文章编号:1673-0291(2026)02-0056-12 DOI:10.11860/j.issn.1673-0291.20250057

混合连接预制装配式桥墩侧向变形能力计算方法研究

张耀东[1],李 辰[2a],江 辉[2a,2b],庄建杰[1],薛智文[2a],吕金峰[1]
(1.河北雄安轨道快线有限责任公司,河北 保定 071700;2.北京交通大学 a.土木建筑工程学院,
b.北京市轨道交通线路安全与防灾工程技术研究中心,北京 100044)

摘 要:针对现有装配式桥墩侧向变形能力相关研究多集中于单一连接形式、难以适用于构造组成与传力机理差异显著的混合连接桥墩的问题,提出一种混合连接预制装配式桥墩侧向变形能力计算方法.以京雄快线中采用无黏结预应力筋、灌浆套筒及浅承插连接的预制装配式桥墩为研究对象,基于足尺拟静力试验,采用ABAQUS软件建立考虑混凝土损伤、纵筋黏结滑移及无黏结预应力特性的精细化数值模型,结合参数敏感性分析,揭示不同设计参数对装配式桥墩塑性铰长度的影响规律.基于非线性回归分析,提出适用于此类桥墩的等效塑性铰长度计算公式.在此基础上,结合等效塑性铰理论,进一步提出同时考虑墩身弯曲变形与节段承插部分转动变形的墩顶水平位移计算方法.结果表明:塑性铰长度随上部结构恒载、剪跨比、纵筋配筋率、屈服强度、初始预应力、承插深度的增加而增大,随混凝土强度和套筒长度的增加而减小;所提方法计算得到的等效塑性铰长度和桥墩荷载-位移曲线与试验结果吻合良好,极限位移误差仅为3.96%.研究结果可为混合连接预制装配式桥墩变形能力评估与抗震设计提供参考.

关键词:桥梁工程;预制装配式桥墩;等效塑性铰长度;侧向变形能力;数值模拟
中图分类号:U24 **文献标志码**:A

Study on the calculation method for lateral deformation capacity of precast bridge piers with hybrid connections

ZHANG Yaodong[1], *LI Chen*[2a], *JIANG Hui*[2a,2b], *ZHUANG Jianjie*[1], *XUE Zhiwen*[2a], *LYU Jinfeng*[1]
(1.Hebei Xiong'an Rail Transit Co., Ltd., Baoding Hebei 071700, China; 2a.School of Civil Engineering,
2b.Beijing Engineering and Technology Research Center of Rail Transit Line Safety and Disaster Prevention,
Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China)

Abstract: To address the limitation that existing research on the lateral deformation capacity of precast bridge piers predominantly focuses on single connection types, rendering it unsuitable for hybrid-connected precast piers with distinct structural configurations and load transfer mechanisms, a calculation method for the lateral deformation capacity of such bridge piers is proposed. This study investigates a precast bridge pier utilizing hybrid connections, specifically, unbonded prestressing tendons,

收稿日期:2025-04-28;**修回日期**:2025-06-16
基金项目:河北省重点研发计划(22346101D);国家自然科学基金(52378473);北京市自然科学基金(8192035);中央高校基本科研业务费专项资金(2023JBZY029)
Foundation items: Key R & D plan of Hebei Province (22346101D); National Natural Science Foundation of China (52378473); Beijing Municipal Natural Science Foundation (8192035); Fundamental Research Funds for the Central Universities (2023JBZY029)
第一作者:张耀东(1978—),男,河南睢县人,教授级高工,硕士.研究方向为基础设施建设管理.**email**:zhangyaodong@chinaxiongan.com.cn.
通信作者:江辉(1977—),男,湖北武汉人,教授,博士,博士生导师.**email**:jianghui@bjtu.edu.cn.

引用格式:张耀东,李辰,江辉,等.混合连接预制装配式桥墩侧向变形能力计算方法研究[J].北京交通大学学报,2026,50(2):56-67.
ZHANG Yaodong, LI Chen, JIANG Hui, et al. Study on the calculation method for lateral deformation capacity of precast bridge piers with hybrid connections[J]. Journal of Beijing Jiaotong University, 2026, 50(2): 56-67. (in Chinese)

grouted sleeves, and shallow socket connections, employed in the Beijing-Xiong'an Transit Express Line. Based on a full-scale quasi-static test, a refined numerical model is established using ABAQUS, incorporating concrete damage, bond-slip behavior of longitudinal reinforcement, and the mechanical characteristics of unbonded prestressing tendons. Through parametric sensitivity analysis, the influence of various design parameters on the Plastic Hinge Length (PHL) of the precast bridge pier is elucidated. Furthermore, an empirical formula for calculating the equivalent PHL applicable to such piers is proposed via nonlinear regression analysis. Building upon the equivalent plastic hinge theory, a method for calculating the lateral displacement at the pier top is proposed, accounting for both the flexural deformation of the pier body and the rotational deformation of the socketed section. The results indicate that the PHL increases with greater superstructure dead load, shear span ratio, longitudinal reinforcement ratio and yield strength, initial prestressing force, and socket depth. Conversely, it decreases as concrete strength and sleeve length increase. The equivalent PHLs and the load-displacement curves calculated using the proposed method align well with the experimental results, exhibiting an ultimate displacement prediction error of merely 3.96%. The results provide a theoretical reference for the deformation capacity evaluation and seismic design of precast bridge piers with hybrid connections.

Keywords: bridge engineering; precast bridge pier; equivalent plastic hinge length; lateral deformation capacity; numerical simulation

装配式桥墩可根据抗震性能与传统现浇桥墩相似与否,将其分为“等同现浇”和“非等同现浇”两类[1].其中,“等同现浇”桥墩在强度、刚度及耗能性能等方面接近现浇桥墩,常用的连接形式包括灌浆套筒连接、承插式连接等.其塑性铰损伤机制受连接方式影响,桥墩变形能力相对有限,严重损伤时易产生较大残余位移.“非等同现浇”桥墩主要采用无黏结预应力连接,在地震作用下可有效控制结构损伤并具有良好的自复位能力,但耗能能力相对较弱.为满足桥梁韧性抗震设计的发展需求[2],混合连接预制装配式桥墩通过结合无黏结预应力筋和“等同现浇”连接方式,兼具自复位与耗能能力,在保证结构安全的同时,提高了震后功能恢复能力.在水平荷载作用下,不同连接方式显著影响桥墩的变形模式,如灌浆套筒连接桥墩的侧向变形主要由套筒顶部塑性铰区的转动引起;承插连接桥墩则由墩身弯曲变形与节段承插部分的转动变形共同作用;而无黏结预应力连接桥墩的侧向变形则以墩底接缝张开变形的贡献为主.

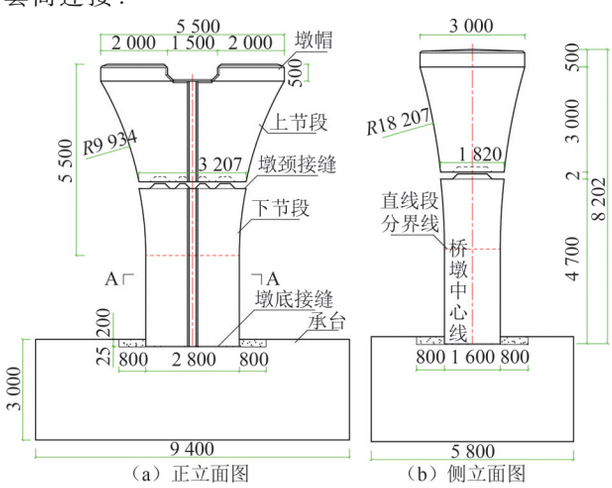
桥墩作为桥梁结构中主要的承重与抗侧力构件,其变形能力的确定对桥梁延性抗震设计具有重要意义.对于在水平荷载作用下以弯曲变形为主的单柱墩,国内外学者普遍采用等效塑性铰模型[1]对其侧向变形进行简化计算.该模型假设桥墩的弹性变形沿有效高度线性分布,塑性变形集中在墩底等效塑性铰区,且塑性区内曲率为常数,从而建立了塑性铰区截面曲率与桥墩侧向变形之间的定量关系.在已知等效塑性铰长度及墩底截面屈服、极限曲率的前提下,可沿墩高积分计算桥墩的侧向变形.塑性铰长度的取值精度直接影响变形能力计算结果的准确性,已有研究表明[1-6],等效塑性铰长度受轴压比、截面尺寸、纵筋配筋率及钢筋抗拉强度等因素显著影响.对于灌浆套筒预埋于墩底的装配式桥墩,由于套筒区域刚度较大,塑性变形易集中于套筒顶部,从而形成塑性铰区.文献[7]针对灌浆套筒引起的桥墩塑性铰上移现象,修正了AASHTO规范[8]中现浇桥墩的等效塑性铰长度计算公式,提出了适用于灌浆套筒装配式桥墩的计算方法.文献[9]基于不同套筒长度条件下装配式桥墩的受力分析,对Tazarv提出的公式进行了修正.对于承插连接桥墩,墩顶位移由墩身弯曲变形和节段承插部分转动变形共同构成,文献[10]针对承插连接桥墩受力特性,采用现浇桥墩等效塑性铰模型进行分析,未考虑承插部分转动变形的影响.对于预应力连接桥墩,其侧向变形通常可借助现浇桥墩等效塑性铰模型近似计算[11].综上所述,采用单一连接方式的装配式桥墩,其侧向变形能力通常采用等效塑性铰模型进行计算.然而,不同连接形式在构造及传力机理上存在显著差异,现有等效塑性铰长度计算公式难以合理描述混合连接桥墩的塑性铰长度变化规律,导致其变形能力计算方法难以直接适用于混合连接装配式桥墩.

针对上述问题,本文基于京雄快线混合连接装配式桥墩足尺拟静力试验[12],采用ABAQUS有限元软件建立精细化数值模型,系统揭示不同设计参

数对塑性铰长度的影响规律.在此基础上,提出适用于混合连接桥墩的等效塑性铰长度计算公式,并进一步综合考虑墩身弯曲变形与节段承插部分转动变形,提出混合连接装配式桥墩侧向变形能力的计算方法.

1 足尺模型拟静力试验概况

京雄快线霸州开发区站至永清站高架桥采用双节段预制拼装花瓶墩,节段间采用无黏结预应力筋、灌浆套筒、混凝土剪力键和浅承插共同构成混合连接体系.桥墩总高8 m,墩底截面尺寸为2.8 m×1.6 m,墩顶截面尺寸为5.5 m×3.0 m.桥墩构造见图1.竖向预应力筋采用4根抗拉强度为1 860 MPa的无黏结预应力钢绞线,控制张拉应力为1 302 MPa;墩身纵筋采用直径25 mm的HRB400钢筋;墩底及墩颈接缝处均采用长度为510 mm的GTZQ 4-25型灌浆套筒连接.



(a) 正立面图 (b) 侧立面图

图1 预制装配式桥墩构造(单位:mm)

Fig.1 Schematic diagram of precast bridge pier (units: mm)

为直观揭示该桥墩在水平荷载作用下的破坏机理,开展了桥墩足尺模型拟静力试验,试验加载装置见图2.试验过程中,试件同时承受竖向恒载和水平荷载,其中竖向恒载通过向上施加轴力的方式加载,并保持轴力恒定为13 033.9 kN;水平荷载采用位移控制加载,直至试件水平承载力降至峰值的85%时结束加载.其他结构设计参数及试验加载方案详见文献[12].

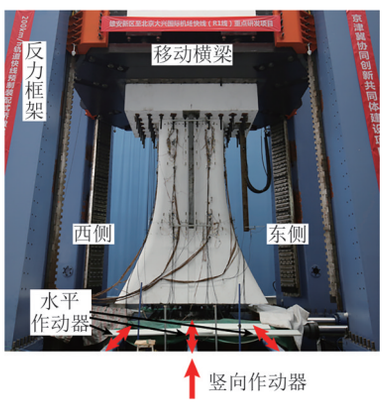


图2 试验加载装置

Fig.2 Experimental loading system

2 精细化模型建立及验证

2.1 材料本构及单元类型

承台和墩身混凝土采用实体单元(C3D8R)模拟,其本构关系采用混凝土损伤塑性(Concrete Damaged Plasticity,CDP)模型.其中,受压应力-应变关系采用Mander非约束混凝土模型[13],受拉应力-应变关系采用双线性模型[14].纵筋与预应力筋分别采用桁架单元(T3D2)和梁单元(B31)模拟,均采用双线性理想弹塑性本构;灌浆套筒采用壳单元(S4R)模拟,材料本构采用弹性模型.灌浆套筒、节段纵筋及箍筋均"嵌入"混凝土中.各类材料参数见表1.

表1 材料参数

Tab.1 Material properties

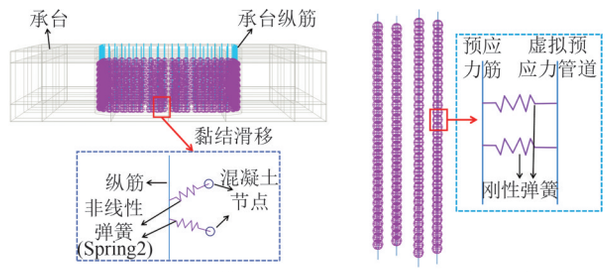
材料类型	参数	数值
C40混凝土	弹性模量/MPa	33 400
	抗压强度/MPa	52.4
	泊松比	0.2
普通钢筋	弹性模量/GPa	200
	屈服强度/MPa	463
预应力筋	弹性模量/GPa	192
	抗拉强度/MPa	1 920
	张拉应力/MPa	1 302
灌浆套筒	弹性模量/GPa	200

试验结果表明,承台内纵筋与混凝土间发生黏结滑移,因此针对该部位的黏结特性进行了精细化模拟.试件有限元模型见图3.承台内纵筋采用梁单元模拟,通过非线性弹簧单元(Spring2)将纵筋节点与相邻混凝土节点相连(见图3(a)),非线性弹簧应力-应变关系定义为GB/T 50010—2010《混凝土结构设计标准》[15]中的钢筋混凝土黏结滑移本构模型,见图4.图4中,τ、s分别为钢筋与混凝土间的黏结应力、相对滑移,d_s为钢筋直径,f_t为混凝土抗拉强度.

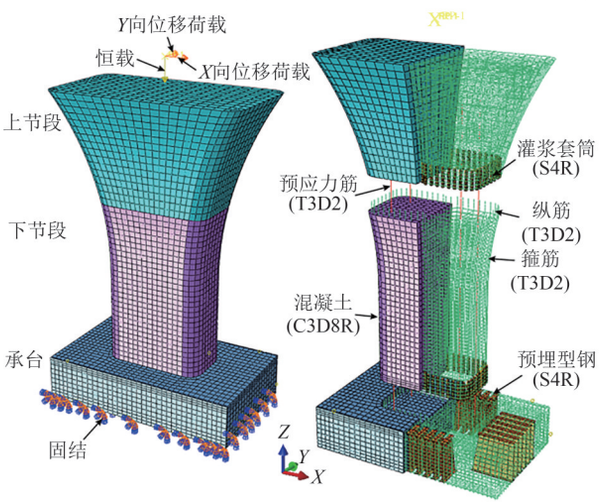
此外,为模拟预应力筋的无黏结特性,引入虚拟预应力管道作为中间构件并"嵌入"混凝土中[16].预应力筋法向通过刚性弹簧与虚拟预应力管道连接,切向无约束(见图3(b));锚固端与混凝土"嵌入"连接,预应力采用初始应力法施加.

2.2 荷载及边界条件

装配式桥墩承台与下节段混凝土间采用"面-面



（a）黏结滑移模拟　　（b）无黏结预应力筋模拟



（c）单元及约束模拟

图 3　试件有限元模型

Fig.3　Finite element models of the specimen

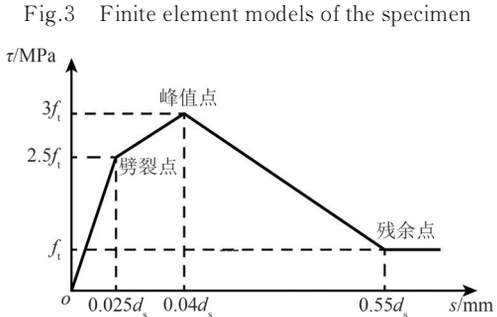


图 4　钢筋混凝土黏结滑移本构模型

Fig.4　Bond-slip constitutive model between steel reinforcement and concrete

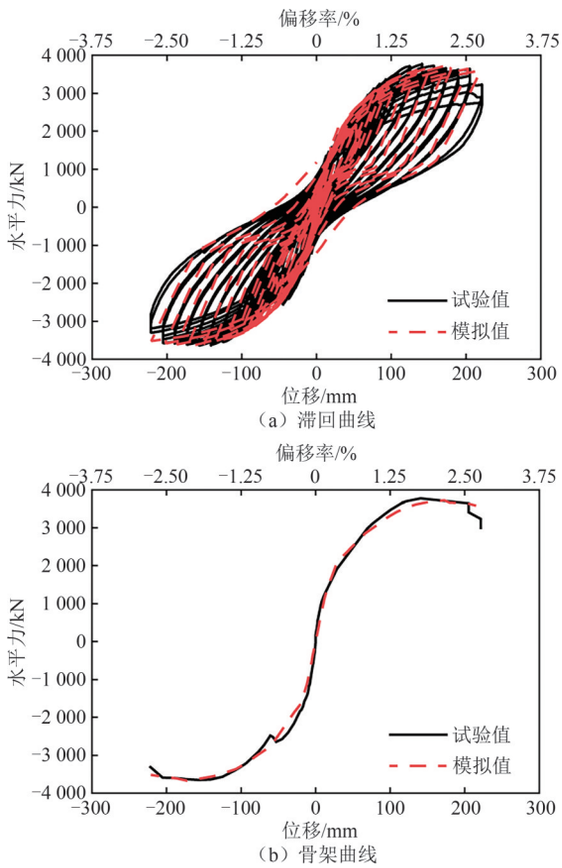
接触对”模拟,接触面法向为“硬接触”,切向采用库仑摩擦模型,摩擦系数为 0.5[14].试验中,墩颈接缝处未出现损伤,故节段间混凝土表面采用绑定(Tie)连接,且不考虑剪力键的抗剪作用.承台底部所有自由度全约束,上部恒载及水平位移荷载通过耦合参考点施加于上节段上方,所建立的有限元模型见图 3(c).

2.3　模拟方法验证

为验证数值模拟方法的合理性,基于足尺模型拟静力试验结果,从滞回曲线与墩底塑性铰长度两方面进行对比分析.

2.3.1　滞回曲线

试验和模拟得到的滞回曲线及骨架曲线对比见图 5.由图 5 可见,两者在各加载等级下吻合良好.不



（a）滞回曲线

（b）骨架曲线

图 5　模拟与试验的滞回及骨架曲线对比

Fig.5　Comparison of experimental and simulated hysteretic and backbone curves

同位移加载等级下桥墩墩底剪力的试验值与模拟结果的相对误差见表 2.由表 2 可见,模拟结果与试验测试值的最大误差为 9.36%,最小仅为 0.21%.

表 2　各位移加载等级下墩底剪力试验与模拟相对误差

Tab.2　Relative errors between experimental and simulated base shear at various displacement levels

加载位移/mm	试验/kN	模拟/kN	误差/%
21	1 496.08	1 575.13	5.28
29	2 155.31	2 090.15	3.02
37	2 006.35	2 148.38	7.08
45	2 137.06	2 153.85	0.79
57	2 438.75	2 210.48	9.36
77	3 051.20	2 994.18	3.30
101	3 292.00	3 421.37	3.92
141	3 773.50	3 606.47	2.00
173	3 664.40	3 721.36	1.55
189	3 534.62	3 658.63	3.51
205	3 643.52	3 635.93	0.21
221	3 207.40	3 518.23	6.26

2.3.2　塑性铰长度

目前,桥墩实际塑性铰长度尚无统一定义,结合试验结果,分别基于钢筋屈服形成的纵筋塑性铰区

长度L_{sy}和混凝土破碎剥落形成的混凝土塑性铰区长度L_{cs}，从两个角度讨论桥墩弯曲变形的塑性铰长度.

距墩底800 mm处截面不同纵筋的实测应变分布见图6.由图6可见，桥墩破坏时，该截面纵筋应变均已超过屈服应变；而距墩底1 300 mm处的纵筋尚未屈服.根据纵筋屈服分布特征，试验取800 mm作为受拉钢筋的屈服长度，用于表征桥墩的塑性变形范围.不同加载等级下，纵筋沿桥墩高度的数值模拟应变分布见图7.由图7可见，纵筋应变大于屈服应变的区域主要集中在距墩底320～1 250 mm，范围约为930 mm.

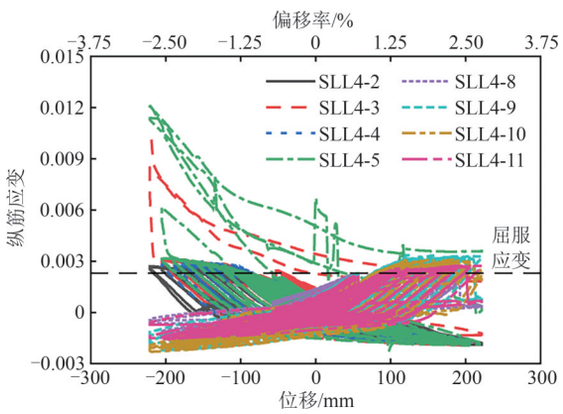


图6 距墩底800 mm处纵筋实测应变分布

Fig.6 Measured strain distribution of longitudinal reinforcement at 800 mm above the pier base

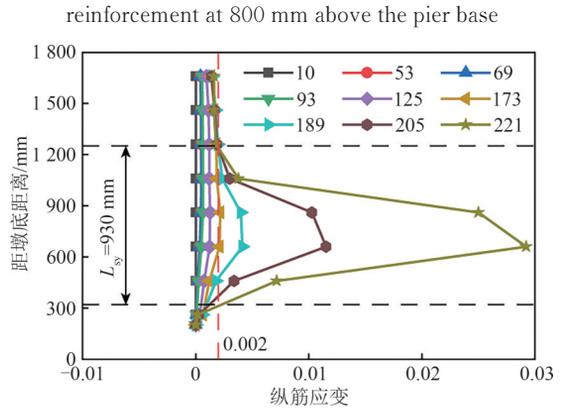
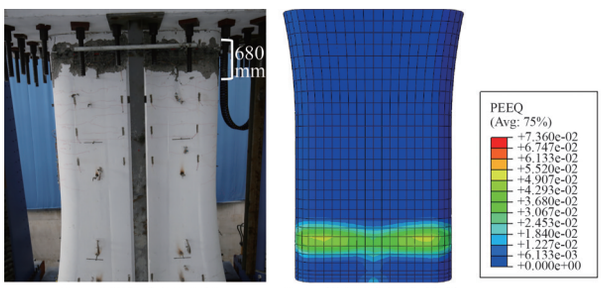


图7 纵筋沿桥墩高度的数值模拟应变分布

Fig.7 Simulated strain distributions of longitudinal reinforcement along the pier height

试验破坏形态与数值模拟得到的混凝土损伤分布对比见图8.由图8(a)可见，桥墩塑性铰区主要集中在灌浆套筒顶部，依据墩底混凝土剥落高度测得的塑性铰高度约为680 mm.在ABAQUS中等效塑性应变(PEEQ)可用于表征混凝土损伤破坏程度，且应变值越大，混凝土损伤越严重.本文将PEEQ大于无约束混凝土屈服应变(0.002)的区域定义为混凝土破坏区[17].由图8(b)可见，数值模拟中混凝土破坏区高度约为700 mm，与试验结果的误差仅为2.94%.综上所述，本文发展的建模方法能较为准确地模拟桥墩的力学行为与变形特征，较好地还原混凝土局部损伤破坏，可为后续研究提供支撑.



(a) 试验破坏形态　(b) 模拟混凝土等效塑性应变

图8 试验破坏形态与数值模拟混凝土损伤分布对比

Fig.8 Comparison between experimental failure pattern and simulated concrete damage distribution

3 塑性铰长度影响因素分析

为基于等效塑性铰模型准确计算混合连接装配式桥墩的侧向变形能力，需先明确影响塑性铰长度的主要因素.为此，采用前文已验证的数值模型开展变参数研究，从纵筋和混凝土塑性铰区两个方面，定量揭示各设计参数对塑性铰长度的影响规律，具体影响因素及其取值范围见表3.

表3 影响因素及其取值范围

Tab.3 Influencing factors and their value ranges

影响因素	工况设置范围	默认值	变化步长
混凝土强度	C40～C55	C40	C5
恒载轴压比	0.042～0.098	0.086	0.007
剪跨比	4.81～5.75	5.12	0.156
灌浆套筒长度	$17d_s$～$26d_s$	$20d_s$	d_s
纵筋配筋率/%	0.38～0.74	0.59	0.15
纵筋屈服强度/MPa	400～500	400	25
预应力筋配筋率/%	0.11～0.23	0.19	0.02
初始预应力/MPa	558～1 302	1 302	186
承插深度	0.06b～0.18b	0.12b	0.03b

注：b为桥墩截面宽度.

3.1 混凝土强度

不同混凝土强度等级下装配式桥墩塑性铰长度的变化曲线见图9.由图9可见，混凝土强度对塑性铰长度影响显著.当混凝土强度等级由C40增至C55时，L_{sy}由700 mm减小至350 mm，L_{cs}由950 mm减小至340 mm，二者呈明显下降趋势，且$L_{sy}>L_{cs}$.当混凝土强度等级高于C50时，塑性铰长度降幅加剧，主要原因在于，高强混凝土能够有效减缓保护层开裂与纵筋屈服，从而抑制塑性铰区的发展，显著提升桥墩的局部抗变形能力.

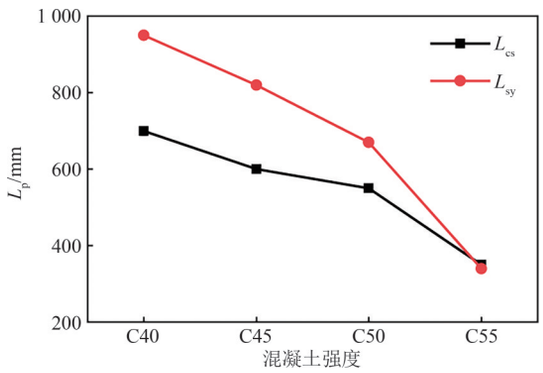


图 9　混凝土强度对塑性铰长度的影响

Fig.9　Effect of concrete strength on plastic hinge length

3.2　上部结构恒载轴压比

不同恒载轴压比下 L_{sy} 和 L_{cs} 的变化曲线见图 10. 由图 10 可见,上部结构恒载越大,桥墩塑性铰区范围越长. 当恒载轴压比分别为 0.042、0.098 时,L_{sy} 长度分别为 320、740 mm,L_{cs} 长度分别为 450、970 mm. 根本原因在于上部结构恒载提高了桥墩截面的压应力水平,在往复荷载作用下会加剧保护层混凝土压溃破坏,削弱了对纵筋的约束作用,导致纵筋更早进入屈服状态并延展至更大范围.

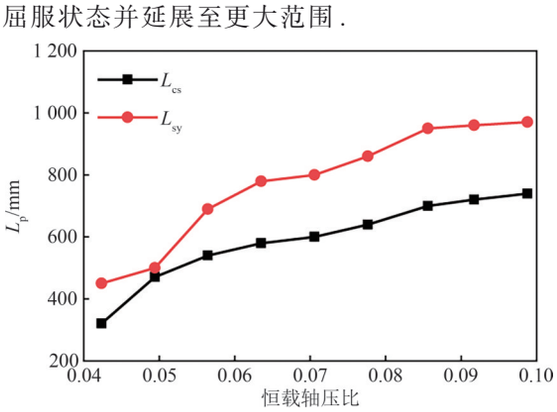


图 10　恒载轴压比对塑性铰长度的影响

Fig. 10　Effect of axial load ratio on plastic hinge length

3.3　剪跨比

不同剪跨比的装配式桥墩在水平荷载作用下 L_{sy} 和 L_{cs} 的变化见图 11. 由图 11 可见,随着剪跨比的增大,桥墩塑性铰长度呈现缓慢上升趋势. 其原因在于通过提高桥墩高度间接增加剪跨比,会导致桥墩初始刚度降低,相同荷载作用下桥墩弯曲变形更大,混凝土和纵筋损伤随之增大. 总体来看,剪跨比对桥墩塑性铰长度存在一定影响,但影响不大. 具体地,当剪跨比为 5.75 时,L_{sy}、L_{cs} 分别为 760、980 mm,相较于剪跨比为 4.81 时,分别增加了 8.57%、5.56%.

3.4　灌浆套筒长度

不同灌浆套筒长度对装配式桥墩塑性铰长度的影响见图 12. 由图 12 可见,随着灌浆套筒长度增加,

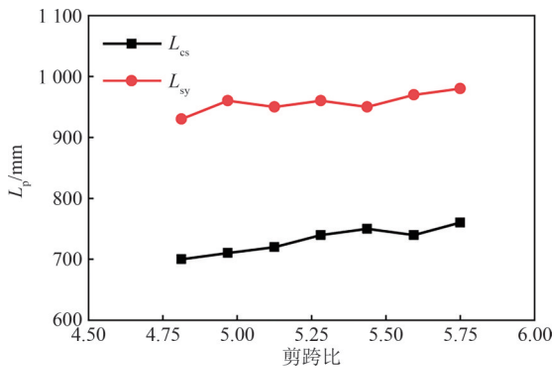


图 11　剪跨比对塑性铰长度的影响

Fig.11　Effect of aspect ratio on plastic hinge length

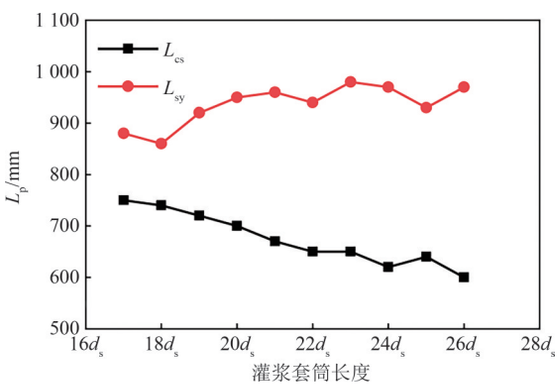


图 12　灌浆套筒长度对塑性铰长度的影响

Fig.12　Effect of grouted sleeve length on plastic hinge length

桥墩的 L_{cs} 逐渐减小,而 L_{sy} 呈增大趋势,原因是增加灌浆套筒长度可有效提高套筒区域的抗弯刚度,混凝土损伤更集中于套筒顶部区域,同时增强了纵筋在套筒内的锚固性能,纵筋能够更有效地传递应力,不易因锚固不足而发生拔出或滑移,从而在更大范围内逐步屈服,导致纵筋屈服区长度增大,L_{sy} 增大. 具体地,当灌浆套筒长度为 17d_s、21d_s、26d_s 时,灌浆套筒顶部的 L_{cs} 分别为 750、670、600 mm,L_{sy} 分别为 880、960、970 mm.

3.5　纵筋配筋率与屈服强度

在不同纵筋配筋率和屈服强度下,桥墩塑性铰长度的变化曲线见图 13. 由图 13 可见,桥墩塑性铰长度随纵筋配筋率和屈服强度的增加而增加. 如当纵筋直径由 20 mm 增至 28 mm 时,对应配筋率由 0.38% 增至 0.74%,L_{cs} 由 560 mm 增至 720 mm,L_{sy} 由 320 mm 增至 980 mm. 增大纵筋配筋率和屈服强度均可提高桥墩截面的抗拉能力,纵筋能够在更大范围内分担拉应力,屈服区沿纵向延展,导致纵筋屈服区长度增加. 同时,由于截面抗压主要由混凝土承担,为维持截面受力平衡,混凝土受压区的塑性损伤加剧,促使混凝土破碎区长度也相应增大. 此外,在纵筋屈服强度由 400 MPa 增至 500 MPa 的过程中,

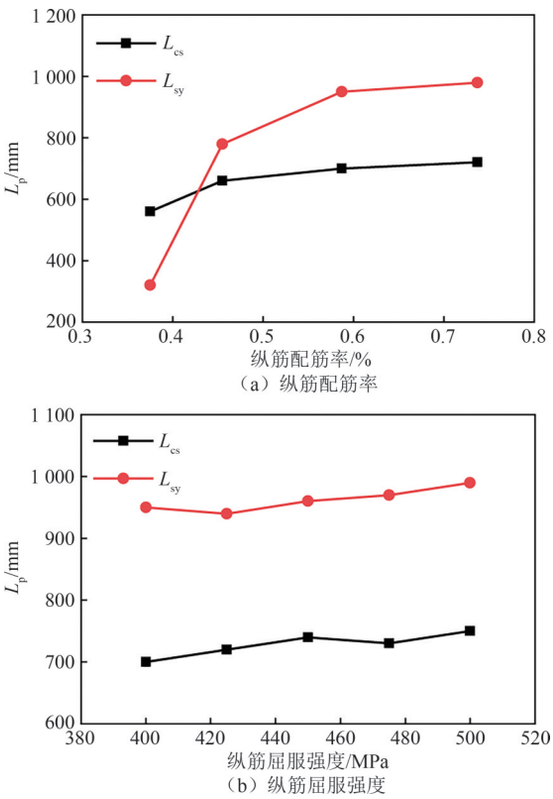


图 13 纵筋参数对塑性铰长度的影响

Fig.13 Effect of longitudinal reinforcement parameters on plastic hinge length

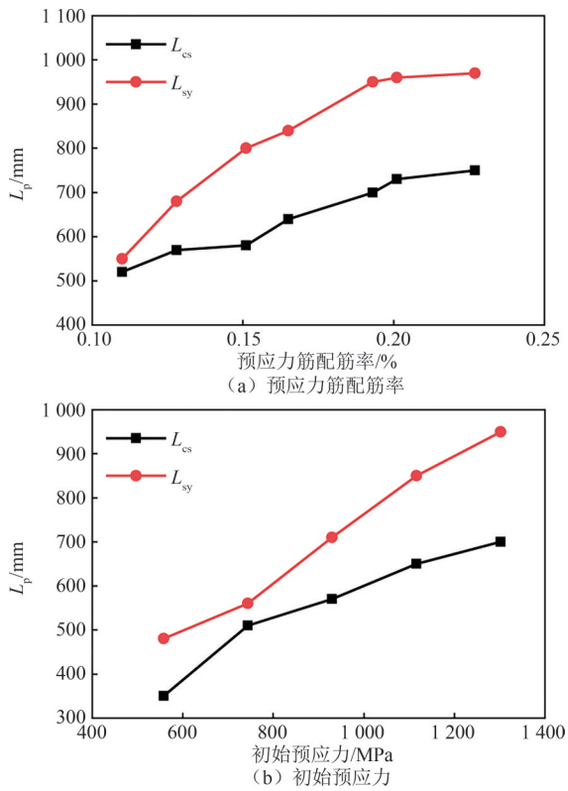


图 14 预应力筋参数对塑性铰长度的影响

Fig.14 Effect of tendon parameters on plastic hinge length

L_{cs}约由 700 mm 增至 750 mm，L_{sy}约由 950 mm 增至 990 mm，进一步表明纵筋参数的提高会促进桥墩塑性铰区的发展.

3.6 预应力筋配筋率与初始预应力

不同预应力筋配筋率和初始预应力条件下，装配式桥墩的L_{sy}与L_{cs}变化曲线见图 14. 由图 14 可见，随着预应力筋配筋率和初始预应力的提高，桥墩塑性铰长度显著增大，桥墩总轴压比相应增大. 具体地，当初始预应力水平由 30% 提高至 70% 时，L_{cs}由 350 mm 增至 700 mm，L_{sy}由 480 mm 增至 950 mm. 同时，当预应力筋配筋率由 0.11% 增加至 0.227% 时，L_{cs}由 520 mm 增至 720 mm，增加约 38.46%，L_{sy}增加约 76.36%. 在达到最大承载力后，桥墩墩底混凝土保护层剥落更加严重，接缝张开变形量显著增加，导致预应力筋拉长并产生附加应力. 预应力筋拉力增大进一步提高了墩底局部压力，加剧混凝土损伤，扩大纵筋塑性变形范围，最终引起L_{sy}与L_{cs}同步增加.

3.7 墩底承插深度

不同承插深度下，装配式桥墩塑性铰长度的变化曲线见图 15. 由图 15 可见，随着承插深度增加，L_{sy}与L_{cs}均呈上升趋势. 具体地，当桥墩承插深度分别为 0.06b、0.18b时，L_{cs}分别为 570、760 mm；L_{sy}分别为 500、1 230 mm. 承插深度的增加增强了承台对桥墩底部的侧向约束作用，有利于提高连接性能，但同时限制了接缝开合变形，对无黏结预应力筋的自复位能力产生抑制作用，导致保护层混凝土损伤加剧，并迅速出现开裂破碎，导致桥墩塑性铰长度增加.

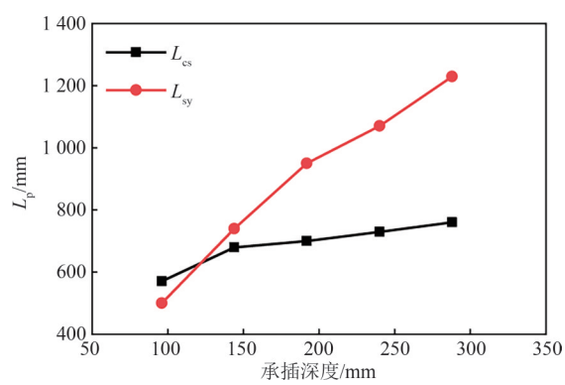


图 15 承插深度对塑性铰长度的影响

Fig.15 Effect of socket depth on plastic hinge length

4 等效塑性铰长度计算公式

4.1 等效塑性铰长度定义

桥墩的实际塑性铰长度是基于试验实测结果确定的，而等效塑性铰长度则是在假定塑性铰区内曲率均匀分布的前提下推导获得，其定义与实际塑性

铰长度存在差异.实际塑性铰长度与等效塑性铰长度的换算式为[18]

$$L_p = 0.5L_{cr} + L_{pb} \tag{1}$$

式中:L_p为等效塑性铰长度;L_{cr}为实际塑性铰长度,通常可采用L_{cs}或L_{sy}表示;L_{pb}为考虑不同强度等级的纵筋应变渗透效应,$L_{pb} = 0.022d_s f_y$.

数值模拟结果表明,基于混凝土破坏区确定的塑性铰长度与试验值的偏差仅为2.94%,能够较好反映桥墩塑性铰区的损伤特征.结合Ning等[19]关于混凝土破坏区可有效表征实际塑性铰长度的研究,本文取其作为实际塑性铰长度,开展等效塑性铰长度计算式的研究.

4.2　计算公式回归分析

以混凝土破坏区为判定标准,桥墩塑性铰长度随上部结构恒载轴压比、剪跨比、纵筋配筋率及屈服强度、初始预应力、承插深度的增加而增大,而随混凝土强度和套筒长度的增加而减小.为进一步明确主要影响因素,本文基于多元非线性回归分析模型,采用t检验并结合显著性系数p值,判断各因素对桥墩塑性铰长度的显著性影响[20],结果见表4.由表4可见,初始预应力、预应力筋配筋率、上部结构恒载轴压比、混凝土强度、灌浆套筒长度及承插深度对塑性铰长度具有显著影响($p<0.001$),剪跨比的影响较为显著($0.001\leqslant p<0.05$),而纵筋屈服强度影响最不显著($p\geqslant 0.05$),因此在后续分析中可予以忽略.

表4　显著性分析

Tab. 4　Significance analysis

影响因素	p	影响因素	p
混凝土强度	<0.001	纵筋屈服强度	0.051
恒载轴压比	<0.001	预应力筋配筋率	<0.001
剪跨比	0.010	初始预应力	<0.001
灌浆套筒长度	<0.001	承插深度	<0.001
纵筋配筋率	<0.001	—	—

综合考虑主要因素对混合连接装配式桥墩的影响,本文将公式构建为三部分:第一部分反映总轴压比和纵筋配筋率的影响,通过相乘形式消除数量级差异,且二者与塑性铰长度呈正相关;第二部分表征灌浆套筒长度和墩底承插深度的影响,前者与塑性铰长度呈正相关,后者相反;第三部分引入不同强度等级纵筋的应变渗透效应.

基于Matlab软件平台,采用lsqcurvefit函数对公式参数进行非线性最小二乘拟合,建立了适用于混合连接预制装配式桥墩的等效塑性铰长度计算式

$$L_p = (0.0268\rho_s + 0.42741n - 0.0391)L - 0.2009L_g + 0.5280L_e + 0.022f_y d_s \tag{2}$$

式中:ρ_s为墩身纵筋配筋率;n为桥墩总轴压比,$n = (N + N_p)/f_c' A$,由恒载轴压比和预应力轴压比组成,N为上部结构恒载,N_p为预应力,f_c'为圆柱体抗压强度标准值,A为桥墩截面面积;L为桥墩有效高度;L_g为灌浆套筒长度;L_e为墩底承插深度;$0.022f_y d_s$为考虑纵筋应变渗透效应引起的附加变形.

4.3　有效性检验

等效塑性铰长度预测结果与数值模拟结果对比见图16.由图16可见,预测值与模拟值的对比数据点基本分布于中心线两侧±10%范围内,表明所提出的计算式能够较为准确地预测混合连接预制装配式桥墩的等效塑性铰长度.

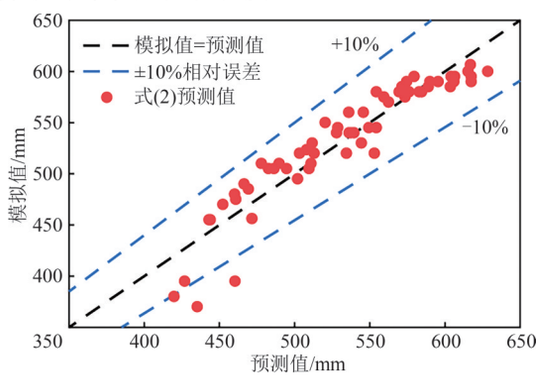


图16　等效塑性铰长度预测结果与模拟结果对比

Fig.16　Comparison between the predicted and simulated equivalent plastic hinge length

5　桥墩侧向变形计算方法

5.1　混合连接桥墩变形机理

在水平荷载作用下,混合连接装配式桥墩的变形损伤发展大致可分为3个阶段:①基本弹性阶段.墩顶位移较小时,墩底接缝截面处于全截面受压状态,桥墩以弹性弯曲变形为主.②接缝转动阶段.随着加载位移增大,墩底接缝受拉区消压并张开,拉力由纵筋承担,中性轴向受压区移动,桥墩进入非线性变形阶段.预应力筋随接缝张开逐步伸长,为桥墩提供良好的自复位能力.受承台现浇混凝土收缩影响,承插部分与承台结合面存在初始裂缝,插槽对节段的支撑作用可忽略,此阶段墩顶水平位移由墩身弯曲变形和墩底接缝张开变形共同作用.③塑性损伤阶段.随着加载位移持续增加,墩底接缝受拉侧纵筋屈服,桥墩进入塑性发展阶段.由于灌浆套筒区域刚度较大,塑性应变主要集中在套筒顶部,形成塑性铰区.桥墩逐步出现保护层混凝土剥落、纵筋断裂、核心混

凝土压碎等典型弯曲破坏现象.同时,承插连接为桥墩提供一定的侧向约束,在限制承插部分弯曲变形的同时,加剧塑性铰区与承台之间的相对转动,墩顶水平变形由弯曲变形与转动变形叠加形成[21].

综上,混合连接预制装配式桥墩侧向变形由墩身弯曲变形与节段承插部分转动变形两部分组成,桥墩变形示意见图 17.图 17 中,F 为桥墩顶部所受水平荷载,δ 为墩顶位移,δ_b 为墩身变形引起的墩顶位移,δ_r 为节段承插部分转动变形引起的墩顶位移.

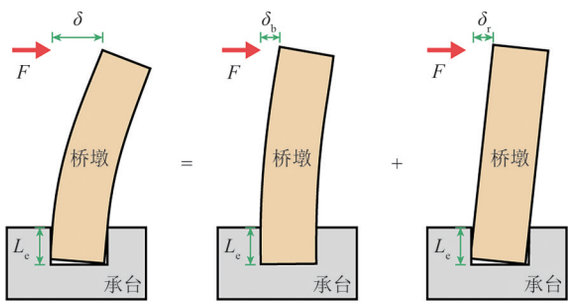


图 17　桥墩变形示意图

Fig.17　Schematic diagram of pier deformation

5.2　墩顶位移计算方法

根据混合连接装配式桥墩的变形机理,桥墩顶部位移 δ 计算式为

$$\delta=\delta_b+\delta_r \tag{3}$$

5.2.1　墩身弯曲变形

由墩身弯曲变形引起的墩顶位移 δ_b 可采用等效塑性铰上移的曲率分布模型,计算式为

$$\delta_b=\delta_{by}+\delta_{bp} \tag{4}$$

式中:δ_{by} 为屈服位移;δ_{bp} 为塑性位移.

桥墩变形及曲率分布示意见图 18.图 18 中,x 为任意截面距墩顶的高度,ϕ_y、ϕ_p 分别为套筒顶部钢筋混凝土关键截面的屈服曲率、极限曲率;ϕ_g 为关键截面破坏时对应的套筒混凝土截面曲率,计算时取其屈服曲率作为保守估计.

假定桥墩塑性变形集中于等效塑性铰区,且该区域塑性均匀分布;塑性铰区以上,墩身曲率沿墩高呈线性分布;灌浆套筒区域曲率均匀分布[22].桥墩曲率分布函数为

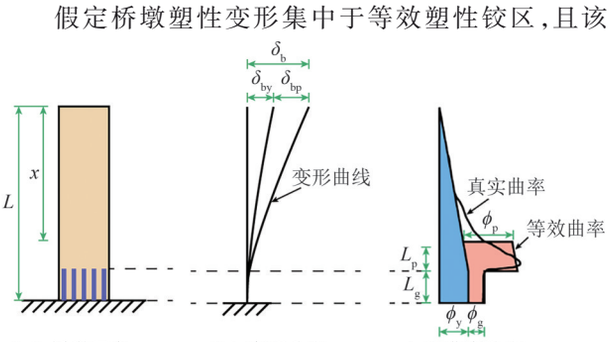


图 18　桥墩变形及曲率分布示意图

Fig.18　Schematic diagram of pier deformation and curvature distribution

$$\phi_y(x)=\begin{cases}\dfrac{\phi_y x}{L-L_g} & 0\leqslant x<L-L_g\\ \phi_y & L-L_g\leqslant x\leqslant L\end{cases} \tag{5}$$

$$\phi_p(x)=\begin{cases}0 & 0\leqslant x<L-(L_g+L_p)\\ \phi_p & L-(L_g+L_p)\leqslant x<L-L_g\\ \phi_g & L-L_g\leqslant x\leqslant L\end{cases} \tag{6}$$

对桥墩屈服曲率沿墩高积分,可得墩顶屈服位移 δ_{by} 为

$$\delta_{by}=\int_0^L x\phi_y(x)\mathrm{d}x=\int_0^{L-L_g}\frac{\phi_y x^2}{L-L_g}\mathrm{d}x+\int_{L-L_g}^{L}\phi_y x\mathrm{d}x=\frac{1}{3}\phi_y L^2+\frac{1}{3}\phi_y L_g(L-0.5L_g) \tag{7}$$

墩顶塑性位移 δ_{bp} 主要由等效塑性铰的塑性应变引起,可对塑性曲率积分求得,计算式为

$$\delta_{bp}=\int_0^L x\phi_p(x)\mathrm{d}x=\int_{L-(L_g+L_p)}^{L-L_g}\phi_p x\mathrm{d}x+\int_{L-L_g}^{L}\phi_g x\mathrm{d}x=\phi_p L_p(L-L_g-0.5L_p)+\phi_g L_g(L-0.5L_g) \tag{8}$$

5.2.2　节段承插部分转动变形

节段承插部分与承台插槽间的相互作用主要包括承台提供的水平剪力和竖向支撑力.试验加载过程中,承台和节段承插部分始终处于弹性状态.为合理反映承插式连接的力学特性,本文基于弹性地基梁理论[23],将节段承插部分与承台的相互作用等效为一系列连续分布的弹性支承,其水平、竖向刚度分别为 k、k_s,以模拟承台对节段的约束作用,承插连接简化分析模型见图 19,两种弹簧可进一步统一为刚度为 k_t 的转动弹簧.图 19 中,M_2 为水平荷载引起的弯矩,M_3 为承台提供的抵抗弯矩;θ_t 为承插连接的总转动角度,由荷载 F 及弯矩 M_2、M_3 共同作用产生的转动分量叠加而成,即 θ_1、θ_2 和 θ_3.

采用 Hetényi[24] 提出的理论模型计算,各转动分量计算式分别为

$$\theta_t=\theta_1(F)+\theta_2(M_2)+\theta_3(M_3) \tag{9}$$

$$\theta_1=\frac{2F\lambda^2}{k}\frac{\sinh^2\lambda L_e+\sin^2\lambda L_e}{\sinh^2\lambda L_e-\sin^2\lambda L_e} \tag{10}$$

$$\theta_2=\frac{4M_2\lambda^3}{k}\frac{\sinh\lambda L_e\cosh\lambda L_e+\sin\lambda L_e\cos\lambda L_e}{\sinh^2\lambda L_e-\sin^2\lambda L_e} \tag{11}$$

$$\theta_3=-\frac{4M_3\lambda^3}{k}\frac{\sinh\lambda L_e\cosh\lambda L_e+\sin\lambda L_e\cos\lambda L_e}{\sinh^2\lambda L_e-\sin^2\lambda L_e} \tag{12}$$

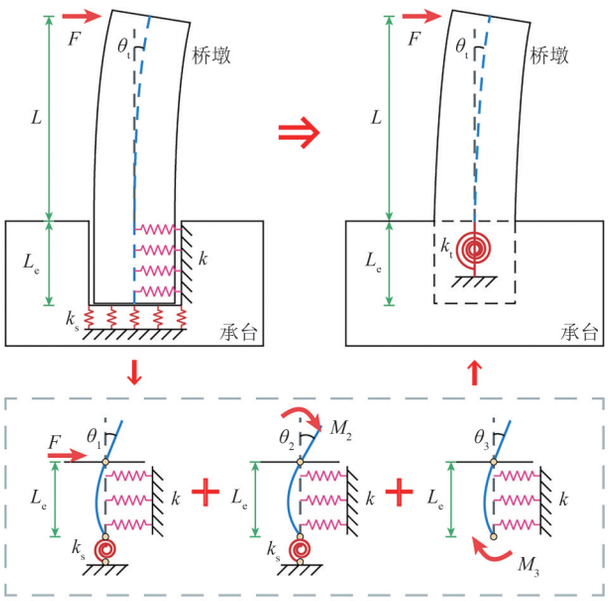


图 19　承插连接简化分析模型

Fig.19　Simplified analytical model of the socket connection

式中:λ为综合反映承台和节段力学特性的常数,计算式为

$$\lambda=\sqrt[4]{\frac{k}{4E_cI_c}} \tag{13}$$

式中:E_c和I_c分别为墩身弹性模量和截面抗弯惯性矩.

水平刚度k、竖向刚度k_s计算式分别为

$$k=k_0b \tag{14}$$

$$k_s=\frac{kw^3}{12} \tag{15}$$

$$k_0=\alpha\frac{E_f}{1-\nu_f^2}\left(\frac{E_fB^4}{E_cI_c}\right)^{\gamma} \tag{16}$$

式中:b、w为桥墩截面宽度、长度;B为承台截面宽度;k_0为地基反力模量,与承台力学性质有关;E_f、ν_f分别为承台混凝土的弹性模量、泊松比;α和γ为校准常数.

承台的总转动角度θ_t计算式也可表示为

$$\theta_t=\frac{M_1}{k_t}=\frac{M_2}{k_s} \tag{17}$$

将式(9)~式(12)代入式(17)中,可求解得到k_t,如式(18)所示.基于总转动刚度k_t和截面弯矩M,可计算出桥墩承插部分的转动位移δ_r.

$$k_t=\frac{k(\sinh^2\lambda L_e-\sin^2\lambda L_e)+4\lambda^3k_s(\sinh\lambda L_e\cosh\lambda L_e+\sin\lambda L_e\cos\lambda L_e)}{4\lambda^2(L+L_e)(F\sinh\lambda L_e\sin\lambda L_e+L\lambda(\sinh\lambda L_e\cos\lambda L_e+\sin\lambda L_e\cosh\lambda L_e))} \tag{18}$$

$$\delta_r=\frac{M}{k_t}\cdot L \tag{19}$$

5.3　计算方法对比验证

为验证墩顶位移计算方法的准确性,对混合连接预制装配式桥墩的荷载-位移曲线进行预测,并与试验结果进行对比分析.

在通过截面分析得到桥墩关键截面的弯矩-曲率曲线后,采用5.2节的方法可进一步计算荷载-位移曲线.基于OpenSees平台,利用零长度截面单元对套筒顶部钢筋混凝土截面和套筒混凝土截面进行弯矩-曲率分析,对应的纤维截面见图20,其中截面被划分为保护层混凝土、核心混凝土、纵筋及套筒等效钢筋纤维,套筒通过面积等效原则等效为纵向钢筋,由此提取截面的屈服曲率、极限曲率及极限弯矩.其中,保护层和核心混凝土均采用Concrete 01模型,纵筋、灌浆套筒和预应力筋均采用Steel 02模型[25].相应的弯矩-曲率曲线见图21.由图21可见,灌浆套筒截面、普通钢筋混凝土截面的极限弯矩分别为53.33、33.87 MN·m,表明套筒的设置显著提高了局部刚度和截面的抗弯承载能力.

考虑P-δ效应,桥墩水平力计算式为

$$F=\frac{M-N\delta}{L} \tag{19}$$

混合连接预制装配式桥墩骨架曲线的计算结果

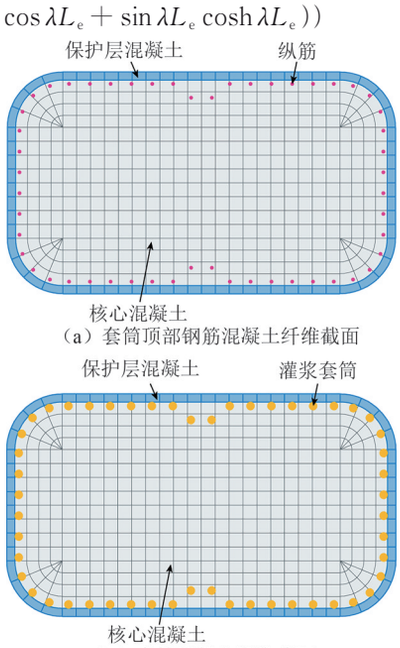


图 20　弯矩-曲率分析纤维截面

Fig.20　Fiber cross-section for moment-curvature analysis

与试验结果对比见图22.由图22可见,本文所提出的等效塑性铰模型及桥墩墩顶位移计算方法能够较好地预测桥墩的荷载-位移关系,所得骨架曲线与试验结果吻合良好.具体地,本文方法预测的桥墩极限位移(纵筋应变达到极限拉应变时)、试验极限位移分别为212.38、221 mm,误差仅为3.96%.

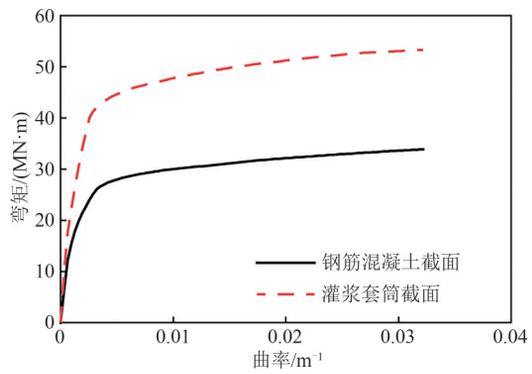


图 21 截面弯矩-曲率曲线

Fig.21 Moment-curvature curves of the cross-sections

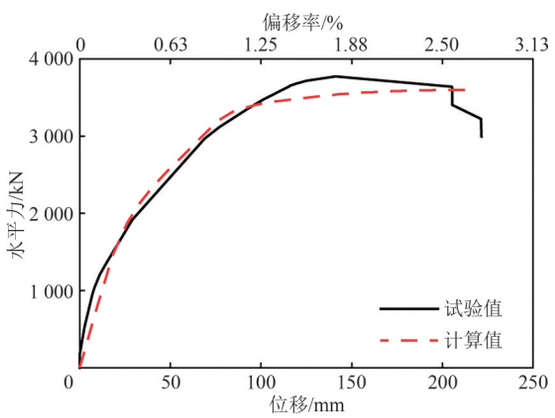


图 22 桥墩荷载-位移曲线计算结果与试验结果对比

Fig.22 Comparison between calculated and experimental load-displacement curves of the pier

6 结论

1）所建立的多尺度精细化数值模型能够较好地模拟混合连接预制装配式桥墩的受力性能与局部损伤特征，桥墩水平承载力的模拟结果与试验值的相对误差最大为9.36%，基于混凝土破坏区高度确定的塑性铰长度的误差仅为2.94%.

2）混合连接预制装配式桥墩的塑性铰长度受多种设计参数共同影响.其中，塑性铰长度随上部结构恒载、剪跨比、纵筋配筋率及屈服强度、初始预应力、承插深度的增加而增大，而随混凝土强度和套筒长度的增加而减小.

3）基于非线性回归分析建立的等效塑性铰长度计算公式与数值模拟结果吻合较好，预测值与模拟值的相对误差在±10%范围内，表明所提出的计算式能够准确预测混合连接装配式桥墩的等效塑性铰长度.

4）混合连接预制装配式桥墩在水平荷载作用下，其侧向变形由墩身弯曲变形与节段承插部分转动共同组成.基于此提出的墩顶位移计算方法能够较好地预测桥墩荷载-位移关系，极限位移计算值与试验结果的误差仅为3.96%，说明该方法可用于此类桥墩侧向变形能力的评估.

由于本文研究主要基于京雄快线混合连接装配式桥墩试件及参数分析结果，模型验证仅依赖有限试验数据，其适用范围仍需进一步拓展.未来工作将进一步开展不同截面形式、不同轴压水平及不同连接构造条件下的试验研究，并结合更多工程实例数据，对所提等效塑性铰长度计算公式及桥墩侧向变形计算方法进行进一步验证和优化，以提升其在工程实践中的适用性与可靠性.

参考文献(References)：

[1] 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)

[2] 倪永军，宋园，江辉. 基于韧性的摇摆桥墩桥梁抗震研究综述[J]. 北京交通大学学报，2023，47(3)：1－9.
NI Yongjun, SONG Yuan, JIANG Hui. Review of resilience-based earthquake resistance for bridges with rocking columns [J]. Journal of Beijing Jiaotong University, 2023, 47(3): 1－9.(in Chinese)

[3] PRIESTLEY M J N, PARK R. Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading [J]. ACI Structural Journal, 1987, 84(1): 61－76.

[4] PAULAY T, PRIESTLEY M J N. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings[M]. New York: Wiley, 1992.

[5] BAE S, BAYRAK O. Plastic hinge length of reinforced concrete columns[J]. ACI Structural Journal, 2008, 105(3): 290－300.

[6] 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]. China Journal of Highway and Transport, 2011, 24(5): 56－64.(in Chinese)

[7] TAZARV M, SAIIDI M S. Seismic design of bridge columns incorporating mechanical bar splices in plastic hinge regions[J]. Engineering Structures, 2016, 124: 507－520.

[8] IMBSEN R A. AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge design [M]. Washington, DC: American Association of State Highway & Transport Officials, 2007.

[9] DING M J, XU W B, WANG J, et al. Plastic hinge

regions of prefabricated concrete columns with grouted sleeves and simplified calculation method for plastic hinge length[J]. Structures, 2022, 43: 710－725.

[10] ZHANG Y G, CHEN L, ZUO R, et al. Experimental and numerical study of precast bridge piers with a new UHPC socket column-footing connection[J]. Archives of Civil and Mechanical Engineering, 2024, 24: 1－17.

[11] 葛继平,王志强. 干接缝节段拼装桥墩集中塑性铰模型的地震响应分析[J]. 工程力学, 2010, 27(8): 185－190.
GE Jiping, WANG Zhiqiang. Seismic performance studies of segmental bridge columns with match-cast dry joints using concentrated plastic hinge method [J]. Engineering Mechanics, 2010, 27(8): 185－190. (in Chinese)

[12] 庄建杰,李辰,江辉,等. 京雄快线预制装配式桥墩足尺模型拟静力试验研究[J]. 土木工程学报,2025,58(1): 90－100.
ZHUANG Jianjie, LI Chen, JIANG Hui, et al. Quasi-static experimental study on full-scale prefabricated bridge pier of Beijing-Xiong'an transit express line[J]. China Civil Engineering Journal, 2025, 58(1): 90－100. (in Chinese)

[13] MANDER J B, PRIESTLEY M J N, PARK R. Theoretical stress-strain model for confined concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 1988, 114(8): 1804－1826.

[14] DAWOOD H, ELGAWADY M, HEWES J. Behavior of segmental precast posttensioned bridge piers under lateral loads[J]. Journal of Bridge Engineering, 2012, 17(5): 735－746.

[15] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构设计标准(2024年版):GB/T 50010—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2024.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for design of concrete structures: GB/T 50010—2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2024. (in Chinese)

[16] BRENKUS N R, TATAR J, HAMILTON H R, et al. Simplified finite element modeling of post-tensioned concrete members with mixed bonded and unbonded tendons[J]. Engineering Structures, 2019. 179: 387－397.

[17] QIAO D H, SUN H Y, CI M Y, et al. Plastic hinge and damage mechanism of RC assembly column base joint with post pouring area[J]. Engineering Structures, 2023, 294: 116834.

[18] HINES E M, RESTREPO J I, SEIBLE F. Force-displacement characterization of well-confined bridge piers [J]. ACI Structural Journal, 2004, 101(4): 537－548.

[19] NING C L, LI B. Probabilistic approach for estimating plastic hinge length of reinforced concrete columns[J]. Journal of Structural Engineering, 2016, 142(3): 04015164.

[20] HASHIM D, AL-ATTAR A, KZAR N. Investigation of plastic hinge length of reinforced concrete wall [EB/OL].(2020-09-30)[2025-04-28]. https://eudl.eu/doi/10.4108/eai.28-6-2020.2298214.

[21] HAN Q, SU S B, ZHANG G D, et al. Stiffness evaluation of UHPC-filled socket column-foundation joints: numerical investigation and analytical model [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2023, 172: 108040.

[22] HABER Z B, MACKIE K R, AL-JELAWY H M. Testing and analysis of precast columns with grouted sleeve connections and shifted plastic hinging[J]. Journal of Bridge Engineering, 2017, 22(10): 04017078.

[23] JOSHUA E T. Simple models for estimating the rotational stiffness of steel column-to-footing connections[D]. Ann Arbor: Brigham Young University, 2016.

[24] HETÉNYI B M. Beams on elastic foundation: theory with applications in the fields of civil and mechanical engineering[M]. Ann Arbor: University of Michigan Press, 1946.

[25] WANG Z, WANG J Q, LIU T X. Axial compression ratio limit for self-centering precast segmental hollow piers[J]. Structural Concrete, 2017, 18(5): 668－679.