

竖向激励荷载下桩—承台共同作用动力特性试验分析

凡红¹, 陈合德², 龚维明^{3*}, 戴国亮³, 曹小林³

(1. 中广核工程有限公司核电安全监控技术与装备国家重点实验室, 广东 深圳 518000; 2. 浙江交科工程检测有限公司, 浙江 杭州 311200; 3. 东南大学 土木工程学院, 江苏 南京 211189)

摘要:为了研究桩和承台作为整体的承载性能,进行自由场、单桩和两桩承台的现场竖向激励试验,通过分析桩头加速度、桩头位移幅值和竖向刚度随着频率的变化规律,研究桩与承台共同的承载性能。试验结果表明:自由场的加速度远远大于单桩和两桩的加速度幅值,单桩桩头加速度幅值约为两桩的2倍;自由场和单桩的位移幅值随着频率的增加,呈现先增加后减小的趋势,并出现了共振区域,且单桩的共振频率大于自由场的振动频率;两桩的位移幅值随着频率的增加,先增大后稳定,并未出现共振区域。对比自由场、单桩和两桩的位移幅值随频率变化曲线可知,自由场的位移幅值曲线远大于单桩和两桩的位移幅值曲线,两桩承台桩基础的位移幅值最小。

关键词:桩基础; 激励荷载; 位移幅值; 刚度

中图分类号: U443.16

文献标志码: A

近几年,随着中国基础设施建设的快速发展,在桩基础的建设方面也得到快速的发展。由于桩基础的承载力高、沉降量小、能适应各种地质条件和荷载情况的特点而被广泛应用于民用建筑、铁路客运专线、跨海大桥、核电站、海洋石油开采平台以及大型动力机器基础等各种基础工程中。

在实际工程中,桩基础常受到动荷载(如动力检测荷载、交通荷载、地震荷载、波浪荷载和风荷载)的作用,因此其动力特性已得到广泛关注。在分析桩基础的动力响应时,得到桩的位移和刚度至关重要,通过分析桩的位移和刚度随频率的变化规律,研究桩基的动力特性。最早分析桩基动力的方法为 Winkler 弹性地基梁模型,Winkler 弹性地基梁模型是将土体对桩的作用简化为一并联的弹簧和黏壶,建立桩在弹簧和黏壶作用下的动力响应^[1-2]。胡昌斌等^[3]基于 Winkler 弹性地基梁模型,研究了桩在纵向振动荷载作用下的振动特性;孔德森^[4]对弹性地基梁模型进行了改进,将桩侧土对桩身的作用力用由弹簧、黏壶和滑动元件组成的模型代替,该模型可以模拟桩周弱化土体变形的非线性和桩土界面相对滑移、相对分离等非连续变形。此外,众多学者基于 Winkler 弹性地基梁模型研究取得了丰硕的成果,这些成果不断地完善了 Winkler 模

型理论^[5-8]。基于 Winkler 模型,Novak^[2]提出平面应变模型,该模型假定土体由一系列无穷薄的水平薄层组成,各薄层之间相互独立,土体中位移、应力沿纵向深度无变化,桩土之间完全接触;Yang^[9]分析了桩周土径向不均匀性对竖向振动响应的影响;吴文兵等^[11]采用平面应变模型并考虑桩的横向惯性效应研究了楔形桩的纵向振动响应。连续介质模型是将桩周土视为三维连续介质,考虑了竖向应力和位移对水平和环向应力与位移的影响,考虑了几何阻尼及材料阻尼对弹性波向外辐射产生的影响^[11-12]。基于连续介质模型,Zheng 等^[13-14]通过直接对土体运动方程进行微分变换,给出了纵向及水平动荷载作用下的振动响应解。饱和土体理论是基于 Biot 理论,分析考虑饱和土性参数对桩刚度的影响。Zheng 等^[15]和余俊^[16]基于 Biot 理论,分别分析了管桩饱和土体中管桩的水平振动和端承桩在饱和土中的动力响应。

上述研究成果均为考虑承台的存在产生的作用对桩基承载能力的影响,而在实际工程中桩基包括桩和承台共同承受荷载。该文将基于现场试验进行自由场、单桩和两桩承台的竖向振动,分析桩的存在对桩基竖向加速度、位移幅值和竖向刚度的影响。

收稿日期:2021-11-09(修改稿)

基金项目:国家自然科学基金资助项目(编号:51478109)

作者简介:凡红,女,博士,教授级高工。E-mail:55271723@qq.com

***通信作者:**龚维明,男,博士,教授。E-mail:wmgong@seu.edu.cn

1 现场动力试验

1.1 试验介绍

桩基动力试验在南京浦口某工程的场地上进行, 试验分为 3 组, 分别为自由场、单桩和两桩承台的激振, 承台的详细尺寸见图 1。桩身为 PHC 管桩, 内外径分别为 150、500 mm, 壁厚 175 mm。桩身入土深度 12 m, 自由长度 0.2 m, 浇筑承台过程中, 自由段长度 0.2 m 嵌入承台中。PHC 管桩的预应力钢筋为 11 ϕ 10.7、有效预应力为 6 MPa, 开裂弯矩 125 kN·m,

极限弯矩 210 kN·m。承台采用 ϕ 12@150 双网双向配筋, 混凝土为 C30。试验之前, 浇筑厚度为 0.4 m 的钢筋混凝土承台, 在承台中预埋螺栓, 在进行试验前把激振设备固定在承台上。

在竖向强迫激振之前, 沿竖向对称布置两个拾振器, 用于采集竖向振动产生的加速度; 沿竖向对称布置两个位移计, 用于采集竖向振动产生的位移。通过动态采集仪收集数据, 获得加速度和位移, 并通过计算获得桩头刚度。通过旋转质量式激振器进行加载, 质量块的总质量为 m_e , 偏心距为 e , 通过偏心质量块提供激振力。设备布置情况见图 2。

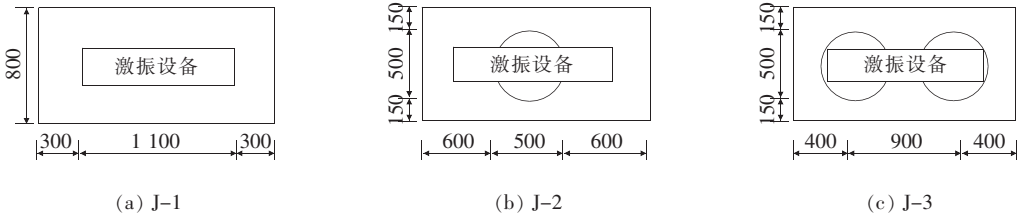


图 1 现场动力试验布置图(单位:cm)

1.2 场地地质条件

在南京浦口进行激振荷载下的自由场、单桩和两桩的现场试验。桩周土从上到下为: 杂填土、淤泥质粉

土、粉砂夹粉土、粉细砂; 土层的详细参数见表 1, 杂填土土性差异较大, 表 1 只给出了杂填土厚度。

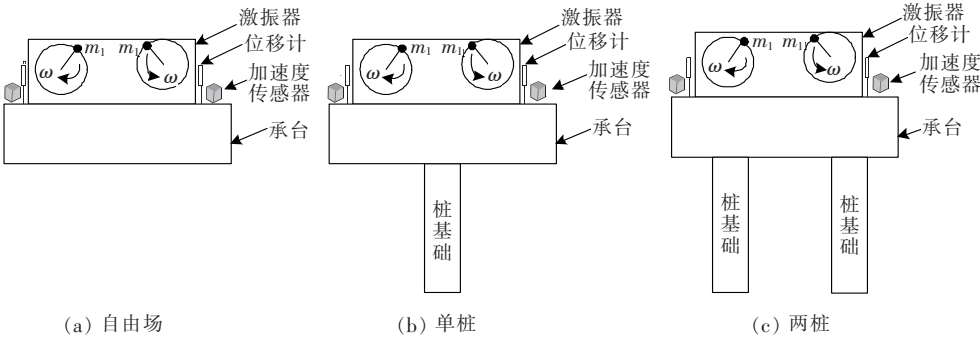


图 2 现场激振示意图

表 1 土层参数

土层	厚度/ m	重度/ (kN·m ⁻³)	含水量/ %	塑性 指数	液性 指数	渗透系数/ (cm·s ⁻¹)	c / kPa	φ / (°)
杂填土	2.4	—	—	—	—	—	—	—
淤泥质粉土	8.2	17.4	42.3	15.2	1.21	1.50×10^{-6}	11.4	12.2
粉砂夹粉土	5.6	18.5	26.2	8.0	0.78	3.60×10^{-4}	7.2	29.3
粉细砂	3.7	19.0	23.2	—	—	6.55×10^{-4}	7.0	31.8

1.3 激振荷载

加载设备采用 JZQN-30/50 动刚度变频多功能激振器, 采用配有可控调速器的偏心块机械式激振器,

通过改变激振器速度调整激振频率进行竖直激振, 设备振动频率为 1~50 Hz, 竖向激振力为 0.09~35.17 kN。桩的激振荷载是由安装在桩承台顶面上的激振

器施加,该荷载是由激振器的偏心质量块绕轴旋转而产生,该激振力与转动频率的平方成正比。图 3 为加载与控制系统图,先通过频率控制器输入频率,激振器接收到信号后,产生幅值为 $Q_0 = m_e e \omega^2$ 的振动荷载,使桩基和承台产生振动,通过加速度传感器和位移传感器将信号传输到电脑。

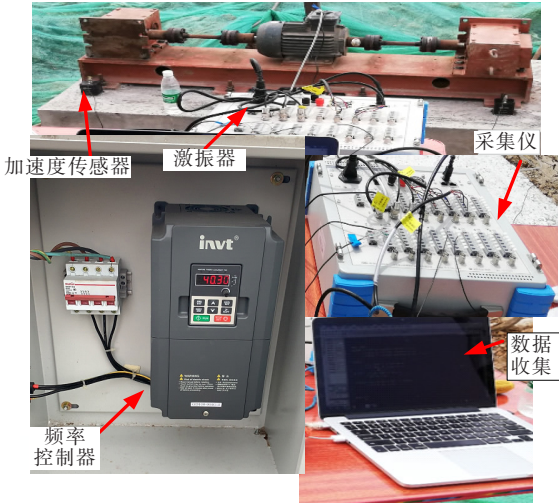


图 3 加载与采集系统

对于旋转质量式激振器,它的总质量 m 作用在偏心距 e 处,则产生的激振力为 $Q(t) = Q_0 \cos(\omega t)$,其中 $Q_0 = m_e e \omega^2$, ω 为频率。激振器的频率范围为 $1 \sim 50$ Hz。其具体数据见表 2。

表 2 激振频率对应的荷载

激振频率/Hz	激振力/kN	激振频率/Hz	激振力/kN
3	0.09	33	10.64
9	0.79	39	14.86
15	2.20	45	19.78
21	4.31	49	23.46
27	7.12		

2 结果分析

2.1 桩头位移分析

图 4 为激振荷载作用下自由场、单桩、两桩承台的加速度随着频率的变化曲线。

从图 4 可得:自由场、单桩和两桩的加速度幅值随着频率的增大而持续增大,这是由于激振力幅值 $Q_0 = m_e e \omega^2$ 是频率的二次方,激振力随着频率的增大持续增大。此外,对比自由场、单桩和两桩的加速度—频率

曲线发现,自由场的加速度远远大于单桩和两桩的加速度幅值,单桩桩头加速度幅值约为两桩的 2 倍。此外,由于两桩在振动过程中,当激振频率达到 48 Hz 时,个别预埋件的螺丝断丝,无法增大频率继续加载。

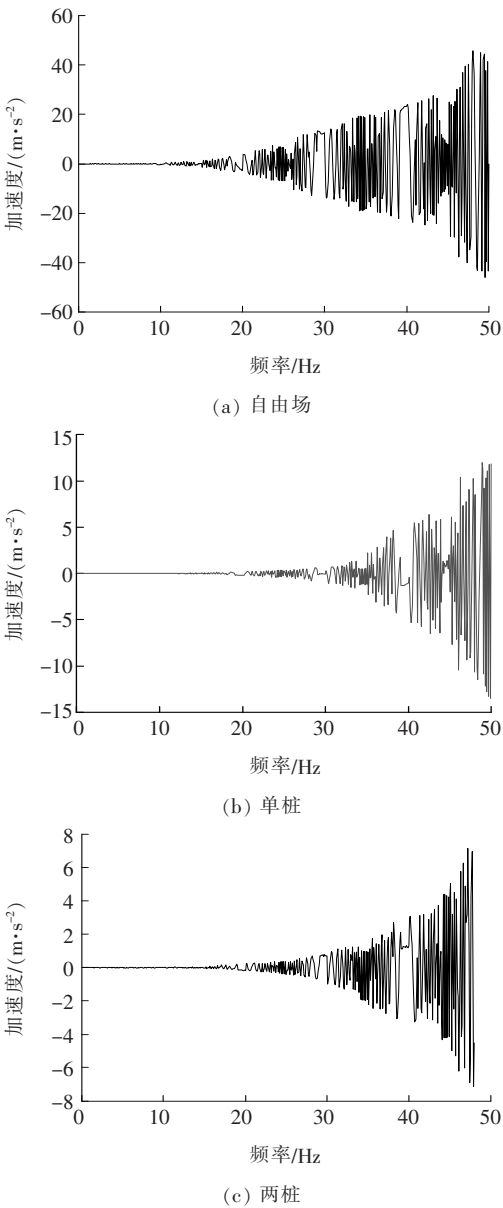


图 4 加速度—频率曲线

2.2 桩头位移分析

图 5 为激振荷载作用下自由场、单桩、两桩承台的位移幅值随着频率的变化曲线。从图 5 可得:自由场和单桩的位移幅值随着频率的增加,呈现先增大后减小的趋势,并出现共振区域,且单桩的共振频率大于自由场的振动频率;两桩的位移幅值随着频率的增加,呈现先增大后稳定的趋势,并未出现共振区域。另外,对比自由场、单桩和两桩的位移幅值随频率变化曲线

发现,自由场的位移幅值远大于单桩和两桩的位移幅值,两桩承台桩基础的位移幅值最小。这是由于桩的存在提高了基础的刚度,使基础的位移降低了很多,改善了基础的承载性能。

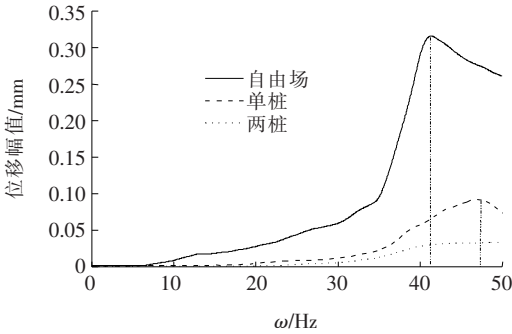


图 5 激振荷载作用下位移幅值随着频率变化曲线

2.3 刚度分析

2.3.1 计算公式

依据 GB/T 50269—2015《地基动力特性测试规范》,竖向阻尼比可以通过式(1)~(4)计算得到:

$$\zeta_z = \frac{\sum_{i=1}^n \zeta_{zi}}{n} \tag{1}$$

$$\zeta_{zi} = \left[\frac{1}{2} \left(1 - \sqrt{\frac{\beta_i^2 - 1}{\alpha_i^4 - 2\alpha_i^2 + \beta_i^2}} \right) \right]^{\frac{1}{2}} \tag{2}$$

$$\beta_i = \frac{A_m}{A_i} \tag{3}$$

$$\alpha_i = \frac{f_m}{f_i} \tag{4}$$

式中: ζ_z 为地基竖向阻尼比; ζ_{zi} 为由第*i*点计算的地基竖向阻尼比; f_m 为基础竖向振动的共振频率; β_i 为位移幅值曲线上选取的第*i*点振动线位移的比值; f_i 为幅频响应曲线上选取的第*i*点的频率($<0.85f_m$)(Hz); A_i 为幅频响应曲线上选取的第*i*点的频率所对应的振幅(m); n 为幅频响应曲线上选取计算点的数量。

桩基竖向振动的参振总质量按式(5)、(6)计算:

$$m_z = \frac{m_0 e_0}{A_m} \cdot \frac{1}{2\zeta_z \sqrt{1-\zeta_z^2}} \tag{5}$$

$$f_{nz} = \frac{f_m}{\sqrt{1-\zeta_z^2}} \tag{6}$$

式中: m_z 为基础竖向振动的参振总质量; f_{nz} 为基础竖向无阻尼固有频率(Hz)。

桩基(或地基)抗压刚度和抗压刚度系数、单桩抗压刚度按式(7)~(9)计算:

$$K_z = m_z (2\pi f_{nz})^2 \tag{7}$$

$$C_z = f_m \sqrt{1-2\zeta_z^2} \tag{8}$$

$$K_{pz} = \frac{K_p}{n_p} \tag{9}$$

式中: K_z 为桩基(或地基)抗压刚度(kN/m); C_z 为桩基(或地基)抗压刚度系数(kN/m³); K_{pz} 为单桩抗压刚度(kN/m); n_p 为桩数。

当固有频率较高不能测出共振峰值时,宜采用低频区段求刚度的方法,其参振质量和单桩抗压刚度按式(10)、(11)计算:

$$m_z = \frac{\frac{P_1}{d_1} \cos \varphi_1 - \frac{P_2}{d_2} \cos \varphi_2}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \tag{10}$$

$$K_z = \frac{P_1}{d_1} \cos \varphi_1 + m_z \omega_1^2 \tag{11}$$

式中: P_1 和 P_2 为幅频响应曲线上选取的第一个点和第二个点对应的激振力; d_1 和 d_2 为幅频响应曲线上选取的第一个点和第二个点对应的线位移; φ_1 和 φ_2 为幅频响应曲线上选取的第一个点和第二个点对应的扰力与振动线位移之间的相位角,由测试确定; ω_1 和 ω_2 为幅频响应曲线上选取的第一个点和第二个点对应的振动圆频率。

2.3.2 结果分析

通过式(2)可得第*i*点计算的地基竖向阻尼比,把式(2)所得的结果代入式(1)得到自由场和单桩的竖向阻尼比;然后通过式(7)、(8)得到竖向刚度和竖向无阻尼固有频率;由于两桩承台的固有频率较大,未达到共振频率,采用式(9)、(10)计算参振质量和竖向刚度,计算结果见表3。

表 3 自由场、单桩、两桩承台激振计算结果

桩类型	阻尼比	参振质量/t	无阻尼固有频率/Hz	刚度/(kN·m ⁻¹)
自由场	0.168	2.35	41	146 908
单桩	0.183	14.00	47	1 200 000
两桩	—	22.40	—	1 930 000

由表3可得:自由场的刚度为146 908 kN/m,远小于单桩承台的刚度1 200 000 kN/m,单桩的刚度约为自由场刚度的8倍。说明桩的存在极大地提高了基础的刚度,改善了基础的承载性能;对比单桩和两桩的刚度发现,两桩承台的刚度与单桩承台刚度不存在2倍关系,这是由于两桩作为群桩基础,桩与桩之间存在相互作用影响系数。

3 结论

通过自由场、单桩和两桩承台的现场竖向激振试验,分析桩头加速度、位移幅值和竖向刚度随着频率的变化规律,研究桩与承台共同的承载性能。得出以下结论:

(1) 自由场和单桩的位移幅值随着频率的增加,呈现先增加后减小的趋势,并出现了共振区域,且单桩的共振频率大于自由场的振动频率;两桩的位移幅值随着频率的增加,呈现先增加后稳定的趋势,并未出现共振区域。

(2) 对比自由场、单桩和两桩的位移幅值随频率变化曲线发现,自由场的位移幅值远大于单桩和两桩的位移幅值,两桩承台桩基础的位移幅值最小。这是由于桩的存在改善了基础的承载能力,提高了基础的强度,有效地控制了基础的变形。

(3) 基于规范给出了桩基的刚度计算公式,通过计算发现,自由场的刚度为 146 908 kN/m,远小于单桩承台的刚度 1 200 000 kN/m,单桩的刚度约为自由场刚度的 8 倍。

(4) 通过分析自由场、单桩和两桩承台竖向位移幅值曲线和桩基竖向刚度发现,两桩承台的刚度与单桩承台刚度不存在 2 倍关系。

参考文献:

- [1] NOVAK M, BEREDUGO Y O. Vertical Vibration of Embedded Footings[J]. Journal of Soil Mechanics & Foundations Div, 1972, 98(Sm 12): 1 291.
- [2] NOVAK M. Dynamic Stiffness and Damping of Piles[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1974, 11(4): 574—598.
- [3] 胡昌斌,王奎华,谢康和. 桩与粘性阻尼土耦合纵向振动时桩顶时域响应研究[J]. 振动工程学报, 2004, 17(1): 76—81.
- [4] 孔德森,栾茂田,杨庆. 桩土相互作用分析中的动力 Wink-

ler 模型研究评述[J]. 世界地震工程, 2005, 21(1): 12—17.

- [5] 周绪红,蒋建国,邹银生. 粘弹性介质中考虑轴力作用时桩的动力分析[J]. 土木工程学报, 2005, 38(2): 87—91, 96.
- [6] 吴鹏,任伟新. 竖向激励场下考虑桩土滑移的单桩动力性态[J]. 土木工程学报, 2009, 42(6): 92—96.
- [7] 王奎华,高柳,肖偲,等. 考虑桩周土竖向作用大直径楔形桩纵向振动特性[J]. 岩土力学, 2016, 37(S2): 223—231, 242.
- [8] 马蒙,刘建磊,孙宁,等. 桩基动刚度影响因素分析[J]. 岩土力学, 2015, 36(7): 1 939—1 944.
- [9] YANG D Y, WANG K H, ZHANG Z Q, et al. Vertical Dynamic Response of Pile in a Radially Heterogeneous Soil Layer[J]. International Journal for Numerical and Analytical Method in Geomechanics, 2009, 33(8): 1 039—1 054.
- [10] 吴文兵,王奎华,武登辉,等. 考虑横向惯性效应时楔形桩纵振动阻抗研究[J]. 岩石力学与工程报, 2011(s2): 3 618—3 625.
- [11] NOVAK M, NOGAMI T. Soil-Pile Interaction in Horizontal Vibration[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1977, 5(3): 263—281.
- [12] NOGAMI T, NOVAK M. Resistance of Soil to a Horizontally Vibrating Pile[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1977, 5(3): 249—261.
- [13] ZHENG C J, DING X M, LI P, et al. Vertical Impedance of an End-Bearing Pile in Viscoelastic Soil[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2015, 39(6): 676—684.
- [14] ZHENG C J, KOURETZIS G P, DING X M, et al. Three-Dimensional Effects in Dimensional in Low-Strain Integrity Testing of Piles; Analytical Solution[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2016, 53(2): 225—235.
- [15] ZHENG C J, LIU H L, DING X M. Lateral Dynamic Response of a Pipe Pile in Saturated Soil Layer[J]. Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., 2016, 40: 159—184.
- [16] 余俊,尚守平,李忠,等. 饱和土中端承桩水平振动动力响应分析[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(3): 408—415.