

预应力混凝土空心方桩承台节点抗震性能试验研究

倪国泉¹, 杨军^{1,2}, 潘鹏^{1,2}, 宋二祥^{1,2}

(1. 清华大学土木工程系, 北京 100084; 2. 清华大学土木工程安全与耐久教育部重点实验室, 北京 100084)

摘要:对预应力混凝土空心方桩—承台节点进行了6组足尺试件的拟静力试验,分别讨论轴压力、桩身配筋量、桩头嵌固深度和加载方向等4个因素对节点抗震性能的影响。研究表明:对于HKFZ400(210)桩型,在1700 kN及以上的轴压作用下,主要的破坏模式为近节点区桩身压弯破坏,破坏性质均为小偏心破坏;轴向荷载使得预应力混凝土空心方桩承台节点极限抗弯承载力增强,却削弱其变形能力,在1700 kN轴压作用下节点表现出了较好的变形能力;对角线加载方向是构件的静力弱方向,其极限承载力略低于正截面加载,但却有更大的变形能力;在50 mm嵌固深度条件下,节点区没有发生锚固失效,反而表现出了更大的变形能力,但在破坏状态下的等效粘滞阻尼系数有所降低。

关键词:空心方桩;节点抗震;拟静力试验;预应力;预制桩

中图分类号: TU473.1 **文献标志码:** A **文章编号:** 1000-0844(2013)02-0246-06

DOI:10.3969/j.issn.1000-0844.2013.02.0246

Quasi-static Tests of Pile-cap Connections for the Prestressed Spun Concrete Square Piles

NI Guo-quan¹, YANG Jun^{1,2}, PAN Peng^{1,2}, SONG Er-xiang^{1,2}

(1. Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China;

2. Key Laboratory of Civil Engineering Safety and Durability of China Education Ministry, Beijing 100084, China)

Abstract: Quasi-static tests of six full-scale prestressed spun concrete square piles-cap connections were conducted to investigate the influence of 4 parameters on the seismic behavior of the connection. The results and findings indicate: ① With axial load larger than 1700 kN, failures governed by concrete compression take place in the connected part of the piles due to small eccentricity. ② Axial load increases the loading capacity for the connection but on the other hand decreases its deformation capacity. The connection shows considerable deformation capacity under axial load of 1700 kN. ③ Connection under diagonal loading condition is statically weaker, while showing better deformation capacity. ④ With a 50 mm dowel depth into the cap, the connection functions well and is capable of larger deformation. But the corresponding equivalent viscous damping coefficient is lower at failure.

Key words: Spun concrete square pile; Pile-cap connection; Quasi-static tests; Prestressed; Pre-cast pile

0 引言

装载运输便捷、承载性能优良、经济效益高等优

预应力混凝土空心方桩具有生产施工易管理、

收稿日期:2013-03-20

基金项目:国家自然科学基金项目(50908123);清华大学自主科研计划(2010THZ0)

作者简介:倪国泉(1990-),男,浙江杭州人,硕士研究生,从事桩基抗震研究工作(Email:bono5137@163.com).

通讯作者:杨军(1974-),男,四川邻水人,副研究员,博士,从事地下工程研究(Email:junyang@tsinghua.edu.cn).

势^[1],拥有广阔的工程推广前景。目前国内对于该桩型的研究大多只停留在静力承载范围^[2-3],而对其抗震性能的研究资料较为缺乏,因而现行规范对其工程应用作了较为保守和严格的限值,规定不宜在高抗震设防烈度地区中使用^[4-5]。为了研究预应力混凝土空心方桩的抗震性能及其适用条件,需要对该桩型在地震作用下的力学性能进行研究。而在地震中,桩头承台节点处往往受力和变形最大,震害调查也表明此处最易受损。因此本文重点关注此节点抗震性能。本研究参考国外学者对于八角形实心或空心预应力混凝土桩的研究工作^[6-7]设计试验,包括 6 个足尺预应力混凝土空心方桩与承台连接节点的拟静力试验,详细研究此类节点的破坏形式及抗震性能,为该桩型在工程中的应用及桩身和节点抗震性能改进提供试验依据,对预应力混凝土管桩也有参考价值。

1 试验设计

1.1 试件设计

试件均为同一尺寸外方内圆桩,截面边长 400 mm,内直径 210 mm,截面内部在配置 8 根高强 PC 钢棒为桩身纵筋,如图 1。其中,A 型桩纵筋直径为 9 mm;AB 型桩为 10.7 mm。桩身混凝土为天津中技生产基地所用混凝土,同一批次混凝土标号 C60,预留试块 7 天;150 mm×150 mm×150 mm 立方体

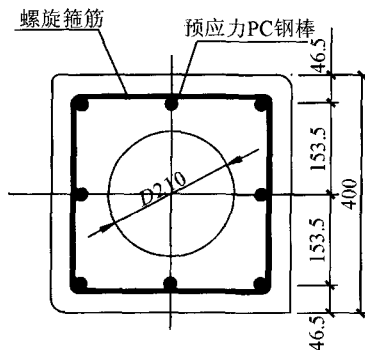


图 1 桩身截面示意图

Fig. 1 Cross section of the pile.

抗压强度平均值为 64.8 MPa。考虑到该预制桩的离心生产工艺,其实际桩身混凝土强度分布应和预留试块有所区别。后续对桩身混凝土钻芯取样结果表明,桩身外围混凝土较内部更为密实,强度应高于平均值,而内部则较为松散。这对于桩身纯弯和压弯作用下的极限承载力来说是有利的。桩身预应力钢棒抗拉强度平均值为 1 478 MPa,钢棒断后伸长率平均值为 7.83%。

在地震荷载下,桩承台连接节点主要将上部水平地震荷载传递到桩身,受弯剪作用。这里通过在桩身近承台反弯点处施加往复力来模拟其受力状态。通过对若干不同土层条件中该桩在水平荷载作用下桩身弯矩分布的数值模拟,得到反弯点分布范围,结合实验室设备参数截取桩身长度均为 1.96 m。本试验荷载为单向往复加载水平力,故承台简化为一梁式承台,预制桩身脱模养护成型后,连接于桩端。连接处构造按照 08SG360《预应力混凝土空心方桩》^[5]规范图集中不截桩承台节点构造要求,用四根 $\Phi 20$ 螺纹钢锚固,填芯部分用 C40 微膨混凝土填充,并布置钢筋笼(图 2)。

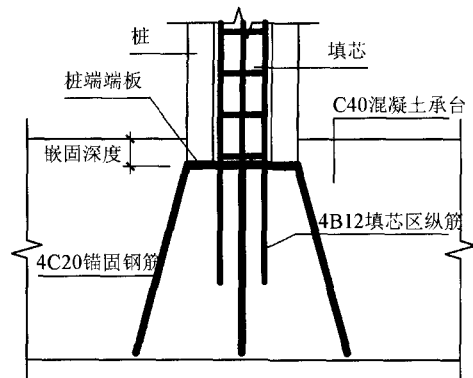


图 2 连接节点构造

Fig. 2 Details of pile-cap connection.

表 1 试件一览表

Table 1 Summary of specimen information

试件编号	桩型号	轴向荷载/kN	嵌固深度/mm	备注
HKFZ1	HKFZ400(210)AB	2 280	100	标准试件
HKFZ 2	HKFZ400(210)AB	2 850	100	轴压水平二
HKFZ 3	HKFZ400(210)AB	1 680	100	轴压水平三
HKFZ 4	HKFZ400(210)AB	2 280	100	对角线加载
HKFZ 5	HKFZ400(210)AB	2 280	50	减小嵌固深度
HKFZ 6	HKFZ400(210)A	2 280	100	减小桩身纵筋截面

本试验共加工了 6 个试件,进行 4 组节点低周反复加载试验,试件规格见表 1。其中,HKFZ1 为标准试件;HKFZ2 和 HKFZ3 为第一组对比试件,研究轴压对抗震性能的影响,轴压分别选取该桩型在某地质条件下极限承载力^[3]的 0.5,0.65 和 0.8 倍;HKFZ4 为第二组对比试件,研究加载方向的影响;HKFZ5 为第三组对比试件,研究嵌固深度的影响;HKFZ6 为第四组对比试件,研究桩身纵筋的影响。

1.2 试验加载设备

试验加载设备如图 3 所示。为便于水平力施加,本试验中试件倒置加载,水平加载高度为离承台

1.64 m处,水平荷载由水平液压千斤顶施加,轴向液压千斤顶提供竖向压力,顶部摩擦系数经标定小于百分之一。试件底部地梁用压梁和水平千斤顶约束在地面上。

试验中通过千斤顶上的力传感器得到轴力和水平力,在桩侧布置位移计读取位移。

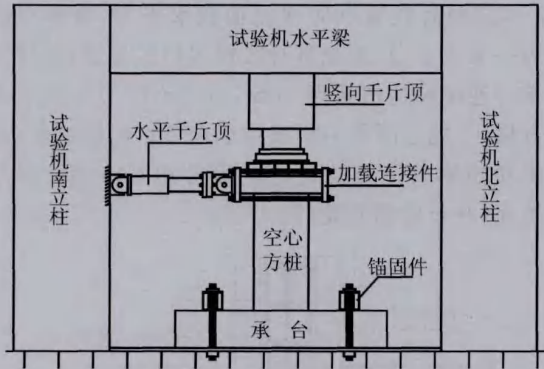


图3 试验加载设备示意图

Fig.3 Schematic view of test setup.

1.3 加载制度及量测内容

试验加载制度参照《建筑抗震试验方法规程》(JGJ101-96)^[8],采用力与位移混合加载。在构件屈服前按力控制加载,每级荷载增量50 kN。进入屈服后采用位移控制,位移加载幅值按屈服位移的整数倍递增。力控制阶段每级循环1次,位移控制阶段每级循环2次。水平承载力下降为峰值荷载85%以下或轴力难以继续施加时认为破坏。

2 试验结果分析

2.1 宏观破坏分析

试件典型破坏形态如图4(a)所示。主要有以下特点:

(1) HKFZ1、HKFZ2、HKFZ3、HKFZ4屈服位移均发生在1.8~2.4 mm之间, HKFZ5和HKFZ6则要略大,接近3 mm。各试件加载特征点如表2。

表2 试验加载特征点

Table 2 Summary of characteristic values

试件号	$M_p/kN \cdot m$	$M_u/kN \cdot m$	$\Delta u/mm$
1	301	566.0	18.84
2	369	626.9	13.27
3	240	495.6	24.27
4	298	523.5	25.79
5	334	485.6	27.90
6	300	517.1	23.87

(2) 由于预应力的存在,加载过程中各试件开裂均发生在屈服之后,开裂模式均为先横向裂缝后

竖向裂缝。

(3) 整体破坏形态为桩身近节点区塑性铰破坏,各试件在现有受力环境下均没有发生锚固钢筋被拔出,后浇连接处分离的破坏形式。HKFZ5嵌固深度为50 mm,同样发生了桩身压弯破坏。

(4) 试件为小偏心受压,其最终破坏形式为侧向高强混凝土压裂,破坏区域最终发展高度为两倍桩径左右,较非预应力钢混竖向构件要高。但由于预应力的存在,试件屈服由受拉侧钢筋屈服引起。

(5) 破坏阶段,试件截面损伤,轴向承载力骤减,破坏时均出现了螺旋箍崩断,纵筋压曲外鼓,轴向荷载无法维持,破坏局部如图4(b)所示。



图4 试件典型破坏模式

Fig.4 Typical failure patterns.

破坏阶段构件轴向承载力的减小使得节点区截面抗弯承载力降低,因而构件水平回复力也出现了骤降。试件最终破坏由单侧混凝土压碎引起,最终破坏阶段受拉侧钢筋应变增量不大,整体构件变形没有较大变化。

2.2 滞回曲线分析

滞回曲线是在低周往复荷载作用下,构件恢复力和变形之间的关系,能综合反映往复荷载作用下构件的特征参数、性能变化和耗能能力。试验中记录两类滞回曲线,第一类为荷载一位移滞回曲线,记录往复荷载作用下顶部反力和位移之间关系如图5;第二类为弯矩一位移角滞回曲线,记录节点处所受弯矩和节点变形之间的关系,如图6。其中弯矩一位移角滞回曲线考虑轴压作用下的二阶效应,较第一类滞回曲线更满足连接部位抗震性能分析需要。

由图6可知:

(1) 进入位移控制加载阶段后,受压侧桩身纵筋已进入屈服阶段,加载时节点刚度不断退化,受压侧纵向裂缝的发展更加剧了这一情况。

(2) 位移控制加载端卸载刚度也同样小于弹性

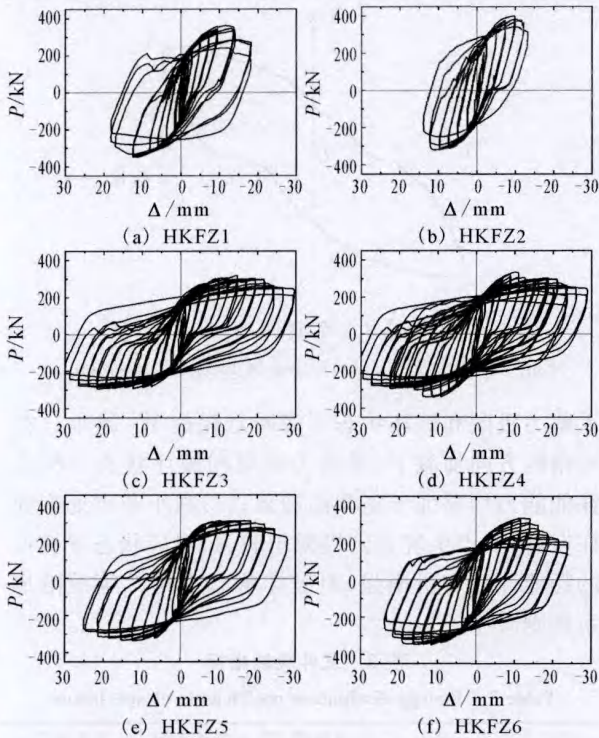


图 5 荷载—位移滞回曲线

Fig. 5 Hysteretic curves of load and deformation.

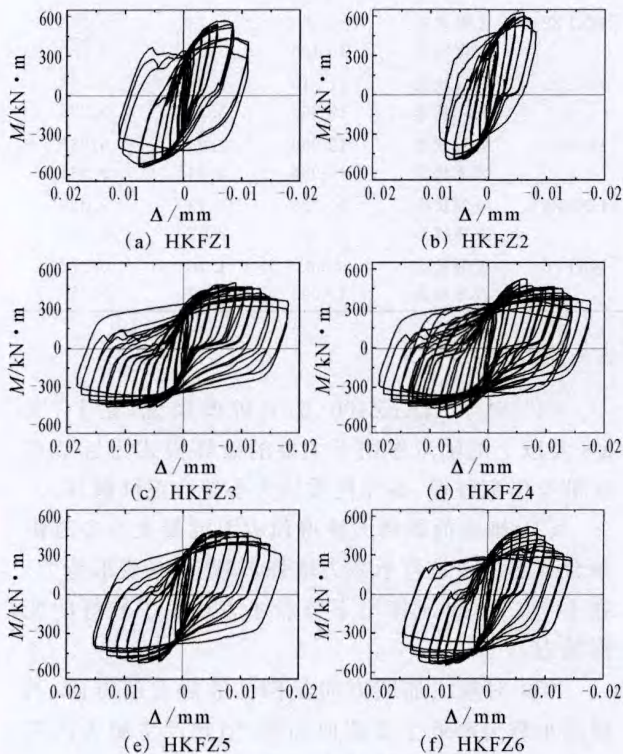


图 6 弯矩—位移角滞回曲线

Fig. 6 Hysteretic curves of bending moment and drifting angle.

阶段,但其减小幅度叫加载刚度要小。

(3) 各试件的滞回曲线均存在一定的捏缩现象,但这一现象主要集中屈服阶段附近,在加载后期有所缓解。

(4) 在第一组对比中,高轴压 HKFZ2 滞回环成“弓形”,其耗能性能不如 HKFZ1,而 HKFZ3 单圈滞回面积则要大于 HKFZ1。第二、三、四组对比中, HKFZ4、HKFZ5、HKFZ6 滞回环均较 HKFZ1 要饱满,整体耗能能力优于标准试件。

2.3 骨架曲线分析

取弯矩—位移角滞回曲线各级循环加载峰值绘制成骨架曲线,如图 7。由骨架曲线可知:

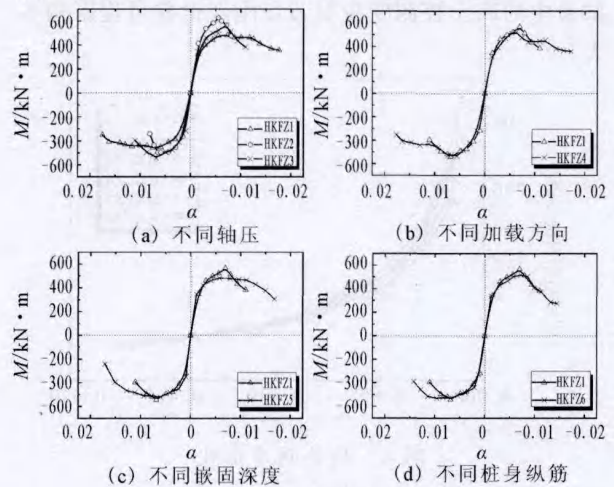


图 7 骨架曲线对比分析

Fig. 7 Comparison of envelope curves.

(1) 轴压越大,节点弯矩峰值越大,但峰值对应的变形越小,越早进入承载力下降阶段,而且变形能力越小,加载极限位移也小。而轴压小的构件则有较大变形能力,但弯矩峰值要小得多。本试验中, HKFZ2 峰值弯矩较 HKFZ1 增加了 11.6%,但其极限加载幅值(顶部位移)则减小了 29.56%, HKFZ3 峰值弯矩降低了 12.13%,但其极限位移则增加了 29.88%,而且弯矩下降段非常平缓。

(2) 对角线加载情况下,节点弯矩峰值要比正向加载小 7.45%,从静力加载角度来说是不利的,但其变形能力有所增加,极限位移增加了 36.89%。

(3) 嵌固深度较小的构件 5 节点抗弯承载力极限较 HKFZ1 减小 17.33%,但其极限位移增加了 51%,而且承载力下降过程中出现了较长的平滑段,变形能力加强较多。

(4) 将桩身 PC 钢棒直径从 10.7 mm 减小至 9 mm 后,节点弯矩极限承载力减小了 8.65%,而极

限位移则增加了 26.69%。

2.4 刚度退化

文献[8]建议用割线刚度 K_i 的衰减来评估构件的刚度退化,各级荷载下的割线刚度按下式计算:

$$K_i = \frac{|+F_i| + |-F_i|}{|+X_i| + |-X_i|} \quad (1)$$

其中, $+F_i$ 和 $-F_i$ 分别为第 i 级加载循环的峰值荷载,对应为本试验中的节点弯矩; $+X_i$ 和 $-X_i$ 则为对应的峰值荷载时变形,对应为本试验中的位移角。各试件刚度退化情况如图 8 所示。由图可知,各试件初始加载刚度略有差异,但随着加载进行,变形增大,割线刚度逐步接近,且整体规律趋于一致,因此试验中的四个控制变量对节点刚度退化过程影响不大。

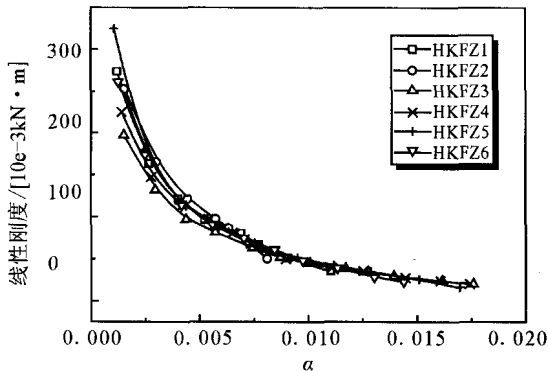


图 8 构件刚度退化

Fig. 8 Stiffness degradation.

2.5 能耗分析

构件的耗能能力可通过计算单圈滞回环所包围面积来评估,这里分别采用等效粘滞阻尼系数 ξ_e [9] 和文献[8]中建议的能量耗散系数 E 来分析试件的耗能能力。对于如图 9 所示的单圈滞回环,等效粘滞阻尼系数 ξ_e 和能量耗散系数 E 可通过下式计算:

$$E = \frac{S_{ABC} + S_{DCB}}{S_{AOF} + S_{DOE}} \quad (2)$$

$$\xi_e = \frac{1}{2\pi} \frac{S_{ABC} + S_{DCB}}{S_{AOF} + S_{DOE}} = \frac{E}{2\pi}$$

分别对极限弯矩和极限位移角所在滞回环进行耗能分析,见表 3。其中,滞回环截取和总能耗 W_i 的计算均从控制位移为零开始,经过一个完整的加载循环结束。认为试验中轴向承载力降低超过设计值 5% 时构件达到极限位移,对应耗能评估选取其上一加载循环。

由表可知:(1)各试件极限状态下等效粘滞阻尼系数在 0.255~0.357 之间,破坏状态下的等效粘滞阻尼系数在 0.401~0.559 之间;(2)轴压越大,对应

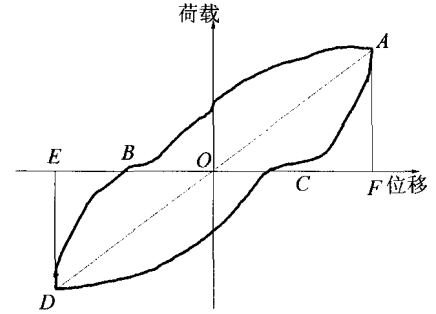


图 9 示意滞回环

Fig. 9 Hysteretic curve ring of load-displacement.

承载力极限和破坏状态下滞回总耗能 W_i 越小;(3)对角线方向加载下,承载力极限和破坏状态下构件耗能能力均要强于正截面加载;(4)减小节点处嵌固深度后,节点更晚达到极限承载力,对应状态下构件的耗能性能有所增强,但破坏状态下构件等效阻尼系数则减小了。

表 3 试件耗能指标

Table 3 Energy dissipation coefficients of specimens

试件编号	滞回状态	总耗能 W_i / kN · m	能量耗散系数 E	等效粘滞阻尼系数 ξ_e
HKFZ1	极限状态	7 294	1.60	0.255
	破坏状态	12 967	2.79	0.444
HKFZ2	极限状态	-5 677	1.73	0.275
	破坏状态	10 126	3.02	0.480
HKFZ3	极限状态	11 616	2.22	0.353
	破坏状态	19 860	3.33	0.529
HKFZ4	极限状态	12 356	2.24	0.357
	破坏状态	19 936	3.34	0.531
HKFZ5	极限状态	10 738	2.13	0.339
	破坏状态	16 027	2.52	0.401
HKFZ6	极限状态	7 583	1.70	0.270
	破坏状态	15 092	3.51	0.559

3 结论

(1) 对于 HKFZ400(210) 桩型来说,在 1 700 kN 及以上的轴压作用下主要的破坏模式为近节点区桩身压弯破坏,破坏性质均为小偏心脆性破坏。

(2) 轴向荷载增大使得预应力混凝土空心方桩承台节点极限抗弯承载力增强,却削弱其变形能力。在 1 700 kN 轴压作用下节点才表现出了较好的变形能力。

(3) 对角线加载方向是构件的静力弱方向,其极限承载力略低于正截面加载,但却产生更大的变形能力,利于抗震。

(4) 在 50 mm 嵌固深度条件下,节点区没有发生锚固失效,反而表现出了更大的变形能力,但在破坏状态下的等效粘滞阻尼系数有所降低。

(5) 将桩身 PC 钢棒直径减小后,节点静力性能有所降低,但变形能力增强。实际工程应用中可以考虑将部分预应力 PC 钢棒替换为强度较低但延性更好的非预应力筋。

(6) 预应力混凝土空心方桩节点滞回性能受轴向荷载影响最大,在 30 00 kN 轴压作用下节点变形能力显著降低。工程中考虑抗震要求需要设置更大的安全系数。

致谢:上海中技桩业股份有限公司张厚祥、杨未丽和梁军起对本项试验工作亦有贡献。

[参考文献]

- [1] 苑辉. 谈预应力混凝土空心方桩较管桩性能的优越性[J]. 山西建筑, 2010, 22(30): 101.
YUAN Hui. On advantages of prestressed concrete hollow square pile over pipe pile's performance[J]. Shanxi Architecture, 2010, 22(30): 101.
- [2] 刘芙蓉, 贾燎, 李彬. 预应力混凝土空心方桩焊接接头抗弯试验研究[J]. 武汉大学学报, 2008, 30(5): 106-108.
LIU Fu-rong, JIA Liao, LI Cheng. The Test Study on Welding Joint Flexural Bearing Capacity of Prestressed Concrete Hollow Square Pile[J]. Journal of Wuhan University Technology, 2008, 30(5): 106-108.
- [3] 王广宇. 预应力混凝土空心方桩成套技术研究[D]. 北京: 中国科学建筑研究院, 2007.
WANG Guang-yu. Researches on the Prestressed Spun Concrete Square Pile Techniques[D]. Beijing: China Academy of Building Research, 2007.
- [4] (JGJ94-2008) 建筑桩基技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.
(JGJ94-2008) Technical Code for Building Pile Foundations [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2008.
- [5] (08SG360) 预应力混凝土空心方桩[S]. 北京: 中国计划出版社, 2009.
(08SG360) Prestressed Concrete Hollow Square Piles [S]. Beijing: China Planning Press, 2009.
- [6] Charles W Roeder, Robert Graff, et al. Sesimic Performance of Pile-Wharf Connection[J]. Journal of Structural Engineering, 2005, 131(13): 428-437.
- [7] Pam Hoat Joen, Robert Park, et al. Simulated Sesimic Load Tests On Prestressed Concrete Piles and Pile-Pile Cap connections[J]. Journal of the Precasted/Prestressed Concrete Institute, 1990, 35(6): 42-61.
- [8] 中国建筑科学研究院. (JGJ101-96) 建筑抗震试验方法规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.
China Academy of Building Research. (JGJ101-96) Specification of Testing Methods for Earthquake Resistant Building [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1997.
- [9] 刘晶波, 杜修力. 结构动力学[M]. 北京: 机械工业出版社, 2011.
LIU Jing-bo, DU Xiu-li. Structure Dynamics [M]. Beijing: China Machine Press, 2011.
- [10] 周爱红, 袁颖, 侯征, 等. 桩-土-结构体系随机地震响应的实用计算方法及参数分析[J]. 西北地震学报, 2011, 33(1): 51-55.
ZHOU Ai-hong, YUAN Ying, HOU Zheng, et al. Parametric Analysis and Practical Calculation Method for the Stochastic Seismic Response of Soil-Pile-Structure Interaction System[J]. Northwestern Seismological Journal, 2011, 33(1): 51-55.