

# 桩端后注浆嵌岩灌注桩竖向承载性状现场试验研究

刘宜昭<sup>1</sup>, 刘松玉<sup>1</sup>, 冯旭峰<sup>2</sup>, 薛凌云<sup>2</sup>, Usman Hassan<sup>1</sup>

(1. 东南大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210096; 2. 南京东大岩土工程勘察设计研究院有限公司, 江苏 南京 210096)

**摘要:** 在南京河西地区开展了桩径 1100 mm, 有效桩长 50.9~55.9 m, 以中风化泥岩为桩端持力层共 6 组大吨位桩端后注浆嵌岩灌注桩竖向静载荷试验, 深入研究了该地区大直径后注浆嵌岩桩竖向承载特性及荷载传递机制。试验结果表明: 4 根试桩  $Q-s$  曲线为缓变型, 2 根试桩为陡变型, 桩顶回弹率达 63.6%~83.4%, 桩端阻力占总荷载比例不到 5%; 注浆质量差、桩端沉渣厚的试桩极限承载力明显偏低, 嵌岩部分的桩侧摩阻力比正常工作的试桩小 25.7%~30.8%; 相比嵌岩较深试桩, 嵌岩较浅试桩的极限承载力偏小, 但端阻发挥更多, 且在桩端附近的桩侧摩阻力发挥程度也更高, 嵌岩段承担荷载的占比更高; 随着桩顶荷载增大, 试桩的嵌岩段总阻力近似线性增长, 且基本大于桩周土总侧摩阻力。本试验研究成果为后注浆嵌岩桩设计提供了依据, 同时也为类似地区大直径嵌岩桩实践与理论研究提供了参考。

**关键词:** 嵌岩桩; 后注浆; 静载试验; 荷载传递; 静力触探

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 2096 - 7195(2019)03 - 0001 - 09

**作者简介:** 刘宜昭 (1995 - ), 男, 硕士, 主要研究环境岩土工程以及桩基工程方面工作。E-mail: lyz9558@foxmail.com。

## Field test investigation of the vertical bearing behavior of post-grouting and rock-socketed piles

LIU Yi-zhao<sup>1</sup>, LIU Song-yu<sup>1</sup>, FENG Xu-feng<sup>2</sup>, XUE Ling-yun<sup>2</sup>, Usman Hassan<sup>1</sup>

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, China;

2. Nanjing SEU Geotechnical Engineering Investigation and Design Research Institute Co., Ltd. Nanjing 210096, China)

**Abstract:** In Hexi area of Nanjing, six groups of large tonnage static load tests were carried out to study the vertical bearing characteristics and load transfer mechanism of large diameter post-grouting and rock-socketed piles. The test piles were embedded in moderately weathered mudstone with different rock-socketed length, and their diameter was 1100 mm and the effective pile length was 50.9~55.9 m. The results show that the load-settlement curves of the 4 piles are mild ones and the other 2 piles are steep ones. The rebound rate of the pile top is 63.6%~83.4%, and the tip resistance accounts for less than 5% of the total load. In addition, the ultimate bearing capacity of the test piles with poor grouting quality and thick sediment under the pile tip are obviously smaller, and the shaft friction of the rock-socketed part of the piles is 25.7%~30.8% smaller than that of the normal test piles. The shaft frictions located in the end of the pile are 25.7%~30.8% smaller than those of the normal working test piles. Compared with the piles with larger rock-socketed length, the ultimate bearing capacity of the test piles with smaller rock-socketed length is smaller, whereas the tip resistance plays a major role. The shaft friction near pile tip is higher, and the proportion of the load carried by the rock-socketed section is also higher. With the increase of the load, the total resistance of the rock-socketed section increases approximately linearly, and is basically larger than the total shaft friction of soil layer. The experimental research results can provide a basis for the design of post-grouting and rock-socketed piles and give a significant reference for the practice and theoretical research of large-diameter rock-socketed piles in similar areas.

**Key words:** rock-socketed piles; post-grouting; static load tests; load transfer; cone penetration test (CPT)

## 0 引 言

近年来,大规模高层/超高层建筑的兴建对桩基承载性能提出了更高要求,嵌岩灌注桩具有承载力高、沉降小、环境适应性强等特点,得到了大量应

用。得益于各种条件下嵌岩灌注桩荷载传递性状的现场试验,其理论水平和工程应用均得到了进一步

的发展。王国民<sup>[1]</sup>根据试验发现,软岩钻孔灌注桩的桩侧摩阻力值随深度的增大先增大后减小;王卫东等<sup>[2]</sup>发现泥岩/砂岩岩层的桩土相对位移2~3 mm时,侧摩阻力得到较大发挥,在加载初始,泥岩嵌岩桩的桩周土侧阻力的发挥水平比砂岩嵌岩桩高。对于泥岩等软岩,岩石单轴抗压强度试验值低于其实际承载能力,按桩基规范方法计算端阻力会低估其承载力;Kou等<sup>[3]</sup>发现,嵌岩钻孔灌注桩(桩长35 m,入全风化泥岩10 m)的侧摩阻提供了78%的荷载反力,且指出我国JGJ 94-2008规范<sup>[4]</sup>对侧摩阻力的估算过于保守。

嵌岩深度是嵌岩桩一个重要的设计参数,但关于嵌岩桩的嵌岩深度一直存在争议,黄求顺<sup>[5]</sup>提出,3D(D为桩径)为最佳嵌岩深度,5D为最大嵌岩深度;刘树亚等<sup>[6]</sup>分析认为最大嵌岩深度为5D仅适用于岩石的弹性模量与混凝土的弹性模量相差不大的桩;明可前<sup>[7]</sup>通过试验认为,4D为最佳嵌岩深度;王国民<sup>[1]</sup>提出,软质岩层应采用较大的嵌岩深度,但当嵌岩深度大于或等于10D时,桩底反力仅占桩顶荷载0.25%~0.3%;刘松玉等<sup>[8]</sup>认为泥质软岩中的嵌岩桩的最大嵌入深度为7D;宋仁乾等<sup>[9]</sup>认为桩存在最佳入岩深度,但没有最大入岩深度,实际静载试验表明,在软岩地区即使嵌岩深度为10D,端阻仍有发挥。Gao等<sup>[10]</sup>通过模型试验发现,端阻比及桩顶沉降随嵌岩深度增大而减小。调研发现,目前国内现行规范未对软岩地区的嵌岩深度做出明确规定。不同嵌岩深度下,软岩嵌岩桩的竖向承载力对比试验较少,相关研究成果鲜见发表。

桩端后注浆可以固化沉渣,增强桩端阻力的发挥程度。Dai等<sup>[11]</sup>通过试验发现,桩端后注浆可使桩端阻力增加34%~45%,桩极限承载力提高17%~62%;Ruiz等<sup>[12]</sup>发现,桩端后注浆能在桩端形成注浆球,桩极限承载力提高20%~100%,黄挺等<sup>[13]</sup>发现桩端注浆桩的下部侧摩阻力得到明显提高;刘开富等<sup>[14]</sup>、曾志军等<sup>[15]</sup>、朱楠等<sup>[16]</sup>发现桩端后注浆能有效减少桩的沉降;李永辉等<sup>[17]</sup>发现桩端后注浆能有效加固沉渣,且在桩端形成深度1 m的网状水泥胶结体。但有关软岩地区后注浆嵌岩桩的研究相对较少,对其作用机理尚不明确。

本文依托南京河西地区某超高层建筑嵌岩桩单桩竖向静力载荷试验,深入研究了高承载力后注浆嵌岩桩的承载变形特性与荷载传递机理,获得了不同嵌岩深度对承载力及荷载传递的影响,给出了桩端后注浆对桩侧摩阻力的增强作用。本文研究结

果可为本工程的工程桩设计提供依据,并为南京河西地区嵌岩桩的实践与理论研究提供一定参考。

## 1 工程概况及现场试验

### 1.1 工程概况

本试验场地位于南京河西新城,属长江漫滩地貌单元。场地地势平坦,地基岩土层总体分布较均匀。据勘探资料,场区上覆土层以人工填土、淤泥质粉质黏土、粉细砂为主,桩端持力层为中风化泥岩,棕红色,层面埋深为57.6~69.4 m。岩体较完整,采芯率80%~85%,芯样局部夹杂白色石膏矿脉,岩质软硬较为均匀。根据室内试验,中风化泥岩试样的饱和单轴抗压强度标准值1.23 MPa,属于极软岩,岩体基本质量等级为V级。详细的岩土层参数见表1和表2。

表1 场地土层及参数

Table 1 Soil layer and parameters of the site

层号	土层名称	直剪(快剪)			$q_{sik}$ /kPa
		$\gamma$ /(kN/m <sup>3</sup> )	$c$ /kPa	$\phi$ /°	
① <sub>2</sub>	素填土	17.94	14.1	11.33	/
② <sub>1</sub>	粉质黏土	18.05	/	/	38
② <sub>2</sub>	淤泥质粉质黏土	17.3	11.5	9.55	21
② <sub>3a</sub>	粉砂夹粉质黏土	18.99	4.7	28.27	26
② <sub>3</sub>	粉砂	19.35	3.7	29.96	50
③ <sub>1</sub>	粉细砂	19.8	3.1	31.8	66
③ <sub>1a</sub>	粉质黏土夹粉砂	17.94	12.0	11.01	36
③ <sub>2</sub>	细砂	19.89	2.5	33.22	75
③ <sub>e</sub>	中粗砂含卵石	20.18	2.4	34.19	100

表2 场地岩层及参数

Table 2 Soil layer and parameters of the site

层号	岩层名称	饱和单轴 抗压强度 /MPa	$q_{sik}$ /kPa	$q_{pk}$ /kPa
⑤ <sub>2</sub>	强风化泥岩	0.66	120	2000
⑤ <sub>3a</sub>	中风化泥岩 (破碎层)	1.47	180	/
⑤ <sub>3</sub>	中风化泥岩	1.23	250	3000

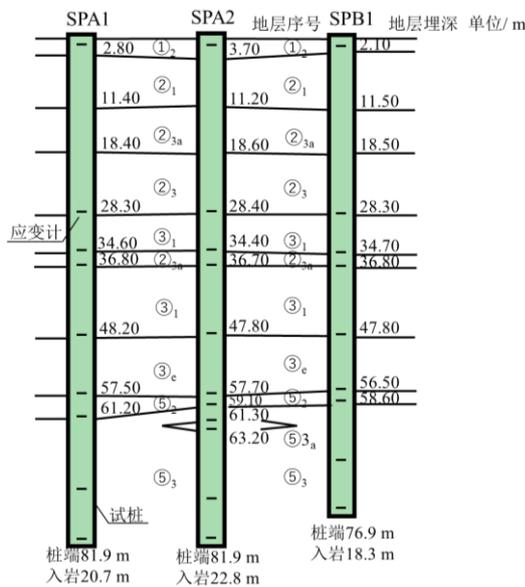
注: $\gamma$ 为土层重度, $c$ 为黏聚力, $\phi$ 为内摩擦角, $q_{sik}$ 为地层极限侧摩阻力标准值, $q_{pk}$ 为极限端阻力标准值。

### 1.2 试桩方案

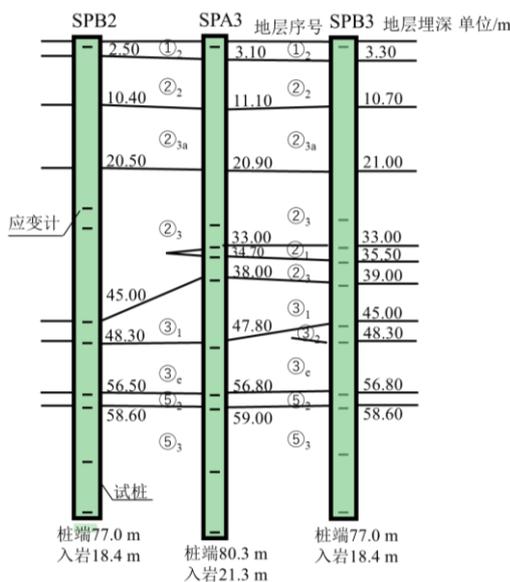
本试验选择两种不同地层剖面下(A、B区,见

图 1) 共计 6 根嵌岩桩开展单桩抗压静载试验, 试验加载方式采用慢速维持载荷法。为分析不同嵌岩深度对单桩竖向承载力的影响, 同时开展了 SPA 型桩 (嵌岩深度大于 20 m) 与 SPB 型桩 (嵌岩深度约 18 m) 承载变形特性对比研究。

试桩均为钻孔灌注桩 (采用桩端后注浆), 桩径为 1100 mm, 桩端入⑤<sub>3</sub> 中风化泥岩, 桩身混凝土强度等级为水下 C50, 各试验桩桩长及嵌岩深度等参数如图 1 所示。由于基坑开挖深度 26 m, 为充分研究开挖面以下地层桩基工作性状, 采用双层钢套管消除开挖段的桩身侧阻力, 直接测试有效桩长范围内的桩基承载力。设有双层钢套管的区段在下文称为无效段。



(a) A 区



(b) B 区

图 1 A、B 区试桩剖面图及桩身土层

Figure 1 Profile of soil layers and test pile in area A and B

为测试桩身内力, 在各试桩桩顶面下 1.1 m 处、各地层交界处、入岩段、桩端处的桩身布设振弦式应变计, 应变计绑扎在主筋上。各桩设有 9~11 个断面, 每个断面对称布设 4 个应变计。除去桩顶面下 1.1 m 处的应变计, 双层钢套管埋深范围内桩身 (0~26 m) 不设应变计, 应变计布设见图 1。静载荷试验前, 已对每根试桩进行成孔质量检测, 并采用低应变和超声波进行桩身质量检测, 结果表明成孔指标满足要求。根据低应变和超声波检测结果, SPA3、SPB3 为 II 类桩, 其它均为 I 类桩。试验采用提篮式配重反力装置, 采用 9 台最大作用力为 6300 kN 油压千斤顶并联加载, 分级加载, 最大加载值 39000 kN。竖向位移采用位移计测量, 自动采集。由于试验荷载较大, 对试验区域采用静压管桩加钢筋混凝土承台板的形式进行地基加固处理。A、B 区各采用管桩 132 根, 持力层为②<sub>3</sub> 粉砂层。

## 2 试验结果分析

### 2.1 Q-s 曲线分析

图 2 为两种桩型在各级加载作用下试桩桩顶荷载-位移曲线。除试桩 SPA3、SPB3 出现破坏外 (II 类桩), 其它 4 根试桩的 Q-s 曲线均为缓变型。这 4 根试桩的最大沉降量 (扣除无效段桩身压缩量) 为 33.92~56.90 mm, 桩顶残余沉降量较小, 回弹率达到 63.6%~83.4% (表 3), 桩顶沉降大部分由桩身压缩量组成, 试桩的整体荷载-变形特性满足工程设计的要求。试桩 SPA2、SPB1、SPB2 达到了设计预估极限承载力 (39000 kN、36400 kN), 嵌岩深度较大的 SPA 桩型比 SPB 桩型的竖向极限承载力取值大。

B 区的试桩 SPA3、SPB3 均加载至破坏, 未达到设计承载力。由 Q-s 曲线的斜率可以看出, 两桩的桩体竖向刚度  $K_0$  ( $K_0=d_Q/d_s$ ) 明显小于其它试桩, 随荷载增加, 桩顶位移增大更快。在试桩 SPA3、SPB3 的桩顶荷载分别为 33000 kN、30800 kN 时, Q-s 曲线发生陡降, 两桩桩顶累计位移量超过 100 mm, 并无法稳定收敛, 极限承载力取前一级荷载 (30000 kN、28000 kN)。

试桩 SPA3 的嵌岩深度为 21.3 m, 介于 SPA1、SPA2 之间; 试桩 SPB3 的嵌岩深度为 18.4 m, 与同一桩型的其它试桩相当。因此, 两试桩提前破坏与嵌岩深度无关, 分析其极限承载力不及同桩型其它试桩的原因为:

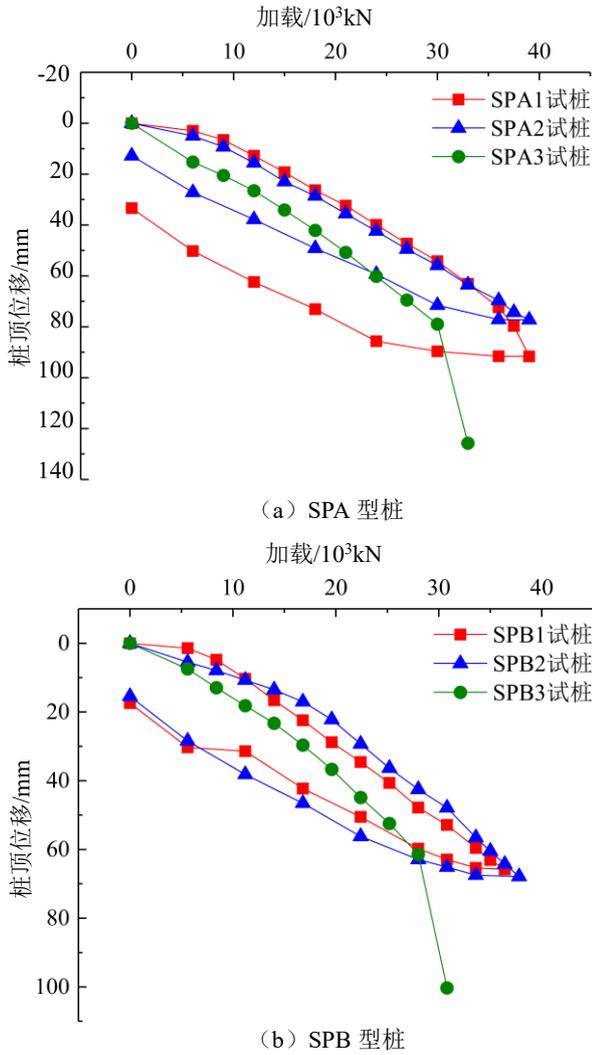
图2 SPA、SPB型桩的 $Q-s$ 曲线

Figure 2 Curves of load-settlement of SPA and SPB piles

(1) 根据施工记录, 由于 B 区出现过塌孔, 试桩 SPA3、SPB3 所采用的护壁泥浆粘度、用量较大, 造成桩周泥皮与桩端沉渣均较厚 (SPA3、SPB3 桩端沉渣厚度分别为 80 mm、30 mm), 从而降低了混凝土灌注桩的桩侧摩阻力与桩端支承性能, 增大了桩顶沉降。

(2) 根据桩端取芯检测, SPA3 试桩的桩端后

注浆效果很差, 仅形成 10 mm 厚的注浆区; SPB3 试桩桩底未形成注浆区。相对于桩端后注浆效果较好的试桩, 试桩 SPA3、SPB3 桩端沉渣不能得到加固, 从而桩端支承性能与承载刚度较差, 同时桩侧摩阻力也无法得到提高, 桩侧极限摩阻力对应的桩土相对位移也更大。

(3) 结合超声波检测结果, SPA3、SPB3 桩身均存在一处轻微缺陷, 虽不影响桩身结构承载力的正常发挥, 但会影响桩身沉降变形发展。

在 0~36000 kN 加载段, 试桩 SPA1 与 SPA2 沉降随荷载变化规律基本一致,  $Q-s$  曲线接近线性; 在 37500~39000 kN 加载段, 试桩 SPA1 位移加速增大, 最大桩顶位移达到了 91.64 mm, 大于 SPA2 试桩 (77.25 mm)。根据 JGJ 106-2003《建筑基桩检测技术规范》<sup>[18]</sup>, 对桩端直径  $D \geq 800$  mm 的桩, 极限承载力可取  $s$  等于 0.05  $D$  对应的荷载值, 且当桩长大于 40 m 时, 宜考虑桩身弹性压缩。根据扣除桩身无效段压缩量后的累计位移, 取 SPA1 试桩  $s=0.05 D$  即 55.0 mm 时对应的荷载为 37500 kN; SPA2 试桩的极限承载力取最大加载值 39000 kN。卸载段, 试桩 SPA2 比 SPA1 的回弹量更大, 回弹率达到 83.4% (表 3)。可见, 试桩 SPA2 的沉降主要是桩身的弹性变形, 且桩的承载力尚未得到完全发挥。试桩 SPA2 比 SPA1 具有更好的承载变形性能, 这与试桩 SPA2 具有更大的嵌岩深度有关。

试桩 SPB1 与 SPB2 均加载至设计要求的最大加载值 (36400 kN、37800 kN), 两试桩的  $Q-s$  曲线较为相似, 桩顶最大位移分别为 33.92 mm、38.01 mm, 残余沉降量分别为 17.45 mm、15.48 mm, 桩身承载力并未完全发挥, 极限承载力取最大加载值 (表 3)。在桩顶荷载达到一定值后 (分别为 8400 kN、14000 kN), 试桩 SPB1 与 SPB2 的  $Q-s$  曲线均呈线性, 且桩的竖向抗压刚度相近。

表3 试桩试验结果

Table 3 Result of test piles under maximum load

试桩号	最大加载值 /kN	加载稳定时桩 顶累计沉降量 /mm	扣除无效段桩身压缩 量后的桩顶沉降量 /mm	无效段桩 身压缩量 /mm	桩顶残余 沉降 /mm	桩顶 回弹率 /%	极限承载力 取值 /kN
SPA1	39000	91.64	56.90	34.74	33.38	63.6	37500
SPA2	39000	77.25	43.76	33.49	12.84	83.4	39000
SPA3	33000	78.99	52.08	26.91	-	-	30000
SPB1	36400	65.78	33.92	31.86	17.45	73.5	36400
SPB2	37800	67.90	38.01	29.89	15.48	77.2	37800
SPB3	30800	61.43	30.43	31.00	-	-	28000

2.2 桩身轴力分布及桩端受力特性

本试验通过振弦式应变计实测得到的频率模数计算混凝土应变 $\epsilon$ , 计算公式为:

$$\epsilon = K(F - F_0) + b(T - T_0) \quad (1)$$

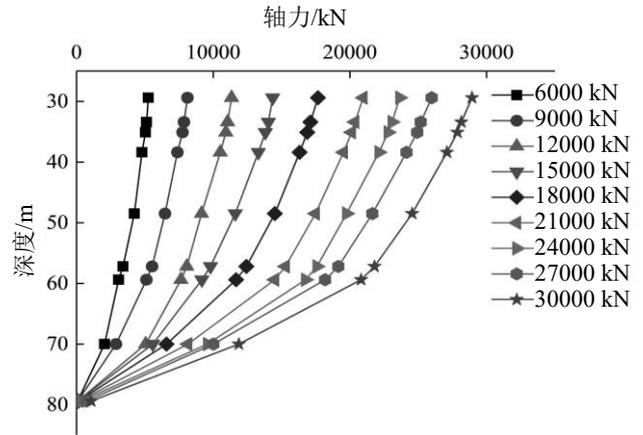
式中,  $F$ 为加载稳定时的频率读数;  $F_0$ 为初始的频率读数;  $K$ 为出厂率定系数;  $b$ 为温度修正系数;  $T$ 为加载稳定时的温度读数;  $T_0$ 为初始的温度读数。

假设混凝土与钢筋应变协调, 根据材料力学弹性变形公式, 计算出桩身轴力 $P_i$ :

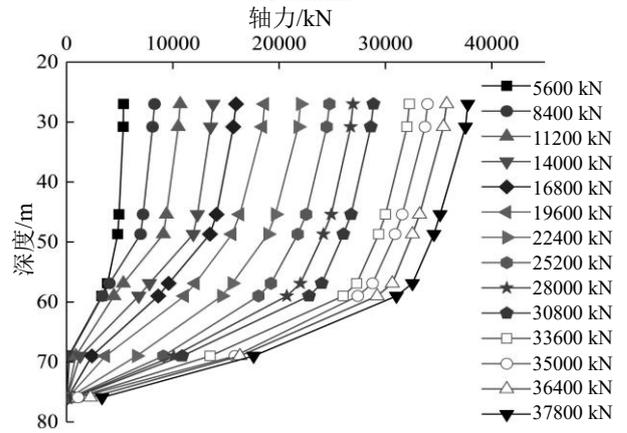
$$P_i = [E_c A_c + E_{rb} A_{rb}] \epsilon \quad (2)$$

式中,  $E_c$ 为混凝土的弹性模量;  $A_c$ 为混凝土的横截面积;  $E_{rb}$ 为钢筋的弹性模量;  $A_{rb}$ 为所有钢筋的横截面积。

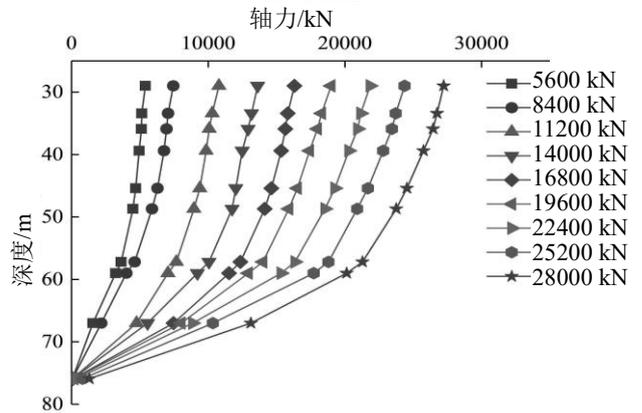
图3为计算得到的各桩身轴力分布图, 为简化起见, 本文仅列出 SPA2、SPA3 与 SPB2、SPB3 四根桩的桩身轴力分布图 (其中, SPA1、SPB1 桩轴力分布与 SPA2、SPB2 桩相似)。从图中可以看出, 桩身轴力随埋深增加而减小, 且减小幅度受桩周地层性状的影响。50 m 深度以上, 各试桩的轴力在各级荷载下衰减速率较小, 而 60 m 以下 (嵌岩段) 的桩身轴力加速衰减。因此, 嵌岩段桩身的侧摩阻力较上部土层明显要大, 承担了大部分荷载。桩顶荷载越大, 嵌岩段桩身轴力衰减更迅速, 桩端附近的桩身轴力也越大, 体现了桩身侧阻和端阻的异步发挥性状。发生破坏的 SPA3 与 SPB3 试桩的嵌岩段桩身轴力衰减速率相比未破坏的试桩要小, 推测桩端后注浆的不充分及桩身泥皮、沉渣过厚使得嵌岩段的承载性能降低, 这也能从桩侧摩阻力的分析看出。表4为最大荷载下各试桩桩端阻力, 最大值仅 1462 kN, 各试桩的端阻比不到 5%。SPB 桩型 (嵌岩较浅) 比 SPA 桩型的端阻发挥更多。



(b) SPA3 试桩



(c) SPB2 试桩



(d) SPB3 试桩

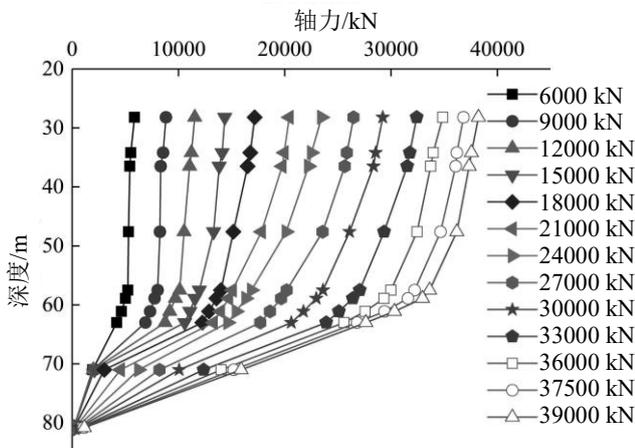
图3 桩身轴力分布图

Figure 3 Distribution curves of axial force

表4 最大荷载下各试桩桩端阻力

Table 4 Test results of tip resistance under maximum static load

试桩编号	桩端阻力/kN	端阻比/%
SPA1	563	1.44
SPA2	0	0.00
SPA3	31	0.10
SPB1	1462	4.02
SPB2	1062	2.81
SPB3	0	0.00

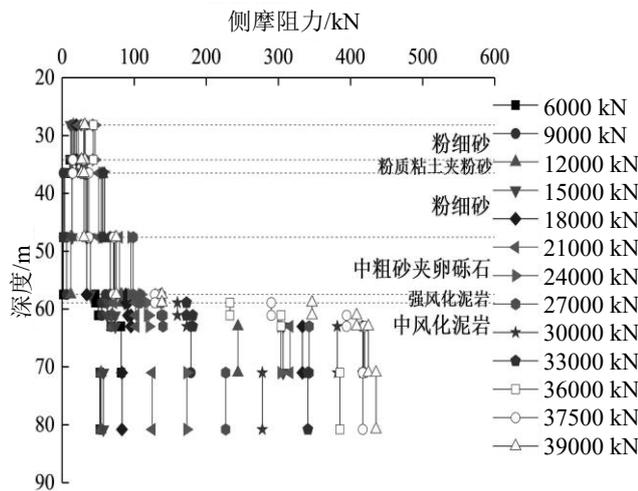


(a) SPA2 试桩

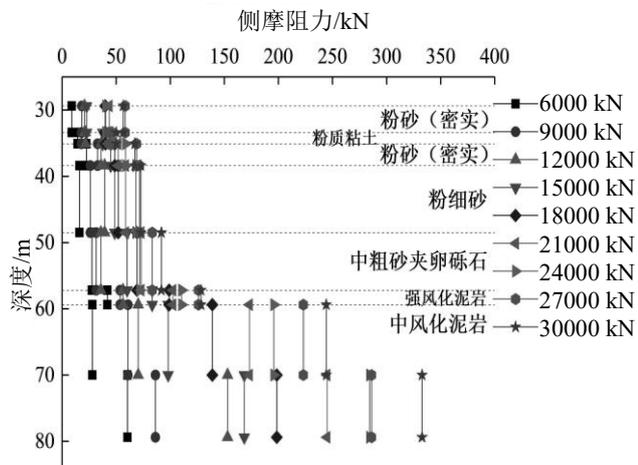
### 2.3 桩身侧摩阻力特性

桩侧摩阻力的发挥与桩周土性质、埋深、桩顶荷载及桩土相对位移等因素有关<sup>[19]</sup>。根据各级荷载下桩身轴力沿桩长变化计算出相邻应变计之间地层的桩侧摩阻力，桩侧摩阻力沿桩身的变化曲线如图4所示。

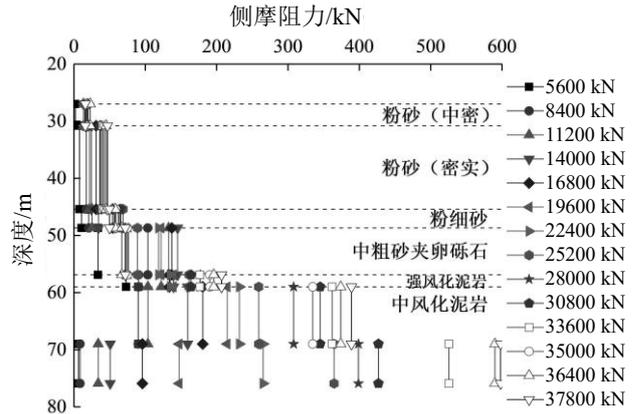
从图中可以看出，两种桩型的桩侧摩阻力随深度的分布趋势相似，都呈现阶梯状。随着桩顶荷载增加，各试桩不同深度的桩侧摩阻力都呈现增大趋势，但在未达到最大加载值之前，上部土层的桩侧摩阻力已充分发挥，充分发挥对应的桩顶载荷与土层埋深及土性有关。在最大加载值下，两种桩型嵌岩段的桩侧摩阻力都远大于上部土层，且越靠近桩端，桩侧摩阻力越大，桩端以上10m左右范围的中风化泥岩发挥的桩侧摩阻力最大（最大值达到598 kN）。为方便描述，下文将桩端以上10m左右的范围称为桩端附近。



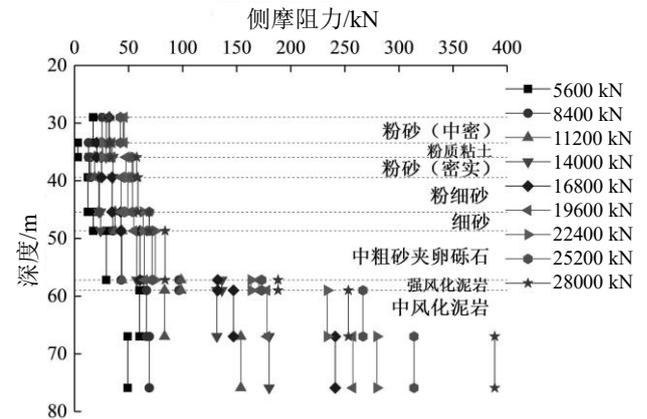
(a) SPA2 试桩



(b) SPA3 试桩



(c) SPB2 试桩



(d) SPB3 试桩

图4 桩侧摩阻力分布曲线

Figure 4 Distribution curves of shaft friction

桩侧摩阻力的发挥与桩-土(岩)界面相对位移有关，在最大加载值下，SPB桩桩端附近中风化泥岩发挥的桩侧摩阻力（最大值598 kN，平均值504 kN）比SPA桩（最大值460 kN，平均值409 kN）要大。表明嵌岩较深的桩型（SPA），其嵌岩段桩侧摩阻力发挥程度更低。对比SPA3、SPB3与同桩型其它试桩，SPA3、SPB3试桩的中下部地层的桩侧摩阻力明显偏小，见表5。

表6为实测的侧摩阻力与勘察报告推荐值、根据静力触探锥尖阻力 $q_c$ 、侧阻力 $f_s$ 换算得到桩身侧摩阻力的比较。勘察报告推荐值根据岩土层、试桩参数及《建筑桩基技术规范》JGJ 94-2008、《南京地区建筑基础设计规范》DGJ 32/J 12-2005中的桩极限侧阻力标准值表得到。土层（粉质粘土-中粗砂夹砾石层）的实测侧摩阻力均值与勘察报告推荐值比较接近，但嵌岩段的侧摩阻力实测值明显更大，强风化泥岩、中风化泥岩、中风化泥岩（桩端附近）的实测侧摩阻力平均值是报告推荐值的1.4、1.2、1.8倍。因此，桩端后注浆改善了嵌岩段的力学性能，

表 5 各试桩的中下部地层侧摩阻力  
Table 5 Shaft friction of middle and lower strata

桩型	粉细砂	中粗砂夹砾石	强风化泥岩	中风化泥岩	中风化泥岩
	/kPa	/kPa	/kPa	/kPa	(桩端附近) /kPa
SPA3	68	92	129	244	333
SPA 其他桩型	62	112	165	361	448
SPB3	58	84	188	253	389
SPB 其他桩型	67.5	124	195	342	562

注: 桩端附近指桩端以上 10 m 左右范围。

表 6 实测侧摩阻力与勘察报告值对比  
Table 6 Comparison between measured values of shaft friction and those of geologic survey reports

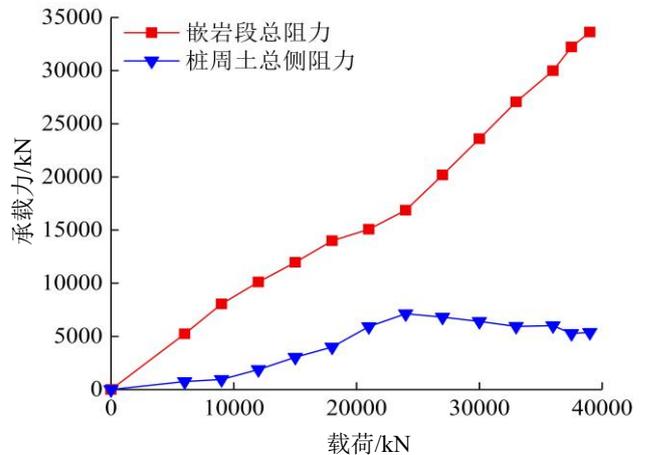
土层	侧摩阻力 $q_s$ /kPa				勘察报告推荐值
	实测值		根据静力触探换算值		
	平均值	最大值	JGJ 94-2008 规范 <sup>[4]</sup>	TBJ 37-1993 规范 <sup>[20]</sup>	
粉质粘土	43	50	43	24	38
粉质粘土夹粉砂	30	35	74	51	36
粉砂(密实)	54	58	52	45	50
粉细砂	64	69	57	50	66
中粗砂夹砾石	108	145	61	53	100
强风化泥岩	173	207	/	/	120
中风化泥岩	317	425	/	/	250
中风化泥岩 (桩端以上 10 m)	457	598	/	/	250

增加了嵌岩段侧摩阻力的发挥, 在桩端附近尤为显著。在本实验中, 未观测到桩端后注浆对上覆土层的侧摩阻力发挥有明显增强作用。《建筑桩基技术规范》JGJ 94-2008 给出强风化岩的后注浆侧阻力增强系数  $\beta_{si}$  为 1.2~1.6 (已按大直径灌注桩侧阻力尺寸效应系数修正), 与本试验 1.4 较为接近。6 根试桩桩端附近中风化泥岩的实测侧摩阻力值为勘察报告推荐值的 1.33~2.10 倍, 按大直径灌注桩侧阻力尺寸效应系数修正后, 得到该场地中风化泥岩的后注浆侧阻力增强系数  $\beta_{si}$  为 1.48~2.34。

根据静力触探数据, 按《建筑桩基技术规范》JGJ 94-2008 换算的侧摩阻力最接近实测平均值, 误差不超过 11% (中粗砂夹砾石以上土层); 按《静力触探技术规则》TBJ 37-1993 换算的侧摩阻力普遍偏保守 (粉质粘土夹粉砂层偏大), 为实测值的 49%~83%。

### 2.4 嵌岩段与桩周土的承载特性

图 5 是试桩的桩周土总侧摩阻力、嵌岩段总阻力随竖向荷载的变化曲线。嵌岩段总阻力包括桩端阻力与嵌岩段总侧摩阻力。由于桩端阻力过小, 嵌岩段总阻力主要源于嵌岩段侧摩阻力。桩周土总侧摩阻力指非嵌岩段的桩周总侧摩阻力。



(a) SPA2 试桩

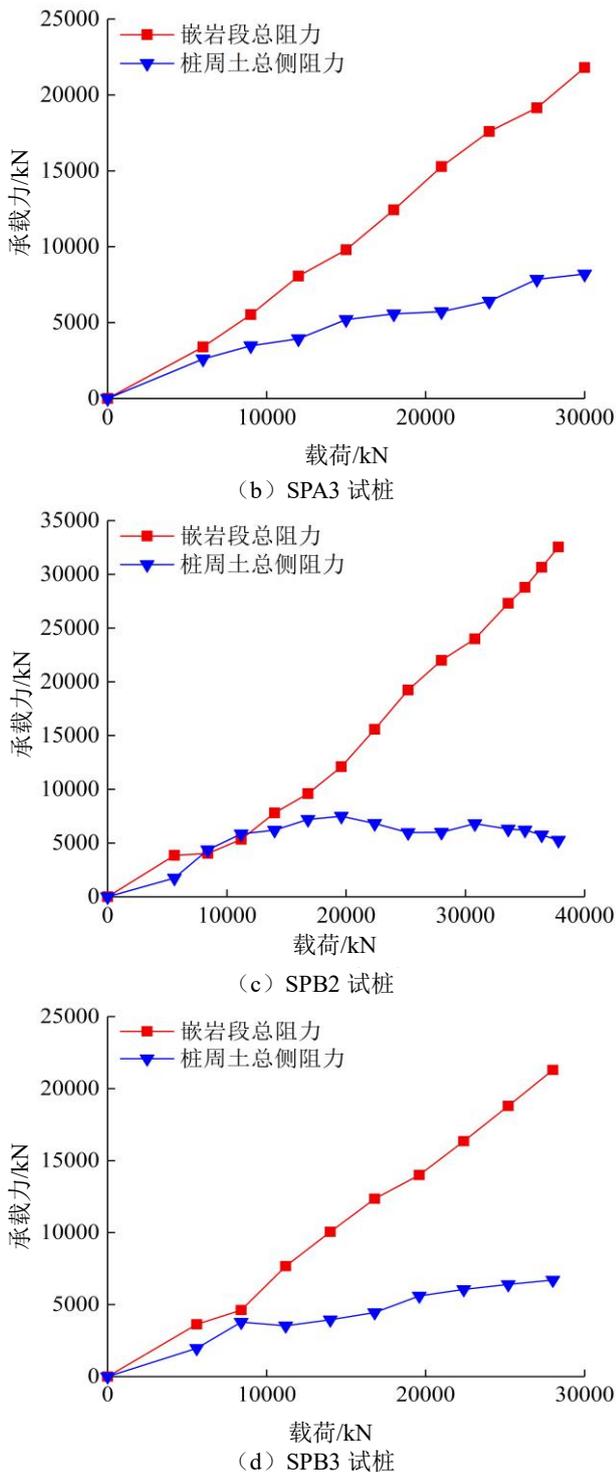


图5 嵌岩段与桩周土承载力发挥特性

Figure 5 Bearing capacity of rock-socketed section and soil section

从图5中可以看出,在试验荷载加载初期(15000 kN之前),桩周土总侧摩阻力与嵌岩段总阻力数值较接近。随着试验荷载的增加,嵌岩段总阻力近似线性增长。SPB桩型(嵌岩深度较浅)嵌岩段总阻力的增长率更小,嵌岩段总阻力大小与桩周土总侧摩阻力更接近。在试验荷载达到最大荷载时,试桩SPA1-3、SPB1-3的嵌岩段总阻力为

21294~33621 kN,占最大荷载的72.7%~86.2%(表7),试验荷载主要由嵌岩段承担。发生破坏的试桩(SPA3、SPB3)嵌岩段总阻力占比小于其它试桩,而桩周土总侧摩阻力占比更高。SPB桩型嵌岩段总阻力占比要比SPA桩型稍大。在整个加载期间,桩周土总侧摩阻力均小于嵌岩段总阻力。

表7 各试桩嵌岩段阻力

Table 7 Resistance of rock-socketed section of test piles

试桩号	最大荷载下嵌岩段总阻力/kN	嵌岩段总阻力占桩顶最大荷载/%
SPA1	30995	79.5
SPA2	33621	86.2
SPA3	21800	72.7
SPB1	29511	81.1
SPB2	32541	86.1
SPB3	21294	76.1

### 3 结论

对南京河西地区大直径钻孔灌注桩进行大吨位静载试验,深入研究了高承载力后注浆嵌岩桩的承载特性与荷载传递机理、嵌岩段特性、桩端后注浆质量对桩承载力的影响,得出以下结论:

(1)本试验嵌岩桩试桩有4根桩 $Q-s$ 曲线呈缓变型,2根试桩(SPA3、SPB3) $Q-s$ 曲线呈陡变型。 $Q-s$ 曲线呈缓变型的试桩,桩顶残余沉降较小,桩顶回弹率较高(63.6%~83.4%),桩顶沉降多数为桩身的弹性变形。

(2)桩端后注浆改善了嵌岩段的力学性能,增大了嵌岩段的侧摩阻力,本次试验中,中风化泥岩的后注浆侧阻力增强系数 $\beta_{si}$ 为1.48~2.34。

(3)研究指出,后注浆质量与桩端沉渣厚度对试桩极限承载力有很大影响,后注浆质量差、桩端沉渣厚的试桩(SPA3、SPB3)极限承载力小于同桩型其它试桩,桩顶位移增长速率较大,桩端附近的桩侧摩阻力比正常工作的试桩小25.7%~30.8%。

(4)将静力触探数据按《建筑桩基技术规范》JGJ 94-2008换算的侧摩阻力比较接近实测平均值,误差不超过11%,《静力触探技术规则》TBJ 37-1993换算值偏保守。

(5)嵌岩深度对嵌岩桩竖向承载力具有影响,使两种桩型在承载能力及荷载传递方面存在不同。相比嵌岩较深试桩,嵌岩较浅试桩的极限承载力偏小,端阻发挥更多,且在桩端附近,桩侧摩阻力发挥程度也更高。随着桩顶荷载增大,试桩的嵌岩段总阻力近似线性增长。嵌岩较浅试桩的嵌岩段总阻

力的增长率更小,嵌岩段总阻力大小与桩周土总侧摩阻力更接近。达到最大荷载时,嵌岩深度较浅的试桩嵌岩段承担荷载的占比更高。

#### 参考文献:

- [1] 王国民. 软岩钻孔灌注桩的荷载传递性状[J]. 岩土工程学报, 1996, 18(2): 99-103.
- [2] 王卫东, 吴江斌, 聂书博. 武汉绿地中心大厦大直径嵌岩桩现场试验研究[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(11): 1945-1954.
- [3] Kou H, Guo W, Zhang M, Xu Y. Axial resistance of long rock-socketed bored piles in stratified soils[J]. Ocean Engineering. 2016(114): 58-65.
- [4] JGJ 94-2008 建筑桩基技术规范[S]. 北京: 2008.
- [5] 黄求顺. 嵌岩桩承载力的研究[C]// 中国建筑学会地基基础学术委员会论文集. 太原: 1992, 47-52.
- [6] 刘树亚, 刘祖德. 嵌岩桩理论研究和设计中的几个问题[J]. 岩土力学, 1999, 20(4): 86-92.
- [7] 明可前. 嵌岩桩的受力机理分析[J]. 岩土力学, 1998, 19(1): 65-69.
- [8] 刘松玉, 季鹏, 韦杰. 大直径泥质软岩嵌岩灌注桩的荷载传递性状[J]. 岩土工程学报, 1998(4): 61-62+64.
- [9] 宋仁乾, 张忠苗. 软土地基中嵌岩桩嵌岩深度的研究[J]. 岩土力学, 2003, 24(6): 1053-1056.
- [10] Gao R, Wang Y Q, Yan J. Model test of socketed depth's influence on bearing mechanism in rock-socketed pile[J]. Applied Mechanics and Materials, 2011, 90-93: 332-336.
- [11] Dai G, Gong W, Zhao X, Zhou X. Static testing of pile-base post-grouting piles of the Suramadu Bridge[J]. Geotechnical Testing Journal, 2011, 34(1): 34-49.
- [12] Ruiz, M E, Pando, M A, Load transfer mechanisms of tip post-grouted drilled shafts in sand[J]. Geotech. Spec. Publ., 2009: 23-30.
- [13] 黄挺, 龚维明, 李辉, 戴国亮. 超长桩桩端注浆静载试验研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(S1): 119-123.
- [14] 刘开富, 方鹏飞, 刘雪梅, 胡意, 谢新宇. 软土地区桩端后注浆灌注桩竖向承载性能试验研究[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(S2): 1054-1057.
- [15] 曾志军, 刘建华, 张瑞坤, 石名磊. 钻孔灌注桩桩端后注浆增强效应研究[J]. 中国矿业大学学报, 2014, 43(1): 144-150.
- [16] 朱楠, 崔自治. 桩端后注浆对单桩承载性状的作用效应研究[J]. 岩土力学, 2014, 35(S2): 267-271.
- [17] 李永辉, 朱翔, 周同和. 桩端后注浆对大直径灌注桩影响的现场对比试验研究[J]. 岩土力学, 2016, 37(S2): 388-396.
- [18] JGJ 106-2003 建筑基桩检测技术规范[S]. 北京: 2003.
- [19] 张乾青, 张忠苗. 桩基工程[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.
- [20] TBJ 37-1993 静力触探技术规则[S]. 北京: 1993.