

文章编号:1673-2049(2019)02-0116-11

# 冲击荷载与静荷载作用下的单桩承载特性

熊玉春,毛吉化

(广州市建设工程质量安全检测中心,广东 广州 510600)

**摘要:**对灌注桩试桩分别进行了高应变冲击试桩试验和单桩轴向抗压静载试验,并对动静载试验的结果进行了对比分析。结果表明:试桩静载试验荷载-沉降曲线呈缓变型,桩侧摩阻力先于桩端阻力发挥,且桩端阻力随桩端位移的增加表现出硬化特性;桩侧各土层达到极限摩阻力所需的桩土相对位移差异较大,且摩阻力随相对位移的增大分别呈理想弹塑性、双曲线型和软化模型变化;桩端持力层强度越高,冲击试验实测桩底速度信号负向反射越显著;桩端持力层强度越低,实测桩底速度信号正向反射越显著;高应变拟合分析的承载力普遍低于静载试验,而拟合分析的桩顶位移远小于静载试验单桩极限承载力对应的桩顶位移;极限端阻力随桩岩阻抗比的增大而增大,且桩端持力层存在有效阻抗面积;所得结论对于提高拟合分析土参数及单桩极限承载力的计算精度和可靠性具有重要意义。

**关键词:**冲击荷载;极限承载力;拟合分析;阻抗;应力波

**中图分类号:**TU473.1

**文献标志码:**A

## Bearing Behaviors of Single Pile Under Impact and Static Loads

XIONG Yu-chun, MAO Ji-hua

(Guangzhou Construction Quality & Safety Testing Center, Guangzhou 510600, Guangdong, China)

**Abstract:** The high strain impact pile test and single pile axial compression static load test were carried out for cast-in-place piles, and the results of dynamic and static tests were compared and analyzed. The results show that the load-settlement curve of the static load test varies gradually, and the side resistance of pile develops earlier than tip resistance. The tip resistance shows hardening characteristics with the increase of tip displacement. The relative displacement between pile and soil required for reaching the ultimate frictional resistance is very large. With the increase of relative displacement, the frictional resistance changes as ideal elastoplastic, hyperbolic and softening model respectively. The higher the strength of pile end bearing stratum is, the more significant the negative reflection of the measured velocity signal at pile bottom of the impact test is. The lower the strength of pile end bearing stratum is, the more obvious the positive reflection of the measured velocity signal at pile bottom is. The bearing capacity of high strain fitting analysis is generally lower than that of static load test. The fitting analysis displacement of pile top is much smaller than that of static load test corresponding to the ultimate bearing capacity of single pile. The ultimate tip resistance increases with the increase of pile rock impedance ratio, and the bearing stratum has an effective impedance area. The research results have great significance in improving the calculation accuracy and reliability of the fitting analysis of soil parameters and ultimate bearing capacity of single pile.

收稿日期:2018-06-27

作者简介:熊玉春(1974-),男,江西南昌人,高级工程师,工学博士,E-mail:xyuchun@163.com。

**Key words:** impact load; ultimate bearing capacity; fitting analysis; impedance; stress wave

## 0 引 言

高应变动力测桩法始于 20 世纪 60 年代 Smith<sup>[1]</sup>提出的打桩分析波动方程法,将锤、桩和岩土系统分别离散为质量块、弹簧和阻尼器模型来模拟重锤冲击桩顶的过程,利用差分方程进行数值求解。Rausche 等<sup>[2]</sup>提出基于行波理论的波形拟合法,通过实测桩顶的力和速度时域波形,预先假定桩土单元的计算参数,以力或速度曲线为边界条件,通过求解波动方程反算桩顶速度或力曲线,根据计算波形与实测波形的拟合程度,不断调整桩土参数和反复迭代计算直至两者的吻合程度达到要求,并于 1974 年正式推出以 Smith 质弹模型为计算模型的 CAPWAPC 程序。Gazetas 等<sup>[3]</sup>提出了辐射阻尼模型,对原有的分析程序作了改进。

高应变桩土相互作用模型包括静力模型和动力模型,其中静力模型的研究在中国开展较为普遍。黄茂松等<sup>[4]</sup>基于 Winkler 地基模型推导了分层土中单桩处于线弹性和弹塑性状态的荷载传递矩阵,提出了单桩竖向位移内力非线性简化分析方法。洪毓康等<sup>[5-7]</sup>分别对灌注桩和后压浆灌注桩进行了承载力原位试验,发现桩侧土层摩阻力充分发挥所需的桩土相对位移差异较大,后压浆有助于提高单桩承载力。赵明华等<sup>[8]</sup>提出按桩顶沉降量控制嵌岩桩竖向承载力的计算方法,该方法可考虑桩侧岩土阻力及桩端岩层阻力的发挥程度。马晔等<sup>[9]</sup>利用自平衡法进行了超长桩基的静载试验,对桩的承载性能与荷载传递特点进行了分析。曹汉志等<sup>[10-11]</sup>提出用桩尖位移等值法和侧阻、端阻荷载传递模型计算基桩荷载-沉降曲线,并通过工程算例验证了该方法的实用性。陈正杰<sup>[12]</sup>通过模型桩试验推导出推算测点波速的新方法及考虑桩侧各土层阻尼的理论公式。于印章等<sup>[13]</sup>提出了一种分析桩基承载力的拟合模型,该模型可以考虑单元惯性力和沉降的影响,通过工程实例验证了模型的有效性。

本文通过广东博贺电厂一期工程试桩的高应变动力测试验和单桩竖向抗压静载试验,对试桩的承载性状进行对比分析,并从高应变实测波形入手,研究了极限端阻力、桩岩阻抗比与桩底反射波之间的内在联系,为高应变拟合分析桩土参数及动测极限承载力的合理确定提供必要的理论支持和参考。

## 1 工程概况及试验方案

### 1.1 工程概况

试桩工程位于广东博贺港东南部某拟建电厂内,试桩试验的目的是为以后的基础设计提供准确的数据,以及为工程桩单桩极限承载力检测可能采用高应变检测方法提供必要的动静载对比资料。该场地地势相对平缓,直接出入的基岩为燕山三期侵入花岗岩,上覆第四系松散堆积物,主要由海陆相、泻湖相、滨海相沉积层组成,受基岩面起伏变化的影响,厚度变化较大,场地土层分布见表 1。强风化花岗岩呈灰黄、灰白色,结构清晰,顶部岩芯用手可掰断,遇水易软化,主要矿物成分为石英、长石、云母等,标贯击数普遍大于 50,平均值为 137;中风化花岗岩为灰色、灰白色,局部为灰黄色,岩芯呈坚硬碎块状,锤击难断,风化裂隙及侵染锈斑发育,主要矿物成分为石英、长石、云母等,岩芯抗压强度为 11.8~14.3 MPa。

表 1 土层分布  
Tab. 1 Soil Layer Distribution

土层 编号	土层名称	状态	静探锥尖 阻力/kPa	标贯 击数
①	中粗砂	稍密~中密	9 360	18.4
②	粉质黏土	软塑~可塑	520	
③	淤泥质粉质黏土	流塑~软塑	930	2.2
④-1	粉质黏土	可塑	1 370	6.1
④-2	粉质黏土	硬塑	2 400	9.2
④-3	中粗砂	中密	9 760	12.2
⑤	淤泥质粉质黏土	软塑		5.0
⑥	粗砾砂	中密~密实		14.3
⑦	残积土	硬塑	3 370	19.7
⑧	全风化花岗岩	坚硬土状	6 750	42.2
⑨	强风化花岗岩			65.0
⑩	中风化花岗岩	坚硬破碎		

本次试验的试桩共 6 根,试桩成桩情况见表 2,桩身对应土层位置如图 1 所示。桩身混凝土设计强度为 C35,混凝土坍落度为 180~220 mm,混凝土砂率为 40%,桩孔垂直度偏差为±10 mm;泥浆相对密度根据地层情况控制在 1.15~1.25 之间。

### 1.2 试验方案

由于需要在每根试桩上分别开展动静载试验,考虑到灌注桩高应变试验时桩顶最大动位移一般远



载,直至达到《建筑基桩检测技术规范》(JGJ 106—2014)<sup>[15]</sup>要求的终止加载条件,特殊条件下加载至桩顶总沉降量大于 100 mm,然后分级卸载到 0,每级卸载值为加载值的 2 倍。桩身内力采用瑞士 Solexperts 公司生产的滑动测微计进行测试,将滑动测微计 2 根测管牢固绑扎在钢筋笼主筋上,成孔后将钢筋笼放入孔中并摆正测管位置,然后浇注混凝土。

根据各级荷载下桩顶附近标定截面的应变可得桩身弹性模量随应变量的变化规律,计算桩身轴力和摩阻力时采用不同的弹性模量值,其中桩身轴力和单位摩阻力由下式求得

$$Q_i = A_i E_i \varepsilon_i \quad (3)$$

$$f_i = \frac{Q_i - Q_{i+1}}{\pi D l_i} \quad (4)$$

式中: $\varepsilon_i$ ,  $A_i$  分别为桩身第  $i$  截面的应变和截面面积; $E_i$  为相对于  $\varepsilon_i$  的弹性模量; $l_i$ ,  $D$  和  $f_i$  分别为第  $i$  与  $i+1$  截面间桩单元长度、直径和桩侧摩阻力; $Q_i$ ,  $Q_{i+1}$  分别为桩身第  $i$ ,  $i+1$  截面的轴力;桩端阻力近似取靠近桩端位置测试截面的轴力。

## 2 试验结果

### 2.1 高应变试验结果

高应变动力试桩是以重锤冲击桩顶并通过桩顶附近安装的传感器来实测力和速度时程响应,将其代入波动方程进行分析以确定单桩极限承载力的方法,有 Case 法和实测曲线拟合法 2 种。图 2 为 6 根试桩高应变试验实测曲线。

根据实测力与速度曲线,由 Case 法可得单桩承载力如下

$$R_c = \frac{1}{2}(1 - J_c)[F(t_1) + ZV(t_1)] + \frac{1}{2}(1 + J_c)[F(t_2) - ZV(t_2)] \quad (5)$$

式中: $Z$  为桩身截面力学阻抗,  $Z = EA/c = \sqrt{\rho EA}$ ,  $A$  为桩身截面面积; $R_c$  为 Case 法单桩承载力计算值; $J_c$  为 Case 法阻尼系数; $t_1$  为速度第一峰值对应的时刻; $t_2$  为入射波返回桩顶时刻,  $t_2 = t_1 + 2L/c$ ,  $L$  为测点以下桩长; $F(t_1)$ ,  $F(t_2)$  分别为  $t_1$ ,  $t_2$  时刻实测力; $V(t_1)$ ,  $V(t_2)$  分别为  $t_1$ ,  $t_2$  时刻实测质点速度。

由图 2(a), (b) 可知, ZH1, ZH2 两试桩摩阻力有较明显发挥,且主要由桩侧中部和下部岩土层产生,其中试桩 ZH1 力与速度曲线之差大于试桩 ZH2,表明前者相对于后者具有更大的摩阻力。同时,两试桩  $t_2$  时刻力与速度曲线分别出现明显的正向反射和负向反射,即传感器安装位置实测力增大,测点位置桩身质点加速向上回弹,实测力与速度曲线迅速分离。由式(5)可知,当其他参数不变时,  $t_2$  时刻力增大,速度减小,则单桩承载力将增大,即实测信号表现出明显的桩端嵌岩反射特征。重锤冲击桩顶产生的压力波经过  $L/c$  时间下行传到桩底后,由于桩端中风化花岗岩阻抗大于桩身阻抗,在桩岩界面处下行压力波发生反射,且以压力波的形式上行至桩顶并与桩顶下行压力波叠加,导致传感器安装位置桩身压应力增大,且桩端持力层越坚硬完整,桩端嵌岩反射越显著。

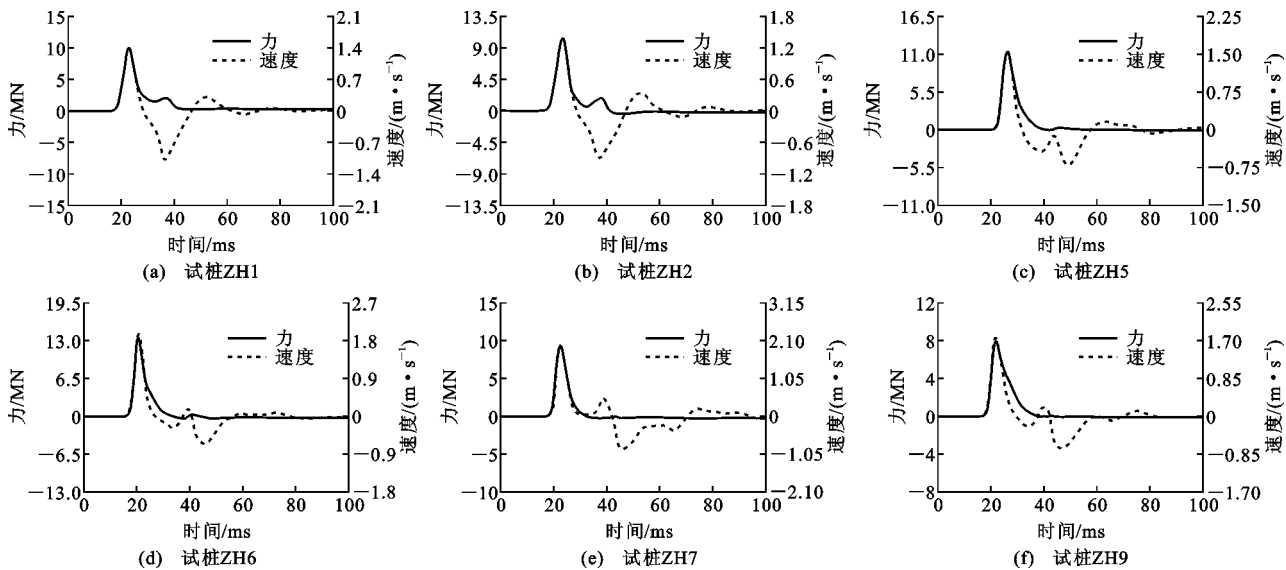


图 2 高应变试验实测曲线

Fig. 2 Measured Curves of High Strain Tests

由图 2(c)~(f)可知,试桩 ZH5,ZH6,ZH7,ZH9 在  $t_2$  时刻速度曲线出现不同程度的正向反射,而力曲线则基本归 0,即传感器安装位置实测压应力迅速衰减,同时桩身作减速向上回弹运动甚至产生加速下沉运动。由于这 4 根试桩持力层均为较软弱的强风化花岗岩,其桩端持力层阻抗小于桩身阻抗,冲击压力波传到桩底后,在桩岩界面处以拉力波的形式反射回桩顶,导致传感器安装位置桩身质点加速往下运动和压力减小,且桩端持力层越软弱,桩端速度曲线正向反射越显著。分析 6 根试桩  $t_2$  时刻力和速度曲线的变化可知,与实测力曲线相比,实测速度曲线对桩端处桩岩阻抗的变化反应更敏感。

分析图 2(c),(d)高应变信号可知,试桩 ZH5 桩侧摩阻力应大于试桩 ZH6,且  $t_2$  时刻试桩 ZH5 速度曲线正向反射幅度低于试桩 ZH6,说明试桩 ZH5 端阻力大于试桩 ZH6。因此,由实测曲线判断,试桩 ZH5 的单桩极限承载力应大于试桩 ZH6。同理可知,试桩 ZH9 单桩极限承载力应大于试桩 ZH7。

### 2.2 静载试验结果

图 3 为试桩荷载-沉降关系曲线。由图 3 可知,6 根试桩的荷载-沉降关系曲线基本呈缓变型,无明显陡降点,随着桩顶荷载的增加,荷载-沉降曲线逐渐向位移纵轴方向弯曲,即桩顶沉降的增加速度快于桩顶荷载的增加速度。尽管试桩加载阶段的荷载-沉降曲线差别较大,由试桩 ZH1,ZH2 的近似线性到试桩 ZH5,ZH6 的近似分段线性,再到试桩

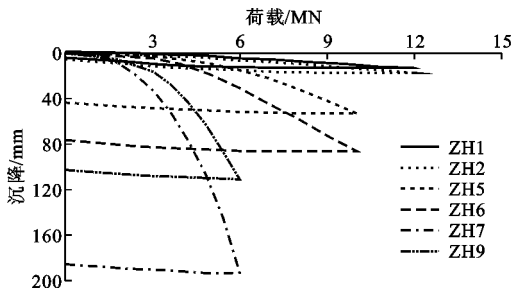


图 3 荷载-沉降关系曲线

Fig. 3 Relation Curves of Loading-settlement

ZH7,ZH9 的近似双曲线型,但卸载阶段的荷载-沉降曲线大致相互平行。表 3 为试桩竖向抗压静载试验结果。由表 3 可知,试桩 ZH1,ZH2 在最大试验荷载作用下产生的桩顶沉降较小,卸载后的残余沉降量在 6 mm 以内,此时的沉降主要是桩身及岩土弹塑性变形,其余试桩沉降量很大,最大试验荷载作用下桩顶沉降量均大于 0.05 倍桩径,卸载后的残余沉降量在 40 mm 以上,试桩 ZH7 最大残余沉降达到 185.44 mm,表明桩侧桩端岩土已发生破坏,沉降主要是岩土产生的塑性变形,这说明桩端持力层岩性条件对单桩承载性状影响很大。尽管试桩 ZH1,ZH2 桩端岩性与其他桩不同,桩顶沉降量较小,但卸载桩顶回弹量与其他试桩相差不大,6 根试桩回弹量在 8.56~12.17 mm 之间,且回弹量不与最大沉降量呈比例关系。试桩试验表明,尽管各试桩加载过程中经历的岩土弹塑性变形历史显著不同,但其卸载弹性特性变化不大。

表 3 静载试验结果

Tab. 3 Results of Static Load Tests

桩号	桩径/mm	桩长/m	预估单桩承载力特征值/kN	最大加载量/kN	最大沉降量/mm	残余沉降量/mm	桩顶回弹量/mm	桩身压缩量/mm	单桩极限承载力/kN	极限摩阻力/kN	极限端阻力/kN
ZH1	1 000	24.5	6 000	12 000	12.94	4.38	8.56	10.46	12 000	5 980	6 020
ZH2	1 000	26.3	6 000	12 000	18.06	5.89	12.17	12.24	12 000	4 988	7 012
ZH5	1 000	32.2	5 000	10 000	53.15	43.71	9.44	10.42	9 673	6 721	2 952
ZH6	1 000	32.1	5 000	10 000	86.37	76.70	9.67	9.28	7 337	4 879	2 458
ZH7	800	29.8	3 000	6 000	192.41	185.44	6.97	8.36	3 119	2 194	925
ZH9	800	30.4	3 000	6 000	110.11	102.49	7.62	7.83	4 170	2 710	1 460

试桩 ZH1,ZH2 因加载能力限制未能加载至破坏,最大试验荷载为 12 000 kN,按《建筑基桩检测技术规范》(JGJ 106—2014)规定,取其单桩极限承载力  $Q_u=12\,000$  kN。试桩 ZH1,ZH2 荷载-沉降关系曲线表明,两试桩真实极限承载力应大于 12 000 kN,甚至可能由桩身强度控制。试桩 ZH5,ZH6,ZH7,ZH9 试桩按规范取沉降  $s=0.05D$  ( $D$  为设计桩径)对应的荷载为单桩极限承载力。由表 3 还可

知,试桩 ZH6,ZH7,ZH9 的单桩极限承载力均低于 2 倍预估特征值。

图 4 为桩侧摩阻力和端阻力随桩顶荷载的变化关系曲线。在加载初期,摩阻力曲线斜率远大于端阻力曲线,桩侧摩阻力增长较快而端阻力增长缓慢,摩阻力先于端阻力发挥,且占全部土阻力的比值较大。随着桩顶荷载增大,端阻力开始逐步发挥且端阻力曲线斜率增大,摩阻力曲线斜率则相应地减小。

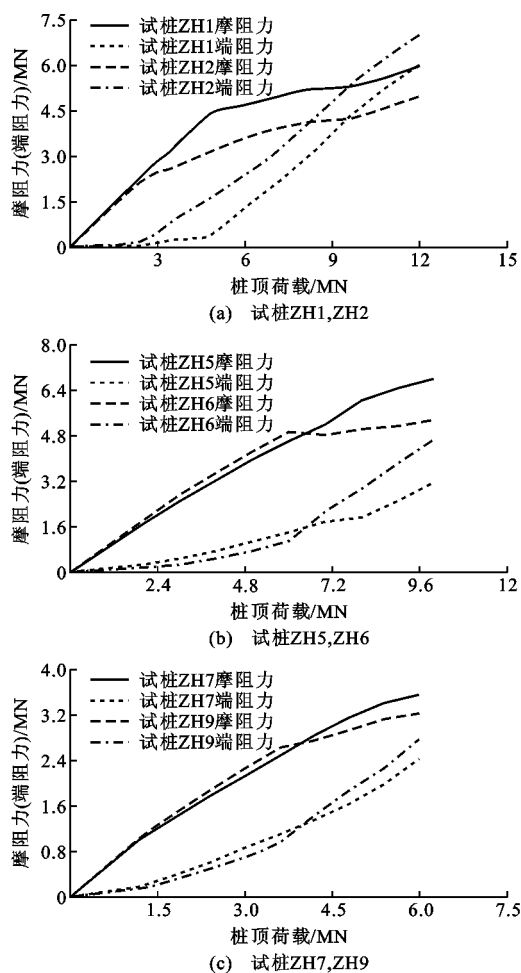


图4 桩侧摩阻力和端阻力与桩顶荷载关系

Fig. 4 Relations of Pile Side Friction Resistance and Tip Resistance with Pile Top Load

图4(a)表明,当试桩 ZH1,ZH2 桩顶荷载分别增大至约 12 000 kN 和 8 400 kN 时,端阻力曲线与摩阻力曲线相交,此时桩侧土层与桩端持力层各承担一半的桩顶荷载。此后若进一步加载,则端阻力大于摩阻力,表现出摩擦端承桩的承载性状。图4(b)显示,当试桩 ZH6 桩顶荷载增大到 6 000 kN 时,摩阻力曲线几乎突变成水平段,表明桩侧摩阻力已充分发挥并达到极限值,此后增加的桩顶荷载主要由桩端持力层承担,表现为端阻力曲线斜率突然增大。由图4(b),(c)可知,在整个加载过程中,试桩 ZH5,ZH6,ZH7,ZH9 摩阻力曲线始终位于端阻力曲线之上而不相交,即摩阻力始终大于端阻力,表现出端承摩擦桩的承载性状。

摩阻力与端阻力呈异步发挥,原因在于加载初期,桩顶荷载较小,桩顶位移主要是桩身压缩变形,桩土相对位移自上而下逐渐减小,同时桩侧摩阻力自上而下逐步发挥,桩端位移很小甚至为 0。桩侧

摩阻力充分发挥所需的桩土相对位移较小,一般在 2~6 mm 范围内,而端阻力充分发挥所需的桩端位移通常很大,甚至在整个加载过程中桩端持力层表现出加工硬化特性,端阻力随桩顶荷载或桩端位移增大而持续增大,因此端阻力呈滞后发挥。

图5为试桩 ZH2,ZH6 桩侧摩阻力与桩土相对位移关系曲线。由图5(a)可知,试桩 ZH2 中粗砂(上部)和淤泥质粉质黏土极限摩阻力分别为 46 kPa 和 25 kPa,对应的桩土相对位移分别为 4 mm 和 2 mm,后者摩阻力达到极限值后随相对位移增加逐渐下降,发挥不稳定。黏土和粉质黏土当桩土相对位移约为 3 mm 时摩阻力分别达到极限值 65 kPa 和 69 kPa,随相对位移继续增大,摩阻力分别趋于残值 51 kPa 和 57 kPa。中粗砂(下部)和残积土层在桩土相对位移分别达到 5.7 mm 和 4.6 mm 时摩阻力分别达到极限值 56 kPa 和 91 kPa。之后,随相对位移增大,前者摩阻力基本保持不变,后者摩阻力减小到 86 kPa。桩侧下部的全风化、强风化和中风化花岗岩层随桩土相对位移增大呈硬化型发展,因相对位移较小而未能达到摩阻力极限值,摩阻力发挥不充分。试验表明,桩侧岩土层摩阻力充分发挥所需桩土相对位移差异较大,总体表现为桩侧下部岩土层大于桩侧上部土层,且上部土层在达到摩阻力极限值后常发生不同程度的软化。

图5(b)表明,试桩 ZH6 上、下 2 层淤泥质粉质黏土的桩土相对位移达到 4.5 mm 左右时,其摩阻力分别达到极限值 17 kPa 和 25 kPa,之后随桩土相对位移增大,摩阻力分别减小为 12 kPa 和 21 kPa。中粗砂和粉质黏土达到极限摩阻力所需桩土相对位移为 12 mm,黏土达到极限摩阻力所需桩土相对位移为 19 mm,三土层摩阻力增大到极限值后均发生软化。当桩土相对位移达到 18 mm 左右时,粗砾砂和残积土摩阻力达到极限值的 88% 以上,此后随桩土相对位移继续增大,摩阻力增长趋势减缓,并逐渐接近极限值(66 kPa 和 62 kPa)。全风化和强风化花岗岩在整个加载过程中摩阻力随桩土相对位移增大呈双曲线型增长,表现出加工硬化特性,但后 5 级荷载作用下摩阻力增量分别仅为最大摩阻力的 16% 和 18%,表明摩阻力进一步发挥的潜力已不大。

试桩 ZH2,ZH6 端阻力与桩端位移关系曲线如图6所示,两试桩端阻力随桩端位移增大呈加工硬化型发展。试桩 ZH6 端阻力与桩端位移大致呈线性关系,试桩 ZH2 在前 6 级桩顶荷载作用下桩端位移达到 2.5 mm 之前,端阻力与桩端位移大致呈线

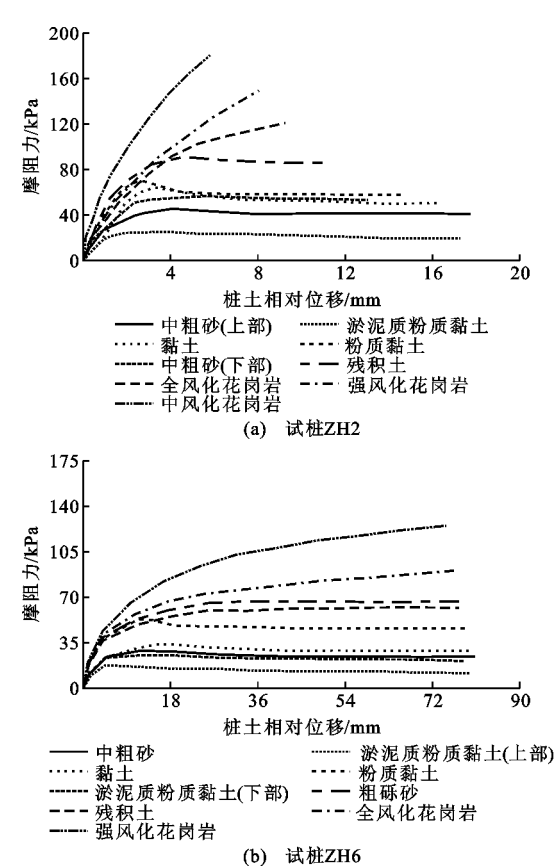


图 5 桩侧摩阻力与桩土相对位移关系曲线

Fig. 5 Relation Curves of Pile Side Friction Resistance and Pile-soil Relative Displacement

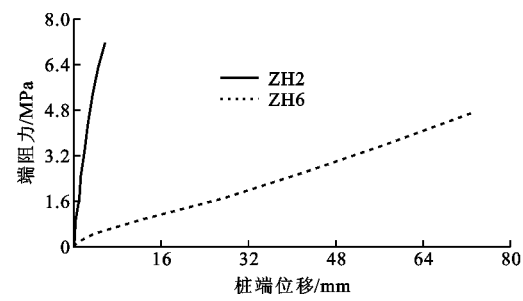


图 6 端阻力与桩端位移关系曲线

Fig. 6 Relation Curves of Tip Resistance and Tip Displacement of Pile

性关系,之后随桩顶荷载继续增加,非线性关系逐渐显现,最后一级荷载作用下桩端最大位移为 5.82 mm,端阻力因桩端位移较小而未充分发挥。

3 动静载试验对比分析

3.1 土阻力模型的比较

高应变拟合分析土阻力模型假定岩土为理想弹塑性材料,当桩土相对位移小于弹性极限位移(弹限)时,土阻力与桩土相对位移呈线性关系;当桩土相对位移大于弹限时,土阻力达到极限值并且保持不变。

表 4 为 6 根试桩拟合分析结果,可看出试桩拟合分析得到的桩侧土平均弹限  $Q_s$  在 2.54~4.79 mm 之间,与图 5 中试桩 ZH2 除风化岩层外的桩侧

表 4 拟合分析结果

Tab. 4 Fitting Analysis Results

桩号	试验参数		测点处实测参数				曲线拟合法分析结果							
	桩径/mm	桩长/m	承载力特征值/kN	最大冲击力/kN	最大速度/(m·s <sup>-1</sup> )	最大动位移/mm	$Q_s$ /mm	$Q_t$ /mm	$J_s$	$J_t$	极限承载力/kN	极限摩阻力/kN	极限端阻力/kN	拟合分析桩顶最大位移/mm
ZH1	1 000	24.5	6 000	9 981	1.34	7.0	2.54	1.99	0.52	1.05	13 067	5 767	7 300	13.5
ZH2	1 000	26.3	6 000	10 348	1.40	8.0	2.54	1.72	0.86	0.95	12 495	6 513	5 982	12.8
ZH5	1 000	32.2	5 000	11 589	1.54	7.0	2.54	4.81	0.72	0.22	8 684	4 842	3 842	13.3
ZH6	1 000	32.1	5 000	13 934	1.81	8.0	2.54	6.33	0.53	0.34	5 623	3 511	2 112	11.8
ZH7	800	29.8	3 000	9 413	1.94	12.0	4.79	7.57	0.22	0.28	3 018	1 998	1 020	15.2
ZH9	800	30.4	3 000	8 090	1.69	9.0	2.54	7.51	0.54	0.21	3 722	2 262	1 460	13.4

注: $Q_t$  为桩端土弹限; $J_s$ 、 $J_t$  分别为桩侧、桩端土 Case 法阻尼系数。

上部土层及试桩 ZH6 淤泥质粉质黏土层达到极限摩阻力所需的桩土相对位移基本一致,但与试桩 ZH2 下部风化岩层及试桩 ZH6 其余岩层摩阻力充分发挥所需的桩土相对位移相比明显偏低。

此外,由图 5 可知,桩侧摩阻力与桩土相对位移的关系较为复杂,根据试桩试验结果大致可概括为以下 3 类:①硬化模型,如全风化、强风化和中风化花岗岩层,摩阻力随桩土相对位移增大而持续增大、

增长趋势渐缓;②软化模型,如黏土、粉质黏土和中粗砂(上部)层,摩阻力先随桩土相对位移增大而增大,达到极限摩阻力后又随桩土相对位移增大而减小,最后基本稳定在摩阻力残值附近,不随相对位移增大而变化;③弹塑性-理想塑性模型,如中粗砂(下部)层和粗砾砂层,摩阻力随桩土相对位移增大呈非线性增大,达到极限摩阻力后基本稳定在极值附近,土层没有发生明显的软化或硬化。因此,拟合分析

采用的理想弹塑性模型难以合理模拟桩侧土层摩阻力的发挥特性,即使对于摩阻力-桩土相对位移呈弹塑性-理想塑性的土层,为减小误差,拟合分析也应根据桩侧不同土层采用不同的弹限。

表 4 中拟合分析的桩端土弹限  $Q_L$  在 1.72~7.57 mm 之间,总体随试桩静载试验极限端阻力的增大而减小。试桩 ZH2 拟合分析的桩端土弹限为 1.72 mm,低于图 6 中试桩静载试验最大桩端位移 (5.82 mm)。由于桩端位移很小,端阻力与桩端位移基本呈线性关系,拟合分析采用的理想弹塑性端阻力模型可较好地模拟桩端小位移或低荷载水平条件下端阻力的发挥规律。试桩 ZH6 拟合分析的桩端土弹限为 6.33 mm,明显低于静载试验单桩极限承载力所对应的桩端位移,特别是在桩端位移由 0 增大到约 75 mm 的过程中强风化持力层始终呈硬化特性,这与拟合分析假定桩端位移达到弹限后桩端土进入屈服状态存在显著差异。因此,对于试桩 ZH6 及低荷载水平下的试桩 ZH2,端阻力与桩端位移基本呈线性关系,与理想弹塑性模型弹性阶段的假定一致,但需合理确定拟合分析模型的弹限参数。

### 3.2 荷载-沉降关系的比较

表 4 中试桩 ZH1, ZH2 的拟合分析承载力略高于静载试验最大荷载,拟合分析桩顶位移则分别接近和小于静载试验值。试桩 ZH5, ZH6 的拟合分析承载力与静载试验值相比偏低,且对应的桩顶位移只有十几毫米,明显低于荷载-沉降 ( $Q-s$ ) 曲线呈缓变型时试桩静载试验按 0.05 倍桩径确定单桩极限承载力所需的 50 mm 桩顶位移。试桩 ZH7, ZH9 的拟合分析承载力与静载试验较接近,但对应的桩顶位移同样明显低于静载试验确定单桩极限承载力对应的位移。

拟合分析  $Q-s$  曲线如图 7 所示,与图 3 对比,试桩 ZH1, ZH2 的拟合  $Q-s$  曲线与静载试验曲线差别不大,由于静载试验两试桩均未加载至破坏,因此无法获得高荷载阶段静载试验的  $Q-s$  曲线。高荷载阶段桩端持力层的非线性变形将更显著,与单桩实际极限承载力对应的桩顶位移将大于静载试验最大位移。高应变试验因重锤冲击能量有限无法完全激发土阻力,导致拟合分析无法模拟高荷载阶段的  $Q-s$  曲线。其余 4 个试桩的拟合  $Q-s$  曲线位移明显小于静载试验曲线,其中试桩 ZH7 的桩顶位移达到约 10 mm 后  $Q-s$  曲线与纵轴平行,表明桩侧桩端岩土进入完全塑性状态,单桩承载力不再随桩顶位移增大而增大。试验结果表明,对于静载试验  $Q-s$  曲线

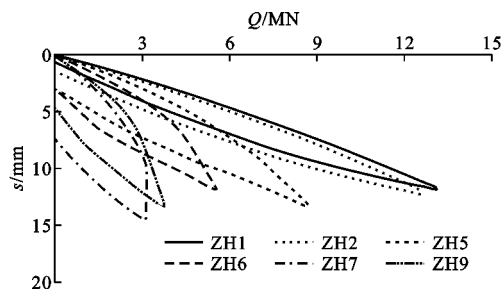


图 7 拟合分析  $Q-s$  曲线

Fig. 7 Fitting Analysis  $Q-s$  Curves

呈缓变型的灌注桩,与静载试验相比,拟合分析的承载力偏低而桩顶位移则更低,即拟合分析桩顶位移误差大于承载力误差。

拟合分析一般采用冲击能量较大的某一锤冲击作用下的实测信号,由表 4 可知,动测桩顶最大位移在 7.0~12.0 mm 之间,桩端位移则更低,拟合分析假定各土单元的最大位移大于或等于相应单元的弹限,各单元的阻力均达到最大值,最大桩顶位移略大于实测值,但与静载试验极限承载力对应的桩顶位移相比仍明显偏低。桩侧摩阻力充分激发所需桩土相对位移一般小于端阻力充分激发所需的桩端位移。因此,在 1 次锤击作用下桩侧摩阻力相对端阻力激发更充分,当桩端持力层较软弱和端承载力较低时,因端阻力未充分激发而引起的误差较小,拟合承载力也更接近静载试验的单桩极限承载力;反之,则与静载试验的承载力误差较大。增加锤重和增大冲击能量可以适当降低拟合分析  $Q-s$  曲线的误差,但要最大限度地消除这种误差,还应从土阻力模型和拟合分析方法的改进入手。

高应变试验得到的单桩承载力实际为检测承载力,其值与重锤冲击作用下桩土相对位移的大小有关,相对位移越大,土阻力激发越充分,理论上其承载力越接近静载试验结果,此外,还与土阻力模型、拟合分析方法及技术人员理论和经验水平等因素有关。因此,高应变试验得到的单桩承载力具有多解性,而静载试验在确定的加载条件下单桩极限承载力具有相对客观性和惟一性。

### 3.3 桩岩阻抗与实测波形的关系

根据静载试验结果,桩端持力层强度较高的试桩 ZH1, ZH2 在  $t_2$  时刻力和速度曲线分别出现正向反射和负向反射,而持力层强度较低的其余试桩则相反,在  $t_2$  时刻力和速度曲线分别出现负向反射和正向反射,并且强度越低速度曲线正向反射越明显。根据应力波原理,应力波反射与界面两侧介质的波阻抗大小有关,阻抗增大时速度波产生负向反



射,力波则产生正向反射,阻抗减小时则相反。试桩 ZH1,ZH2 持力层为中风化花岗岩,相比其余试桩具有更大的强度和刚度,因而具有更大的阻抗。在桩岩界面处反射波与入射波有如下关系

$$F_r(L,t_1+L/c)=\frac{Z_r-Z_p}{Z_r+Z_p}F_i(L,t_1+L/c) \quad (6)$$

式中: $F_i(L,t_1+L/c)$ , $F_r(L,t_1+L/c)$ 分别为 $t_1+L/c$ 时刻桩底处入射力波和反射力波; $Z_r$ , $Z_p$ 分别为桩端持力层阻抗和桩身阻抗。

令阻抗比 $\beta=Z_r/Z_p$ ,式(6)可表示为

$$F_r(L,t_1+L/c)=\frac{\beta-1}{\beta+1}F_i(L,t_1+L/c) \quad (7)$$

桩岩界面处透射波 $F_t(L,t_1+L/c)$ 可表示为

$$F_t(L,t_1+L/c)=\frac{2\beta}{\beta+1}F_i(L,t_1+L/c) \quad (8)$$

考虑桩侧全部摩阻力 $R_s$ 的影响,桩顶 $t_2$ 时刻上行波 $F_u(0,t_2)$ 可表示为

$$F_u(0,t_2)=F_r(L,t_1+L/c)+\frac{R_s}{2} \quad (9)$$

由桩顶初始下行波 $F_d(0,t_1)$ 与摩阻力 $R_s$ 产生的下行拉力波可得桩底入射波为

$$F_i(L,t_1+L/c)=F_d(0,t_1)-\frac{R_s}{2} \quad (10)$$

下行波 $F_d(0,t_1)$ 和上行波 $F_u(0,t_2)$ 可根据 $t_1$ , $t_2$ 时刻桩顶实测力 $F(0,t_1)$ , $F(0,t_2)$ 和实测速度 $V(0,t_1)$ , $V(0,t_2)$ 分别表示为

$$F_d(0,t_1)=\frac{F(0,t_1)+Z_pV(0,t_1)}{2} \quad (11)$$

$$F_u(0,t_2)=\frac{F(0,t_2)-Z_pV(0,t_2)}{2} \quad (12)$$

结合式(7)和式(9)~(12)可得阻抗比为

$$\beta=\frac{\{F(0,t_1)+F(0,t_2)+Z_p[V(0,t_1)-V(0,t_2)]-2R_s\}}{\{F(0,t_1)-F(0,t_2)+Z_p[V(0,t_1)+V(0,t_2)]\}} \quad (13)$$

$$R_s=F(0,t_r)-Z_pV(0,t_r) \quad (14)$$

式中:当桩端速度为负向反射时, $t_r$ 为 $t_2$ 时刻前速度曲线反弯点对应的时刻或力曲线正向反射起升沿起点对应的时刻;当桩端速度为正向反射时, $t_r$ 为 $t_2$ 时刻前速度曲线起升沿起点对应的时刻。

由式(13)得到的 6 根试桩阻抗比如表 5 所示,桩端持力层为中风化花岗岩的试桩 ZH1,ZH2 具有较大的阻抗比,而桩端持力层为强风化花岗岩的其余试桩阻抗比则较低,其值均小于 1。式(7),(8)表明,阻抗比越大,桩底反射力波、透射力波与桩底入射力波比值越大,即桩端持力层提供的土阻力越大。当阻抗比等于 1 时,持力层阻抗与桩身阻抗完全匹

表 5  $\beta$  与实测波形的关系  
Tab. 5 Relationship Between  $\beta$  and Measured Waves

桩号	$F(t_1)/$ kN	$V(t_1)/$ ( $m \cdot s^{-1}$ )	$F(t_1+2L/c)/$ kN	$V(t_1+2L/c)/$ ( $m \cdot s^{-1}$ )	$\beta$
ZH1	9 981	1.34	2 061	-1.04	1.947
ZH2	10 348	1.40	1 887	-0.90	1.783
ZH5	11 589	1.54	113	-0.11	0.787
ZH6	13 934	1.81	-141	0.14	0.742
ZH7	9 413	1.94	-256	0.50	0.527
ZH9	8 090	1.69	-12	0.23	0.676

配,由桩顶入射的力波下行到桩底后在桩岩界面处将完全透射到桩端持力层半无限空间中,即无桩底反射力波产生。

由式(5)可知,阻抗与介质的弹性模量、密度及截面面积有关,通常材料密度变化不大,材料弹性模量和桩身截面面积为确定值,桩端持力层理论上为半无限体,因此桩岩阻抗比理论上将趋于无穷大。表 5 中桩岩阻抗比均在 0.6~2.0 之间变化,并非无穷大,这说明桩端持力层面积为有限值,即存在有效阻抗面积。假定桩身混凝土与花岗岩的材料密度大致相同,两者的弹性模量之比与抗压强度之比也大致相同,由钻芯试验得到的中风化花岗岩抗压强度平均值为 13.05 MPa,试桩 ZH1,ZH2 混凝土抗压强度为 43.7 MPa,根据已知的桩岩阻抗比可得桩端持力层有效阻抗面积与桩身截面面积之比约为 3.41。

3.4 极限端阻力与桩岩阻抗比的关系

将桩底视为自由端,持力层对桩底的作用以端阻力 $R_b$ 表示,根据行波理论, $t_2$ 时刻传感器安装截面测得的上行波由 3 个部分组成:① $t_1$ 时刻下行压力波在桩端反射后形成的上行拉力波 $-F_d(0,t_1)$ ;②由全部桩侧摩阻力产生的上行压力波 $R_s/2$ ;③由全部桩侧摩阻力产生的下行拉力波 $-R_s/2$ 在桩底自由端反射后形成的上行压力波 $R_s/2$ 及桩端土阻力 $R_b$ 。因此, $t_2$ 时刻测点上行波为

$$F_u(0,t_2)=R_s+R_b-F_d(0,t_1) \quad (15)$$

如将桩端岩土视为桩的第 $N+1$ 个单元, $t_1+L/c$ 时刻沿桩身下行的力波 $F_d(t_1+L/c)$ 在桩岩界面处发生反射和透射,假定透射到岩土中的力波不再反射回桩身,则由式(7),(10)可得桩底反射波为

$$F_r(L,t_1+L/c)=\frac{\beta-1}{\beta+1}[F_d(0,t_1)-\frac{R_s}{2}] \quad (16)$$

该桩底反射波与桩侧摩阻力产生的上行压力波 $R_s/2$ 一起于 $t_2$ 时刻上行至桩顶,即

$$F_u(0,t_2)=\frac{\beta-1}{\beta+1}[F_d(0,t_1)-\frac{R_s}{2}]+\frac{R_s}{2} \quad (17)$$

根据式(15),(17)得到

$$R_b = \frac{2\beta}{\beta+1} [F_d(0, t_1) - \frac{R_s}{2}] \quad (18)$$

式(18)表明,桩端土阻力可由阻抗比与桩侧摩阻力以及  $t_1$  时刻下行力波求得,当桩侧摩阻力和下行力波一定时,阻抗比越大,桩端土阻力越大,持力层强度越高。对表3中静载试验极限端阻力按桩端面积归一化,归一化后的极限端阻力与阻抗比的关系如图8所示。由图8可知,极限端阻力随桩岩阻抗比的增大而增大,两者呈较好的线性关系。当  $\beta=1$  时,下行到桩底的入射波不发生发射而完全透射到桩端持力层中,所对应的桩端极限端阻力为 4 731 kPa。图2、表5和图8表明,试桩 ZH5, ZH6, ZH9, ZH7 在  $t_2$  时刻桩顶实测速度信号正向反射幅值依次增大,对应的阻抗比和极限端阻力则依次减小,而试桩 ZH1, ZH2 速度信号呈负向反射且阻抗比和极限端阻力都远大于其余4根试桩。

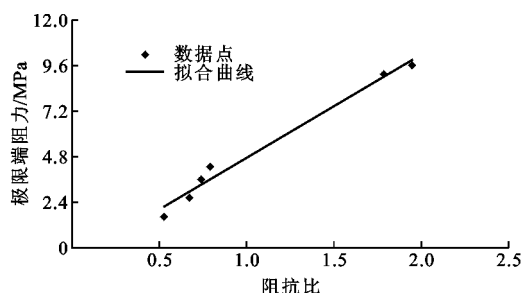


图8 极限端阻力与阻抗比的关系

Fig. 8 Relation of Ultimate Tip Resistance and Impedance Ratio

因此,当  $\beta < 1$  时,桩端持力层阻抗小于桩身阻抗,此时桩底反射力波为负值,即为拉力波,同时桩顶实测速度信号在  $t_2$  时刻产生正向反射,且正向反射幅值越大,桩端持力层极限承载力越低。当  $\beta > 1$  时,桩端持力层阻抗大于桩身阻抗,桩底反射力波为正值,即为压力波,同时桩顶实测速度信号在  $t_2$  时刻产生负向反射,且负向反射幅值越大,桩端持力层极限承载力越高。

在实际工程的高应变拟合分析中,可根据桩顶实测信号计算得到的阻抗比通过试验经验公式求得极限端阻力,并作为初始参数进行拟合分析,有利于提高拟合分析的准确性和可靠性,减少参数反演的盲目性。作为初步探讨,本文只针对花岗岩持力层对若干灌注桩进行了动静载对比试验,要深入研究阻抗比与极限端阻力之间的相互关系,还需对不同桩径、不同桩端持力层岩性的试桩进行大量的对比试验,这也是今后有待继续开展的工作。

## 4 结 语

(1)试桩静载试验  $Q-s$  曲线呈缓变型,单桩极限承载力由桩顶容许位移控制。桩侧摩阻力先于桩端土阻力发挥,且桩侧摩阻力发挥不稳定,部分桩侧土层摩阻力达到极限值后产生软化,而桩端岩土则始终处于硬化状态。

(2)沿桩深度方向桩侧各土层摩阻力充分发挥所需的桩土相对位移不同,桩侧下部土层特别是风化岩层摩阻力充分发挥所需的桩土相对位移大于上部土层。各土层摩阻力随桩土相对位移增大分别呈理想弹塑性、硬化及软化模型变化,因此,对于不同的土层,拟合分析应采用不同的土阻力模型和弹限。

(3)桩端持力层虽为半无限体,其阻抗面积并非无限大,而是存在有效阻抗面积。当桩岩阻抗相等时,持力层有效阻抗面积一般大于桩身截面面积,而持力层岩土弹性模量或抗压强度一般低于桩身混凝土弹性模量或抗压强度。

(4)极限端阻力随桩岩阻抗比的增大而增大,两者之间大致呈线性关系。阻抗比越大,高应变试验速度曲线桩底负向反射越显著,桩端持力层承载力越大;阻抗比越小,高应变试验速度曲线桩底正向反射越显著,桩端持力层承载力越小。根据阻抗比与极限端阻力之间的相互关系,可由高应变实测信号计算的阻抗比得到极限端阻力,并将其作为初始参数用于高应变拟合分析中。

(5)对于静载试验  $Q-s$  曲线呈缓变型的灌注桩,高应变拟合分析的  $Q-s$  曲线与静载试验曲线差别较大,拟合分析的单桩极限承载力与桩顶位移一般低于静载试验结果。与静载试验单桩极限承载力及其对应的桩顶位移对比,拟合分析的桩顶位移相对误差大于动测极限承载力的相对误差。

## 参考文献:

### References:

- [1] SMITH E A L. Pile Driving Analysis by the Wave Equation[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 1960, 86(4): 35-61.
- [2] RAUSCHE F, GOBLE G, LIKINS JR G E. Dynamic Determination of Pile Capacity [J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1985, 111(3): 367-383.
- [3] GAZETAS G, DOBRY R. Simple Radiation Damping Model for Piles and Footings[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1984, 110(6): 937-956.
- [4] 黄茂松, 江 杰, 梁发云, 等. 层状地基中桩基础的竖

- 向荷载位移关系非线性分析方法[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(10): 1423-1429.
- HUANG Mao-song, JIANG Jie, LIANG Fa-yun, et al. Nonlinear Analysis for Settlement of Vertically Loaded Pile Foundation in Layered Soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(10): 1423-1429.
- [5] 洪毓康, 陈强华. 钻孔灌注桩的荷载传递性能[J]. 岩土工程学报, 1985, 7(5): 22-35.
- HONG Yu-kang, CHEN Qiang-hua. Load Transfer Behaviour of Bored Piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1985, 7(5): 22-35.
- [6] 赵春风, 李俊, 邱志雄, 等. 广东地区大直径超长钻孔灌注桩荷载传递特性试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(4): 849-855.
- ZHAO Chun-feng, LI Jun, QIU Zhi-xiong, et al. Experimental Research on Load Transfer of Large-diameter and Super-long Bored Pile in Guangdong Area[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, 34(4): 849-855.
- [7] 邓祥辉, 张永杰, 房海勃. 后压浆钻孔灌注桩承载力分析与试验研究[J]. 建筑科学与工程学报, 2015, 32(2): 58-64.
- DENG Xiang-hui, ZHANG Yong-jie, FANG Hai-bo. Bearing Capacity Analysis and Experiment Research on Post-grouting Bored Piles[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2015, 32(2): 58-64.
- [8] 赵明华, 曹文贵, 刘齐建, 等. 按桩顶沉降控制嵌岩桩竖向承载力的方法[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(1): 67-71.
- ZHAO Ming-hua, CAO Wen-gui, LIU Qi-jian, et al. Method of Determination of Vertical Bearing Capacity of Rock-socketed Pile by the Settlement of Pile Top[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, 26(1): 67-71.
- [9] 马晔, 王陶. 超长钻孔桩自平衡法荷载试验研究[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(3): 275-278.
- MA Ye, WANG Tao. Experimental Study on Bearing Behavior of Super-long Drilled Pile with the Self-balanced Load Test Method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 27(3): 275-278.
- [10] 曹汉志. 桩的轴向荷载传递及荷载-沉降曲线的数值计算方法[J]. 岩土工程学报, 1986, 8(6): 37-49.
- CAO Han-zhi. Axial Loading Transfer of Pile and Numerical Calculation Method of Loading-settlement Curve[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1986, 8(6): 37-49.
- [11] 王哲, 周建, 龚晓南. 考虑土芯作用的大直径灌注筒桩轴向荷载传递性状分析[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(10): 1185-1189.
- WANG Zhe, ZHOU Jian, GONG Xiao-nan. Analysis of Axial Load-transfer of Large-diameter Tubular Pile Using Cast-in-situ Concrete[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 27(10): 1185-1189.
- [12] 陈正杰. 基桩高应变动测技术的改进与应用研究[D]. 上海: 同济大学, 2000.
- CHEN Zheng-jie. Improvement and Application Research of the High Strain Dynamic Test Technology of Piles[D]. Shanghai: Tongji University, 2000.
- [13] 于印章, 汪凤泉, 韩晓林. 高应变单桩承载力动测分析方法的改进[J]. 岩土工程学报, 1996, 18(5): 41-45.
- YU Yin-zhang, WANG Feng-quan, HAN Xiao-lin. An Improvement of the Method of Determination of Bearing Capacity for Piles by High Strain Dynamic Test[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 18(5): 41-45.
- [14] 赵海生. 高应变法模拟  $Q-s$  曲线误差分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(12): 2129-2135.
- ZHAO Hai-sheng. Errors Study on  $Q-s$  Curve of Pile Simulated by High Strain Dynamic Testing Method[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(12): 2129-2135.
- [15] JGJ 106—2014, 建筑基桩检测技术规范[S].
- JGJ 106—2014, Technical Code for Testing of Building Foundation Piles[S].