

桩柱式桥墩-桩基连接的抗震性能分析

张鹏辉, 周连绪, 王志强

(同济大学 土木工程学院, 上海 200092)

摘要: 为了深入揭示桩柱式桥墩-桩基连接区域的传力机理和破坏模式,对现有的试验结果进行了精细化的有限元模拟,分析连接区域的传力机理和破坏过程,并利用校验后的有限元模型进行参数分析,探讨剪跨比、承插深度、桩墩直径比、桩基配箍率对连接区域抗震性能的影响。结果表明:提出的有限元模拟方法能够较为准确地模拟桩柱式墩-桩基连接区域的力学行为;连接区域的破坏模式表现为桥墩承插段对桩基杯口顶部的水平推力导致的桩基箍筋屈服;增大剪跨比、桩墩直径比、承插深度、桩基配箍率均能提高连接区域的承载力。

关键词: 桩柱式桥墩;承插式连接;数值模拟;破坏模式;参数分析

中图分类号: U442. 55

文献标志码: A

Seismic Performance of Column-to-drilled-shaft Connections

ZHANG Penghui, ZHOU Lianxu, WANG Zhiqiang

(College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: In order to deeply reveal the force transmission and damage mechanism of column-to-drilled-shaft connections, detailed finite element simulation of exist experimental test was conducted, and force transmission and damage mechanism were analyzed. After verification of finite element models, the effect of shear-span ratio, embedment depth, connection diameter-to-column diameter ratio and pile transverse reinforcement ratio on seismic performance of column-to-drilled-shaft connections was studied by numerical simulation. Results indicate that proposed finite element models can adequately replicate the mechanical behavior of column-to-drilled-shaft connection. The damage of connection region is presented as pile stirrup yielding induced by horizontal compression from embedment pier segment.

Additionally, the connection strength increases with the increasing of shear-span ratio, connection diameter-to-column diameter ratio, embedment depth and pile transverse reinforcement ratio.

Keywords: column-shaft bridge pier; socket connection; numerical simulation; damage mechanism; parametric study

桩柱式桥墩由于施工简单,不设承台,基础占地面积小在中小跨径桥梁中应用广泛。桩柱式桥墩的最大弯矩位置位于地面以下,而桩基在震后检查和维修较为困难,因此为了使塑性铰形成于墩身,桩基直径通常大于墩身直径,导致桥墩与桩基需要配置各自独立的钢筋笼,在墩底形成桥墩纵筋与桩基纵筋的无接触搭接区域。为了探究连接区域的传力机理和破坏模式,并形成相应的设计方法,研究人员进行了大量的试验研究和数值分析。

McLean 和 Smith^[1]建立了钢筋无接触搭接的二维和三维拉压杆模型,认为钢筋的拉力通过无接触搭接间隙内的混凝土斜压杆进行传递,斜压杆倾斜角度为 45° ,由此给出了桩基箍筋设计公式,并建议桥墩纵筋与桩基纵筋的搭接长度应大于 $1.7l_d + s$,其中, s 为无接触搭接纵筋间的间距, l_d 为桥墩纵筋的最小锚固长度。虽然该拉压杆模型针对的是轴拉荷载作用的情况,但水平往复荷载试验证明采用该模型设计的桩基配箍率也能满足抗弯的需要,该模型随后被 AASHTO 规范^[2]采用。Caltrans 规范^[3]要求桥墩与桩基纵筋搭接长度应大于 $D_{max} + l_d$,其中 D_{max} 为桥墩长边尺寸,用于考虑连接区域开裂的影响。Tran^[4-5]先后进行了 3 个试件的拟静力试验,探讨了桩基配箍率和桩墩直径比的影响,试件中采用预制桥墩和现浇基础,桥墩与桩基采用承插式连接,

收稿日期: 2022-06-07

基金项目: 国家自然科学基金(51978511, 51778470)

第一作者: 张鹏辉, 博士生, 主要研究方向为桥梁抗震。E-mail: penghui@tongji.edu.cn

通信作者: 王志强, 副教授, 工学博士, 主要研究方向为桥梁抗震。E-mail: wangzhiq@tongji.edu.cn



论文
拓展
介绍

墩柱剪跨比为3,为防止桥墩纵筋的拔出破坏,在纵筋端部设置锚固板,试验结果表明连接区域箍筋配置不足将导致连接区域产生“撬动效应”;在漂移率较小时,混凝土提供主要的环向约束应力,但当漂移率较大时,混凝土开裂严重,环向约束主要由连接区域的箍筋提供。Chang^[6]随后增补了一个现浇试件的拟静力试验,取消了桥墩纵筋端部扩大头的设置,发现现浇试件与预制试件表现出相同的破坏模式;桥墩纵筋与桩基纵筋的搭接长度取 $1.7l_d + s$ 足以避免钢筋的拔出破坏。Cheng等^[7]用Tran的试验结果校验有限元模型,并采用校验后的有限元模型进行参数分析,结果指出提高纵筋的无接触搭接长度、桩墩直径比、连接区域混凝土强度均能提高连接区域的强度;桩基配筋率对连接区域的承载力影响不明显,但提高桩基配筋率可以有效限制连接区域竖向裂缝的开展。Murcia-Delso等^[8]通过足尺拟静力试验和数值分析均证明Caltrans规范和AASHTO规范中对纵筋的最小无接触搭接长度的规定过于保守,并指出无接触搭接长度取 $l_d + s$ 即可防止桥墩纵筋拔出破坏,此外在连接区域外套钢护筒可有效阻止连接区域裂缝的开展,提高连接区域对桥墩纵筋的锚固效果。Lotfizadeh^[9]在Murcia-Delso试验的基础上增加了一个采用高强钢筋的试件,钢筋屈服强度552MPa(Grade 80),说明了高强钢筋在桩柱式墩中应用的适用性。Masud^[10]通过钢筋的无接触搭接将圆形桩基与矩形桥墩进行连接,采用偏心受压加载方式,进行了试验研究和数值分析,结果表明增加钢筋无接触搭接长度和减小搭接钢筋间距均能提高结构的刚度,随着搭接钢筋间距的提高,搭接钢筋间混凝土斜裂缝的倾角逐渐增大;增加搭接区域箍筋的肢数对结构承载力的影响很小,但会大幅减小箍筋的局部应力。Chen等^[11-12]对Masud的试验结果进行了二维和三维的多尺度模拟,对试件的力学行为和破坏模式进行了再现,同时发现混凝土斜压杆的倾角在无接触搭接钢筋的端部达到最大,约为45°。需要指出的是,当前对桩墩连接区域的传力机理的认识仍不完善,研究普遍认为连接区域的破坏模式为纵筋无接触搭接引起的桩基受拉侧箍筋屈服,但由此发展出的简化计算模型得到的计算结果与试验结果相比均过于保守^[6]。

本文对Tran^[4]和Chang^[6]的试验进行了精细化的有限元模拟,分析连接区域的传力机理和破坏过程,并利用校验后的有限元模型进行参数分析,探讨剪跨比、承插深度、桩墩直径比、桩基配箍率对连接

区域抗震性能的影响。

1 试验概况

为了深入揭示连接区域的传力机理和破坏模式,为构建连接区域的简化设计方法提供指导,选取华盛顿州立大学系列试验中的试件DS2和DS4用于开展有限元模拟,试件的试验工作分别由Tran^[5]和Chang^[6]完成,是现有研究中仅有的两个在桩墩连接区域观察到“撬动效应”的试件,其余试件的破坏都集中在墩身。

如图1所示,DS2和DS4的桥墩构造相同,由桥墩、桩基、台座3部分构成,试件缩尺比1:3.6,桥墩高度1524 mm,直径508 mm,剪跨比为3,墩与桩承插段长度为711 mm,为1.4倍墩径。桩基直径与桥墩直径之比为1.5,桩基高度取为桩基反弯点到桩顶的长度,为1.5倍墩径。DS2、DS4的桥墩纵筋配筋率分别为0.99%、1.58%,桩基纵筋配筋率分别为0.93%、2.04%,以使桥墩的抗弯破坏先与桩基发生。桥墩纵筋与桩基纵筋的无接触搭接长度为660 mm,为42倍桥墩纵筋直径,满足AASHTO规范的要求。DS2中桥墩纵筋端部设有锚固板,但试验后发现锚固板几乎不受力,因此在随后的DS4试件中取消了锚固板的设置。DS2、DS4的桩基体积配箍率分别为0.09%、0.35%,考虑到顶层桩基箍筋受力最大,DS2、DS4分别在桩顶设置了3圈、6圈加密箍筋。试验中钢筋的材料性能参数和混凝土圆柱体抗压强度见表1、表2,表1中 f_y 、 f_u 分别为钢筋的屈服强度和极限强度。

表1 试件钢筋抗拉强度
Tab. 1 Measured reinforcement strength for specimens

试件	参数	墩纵筋	墩箍筋	桩纵筋	桩箍筋
DS2	f_y /MPa	463.3	482.7*	454.4	482.7*
	f_u /MPa	735.7	655.3	702.6	757.5
DS4	f_y /MPa	448.2	482.7*	475.8	482.7*
	f_u /MPa	661.9	717.1	675.7	675.7

注: *材性试验中未给出,根据规范进行取值。

2 有限元模型及验证

采用DIANA有限元分析软件建立上述试件的

表2 试件混凝土圆柱体抗压强度

Tab.2 Measured concrete cylinder strength for specimens

试件	桥墩/MPa	桩基、台座/MPa
DS2	49.4	44.5
DS4	48.9	46.2

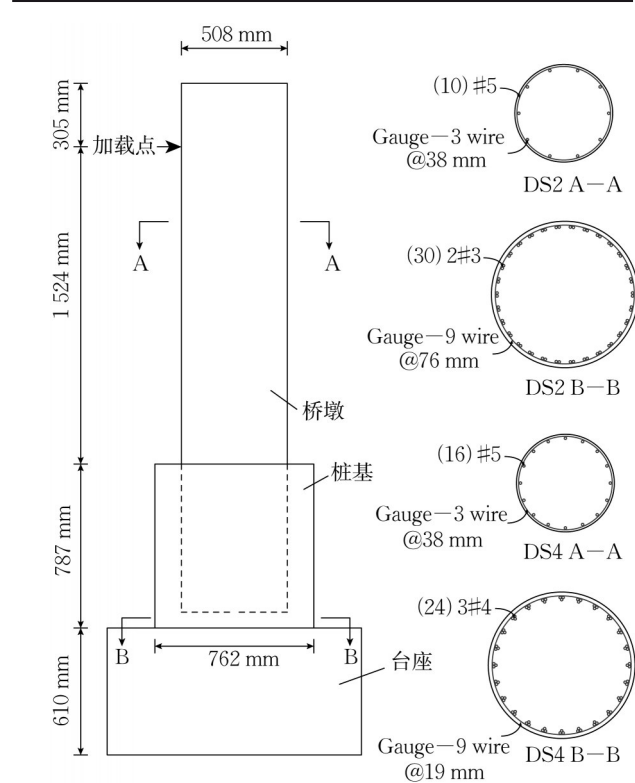


图1 试件构造及配筋(单位:mm)

Fig.1 Details of specimens (Unit: mm)

三维模型(如图2),混凝土采用线性的棱柱体单元模拟,钢筋采用桁架单元模拟。混凝土采用弥散裂缝模型中的总应变旋转裂缝模型进行模拟,其单轴受压本构采用Maekawa受压模型^[13],三轴应力应变关系通过Selby和Vecchio^[14]提出的方法在单轴本构上进行修正。混凝土的受拉软化行为通过Hordijk受拉软化模型^[15]模拟,根据FIB 2010规范^[16]得到混凝土的弹性模量 E_c (GPa),抗拉强度 f_t (MPa)、断裂能 G_f (N·mm)分别为

$$E_c = 21.5 \times (f_c / 10)^{1/3} \quad (1)$$

$$f_t = 0.21 \times (f_c - 8)^{2/3} \quad (2)$$

$$G_f = 0.073 \times f_c^{0.18} \quad (3)$$

式中: f_c 为混凝土圆柱体抗压强度平均值(MPa)。钢筋本构采用Dodd和Restrepo-Posada模型^[17],考虑钢筋屈服平台和抛物线强化,但不考虑钢筋的屈曲。钢筋与混凝土的黏结滑移采用FIB 2010规范^[16]给出的本构,对于热轧带肋钢筋黏结滑移应力由钢筋与

混凝土的摩擦、机械啮合作用两者共同提供;对于光圆钢筋黏结滑移应力仅由摩擦力提供,模拟中用到的黏结滑移曲线参数见表3。试验中台座和加载点附近的桥墩基本处于弹性,为提高计算效率,在网格划分过程中,仅对墩柱塑性发展区和桩基网格进行加密。加载时,台座底面固定,在墩顶施加707 kN的竖向力,对应于墩柱的轴压比为0.1,而后通过位移控制对墩柱进行单向水平加载。

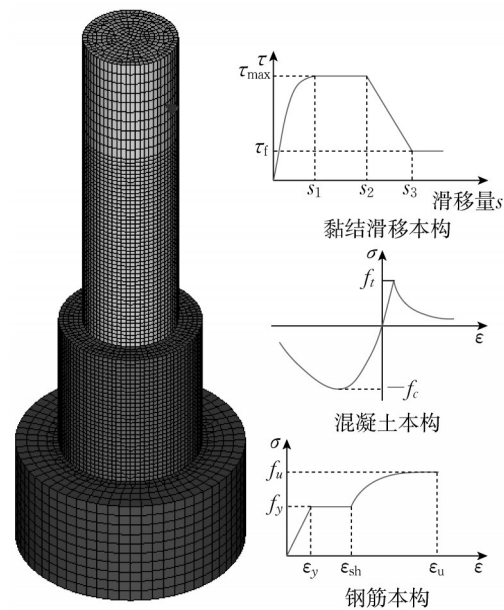


图2 有限元模型及网格划分

Fig.2 Configuration and mesh density of the numerical models

表3 黏结滑移曲线参数

Tab.3 Parameters for bond stress-slip curves

试件	参数	墩纵筋	桩纵筋	墩箍筋	桩箍筋
DS2	τ_m /MPa	16.08	7.55	0.32	0.30
	τ_f /MPa	6.43	3.02	0.32	0.30
	s_1 /mm	1	1.8	0.01	0.01
	s_2 /mm	2	3.6	0.01	0.01
	s_3 /mm	10.6	6.2	0.01	0.01
DS4	τ_m /MPa	15.99	7.73	0.32	0.31
	τ_f /MPa	6.39	3.09	0.32	0.31
	s_1 /mm	1	1.8	0.01	0.01
	s_2 /mm	2	3.6	0.01	0.01
	s_3 /mm	10.6	8.3	0.01	0.01

有限元模拟和试验的骨架曲线如图3所示,和Cheng等^[7]一样,考虑到本研究不关注桩基箍筋屈服之后的结果,且裂缝宽度较大之后采用旋转裂缝混凝土模型计算的结果将失真,因此仅对比墩顶漂移率在3%以内的结果,数值计算结果与试验吻合较好。图3中同时给出了桥墩塑性发展区和桩基采用20 mm、30 mm网格的计算结果,两者结果非常接

近,未发现明显的网格敏感性问题。为了兼顾计算效率和准确性,后面的分析中台座和加载点附近的桥墩网格大小取 60 mm,墩底塑性区域网格取 30 mm,桩基网格取 30 mm 和 $(D_s - D_c)/8$ 中的小值, D_s 、 D_c 分别为桩基、桥墩直径。在加载过程中,墩底和桩身首先出现水平向的弯曲裂缝;随着水平推力的增加,在桩基受拉侧由于钢筋的锚固应力增大,出现径向的劈裂裂缝,在受压侧由于水平剪力作用出现竖向裂缝;随后裂缝逐步发展,并伴随着桥墩纵筋屈服和桩基箍筋屈服。数值模拟和试验得到的 DS2 (DS4) 试件桥墩纵筋屈服时墩顶漂移率分别为 0.7%、0.58% (0.8%、0.7%), 桩基箍筋屈服时墩顶漂移率分别为 1.5%、1.92% (2.0%、2.6%)。

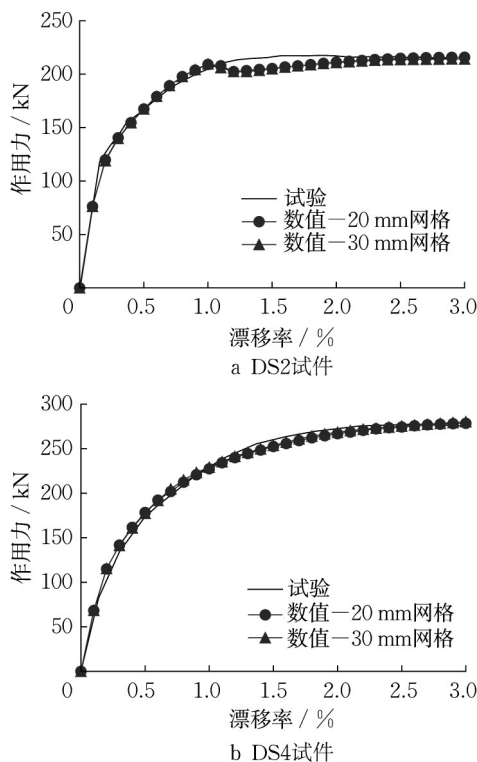


图3 骨架曲线对比

Fig.3 Comparison of backbone curves

图4给出了漂移率为3%时数值模拟得到裂缝应变分布与试验中两试件破坏时的裂缝分布结果,数值模拟得到的裂缝分布与试验吻合较好。

图5给出了数值模拟和试验得到的钢筋应变分布结果,由于FIB 2010规范的黏结滑移本构没有考虑垂直钢筋方向混凝土开裂引起的锚固强度下降,且未考虑钢筋屈服之后黏结滑移行为的改变。试验中采用的箍筋为光圆钢筋,因此黏结滑移的影响相对热轧带肋纵筋较小。图5b中桩基箍筋应力模拟结果在漂移率为3.6%时与试验差别较大,其原因

在于DS4试件在漂移率为3.6%时桩基箍筋屈服,桩基杯口的径向裂缝充分扩展,试验中由于裂缝处箍筋应变集中,测到的桩基箍筋应变要显著大于混凝土按弥散裂缝模型计算得到的桩基箍筋应变。

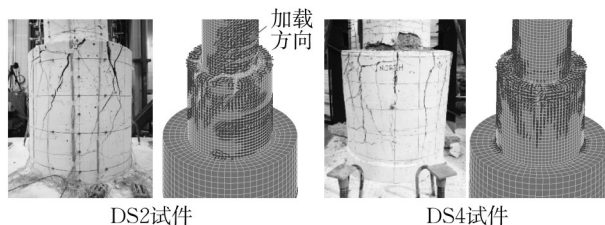


图4 裂缝分布对比

Fig.4 Comparison of crack distribution

3 连接区域破坏模式分析

为了保证传力路径可靠,充分发挥桥墩的延性性能,一方面需要保证伸入连接区域内的桥墩纵筋具有足够的锚固长度;另一方面需配置足够数量的箍筋以防止“撬动效应”的产生。McLean和Smith^[1]从矩形平板试件的钢筋无接触搭接拉拔试验中抽象出如图6a所示的拉压杆模型,在无接触搭接的纵筋之间存在混凝土斜压杆,假定斜压杆倾角 θ 为45°,箍筋应力沿竖向均匀分布,不考虑混凝土的抗拉强度,以箍筋屈服作为承载能力极限状态,根据水平和竖向的力平衡,可得到连接区域箍筋的最大间距为

$$s_{tr} = \frac{A_{tr} f_{y, tr} l_s}{A_1 f_{ul}} \quad (4)$$

式中: A_{tr} 为单根箍筋的横截面积; $f_{y, tr}$ 为箍筋屈服应力; l_s 为有效搭接长度; A_1 为纵筋的总横截面积; f_{ul} 纵筋极限抗拉强度。进一步地,对于圆形截面桥墩与桩基纵筋的无接触搭接,提出了相应的三维拉压杆模型(图6b),得

$$s_{tr} = \frac{2\pi A_{tr} f_{y, tr} l_s}{A_1 f_{ul}} \quad (5)$$

考虑到式(2)仅适用于拉伸荷载作用的情况, AASHTO规范^[2]对其进行了修正以应用于墩柱受弯的情况,进而得

$$s_{tr} = \frac{2\pi A_{tr} f_{y, tr} l_s}{k A_1 f_{ul}} \quad (6)$$

式中:系数 k 为墩柱中受拉钢筋根数占所有桥墩纵筋的比例,可通过截面的弯矩曲率分析得到,通常情况下可保守地取为0.5;有效搭接长度 l_s 取为 $1.7l_d$ 。

部分学者对连接区域的拉压杆模型进行了改进^[5-6,8],但仍将连接区域的破坏归结于由纵筋无接触

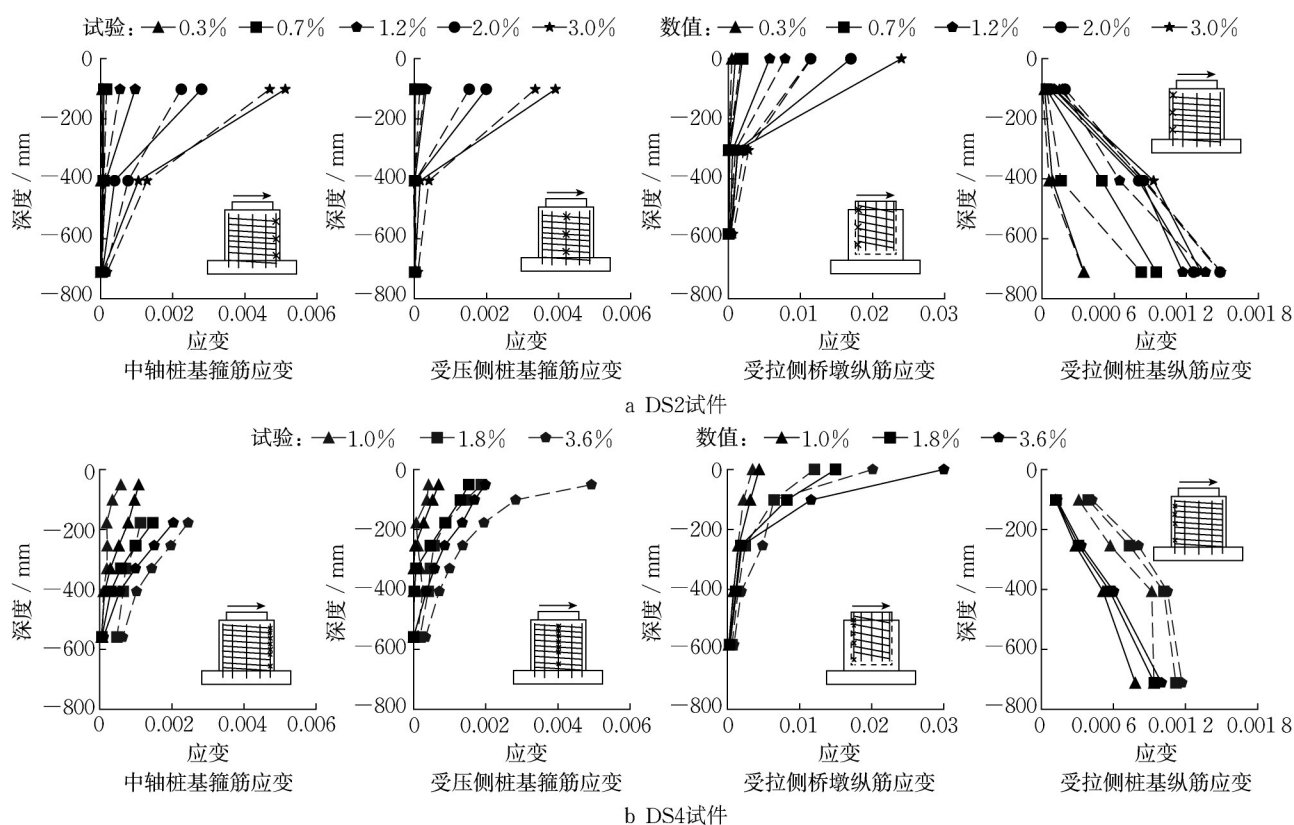


图5 不同漂移率下钢筋应变结果对比

Fig.5 Comparison of measured and computed reinforcement strain with various drift

搭接引起的桩基受拉侧箍筋屈服,认为地震下连接区域的破坏模式与受拉伸的情况相同。

图7给出了DS4试件桩基顶层箍筋的应力分布情况,在桥墩纵筋首次屈服时(漂移率0.9%),在桩基受拉侧,环向约束应力主要由未开裂的混凝土提供,因此在桩基拉侧箍筋应力很小;而在桩基受压侧,由于水平剪力的作用,箍筋应力在加载方向前侧出现峰值,向两边逐渐减小。在桩顶箍筋首次屈服时(漂移率1.7%),混凝土裂缝充分发展,桩顶箍筋提供桩基受拉侧的环向约束以平衡纵筋无接触搭接间隙内混凝土斜压杆的水平分力,在桩基受压侧平衡桥墩承插段对桩基杯口顶部的水平推力。箍筋应力依然在加载方向前侧最大,但两侧应力下降梯度较桥墩纵筋首次屈服时小。Tran^[5]和Chang^[6]试验的应变测量结果同样显示桩基受压侧箍筋应变大于受拉侧(如图8),但两者差值较有限元分析结果小,这主要是由于试验中采用的是循环加载的方式,混凝土开裂后在箍筋中产生残余应变。有限元分析结果显示,McLean和Smith假定的连接区域破坏模式与实际存在较大偏差,连接区域的破坏模式表现为桥墩承插段对桩基杯口顶部的水平推力导致的桩基箍筋应力超过其屈服应力。

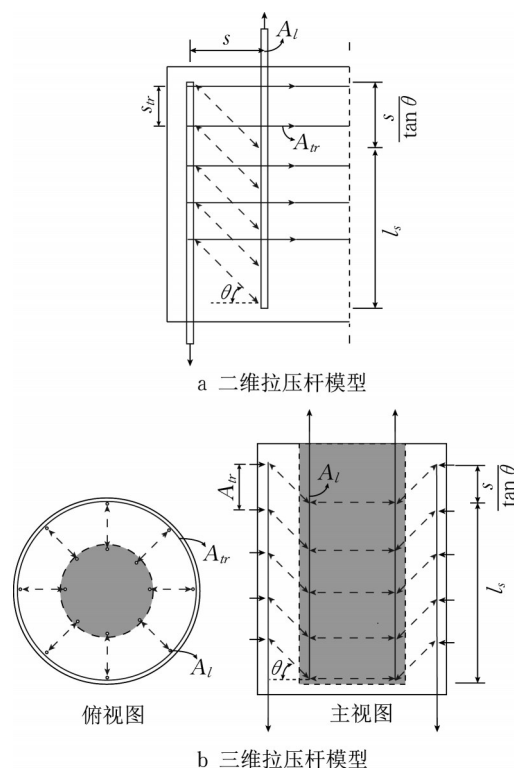


图6 McLean和Smith提出的拉压杆模型

Fig.6 Sturt and tie model proposed by McLean and Smith

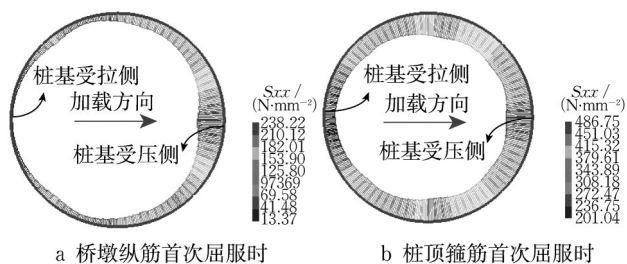


图7 桩顶箍筋应力分布

Fig.7 Stress distribution of stirrup at the top of pile

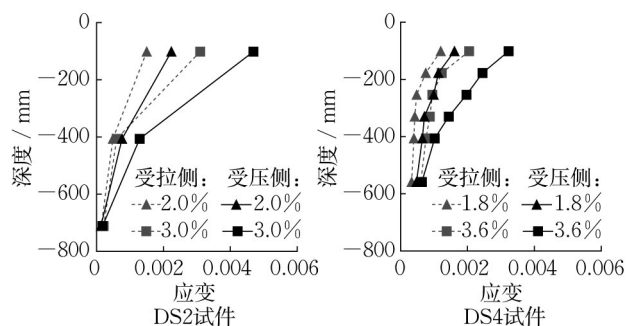


图8 受拉侧与受压侧桩基箍筋应变对比

Fig.8 Comparison of pile stirrup strain in tension side and compression side

将连接区域的破坏机制归结于纵筋无接触搭接引起的桩基受拉侧箍筋屈服导致的另一结果是连接区域的承载力与墩柱的剪跨比无关。对剪跨比分别为3、6、9, 桩墩直径比均为1.3, 其余参数与DS4试件相同的3个模型进行分析, 得到的墩底弯矩—漂移率曲线如图9所示。图中弯矩为 $P-\Delta$ 效应后的计算值, 即

$$M = Fh + P\Delta \frac{H}{h} \quad (7)$$

式中: M 为墩底弯矩; H 、 h 分别为墩顶、加载点到墩底的高度; Δ 为加载点的水平位移; P 、 F 分别为墩顶竖向压力和加载点水平作用力。以桩基箍筋屈服作为连接区域破坏的极限状态, 由图可知, 随着剪跨比增大, 连接区域的抗弯承载力不断增加, 剪跨比为6、9的模型较剪跨比为3的模型抗弯承载力提高了7.3%、13.7%。剪跨比为3、6、9时, 桩基箍筋屈服时的墩顶漂移率分别为1.70%、2.35%、3.23%。

4 参数分析

以试件DS4为基准, 通过变换参数, 进一步探讨桩墩直径比 D_s/D_c 、承插深度 h_c 、桩基配箍率 ρ_{tr} 对试件力学行为的影响, 拟定的模型参数如表4所示。通过数值模拟得到各试件的骨架曲线, 并计算出桥

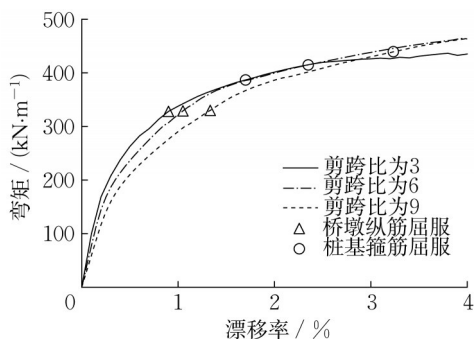


图9 不同剪跨比下的弯矩—漂移率曲线

Fig.9 Comparison of Moment-column drift responses for the models with various shear-span ratio

墩纵筋首次屈服对应的等效刚度 K_{eff} 和桩基箍筋屈服对应的最大承载力 F_{max} 以探讨不同参数下连接区域的抗震性能。

表4 模型详细参数

Tab. 4 Details of considered specimens

编号	D_s/D_c	h_c	$\rho_{tr}/\%$	$K_{eff}/(kN \cdot mm^{-1})$	F_{max}/kN
A1	1.2	$1.4D_c$	0.35	14.59	255.14
A2	1.4	$1.4D_c$	0.35	16.82	266.90
A3	1.6	$1.4D_c$	0.35	20.30	275.10
A4	1.8	$1.4D_c$	0.35	22.92	284.84*
B1	1.3	$0.5D_c$	0.35	\	189.89
B2	1.3	$0.8D_c$	0.35	14.62	234.50
B3	1.3	$1.1D_c$	0.35	14.88	252.20
B4	1.3	$1.4D_c$	0.35	16.19	254.20
C1	1.3	$1.4D_c$	0.28	16.15	249.43
C2	1.3	$1.4D_c$	0.40	16.26	263.59
C3	1.3	$1.4D_c$	0.53	16.37	272.88
C4	1.3	$1.4D_c$	0.81	16.52	285.80*

注: *仅发生墩柱弯曲破坏, 桩基箍筋未屈服。

4.1 桩墩直径比

图10给出了不同桩墩直径比下的试件骨架曲线, 除桩墩直径比为1.8D的试件A4外, 其余3个试件均出现连接区域的桩基箍筋屈服破坏, A4试件的桩基箍筋未屈服, 破坏集中于墩身。值得注意的是, A4试件在墩顶漂移率为1.5%时达到最大水平承载力, 而在墩顶漂移率达到2.7%时桩基箍筋达到最大应力404.55 MPa, 两者达到峰值不同步, 这主要是由于桩基箍筋的应力还受到墩底应力重分布的影响。能力保护设计要求桥墩延性充分发挥的同时连接区域保持弹性, 桩基箍筋应在桥墩纵筋拉断或核心混凝土压溃之前够保持弹性, 因此在进行连接区域的抗震验算时, 有必要将桥墩达到最大位移延性的状态予以考虑。当桩墩直径比由1.2增大到1.4、1.6时, 试件的等效刚度增加15.3%、39.1%; 当桩

墩直径比大于1.6之后,继续增大桩墩直径比对刚度影响不明显,此时试件刚度主要由桥墩控制。图11给出了桩基箍筋首次屈服时加载方向前侧的应力分布情况,桩墩直径比为1.2、1.4时,在承插深度范围内桩基箍筋应力沿竖向呈抛物线分布;桩墩直径比为1.6时,近似于线性分布。

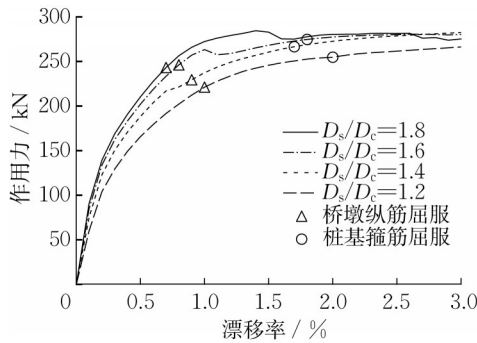


图10 不同桩墩直径比下的骨架曲线

Fig.10 Comparison of backbone curves with various connection diameter-to-column diameter ratios

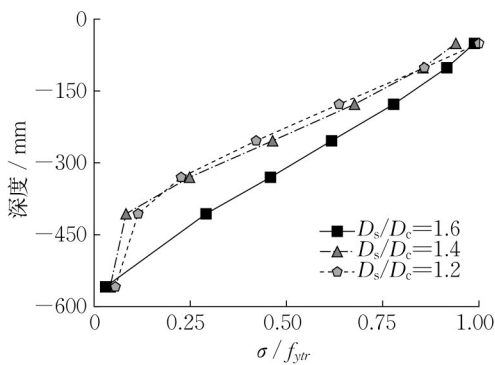


图11 不同桩墩直径比下的桩基箍筋应力分布

Fig.11 Comparison of stress distribution of pile stirrups with various connection diameter-to-column diameter ratios

4.2 承插深度

图12给出了不同承插深度试件的骨架曲线,由于承插深度减小后桥墩纵筋的锚固长度无法满足AASHTO规范的要求,因此承插深度为 $0.5D_c$ 、 $0.8D_c$ 、 $1.1D_c$ 的试件在桥墩纵筋端部设置了弯钩。承插深度为 $0.5D_c$ 、 $0.8D_c$ 的试件,在漂移率达到0.8%、1.2%时,伴随着桩基杯口混凝土径向裂缝逐步发展,混凝土拉伸软化刚度大于钢筋弹性刚度,骨架曲线出现下降段。承插深度为 $0.5D_c$ 的试件中桥墩纵筋未出现屈服,其承载力较承插深度为 $1.4D_c$ 的试件减小25.3%。承插深度大于 $1.1D_c$ 后,继续增大承插深度,承载力提高不明显。图13给出了不

同承插深度试件的桩基箍筋应力分布,承插深度为 $1.1D_c$ 、 $1.4D_c$ 的试件在承插深度范围内桩基箍筋应力沿竖向呈抛物线分布;承插深度为 $0.5D_c$ 、 $0.8D_c$ 的试件箍筋应力沿竖向呈线性分布。由此可见,箍筋应力分布情况受桩基杯口的抗侧刚度控制,当承插深度大于 $1.1D_c$,桩墩直径比小于1.5时,桩基杯口的抗侧刚度较小,箍筋应力近似于抛物线分布;当承插深度小于 $0.8D_c$,桩墩直径比大于1.6时,桩基杯口的抗侧刚度较大,箍筋应力近似于线性分布。

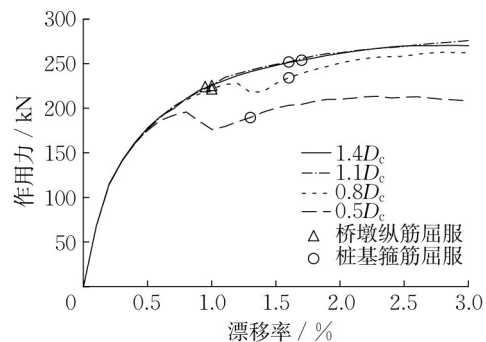


图12 不同承插深度下的骨架曲线

Fig.12 Comparison of backbone curves with various embedment depths

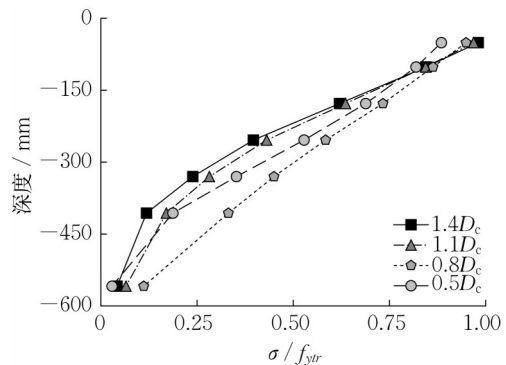


图13 不同承插深度下的桩基箍筋应力分布

Fig.13 Comparison of stress distribution of pile stirrups with various embedment depths

4.3 桩基配箍率

图14给出了连接区域桩基配箍率分别为0.28%、0.40%、0.53%、0.81%的试件的骨架曲线,桩基配箍率分别为桥墩塑性铰区的35%、50%、65%、100%。Caltrans规范^[3]规定连接区域桩基配箍率不小于桥墩塑性铰区的50%,Cheng等^[7]建议连接区域桩基配箍率取为50%,而图14结果表明要使桩基箍筋不发生屈服,桩基配箍率需取为桥墩塑性铰区的100%。此外,由图14可知在桥墩纵筋首次屈服之前,桩基配箍率对试件的力学行为影响

很小。

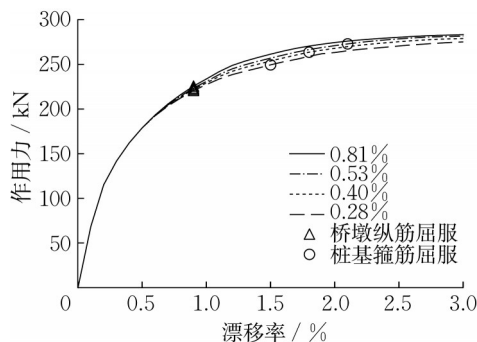


图14 不同桩基配箍率的骨架曲线

Fig.14 Comparison of backbone curves with various pile transverse reinforcement ratios

5 结论

(1)本文提出的有限元模拟方法能够较为准确地模拟桩柱式墩—桩基连接区域的力学行为,数值模拟得到的骨架曲线、裂缝分布、应变分布均与试验吻合良好。

(2)连接区域的破坏模式表现为桥墩承插段对桩基杯口顶部的水平推力导致的桩基箍筋屈服,箍筋应力依然在加载方向前侧最大。

(3)增大剪跨比、桩墩直径比、承插深度、桩基配箍率均能提高连接区域的承载力。

(4)箍筋应力分布情况受桩基杯口的抗侧刚度控制,当承插深度大于 $1.1D_c$,桩墩直径比小于1.5时,桩基杯口的抗侧刚度较小,箍筋应力近似于抛物线分布;当承插深度小于 $0.8D_c$,桩墩直径比大于1.6时,桩基杯口的抗侧刚度较大,箍筋应力近似于线性分布。

作者贡献声明:

张鹏辉:文章构思、起草与撰写;

周连绪:文章修改;

王志强:文章审阅、基金支持。

参考文献:

[1] MCLEAN D I, SMITH C L. Noncontact lap splices in bridge column-shaft connections [R]. Washington DC: Washington State Transportation Center, 1997.

[2] AASHTO. LRFD bridge design specifications[S]. Washington D C: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2017.

[3] CALTRANS. Caltrans seismic design criteria version 2.0[S]. Sacramento: California Department of Transportation, 2019.

[4] TRAN H V. Drilled shaft socket connections for precast columns in seismic regions[D]. Washington D C: University of Washington, 2012.

[5] TRAN H V. Drilled shaft socket connections for precast columns in seismic regions[D]. Washington D C: University of Washington, 2015.

[6] CHANG M T. Seismic performance of column-to-drilled-shaft connections in reinforced concrete bridges [D]. Washington D C: University of Washington, 2021.

[7] CHENG Z, LIU D, LI S, *et al.* Performance characterization and design recommendations of socket connections for precast columns[J]. Engineering Structures, 2021, 242: 112537.

[8] MURCIA-DELISO J, PUI-SHUM B S, STAVRIDIS A, *et al.* Required embedment length of column reinforcement extended into type II shafts [R]. Sacramento: California Department of Transportation, 2013.

[9] LOTFIZADEH K H. High-strength steel reinforcement in critical regions of earthquake-resistant bridges [D]. San Diego: University of California, San Diego, 2019.

[10] MASUD M. Non-contact lap splices in geometrically dissimilar bridge column to drilled shaft connections [D]. Houston: University of Houston, 2019.

[11] CHEN H, MASUD M, SAWAB J, *et al.* Multiscale analysis of non-contact splices at drilled shaft to bridge column interface [J]. Engineering Structures, 2018, 176: 28.

[12] CHEN H, MASUD M, SAWAB J, *et al.* Parametric study on the non-contact splices at drilled shaft to bridge column interface based on multiscale modeling approach [J]. Engineering Structures, 2019, 180: 400.

[13] MAEKAWA K, ISHIDA T, KISHI T. Multi-scale modeling of concrete performance [J]. Journal of Advanced Concrete Technology, 2003, 1(2): 91.

[14] SELBY R G, VECCHIO F J. A constitutive model for analysis of reinforced concrete solids [J]. Canadian Journal of Civil Engineering, 1997, 24(3): 460.

[15] HORDIJK D A. Local approach to fatigue of concrete [D]. Delft: Delft University of Technology, 1993.

[16] FIB. Model code 2010-final draft: Volume 1[S]. Lausanne: International Federation for Structural Concrete, 2010.

[17] DODD L L, RESTREPO-POSADA J I. Model for predicting cyclic behavior of reinforcing steel [J]. Journal of Structural Engineering, 1995, 121(3): 433.