



超大荷载作用下码头高桩墩台 原型试验与分析*

陆俊¹, 胡少伟¹, 范向前¹, 望毅²

(1. 南京水利科学研究院, 水文水资源与水利工程科学国家重点实验室, 江苏 南京 210098;

2. 中交第二航务勘察设计院有限公司, 湖北 武汉 430071)

摘要: 介绍江苏某码头高桩墩台配套的 2 台 800 t 扒杆起重机在试车过程中, 其所在高桩墩台的受力特征以及墩台变形, 并通过数值仿真加以验证。试验与模拟结果表明: 墩台顶板、底板及桩基的应变和墩台整体位移实测值能够反映出其在承载 8.2 kN 幅度 45 m 工况条件下的真实受力状态; 通过数值模拟得到的墩台顶面、底面及桩基的应变及墩台整体位移与实测数据进行比对分析, 两者基本吻合、相互验证, 为高桩墩台三维设计方法提供重要依据。

关键词: 码头工程; 高桩墩台; 800 t 扒杆起重机; 原型试验

中图分类号: U 656.1⁺13

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2015)07-0066-05

Prototype experiment and analysis of abutment pier on high-level piles under super load action

LU Jun¹, HU Shao-wei¹, FAN Xiang-qian¹, WANG Yi²

(1. State Key Laboratory of Hydrology-Water Resources and Hydraulic Engineering, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210098, China; 2. CCCC Second Harbor Consultants Co., Ltd., Wuhan 430071, China)

Abstract: This paper introduces the stress characteristics and deformation of a wharf's abutment pier on high-level piles in Jiangsu province during the trial operation of two 800 t boom cranes, and verifies it by numerical simulation. The result indicates that the real-measured data of the stress and pier's overall displacement of the pier's top & bottom plates and pile foundation can reflect the real state of stress under the load of 8.2 kN and amplitude of 45 m stain of top or bottom of abutment and pile foundation, and they coincides with each other basically. It provides a significant basis for the 3D design method of high-pile pier.

Keywords: wharf engineering; abutment pier with high level piles; 800 t boom crane; prototype experiment

高桩码头结构已在我国水运行业广泛运用, 其墩台可配备大吨位起重机, 用于货物吞吐和运输。但国内 800 吨级扒杆起重机在长江沿线罕见, 其高桩墩台设计尚缺少实例数据, 例如荷载参数仅使用角点处最大极限拉力, 结构尺寸仅采用传统梁壳结构设计等。为解决这一科学问题, 笔者介绍扒杆起重机在极限承载力运行试车时的桩基和墩台的应力变化以及墩台整体位移监测情况,

并采用有限元模拟, 二者相互印证^[1-2]。

1 工程背景

江苏某码头结构安全等级为 II 级, 该项目重件泊位建造 2 台 800 t 扒杆起重机及其 2 座基础墩台, 墩台平面尺寸为 32 m × 26 m, 墩台基础设 $\phi 1\ 000$ 钢管桩和 $\phi 1\ 000$ PHC 桩, 墩台上部结构为钢筋混凝土结构 (图 1)。

收稿日期: 2014-11-11

*基金项目: 国家高技术研究发展计划“863 计划”(2012AA112510); 中央级公益性研究所基本科研业务费专项基金重点项目 (Y415007)

作者简介: 陆俊 (1981—), 男, 博士, 高级工程师, 从事水利、水运工程科研工作。



图 1 800 t 扒杆起重机及基础墩台

2 原型试验

2.1 测点布置

本次试验桩基选取 10 根桩在距底板下方 30 cm 处布置点位, 记为 “A、B、C、...”, 每根桩 90° 位置各布置 1 个应变片, 编号 “A1、A2、A4、A5”, 共计 40 个有效测点; 墩台底板选取 10 处在离开相同位置桩基 50 cm 处布置点位, 编号 “A3、...”, 每处各布置 1 个应变片, 共计 10 个有效测点; 墩台顶板选取 4 处在扒杆吊角点附近 30 cm

处布置点位, 记为 “1、2、3、...”, 每个角点 90° 位置各布置 3 个应变片, 编号 “11、12、13”, 并在 3#~4#角点之间布置一个应变片编号 “00”, 共计 13 个有效测点^[3-5] (图 2、3)。

2.2 技术关键点

- 1) 试验采用的应变片及其粘贴方法已申请国家发明专利, 满足本试验的精度要求, 适用于水下环境。
- 2) 应变采集系统采用 DH3816 静态应变测试系统, 采集采用 1/4 桥 (多通道共用补偿片)。
- 3) 试验所用导线为五芯带屏蔽功能电缆线, 每个测点导线电阻均为实测值。相同被测物 (如混凝土或钢桩) 的导线电阻通过调整走线位置, 使得同一通道内的导线电阻相差不超过 1 Ω^[6]。
- 4) 试验过程选择一天中温度变化较小的傍晚进行, 此时水面为高水位, 桩基完全浸没在水中。钢与混凝土补偿片同桩基及底板上的应变片处于同一环境条件下, 减小了由于温度而引起的误差, 同一通道内的补偿片导线电阻与通道内有效应变片导线电阻之差不超过 1 Ω^[7]。

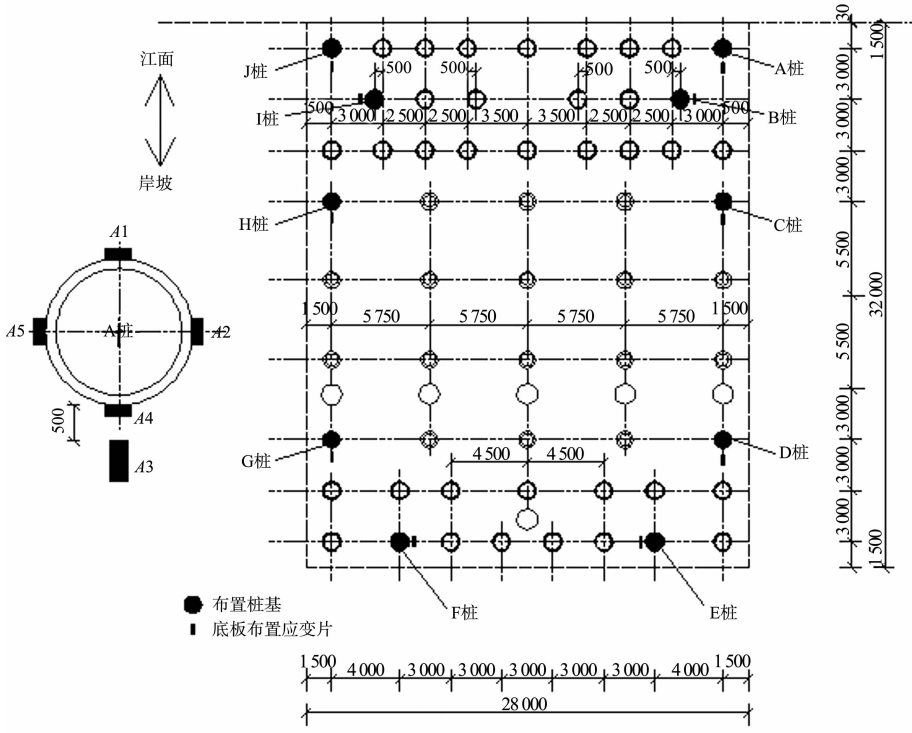


图 2 桩基测点布置 (单位: mm)

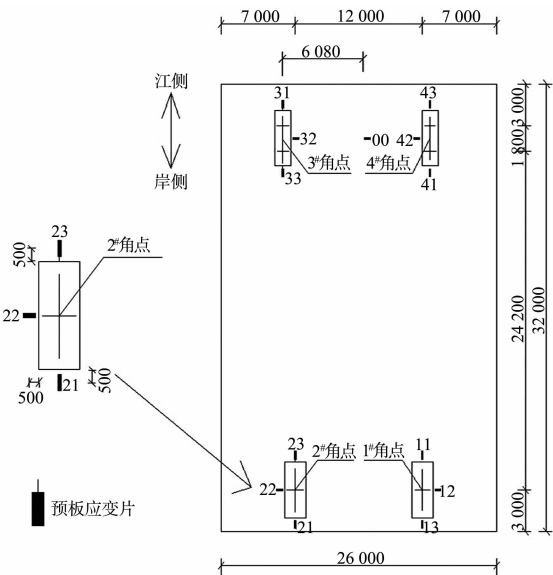


图 3 墩台顶板测点布置平面（单位：mm）

2.3 试验步骤

- 1) 扒杆起重机开始起吊前，平衡应变采集系统，使所有应变片的初始应变为 0；
- 2) 扒杆起重机开始起吊，应变采集系统开始连续采集墩台顶板、底板及桩基应变值，应变采集系统设置为自动采集，每 30 s 记录 1 次数据^[8-9]；
- 3) 通过向长 10 m、宽 10 m、高 12.5 m 的水箱灌水，使得扒杆起重机吊钩逐步实现极限荷载；
- 4) 当水箱内水面高度达到 8 m 时，扒杆起重机开始吊起水箱，使水箱逐步离开水面，并通过调节扒杆起重机幅值，保证吊钩荷载稳定在极限荷载（8 kN）左右；
- 5) 水箱完全离开水面时，此时起重机总控制台荷载值为 8.2 kN、幅值为 45 m，作为应变片有效采集起点；
- 6) 保证扒杆起重机幅值（45 m）和荷载（8.2 kN）不变，并稳定 20 min，该阶段应变采集系统连续采集，并记录下所有采集数据，作为本次试验的有效采集数据；
- 7) 在荷载（8.2 kN）不变的情况下，变化扒杆起重机幅值（从 45 m 减小到 19 m）。

2.4 试验结果与分析

试验结果给出幅值 45 m 承载 8.2 kN 时，各个关键点的应变值和墩台整体位移值（包括竖向

和水平位移）^[10-12]。

试验数据采集分开始采集和有效采集，以 4[#]角点 4-3 应变为例，应变-采集时间见图 4。

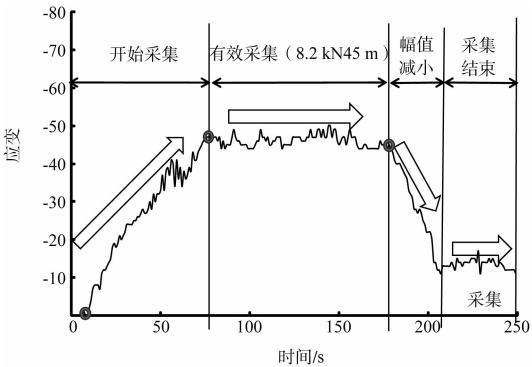


图 4 4[#]角点 4-3[#]应变值随工况变化曲线

1) 应变。

试验的有效最大应变定义为：有效采集阶段（即承载 8.2 kN，幅值 45 m，恒载 20 min）的混凝土或钢材应变的算术平均值。墩台顶板、底板混凝土，PHC 桩和钢管桩的有效最大应变见表 1 和 2。

表 1 墩台顶板和底板混凝土有效最大应变（8.2 kN，45 m）

	位置	编号	方向	有效最大应变($10^{-6}\varepsilon$)
顶板	1 [#] 角点	1-1	横向	-12
		1-2	纵向	11
		1-3	横向	-8
	2 [#] 角点	2-1	横向	-10
		2-2	纵向	0
		2-3	横向	11
	3 [#] 角点	3-1	横向	44
		3-2	纵向	-38
		3-3	横向	56
	4 [#] 角点	4-1	横向	31
		4-2	纵向	-23
		4-3	横向	44
3 [#] 、4 [#] 角点之间	0-0	纵向	56	
底板	a	A3	横向	21
	b	B3	横向	30
	c	C3	横向	7
	d	D3	横向	7
	e	E3	横向	0
	f	F3	横向	0
	g	G3 [*]	横向	-36
	h	H3 [*]	横向	108
	i	I3 [*]	横向	100
	j	J3 [*]	横向	62

注：横向为垂直水流方向，纵向为顺水流方向；应变拉为正。
带*的测点为无效点。下同。

表 2 PHC 桩和钢管桩有效最大应变 (8.2 kN, 45 m)		
位置	编号	有效最大应变 ($10^{-6}\varepsilon$)
PHC 桩	C1	-30
	C4	-86
	C2	-49
	C5	-24
	D1	32
	D4	31
	D2	22
	D5	37
	G1	15
	G4	28
	G2	21
	G5	26
	H1	-94
	H4	35
	H2*	-50
	H5	-81
钢管桩	A1	-2
	A4	0
	A2	1
	A5	-2
	B1	7
	B4	1
	E1	25
	E4	27
	E2	6
	E5	-21
	F1	21
	F4	16
	F2	-4
	F5	0
	I1	-22
	I4	-35
	I2	-79
	I5	-37
	J1	-16
	J4*	16
	J2	-37
	J5	-13

钢管桩、PHC 桩部分测点视为无效（报告中带*的测点），原则是根据其基本受力原理和同一位置其他应变片的数值（或正负）来确定^[13-14]。

2) 墩台整体位移。

图 5 显示了试车过程（8.2 kN, 45 m）墩台整体位移情况。由图 5 可知，试车过程工况下，墩台整体竖向最大位移为 3.7 mm，东西方向（顺水流方向）最大位移为 0.4 mm，南北方向（垂直水流方向）最大位移为 1.1 mm，设计竖向位移为 3.0 mm。

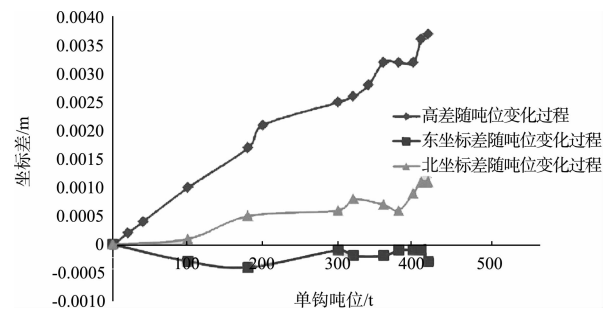


图 5 试车过程（8.2 kN, 45 m）墩台整体位移

把以上实测数据与设计计算结果进行对比可知，本试验选择墩台顶板和底板、桩基（钢管桩和 PHC 桩）作为应变测量点，给出的实测墩台、桩基的有效应变实测值能够反映出其在承载 8.2 kN 幅度 45 m 工况条件下的真实受力状态。

3 数值模拟

采用有限元法对墩台实际受力过程进行模拟，与实测结果进行对比^[15-16]。

3.1 模型参数

数值模型按设计尺寸 1:1 绘制，平台和混凝土柱均采用 C30 混凝土，弹性模量为 30 GPa；假设 PHC 桩在变形过程中满足平截面假定，轴向应变相同，采用等效弹性模量，即对钢和混凝土的弹性模量对截面积进行加权平均，换算得弹性模量为 45 GPa；同理混凝土柱因其同时含有 C30 和 C80 混凝土，对其弹性模量进行加权平均，换算得弹性模量为 34.4 GPa。对钢管取 Q235B 钢材，其弹性模量为 210 GPa。模型主体分为平台和柱子两部分，柱子与平台接触面采用绑定接触，确保内力的传递。模型采用等参八节点六面体单元，采用缩减积分方式；共划分 76 927 个单元，31 168 个节点（图 6）。

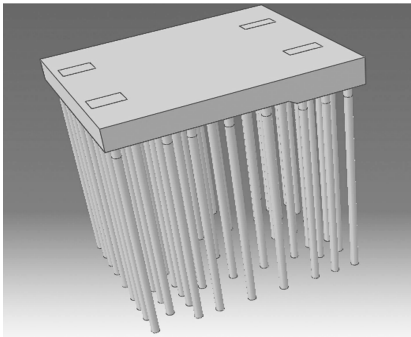


图 6 实体模型

3.2 边界条件

柱子底部采用固定约束，在平台上部支座位置按设计尺寸划分 4 个区域，靠岸侧的 2 个区域施加向上的 1.159 GPa 的均布荷载，靠江面的两个区域施加向下的 2.5 GPa 的均布荷载（均按设计值换算）。本模型以控制墩台位移的方式，调整柱子埋入土体部分的截断长度，令模拟得出的墩台位移与试验值相近，最终调整得柱子总长为 30 m。数值模拟加载步与实际加载工况一致。

3.3 模拟分析

表 3 给出典型测点的实测应变与模拟计算的应变值。

表 3 模拟值与实测值比较

编号	实测/(10 ⁻⁶ ε)	模拟/(10 ⁻⁶ ε)
PHC 桩 B3	30	26.14
钢管桩 F2	-4	-5.46
底板混凝土 C3	7	6.00
钢管桩 II	-22	-20.00
4 [#] 角点 42	-23	-28.20

从选取的典型测点对比结果可以看出：在承载 8.2 kN、幅度 45 m 的工况条件下，数值模拟得到的墩台顶面、底面及桩基的应变及墩台整体位移与实测数据进行比对分析，两者基本吻合、相互验证。

4 结 论

1) 通过本次原型试验，首次分析码头高桩墩台在 800 吨级扒杆起重机极限工况下的受力和变形情况，为高桩墩台三维设计提供非常宝贵的实测数据。

2) 提供一种严酷环境下的电阻应变片。可以防止在接线过程中拉扯引线，而导致的应变片失效，同时在各种严酷环境（如库水长期浸泡、潮汐冲刷、酸雨、氯离子腐蚀等）下均能保持应变片正常有效工作。

3) 文中提供的应变补偿方法适用于室外环境的应变测量，最大程度地减少环境因素，特别是温度变化的影响。

参考文献：

[1] 胡少伟,牛志国,陆俊. 码头成层地基中地震动的非线性反演方法[J]. 水运工程, 2010, 440(4): 7-10.

[2] 孙熙平,王元战,徐满意,等. 高桩码头基桩完整性检测技术研究综述[J]. 港工技术, 2010, 47(2): 50-53.

[3] 秦网根,方海东,吉同元,等. 在役高桩码头结构物的检测与评估[J]. 水运工程, 2012(1): 69-73.

[4] 王德虎,鲁子爱,侯代云,等. 基于模糊层次分析法的高桩码头安全性评估[J]. 水运工程, 2013(1): 76-80.

[5] 吴锋,庞丹丹,张章,等. 高桩码头运营期耐久性模糊评估方法[J]. 水运工程, 2013(2): 62-67.

[6] 刘富强,张建国,丁乃庆,等. 高桩码头锈蚀破损面板残余承载力评估方法[J]. 海洋工程, 2001, 19(1): 45-50.

[7] 胡少伟. 水闸混凝土结构评估与新型预应力修复加固成套技术[J]. 中国水利, 2010(5): 65.

[8] JTJ 218—2005 水运工程水工建筑物原型观测技术规范[S].

[9] JTS 131—2012 水运工程测量规范[S].

[10] JTS 144-1—2010 港口工程荷载规范[S].

[11] 交通运输部水运局. 港口码头结构安全性检测与评估指南[S].

[12] Zha L J. Comprehensive exploration technology of water disaster prevention and control in coal mining roof [J]. Procedia Earth and Planetary Science, 2011 (3): 303-310.

[13] Wang R, Yin C C, Wang M Y, Wang G J. Simulated annealing for controlled-source audio-frequency magneto-telluric data inversion[J]. ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences, 2012, 7 (2): 188-196.

[14] Wiwattanachang N, Giao P H. Monitoring crack development in fiber concrete beam by using electrical resistivity imaging [J]. Journal of Applied Geophysics, 2011, 75: 294-304.

[15] Nicolaescu I, Genderen P. Performances of a stepped-frequency continuous-wave ground penetrating radar [J]. Journal of Applied Geophysics, 2012, 82: 59-67.

[16] Tekin I, Birgul R, Huseyin Y A. Determination of the effect of volcanic pumice replacement on macro void development for blended cement mortars by computerized tomography [J]. Construction and Building Materials, 2012, 35: 15-22.

(本文编辑 郭雪珍)