

预制杯口基础的插入式H型钢柱脚抗震性能研究 及参数分析

孙轶良^{1,2}, 吴海亮^{1,2}, 张戊晨^{1,2}, 王子刚^{1,2}, 孙 辰^{3*}, 荣 彬³

(1. 国网河北省电力有限公司经济技术研究院, 石家庄 050022; 2. 河北汇智电力工程设计有限公司, 石家庄 050081; 3. 天津大学 建筑工程学院, 天津 300350)

摘 要: 为研究预制杯口基础的插入式H型钢柱脚在二次浇筑面破坏模式下的抗震性能, 本文以柱脚底部翼缘是否布置栓钉为参数设计了两个试件, 并开展了低周反复加载试验和数值模拟分析。对两个试件的破坏模式、滞回曲线、骨架曲线、延性、强度退化、刚度退化以及耗能能力进行了系统研究。并以栓钉数量、布置方式以及柱脚埋深比为参数进行有限元参数分析, 基于试验和有限元结果进行非线性回归, 推导出二次浇筑面破坏模式下插入式柱脚的极限承载力计算公式。结果表明: 两个试件的破坏模式均为混凝土二次浇筑面破坏, 柱脚未发生屈曲; 布置栓钉可延缓柱脚的强度退化, 有效提高柱脚的耗能能力, 且栓钉布置数量越多, 布置位置越靠近上侧, 柱脚的耗能能力越好; 柱脚极限承载力随埋深比增大逐步提高, 当埋深比达到2.0时, 钢柱脚翼缘发生屈曲破坏; 在二次浇筑面破坏模式下, 本文所提出的极限承载力计算公式的计算结果与试验和有限元结果吻合较好。

关键词: 预制杯口基础; 插入式柱脚; 二次浇筑面破坏模式; 栓钉; 低周反复加载试验; 有限元参数分析; 极限承载力

中图分类号: TU391, TU352.1⁺1

文献标志码: A

文章编号: 1671-9379(2026)06-0062-13

DOI: 10.13969/j.jzgigjz.20250118001

Research on Seismic Performance and Parametric Analysis of Socket-Type H-Section Steel Column Bases in Precast Cup-Shaped Foundations

SUN Yiliang^{1,2}, WU Hailiang^{1,2}, ZHANG Wuchen^{1,2}, WANG Zigang^{1,2},
SUN Chen^{3*}, RONG Bin³

(1. State Grid Hebei Electric Power Co., Ltd. Economic and Technological Research Institute, Shijiazhuang 050022, China; 2. Hebei Huizhi Electric Power Engineering Design Co., Ltd., Shijiazhuang 050081, China; 3. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300350, China)

*Corresponding author: 2359627661@qq.com

Abstract: To investigate the seismic performance of socket-type H-section steel column bases in precast cup-shaped foundations under the secondary casting interface failure mode, two specimens were designed with the presence of studs at the bottom flange of the column base as the primary variable. Low-cycle reversed loading tests and numerical simulations were conducted. The failure modes, hysteretic curves, skeleton curves, ductility, strength degradation, stiffness

收稿日期: 2025-01-18

基金项目: 河北汇智电力工程设计有限公司科技项目(HZHTKJXM2023-02)

作者简介:

孙轶良(1979—), 男, 硕士, 高级工程师, 主要从事建筑结构抗震方面的研究。E-mail: syl2529@126.com。

通信作者:

孙 辰(2000—), 男, 硕士研究生, 主要从事钢结构与组合结构方面的研究。E-mail: 2359627661@qq.com。

degradation, and energy dissipation capacity of the two specimens were analyzed. Parametric finite element analyses were performed with variation parameters including stud quantity and distribution as well as embedment depth ratio. A nonlinear regression analysis based on experimental and finite element results was conducted to derive a calculation formula for the ultimate bearing capacity of socket-type column bases under secondary casting interface failure mode. Results indicate that both specimens exhibited concrete secondary casting interface failure without steel column base buckling. The arrangement of studs can delay strength degradation and effectively enhance energy dissipation capacity, with better performance observed by increasing stud quantity and positioning them closer to the upper region. The ultimate bearing capacity gradually improved with increasing embedment depth ratio, while steel flange buckling occurred when the ratio reached 2.0. Under casting interface surface failure mode, the values calculated using the proposed ultimate bearing capacity formula demonstrates good agreement with the experimental and finite element results.

Keywords: precast cup-shaped foundation; socket-type column base; secondary casting interface failure mode; stud; low-cycle reversed loading test; finite element parameter analysis; ultimate bearing capacity

柱脚是钢结构上部主体结构与基础的关键连接部位,按构造形式主要分为外露式、埋入式、外包式与插入式四类。插入式柱脚将钢柱脚插入混凝土杯口基础内,通过二次浇筑微膨胀细石混凝土实现固定,该构造与桥梁墩柱承插式连接相似,如图1所示。插入式柱脚具有构造简洁、安装便捷、钢材用量小等优势,目前在工业厂房与桥梁工程中应用广泛。

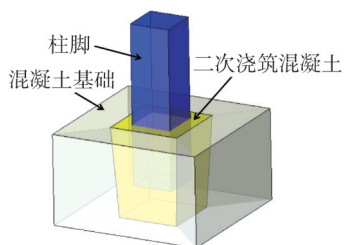


图1 插入式柱脚

Fig. 1 Socket-type column base

结合工程实践,国内外学者针对插入式柱脚与承插式连接的力学性能开展了大量研究。葛继平等^[1]梳理了现有承插式桥墩承插深度计算公式,并在此基础上提出了改进的承插式桥墩承插深度计算公式,讨论了轴压比、混凝土强度等因素对承插深度的影响。何岸等^[2]研究了轴压比、预埋筋布置形式等参数对承插式连接构件抗震性能的影响,通过有限元分析明确了预埋筋作用机理与有效埋深范围。PERTOLD等^[3]通过对比不同承插深度,发现其对扩大基础混凝土主应力存在影响。HARALDSSON等^[4]发现承插深度对结构滞回性能的影响不大,但对结构破坏模式有影响。马付彪等^[5]对实腹式和双肢格构柱式插入式柱脚的受力机理和设计方法进行了研究,结合插入深度、基础侧壁厚度和黏结应力等因素,给出了不同工况下钢柱插入深度和基础侧壁厚度、底板厚度的计算公式。但泽义等^[6]针对抗震设防地区的各种类型插入式钢柱脚,提出了在地震作用下柱脚全截面屈服时的基础杯口插入深度计算方法。石城林^[7]以武汉站插入式柱脚为算例,结合弹性理论计算出了承台混

凝土抗压与抗剪强度。穆建伟^[8]研究了煤气化框架插入式柱脚转换节点的抗震性能,分析了栓钉布置、型钢延伸高度和保护层厚度对节点抗震性能的影响。

综上,现有承插式连接研究多集中于桥墩埋深与抗震性能,插入式柱脚研究侧重于柱脚的插入深度计算方法,而针对二次浇筑面破坏模式下插入式柱脚抗震性能的研究相对匮乏,制约了该类柱脚的工程应用与推广。

因此,本文设计了两个预制杯口基础的插入式H型钢柱脚试件,其中钢柱脚的设计和杯口基础箍筋的配置参照《钢结构设计标准》(GB 50017—2017)^[9]。采用低周反复加载试验和有限元模拟分析相结合的方法,分析了柱脚破坏形态、滞回性能、延性、强度与刚度退化规律及耗能特性,研究了栓钉对柱脚抗震性能的影响。同时以栓钉数量、布置方式及柱脚埋深比为参数进行有限元参数分析,推导出二次浇筑面破坏模式下,插入式柱脚极限承载力计算公式。

1 试验概况

1.1 试件设计

共设计两个H型钢插入式柱脚试件T1和T2,预制杯口基础底板边长为1450 mm,高度为400 mm,杯口短柱边长为750 mm,高度为450 mm,试件整体高度为1900 mm,加载点距杯口顶部900 mm。

钢柱脚的设计和杯口基础箍筋的配置参照《钢结构设计标准》(GB 50017—2017)^[9]。两个试件钢柱脚规格一致,为H200 mm×200 mm×8 mm×12 mm,基础底板配置直径为12 mm的钢筋,纵横向间距均为150 mm。混凝土杯口平面尺寸为750 mm×750 mm,纵向两侧各配置6根直径为18 mm的钢筋,间距为150 mm。横向两侧各配置4根直径为8 mm的钢筋,间距为150 mm。箍筋采用直径为8 mm的钢筋,间距为100 mm,杯口内预留孔洞为倒梯形截面,顶面尺寸为350 mm×350 mm,底面尺寸为300 mm×300 mm。杯壁顶面每侧配置2根直径为8 mm的钢筋。T2试件钢柱翼缘两侧各配置有4个栓钉,

以2×2的形式布置,间距为100 mm,规格为φ10×40。两个试件的配筋图如图2所示,尺寸详图如图3、图4所示,主要参数如表1所示。

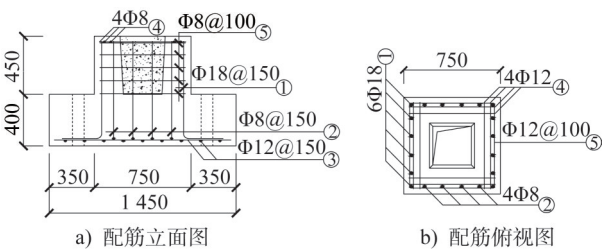


图2 试件配筋图(单位:mm)

Fig. 2 Reinforcement of specimens (unit:mm)

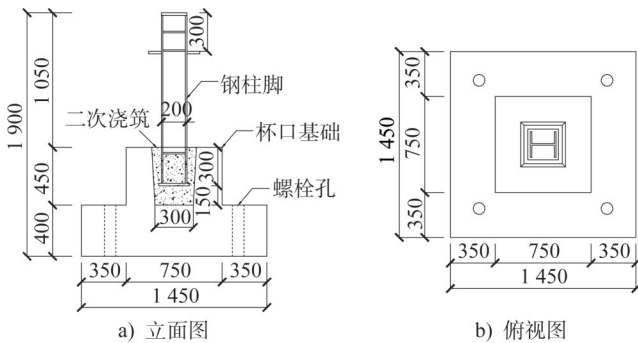


图3 试件T1尺寸图(单位:mm)

Fig. 3 Dimensions of specimen T1 (unit:mm)

1.2 材料力学性能

试件一次浇筑采用C30混凝土,立方体抗压强度标准值为38.7 MPa,二次浇筑采用C40细石混凝土,立方体抗压强度标准值为47.7 MPa。栓钉材料性能参考《钢结构设计标准》(GB 50017—2017)^[9]。钢柱采用Q235B钢,钢筋为HRB400,通过对标准试件进行单向拉伸试验(图5),测得各材料力学性能如表2所示。

1.3 试验加载方案

试件通过长螺栓锚固于地面,钢柱脚顶端套有带

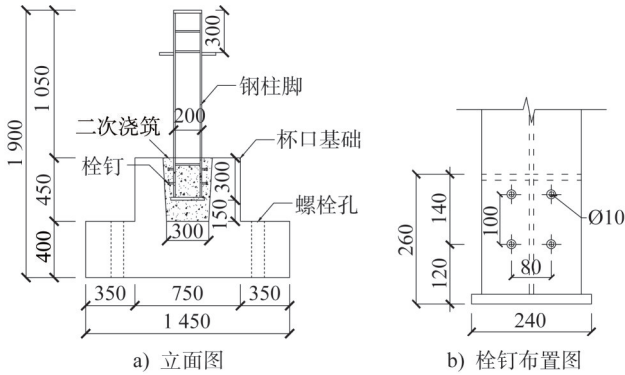


图4 试件T2尺寸图(单位:mm)

Fig. 4 Dimensions of specimen T2 (unit:mm)

表1 试件主要参数

Table 1 Main parameters of specimens

试件编号	埋深比	轴压比	型钢规格/mm	是否设置栓钉
T1	1.5	0.2	H200×200×8×12	否
T2	1.5	0.2	H200×200×8×12	是

注:埋深比是指钢柱的埋入深度与型钢截面高度的比值。

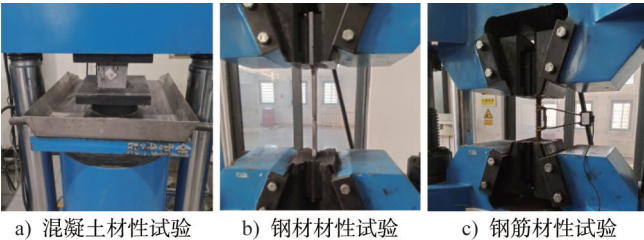


图5 材性试验

Fig. 5 Material property test

耳板的夹具,夹具通过销轴和水平千斤顶相连,水平千斤顶另一端固定在反力架上。竖向千斤顶一端直接作用在钢柱脚顶端,另一端和滑动铰支座相连,试验加载装置如图6所示。试验参照《建筑抗震试验规程》(JGJ/T 101—2015)^[10]执行,低周反复加载试验采用荷载-位

表2 材料力学性能

Table 2 Mechanical properties of materials

类型	直径或厚度/mm	屈服强度 f_y /MPa	极限强度 f_u /MPa	弹性模量 E_s /GPa
钢柱腹板	8	295.2	409.3	201.27
钢柱翼缘	12	293.1	406.7	199.19
钢柱肋板	12	301.7	438.0	199.88
HRB400 钢筋	8	373.2	556.2	205.92
	12	365.2	554.8	203.15
	18	361.5	552.7	202.98
栓钉	10	380.0	480.0	206.00

移混合控制加载制度,即试件屈服前采用荷载控制,试件屈服后采用位移控制。正式加载前必须对试件进行预加载,确定试验系统工作状态良好之后进行正式加载。

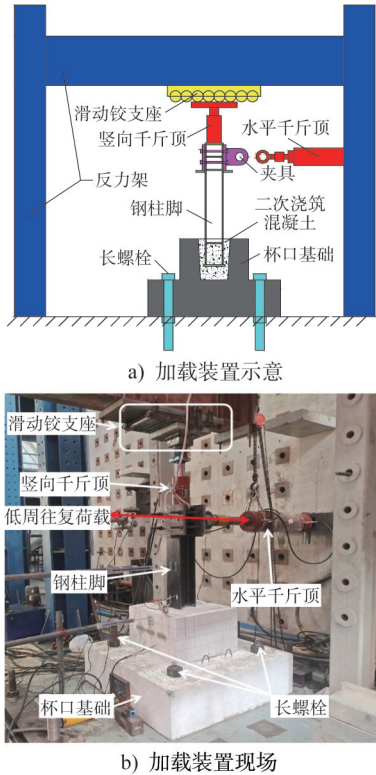


图6 加载装置

Fig. 6 Loading setup

正式加载时,先通过竖向千斤顶施加0.2的轴压比,并保持恒定,再通过水平千斤顶施加水平力,每级荷载增量为30 kN,每级加载后持荷不少于3 min,确保试件处于静力状态;每级荷载往复循环一次(正向加载→卸载至零→反向加载→卸载至零)。达到屈服荷载对应位移后进入位移控制阶段,每级位移取屈服位移的整数倍,每级位移加载循环3次,每级加载后持荷3 min,当试件承载力降低至峰值承载力的85%时停止试验。试验加载制度如图7所示。

1.4 量测方案

通过传感器监测加载过程中钢柱顶部加载点的水平反复荷载及位移;在未插入混凝土的型钢柱翼缘和腹板布置应变测点S1~S6,在插入混凝土型钢柱翼缘和腹板布置应变测点U1~U6、D1~D6,来监测钢柱脚受力状态。具体应变测点布置如图8所示。

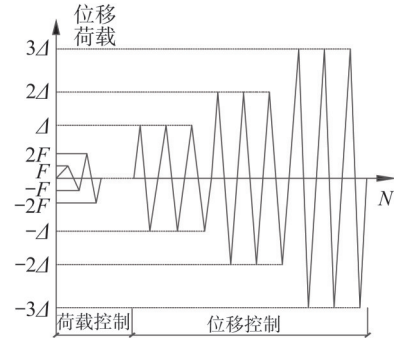


图7 加载制度

Fig. 7 Loading system

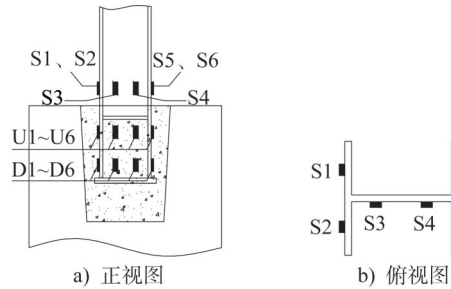


图8 试件应变片布置

Fig. 8 Arrangement of strain gauges of specimen

2 试验结果分析

2.1 试件破坏形式

两个试件在荷载控制加载阶段荷载-位移曲线基本呈线性关系,混凝土未出现裂缝。进入位移控制加载阶段后,二者试验现象出现差异。

对于试件T1,当加载到屈服位移时,混凝土二次浇筑面靠近柱脚翼缘一侧出现首条裂缝;当加载到2倍屈服位移时,裂缝由柱脚翼缘处向四周延伸,形成沿对角线方向的四条主裂缝;当加载到3倍屈服位移时,二次浇筑面混凝土轻微隆起;当加载到5倍屈服位移时,二次浇筑面混凝土隆起,四条主裂缝明显,混凝土破坏,H型钢翼缘未屈曲,如图9所示。

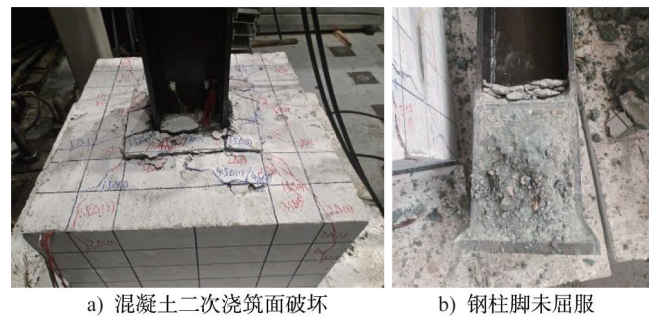


图9 试件T1破坏现象

Fig. 9 Failure phenomena of specimen T1

对于试件 T2,当加载到屈服位移时,混凝土二次浇筑面靠近柱脚翼缘处出现两条裂缝;当加载到2倍屈服位移时,裂缝由柱脚翼缘处向四周延伸,形成沿对角线方向的四条主裂缝,二次浇筑面开裂明显,并轻微隆起;当加载到5倍屈服位移时,二次浇筑面隆起明显,钢柱脚未发生屈曲。此时两排栓钉均朝上弯曲,且上侧栓钉的弯曲程度大于下侧栓钉的弯曲程度。说明随着埋深的增加,混凝土对钢柱脚和栓钉的约束随之增强,故上侧栓钉区域的变形大于下侧栓钉区域的变形,如图10所示。

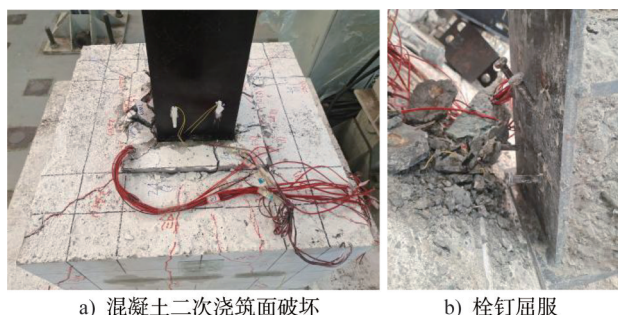


图10 试件T2破坏现象

Fig. 10 Failure phenomena of specimen T2

综上所述,两个试件的二次浇筑面均隆起明显并最终破坏,钢柱脚均未发生屈曲,试件T2所有栓钉均发生屈服破坏。说明在加载过程中,两个试件的钢柱脚与二次浇筑混凝土的整体性均较好,从而使得二次浇筑混凝土被“拔出”。试件T2二次浇筑面隆起的现象相较于试件T1二次浇筑面隆起的现象出现得更早,说明栓钉可以进一步提高钢柱脚与二次浇筑混凝土的整体性。

2.2 滞回曲线和骨架曲线

两个试件的滞回曲线如图11和图12所示,骨架曲线如图13所示。当荷载较小时,试件处于弹性阶段,荷载-位移呈线性相关。随着位移的增加,荷载-位移不再呈线性相关,而是呈现出明显的捏缩效应。说明试件在加载过程中,部分混凝土被压碎,导致钢柱脚发生了一定程度的滑移。随着位移的进一步增大,柱脚的滑移也进一步增大,试件的承载力开始逐渐下降,直至试验结束。

整体而言,两个试件的滞回曲线均呈捏缩的弓形。相较之下试件T2的滞回曲线更为饱满,说明设置栓钉可以改善柱脚的抗震性能。两个试件的极限荷载分别为174.58 kN和166.30 kN,较为接近,即设置栓钉对柱脚的极限承载力影响不大。

2.3 延性

延性是结构在外力作用下产生较大塑性变形而不会立即破坏的能力,是衡量结构安全性的一项重要指标。

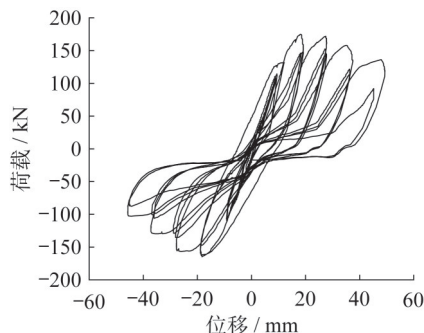


图11 试件T1滞回曲线

Fig. 11 Hysteresis curve of specimen T1

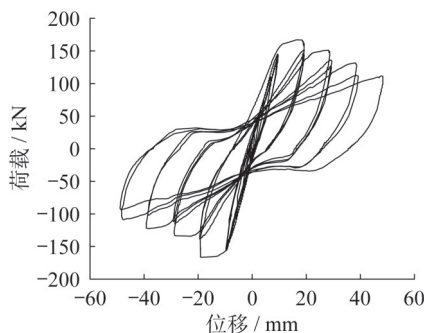


图12 试件T2滞回曲线

Fig. 12 Hysteresis curve of specimen T2

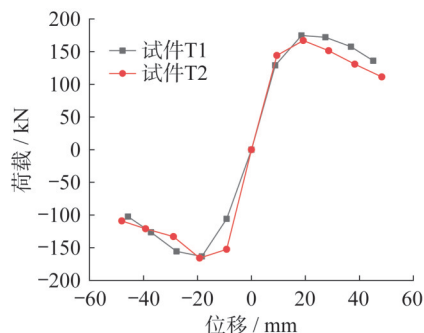


图13 试件T1和T2骨架曲线

Fig. 13 Skeleton curves of specimen T1 and T2

根据《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[11],延性系数 μ 的计算式如下:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (1)$$

式中: Δ_y 为屈服位移, Δ_u 为极限位移。

试件T1和T2骨架曲线的特征点确定方法如图14所示,图中蓝色直线为骨架曲线在零点处的切线。试件的主要特征值和延性系数计算结果见表3。整体而言,两个试件的延性系数 μ 较为接近,数值在3.73~4.02之间,均满足《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[11]中“延性系数大于3”的规定,具有一定的塑性变形能力。

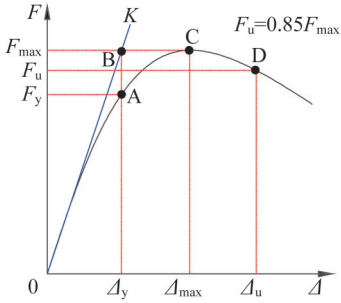


图 14 试件特征点确定方法

Fig. 14 Method for determining characteristic points of specimen

表 3 试件的主要特征值和延性系数计算结果

Table 3 Calculation results of main characteristic values and ductility coefficient of specimens

试件 编号	加载 方向	Δ_y / mm	F_y / kN	Δ_{max} / mm	F_{max} / kN	Δ_u / mm	F_u / kN	μ
T1	正向	8.86	129.12	18.58	174.58	35.09	135.71	3.96
	反向	9.15	105.78	18.38	163.44	34.13	130.76	3.73
T2	正向	9.44	139.94	19.21	166.30	37.85	132.68	4.02
	反向	9.17	138.63	19.16	165.77	36.22	124.78	3.95

2.4 等效强度和等效刚度退化

强度退化是指在位移幅值不变的情况下,结构的承载能力随着施加荷载循环次数的增加而降低的现象。强度退化系数 λ_i 的计算式见式(2),其中 i 表示加载级数。

$$\lambda_i = \frac{F_{i3}}{F_{i1}} \quad (2)$$

式中: F_{i3} 为第 i 级加载第三次循环的荷载峰值, F_{i1} 为第 i 级加载第一次循环的荷载峰值。

两个试件的强度退化系数如表4和图15所示,可以看到两个试件强度退化系数从第一级加载开始便均小于1,且整体呈下降趋势。说明在循环加载过程中,虽然每级加载位移相同,但承载力却逐渐下降。且随着循环次数的不断增加,承载力下降趋势也越快。加载初期两个试件的强度退化系数接近,随着加载位移的进一步增大,试件T2的强度退化系数减小速率低于试件T1的强度退化系数减小速率,即试件T2的强度退化情况优于试件T1的强度退化情况,说明栓钉可有效延缓构件承载力退化。

刚度退化指低周反复荷载作用下,结构刚度随荷载循环次数与位移幅值增大而逐步降低的现象,采用割线刚度 K_i 评价。割线刚度 K_i 按下式计算,其中 i 表示加载级数。

$$K_i = \frac{|-F_i| + |+F_i|}{|-X_i| + |+X_i|} \quad (3)$$

式中: $+F_i$ 、 $-F_i$ 为第 i 级第一次循环加载正、反峰值点荷

表 4 强度退化系数计算结果

Table 4 Calculation results of strength degradation coefficient

试件编号	加载方向	λ_1	λ_2	λ_3	λ_4	λ_5
T1	正向	0.986	0.895	0.813	0.781	0.772
	反向	0.973	0.875	0.810	0.795	0.777
T2	正向	0.989	0.914	0.849	0.836	0.828
	反向	0.991	0.891	0.843	0.842	0.829

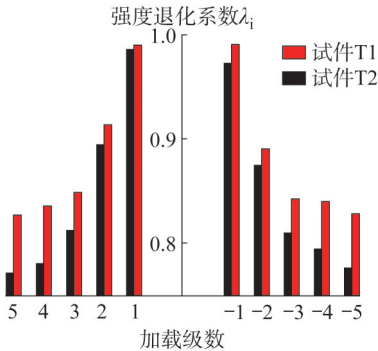


图 15 强度退化

Fig. 15 Strength degradation

载; $+X_i$ 、 $-X_i$ 为第 i 级第一次循环加载正、反峰值点位移。

两个试件的各加载级割线刚度如表5和图16所示。割线刚度整体呈下降趋势,且随着循环次数的增加,刚度退化速度越来越慢。试件T2的初始刚度大于试件T1的初始刚度,但随着荷载的增加,二者刚度逐渐接近,这表明加载初期栓钉可增强柱脚与二次浇筑混凝土的连接,约束柱脚转动;但随着位移的增大,栓钉开始屈服,逐渐退出工作状态,二者刚度趋于一致。

表 5 割线刚度计算结果

Table 5 Secant stiffness calculation results

试件编号	K_1	K_2	K_3	K_4	K_5
T1	13.04	9.14	5.94	3.83	2.62
T2	15.95	8.67	4.95	3.25	2.29

2.5 耗能能力

采用能量耗散系数 E_i 和等效黏滞阻尼系数 $h_{eq,i}$ 评价柱脚的耗能能力。能量耗散系数 E_i 的计算式如下,计算示意图见图17。

$$E_i = \frac{S_{ABCD}}{S_{\Delta OCF} + S_{\Delta OEA}} \quad (4)$$

等效黏滞阻尼系数 $h_{eq,i}$ 的计算式如下:

$$h_{eq,i} = \frac{E}{2\pi} \quad (5)$$

两个试件的能量耗散系数如表6所示,等效黏滞阻

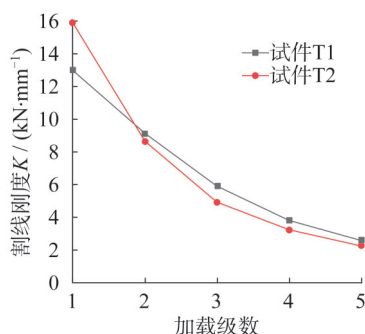


图 16 割线刚度曲线

Fig. 16 Secant stiffness curves

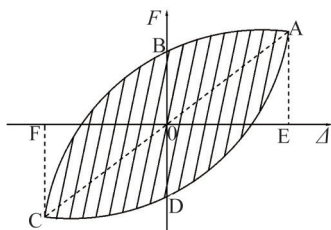


图 17 能量耗散系数计算示意图

Fig. 17 Energy dissipation coefficient calculation diagram

尼系数如表 7 和图 18 所示。随着荷载的增加,两个试件的能量耗散系数均呈整体上升趋势。在加载初期,两个试件的能量耗散系数几乎相同,但随着荷载的增加,试件 T2 的能量耗散系数明显大于试件 T1 的能量耗散系数。这是因为栓钉可以通过塑性变形耗能,由于在加载前期栓钉尚未发生明显塑性变形,故栓钉的耗能不明显;随着荷载的增大,栓钉开始发生塑性变形参与耗能,从而提升了结构的耗能能力。

表 6 能量耗散系数计算结果

Table 6 Calculation results of energy dissipation coefficient

试件编号	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5
T1	0.577	0.745	0.841	0.785	0.857
T2	0.571	0.749	1.348	1.463	1.658

注:下标的数字表示加载级数。

表 7 等效黏滞阻尼系数计算结果

Table 7 Calculation results of equivalent viscous damping coefficient

试件编号	h_{eq1}	h_{eq2}	h_{eq3}	h_{eq4}	h_{eq5}
T1	0.092	0.119	0.134	0.137	0.138
T2	0.091	0.139	0.215	0.233	0.244

注:下标的数字表示加载级数。

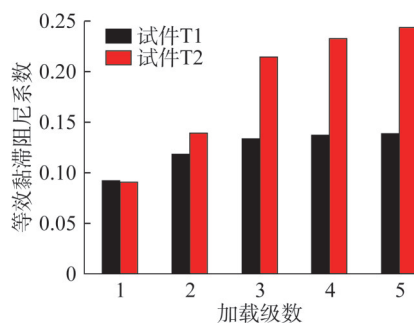


图 18 等效黏滞阻尼系数

Fig. 18 Equivalent viscous damping coefficient

2.6 应变分析

在整个试验加载过程中,钢柱脚的应力主要集中在外露段底部,故本文仅分析测点 S1~S6 处的应变。对于其他应变较小的测点,如测点 U1~U6 和 D1~D6 的应变,本文不做分析。

两个试件应变测点 S1~S6 的位移-应变曲线如图 19 和图 20 所示。两个试件的应变-位移曲线形态相似,整体呈“S”形。在加载初期,随着位移的增大,应变也随之增大;随着位移荷载的进一步增大,应变逐渐下降,直至试验结束;与骨架曲线变化规律一致,应力、应变与承载力呈正相关。受竖向轴压作用,两试件压应变均略大于拉应变;全过程拉压应变峰值均未超过屈服应变,钢柱脚始终处于弹性阶段,未发生屈曲破坏。

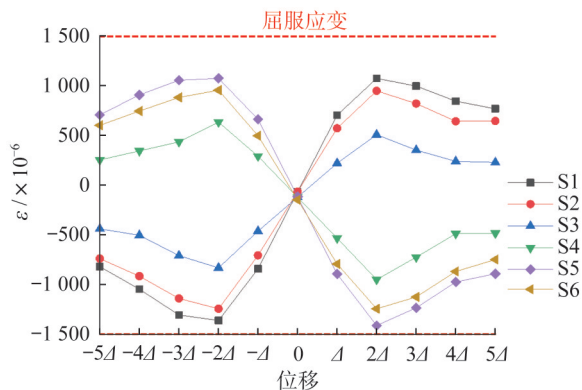


图 19 试件 T1 应变-位移曲线

Fig. 19 Strain-displacement curves of specimen T1

3 有限元模拟

3.1 单元选取与本构关系

在试件 T1 和 T2 的有限元模型中,混凝土、钢柱、钢筋、端板、加劲肋和栓钉均采用实体单元 C3D8R 模拟。混凝土的本构关系采用 Hongnestad 模型, Q235B 钢材的本构关系采用双折线弹塑性模型,栓钉的本构关系采用三折线弹塑性模型^[9],如图 21 所示。本构关系中的参数根据表 2 取值。

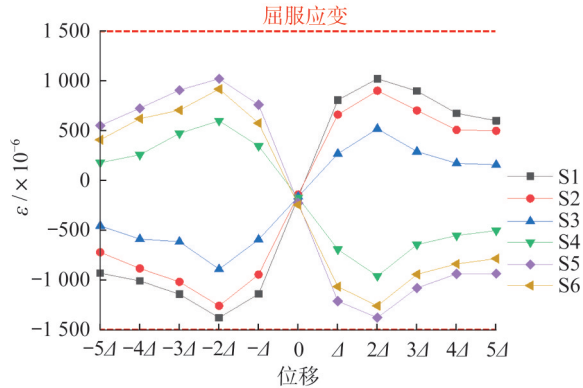


图20 试件T2应变-位移曲线

Fig. 20 Strain-displacement curves of specimen T2

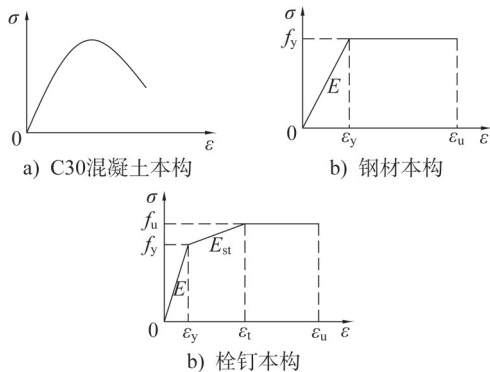


图21 各材料本构关系

Fig. 21 Constitutive relations of materials

3.2 接触设置

为了考虑二次浇筑面的影响,先浇混凝土与后浇混凝土接触面采用的是允许滑移的摩擦接触,切向接触采用罚函数,摩擦系数取0.6^[12],法向接触采用硬接触。钢柱与混凝土之间的接触面同样采用的是允许滑移的摩擦接触,切向接触采用罚函数,摩擦系数取0.6^[13],法向接触采用硬接触。栓钉采用Tie与钢柱连接,通过embed嵌入混凝土;钢筋通过embed嵌入到混凝土中。

3.3 边界约束与加载

有限元模型边界条件与加载制度同试验一致,混凝土基础采用完全固定约束,并耦合柱顶节点以施加竖向轴压力。耦合荷载作用点,以施加水平向低周反复荷载。有限元模型如图22所示。

3.4 有限元模型破坏模式

两个试件的有限元模型的破坏模式如图23和图25所示。应力云图如图24和图26所示。

试件T1的有限元模型中二次浇筑混凝土隆起,破坏模式为二次浇筑面破坏,与试验现象一致。钢柱脚的应力主要集中在钢柱脚和二次浇筑混凝土的水平交界处,

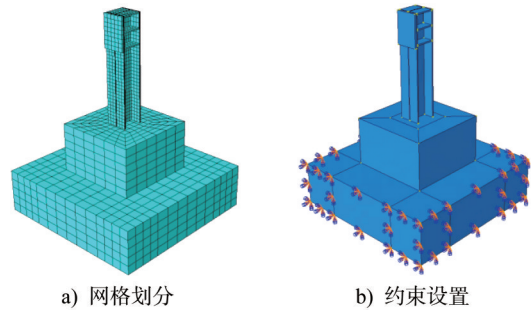


图22 柱脚有限元模型

Fig. 22 Column base finite element model

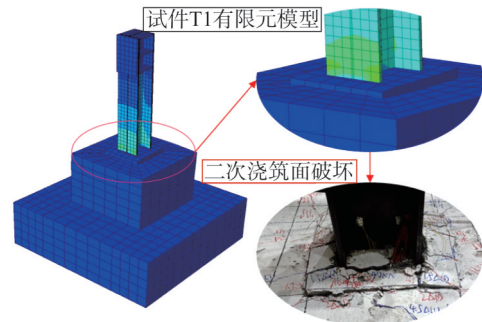


图23 试件T1有限元模型的破坏模式

Fig. 23 Failure mode in finite element model of specimen T1

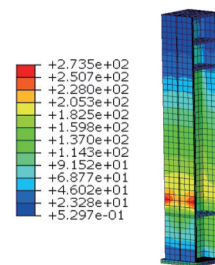


图24 试件T1有限元模型应力云图(单位:MPa)

Fig. 24 Stress contour in finite element model of specimen T1 (unit:MPa)

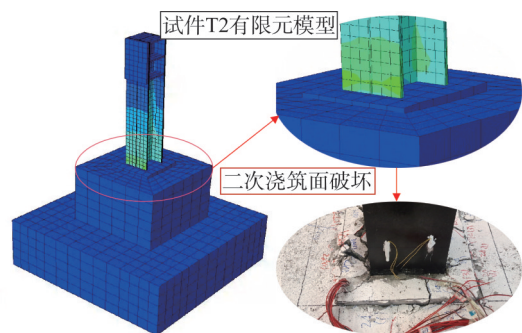


图25 试件T2有限元模型的破坏模式

Fig. 25 Failure mode in finite element model of specimen T2

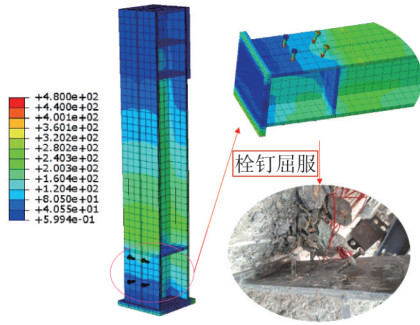


图 26 试件 T2 有限元模型应力云图(单位:MPa)

Fig. 26 Stress contour in finite element model of specimen T2 (unit:MPa)

随着埋深的增加,钢柱脚应力逐渐减小,最大应力为 237.5 MPa,低于屈服应力 300.0 MPa,故钢柱脚未发生屈服破坏。

试件 T2 的有限元模型破坏模式与试件 T1 的有限元模型破坏模式一致,同为二次浇筑面破坏,钢柱脚未发生屈服破坏。栓钉根部达到极限抗拉强度 480.0 MPa,发生屈服破坏,与试验现象一致。

3.5 滞回曲线和骨架曲线

试件 T1 和 T2 的试验与有限元模拟滞回曲线对比如图 27 和图 28 所示,骨架曲线试验与有限元结果对比如图 29 和图 30 所示。由图可知有限元分析与试验结果吻合较好。试验结果和有限元模拟结果的关键性能数据对比如表 8 所示。试验和有限元模拟的初始刚度 K_1 、延性 μ 、极限承载力 V 以及等效黏滞阻尼系数 h_{eq} 误差均在 10% 以内,验证了有限元结果的准确性。

3.6 有限元参数分析

由上一节可知,两个试件有限元模拟的滞回曲线和骨架曲线均和试验结果较为吻合,即有限元模型能较好地模拟插入式柱脚的力学性能。

为了研究栓钉对柱脚抗震性能的影响以及埋深比对柱脚极限承载力的影响,本文以栓钉数量和布置方式以及埋深比为参数进行有限元参数分析,如下表所示。

表 8 试验结果和有限元模拟结果的关键性能对比

Table 8 Key performance comparison between test and finite element simulation results

	试件 T1 试验值	试件 T1 有限元值	有限元值/ 试验值	试件 T2 试验值	试件 T2 有限元值	有限元值/ 试验值
初始刚度 $K_1/(\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1})$	13.04	13.34	1.02	15.94	15.01	0.94
延性 μ	3.85	3.75	0.97	3.99	4.05	1.02
极限承载力 V/kN	174.58	167.41	0.96	165.77	162.52	0.98
等效黏滞阻尼系数 h_{eq}	0.14	0.15	1.07	0.24	0.25	1.04

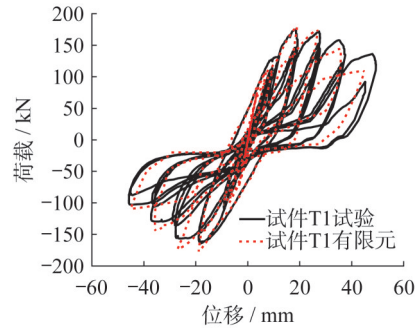


图 27 试件 T1 试验与有限元模拟滞回曲线对比

Fig. 27 Comparison of hysteresis curves between test and finite element simulation results of specimen T1

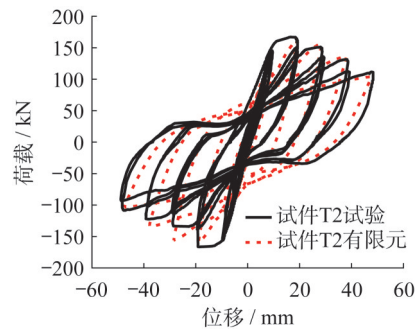


图 28 试件 T2 试验与有限元模拟滞回曲线对比

Fig. 28 Comparison of hysteresis curves between test and finite element simulation results of specimen T2

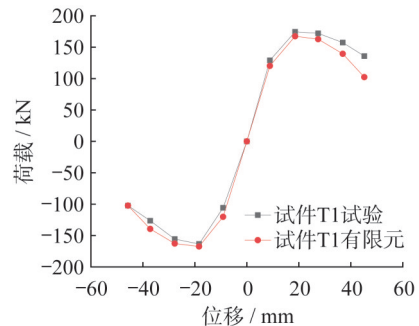


图 29 试件 T1 试验与有限元模拟骨架曲线对比

Fig. 29 Comparison of skeleton curves between test and finite element simulation results of specimen T1

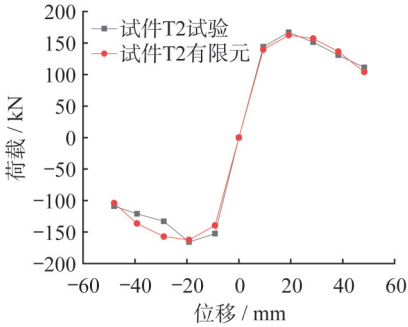


图30 试件T2试验与有限元模拟骨架曲线对比
Fig. 30 Comparison of skeleton curves between test and finite element simulation results of specimen T2

表9 有限元参数分析

Table 9 Finite element parametric analysis

模型 编号	栓钉数量/ 个	栓钉分布/ 行×列	埋深/ mm	翼缘宽度/ mm	埋深比
H1	4	2×2	300	200	1.50
H2	6	2×3	300	200	1.50
H3	6	3×2	300	200	1.50
H4	9	3×3	300	200	1.50
H5	12	4×3	300	200	1.50
D1	—	—	200	200	1.00
D2	—	—	250	200	1.25
D3	—	—	300	200	1.50
D4	—	—	350	200	1.75
D5	—	—	400	200	2.00
D6	—	—	200	150	1.33
D7	—	—	250	150	1.67
D8	—	—	300	150	2.00
D9	—	—	350	150	2.33
D10	—	—	400	150	2.67

3.6.1 栓钉数量和布置方式分析

栓钉参数分析的应力云图和骨架曲线如图31和图32所示。从应力云图上看,每个模型的栓钉都发生了不同程度的变形,且越靠近上侧栓钉的变形越大,而下侧栓钉变形较小。以试件T1有限元模型为参照,可以发现栓钉数量的增加对承载力几乎没有影响。模型H1~H5的初始刚度 K_1 分别提升了12.4%、14.3%、18.2%、19.9%和21.3%;等效黏滞阻尼系数 h_{eq} 分别提升了82.6%、98.4%、117.7%、128.5%和135.9%。由此可见,栓钉可以通过嵌入混凝土,增强柱脚和混凝土的连接,从而增大初始刚度。另一方面,栓钉可以通过自身的塑性变形,有效地增加柱脚的耗能能力,栓钉的数量越多效果越好。

模型H2和H3的栓钉数量相同,但模型H3的抗震性能优于模型H2的抗震性能,表明栓钉宜优先布置于柱脚上部。

3.6.2 埋深比分析

埋深比参数分析的应力云图和骨架曲线如图31和图32所示。从应力云图上看,钢柱脚应力主要集中在和混凝土交界处的翼缘上。其中模型D1、D2、D3、D4、D6和D7的最大应力小于其屈服强度,柱翼缘未发生屈曲破坏,破坏模式为二次浇筑面破坏。而模型D5、D8、D9和D10的柱翼缘均发生了屈曲破坏,且埋深比越大,屈曲程度越大。以模型D1为参照,随着埋深比增大,模型D2~D5的承载力分别提升了28.3%、55.5%、79.2%和96.3%。以模型D6为参照,随着埋深比增大,模型D7~D10的承载力分别提升了38.1%、67.4%、88.1%和107.3%。由此可见,埋深比的增大可以显著提升柱脚的承载力。当埋深比大于2.0时,柱翼缘开始发生屈曲破坏,承载力提升速率放缓。

4 插入式柱脚极限承载力计算

在工程实际中,插入式柱脚多应用在工业厂房和桥梁的建设中,但目前对插入式柱脚的极限承载力计算并没有统一的标准,各国规范也缺乏相关规定,这制约着插入式柱脚的进一步应用与推广。

本文根据试验与有限元结果,对插入式柱脚的力学模型进行简化,提出承载力计算模型。并通过对试验和有限元的极限荷载数值进行非线性回归最终提出了二次浇筑面破坏模式下插入式柱脚的极限承载力计算公式。

4.1 计算模型

整个试件主要分为三个部分,钢柱脚、二次浇筑混凝土和杯口基础混凝土。由于钢柱脚和二次浇筑混凝土二者整体性较好,可以当做一个整体,故取二次浇筑混凝土为研究对象,其有限元应力云图如图33所示。在水平力 V 和弯矩 M 的作用下,杯口基础与二次浇筑混凝土交界面形成两个受力区A1和A2。受力区上的力可以近似分解为水平方向的压力 N 和竖直方向的摩擦力 f ,两侧压力可简化成 N_1 和 N_2 ,对应区域的摩擦力为 f_1 和 f_2 ,如图34所示。

4.2 极限承载力计算

根据试验和有限元结果可知,当试件达到极限荷载时,二次浇筑面会产生“隆起”现象,即二次浇筑混凝土与杯口基础混凝土发生相对滑移,这一状态定义为极限状态。

根据力平衡可得式(6):

$$V = N_1 - N_2 \tag{6}$$

根据弯矩平衡可得式(7):

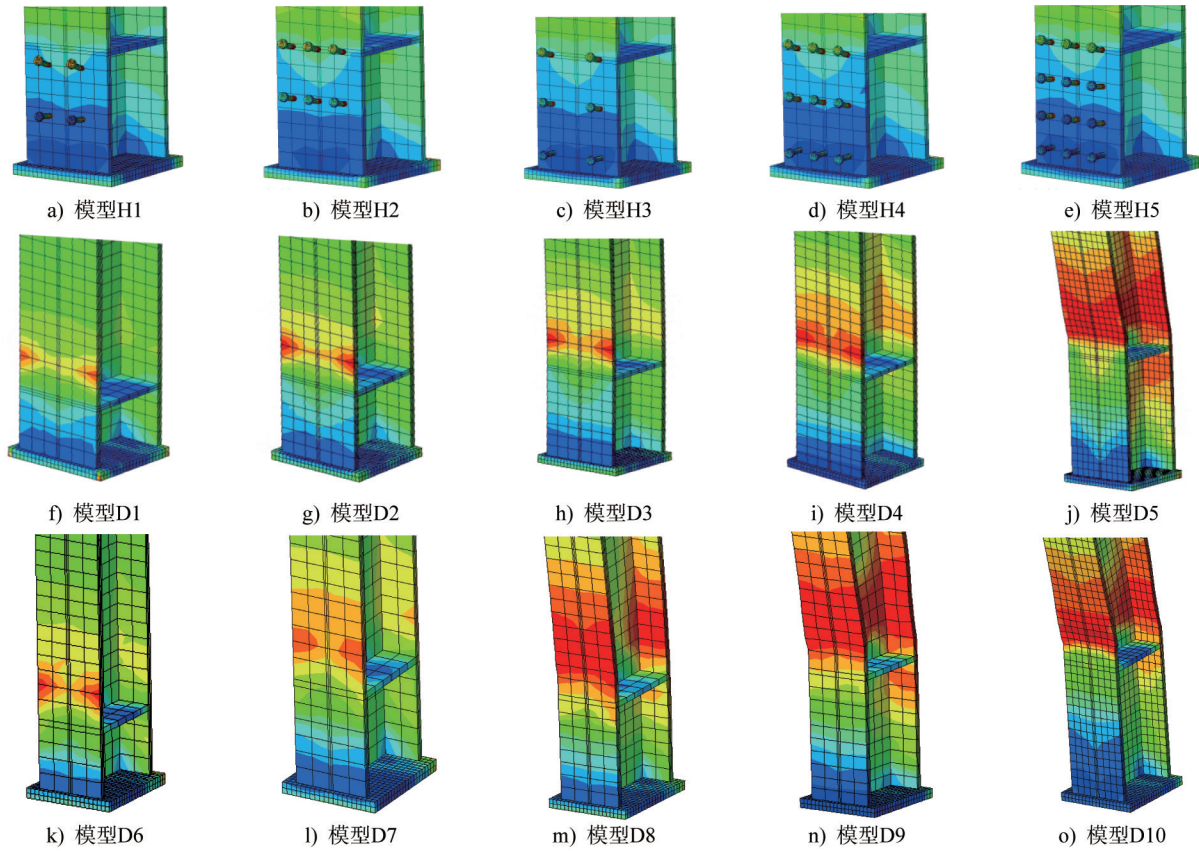


图 31 参数分析应力云图

Fig. 31 Stress contours of parametric analysis

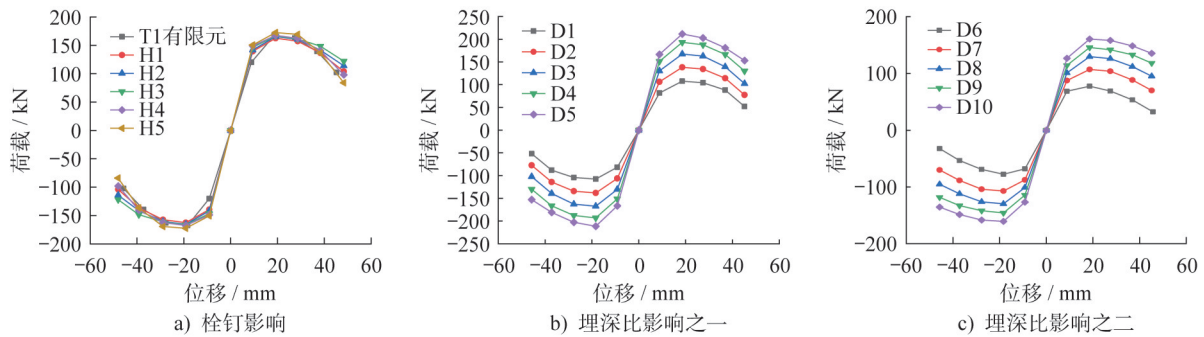


图 32 参数分析骨架曲线

Fig. 32 Skeleton curves of parametric analysis

$$M = VH = -\frac{N_1 x}{2} + \frac{f_1 D}{2} + \frac{N_2 (L - x)}{2} + \frac{f_2 D}{2} \quad (7)$$

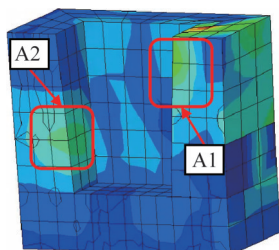


图 33 杯口基础混凝土应力图

Fig. 33 Stress contour of cup-shaped foundation concrete

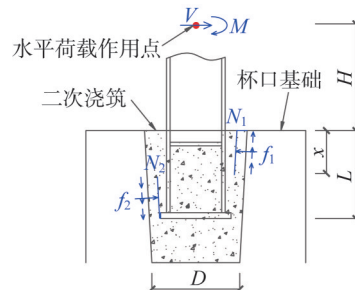


图 34 承载力计算模型

Fig. 34 Bearing capacity calculation model

式中: H 是荷载作用点至二次浇筑面的高度; x 为 N_1 作用长度; $(L-x)$ 为 N_2 作用长度; L 为钢柱脚埋深; D 为二次浇筑混凝土宽度。

压力 N_1 和 N_2 作用于受力区A1和A2的混凝土上,其极限值取决于混凝土的抗压强度 f_c 和受力区面积,则压力 N_1 和 N_2 可由式(8)、(9)求得:

$$N_1 = \beta f_c Bx \tag{8}$$

$$N_2 = \beta f_c B(L - x) \tag{9}$$

极限状态下,摩擦力 f 等于压力 N 产生的最大静摩擦力,故摩擦力 f_1 和 f_2 由式(10)、(11)求得。

$$f_1 = \mu \beta f_c Bx \tag{10}$$

$$f_2 = \mu \beta f_c B(L - x) \tag{11}$$

式中: μ 为摩擦系数,根据美国规范ACI 308-05, μ 取0.6; β 为混凝土不均匀系数; f_c 为混凝土抗压强度; B 为钢柱脚翼缘宽度。

联立上述公式,可得插入式柱脚的极限承载力 V ,如式(12)所示:

$$V = \beta f_c B (\sqrt{4H^2 + 4HL + 2L^2 + 2\mu DL} - 2H - L) \tag{12}$$

对上文的试验和有限元结果进行非线性回归分析,可推导出系数 $\beta=0.59$ 。因此,提出二次浇筑面破坏模式下,插入式柱脚极限承载力公式为:

$$V = 0.59 f_c B (\sqrt{4H^2 + 4HL + 2L^2 + 2\mu DL} - 2H - L) \tag{13}$$

表10为试验结果和有限元结果与公式计算结果进行比较。结果表明,试验值和有限元结果与公式计算值的比值范围为0.955~1.094,误差百分比低于10%,即试验值和有限元结果与公式计算值较为吻合。因此,式(13)可用于预测二次浇筑面破坏模式下插入式柱脚的极限承载力。

表10 试验结果和有限元结果分别与公式计算结果对比

Table 10 Comparison between test result, finite element results and formula calculated results

模型或试验 试件编号	有限元值或试验值 $V_{FE,T}/\text{kN}$	公式计算值 V_{eq}/kN	$V_{FE,T}/V_{eq}$
D1	107.66	98.44	1.094
D2	138.13	130.51	1.058
D3	167.41	165.05	1.014
D4	192.94	201.90	0.955
D6	77.47	73.80	1.050
D7	106.99	97.90	1.093
T1	174.58	165.05	1.058

5 结论

本文设计了两个预制杯口基础的插入式H型钢柱脚试件,通过低周反复加载试验和数值模拟对其破坏模式和抗震性能开展分析,并提出插入式柱脚的极限承载力计算公式。得出的结论如下:

(1) 两个插入式柱脚均发生混凝土二次浇筑面破坏,二次浇筑混凝土被“拔出”,钢柱脚与二次浇筑混凝土整体性较好;设置栓钉可进一步提升二者的整体性,钢柱脚全程未发生屈曲破坏。

(2) 两个试件的延性系数 μ 在3.73~4.02之间,满足规范要求;极限荷载分别为174.58 kN和166.30 kN,初始刚度分别为13.04 kN·mm⁻¹和15.94 kN·mm⁻¹,栓钉对极限承载力影响较小,但可提高初始刚度。试件T2的强度退化和能量耗散均优于试件T1的强度退化和能量耗散,说明栓钉可延缓柱脚的强度退化,有效提高柱脚的耗能能力。

(3) 栓钉通过自身塑性变形提升柱脚的耗能能力,且栓钉数量越多、布置位置越靠近上部,柱脚的耗能能力越高。柱脚极限承载力随埋深比增大而提高,埋深比达2.0时破坏模式由二次浇筑面破坏转为钢柱翼缘屈曲破坏。因此,对于插入式柱脚,建议遵循上密下疏的原则布置栓钉以增强其耗能能力。同时为避免发生二次浇筑面破坏,建议埋深比不得小于2.0。

(4) 根据试验和有限元结果,简化了插入式柱脚极限承载力的计算模型,并通过对试验和有限元的承载力值进行非线性回归,最终提出了二次浇筑面破坏模式下插入式柱脚的极限承载力计算公式,且公式计算值与试验结果和有限元结果误差在10%以内,可为插入式柱脚极限承载力预测提供参考。

参考文献:

[1] 葛继平, 赖路奇, 王志刚. 改进承插式连接桥墩与承台的承插深度分析[J]. 中外公路, 2023, 43(2): 74-79. DOI: 10.14048/j.issn.1671-2579.2023.02.013.
GE Jiping, LAI Luqi, WANG Zhigang. Analysis of socket depth between bridge pier and cap with improved socket connection[J]. Journal of China & Foreign Highway, 2023, 43(2): 74-79. DOI: 10.14048/j.issn.1671-2579.2023.02.013. (in Chinese)
[2] 何岸, 郑敦聪, 蔡健, 等. 预制混凝土柱-基础承插式连接构件抗震性能研究[J]. 建筑结构学报, 2023, 44(12): 110-121. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2022.0571.
HE An, ZHENG Duncong, CAI Jian, et al. Seismic performance of socket connection between precast concrete column and foundation[J]. Journal of Building Structures, 2023, 44(12): 110-121. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2022.0571. (in Chinese)

- [3] HARALDSSON O S, JANES T M, EBERHARD M O, et al. Seismic resistance of socket connection between footing and precast column[J]. Journal of Bridge Engineering, 2013, 18(9): 910-919. DOI: 10.1061/(ASCE) BE. 1943-5592. 0000413.
- [4] PERTOLD J, XIAO R Y, WALD F. Embedded steel column bases: I. Experiments and numerical simulation[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2000, 56(3): 253-270. DOI:10.1016/S0143-974X(99)00105-4.
- [5] 马付彪, 郭冰冰. 工业厂房双肢格构柱插入式柱脚设计方法研究[J]. 工程建设与设计, 2013(6): 43-46. DOI:10.3969/j.issn.1007-9467.2013.06.011.
MA Fubiao, GUO Bingbing. Research on design method of inserted type latticed column base[J]. Construction & Design for Project, 2013(6): 43-46. DOI:10.3969/j.issn.1007-9467. 2013.06.011.(in Chinese)
- [6] 但泽义, 弋晓锋. 工业建(构)筑物插入式钢柱脚抗震设计[C]//中国钢结构协会结构稳定与疲劳分会2006年学术交流会论文集. 北京:《工业建筑》杂志社, 2006.
DAN Zeyi, YI Xiaofeng. Seismic design of inserted steel column bases for industrial buildings (structures) [C]// Proceeding of the 2006 Academic Exchange Conference of the Structural Stability and Fatigue Branch, China Steel Construction Society. Beijing: Industrial Construction Magazine Agency, 2006. (in Chinese)
- [7] 石城林. 新建武汉火车站钢结构柱插入式柱脚节点的计算分析[J]. 铁道勘察, 2010, 36(2): 110-112. DOI:10.19630/j.cnki.tdkc.2010.02.034.
SHI Chenglin. Analysis on calculation of plug-in nodal points in steel structure column at newly built Wuhan railway station [J]. Railway Investigation and Surveying, 2010, 36(2): 110-112. DOI:10.19630/j.cnki.tdkc.2010.02.034. (in Chinese)
- [8] 穆建伟. 煤气化框架结构插入式柱脚转换节点抗震性能研究[D]. 天津: 天津大学, 2017.
MU Jianwei. Seismic behavior study on the embedded steel-concrete connections in gasification frame [D]. Tianjin: Tianjin University, 2017. (in Chinese)
- [9] GB 50017—2017 钢结构设计标准[S].
GB 50017—2017 Standard for design of steel structures [S]. (in Chinese)
- [10] JGJ/T 101—2015 建筑抗震试验规程[S].
JGJ/T 101—2015 Specification for seismic test of buildings [S]. (in Chinese)
- [11] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S].
GB 50011—2010 Code for seismic design of buildings [S]. (in Chinese)
- [12] 侯和涛, 叶海登, 马天翔, 等. 叠合整体式混凝土剪力墙轴心受压性能研究[J]. 建筑结构学报, 2016, 37(3): 76-85. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2016.03.010.
HOU Hetao, YE Haideng, MA Tianxiang, et al. Study of integral composite reinforced concrete shear wall subjected to axial loading[J]. Journal of Building Structures, 2016, 37(3): 76-85. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2016.03.010.(in Chinese)
- [13] 王颖, 易坤. 钢管混凝土结构及钢结构单层单跨框架力学性能分析[J]. 沈阳工业大学学报, 2018, 40(1): 115-120. DOI:10.7688/j.issn.1000-1646.2018.01.21.
WANG Ying, YI Kun. Analysis on mechanical properties of concrete filled steel tube and steel structures with single story and single span frame[J]. Journal of Shenyang University of Technology, 2018, 40(1): 115-120. DOI: 10.7688/j.issn. 1000-1646.2018.01.21.(in Chinese)