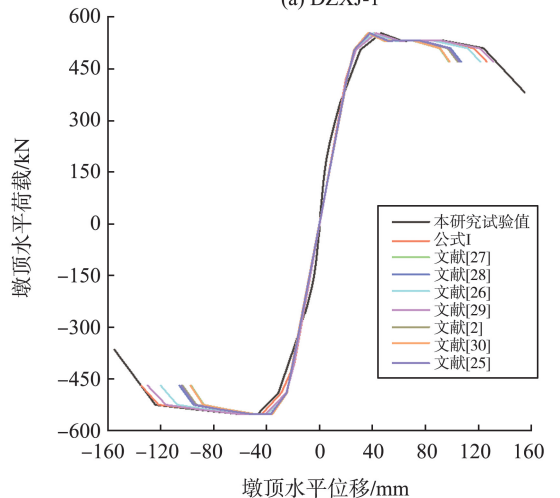
塑性铰长度的每一级加载位移实测曲率 ϕ 下的墩顶水平位移计算公式为

$$\Delta = \frac{\phi_y L^2}{3} + (\phi - \phi_y) L_p (L - 0.5L_p) \quad (5)$$

基于各塑性铰长度公式,采用式(5)计算出墩顶水平位移,并建立每一级位移对应的荷载关系。本研究认为桥墩屈服前处于理想弹性阶段,荷载-位移曲线保持为一条直线,屈服后塑性铰开始发挥作用,荷载-位移曲线斜率逐渐减小并出现负斜率,如图15所示。



(a) DZXXJ-1



(b) DZZT-1

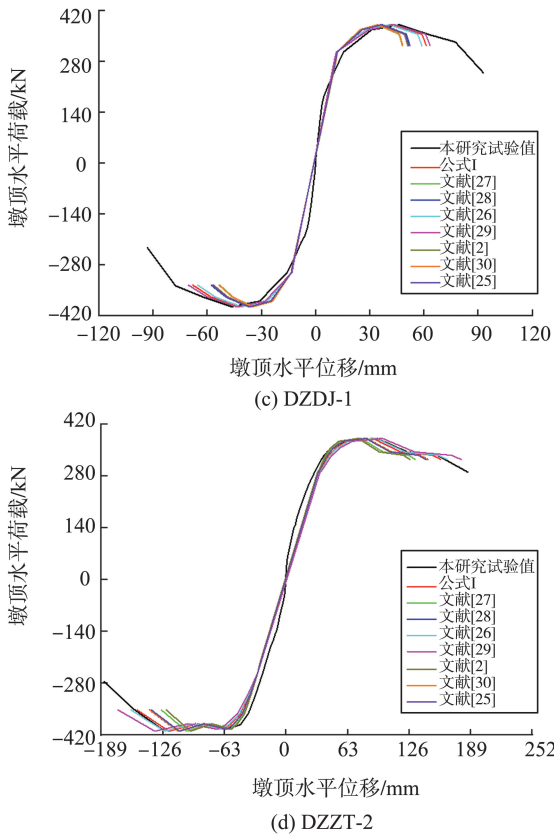


图 15 墩顶位移验证

Fig.15 Displacement at the top of the piers

由图 15 可知,基于公式 I、文献[26]和文献[29]公式计算的 3 个横向加载试件的墩顶位移结果均与试验结果吻合较好。尽管文献[29]公式略优于公式 I,但是对于纵向加载试件,文献[29]中公式的墩顶位移验证结果在接近极限状态时显著高于本研究试验值,说明该公式在一定程度上过高地估计了桥墩的塑性变形能力。

各模型计算塑性位移及相对误差分析如表 10、11 所示。由表 10 可知,文献[29]公式对试件 DZZT-2 的塑性位移计算结果过高,相对于本研究试验值拉向高出了 19.6%,在进行抗震设计时可能偏于不安全。采用公式 I 对 DZZT-1 负向和 DZZT-2 拉向的塑性位移计算结果相对于本研究试验值分别高出 3.8% 和 3.2%,在进行抗震设计时会考虑冗余度,3.8% 和 3.2% 在可接受范围内。文献[29]中公式对纵向加载试件变形能力估算过高的原因是没有考虑加载方向截面高度对塑性铰长度的影响。由此可见,在分析塑性铰长度时考虑加载方向截面高度是非常必要的。综上分析,本研究基于预制节段拼装桥墩建议的塑性铰长度公式 I 具有较高的可靠性。

表 10 各模型计算塑性位移
Table 10 Calculate of plastic displacement for each model

单位:mm

试件编号	加载方向	试验结果	计算塑性位移							
			公式 I	文献[27]	文献[28]	文献[26]	文献[29]	文献[1-2]	文献[30]	文献[25]
DZXJ-1	推向	105.0	96.7	69.8	78.4	91.8	101.1	76.1	70.4	77.1
	拉向	116.6	100.9	72.8	81.7	95.7	105.5	79.3	73.4	80.4
DZZT-1	推向	110.4	106.6	77.0	86.4	101.1	111.5	83.8	77.6	85.0
	拉向	111.5	115.8	76.4	85.7	100.3	110.6	83.2	77.0	84.3
DZDJ-1	推向	50.7	50.7	36.6	41.1	48.1	53.0	39.9	36.9	40.4
	拉向	60.7	55.4	40.0	44.9	52.5	57.9	43.5	40.3	44.1
DZZT-2	推向	138.7	124.8	99.9	112.1	131.2	144.6	94.6	111.7	110.1
	拉向	122.0	125.9	100.7	113.0	132.3	145.9	95.4	112.7	111.1

表 11 各模型塑性位移相对误差
Table 11 Relative error of plastic displacement of each model

试件编号	加载方向	相对误差/%							
		公式 I	文献[27]	文献[28]	文献[26]	文献[29]	文献[1-2]	文献[30]	文献[25]
DZXJ-1	推向	-7.9	-33.5	-25.4	-12.6	-3.7	-27.6	-32.9	-26.6
	拉向	-13.5	-37.5	-29.9	-17.9	-9.6	-32.0	-37.0	-31.1
DZZT-1	推向	-3.4	-30.3	-21.7	-8.4	1.0	-24.1	-29.7	-23.0
	拉向	3.8	-31.5	-23.1	-10.0	-0.8	-25.4	-30.9	-24.4
DZDJ-1	推向	0	-27.8	-19.0	-5.1	4.6	-21.4	-27.2	-20.3
	拉向	-8.8	-34.2	-26.1	-13.5	-4.6	-28.3	-33.6	-27.3
DZZT-2	推向	-10.0	-28.0	-19.2	-5.4	4.3	-31.8	-19.5	-20.6
	拉向	3.2	-17.4	-7.3	8.5	19.6	-21.8	-7.6	-8.9

注:负值表示该公式相对于试验值较为保守,正值表示该公式计算水平高于试验值。

4 结论

(1) 新型连接 I 较好地满足“等同现浇”,而新型连接 II 只有承载力满足“等同现浇”。采用新型连接 I 的桥墩特征荷载比现浇桥墩均提高 50% 以上,塑性位移与现浇桥墩基本持平;采用新型连接 II 的桥墩特征荷载基本与现浇桥墩持平,塑性位移大约只有现浇桥墩的 50%。

(2) 对比试件 DZZT-1 与 DZZT-2,发现不同加载方向的截面高度对采用新型连接 I 的拼装桥墩特征荷载、曲率分布、塑性位移和延性指标有显著的影响。特征荷载随着加载方向截面高度的增大而增大,而墩底曲率、塑性位移和延性指标随着加载方向截面高度的增大而减小。

(3) 基于本研究试验和搜集得到的共计 57 个矩形截面墩柱试验数据,通过单因素分析发现墩柱的塑性铰长度随墩柱高度、加载方向截面高度、黏结滑移、纵筋特性和配筋率的增大而增长,随轴压比的增大而减小。通过将现有的 7 个考虑纵筋应变渗透和弯曲变形的塑性铰长度公式计算值与试验实测值进行对比分析,对已有公式进行评估,其中文献[26]建议的公式最为合理

(4) 以 57 个墩柱试验数据为基础,通过多元回归分析提出了塑性铰长度公式 I。该公式适用于弯曲破坏的预制节段拼装桥墩,采用该公式能方便准确地计算出塑性铰长度,并预测预制拼装桥墩的变形能力,与其他公式相比具有一定优势。

参考文献:

- [1] BISKINIS D, FARDIS M N. Flexure-controlled ultimate deformations of members with continuous or lap-spliced bars[J]. *Structural Concrete*, 2010, 11(2): 93-108.
- [2] BISKINIS D, FARDIS M N. Effect of lap splices on flexural resistance and cyclic deformation capacity of RC members [J]. *Beton-und Stahlbetonbau*, 2007, 102 (Suppl.1): 51-59.
- [3] KOROGLU M A, ARSLAN M H, KOREZ M K. Use of regression analysis in determining the length of plastic hinge in reinforced concrete columns [J]. *International Journal of Civil and Environmental Engineering*, 2014, 8 (4): 401-406.
- [4] 陈子毅, 弓俊青, 郭春红. 桥梁墩柱的等效塑性铰长度分析研究[C]//全国建筑物检测鉴定与加固改造第十

- 二届学术交流会论文集. 广州, 中国:[s.n.], 2014: 332-336.
- [5] 仇建磊, 张艳青, 贡金鑫. 钢筋混凝土柱等效塑性铰长度计算研究[J]. *大连理工大学学报*, 2017, 57(6): 585-592.
- QIU Jianlei, ZHANG Yanqing, GONG Jinxin. Study of evaluation of equivalent plastic hinge length of reinforced concrete columns [J]. *Journal of Dalian University of Technology*, 2017, 57(6): 585-592.
- [6] 邵光强, 刘开, 蒋丽忠, 等. 高速铁路桥墩等效塑性铰长度研究[J]. *铁道工程学报*, 2017, 34(7): 53-59.
- SHAO Guangqiang, LIU Kai, JIANG Lizhong, et al. Study of plastic hinge length in high-speed railway bridge piers [J]. *Journal of Railway Engineering Society*, 2017, 34(7): 53-59.
- [7] 周建, 李建中. 铁路圆端形空心墩位移能力与等效塑性铰长度分析[J]. *铁道科学与工程学报*, 2019, 16(11): 2748-2758.
- ZHOU Jian, LI Jianzhong. Analysis of displacement capacity and equivalent plastic hinge length of hollow piers with rounded rectangular cross section in railways [J]. *Journal of Railway Science and Engineering*, 2019, 16(11): 2748-2758.
- [8] BILLAH A H M M, SHAHRIA ALAM M. Plastic hinge length of shape memory alloy (SMA) reinforced concrete bridge pier [J]. *Engineering Structures*, 2016, 117: 321-331.
- [9] CHAN Y C. A plastic hinge length model for evaluating force-displacement characteristics of reinforced concrete columns [D]. Hong Kong, China: The Hong Kong University of Science and Technology, 2018: 65-74.
- [10] REN L, FANG B, WANG K, et al. Numerical investigation on plastic hinge length of ultra-high performance concrete column under cyclic load [J]. *Journal of Earthquake Engineering*, 2022, 26(3): 1281-1299.
- [11] WANG Z, WANG J Q, TANG Y C, et al. Lateral behavior of precast segmental UHPC bridge columns based on the equivalent plastic-hinge model [J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2019, 24(3): 04018124.
- [12] YE Y X, WANG Z B, YANG Z H, et al. Seismic performance test research on a new type of replaceable energy-consuming joint column [J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2023, 166: 107786.
- [13] WANG Z, WANG J Q, TANG Y C, et al. Lateral behavior of precast segmental UHPC bridge columns based on the equivalent plastic-hinge models [J]. *Journal of Bridge Engineering*, 2019, 24: 04018124.

- [14] PARK R, PRIESTLEY M N, GILL W D. Ductility of square-confined concrete columns [J]. *Journal of the Structural Division*, 1982, 108(4): 929-950.
- [15] ALEMDAR Z F. Plastic hinging behavior of reinforced concrete bridge columns [D]. Lawrence, USA: University of Kansas, 2010: 9-46.
- [16] TANAKA H. Effect of lateral confining reinforcement on the ductile behaviour of reinforced concrete columns [D]. Christchurch, New Zealand: University of Canterbury, 1990: 269-283.
- [17] BAYRAK O, SHEIKH S A. High-strength concrete columns under simulated earthquake loading [J]. *Structural Journal*, 1997, 94(6): 708-722.
- [18] BAYRAK O. Seismic performance of rectilinearly confined high strength concrete columns [D]. Toronto, Canada: University of Toronto, 1998: 126-149.
- [19] BAE S. Seismic performance of full-scale reinforced concrete columns [D]. Austin, USA: The University of Texas at Austin, 2005.
- [20] WATSON S, PARK R. Simulated seismic load tests on reinforced concrete columns [J]. *Journal of Structural Engineering*, 1994, 120(6): 1825-1849.
- [21] SHEIKH S A, KHOURY S S. Confined concrete columns with stubs [J]. *ACI Structural Journal*, 1993, 90(4): 414-414.
- [22] SHEIKH S A, SHAH D V, KHOURY S S. Confinement of high-strength concrete columns [J]. *ACI Structural Journal*, 1994, 91: 100-111.
- [23] 房麟. 钢筋混凝土空心墩抗震性能试验研究 [D]. 成都: 西南交通大学, 2016: 38-56.
- FANG Lin. Experimental study on the seismic performance of reinforced concrete hollow piers [D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2016: 38-56.
- [24] ELWOOD K J, EBERHARD M O. Effective stiffness of reinforced concrete columns [J]. *ACI Structural Journal*, 2009, 106(4): 476-484.
- [25] 中华人民共和国交通运输部. 公路桥梁抗震设计规范: JTG/T 2231-01—2020 [S]. 北京: 人民交通出版社, 2020.
- [26] PAULAY T, PRIESTLEY M J N. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings [M]. New York: John Wiley & Sons, 1992.
- [27] MANDER J B. Seismic design of bridge piers [D]. Christchurch, New Zealand: The University of Canterbury, 1983: 412-459.
- [28] PRIESTLEY M J N, PARK R. Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading [J]. *Structural Journal*, 1987, 84(1): 61-76.
- [29] PANAGIOTAKOS T B, FARDIS M N. Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate [J]. *Structural Journal*, 2001, 98(2): 135-148.
- [30] 孙治国, 王东升, 郭迅, 等. 钢筋混凝土墩柱等效塑性铰长度研究 [J]. *中国公路学报*, 2011, 24(5): 56-64.
- SUN Zhiguo, WANG Dongsheng, GUO Xun, et al. Research on equivalent plastic hinge length of reinforced concrete bridge column [J]. *Chinese Journal of Highways*, 2011, 24(5): 56-64.

(编辑:郭少华)